

“UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO”

FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERIA CIVIL

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL



**ANALISIS COMPARATIVO DEL DESEMPEÑO SISMICO DE EDIFICIOS
DE MEDIANA ALTURA CON SISTEMA ESTRUCTURAL DUAL Y DIAGRID EN
CUSCO**

TESIS PRESENTADA POR:

BACHILLER JONATHAN HAMED SAICO QUISPE

**PARA OPTAR AL TITULO PROFESIONAL DE
INGENIERO CIVIL**

CUSCO – PERU

2021

INDICE GENERAL

INDICE GENERAL	ii
INDICE DE FIGURAS.....	vii
INDICE DE TABLAS	xiii
ABREVIATURAS	xviii
PRESENTACION	xxiv
INTRODUCCION	xxvi
CAPITULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	1
1.1 Situación Problemática.....	1
1.2 Formulación del Problema	2
1.2.1 <i>Problema general.</i>	2
1.2.2 <i>Problemas específicos.</i>	2
1.3 Objetivos de la investigación.....	3
1.3.1 <i>Objetivos generales.</i>	3
1.3.2 <i>Objetivos específicos.</i>	3
1.4 Justificación de la Investigación	3
1.5 Alcance y limitaciones	4
1.5.1 <i>Alcance</i>	4
1.5.2 <i>Limitaciones</i>	4
1.6 Hipótesis y Variables.....	4
1.6.1 <i>Hipótesis general.</i>	4
1.6.2 <i>Hipótesis específicas.</i>	4
1.7 Identificación de las variables	5
1.8 Consideraciones éticas	5
CAPITULO II: MARCO TEORICO	6
2.1 Antecedentes	6
2.2 Marco Teórico Conceptual	7

2.2.1 Elementos estructurales	7
2.2.2 Sistema dual	9
2.2.3 Sistema diagrid	14
2.2.4 Modelo de rendimiento del edificio	22
2.2.5 Geología Regional	34
2.2.6 Características Geológicas Locales	35
2.2.7 Geología estructural de la zona	38
2.2.8 Peligro sísmico	40
2.2.9 Análisis de la respuesta de las estructuras	42
2.2.10 Deriva residual	45
2.2.11 Fragilidad al colapso	45
2.2.12 Desempeño sísmico	51
CAPITULO III: METODOLOGIA	56
3.1 Tipo y diseño de investigación	56
3.2 Ámbito de estudio	56
3.3 Herramientas y métodos de procesamiento de datos	56
3.4 Procedimiento metodológico	57
3.5 Determinación de indicadores	58
CAPITULO IV: DESEMPEÑO SISMICO DE EDIFICIOS DUALES (FEMA P-58)	59
4.1 Caracterización de las edificaciones	59
4.1.1 Parámetros para la peligrosidad sísmica	59
4.1.2 Características arquitectónicas y de los materiales	60
4.1.3 Modelos de población	62
4.1.4 Especificaciones de fragilidad y desempeño	62
4.2 Edificio de 10 niveles (H=30m)	65
4.2.1 Identificación del peligro sísmico	65
4.2.2 Análisis sísmico del modelo	73
4.2.3 Fragilidad al colapso	80

4.2.4 Evaluación del desempeño.....	82
4.3 Edificio de 15 niveles (H=45m).	88
4.3.1 Identificación del peligro sísmico	88
4.3.2 Análisis sísmico del modelo.....	88
4.3.3 Fragilidad al colapso.....	96
4.3.4 Evaluación del desempeño.....	99
4.4 Edificio de 20 niveles (H=60m).	104
4.4.1 Identificación del peligro sísmico	104
4.4.2 Análisis sísmico del modelo.....	105
4.4.3 Fragilidad al colapso.....	113
4.4.4 Evaluación del desempeño.....	115
CAPITULO V: DESEMPEÑO SISMICO DE EDIFICIOS DIAGRID (FEMA P-58).....	121
5.1 Caracterización de las edificaciones	121
5.1.1 Parámetros para la peligrosidad sísmica.....	121
5.1.2 Características arquitectónicas y de los materiales.....	122
5.1.3 Modelos de población.....	124
5.1.4 Especificaciones de fragilidad y desempeño	124
5.2 Edificio de 10 niveles (H=30m).	127
5.2.1 Identificación del peligro sísmico	127
5.2.2 Análisis sísmico del modelo.....	128
5.2.3 Fragilidad al colapso.....	136
5.2.4 Evaluación del desempeño.....	138
5.3 Edificio de 15 niveles (H=45m).	144
5.3.1 Identificación del peligro sísmico	144
5.3.2 Análisis sísmico del modelo.....	144
5.3.3 Fragilidad al colapso.....	151
5.3.4 Evaluación del desempeño.....	154
5.4 Edificio de 20 niveles (H=60m).	159

5.4.1 Identificación del peligro sísmico	159
5.4.2 Análisis sísmico del modelo.....	159
5.4.3 Fragilidad al colapso.....	166
5.4.4 Evaluación del desempeño.....	169
CAPITULO VI: ANALISIS COMPARATIVO DE RESULTADOS.....	174
6.1 Edificios de 10 niveles (H=30m).....	174
6.1.1 Periodo de la estructura.....	174
6.1.2 Desplazamientos máximos.....	174
6.1.3 Aceleraciones máximas.....	175
6.1.4 Costo de reparación	176
6.1.5 Tiempo de reparación.....	177
6.2 Edificios de 15 niveles (H=45m).....	177
6.2.1 Periodo de la estructura.....	177
6.2.2 Desplazamientos máximos.....	177
6.2.3 Aceleraciones máximas.....	178
6.2.4 Costo de reparación	179
6.2.5 Tiempo de reparación.....	180
6.3 Edificios de 20 niveles (H=60m).....	180
6.3.1 Periodo de la estructura.....	180
6.3.2 Desplazamientos máximos.....	181
6.3.3 Aceleraciones máximas.....	181
6.3.4 Costo de reparación	182
6.3.5 Tiempo de reparación.....	183
CAPITULO VII: DISCUSION DE RESULTADOS	184
7.1 Periodo de la estructura	184
7.2 Desplazamientos máximos	185
7.3 Aceleraciones máximas	186
7.4 Costo de reparación	187

7.5 Tiempo de reparación	189
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	191
REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS	194

INDICE DE FIGURAS

Figura 1. <i>Deformación debido a fuerzas laterales.</i>	10
Figura 2. <i>Sistema dual, Interacción pórtico-muro estructural.</i>	12
Figura 3. <i>Vigas rígidas</i>	13
Figura 4. <i>Flujo de cargas axiales en el Sistema Diagrid</i>	15
Figura 5. <i>Distribución típica de un sistema diagrid</i>	16
Figura 6. Variación de las fuerzas axiales y cortantes en base al ángulo θ en estructuras diagrid.....	18
Figura 7. Torre Shukhov, Moscu.....	20
Figura 8. Edificaciones representativas del Sistema Diagrid	20
Figura 9. Definición del número de niveles, numero de piso, y altura de piso	24
Figura 10. Variación predeterminada de la población en relación con la población pico esperada para una oficina comercial.....	28
Figura 11. Ejemplo de grupos de rendimiento para un inmueble comercial de tres niveles	32
Figura 12. Muestra de resultados de análisis dinámico incremental que muestran la distribución del colapso estadísticas para un edificio hipotético.	47
Figura 13. Ilustración de la fragilidad del colapso estimada mediante análisis no lineal	48
Figura 14. Distribución de la planta típica del modelo con sistema dual	61
Figura 15. Elevación del eje 1 del modelo con sistema estructural dual	61
Figura 16. Modelo de población días de la semana laborables	62
Figura 17. Modelo de población fines de semana	62
Figura 18. Zonas sísmicas del territorio peruano	66
Figura 19. Espectro de pseudo aceleración.....	67
Figura 20. Mapa de peligrosidad sísmica del Perú, $T_r=475$ años.....	69
Figura 21. Aceleraciones máximas en Cusco para distintos periodos de retorno.	71
Figura 22. Gráfico de Pseudo aceleración espectral	72
Figura 23. Desplazamientos máximos por piso para modelo dual de 10 niveles.	78

Figura 24. Distorsión máxima en entrepisos para modelo dual de 10 niveles.	78
Figura 25. Aceleración de entrepiso para modelo dual de 10 niveles	79
Figura 26. Resultado del análisis PUSHOVER del modelo dual de 10 niveles	80
Figura 27. Curva de fragilidad para el modelo dual de 10 niveles.	81
Figura 28. Curva Costo de Reparación para modelo dual de 10 niveles.....	85
Figura 29. <i>Gráfico de barras de grupos implicados en costo de reparación.</i>	85
Figura 30. Diagrama acumulado de los grupos de desempeño en el costo de reparación para modelo dual de 10 niveles.....	86
Figura 31. <i>Curva Tiempo de Reparación para modelo dual de 10 niveles.</i>	86
Figura 32. Disgregado de grupos de desempeño en el tiempo de reparación en modelo dual de 10 niveles.	87
Figura 33. Diagrama acumulado de los grupos de desempeño en el tiempo de reparación, para el modelo dual de 10 niveles.....	87
Figura 34. Gráfico de Pseudo aceleración espectral	88
Figura 35. Desplazamientos máximos en modelo dual de 15 niveles.	93
Figura 36. Distorsiones máximas de entrepiso en modelo dual de 15 niveles.	94
Figura 37. Aceleraciones máximas de entrepiso en modelo dual de 15 niveles.	94
Figura 38. Resultado del análisis PUSHOVER del modelo dual de 15 niveles	96
Figura 39. Curva de fragilidad para el modelo dual de 15 niveles.	97
Figura 40. <i>Curva Costo de Reparación para modelo dual de 15 niveles.</i>	101
Figura 41. <i>Disgregado de grupos de desempeño en el costo de reparación para el modelo dual de 15 niveles.</i>	101
Figura 42. Diagrama acumulado de los grupos de desempeño en el costo de reparación para modelo dual de 15 niveles.....	102
Figura 43. <i>Curva Tiempo de Reparación para modelo dual de 15 niveles.</i>	102
Figura 44. <i>Disgregado de grupos de desempeño en el tiempo de reparación en modelo dual de 15 niveles.</i>	103

Figura 45. Diagrama acumulado de los grupos de desempeño en el tiempo de reparación, para el modelo dual de 15 niveles.....	104
Figura 46. Gráfico de Pseudo aceleración espectral para modelos duales	105
Figura 47. Desplazamientos máximos de modelo dual de 20 niveles.	110
Figura 48. Distorsiones de entrepiso máximas de modelo dual de 20 niveles.	111
Figura 49. Aceleraciones máximas de entrepiso de modelo dual de 20 niveles.	111
Figura 50. Resultado del análisis PUSHOVER del modelo dual de 20 niveles	112
Figura 51. Curva de fragilidad para el modelo dual de 20 niveles.	114
Figura 52. <i>Curva Costo de Reparación para modelo dual de 20 niveles</i>	118
Figura 53. <i>Disgregado de grupos de desempeño en el costo de reparación para el modelo dual de 20 niveles.</i>	118
Figura 54. Diagrama acumulado de los grupos de desempeño en el costo de reparación para modelo dual de 20 niveles.....	119
Figura 55. <i>Curva Tiempo de Reparación para modelo dual de 20 niveles.</i>	119
Figura 56. Disgregado de grupos de desempeño en el tiempo de reparación en modelo dual de 20 niveles.	120
Figura 57. Diagrama acumulado de los grupos de desempeño en el tiempo de reparación, para el modelo dual de 20 niveles.....	120
Figura 58. Distribución de la planta típica del modelo con sistema diagrid	123
Figura 59. Vista en elevación del modelo con sistema diagrid	123
Figura 60. Modelo de población días de la semana laborables	124
Figura 61. Modelo de población fines de semana	124
Figura 62. Espectro de pseudo aceleración para modelos diagrid	128
Figura 63. Parámetros de la sección de Losa colaborante.....	129
Figura 64. Desplazamientos máximos por piso en modelo diagrid de 10 niveles	133
Figura 65. Distorsión máxima en entrepisos en modelo diagrid de 10 niveles	133
Figura 66. Aceleración de entrepiso para modelo diagrid de 10 niveles	134
Figura 67. Resultado del análisis PUSHOVER del modelo diagrid de 10 niveles	135

Figura 68. Curva de fragilidad para el modelo diagrid de 10 niveles.	137
Figura 69. <i>Curva Costo de Reparación para modelo diagrid de 10 niveles.</i>	140
Figura 70. Disgregado de grupos de desempeño en el costo de reparación para el modelo diagrid de 10 niveles.	141
Figura 71. Diagrama acumulado de los grupos de desempeño en el costo de reparación para modelo diagrid de 10 niveles.....	142
Figura 72. <i>Curva Tiempo de Reparación para modelo diagrid de 10 niveles.</i>	142
Figura 73. Disgregado de grupos de desempeño en el tiempo de reparación en modelo diagrid de 10 niveles.	143
Figura 74. Diagrama acumulado de los grupos de desempeño en el tiempo de reparación, para el modelo diagrid de 10 niveles.....	143
Figura 75. Espectro de pseudo aceleración para modelos diagrid	144
Figura 76. Desplazamientos máximos en modelo diagrid de 15 niveles.	149
Figura 77. Distorsiones máximas de entrepiso en modelo diagrid de 15 niveles.	149
Figura 78. Aceleraciones máximas de entrepiso en modelo dual de 15 niveles.	150
Figura 79. Resultado del análisis PUSHOVER del modelo diagrid de 15 niveles	151
Figura 80. Curva de fragilidad para el modelo diagrid de 15 niveles.	152
Figura 81. <i>Curva Costo de Reparación para modelo diagrid de 15 niveles.</i>	156
Figura 82. Disgregado de grupos de desempeño en el costo de reparación para el modelo diagrid de 15 niveles.	156
Figura 83. Diagrama acumulado de los grupos de desempeño en el costo de reparación para modelo diagrid de 15 niveles.....	157
Figura 84. Curva Tiempo de Reparación para modelo diagrid de 15 niveles.	157
Figura 85. Disgregado de grupos de desempeño en el tiempo de reparación en modelo diagrid de 15 niveles.	158
Figura 86. Diagrama acumulado de los grupos de desempeño en el tiempo de reparación, para el modelo diagrid de 15 niveles.....	158
Figura 87. Espectro de pseudo aceleración para modelos diagrid	159

Figura 88. Desplazamientos máximos de modelo dual de 20 niveles.	164
Figura 89. Distorsiones de entrepiso máximas de modelo dual de 20 niveles.	164
Figura 90. Aceleraciones máximas de entrepiso de modelo dual de 20 niveles.	165
Figura 91. Resultado del análisis PUSHOVER para modelo diagrid de 20 niveles	166
Figura 92. Curvas de fragilidad para el modelo diagrid de 20 niveles	167
Figura 93. Curva Costo de Reparación para modelo diagrid de 20 niveles.....	171
Figura 94. Disgregado de grupos de desempeño en el costo de reparación para el modelo diagrid de 20 niveles.	171
Figura 95. Diagrama acumulado de los grupos de desempeño en el costo de reparación para modelo diagrid de 20 niveles.....	172
Figura 96. Curva Tiempo de Reparación para modelo diagrid de 20 niveles.	172
Figura 97. Disgregado de grupos de desempeño en el tiempo de reparación en modelo diagrid de 20 niveles.	173
Figura 98. Diagrama acumulado de los grupos de desempeño en el tiempo de reparación, para el modelo diagrid de 20 niveles.....	173
Figura 99. Periodo en los tres primeros modos para los modelos de 10 niveles.....	174
Figura 100. Desplazamientos máximos de los modelos de 10 niveles.....	175
Figura 101. Aceleraciones máximas de los modelos de 10 niveles.....	175
Figura 102. Pérdida total esperada disgregada por tipo de componente como porcentaje del costo de reemplazo para modelos de 10 niveles	176
Figura 103. Periodo en los tres primeros modos para los modelos de 15 niveles.....	177
Figura 104. Desplazamientos máximos de los modelos de 15 niveles.....	178
Figura 105. Aceleraciones máximas de los modelos de 15 niveles.....	178
Figura 106. Pérdida total esperada disgregada por tipo de componente como porcentaje del costo de reemplazo de los modelos de 15 niveles.....	179
Figura 107. Periodos de estructuras para los modelos de 20 niveles.....	180
Figura 108. Gráfico comparativo de desplazamientos máximos de los modelos de 20 niveles	181

Figura 109. Gráfico comparativo de aceleraciones máximas de los modelos de 20 niveles	182
Figura 110. Pérdida total esperada disgregada por tipo de componente como porcentaje del costo de reemplazo de modelos de 20 niveles	183

INDICE DE TABLAS

Tabla 1. “Valores predeterminados recomendados de la población máxima por tipo de ocupación”	27
Tabla 2. Grupos de ejemplo de fragilidad para una oficina de edificio de acero de dos niveles.	30
Tabla 3. Cantidades de elementos estructurales clasificados en grupos de desempeño para los modelos con sistema dual	63
Tabla 4. Grupos de desempeño de elementos no estructurales para todos los niveles de modelos con sistema dual.....	64
Tabla 5. Grupos de desempeño de elementos no estructurales unitarios por nivel para estructuras duales.	65
Tabla 6. Grupos de desempeño para elementos no estructurales por modelo.....	65
Tabla 7. Parámetros sismológicos de las fuentes sismogénicas	68
Tabla 8. Periodos de retorno y porcentaje de excedencia en 50 años usados en la evaluación	68
Tabla 9. Valores de máximas aceleraciones esperadas para las principales ciudades del Perú para periodos $T=0.0s$	69
Tabla 10. Aceleraciones máximas en la ciudad del Cusco para distinto periodos de retorno.	70
Tabla 11. Espectro de diseño para la ciudad del Cusco.	71
Tabla 12. Parámetros para definir el espectro de respuesta sistema dual	72
Tabla 13. Valores de carga asignados a las losas de entrepiso	73
Tabla 14. Primeros periodos y particip. de masa del modelo dual de 10 niveles.....	74
Tabla 15. Cortante Estático del modelo dual de 10 niveles	74
Tabla 16. Cortantes dinámicos del modelo dual de 10 niveles	75
Tabla 17. Factor de esc. de cortantes basales del modelo dual de 10 niveles	75
Tabla 18. Porcentajes de asignación de cortante por tipo de elemento.....	75

Tabla 19. <i>Desplazamientos en dirección X del modelo dual de 10 niveles</i>	76
Tabla 20. Desplazamientos en dirección Y del modelo dual de 10 niveles.....	76
Tabla 21. Distorsiones de entrepiso del modelo dual de 10 niveles	77
Tabla 22. Parámetros de demanda ingenieril para modelo dual de 10 niveles.....	77
Tabla 23. Deriva residual del modelo dual de 10 niveles	80
Tabla 24. Modos de colapso en modelos de 10 niveles.....	82
Tabla 25. Información preliminar del modelo dual de 10 niveles	83
Tabla 26. Resumen de grupos de desempeño utilizados.	84
Tabla 27. Parámetros para definir el pseudo espectro de respuesta	88
Tabla 28. Secciones para modelo dual de 15 niveles	89
Tabla 29. Primeros periodos modales y participación de masa del modelo dual de 15 niveles	89
Tabla 30. Cortante Estático del modelo dual de 15 niveles	90
Tabla 31. Cortantes dinámicos del modelo dual de 15 niveles	90
Tabla 32. Factor de escala de cortantes para modelo dual de 15 niveles.	90
Tabla 33. Porcentajes de asignación de cortante por tipo de elemento.....	91
Tabla 34. <i>Desplazamientos en dirección X del edificio dual de 15 niveles</i>	91
Tabla 35. Desplazamientos en dirección Y del modelo dual de 15 niveles.....	92
Tabla 36. Distorsiones de entrepiso de modelo dual de 15 niveles	92
Tabla 37. Parámetros de demanda para modelo dual de 15 niveles	93
Tabla 38. Derivas residuales por tipo de edificación.	96
Tabla 39. Modos de colapso en modelos de 15 niveles.....	98
Tabla 40. Información preliminar del modelo dual de 15 niveles	99
Tabla 41. Resumen de grupos de desempeño utilizados.	100
Tabla 42. Parámetros para definir el pseudo espectro de respuesta	104
Tabla 43. Secciones para modelo dual de 20 niveles	105
Tabla 44. Primeros periodos modales y participación de masa del modelo dual de 20 niveles.	106

Tabla 45. Cortante Estático del modelo dual de 20 niveles	106
Tabla 46. Cortantes dinámicos del modelo dual de 20 niveles	107
Tabla 47. Factor de esc. de cortantes basales para modelo dual de 20 niveles.....	107
Tabla 48. Porcentajes de asignación de cortante por tipo de elemento.....	107
Tabla 49. <i>Desplazamientos en dirección X del modelo dual de 20 niveles</i>	108
Tabla 50. Desplazamientos en dirección Y del modelo dual de 20 niveles.....	108
Tabla 51. Distorsiones de entrepiso de modelo dual de 20 niveles	109
Tabla 52. Parámetros de demanda ingenieril para modelo dual de 20 niveles.....	110
Tabla 53. Derivas residuales para modelo dual de 20 niveles	113
Tabla 54. Modos de colapso en modelos de 15 niveles.....	115
Tabla 55. Información preliminar del modelo dual de 20 niveles	116
Tabla 56. Resumen de grupos de desempeño utilizados.	116
Tabla 57. Grupos de desempeño de elementos estructurales para modelos con sistema diagrid.....	125
Tabla 58. Grupos de desempeño de elementos no estructurales para todos los niveles.	126
Tabla 59. Grupos de desempeño de elementos no estructurales unitarios por nivel en modelos diagrid.	127
Tabla 60. Grupos de desempeño de elementos no estructurales por modelo.	127
Tabla 61. Parámetros para definir el espectro de respuesta sistema diagrid	127
Tabla 62. Secciones para modelo diagrid de 10 niveles.	128
Tabla 63. Primeros periodos modales y participación de masa del modelo diagrid de 10 niveles	130
Tabla 64. Cortante estático del modelo diagrid de 10 niveles.....	130
Tabla 65. Cortantes dinámicos del modelo diagrid de 10 niveles.	130
Tabla 66. Factor de esc. de cortantes basales para modelo diagrid de 10 niveles.....	131
Tabla 67. <i>Desplazamientos en dir. X del modelo diagrid de 10 niveles</i>	131
Tabla 68. Desplazamientos en dir. Y del modelo diagrid de 10 niveles.	132
Tabla 69. Distorsiones de entrepiso de modelo diagrid de 10 niveles.	132

Tabla 70. Parámetros de demanda ingenieril para modelo dual de 10 niveles.....	133
Tabla 71. Deriva residual del modelo diagrid de 10 niveles	135
Tabla 72. Modos de colapso en modelos de 10 niveles.....	137
Tabla 73. Información preliminar del modelo diagrid de 10 niveles.	138
Tabla 74. Resumen de grupos de desempeño utilizados.	139
Tabla 75. Parámetros para definir el espectro de respuesta sistema diagrid	144
Tabla 76. Secciones para modelo diagrid de 15 niveles.	145
Tabla 77. Primeros periodos modales del modelo diagrid de 15 niveles	145
Tabla 78. Cortante estático del modelo diagrid de 15 niveles.....	146
Tabla 79. Cortantes dinámicos del modelo diagrid de 15 niveles	146
Tabla 80. Factor de esc. de cortantes basales para modelo diagrid de 15 niveles.....	146
Tabla 81. <i>Desplazamientos en Dirección X del edificio diagrid de 15 niveles.....</i>	147
Tabla 82. Desplazamientos en dirección Y del modelo diagrid de 15 niveles.....	147
Tabla 83. Distorsiones de entrepiso de modelo diagrid de 15 niveles	148
Tabla 84. Parámetros de demanda ingenieril para modelo dual de 15 niveles.....	148
Tabla 85. Deriva residual del modelo diagrid de 15 niveles	151
Tabla 86. Modos de colapso en modelos de 15 niveles.....	153
Tabla 87. Información preliminar del modelo diagrid de 15 niveles.	154
Tabla 88. Resumen de grupos de desempeño utilizados.	155
Tabla 89. Parámetros para definir el espectro de respuesta sistema diagrid	159
Tabla 90. Secciones para modelo diagrid de 20 niveles	160
Tabla 91. Primeros periodos modales y participación de masa del modelo diagrid de 20 niveles	160
Tabla 92. Cortante Estático del modelo diagrid de 20 niveles	161
Tabla 93. Cortantes dinámicos del modelo diagrid de 20 niveles	161
Tabla 94. Factor de esc. de cortantes basales para modelo dual de 20 niveles.....	161
Tabla 95. <i>Desplazamientos en dirección X del modelo diagrid de 20 niveles.....</i>	161
Tabla 96. Desplazamientos en dirección Y del modelo diagrid de 20 niveles.....	162

Tabla 97. Distorsiones de entrepiso de modelo diagrid de 20 niveles	163
Tabla 98. Parámetros de demanda ingenieril para modelo diagrid de 20 niveles.....	163
Tabla 99. Deriva residual del modelo diagrid de 20 niveles	166
Tabla 100. Modos de colapso en modelos de 20 niveles.....	168
Tabla 101. Información preliminar del modelo diagrid de 20 niveles.	169
Tabla 102. Resumen de grupos de desempeño utilizados.	170
Tabla 103. Periodos naturales de los modelos de 10 niveles	174
Tabla 104. Desplazamientos máximos de los modelos de 10 niveles	175
Tabla 105. Aceleraciones máximas de los modelos de 10 niveles	175
Tabla 106. Comparativo de costo de reparación de los modelos de 10 niveles para análisis basado en intensidad.	176
Tabla 107. Comparativo de tiempo de reparación.	177
Tabla 108. Tres primeros periodos naturales de los modelos de 15 niveles.....	177
Tabla 109. Desplazamientos máximos de los modelos de 15 niveles	178
Tabla 110. Aceleraciones máximas de los modelos de 15 niveles	178
Tabla 111. Comparativo de costo de reparación de modelos de 15 niveles	179
Tabla 112. Comparativo de tiempo de reparación.	180
Tabla 113. Periodos naturales de los modelos	180
Tabla 114. Desplazamientos máximos de los modelos de 20 niveles	181
Tabla 115. Aceleraciones máximas de los modelos de 20 niveles	181
Tabla 116. Comparativo de costo de reparación del análisis.....	182
Tabla 117. Comparativo de tiempo de reparación de los modelos de 20 niveles estudiados	183

ABREVIATURAS

$\hat{S}_a(\bar{T})$	"Capacidad de colapso mediana en el periodo fundamental"
$\hat{S}_a(T)$	"Capacidad de colapso mediana inferida"
Δ_r	"Deriva residual del modelo"
Δ_y	"Deriva de fluencia del modelo"
S_{aD}	"Valor de aceleración espectral en el periodo fundamental"
Δ	"Deriva de entrepiso inelástica"
C	"Factor de amplificación sísmica"
CT	"Coeficiente para estimar el periodo fundamental de la estructura"
Ea	"Modulo elástico del acero"
Ec	"Modulo elástico del concreto"
f'c	"Resistencia del concreto al 28 dia de curado"
Fesc	"Factor de escalamiento de la cortante basal"
H	"Altura del modelo"
la	"Factor de irregularidad en altura"
lp	"Factor de irregularidad en planta"
LF	"Pie lineal"
Mmax	"Parámetro de magnitud máxima del sismo en la fuente sismogénica"
Mmin	"Parámetro de magnitud mínima del sismo en la fuente sismogénica"
PGA	"Aceleración pico de suelo"
Ro	"Coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas"
S	"Factor de amplificación del suelo"
Sa	"Espectro de pseudo aceleraciones"
SF	"Pie cuadrado"
T	"Periodo fundamental de la estructura"
TI	"Periodo en el cual inicia la zona con desplaz. cte. Del factor C"
Tp	"Periodo que define la plataforma del factor C"

Tr	"Periodo de retorno probabilístico"
U	"Factor de uso o importancia"
U _{Elast.}	"Desplazamiento elástico de piso"
U _{real}	"Desplazamiento real de piso"
V _b	"Cortante basal de la estructura"
V _x	"Cortante en la dirección X"
V _y	"Cortante e la dirección Y"
W	"Peso total de la edificación"
Z	"Factor de zona"
β	"Dispersión de medición"

RESUMEN

En el presente estudio se compara el desempeño sísmico de modelos con sistema estructural Diagrid y sistema Dual, con el objetivo de poder presentar a la sociedad ingenieril más información sobre el desempeño ante sollicitaciones sísmicas del sistema estructural diagrid, en comparación con el sistema dual.

Esta investigación fue realizada en la ciudad del Cusco, en un tipo de suelo intermedio (S2) teniendo como elementos de análisis seis modelos, tres de ellos con sistema dual (10, 15 y 20 niveles) y tres con sistema diagrid (10, 15 y 20 niveles), este estudio fue realizado bajo un diseño descriptivo comparativo, usando la metodología presentada en el reporte internacional norteamericano FEMA P-58, tomando el análisis basado en la intensidad comparando parámetros conocidos como desplazamientos y aceleraciones, pero incluyendo nuevos parámetros tales como el costo y tiempo de reparación, impactos ambientales, mediante el uso de herramientas informáticas como R-CRISIS, ETABS y el PACT.

Luego de dicho análisis se observó que los modelos con sistema diagrid, controlan de mejor forma los desplazamientos (dual: 221mm vs diagrid: 186mm), mas no las aceleraciones (dual: 1.08m/s² vs diagrid: 2.30m/s²), el sistema diagrid es más caro en su construcción (dual: 8.3 Millones US\$ vs diagrid: 11.0 Millones US\$), sin embargo reduce significativamente los costos de reparación (dual: 32.89% vs diagrid: 4.07%) y tiempos de reparación (dual: 14.79 días vs diagrid: 3.53 días), estos últimos dos indicadores con una probabilidad del 50% ante un sismo considerado como el de la norma peruana E.030.

ABSTRACT

In this study the investigator compares the seismic performance of different models that uses Diagrid structural system and the dual reinforced concrete system, with the scope of illustrate the engineering society with more information about the performance under seismic events of innovative structural systems, like diagrid versus traditional ones, like dual reinforced concrete system.

This study was realized in Cusco, with six models as study cases, three of them with a dual system(10,15 and 20 stories) and the other three with diagrid system(10,15 and 20 stories), this thesis has been realized using the comparative descriptive design, and the methodology presented in the international North American Report, FEMA P-58, using an intensity based assessment, comparing well-known parameters like maximum displacements and accelerations, and including new ones, like repair cost, repair time, environmental impacts, using software tools as R-CRISIS,ETABS and PACT.

The analysis shows that diagrid system performs better in controlling top displacements (dual: 221mm vs diagrid: 186mm) but lack of limitation on top accelerations (dual:1.08m/s² vs diagrid: 2.30m/s²), in mid-rise buildings, the diagrid system is more expensive to construct (dual:8.3 Millones US\$ vs diagrid: 11.0 Millones US\$), but this system reduces dramatically the repair cost (dual: 32.89% vs diagrid: 4.07%) and repair time (dual: 14.79 días vs diagrid: 3.53 días), with a probability of 50% under a seismic event like the Peruvian design code considered.

AGRADECIMIENTOS

A Dios por haberme permitido llegar a este punto de mi vida, siempre guiando mi camino y sosteniéndome espiritualmente ante las adversidades.

A los Profesores de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco por su incansable vocación de formación académica, con cuyo modelo aprendemos cada día a ser mejores ingenieros e investigadores.

A mis jurados: M. Sc. Ing. Jose Francisco Serrano, Dr. Ing. Jose Felipe Marín, M. Sc. Ing. Juan Carlos Malpartida, y quien en paz descansa Dr. Ing. Ignacio Fructuoso Solís, por los conocimientos compartidos para el desarrollo de la presente investigación.

DEDICATORIA

Esta investigación la dedico:

*A mis padres, Edgar Saico y Isidora Quispe, por darme muestra del esfuerzo
y la dedicación necesarios para el autodesarrollo.*

*A mi hermano Bryant Kevin por acompañarme en innumerables aventuras y
desafíos, y motivarme a salir adelante y ser apasionado con lo que uno hace.*

*A todos los futuros estudiantes e investigadores de Ingeniería Civil, ya que
gracias a ellos y su esfuerzo podremos formar un mejor lugar para vivir.*

PRESENTACION

La presente pesquisa presenta el análisis comparativo de estructuras diagrid y dual de mediana altura siguiendo la metodología FEMA P-58, el contenido de esta tesis es desarrollado de la siguiente forma:

El primer capítulo describe el problema a analizar con sus respectivos problemas específicos, además se presentan los objetivos generales y específicos, y demás generalidades de una investigación.

En el segundo capítulo se presenta las bases teóricas sobre ambos sistemas, los conceptos sobre los cuales se basa esta investigación para poder calcular el desempeño sísmico de estructuras.

En el tercer capítulo se presenta la metodología con su correspondiente tipo y diseño de la investigación, el ámbito de estudio, así como las hipótesis, variables e indicadores.

El cuarto capítulo desarrolla la aplicación de la metodología FEMA P-58 aplicada a 03 modelos de 10, 15 y 20 niveles con sistema dual, desde la identificación del peligro sísmico, el análisis sísmico de los modelos, el desarrollo de la fragilidad al colapso de las estructuras hasta llegar a la evaluación del desempeño sísmico de cada modelo.

El quinto capítulo desarrolla de forma idéntica al anterior capítulo la aplicación de la metodología FEMA P-58 aplicada a 03 modelos de 10, 15 y 20 niveles, pero en este caso con sistema diagrid.

En el sexto capítulo se presenta los resultados de la pesquisa comparando los indicadores obtenidos de los modelos de 10, 15 y 20 niveles de cada sistema estructural.

En el séptimo capítulo se discute los resultados obtenidos para cada indicador, buscándose el porqué de dichos resultados.

Al final de la investigación se presentan las conclusiones y recomendaciones, y las referencias bibliográficas con las que se trabajó.

INTRODUCCION

En el mundo actualmente existe un gran compromiso por reducir las pérdidas producidas por los eventos sísmicos que ocurren a nivel mundial de manera continua, dichos eventos aun no pueden anticipados con exactitud en cuanto a su ocurrencia ni magnitud por lo cual muchos organismos gubernamentales de las distintas naciones, una de ellas es la "Agencia Federal para Manejo de Emergencias (FEMA)" buscan prevenir las perdidas antes de que sucedan mediante el diseño y construcción de estructuras que consideren cargas sísmicas en su diseño, para lo cual la ingeniería sísmica busca estudiar y calibrar modelos matemáticos estructurales cada vez más realistas, en dicha búsqueda surgió la idea de un diseño basado en el desempeño sísmico.

El diseño basado en desempeño sísmico (PBSD por sus siglas en inglés) permite el diseño y construcción de edificaciones con un entendimiento real y confiable del riesgo de vida, ocupación inmediata y las pérdidas económicas que podrían ocurrir como resultado de un evento sísmico. En la actualidad el diseño por desempeño cuenta con dos grupos de indicadores para el análisis, cálculo y diseño de estructuras, en el primera de ellos se formulan niveles discretos de desempeño sísmico por medio de una matriz de desempeño estructural y no estructural enfrentados a distintos niveles de peligrosidad, dado que los niveles discretos no brindan suficientes datos sobre las posibles pérdidas, el diseño por desempeño tomo una segundo grupo de indicadores los cuales usan métodos probabilísticos para generar demandas simuladas y obtener resultados de decisión tales como costo de reparación, tiempo de reparación, impactos ambientales que permitan al dueño o regulador tomar decisiones sobre los objetivos del edificio.

Las estructuras diagrid actualmente se están convirtiendo en más atractivas para los diseñadores de estructuras debido a su eficiencia estructural y su elegancia visual, en especial en edificios de gran altura, muestras dichos edificios son el Swiss Re en Londres y la Hearst Tower en Nueva York. Las estructuras diagrid mediante sus elementos estructurales perimetrales ofrecen una vista distintiva además de proporcionar una fachada capaz de absorber la luz natural, y ofrece ambientes libres en su interior gracias a su capacidad de soportar las cargas gravitacionales y laterales mediante esfuerzos axiales en los elementos estructurales, incrementando significativamente las oportunidades de redistribución de carga en un evento donde fallen algunos de sus miembros, dicha característica podría ser de mucha utilidad para el sistema diagrid ante solicitaciones sísmicas, donde la falla de miembros y la redistribución de carga es muy común.

En el Perú, la mayoría de las edificaciones de mediana altura ($1 \leq H/B \leq 3$) están siendo diseñadas con sistema estructural dual, el cual aprovecha los beneficios del sistema de pórticos y del sistema de muros estructurales bajo un diseño por resistencia última, el cual busca principalmente proveer de un nivel de seguridad de vida a los ocupantes de las edificaciones para un evento sísmico específico como el sismo de diseño, sin embargo este método de diseño no permite a los diseñadores conocer otros niveles de desempeño que podrían alcanzarse ante un evento sísmico, debido a que después de este evento el edificio podría contar con altos costos de reparación de daños estructurales y no estructurales los cuales al ser muy elevados podrían sugerir a la demolición como una opción viable.

El propósito de esta investigación es el de investigar el desempeño sísmico de modelos de mediana altura con sistemas estructurales diagrid comparado con aquellos que usan el sistema convencional dual usando la metodología FEMA P-58,

se desarrollara el análisis en la ciudad del Cusco identificando el peligro sísmico que existiría en la ciudad, se consideraran 03 alturas de edificaciones para evaluar los resultados y su variación, luego de realizar el análisis sísmico comprendido en la norma E.030, se desarrollara la deriva residual y la fragilidad al colapso de las estructuras mediante el uso de software de análisis estructural como el ETABS, y luego de definir la fragilidad de los grupos de desempeño de los elementos estructurales y no estructurales se obtendrá los indicadores de desempeño sísmico.

CAPITULO I:

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1 Situación Problemática

En el mundo entero vivimos en un crecimiento poblacional vertiginoso por lo que se requiere de edificaciones de mayor altura, pero ante esta necesidad surge otra problemática relacionada con los eventos sísmicos, en especial en los países que forman parte del círculo de fuego, los cuales ante este tipo de eventualidad suelen perderse vidas, en algunos casos sus viviendas quedan inhabitables o con grandes daños.

En América, este tema toma mayor realce debido a que los países que se encuentran en la costa del Océano Pacífico, son altamente vulnerables a un evento sísmico, por tanto, las viviendas y edificaciones suelen tener mayor probabilidad de sufrir daños estructurales y no estructurales ante un evento sísmico. Whittaker and Soong (2003), estima que en un edificio comercial típico: los elementos no estructurales abarcan el 75-85% del costo de una edificación.

En el Perú existe un crecimiento poblacional grande y cada vez se construyen más edificaciones de mediana altura que lindan entre los 12 a 40 pisos, edificaciones que requieren grandes inversiones de capital en su construcción y la implementación de todos los elementos arquitectónicos, que cada vez son más exigidos por los dueños de las edificaciones; por lo que, resulta vital evaluar los daños que pudieran sufrir estos componentes ante un evento sísmico.

En la ciudad del Cusco, se evidencia la falta de control y estimación de los posibles futuros gastos de reparaciones o pérdidas de elementos estructurales y no estructurales que las edificaciones sufrirían ante un evento sísmico, debido a la

existencia de diversas causas de diferente índole, siendo una de ellas en particular la "falta de análisis del desempeño sísmico de las edificaciones" materia de la presente investigación.

Si continuamos diseñando viviendas y edificaciones sin hacer un análisis del desempeño sísmico que éstas tendrían, las pérdidas cuando suceda un sismo serían catastróficas, si bien es cierto los códigos actuales se enfocan en la protección de la vida, las pérdidas materiales y económicas dejarían en la pobreza a la población afectada, sin posibilidad de haber tenido algún fondo de contingencia para tal evento, lo que influiría en el crecimiento económico del país.

Con la finalidad de suplir en alguna forma este problema, se podría realizar un análisis del desempeño sísmico de las edificaciones nuevas a ser construidas y también de las ya existentes, de nuevos sistemas estructurales.

1.2 Formulación del Problema

1.2.1 Problema general.

PG: En base a la metodología presentada en el Reporte FEMA P-58, ¿Cuál de los sistemas estructurales: dual o diagrid, ¿tendrá un mejor desempeño ante solicitaciones sísmicas tomando en cuenta edificaciones de mediana altura en la ciudad del Cusco?

1.2.2 Problemas específicos

PE 1: ¿La elección de un sistema estructural para edificaciones de mediana altura ejerce influencia sobre los costos de reparación producto de un evento sísmico como el sismo de diseño?

PE 2: ¿Existirá alguna diferencia entre edificaciones de mediana altura con sistema estructural diagrid y dual con respecto al tiempo de reparación?

1.3 Objetivos de la investigación

1.3.1 Objetivos generales.

OG: Usando la metodología FEMA P-58, comparar el desempeño sísmico de edificaciones de mediana altura con los sistemas estructurales Diagrid y dual en la ciudad del Cusco.

1.3.2 Objetivos específicos.

OE 1: Comparar la influencia que tiene el uso de un sistema estructural (diagrid o dual) sobre el costo de reparación en modelos de mediana altura ante solicitaciones sísmicas en la ciudad del Cusco.

OE 2: Evaluar la diferencia de modelos de mediana altura con sistema dual y diagrid con respecto al tiempo de reparación ante un evento sísmico en la ciudad del Cusco.

1.4 Justificación de la Investigación

Esta investigación es de mucha importancia debido a que permitirá conocer si existen diferencias significativas en el desempeño sísmico de edificaciones con el sistema estructural Diagrid en edificaciones de mediana altura frente a solicitaciones sísmicas comparándola con edificaciones de idénticas características pero con sistema dual, obteniendo de tal forma registros científicos que permitan conocer el desempeño de estos sistemas estructurales, sus beneficios y posibles desventajas; además esta investigación permitiría abrir horizontes a nuevos diseños y aportaría a los futuros diseñadores a tener una mayor variedad de opciones en la elección de la estructuración de edificios multifamiliares, edificios de oficinas, centro comerciales, hospitales, hoteles, etc. permitiendo a los arquitectos e ingenieros de nuestro país innovar en diseños, que sean referencia en nuestro continente y en el mundo; asimismo, permitirá a los diseñadores y arquitectos, tener una estimación sobre los

posibles daños que sufrirían ante un evento sísmico, y así proponer soluciones para mitigar estos daños.

1.5 Alcance y limitaciones

1.5.1 Alcance

- La presente investigación está delimitada en la ciudad del Cusco, provincia y región del Cusco.
- En la investigación se ha considerado un terreno ubicado en el distrito de Wanchaq el cual de acuerdo con estudio realizado por Fernández Baca et. al. (2004) cuenta con un suelo intermedio(S2).
- La investigación se realizará en edificaciones de mediana altura ($1 \leq H/B \leq 3$).
- Este estudio se realizará utilizando normativas vigentes en el año 2020.

1.5.2 Limitaciones

- No existe aún normativa nacional que rijan a estructuras Diagrid.
- El estudio se limita a nuevos diseños, mas no a edificaciones ya existentes.

1.6 Hipótesis y Variables

1.6.1 Hipótesis general.

HG: De acuerdo con la metodología presentada en el Reporte FEMA P-58, el sistema estructural Diagrid tiene un mejor desempeño ante sollicitaciones sísmicas en edificaciones de mediana altura en la ciudad del Cusco, en comparación con el sistema estructural dual.

1.6.2 Hipótesis específicas.

HE 1: Los edificios con sistema estructural Diagrid tiene menores costos de reparación en edificaciones de mediana altura que aquellos que usan sistema dual ante un evento sísmico en la ciudad del Cusco.

HE 2: Las edificaciones de mediana altura que usan el sistema estructural Diagrid tienen menores tiempos de reparación que las que usan sistema dual ante un evento sísmico en la ciudad del Cusco.

1.7 Identificación de las variables

- Variables
 - Variable independiente x: sistemas estructurales dual y diagrid
 - Variable dependiente y: desempeño sísmico
- Unidad de análisis: Edificaciones de mediana altura.

1.8 Consideraciones éticas

Los procedimientos utilizados en la presente tesis fueron hechas en cumplimiento de los códigos internacionales y nacionales de ética, conservándose la privacidad y confidencialidad de los datos de los participantes en la investigación, además de asegurarse la autoría de cada uno de los estudios de los cuales se ha recopilado información para la elaboración de la presente tesis.

CAPITULO II:

MARCO TEORICO

2.1 Antecedentes

- Quiroz, Teran y Serrano (2017), presentan una comparación entre el sistema diagrid y los sistemas convencionales, evaluando la respuesta sísmica y el potencial de impacto ambiental, tomando como muestras edificaciones de 24 niveles y 114 metros de altura; en esta investigación, se llega a la conclusión que “el sistema de rejillas rígidas diagrid exhibe un mejor desempeño sísmico caracterizado por la aparición, para la excitación sísmica de diseño, de daño incipiente en alrededor del 8% de sus elementos sismorresistentes”, además el “sistema innovador” como así lo denominan los autores, “reduce en dos tercios las emisiones de gases de efecto invernadero en relación con el sistema tradicional”.
- Nuñez (2018), realiza un análisis comparativo del comportamiento estructural ante un sismo en tres modelos de seis niveles, el primero con sistema estructural convencional, el segundo con un sistema diagrid de concreto armado con módulos de 2 niveles, y el ultimo con un sistema diagrid también de concreto armado con módulos de diagonales de cuatro niveles, en su investigación el autor concluye que los edificios diseñados con sistema diagrid tienen un mejor comportamiento sísmico ya que controlan de mejor forma los desplazamientos además de ser estructuras un 30% más livianas y también esto repercutiría en un ahorro de entre treinta y cuarenta por ciento en el acero de refuerzo de la estructura, además asevera que el mayor flujo de cargas se da en forma axial, presentando mayor redundancia de elementos estructurales que podría representar un mejor comportamiento en el rango inelástico.

- Liptack, (2013), en su investigación presenta un esquema de diseño basado en el movimiento, el cual podría facilitar el control de costos futuros de reparación ante un evento sísmico, en su tesis, el autor evalúa distintos parámetros de diseño como ubicación, relación de altura H/B, para entender la relación de estos con los costos de diseño y la estimación de pérdidas, desarrollando un esquema para la estimación de pérdidas en un sismo y finalmente propone métodos de mitigación de daños en edificaciones diagrid.

2.2 Marco Teórico Conceptual

2.2.1 Elementos estructurales

2.2.1.1 Diafragmas de piso.

“Los diafragmas rígidos de entrepiso son elementos horizontales que permiten transferir las cargas laterales a los elementos verticales resistentes de una edificación” (Alushi, 2016, p. 16)

Los diafragmas dependen de su concepción y construcción, pueden ser :

- Flexible: Característico de las losas ligeras hechas de madera o metal.
- Solidas: Son la mayoría de las losas de concreto armado

Las losas de concreto normalmente actúan como una viga continua de gran rigidez, estos se consideran indeformables en su plano, sin embargo, la presencia de aberturas, debilitan los diafragmas y crean oportunidades de concentración de esfuerzos especialmente en los puntos donde la continuidad del diafragma se rompe. (Alushi, 2016)

2.2.1.2 Pórticos.

El estudio de los planos de marcos requiere que el escenario de estudio sea absolutamente simétrico, además el método de asignación de cargas debe ser en una sola dirección. (Pojani, 2003)

En la actualidad los conceptos de diseño sismorresistentes están basados en los procedimientos de diseño por capacidad; el principio básico de esta filosofía es el de "columnas fuertes y vigas débiles", acorde a este principio se intenta crear condiciones en las que las rotulas plásticas producidas por un evento sísmico bastante fuerte se forme en las vigas, pero no en las columnas, debido a que la presencia de un estado plástico en alguna de las columnas dañaría de forma sustancial la estabilidad de la estructura. Además, las rotulas plásticas no deben formarse dentro de los marcos de nodos, por lo que se debe tomar las medidas constructivas y de reforzamiento para que no se vuelvan en roturas plásticas. (Pojani, 2003)

2.2.1.3 Muros estructurales.

Los muros estructurales generalmente están diseñados para trabajar en corte; los edificios que tienen como estructura básica los muros de corte pueden ser formados o pueden tener diseños tan variados como las líneas y formas rectangulares existan, estas formas debido a su simplicidad y simetría son perfectos para un diseño sismorresistente. En este caso o en este tipo de estructuras con muros conectados o acoplados, la transferencia de fuerzas de muro a muro está conformada a partir de las partes más delgadas que trabajan como vigas de conexión, en este tipo de sistema es necesario utilizar unos sistemas de absorción de energía mediante vigas de conexión o plastificadores; para adquirir características de absorción de energía sísmica. se debe de diseñar estos. con un nivel de ductilidad alto, la ductilidad necesaria es fácilmente alcanzada si utilizamos refuerzo como columnas ubicadas en forma diagonal asociados con los nudos y para evitar su desplazamiento, este tipo de reforzamiento está verificado que es mucho más eficiente comparado con las vigas de refuerzo ortogonales. El reforzamiento clásico ortogonal no proporciona la

ductilidad necesaria al edificio, que durante sísmico llegará a la falla en forma de una cruz o un cruce de diagonales. la distribución de las fuerzas cortantes en este sistema con muros conectados se convierte proporcional con los momentos de inercia de las secciones transversales del sistema de muros basado en las mismas características de deformación y desplazamiento de los muros conformantes. (Alushi, 2016)

2.2.2 Sistema dual

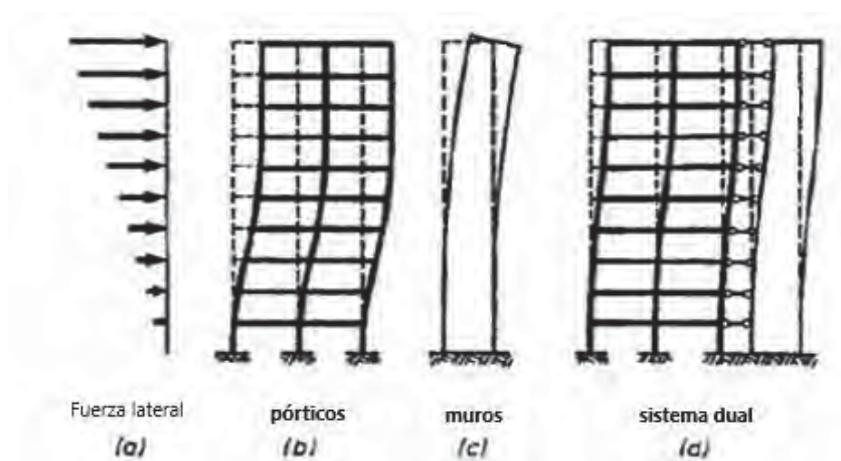
Para crear estructuras más rígidas con mayor flexibilidad se usaron sistemas mixtos conformados por pórticos y muros de corte, estos sistemas fueron creados con el nombre de sistemas duales, los sistemas duales se convirtieron en necesarios para ser aplicados en los diseños sismorresistentes. Cuando la resistencia a las fuerzas laterales es obtenida por la combinación entre pórticos y muros estructurales se le refiere como sistemas duales o sistemas híbridos: los sistemas duales pueden combinar las ventajas de sus elementos constitutivos. (Alushi, 2016)

El rol de los elementos horizontales para la distribución de la fuerza sísmica entre los muros conectados es aún más importante en casos de las estructuras duales. Las placas sólidas en el plano fallan en la transferencia de las acciones proporcionales con la dureza de cada columna por lo tanto no participa en la absorción de la energía sísmica, por el contrario, las placas deformables no redistribuyen la acción sísmica la cual debe ser distribuida a los elementos verticales hasta la base de contacto con la superficie del suelo. Los pórticos dúctiles que interactúan con los muros estructurales, donde sean necesarios, pueden proveer una cantidad considerable de distribución de energía; por otro lado, debido a la gran rigidez de los muros estructurales durante un evento sísmico éstos logran tener un buen control del desplazamiento. (Paulay & Priestley, 1992)

Debido al atractivo y expansión de los sistemas duales, los investigadores en este campo buscan avances en el diseño metodológico sismorresistente; la investigación realizada por Alushi (2016), mostro que bajo la acción de fuerzas laterales una estructura dual puede deformarse mientras que un muro de corte puede actuar como una consola vertical con deformaciones de flexión primarias, como se muestra en la Figura 1.

Figura 1.

Deformación debido a fuerzas laterales.



Nota: Adaptada de Deformación debido a fuerzas laterales de (Alushi, 2016, p. 17)

Un diseño sismorresistente requiere que los muros estructurales de cada nivel tengan el mismo desplazamiento lateral. Debido a la forma del desplazamiento adecuada de los elementos que se muestran en la Figura 2 sub ítem (b) y (c) muestra que las fuerzas laterales en los marcos y los muros estructurales en los niveles inferiores siguen la misma dirección, pero tienden a oponerse a los mismos en los niveles superiores, la diferencia en la resistencia a las fuerzas laterales entre los muros de corte y los pórticos de un sistema dual está fuertemente influenciado por las características de respuesta y el desarrollo dinámico de las conexiones plásticas a lo largo del evento sísmico y estos pueden ser bastante diferentes de los proveídos del

resultado de un análisis elástico en caso de los sistemas duales, el análisis elástico simplificado puede ser engañoso. (Paulay & Priestley, 1992)

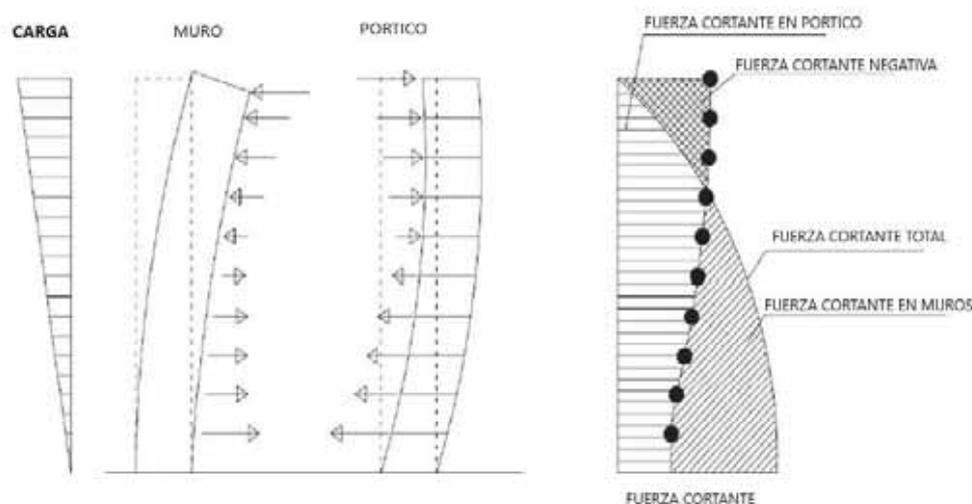
En áreas sísmicas se debe evitar los sistemas que tengan grandes aperturas o transparencias desde el piso inferior o cualquier otro piso en altura del edificio. Estos son usados para evitar posibles problemas de pisos flexibles. Pero por otra parte es aceptable de que un edificio pueda contener en los primeros pisos muros estructurales y en otros pisos solo pórticos. (Paulay & Priestley, 1992).

Alushi (2016), infiere que dicha solución permite bajar el centro gravitacional del edificio. Los sistemas duales son característicos por tener cambios sustanciales en términos de deformación de la tensión en sus componentes constituyentes, la deformación de los pórticos es mucho menor en los pisos superiores que están compensados por un mayor desplazamiento de los muros en esos niveles; las características de esta interacción pueden ser resumidas como que en los pisos inferiores los muros sostienen a los marcos mientras que en los pisos superiores ocurre lo contrario donde los pórticos previenen el desplazamiento largo de los muros estructurales y que en un sistema dual la función del muro recae en la estabilidad vertical que es reducida en la base y que tiene un soporte elástico en los pisos superiores. Para describir el principio de respuesta sísmica del sistema se podría decir que los muros debido a su alta rigidez toman casi toda la carga sísmica lateral. Más adelante después de la emergencia y de las zonas plastificadas en los muros una gran parte de las cargas pasan a los pórticos; la ductilidad de los pórticos hace de que estos se disipen una gran cantidad de energía sísmica. La presencia de los muros estructurales en un sistema actual es simultáneamente caracterizada por la gran resistencia y por una buena capacidad de absorción de energía.

El sistema dual es efectivo en casos donde la distribución de los muros estructurales es simétrico y uniforme, incluso cuando las vigas de conexión del sistema entre muros y pórticos posee una buena ductilidad, como se muestra en la Figura 2 combina las ventajas de sus elementos propios. la conjugación con los muros estructurales puede proveer una cantidad significativa de absorción de energía que es requerida en particular en los pisos superiores de un edificio; por otro lado, como resultado de la gran resistencia de los muros de corte estos pueden adquirir un buen control de los desplazamientos de los pisos durante un sismo y pueden evitar el desarrollo de mecanismos como rótulas plásticas en las columnas como se muestra arriba bajo la acción de las fuerzas laterales un muro puede distorsionarse debido a la fuerza cortante mientras que un muro actúa como una consola vertical con una principal deformación a flexión, consecuentemente en el caso de un sistema mixto el análisis simplificado puede llevar a caminos incorrectos, especialmente cuando la práctica común es brindar una parte lateral a los marcos y el resto de las fuerzas a los muros de corte y luego analizarlos cada uno separado es totalmente erróneo.

Figura 2.

Sistema dual, Interacción pòrtico-muro estructural.



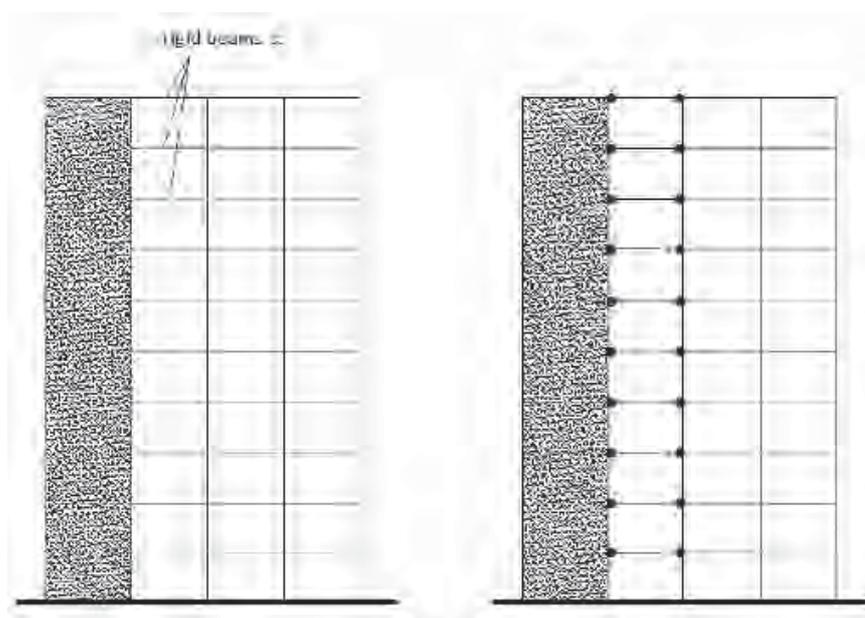
Nota: Adaptada de Distorsiones debido a fuerzas laterales de (Alushi, 2016, p. 18)

2.2.2.1 Pórticos dúctiles y muros unidos a las vigas

Las estructuras pueden ser diseñadas como pórticos en los que las vigas conjugadas con los muros son elongadas por ambos lados con rigidez infinita acoplada al centro de gravedad del muro, antes de finalizar el diseño de cada elemento es necesario identificar claramente cuál es la posición de las vigas y las columnas y dónde se identificarán las rótulas plásticas para aplicar un procedimiento de diseño por capacidad. Las rótulas plásticas pueden ser sostenidas en ambos lados del muro y adheridas a él, sin embargo, el diseñador puede decidir la formación de rótulas plásticas en vigas y columnas, como se muestra en la Figura 3. (Augenti & Parisi, 2009)

Figura 3.

Vigas rígidas



Nota: Adaptada de "Vigas rígidas" de (Alushi, 2016, p. 26)

Puede suceder que los muros pueden perder la conexión con su propio soporte, si este soporte reacciona de mala forma ante los movimientos. En un caso extremo, los muros pueden rotar como un elemento sólido alrededor de un punto cercano al lado de mayor esfuerzo y tener un efecto considerable en el

comportamiento del sistema dual, debido a la rotación de los elementos sólidos de un muro de corte en cada piso, puede ocurrir una rotación dentro de la altura del muro, con el mismo orden que la rotación que asciende desde la fundación del edificio incrementando la demanda de ductilidad de las vigas de los pórticos desde el lado donde el muro está siendo cargado. Las deformaciones por esfuerzo en el concreto sobre las rotulas plásticas son pequeñas en comparación con las deformaciones por esfuerzo en otras partes del muro, las deformaciones de los muros plásticos son diferentes en ambos sentidos resultando en una rotación final como un cuerpo rígido con los pisos superiores muy similares a los que ocurren en el caso de que el muro gire, esto permite un efecto de torsión que ocurre cerca de los sistemas de niveles y en particular causa un incremento de las vigas que están relacionadas con el refuerzo que trabaja en tensión. (Pojani, 2003)

2.2.3 Sistema diagrid

Algunos autores afirman lo siguiente:

“Diagrid es definido como un término resultado de una mezcla de diagonal y rejilla para representar la configuración distribuida uniforme y triangulada. El sistema Diagrid, es reconocido como un sistema estructural cuyo perímetro y elementos diagonales proporcionan rigidez tanto para cargas laterales como las de gravedad” (Boake T. M., 2013, p. 14).

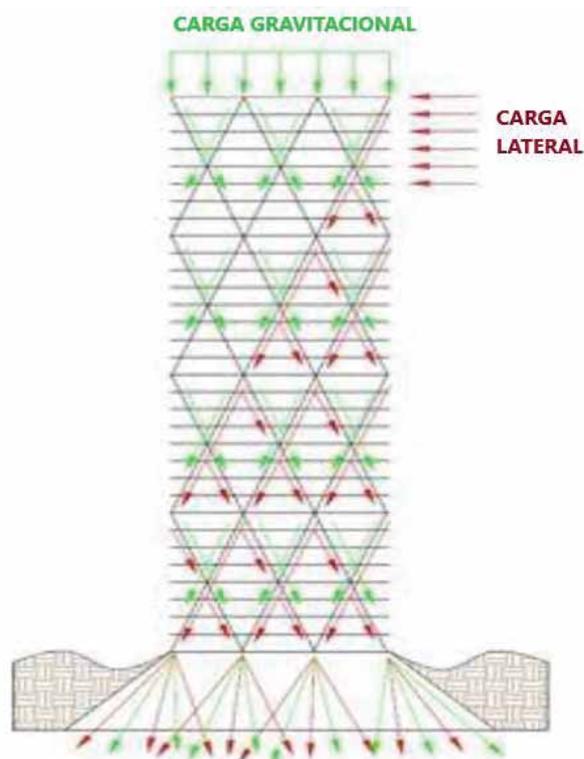
“El flujo de cargas de un sistema Diagrid se ilustra en la Figura 4, en este sistema la rigidez de la estructura depende de la rigidez axial y la resistencia de los elementos diagonales, la variable principal de rigidez del sistema Diagrid es el ángulo de inclinación de las diagonales” (Boake T. M., 2013, p. 14).

"A medida que el ángulo varía, la rigidez lateral y vertical cambiaría, cuanto más verticales sean diseñados los elementos diagonales, la rigidez por gravedad se aumentará, mientras que la rigidez lateral disminuiría y viceversa".

(Nuñez, 2018, p. 37)

Figura 4.

Flujo de cargas axiales en el Sistema Diagrid



Nota: Adaptada de "Simplified Load Diagram for Typical Diagrid Structure", de (Mingze, 2015, p. 10)

"La aplicación de esta configuración geométrica única ha contribuido a la eliminación de la mayor parte de las columnas convencionales y núcleos estructurales para edificios de baja y mediana altura, lo que permite una gran luz libre de innovación arquitectónica y elegancia estética" (Moon, Connor, & Fernández, 2007, p. 2)

"La eficiencia estructural del sistema Diagrid se destaca en términos de eliminación de columnas verticales para el ahorro de material, pero lo más

importante, las cargas a través de la transformación de las fuerzas axiales en lugar de depender la rigidez a la flexión de las columnas tradicionales”. (Nuñez, 2018, pp. 38-39)

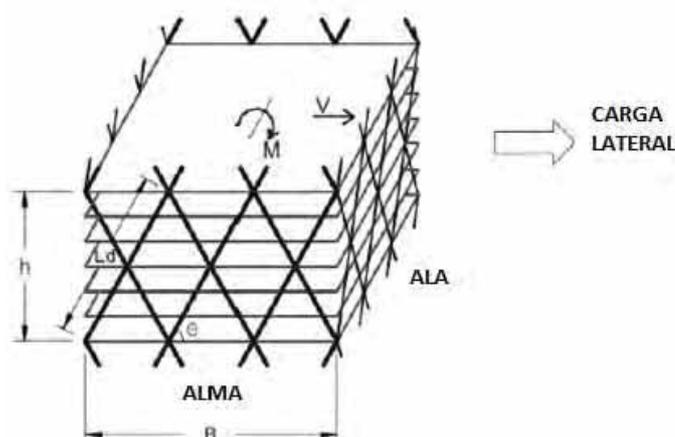
“El sistema diagrid es mucho más eficiente en el aspecto de la reducción de las deformaciones por corte debido a su acción axial de los elementos diagonales; para los edificios de gran altura, las estructuras diagrid también destacan en su eficiencia estructural en términos de diseño de la base estructural, en el sistema diagrid la configuración triangulada proporciona tanto la flexión y rigidez al esfuerzo cortante, dejando la estructura con núcleo con los requisitos de rigidez más baja en esfuerzo de corte” (Moon, Connor, & Fernández, 2007, p. 2).

2.2.3.1 Modulación para estructuras diagrid

En la figura 6 se aprecia un módulo típico de estructura diagrid, con su respectiva distribución geométrica de elementos estructurales.

Figura 5.

Distribución típica de un sistema diagrid



Nota: Adaptada de “Six-story diagrid structure module”, de (Moon, Connor, & Fernández, 2007)

2.2.3.2 Influencia de la diagonal

Nuñez (2018) afirma:

“En los sistemas estructurales como el sistema de pórticos o el dual, al ser expuestos a fuerzas horizontales tales como evento sísmicos y viento, los elementos verticales asumen los esfuerzos y evitan la deformación, y son los esfuerzos cortantes los que equilibran el sistema; en los sistemas Diagrid los esfuerzos internos que se oponen a las fuerzas horizontales y que se presentan en las diagonales, son principalmente las fuerzas axiales y de una manera no significativa los esfuerzos cortantes” (Nuñez, 2018, p. 27).

“Los valores de las fuerzas axiales para las relaciones ancho/altura, se puede verificar en la expresión matemática del comportamiento de los axiales versus el ángulo de la diagonal” (Nuñez, 2018, p. 29) dicha expresión es la siguiente:

$$Fuerza\ axial = Fh \frac{\tan\theta}{\sin\theta} \quad (1)$$

De manera similar, “la influencia del ángulo θ en los esfuerzos cortantes, que el valor de las fuerzas cortantes también disminuye conforme disminuye el ángulo θ y las fuerzas cortantes, se puede expresar con una función matemática que correlacione el comportamiento de las fuerzas cortantes versus el ángulo de la diagonal” (Nuñez, 2018, p. 29) cuya formula es la siguiente:

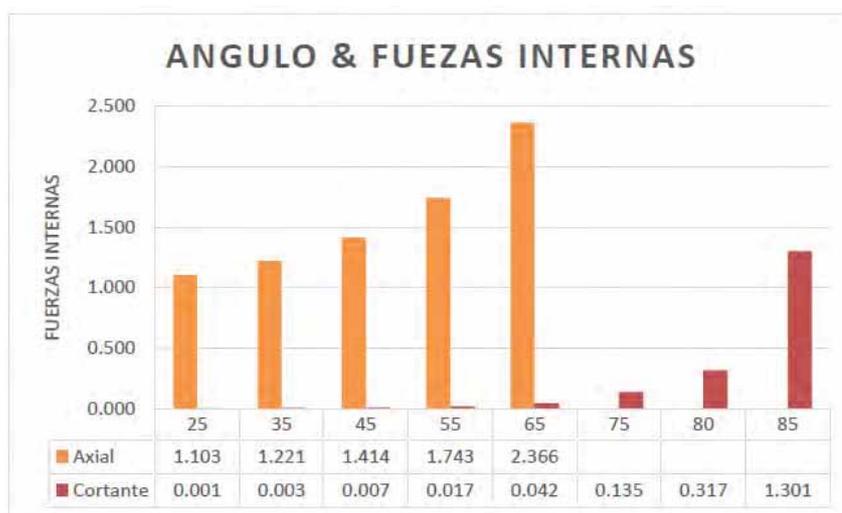
$$Fuerza\ cortante\ (V) = \frac{Fh \tan^2\vartheta}{100} \quad (2)$$

“La influencia de la diagonal en el sistema estructural diagrid, está relacionada principalmente al ángulo de la diagonal y como este hace variar la rigidez, deformación (desplazamiento lateral), distribución de fuerzas internas tanto de fuerzas axiales como de corte, en todo el rango de las diagonales se aprecia que la fuerza horizontal es absorbida por las fuerzas axiales, mientras que las fuerzas cortantes, solo se manifiestan y con valores muy pequeños a partir de los 75 grados (menos del 14% del cortante) y dentro del rango de los

85 a 90 grados su comportamiento es similar a los sistemas ortogonales convencionales”. (Nuñez, 2018, p. 30)

Figura 6.

Variación de las fuerzas axiales y cortantes en base al ángulo θ en estructuras diagrid



Nota: Adaptada de “Influencia del ángulo con las Fuerzas Axiales y Cortantes”, de (Nuñez, 2018)

2.2.3.3 Restricciones de los elementos en los extremos

Boake (2013) en su investigación detalla que para el sistema estructural diagrid existen dos corrientes de pensamiento para las condiciones de los nodos y la rigidez de estos. El define que, en teoría al ser un sistema estructural tipo armadura, el centro de los nodos debe concebirse como articulado permitiendo el giro. Según su investigación este modelamiento funciona bien para estructuras simétricas las cuales tienen una distribución de cargas balanceada; sin embargo, en el caso de tenerse estructuras cargadas excéntricamente los nudos deberán de contar con cierta rigidez que ayude en la resistencia.

Scaramozino, Lacidogna y Carpinteri (2020) explican que las estructuras diagrid son diseñadas para soportar las cargas gravitatorias y laterales prioritariamente bajo fuerzas axiales, por esta razón es común el modelamiento

mediante articulaciones en los nudos, además, como las diagonales en el sistema diagrid generalmente se extienden por varios niveles, las vigas exteriores de las losas son soportadas por las diagonales lo cual los induce a tener esfuerzos de corte y momento en ellos, sin embargo, estos esfuerzos no deben ser considerados en el diseño, debido a la presencia de esfuerzos axiales cuyas magnitudes son más demandantes.

Boake (2016) explica que en las construcciones con el sistema diagrid en los continentes de Europa y América del Norte tienden a tener preferencia por las conexiones empernadas articuladas, pero esta preferencia cambia en el continente asiático y el Medio Oriente donde los elementos diagonales son diseñados con tubos de acero rellenos de concreto con uniones completamente soldadas.

Moon, Connor, y Fernández (2007) en su investigación con sistema diagrid con módulos de 6 niveles determina que las uniones deben ser concebidas como articuladas, y por tanto resisten los esfuerzos cortantes y flectores mediante esfuerzos axiales solamente.

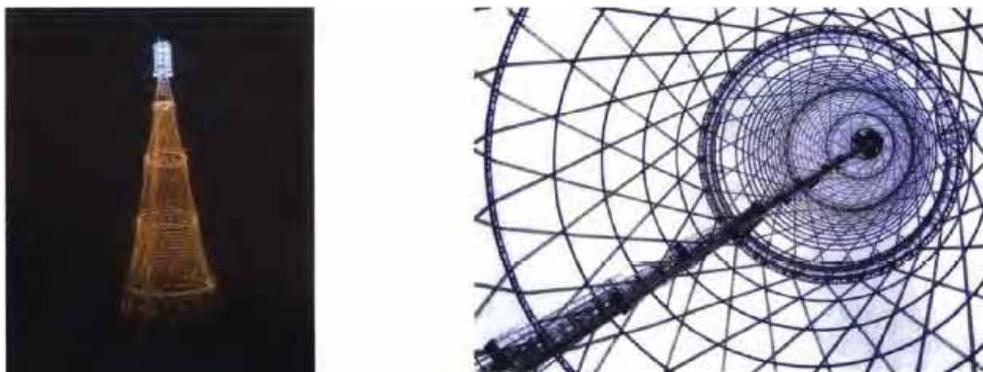
2.2.3.4 Proceso evolutivo del sistema Diagrid

Debido a la constante búsqueda de innovaciones estéticas, eficientes y sostenibles de las nuevas edificaciones por parte de profesionales de distintas áreas, el sistema Diagrid muestra evolución tal como lo muestra (Maqhareh & Korsavi, 2014) en su estudio.

Este sistema estructural tuvo sus inicios en la década de 1920 en Moscú, Rusia en la Torre Shukhov, la cual cuenta con 350m de altura y fue construida en acero con una grilla, en dicho país esta estructura obtuvo gran relevancia debido a la gran eficiencia en la reducción de materiales, así como la dotación de la rigidez necesaria a través de su estructura diagrid.

Figura 7.

Torre Shukhov, Moscu



Nota: Adaptada de “Shukhov Tower in Moscow”, de (Mingze, 2015)

“En los últimos diez años, las estructuras Diagrid evolucionaron de forma significativa en diferentes aspectos, a partir de los diseños en una fase temprana. La tendencia más destacada fue el uso de la sección compuesta de tubos de acero llenos con hormigón especialmente en los países asiáticos y de Oriente Medio”. (Nuñez, 2018, p. 45)

A continuación, se muestran algunas de las edificaciones más representativas que usaron el sistema estructural Diagrid

Figura 8.

Edificaciones representativas del Sistema Diagrid



(a)



(b)



(c)



(d)



(e)



(f)



(g)



(h)



(i)

- a) Doha Tower (Qatar, 2012) Altura: 231m
- b) Atlas Building (Holanda, 2007) Universidad de Investigación de Wageningen 11000 m²
- c) Lotte World Tower (Corea del Sur, 2017) Altura 556m
- d) Guangzhou International Finance Center (china, 2008) Altura 440m
- e) Federal Center South Building 1202, USACE (Estados Unidos, 2013)
- f) Dorobatti Tower (Rumania, 2013) Altura:200m
- g) Tornado Tower (Qatar, 2008) Altura: 195m
- h) Capital Gate (Emiratos Arabes Unidos, 2011) Alutra 160m
- i) CMG Guanghua Road Office Area (China, 2004) Altura: 234m

2.2.4 Modelo de rendimiento del edificio

“El modelo de rendimiento del edificio es una colección organizada de datos necesarios para definir activos de construcción que están en riesgo y vulnerables a los efectos del sismo”(FEMA, 2018, p. 61). Esto incluye la definición de:

- “Datos básicos del edificio, incluido el tamaño del edificio, el costo de reemplazo, tiempo de reemplazo y cantidades de energía incorporada y dióxido de carbono liberado” (FEMA, 2018, p. 61).
- “Ocupación, incluida la distribución de personas dentro del entorno del edificio, la variación de la distribución de la misma en el tiempo, los componentes no estructurales con el detallado de su tipo y cantidad de contenidos presentes en el edificio” (FEMA, 2018, p. 61).
- “Componentes y conjuntos estructurales vulnerables cuantificables, su ubicación y las demandas que experimentarían durante la respuesta al evento sísmico; su vulnerabilidad al daño causado por deformaciones y fuerzas producto de un sismo” (FEMA, 2018, p. 61); y las consecuencias, en términos de colapso potencial y generación de escombros potencialmente mortales, además de las siguientes acciones a tomarse para la reparación de la estructura.
- “Sistemas no estructurales vulnerables, componentes y contenidos en suficiente detalle para cuantificar su ubicación dentro del edificio y las demandas que experimentará durante la respuesta al terremoto; su método de instalación y su efecto en vulnerabilidad al daño; y las consecuencias, en términos de generación de riesgos de caída y escombros potencialmente mortales, acciones de reparación necesarias e influencia en ocupación del edificio posterior al terremoto”. (FEMA, 2018, p. 61)

“El modelo de rendimiento del edificio incluye modelos de población, grupos de fragilidad y grupos de rendimiento” (FEMA, 2018, p. 61). Los componentes y conjuntos que proporcionan resistencia medible a la deformación se clasifican como estructurales estén o no destinados a ser parte del sistema de gravedad o de resistencia a la fuerza sísmica.

“A los elementos y componentes que son vulnerables al daño se les asigna una especificación de fragilidad dentro del modelo de rendimiento del edificio; las especificaciones de fragilidad incluyen información sobre los estados de daño de los componentes, las funciones de fragilidad y funciones de consecuencia. Los elementos y componentes que no son vulnerables al daño (es decir, resistente) no se incluyen en el modelo de desempeño, aunque los costos e impactos ambientales asociados con estos elementos deben ser considerados en la evaluación del reemplazo total del edificio”. (FEMA, 2018, p. 62)

2.2.4.1 Datos básicos de construcción

Los datos básicos de construcción incluyen:

- “la cantidad de niveles, altura de los niveles, área del piso en cada nivel” (FEMA, 2018, p. 62);
- “el costo total de reemplazo, así como el disgregado del mismo en núcleo y cobertura, tiempo de reemplazo, cantidades de reemplazo para energía incorporada y carbono, y umbral total de pérdida” (FEMA, 2018, p. 62).

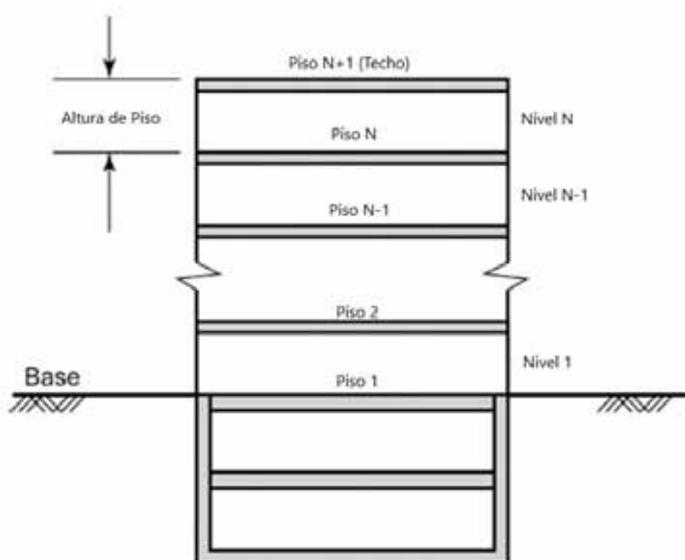
La Figura 9, define el nivel de piso y el sistema de numeración de designación de niveles utilizado en el modelo de rendimiento del edificio. Un piso y el nivel inmediatamente arriba siempre se les asigna el mismo número, los techos de las

edificaciones se designan Piso $N + 1$, donde N es el número total de niveles vulnerables.

En la Figura 9, el piso 1 está asignado a la planta baja, que sería consistente con una suposición de que los niveles del sótano y sus contenidos asociados por debajo de este nivel son resistentes. Si se pueden producir daños y pérdidas importantes en los niveles del sótano, la numeración del piso debe iniciarse en los niveles más vulnerables.

Figura 9.

Definición del número de niveles, numero de piso, y altura de piso



Nota: Adaptada de “Definition of floor number, story number, and story height”, de (FEMA, 2018)

“El costo de reemplazo, tiempo de reemplazo, cantidades de reemplazo para la energía incorporada y las emisiones de dióxido de carbono se utilizan para calcular los impactos asociados que hace que un edificio se considere irreparable. Esto ocurre cuando el costo total de reparar todos los componentes y sistemas dañados supera un valor umbral, cuando el índice de deriva residual del nivel excede un nivel que se considera practico para reparar, o cuando ocurre un colapso. El costo de reemplazo de núcleo y cubierta incluye el

reemplazo de la estructura básica del edificio, el cerramiento exterior, e infraestructura mecánica, eléctrica y de plomería que esta típicamente presente en un edificio antes de que se realicen las mejoras del inquilino. El costo total de reemplazo incluye el reemplazo del núcleo, la carcasa y todas las mejoras y contenidos de los inquilinos" (FEMA, 2018, pp. 62-63)

El umbral de pérdida total se utiliza para establecer un límite predeterminado en el nivel de esfuerzo de reparación. "En el umbral de pérdida total, es probable que un edificio sea reemplazado en lugar de reparado si cruza el valor umbral del 50%" (FEMA, 2018, p. 63).

"Estudios anteriores sugieren que muchos propietarios eligen reemplazar edificios cuando los costos de reparación proyectados exceden aproximadamente el 40% del costo de reemplazo" (FEMA, 2018, p. 63). Muchos factores, incluida la edad de un edificio, ocupación, estado como hito histórico, la salud económica del barrio circundante, y la rentabilidad individual afecta esta decisión.

El umbral de pérdida total para el reemplazo de energía incorporada se estima multiplicando el costo total de reemplazo por el impacto apropiado del sector de la construcción de la base de datos EIO LCA usando la categoría energía. (FEMA, 2018)

2.2.4.2 Ocupación

Según FEMA (2018) la ocupación clasifica el uso principal de un edificio o parte de un edificio. En el modelo de rendimiento del edificio, la ocupación se usa para:

- "establecer un modelo de población (el número de personas presentes en diferentes momentos del día y diferentes días del año) para su uso en la evaluación de posibles víctimas" (FEMA, 2018, p. 64);
- "determinar el tipo y la cantidad de componentes no estructurales y contenidos en un edificio en forma aproximada, sin la necesidad de un inventario

específico del edificio" (FEMA, 2018, p. 64).

Entre los principales tipos de ocupación tenemos:

- Oficina comercial
- Educación: primaria, secundaria y aulas típicas de preparatoria.
- Atención sanitaria: hospitales generales de pacientes hospitalizados; equipo médico excluido
- Turismo: hoteles y moteles.
- Residencial de unidades múltiples: apartamentos; también aplicable a vivienda unifamiliar
- Laboratorios de investigación: se excluyen los equipos de laboratorio para fines especiales.
- Minoristas: centros comerciales y grandes almacenes
- Almacén: inventario excluido

2.2.4.3 Modelos de población

Según el Reporte FEMA P-58:

"La construcción de modelos de población define el número de personas presentes por cada 1,000 pies cuadrados del área del piso del edificio" (FEMA, 2018, p. 64).

Estos delimitan un pico de población caracterizados por:

- "hora del día" (FEMA, 2018, p. 64);
- "día de la semana (día de la semana o fin de semana)" (FEMA, 2018, p. 64);
- "mes del año" (FEMA, 2018, p. 64).

Los patrones de población varían con la hora del día (por ejemplo, horas de operación, fluctuaciones de tiempo de almuerzo) y día de la semana (días laborables versus fines de semana). La variación por mes se utiliza para caracterizar los efectos

de las vacaciones. En lugar de designar días específicos como días festivos, los modelos de población prorratean la población en días semana laborable considerando el número de vacaciones por mes y el número total de días de la semana, en promedio para ese mes. (FEMA, 2018)

Los valores exhibidos en el Reporte FEMA P-58 para el pico de población se proveen en la Tabla 1, junto con él, la hora del día. La Figura 10, muestra un ejemplo para oficinas comerciales durante un día entero.

“Los modelos de población también incluyen una ocupación continua equivalente (ECO), que es una población promedio ponderada en el tiempo que teóricamente ocupa una edificación de forma continua, representa el número de personas presentes en promedio, durante todo el año, considerando todos los horarios del día y días de semana” (FEMA, 2018, p. 65).

Tabla 1.

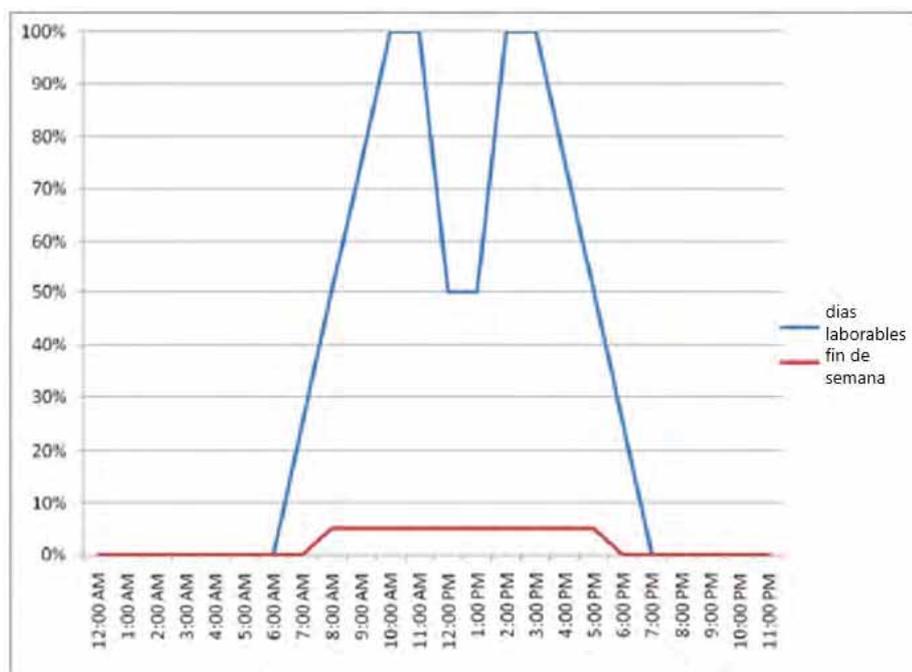
“Valores predeterminados recomendados de la población máxima por tipo de ocupación”

Ocupación	Población pico (por cada 100m ²)	Hora del día con Población pico
Oficinas comerciales	5	Mañana y 3 pm
Educación Inicial	14	Mañana
Educación primaria	14	Mañana
Educación Secundaria	12	Mañana
Hospitales y postas	5.5	Mañana y 3 pm
Hoteles	2.5	Noche
Edif. Residenciales	4	Noche
Laboratorios	3	3:00 p.m.
Centros comerciales	6	5:00 p.m.
Almacenes	1	3:00 p.m.

Nota: Adaptada de “Recommended Default Values of Peak Population by Occupancy”, de (FEMA, 2018)

Figura 10.

Variación predeterminada de la población en relación con la población pico esperada para una oficina comercial



Nota: Adaptada de “Plot of default variation in population (relative to expected peak population) by time of day for Commercial Office occupancies”, de (FEMA, 2018)

“Los modelos de población pico se pueden usar para generar estimaciones del peor de los casos de víctimas, considerando los terremotos que ocurren en momentos de ocupación máxima” (FEMA, 2018, p. 66).

“Modelos de ocupación continua equivalentes permiten una estimación rápida de las bajas medias, considerando un terremoto de ocurrencia que es aleatoria en el tiempo, pero el uso de la ocupación equivalente continua reduce la aparente dispersión en estimaciones de víctimas” (FEMA, 2018, p. 66).

2.2.4.4 Grupos de fragilidad y rendimiento.

“Todos los componentes estructurales vulnerables, componentes no estructurales y los contenidos se clasifican en grupos de fragilidad y grupos de rendimiento. La cantidad de componentes y contenidos dentro de un edificio y dentro de cada grupo de rendimiento se puede determinar a partir de un

inventario específico del edificio; alternativamente, se pueden asignar cantidades basadas en cantidades típicas que se encuentran en edificios de ocupación y tamaño similares" (FEMA, 2018, p. 66).

2.2.4.4.1 Grupos de fragilidad.

"Un grupo de fragilidad es una colección de componentes o conjuntos" (FEMA, 2018, p. 67), todos los cuales tienen similar:

- "características de construcción, incluyendo detalles de construcción, detalles de técnicas de fabricación e instalación" (FEMA, 2018, p. 67);
- "modos potenciales de daño" (FEMA, 2018, p. 67);
- "probabilidad de incurrir en estos modos de daño, cuando se somete a demandas de terremotos" (FEMA, 2018, p. 67);
- "posibles consecuencias derivadas de daños" (FEMA, 2018, p. 67)

"Los componentes y conjuntos cuya construcción son similares, pero no idénticos, debe ser asignada a diferentes grupos de fragilidad para caracterizar su susceptibilidad al daño y las consecuencias de ese daño" (FEMA, 2018, p. 67), por ejemplo, las particiones interiores de un edificio podrían ser asignados al mismo grupo de fragilidad si todos tienen la misma altura, son todos instalados de la misma manera y todos tienen el mismo acabado, sin embargo, "si algunas de las particiones son fijas y otras se instalan con carriles para permitir el movimiento, cada uno tendría diferente susceptibilidad a daños bajo el mismo terremoto, y deben asignarse a diferentes grupos de fragilidad" (FEMA, 2018, p. 67)

Cada grupo de fragilidad se identifica por un número de clasificación único basado en recomendaciones contenidas en NISTIR 6389, "*UNIFORMAT II Elemental Classification for Building Specifications, Cost Estimating and Cost Analysis*", por ejemplo, el siguiente código alfanumérico:

A1234.567. "La primera letra en el sistema de clasificación indica la categoría total del componente o elemento" (FEMA, 2018, p. 68), tomada como una de las siguientes:

- A – "Subestructura"
- B – "Shell"
- C – "Interiores"
- D – "Servicios"
- E – "Equipamiento y mobiliario"
- F – "Construcción especial y demolición"

"Los dos primeros números proporcionan la siguiente categorización, los siguientes dos números, identifican un componente único" (FEMA, 2018, p. 68). "Los números después de las variaciones de identificación decimal en el componente básico se utilizan para identificar diferentes configuraciones, condiciones de instalación, cantidades de material, acciones de reparación, niveles de demanda y otros atributos" (FEMA, 2018, p. 68).

La Tabla 2, enumera un conjunto de muestra de grupos de fragilidad que podrían usarse en el modelo de rendimiento de construcción para una hipotética oficina de dos pisos con estructura de acero edificio; la tabla incluye un número de clasificación de fragilidad NISTIR, una descripción del componente básico y el parámetro de demanda predictiva usado para evaluar el daño.

Tabla 2.

Grupos de ejemplo de fragilidad para una oficina de edificio de acero de dos niveles.

Numero de Fragilidad	Nombre de la fragilidad	Parámetro de demanda
B1035.001	Conexiones estructurales de acero	Distorsión de entrepiso
B2022.001	Muros cortina exteriores	Distorsión de entrepiso
C1011.001	Particiones de muro interiores	Distorsión de entrepiso

Numero de Fragilidad	Nombre de la fragilidad	Parámetro de demanda
C3032.001	Techos suspendidos	Aceleración de piso
D1014.001	Elevadores	Aceleración de piso
D3031.000	Enfriadores	Aceleración de piso
E2022.001	Estaciones de trabajo modulares	Aceleración de piso
E2022.112	Archivadores	Velocidad de piso

Nota: Reproducida de "Example Fragility Groups for a Two-Story Steel Frame Office Building", de (FEMA, 2018)

2.2.4.4.2 Grupos de rendimiento.

En el Reporte FEMA P-58 se afirma:

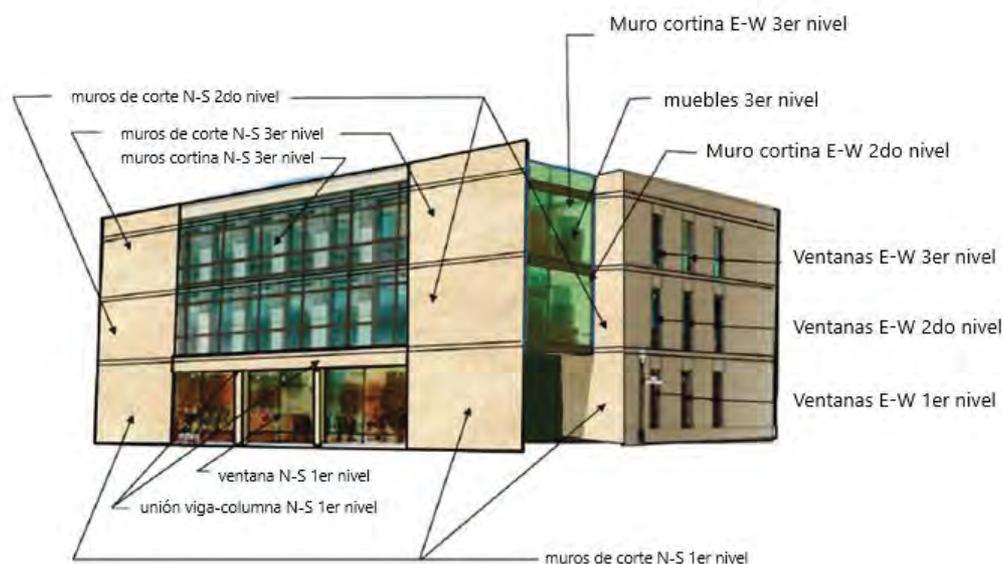
"Los grupos de rendimiento son una subcategorización de grupos de fragilidad. Un grupo de rendimiento es un subconjunto de componentes del grupo de fragilidad que es sometido a las mismas demandas de terremoto (por ejemplo, deriva del nivel, aceleración de piso, o velocidad, en una dirección particular, a un nivel de piso particular)" (FEMA, 2018, p. 70).

La Figura 11, ilustra el concepto de grupos de rendimiento para una edificación de concreto armado de tres pisos para oficinas.

"La mayoría de los grupos de actuación están organizados por nivel de piso" (1° al 3°) y dirección (NS y EW), porque "un parámetro de demanda predictivo común es la relación de deriva de piso paralela a la orientación del componente y las relaciones de deriva se espera que sea diferente en cada nivel" (FEMA, 2018, p. 70), como se muestra en la figura, los muros de corte NS comprenden un grupo de rendimiento en el primer nivel, los muros de corte NS comprenden un grupo de rendimiento diferente en el segundo nivel, aunque son parte del mismo grupo de fragilidad de muro de corte de concreto armado; se utiliza una organización similar para los grupos de desempeño de muros cortina y vidrios.

Figura 11.

Ejemplo de grupos de rendimiento para un inmueble comercial de tres niveles



Nota: Adaptada de "Example performance groups for a three-story office building", de (FEMA, 2018)

"Para componentes sensibles a la aceleración, como contenidos, los grupos de rendimiento se asignan independientemente de la dirección porque el parámetro de demanda predictivo es la aceleración máxima del piso" (FEMA, 2018, p. 71). El contenido en el primer, segundo y tercer nivel se debe asignar a grupos de rendimiento únicos debido a diferencias en la aceleración esperada del piso en cada nivel, "otros componentes que utilizan la aceleración del piso como un parámetro de demanda predictivo incluyen sistemas de techo, sistemas de tuberías, conductos y equipos mecánicos" (FEMA, 2018, p. 71).

El Reporte FEMA P-58 precisa:

"En el modelo de rendimiento del edificio, es importante diferenciar entre el nivel en el que se imponen las demandas a un componente, y el nivel en qué impactos ocurrirán si el componente sufre daños. En el caso de componentes suspendidos (por ejm. techos, tuberías, conductos y luces colgantes, accesorios), las demandas de aceleración son impartidas por el nivel del piso

desde el cual están suspendidos, sin embargo, si estos componentes fallan, las consecuencias ocurren en el nivel del piso debajo. En el modelo de rendimiento del edificio, se utilizan banderas especiales para identificar que las demandas de terremotos y sus componentes están asociadas con el piso (o techo) por encima del nivel asignado" (FEMA, 2018, p. 71).

2.2.4.4.3 Cantidades normativas

FEMA (2018), estipula:

"Las cantidades de componentes y contenidos vulnerables dentro de un edificio deben ser especificados en el modelo de rendimiento del edificio" (FEMA, 2018, p. 72). Esto es posible de cuantificar a partir de un inventario minucioso del edificio utilizando dibujos de diseño (por ejm. estructurales, arquitectónicos, mecánicos, eléctricos y otros); "sin embargo, este nivel de detalles generalmente no se conoce hasta el final del proceso de diseño y está sujeto a cambios a lo largo de los años" (FEMA, 2018, p. 72).

"Las cantidades estructurales se pueden estimar en función del diseño estructural preliminar; las cantidades de componentes y contenidos no estructurales pueden ser estimados basado en cantidades típicas (es decir, cantidades normativas) encontradas en edificios de ocupación y tamaño similares. Las cantidades normativas son una estimación de la cantidad de componentes y contenidos que pueden estar presentes en una construcción de ocupación específica en base a pies cuadrados brutos (gsf)" (FEMA, 2018, p. 72).

Existen bases de datos de cantidades normativas que pueden usarse para determinar el tipo y el número total de componentes que estarían

presentes en edificios de cierto tamaño, que luego, pueden usarse para poblar el modelo de rendimiento del edificio (FEMA, 2018).

“Los datos de cantidad normativa se han desarrollado en base a un análisis detallado de aproximadamente 3,000 edificios en ocupaciones típicas; estos datos permiten la estimación de las cantidades en el 10º, 50º y 90º nivel de percentil, que permite considerar las posibles diferencias en las cantidades encontradas en edificios individuales” (FEMA, 2018, p. 72).

2.2.5 Geología Regional

CISMID (2013) describe que la ciudad del Cusco se ubica geomorfológicamente en la Cordillera Oriental de la Cordillera de los Andes. Según la Hidrografía pertenece a la cuenca del río Vilcanota, en la subcuenca del río Huatanay.

- *Cordillera de los Andes*

“La Cordillera de los Andes formado como producto del proceso de colisión entre la placa oceánica y la placa continental en diferentes procesos orogénicos, está conformada por rocas ígneas plutónicas que afloran en la superficie terrestre por procesos tectónicos”. (CISMID, 2013, p. 9)

“Muchos estudios de sismicidad muestran que la Cordillera Andina tiene espesores del orden de 51 Km en la región central” (Tavera, et al., 2014); mientras que en la zona sur del país el espesor alcanzaría valores de 75 Km aproximadamente (CISMID, 2013).

Debido al desarrollo aún joven de la Cordillera de los Andes, esta se ha convertido en un macizo rocoso alineado en una dirección noroeste-suroeste, la cual ha configurado de similar forma los pliegues y fallas (CISMID, 2013).

- *Laderas de valle*

Según CISMID (2013) la ciudad del Cusco se caracteriza morfológicamente por la presencia de pendientes moderadas y pronunciadas, así mismo la "Depresión del Cusco" es conformada por pendientes poco pronunciadas producto de las laderas del Rio Huatanay.

2.2.6 Características Geológicas Locales

Fernandez Baca, Benavente, y Gomez (2004) presentan 11 grupos geológicos en la ciudad del Cusco:

2.2.6.1 Grupo Mitu

Conforma las formaciones Pisac y Pachatusan y se encuentra sobre la discordancia erosional del Grupo Copacabana, "la formación Pisac está constituida por materiales detríticos de conos aluviales y presencia de andesitas, mientras que la formación Pachatusan presentan andesitas y riolitas y conglomerados; a este grupo se le asigna una edad Pérmico Superior – Triasico Inferior" (Fernandez Baca, Benavente, & Gomez, 2004, p. 28)

2.2.6.2 Grupo Yuncaypata

Carlotto et. al. (1991) eleva la formación Yuncaypata a Grupo Yuncaypata, este grupo está ubicado al norte de la ciudad del Cusco, a unos 5km aproximadamente, este grupo está comprendido por varios niveles de despegue lo cual no le permite tener una columna completa, está conformado por las formaciones Paucarbamba, Maras, Ayabacas (Yuncaypata), y formación Puquin, dentro de ellas las que se presentan en la ciudad son la formación Ayabacas la cual está compuesta por calizas gris oscuras a azuladas, tiene afloramientos discontinuos con bancos aislados y estructuras vesiculares replegadas, y en la formación Puquin se tiene componentes litológicos como areniscas cuarzosas de grano fino, las areniscas forman farallones

que preponderan en las zonas circundantes, además se tienen presencia de "margas" en capas y "brechas calcáreas", su grosor es estimado entre 200 a 300 m

2.2.6.3 Grupo San Jerónimo

Fernandez Baca, Benavente, y Gomez (2004) afirman que el Grupo San Jerónimo está conformado por las Formaciones Kayra y Soncco, la primera está constituida por bancos de areniscas, lutitas, limonitas, arcillas y algunos conglomerados, el espesor de la formación es de unos 3000m aproximadamente y contiene secuencias de medios fluviales entrelazados con canales asimétricos con dirección S-N; en cambio la "formación Soncco está conformado por facies de lutitas, limonitas, areniscas de grano fino y feldespáticas y algunos conglomerados con presencia de piroclásticas" (p. 35) como consecuencia de explosiones volcánicas, la formación Soncco es de 1500 m.

2.2.6.4 Formación Punacancha

"Está constituida por una secuencia de sedimentos finos, lutitas con colores rojo y marrón y areniscas finas rojizas, y otras con consistencia litológica con presencia de conglomerados los cuales constituyen bloques y cantos de arena limpia y cemento silicio". El espesor de esta formación es de aproximadamente 1500m. (Fernandez Baca, Benavente, & Gomez, 2004, p. 36)

2.2.6.5 Volcánico Huacoto

Está compuesto por rocas extrusivas de la edad cuaternaria, litológicamente está conformado por lavas acidas potásicas las cuales se definen como shoshonitas, además de andesitas y lutitas, tiene una edad aproximada de 700,000 años.

2.2.6.6 Intrusivo Rodadero

Según el estudio de INGEMMET (2011), esta formación se encuentra al noroeste de la ciudad del Cusco, con una composición representativa de diorita

cuarcífera, de coloración gris verdosa y con vasta presencia de espejos de falla conspicuos, tiene una textura mediana a gruesa, además está relacionado con estructuras de fallamiento por lo que se le puede considerar como un intrusivo semitectónico.

2.2.6.7 Formación San Sebastián

Esta formación fue evidenciada en primera instancia por Gregory (1916) y conforma una superficie con forma de cuenca cerrada alargada, y está delimitada por las laderas del río Huatanay. Litológicamente está conformada por depósitos de gravas, flujos de barro, diatomitas, arenas de conos de deyección, limos y arcillas de colores claros.

2.2.6.8 Formación Pumamarca

Litológicamente está conformada por dos miembros, el primero aflora en el norte de la ciudad del Cusco, y alcanza espesores de 120m a más, proveniente de una erosión tectónica del Grupo Yuncaypata, está constituido por conjuntos sedimentarios de limonitas violáceas, olistolitos y bloques de caliza; el segundo miembro es de color rojo ladrillo con presencia de bloques de caliza de unos 30 cm de diámetro.

2.2.6.9 Depósitos fluvioglaciares

Fernandez Baca, Benavente, y Gomez (2004) definen que estos depósitos constituyen elementos morfológicos, son suelos residuales que fueron transportados por el hielo en forma lenta, fueron encontradas hasta a 3600 m.s.n.m. debido a la huella de las acciones glaciares, litológicamente está constituido por pedregones, guijas y guijarros sin estratificación visible.

Estos depósitos casi siempre se presentan caóticamente estratificados producto de la remoción de morrenas con una textura más pequeña.

2.2.6.10 Depósitos morrenicos

Se le denomina así al conjunto sedimentario caótico de clastos de diferentes tamaños compuesto por areniscas rojas envueltas en brechas, limolitas y arcillas, con una edad a finales del pleistoceno. (Fernandez Baca, Benavente, & Gomez, 2004)

2.2.6.11 Depósitos aluviales

Estos depósitos fueron producidos por la erosión de depósitos fluvioglaciares, coloaluviales y sedimentos marinos presentes en la formación Yuncaypata los cuales confluyen en el río Huatanay formando una depresión con llanuras de inundación que formaron terrazas. Debido a este transporte estos depósitos sufrieron abrasión entre sí, litológicamente está formado por bloques de forma redondeada de areniscas. Estos depósitos tienen características hidráulicas que permiten la filtración de aguas de regadío y permiten el mantenimiento de un acuífero de aguas subterráneas (CISMID, 2013).

2.2.7 Geología estructural de la zona

2.2.7.1 Estructuras de pliegue

Anticlinal Puquin

Este anticlinal está ubicado al oeste del Cusco, corresponde a una tectónica dúctil con un eje orientado predominantemente al N-S, con rasgos de actividad de deformación en las rocas aflorantes de la Formación Yuncaypata.

Flexura San Sebastián

Fernandez Baca, Benavente, y Gomez (2004) la consideran como la principal estructura tipo compresiva en la ciudad con una inclinación de 120° E y cuyo flanco sur tiene una inclinación de 45° SSE. "Su extensión pasa por la quebrada Cuychipata y descansa sobre los paquetes caóticos de la formación Pumamarca, para posteriormente deprimirse 45° S" (p. 40), esta flexura se disloca creando un sistema

de fallas de dirección E-W cuyo buzamiento es al Sur, llegando hasta las quebradas del Sector Salineras.

2.2.7.2 Estructuras Disyuntivas

Falla Kayra

Esta falla tiene un rumbo de sur a norte, es del tipo de falla inversa con una extensión de 6 Km, está cubierto por el depósito aluvial Kayra. (Fernandez Baca, Benavente, & Gomez, 2004)

Falla Tambomachay

Esta falla tiene un comportamiento del tipo normal (Huaman, 1986), "constituye la mayor estructura de deformación frágil la cual establece un comportamiento dinámico en la región". (Fernandez Baca, Benavente, & Gomez, 2004, p. 41)

"Esta falla tiene un comportamiento de falla transcurrente debido a ello da lugar a la abertura de la cuenca del Cusco y a la deformación de la falla Qenqo y un sistema de fallas con orientación E-W" (Fernandez Baca, Benavente, & Gomez, 2004, p. 41).

Falla Qenqo

Aflora en las quebradas Cuychipata y Angelhuyco con una dirección N 280°E, en esta falla se observa terrazas y zonas escarpadas a lo largo de la traza de la falla, lo cual se considera como una evidencia de reactivación durante el Holoceno.

Falla Tankarpata

"Esta falla se observa en la margen derecha del rio Huatanay, donde la línea de altas cumbres de los cerros Huanacaure y Molleorco se encuentran desplazadas hacia atrás debido a un movimiento siniextral, esta falla tiene una dirección principalmente NW-SE" (Fernandez Baca, Benavente, & Gomez, 2004).

Falla Cusco

En el distrito de Wanchaq y en la parte oeste del distrito de San Sebastián, en el cual se muestran desniveles muy fuertes entre zonas marcadamente planas conformados por materiales lacustres de origen sedimentario, la zona con pendientes pronunciadas "muestra numerosos afloramientos de agua, así como también una estratigrafía de suelos interrumpida la cual puede ser observada con las exploraciones de suelo con calicatas". (Fernandez Baca, Benavente, & Gomez, 2004, p. 46)

Esta falla se percibe de mejor forma en algunas avenidas y calles en los cuales en 2 o 3 cuadras, presentan desniveles de 25 metros aproximadamente, entre ellas las más importantes Calle Huamantiana, Av. Espinar, Av. 24 de Junio, y en menor grado en las Av. Tacna, Huayna Capac, entre otras. (Fernandez Baca, Benavente, & Gomez, 2004)

2.2.8 Peligro sísmico

El peligro sísmico se define en términos de terremotos. Los efectos de un evento sísmico también incluyen ruptura de terreno, deslizamiento de tierra, licuefacción, propagación lateral, tsunamis.

El terremoto ocurre en tres dimensiones y puede ser completamente definido por dos componentes horizontales, ortogonales y un componente vertical. En la mayoría de los casos, sin embargo, el movimiento vertical no es un factor clave al daño por terremoto y tiene poco impacto en el desempeño sísmico, por lo tanto, en la mayoría de las evaluaciones de desempeño, solo se considera movimientos sísmicos horizontales.

FEMA P-58 describe cómo se definen, seleccionan y seleccionan el peligro sísmico, especificado en el proceso de evaluación del desempeño.

El movimiento sísmico se modela en forma matemática por el espectro de respuesta de pseudoaceleración. Para el análisis del historial de respuesta no lineal, se evalúan los efectos de agitación evaluando simultáneamente la respuesta a pares ortogonales de componentes de movimiento horizontal; los pares de movimiento se escalan para tener coherencia con el espectro de respuesta objetivo para el nivel de intensidad deseado del movimiento sísmico, para un análisis simplificado, la agitación se caracteriza por un espectro de aceleraciones de respuesta en el primer modo a lo largo de cada eje del edificio.

“El análisis probabilístico del peligro sísmico (PSHA por sus siglas en inglés) está directamente relacionado con la evaluación de la probabilidad de ocurrencia de un sismo de intensidad fuerte en un emplazamiento determinado, el cual podría causar la destrucción de edificaciones e infraestructuras, así como también la interrupción de la economía y actividades sociales” (Barreto, 2019, p. 4; Tesfamariam & Goda, 2013).

La caracterización del peligro sísmico varía según el tipo de evaluación de desempeño. “Para evaluaciones basadas en la intensidad, la intensidad del movimiento sísmico puede estar representado por cualquier espectro de respuesta de aceleración definido por el usuario” (FEMA, 2018, p. 51) (por ejemplo, un espectro de diseño de código). Para evaluaciones basadas en escenarios, “la intensidad del sismo está representada por los espectros de respuesta de aceleración derivados de pares de magnitud-distancia usando ecuaciones de predicción del movimiento del suelo” (FEMA, 2018, p. 51), también llamadas relaciones de atenuación. Para evaluaciones basadas en el tiempo, “la intensidad del movimiento de tierra está representada por una serie de curvas de riesgo sísmico y espectros de respuesta de

aceleración derivados de estas curvas, a frecuencias anuales seleccionadas de excedencia" (FEMA, 2018, pp. 71-72).

2.2.8.1 Entorno sísmico y peligro.

Los riesgos de terremotos están determinados por la ubicación del sitio relativo a fallas causales y fuentes, características geológicas regionales y específicas del sitio.

2.2.8.2 Ubicación.

Para evaluaciones basadas en la intensidad, no es necesario definir la ubicación del sitio, para evaluaciones basadas en escenarios, la distancia desde el sitio de construcción hasta la falla causal debe ser conocida; las evaluaciones basadas en el tiempo requieren curvas de riesgo sísmico que predicen la frecuencia anual de superación de los parámetros clave del espectro de respuesta. Para desarrollar curvas de peligro, la ubicación exacta del sitio (en términos de latitud y longitud) debe identificarse para ubicar adecuadamente un sitio, latitud y longitud deben definirse a un mínimo de tres lugares decimales. (FEMA, 2018)

2.2.9 *Análisis de la respuesta de las estructuras*

2.2.9.1 Análisis Estático o de Fuerzas Estáticas Equivalentes.

El concepto de la fuerza lateral equivalente de un sismo es solamente usado en la ingeniería sísmica, este concepto es sumamente atractivo para los ingenieros debido a que convierte el análisis dinámico de una estructura en un análisis estático, para poder encontrar los máximos desplazamientos inducidos en la estructura debido a una excitación o sollicitación sísmica. (Datta, 2010)

El método modela a la estructura como un sistema con un único grado de libertad considerando rigidez y amortiguamiento viscoso equivalente, en el cual la cortante basal calculado en base al periodo fundamental de la estructura, se distribuye

en fuerzas laterales de acuerdo con la altura, afectados por factores los cuales simulan un comportamiento inelástico, sin embargo en este método no se consideran los efectos producidos en los siguientes modos de vibración, lo cual limita su elegibilidad a estructuras regulares de baja altura. (Lopez Pasos & Miranda Huaman, 2015)

2.2.9.2 Análisis Dinámico Modal Espectral

Este análisis estudia a las estructuras considerando varios grados de libertad, mediante un espectro de diseño, a la vez estas estructuras se modelan con rigidez lineal elástica y amortiguamiento equivalente, las principales fortalezas de este análisis es la inclusión de los modos de vibración superiores al primer modo, pero tomando de forma indirecta las demandas inelásticas. (Lopez Pasos & Miranda Huaman, 2015)

2.2.9.3 Análisis Tiempo – Historia

El análisis tiempo historia es complementario a los dos procedimientos previos, en el presente análisis se considera a la estructura como un modelo matemático en el cual interviene el comportamiento histerético de los elementos que lo constituyen, y en el cual se determinan la respuesta del modelo, frente a un conjunto de aceleraciones del terreno obtenidas de registros sísmicos anteriores (mínimo 03 de acuerdo con la Norma E.030). (Lopez Pasos & Miranda Huaman, 2015)

2.2.9.4 Análisis No Lineal Estático

En este análisis se intenta predecir los desplazamientos y las fuerzas cuando el modelo estructural este sujeto a fuerzas fuera del intervalo de comportamiento se torna inelástico, para lo cual es necesario seleccionar el patrón de cargas y también el limite de desplazamiento objetivo, y la distribución de fuerzas inerciales que

variaran de acuerdo con la intensidad de la sollicitación sísmica y el tiempo. (Lopez Pasos & Miranda Huaman, 2015)

El análisis estático no lineal es popular al igual que el análisis modal espectral, este análisis es un sustituto al análisis dinámico inelástico, el análisis PUSHOVER proporciona una curva de carga versus desplazamiento que se desarrolla desde el estado de reposo hasta el punto de colapso de la estructura, en este método puede ser basado en fuerzas incrementales controladas o desplazamientos incrementales controlados. (Datta, 2010)

“Existen buenas razones para usar un Análisis No Lineal Estático para la predicción de demandas sísmicas. En muchos casos, el Análisis No Lineal Estático proporciona mucha más información relevante que aquella obtenida de un análisis estático elástico o aun de un análisis dinámico; pero podría ser contraproducente, si este método se toma como una técnica general de solución para todos los casos”. (Lopez Pasos & Miranda Huaman, 2015, p. 36)

2.2.9.5 Análisis No Lineal Dinámico

Este análisis es considerado el mejor método para la evaluación de la capacidad estructural de una estructura debido a su simulación mas aproximada del comportamiento de una estructura frente a una sollicitación sísmica, sin embargo en contraposición de este método esta la definición de los parámetros que intervendrán en el modelamiento, así como la sensibilidad del análisis a las características únicas de cada sollicitación, y a la disponibilidad que tendremos de ellos al momento de hacer el análisis, para este método se modela la estructura de forma similar al análisis PUSHOVER, además debemos incluir los registros temporales de movimiento, los cuales suelen ser los acelerogramas de sismos pasados o simulaciones de sismos. (Lopez Pasos & Miranda Huaman, 2015)

2.2.10 Deriva residual

La deriva residual predicha por el análisis no lineal es altamente sensible a supuestos de modelado de componentes relacionados con el endurecimiento/ablandamiento.

Según FEMA (2018):

“dado que los requisitos para la simulación directa de la deriva residual son computacionalmente complejo y no práctico para la implementación general en diseño, se desarrollaron las siguientes ecuaciones para estimar la deriva residual media, Δ_r , en función de la respuesta transitoria máxima de la estructura” (p. 138):

$$\begin{cases} \Delta_r = 0 & \text{para } \Delta \leq \Delta_y \\ \Delta_r = 0.3(\Delta - \Delta_y) & \text{para } \Delta_y < \Delta < 4\Delta_y \\ \Delta_r = (\Delta - 3\Delta_y) & \text{para } \Delta \geq 4\Delta_y \end{cases} \quad (3)$$

Donde Δ es la “deriva de piso media calculada por análisis”, Δ_y es la “deriva media de piso en fluencia calculada”.

La relación de deriva de rendimiento, Δ_y , está asociada con un rendimiento significativo en la estructura.

2.2.11 Fragilidad al colapso

2.2.11.1 Definición de colapso.

“El colapso del edificio generalmente se asocia con la pérdida local o global de la capacidad de carga vertical o falla del sistema de carga por gravedad, el colapso se evidencia por la inestabilidad numérica, la gran deriva lateral, o demandas que exceden la capacidad de falla de los componentes que transportan carga por gravedad” (FEMA, 2018, p. 142).

FEMA (2018) presenta una metodología, en la que el colapso se define como:

- Falla lateral (inestabilidad dinámica lateral), caracterizada por la pérdida de rigidez lateral y desarrollo de inestabilidad P-delta.
- Pérdida de la capacidad de carga vertical en componentes resistentes a gravedad o fuerza sísmica debido a desviaciones inducidas por terremotos.
- Superación de los criterios de falla no simulados, que consisten en fuerza o límites de deformación más allá de los cuales los componentes ya no pueden continuar resistiendo carga.

2.2.11.2 Análisis dinámico incremental.

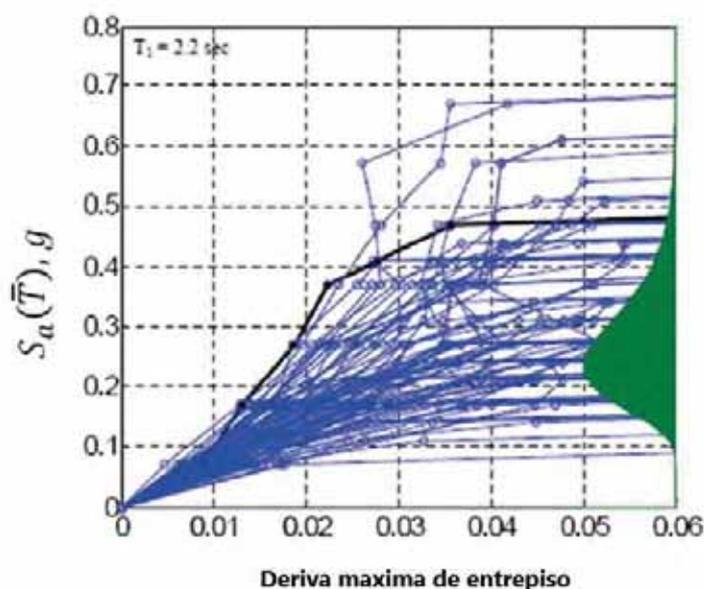
“En el análisis dinámico incremental (IDA), una gran cantidad de análisis de respuesta tiempo-historia no lineal se realizan utilizando movimientos de tierra que son sistemáticamente escalados a intensidades de terremoto crecientes hasta que ocurra el colapso” (FEMA, 2018, p. 143)

El análisis dinámico incremental produce una distribución de resultados a diferentes intensidades que pueden ser usados para generar una fragilidad al colapso.

Debido a que este método implica un gran conjunto de pares de movimientos de tierra adecuados (del orden de 20 o más), cada uno de los cuales se escala gradualmente a muchos diferentes niveles de intensidad, y el análisis de respuesta no lineal debe ser realizado para cada par en cada intensidad, el nivel de esfuerzo es computacionalmente intensivo y el método rara vez se usa en la práctica, sin embargo, los datos resultantes son completos, como se ilustra en la Figura 12.

Figura 12.

Muestra de resultados de análisis dinámico incremental que muestran la distribución del colapso estadísticas para un edificio hipotético.



Nota: Adaptada de “Sample incremental dynamic analysis results showing the distribution of collapse statistics for a hypothetical building”, de (FEMA, 2018)

2.2.11.2.1 Análisis no lineal de suite limitada.

En este enfoque, los análisis de respuesta no lineal se realizan a una cantidad de niveles de intensidad, algunos de los cuales resultan en colapso. Tales análisis, será una parte inherente de las evaluaciones de base de tiempo cuando el análisis de respuesta no lineal sea usado (FEMA, 2018). En cada nivel de intensidad, I, una probabilidad condicional estimada de colapso, P(C|I) se obtiene mediante la siguiente fórmula:

$$P(C|I) = \frac{n}{N} \tag{4}$$

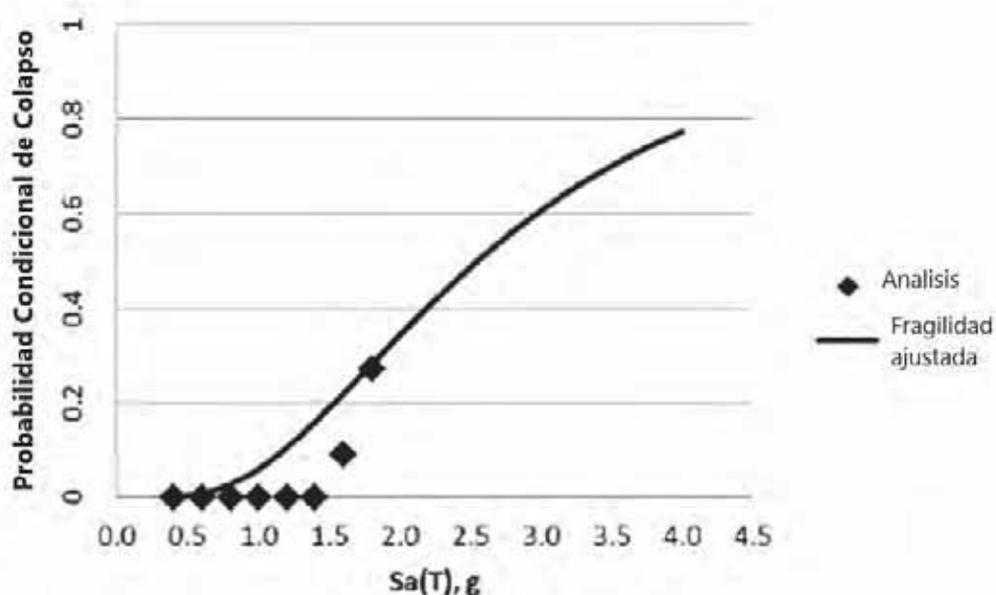
Donde n es “la cantidad de análisis hechos a una intensidad, I, para los cuales se presenta colapso”, y N es “la cantidad total de análisis realizados en intensidad, I”. Una gráfica de la probabilidad condicional estimada de colapso se puede desarrollar en base a la intensidad de sismo analizada, cuyos datos se pueden ajustar utilizando

una estimación apropiada de dispersión, y una distribución logarítmica normal como se muestra en la Figura 13.

Al ajustar una distribución lognormal a los datos obtenidos de tales análisis, lo recomendable es fijar la curva ajustada a los datos cerca del punto medio de colapso, esto debido a la poca confiabilidad de los análisis si solo una escasa fracción de ellos predice colapso. Una dispersión de no menos de 0.6 es recomendado cuando se utiliza este procedimiento. (FEMA, 2018)

Figura 13.

Ilustración de la fragilidad del colapso estimada mediante análisis no lineal



Nota: Adaptada de “Sample incremental dynamic analysis results showing the distribution of collapse statistics for a hypothetical building”, de (FEMA, 2018)

La Figura 13 ilustra este enfoque para una estructura hipotética en la que una evaluación basada en el tiempo se realiza utilizando conjuntos de 10 análisis de respuestas no lineales análisis a valores de $S_a(\bar{T})$ igual a 0.4 g, 0.6 g, 0.8 g, 1.0 g, 1.2 g, 1.4 g, 1.6 g y 1.8 g. La distribución lognormal se ha ajustado a estos datos con una mediana seleccionada de 2.6 g y una dispersión de 0.6.

2.2.11.3 Análisis no lineal simplificado.

A partir de relaciones empíricas para segmentos característicos de curvas IDA, para muchos sistemas, Vamvatsikos y Cornell (2006) sugirieron que las curvas de empuje estático (PUSHOVER) podrían usarse para estimar la respuesta dinámica no lineal, la herramienta de software de código abierto, análisis dinámico incremental estático Pushover 2 (SPO2IDA), fue creado como producto de esa investigación.

El Reporte FEMA P-58 afirma:

“Resultados aproximados del análisis dinámico incremental derivados de SPO2IDA, puede usarse para generar fragilidades de colapso. El uso de SPO2IDA debe ser limitado a edificios de poca altura que son regulares tanto en planta como en elevación, dominado por el comportamiento traslacional de primer modo, con respuesta independiente a lo largo de cada eje principal, y una torsión insignificante” (FEMA, 2018, pp. 145-146)

2.2.11.4 Fragilidad de colapso basada en el juicio ingenieril

Los estudios han demostrado que las estructuras diseñadas en base a códigos de diseño generalmente cumplen con el criterio de proveer a las estructuras menos del 10% de probabilidad de colapso si son sometidos a un sismo considerado máximo. (FEMA, 2009b; NIST, 2010b).

Como resultado, las curvas de fragilidad de colapso se pueden desarrollar utilizando juicios de ingeniería basados sobre la capacidad de colapso esperada de las estructuras conformes al código.

Toledo (2017), resume el procedimiento expuesto en el Reporte FEMA P-58, el cual se presenta líneas abajo.

1. Se determina el cortante basal de la estructura V , de acuerdo con el criterio de diseño.

2. Se calcula el valor de S_{aD} , usando la ecuación (5):

$$S_{aD} = \frac{V}{W}R \quad (5)$$

3. Se calcula $\hat{S}_a(T)$, usando las ecuaciones (8), (9) o (10) según corresponda.

$$\hat{S}_a(T) = 4S_{aD}, \text{ para } T \geq 0.6s \quad (6)$$

$$\hat{S}_a(T) = 4S_{aD}[5(1 - C_4)T + 3C_4 - 2], \text{ para } 0.4s < T < 0.6s \quad (7)$$

$$\hat{S}_a(T) = 4C_4S_{aD}, \text{ para } T \leq 0.4s \quad (8)$$

Donde,

$$C_4 = \frac{\sqrt{2R-1}}{R} \quad (9)$$

4. Se convierte la capacidad de colapso $\hat{S}_a(T)$, calculada en el paso anterior, a la que se presenta en el periodo promedio $\hat{S}_a(\bar{T})$, mediante las siguientes ecuaciones:

$$\hat{S}_a(\bar{T}) = \frac{T}{\bar{T}}\hat{S}_a(T), \text{ para } T \geq 0.6s \quad (10)$$

$$\hat{S}_a(\bar{T}) = \frac{T}{\bar{T}}\hat{S}_a(T), \text{ para } T < 0.6s \quad (11)$$

5. Si se analiza una estructura regular, se asume una dispersión, β , de 0.6, caso contrario dependiendo de la irregularidad y problemas de configuración estructural se asume un β , de 0.8 o superior. (Toledo, 2017)

2.2.11.5 Modos de colapso.

Además de determinar la probabilidad de colapso (es decir, fragilidad del colapso), también es necesario describir: (1) los posibles modos de colapso, y su respectiva probabilidad de ocurrencia, (2) el colapso debido a las relaciones de área; y (3) las probabilidades respectivas de que las personas ocupantes de áreas de colapso potencial fallezcan o sufran lesiones severas. (FEMA, 2018)

“Los modos de colapso definen las formas en que se esperaría que un edificio colapse, que va desde colapso parcial hasta completo. Los posibles modos de colapso incluyen colapso de un solo nivel, colapso de varios niveles o colapso total” (FEMA, 2018, p. 149).

Las relaciones de área de colapso indican la porción de área en cada nivel que será sometido a escombros por el colapso de los niveles anteriores; en algunos casos, el colapso de un nivel encima de otra podría esperarse que se produzca una cascada de colapsos de los pisos inferiores, que debe considerarse al generar los modos de colapso. (FEMA, 2018)

2.2.12 Desempeño sísmico

2.2.12.1 Medidas de desempeño.

“Una medida de desempeño es un medio de cuantificar las consecuencias asociadas con la respuesta de un edificio a un evento sísmico en términos que están destinados a ser significativos para los dueños, inversionistas o cualquier persona involucrada. Históricamente, se han utilizado diferentes medidas de rendimiento” (FEMA, 2018, p. 47)

“Desde la publicación de ASCE / SEI 31-03, Seismic Evaluation of Existing Buildings (ASCE, 2003), y ASCE / SEI 41-06, Seismic Rehabilitation of Existing Buildings (ASCE, 2007)”, funcionarios de construcción e ingenieros

comúnmente han utilizado “una serie de niveles de rendimiento discretos estándar, denominados ocupación operativa, inmediata, seguridad de vida y prevención de colapso, para caracterizar el rendimiento esperado del edificio. Estos niveles de rendimiento son definidos por rangos aceptables de resistencia y demandas de deformación en componentes estructurales y no estructurales, con relaciones cualitativas implícitas con niveles probables de daños, víctimas, ocupación post-terremoto y reparaciones” (FEMA, 2018, p. 47)

Según FEMA (2018) muchas instituciones financieras, incluidos prestamistas, fondos de inversión y aseguradoras utilizan la pérdida máxima probable (PML), la pérdida esperada del escenario (SEL) y escenario pérdida superior (SUL) como medidas de rendimiento preferidas; estas medidas de rendimiento son declaraciones cuantitativas del probable costo de reparación del edificio, generalmente expresado como un porcentaje del valor de reemplazo de la estructura, así algunos propietarios de edificios, desarrolladores e inquilinos también han confiado en estas medidas de desempeño para cuantificar el desempeño sísmico.

En esta metodología, el desempeño se calcula como el daño probable y consecuencias asociadas con eventos sísmicos usando las siguientes medidas de rendimiento:

- Bajas
- Costo de reparación
- Tiempo de reparación
- Impactos ambientales
- Carteles inseguros

Según FEMA (2018) por muchas razones, no es posible predecir con precisión la respuesta a un terremoto, daños posteriores y las consecuencias resultantes; por lo tanto, la metodología que expresa el desempeño en forma de los probables impactos, considerando las incertidumbres inherentes tiene varias ventajas: rendimiento probable en términos de víctimas, costos de reparación, tiempo de reparación, y los carteles inseguros son más significativos para los tomadores de decisiones y más directamente útil que el enfoque estándar de discretizar los niveles de rendimiento que se han utilizado hasta la fecha; además, las medidas de rendimiento PML, SEL y SUL pueden derivarse directa y objetivamente utilizando un enfoque probabilístico. Finalmente, la incertidumbre en la evaluación del desempeño es explícitamente reconocida. Si se usa adecuadamente, la incertidumbre puede ayudar a los profesionales diseñadores en comunicarse con los tomadores de decisiones de una manera que evite garantías percibidas y responsabilidades asociadas con evaluaciones de desempeño y diseños basados en el rendimiento.

2.2.12.2 Factores que afectan el rendimiento.

Según el Reporte FEMA P-58:

“El nivel de daño que experimenta un edificio en un sismo y las consecuencias de este en cantidad de víctimas, costos de reparación, tiempo de reparación, y los letreos inseguros dependen de varios factores. Éstos incluyen” (FEMA, 2018, p. 48):

- “la intensidad del movimiento sísmico y otros efectos de terremotos experimentados por el edificio” (FEMA, 2018, pp. 48-49);
- “la respuesta del edificio al movimiento sísmico y otros efectos del terremoto, la fuerza resultante, deformación, aceleración y demandas de velocidad” (FEMA, 2018, pp. 48-49);

- “la vulnerabilidad de los componentes, sistemas y contenidos del edificio al daño” (FEMA, 2018, pp. 48-49);
- “la cantidad de personas, el tipo, ubicación y cantidad de contenido presente dentro de la envoltura del edificio cuando ocurre el terremoto” (FEMA, 2018, pp. 48-49);
- “la interpretación de la evidencia visible de daños por parte de los inspectores que realizan investigaciones de seguridad posteriores al terremoto” (FEMA, 2018, pp. 48-49); y,
- “los detalles específicos y los métodos de construcción utilizados para realizar la refacción” (FEMA, 2018, pp. 48-49).

2.2.12.3 Tipos de evaluación del desempeño

El Reporte FEMA P-58 presenta tres tipos de evaluación del rendimiento:

- basadas en la intensidad,
- basadas en escenarios
- basadas en el tiempo.

2.2.12.3.1 Evaluaciones basadas en la intensidad

“Este tipo de evaluaciones evalúan el rendimiento probable de una estructura suponiendo que está sujeto a una intensidad de movimiento sísmico específica” (FEMA, 2018, p. 51). La intensidad del terremoto se define por un 5% de amortiguación, del espectro de respuesta; este tipo de evaluación permite el uso de un espectro de respuesta definido en algún código nacional o internacional, o cualquier otro simulado.

2.2.12.3.2 Evaluaciones basadas en escenarios

“Estas evaluaciones evalúan el rendimiento probable de una estructura suponiendo que está sujeto a un escenario de terremoto que consiste en un movimiento sísmico de magnitud específica que ocurre en un lugar en particular en relación con el sitio de construcción, este tipo de evaluaciones son útiles para estructuras cercanas a uno o más fallas geológicas activos; este tipo de evaluación puede usarse para evaluar el desempeño de una estructura en caso de repetición de un evento sísmico o se produjera un futuro sismo proyectado” (FEMA, 2018, p. 51).

Las evaluaciones basadas en escenarios son análogas a las basadas en intensidad, excepto que consideran un parámetro adicional de incertidumbre en la intensidad, dada la ocurrencia de un escenario. Los resultados de estas evaluaciones varían frente a las de intensidad en su condicionalidad a la ocurrencia del escenario del terremoto especificado en lugar de una intensidad de sismo específica. (FEMA, 2018)

2.2.12.3.3 Evaluaciones basadas en el tiempo

Estas evaluaciones computan el rendimiento probable de una estructura en un intervalo de tiempo específico, considerando cada uno de los sismos que podrían ocurrir en ese intervalo, la probabilidad de ocurrencia asociada respectivo, la incertidumbre en la magnitud, ubicación y la intensidad; el intervalo de tiempo se define en base a los intereses y necesidades del dueño o inversionista. (FEMA, 2018)

Las evaluaciones basadas en el tiempo proporcionan curvas de desempeño que son semejantes a los de intensidad, excepto que por la inclusión de la frecuencia de excedencia de una medida de desempeño en el eje vertical. (FEMA, 2018)

CAPITULO III: METODOLOGIA

3.1 Tipo y diseño de investigación

Dado que el objetivo del estudio es el de comparar el desempeño sísmico de edificaciones de mediana altura con los sistemas estructurales Diagrid y dual en la ciudad del Cusco, se usó un diseño no experimental, aplicado de manera longitudinal, y en base al sustento teórico recolectado, se procedió a realizar una investigación del tipo descriptivo comparativo para conocer como afecta la elección de un sistema estructural al desempeño sísmico de la estructura; es retrospectivo, porque recoge datos de sismos pasados y espectros de respuesta ya definidos; por su prolongación es de tipo longitudinal, ya que los resultados no varían con respecto del tiempo.

Hernandez, Fernandez y Baptista (2014) describen que la investigación no experimental "es la que se realiza sin manipular deliberadamente las variables; es decir, se trata de estudios en los que no hacemos variar en forma intencional las variables independientes para ver su efecto sobre otras variables lo que se hace en este tipo de investigación es observar fenómenos tal y como se dan en un contexto natural, para después analizarlos" (p. 152)

3.2 Ámbito de estudio

Las 06 edificaciones por estudiar se encuentran en la ciudad del Cusco, ubicadas en la Avenida Infancia, distrito de Wanchaq, los demás parámetros de diseño serán definidos al inicio de cada modelamiento.

3.3 Herramientas y métodos de procesamiento de datos

En el presente trabajo se han utilizado programas especializados en análisis estructural, así como desempeño sísmico, tales como el ETABS, el cual permite el análisis de respuestas de una estructura de forma lineal o no lineal ante sollicitación

de espectros de pseudo aceleración, análisis estático no lineal (PUSHOVER); R-CRISIS para el cálculo del peligro sísmico en una localidad específica en base a los datos de fuentes sismogénicas ingresados; PACT, para la evaluación del desempeño sísmico de los modelos.

3.4 Procedimiento metodológico

El estudio se desarrolló siguiendo la siguiente secuencia:

- Definición del modelo estructural del edificio, esta fase se caracteriza las edificaciones a ser estudiadas, tanto en altura, características geométricas, materiales a ser usados, tipo de suelo, uso de la edificación, sistema estructural, distribución de elementos estructurales, cargas de piso.
- Evaluaciones geotécnicas de la zona en estudio, extracción y traslado de muestras al laboratorio INGEOTEST, para la realización de ensayos de caracterización geotécnica y determinación del tipo de suelo.
- Definición del peligro sísmico en base a un estudio de fuentes sismogénicas con el cual se trabajará y las leyes de atenuación con las cuales se calcularán los parámetros de peligro sísmico, y su comparación con el peligro sísmico normativo.
- Modelamiento de las estructuras planteadas en el software ETABS, para hallar sistemáticamente y de manera objetiva los parámetros de demanda ingenieril de cada modelo, de acuerdo con la normativa E.030, tomando inicialmente un análisis dinámico espectral,
- En esta fase se determina la probabilidad de colapso estructural mediante un análisis estático no lineal (PUSHOVER) el cual permite obtener parámetros de primera generación de desempeño sísmico, y

posteriormente evaluar la deriva residual de cada edificación, su curva de fragilidad y modos de colapso

- Modelamiento de los edificios en estudio en el software PACT (Performance Assessment Calculation Tool) e importación de los resultados y especificaciones de fragilidad definidos y calculados en las fases anteriores.
- Evaluación del desempeño mediante calculo algorítmico, determinación de curvas de desempeño, análisis de la probabilidad de excedencia, interpretación de gráficos resultantes y análisis de los resultados obtenidos.

3.5 Determinación de indicadores

En esta investigación se han considerado a dos indicadores de la segunda generación de requerimientos como patrones de medición del desempeño

- Costo de reparación
- Tiempo de reparación.

Debido a que estos indicadores permiten al investigador evaluar si dichos resultados se encuentran permitidos dentro del umbral de inversión de una edificación ante un evento sísmico.

CAPITULO IV:

DESEMPEÑO SISMICO DE EDIFICIOS DUALES (FEMA P-58)

En el presente capítulo se efectuará la aplicación de la metodología FEMA P-58 a modelos estructurales con sistema dual, para ello se consideraron tres modelos de 10, 15 y 20 niveles con la misma ubicación geográfica, tipo de suelo, factor de uso, dimensiones en planta, elevación y área techada, y las mismas solicitaciones de carga.

4.1 Caracterización de las edificaciones

4.1.1 Parámetros para la peligrosidad sísmica

Factor de zona (Z): Las edificaciones se ubicarán en la ciudad del Cusco la cual está ubicada según el Anexo 01 de la Norma E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones en la zona sísmica Z2, y tiene un $Z=0.25$.

Factor de suelo (S): La ubicación de estudio fue realizado en la Avenida Infancia, distrito de Wanchaq, el cual tiene un suelo intermedio (S2) de acuerdo con el Estudio de Mecánica de Suelos adjunto en el Anexo 02 y el plano P-09 del Estudio del Mapa de Peligros de la ciudad del Cusco (Fernandez Baca, Benavente, & Gomez, 2004), por lo que le corresponde un factor $S=1.2$.

Factor de uso o importancia (U): Las edificaciones a estudiar serán multifamiliares por lo cual se consideran edificaciones comunes (categoría C) y de acuerdo con la norma E.030 tiene un factor de uso $U=1.0$.

Factor de reducción sísmica (R): Las edificaciones en estudio de este capítulo cuentan con un sistema de estructuración dual de concreto armado por lo cual el coeficiente básico de reducción $R_0=7$, contando con una regularidad en planta y altura $I_p=1$, $I_a=1$, el factor de reducción sísmica para los modelos es de $R=7$.

4.1.2 Características arquitectónicas y de los materiales

Las características generales a los tres modelos duales para el análisis sísmico son:

Concreto Armado:

Superestructura Resistencia $f'_c = 210 \text{Kg/cm}^2$ a los 28 días. Peso específico 2.4Tn/m^3 . Este material se usará en columnas, vigas, muros de corte y losas de entrepiso.

Modulo elástico del concreto

$$E_c = 15000\sqrt{f'_c}$$

$$E_{c_{210}} = 15000\sqrt{210} = 217370.65 \text{ Kg/cm}^2$$

Acero de refuerzo

Resistencia de fluencia 4200 Kg/cm^2 (Grado 60), que cumpla con los requisitos del ACI.318

Modulo elástico $E_a = 2002000 \text{ Kg/cm}^2$

Parámetros de peligrosidad sísmica

Características arquitectónicas

Área 900 m^2 , 30m de largo por 30m ancho

Perímetro 120m

Altura de entrepiso 3.0m

En la Figura 14 se muestra los esquemas en planta y elevación para los modelos con sistema dual, en ella se detalla los elementos estructurales y su distribución.

Figura 14.

Distribución de la planta típica del modelo con sistema dual

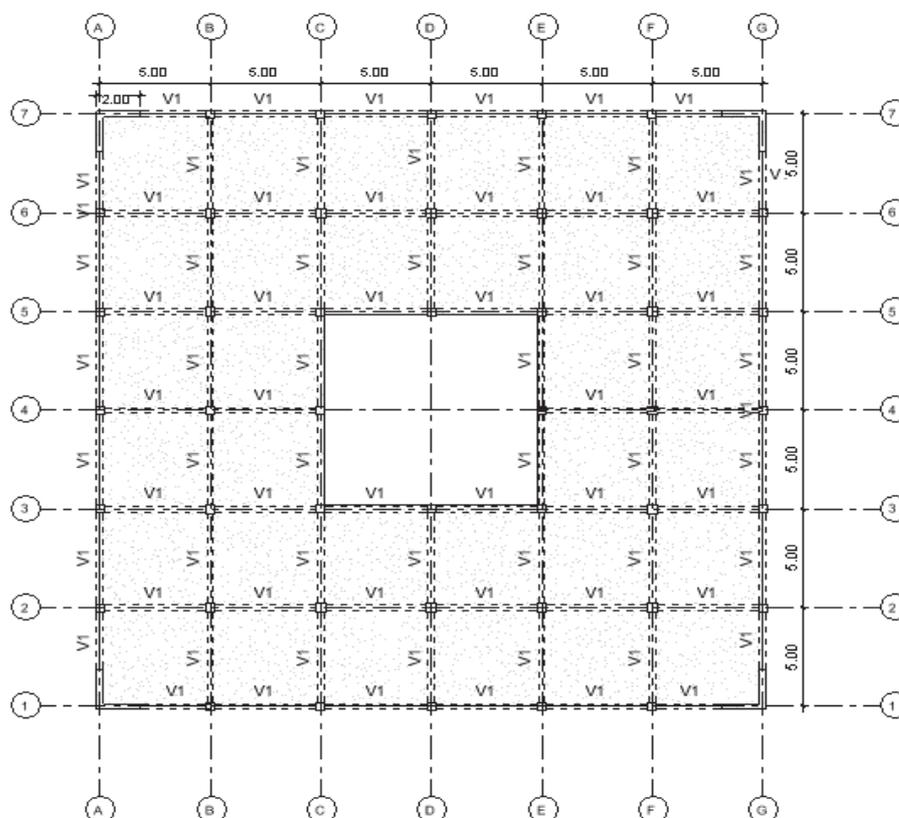
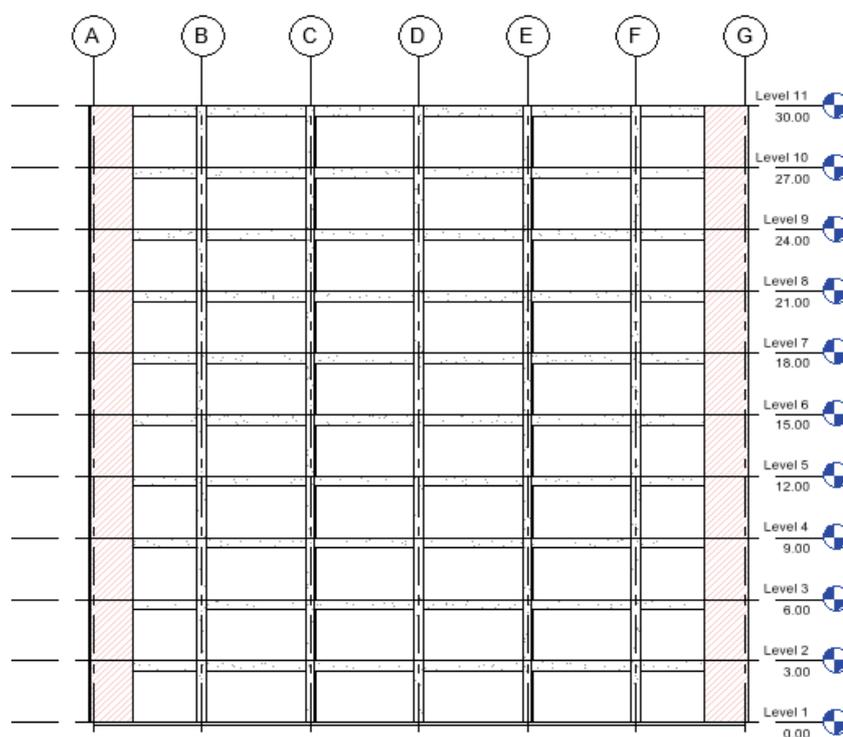


Figura 15.

Elevación del eje 1 del modelo con sistema estructural dual



4.1.3 Modelos de población

Con la finalidad de poder estimar el número de fatalidades, damnificados y personas que sufrirán accidentes o lesiones durante un evento sísmico, se debe definir un modelo poblacional con la distribución de los ocupantes del modelo durante distintas horas del día, entre días laborables y fines de semana, la Figura 16 y Figura 17, muestran dichos modelos de población.

Figura 16.

Modelo de población días de la semana laborables

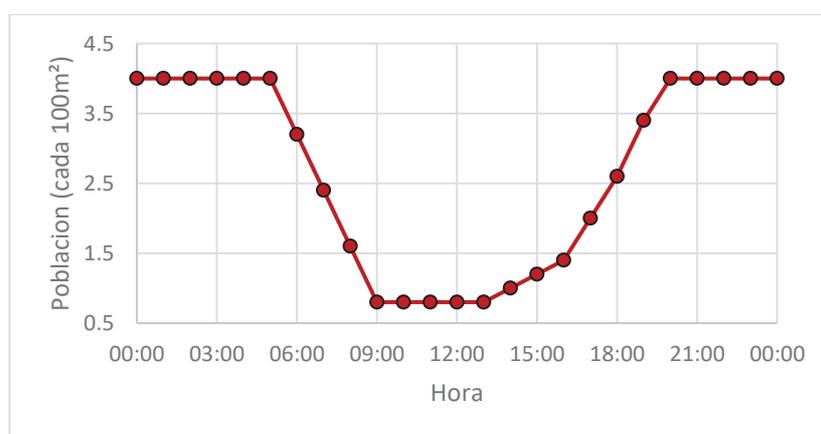
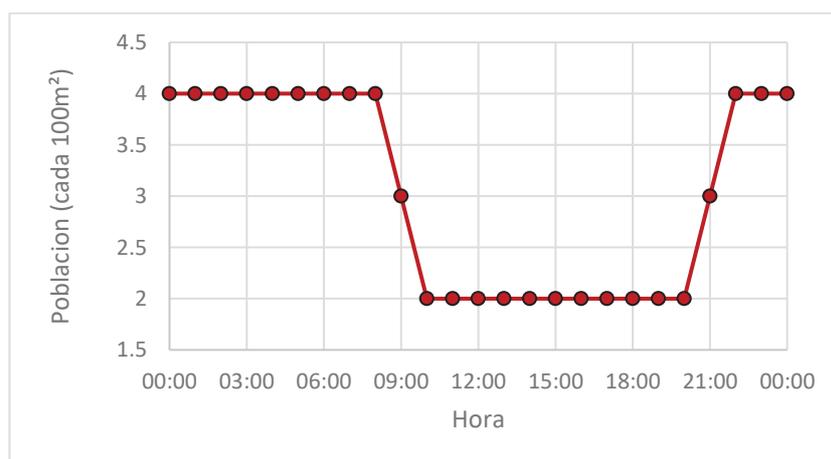


Figura 17.

Modelo de población fines de semana



4.1.4 Especificaciones de fragilidad y desempeño

4.1.4.1 Componentes estructurales.

De acuerdo con el Reporte NISTIR 6389, el cual codifico distintos elementos

estructurales y no estructurales dentro del UNIFORMAT II Elemental Classification for Building Specification, Cost Estimation and Cost Analysis, se procedió a introducir primero los elementos estructurales de los modelos.

Para los modelos con sistema dual se utilizaron los siguientes elementos.

Tabla 3.

Cantidades de elementos estructurales clasificados en grupos de desempeño para los modelos con sistema dual

Numero de Clasificación de la Fragilidad	Dirección de Ingreso	Número de Elementos por Piso
B1041.001a	1	12
B1041.001b	1	32
B1041.001a	2	12
B1041.001b	2	34
B1044.071	1	4
B1044.071	2	4
B1041.001a: ACI 318 SMF, Col & Viga, Viga a un solo lado		
B1041.001b: ACI 318 SMF, Col & Viga, Viga a ambos lados		
B1044.061: Muros de corte, con espesor entre 20 y 40cm, altura < 4.5m		

4.1.4.1.1 Componentes no estructurales.

En los modelos que aún no han sido construidos, se ha procedido a usar la herramienta "Normative Quantity Estimation", que contiene una base de datos de los elementos no estructurales más probables que tiene una edificación y/o estructura de acuerdo al tipo de ocupación y uso que se le dé; esta herramienta es muy útil al momento de proyectar, que permite tener la base más probable de elementos que contiene un modelo sin llegar a ser específico en cada edificación y es muy variable de acuerdo a la persona que habita el modelo.

En la Tabla 4, se muestra los grupos de desempeño de los elementos no estructurales por piso.

Tabla 4.

Grupos de desempeño de elementos no estructurales para todos los niveles de modelos con sistema dual.

Numero de Fragilidad	Nombre de la fragilidad	Cantidad asumida por componente	Cantidad	
			Direccional	No Direccional
B2022.001	Muro Cortina de vidrio Genérico de mediana altura Configuración: Monolítico, Laminación: Desconocido, relación de aspecto = 6:5	30 SF	48.44	--
C1011.001a	Muro de distribución de ladrillo de altura completa, fijo en la parte superior e inferior	100 LF	11.63	--
C3011.001a	Muro de distribución de ladrillo pintado o tapizado de altura completa, fijo en la parte superior e inferior	100 LF	3.70	--
C3032.001a	Techo flotante, SDC A, B, C, Área (A): A < 250, solo con soporte vertical	250 SF	--	36.81
C3032.001a	Techo flotante, SDC A, B, C, Área (A): A < 250, solo con soporte vertical	250 SF	--	1.94
D2021.011a	Tubería de tamaño pequeño para agua caliente y fría (con diámetro de 2.5" o menos), SDC A o B, Fragilidad de la tubería	1000 LF	--	1.03
D3041.011a	Ducto de metal galvanizado HVAC con un área transversal menor a 6 pies cuadrados, SDC A o B	1000 LF	--	0.48
D3041.031a	Difusores HVAC en techos suspendidos - sin cables de seguridad independientes, SDC A o B	10 EA	--	7.75
D3041.041a	Caja de volumen de aire acondicionado variable (VAV) con bobina en línea, SDC A o B	10 EA	--	3.88
D4011.021a	Tubería de agua para rociadores contra incendios - Tuberías y ramas horizontales - Acero de pared delgada - Sin arriostamiento, SDC A o B, PIPING FRAGILITY	1000 LF	--	2.13
D4011.031a	Caída de rociadores contra incendios Acero roscado estándar - Caída en tejas lisas sin refuerzo - Caída máxima de 6 pies de largo, SDC A o B	100 EA	--	1.16

Nota: Los números de fragilidad fueron obtenidos del utilitario del PACT definidos por defecto

Para los elementos no estructurales presentes en cada nivel se presenta la

Tabla 5.

Tabla 5.

Grupos de desempeño de elementos no estructurales unitarios por nivel para estructuras duales.

Numero de Fragilidad	Nombre de la fragilidad	Cantidad asumida por componente	Cantidad	
			Direccional	No Direccional
C2011.001a	Escalera de acero prefabricada con peldaños de acero y aterrizajes con juntas sísmicas que se adaptan a la deriva.	1 EA	1.16	--
D5012.021a	Centro de control de bajo voltaje - Capacidad: 100 to <350 Amp - Equipo no anclado que no está aislado de vibraciones - Solo fragilidad del equipo	225 AP	--	0.03

Nota: Los números de fragilidad fueron obtenidos del utilitario del PACT definidos por defecto

Y por último, los elementos que se considera en todo el modelo, se presentan en la Tabla 6.

Tabla 6.

Grupos de desempeño para elementos no estructurales por modelo.

Numero de Fragilidad	Nombre de la fragilidad	Cantidad asumida or componente	Cantidad	
			Direccional	No Direccional
D1014.011	Elevador de tracción	1 EA	--	2.96

Nota: Los números de fragilidad fueron obtenidos del utilitario del PACT definidos por defecto

4.2 Edificio de 10 niveles (H=30m)

4.2.1 Identificación del peligro sísmico

Para realizar el análisis y diseño de cualquier estructura debemos definir los peligros a los que estará sometido, entre ellos uno de los más importantes es el nivel de peligro sísmico, el cual puede ser obtenido en base a un espectro normativo de acuerdo con códigos de diseño de cada país, o también de un Espectro de Peligro Uniforme (UHS, por sus siglas en ingles).

La metodología presentada en FEMA P-58 permite elegir entre espectros tales como Espectro de Peligro Uniforme, un espectro normativo entre otros, por lo cual se desarrolló el espectro de peligro uniforme para varios periodos de retorno para la ciudad de Cusco, y se comparó con el espectro normativo.

4.2.1.1 Espectro normativo de diseño.

La Norma Técnica Peruana E.030 brinda un espectro de respuesta objetivo que se basa en aceleraciones pico del suelo con un periodo estructural(T) de 0.00s (PGA, Peak Ground Acceleration), y clasifica el territorio nacional en 04 zonas, con un factor con una probabilidad de excedencia del 10% de ser excedida en 50 años (Tr = 475 años) y con un coeficiente de amortiguamiento del 5%. Norma E.30 (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2020).

Figura 18.

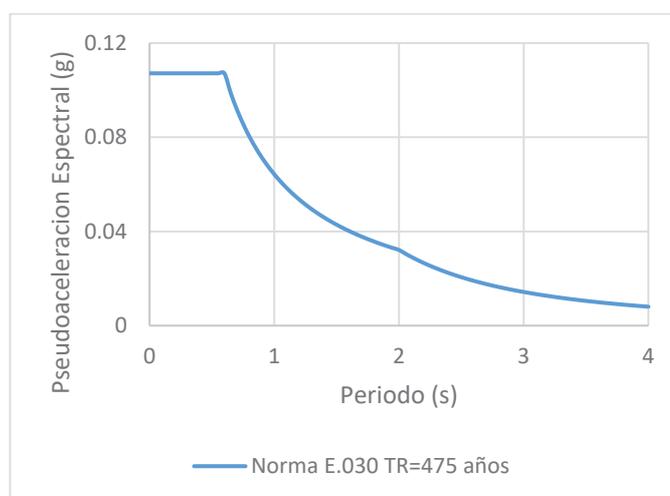
Zonas sísmicas del territorio peruano



Nota: Adaptada de “Zonas Sísmicas” (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2020)

Considerando los factores definidos en la sección 4.1.1, el espectro de diseño de la Norma E.030 con un Tr = 475 años y una tasa de excedencia del 10% en 50 años se obtiene mediante la ecuación 12:

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} \tag{12}$$

Figura 19.*Espectro de pseudo aceleración***4.2.1.2 Espectro de peligro uniforme**

Para evaluar el Espectro de Peligro Uniforme (UHS), se requiere definir algunos parámetros como fuentes sismogénicas, el tipo de estas fuentes, la tasa de recurrencia y otros; estos datos fueron obtenidos del estudio "Reevaluación del Peligro Sísmico Probabilístico para el Perú" (Tavera, et al., 2014) en el cual se presenta los espectros de peligro para las principales ciudades del Perú, estudio que fue desarrollado por el Instituto Geofísico del Perú (IGP), y para cuyo procesamiento de dichos datos se utilizó el programa R-CRISIS (ver. 18.4.2).

Tavera et. al. (2014) propone 33 fuentes sismogénicas, de las cuales: 22 fuentes son de subducción (14 de ellas intraplaca y 8 interfase) y 11 fuentes corticales presentados en la Tabla 7, para cada una de ellas se evalúa la recurrencia sísmica en base a la curva de Gutenberg y Richter (1956), y proponen el uso de dos leyes de atenuación, la de Young(1997) y la de Sadigh(1997).

En el presente trabajo, se han procesado los catálogos y recurrencias sísmicas de las fuentes de la misma forma que el estudio de Tavera et. al (2014), utilizando las leyes de atenuación Young (1997) y Sadigh (1997).

Tabla 7.*Parámetros sismológicos de las fuentes sismogénicas*

FUENTES	Mw				SISMICIDAD
	Mmin	Mmax	β	Tasa	
F-1	5.2	8.8	1.84	2.03	SUBDUCCION
F-2	4.3	8.2	1.66	11.54	
F-3	4.3	8	1.78	12.83	
F-4	4.3	8.6	1.69	4.24	
F-5	4.3	7.7	1.60	9.09	
F-6	4.3	7	2.07	4.48	
F-7	4.3	7	2.35	9.16	
F-8	4.3	8	1.48	4.20	
F-9	4.8	6.8	1.70	1.08	CORTICALES
F-10	5.2	6.8	2.49	0.78	
F-11	4.3	5.8	2.86	1.72	
F-12	5.2	6.5	2.81	1.74	
F-13	4.3	7.2	1.94	0.84	
F-14	4.8	5.5	2.35	0.76	
F-15	4.4	5.5	4.74	0.36	
F-16	5.2	5.5	2.74	1.60	
F-17	5.2	5.5	4.01	0.44	
F-18	4.8	5.5	2.83	1.48	
F-19	5	6	2.29	0.30	
F-20	4.4	7	1.88	22.14	INTRAPLACA
F-21	5.2	6.8	2.60	4.32	
F-22	5.1	6	2.00	2.02	
F-23	4.6	6	0.95	0.18	
F-24	5.2	6.8	2.37	1.06	
F-25	5	6	2.79	1.38	
F-26	5.3	6	3.38	0.74	
F-27	4.3	6	2.06	0.86	
F-28	5.1	7	2.67	3.00	
F-29	4.3	7.2	1.69	6.78	
F-30	5.1	7.5	3.41	1.32	
F-31	5.3	7	2.62	1.14	
F-32	4.3	6	2.25	0.96	
F-33	4.8	6	1.94	1.60	

Se definieron los periodos de retorno de la evaluación

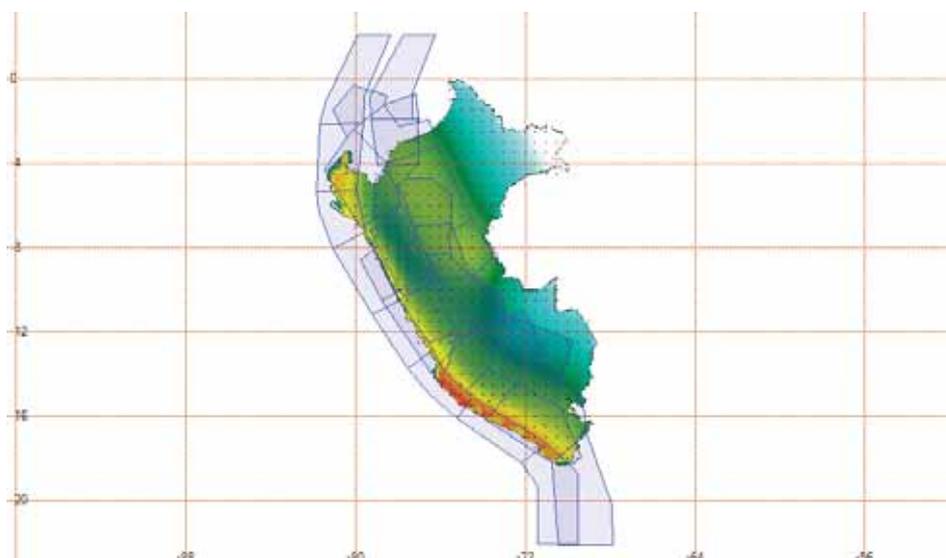
Tabla 8.*Periodos de retorno y porcentaje de excedencia en 50 años usados en la evaluación*

	1	2	3	4	5
Tr	72	224	473	975	2475
P. excedencia	50%	20%	10%	5%	2%

Luego del análisis del riesgo sísmico probabilístico, se obtuvieron el mapa de peligrosidad sísmica del Perú para distintos periodos de retorno, en la Figura 20.

Figura 20.

Mapa de peligrosidad sísmica del Perú, $T_r=475$ años



En la Tabla 9 se muestra los valores de las aceleraciones para periodos estructurales de 0.0 s (PGA), para las principales capitales de regiones del Perú, tomando como punto de referencia la Plaza de armas de cada ciudad, estos resultados representan la media geométrica, y son vitales para poder definir los distintos niveles de demanda de una edificación ante sollicitaciones sísmicas.

Tabla 9.

Valores de máximas aceleraciones esperadas para las principales ciudades del Perú para periodos $T=0.0s$

CIUDAD	COORDENADAS		PGA(g) por periodo de retorno en años				
	LATITUD	LONGITUD	$T_r = 72$	$T_r = 224$	$T_r = 473$	$T_r = 975$	$T_r = 2475$
Abancay	-72.88	-13.63	0.136	0.200	0.251	0.307	0.399
Arequipa	-71.54	-16.4	0.239	0.343	0.430	0.516	0.658
Ayacucho	-74.22	-13.16	0.145	0.221	0.273	0.334	0.431
Cajamarca	-78.52	-7.17	0.130	0.186	0.238	0.287	0.372
Cerro de Pasco	-75.15	-10.43	0.139	0.204	0.254	0.309	0.398
Chachapoyas	-77.85	-6.21	0.151	0.234	0.293	0.367	0.471
Chiclayo	-79.84	-6.77	0.217	0.315	0.409	0.500	0.651
Cusco	-71.98	-13.52	0.123	0.170	0.222	0.267	0.342
Huancavelica	-74.98	-12.76	0.154	0.235	0.291	0.361	0.460

Huancayo	-75.23	-12.07	0.147	0.226	0.281	0.349	0.450
Huanuco	-76.24	-9.93	0.139	0.207	0.260	0.319	0.414
Huaraz	-77.53	-9.53	0.146	0.222	0.276	0.334	0.435
Ica	-75.73	-14.07	0.290	0.439	0.552	0.670	0.850
Iquitos	-73.25	-3.75	0.035	0.054	0.071	0.087	0.115
Lima	-77.05	-12.05	0.239	0.377	0.467	0.586	0.750
Moquegua	-70.98	-16.93	0.250	0.368	0.453	0.547	0.699
Moyobamba	-76.97	-6.05	0.180	0.270	0.341	0.421	0.535
Piura	-80.63	-5.2	0.244	0.369	0.464	0.570	0.742
Pucallpa	-74.54	-8.38	0.186	0.272	0.341	0.417	0.522
Puerto Maldonado	-69.18	-12.61	0.045	0.070	0.087	0.108	0.140
Puno	-70.03	-15.83	0.161	0.243	0.302	0.370	0.468
Tacna	-70.24	-17.99	0.272	0.411	0.502	0.613	0.774
Trujillo	-79.03	-8.11	0.272	0.349	0.443	0.543	0.706
Tumbes	-80.45	-3.56	0.236	0.354	0.448	0.551	0.717

En la Tabla 10 se muestra las aceleraciones máximas esperadas en la ciudad del Cusco en suelo S1(Roca) para los distintos periodos de retorno ya mencionados anteriormente para, construidos con un 5% de amortiguamiento, en la

Figura 21 se trazan esos espectros.

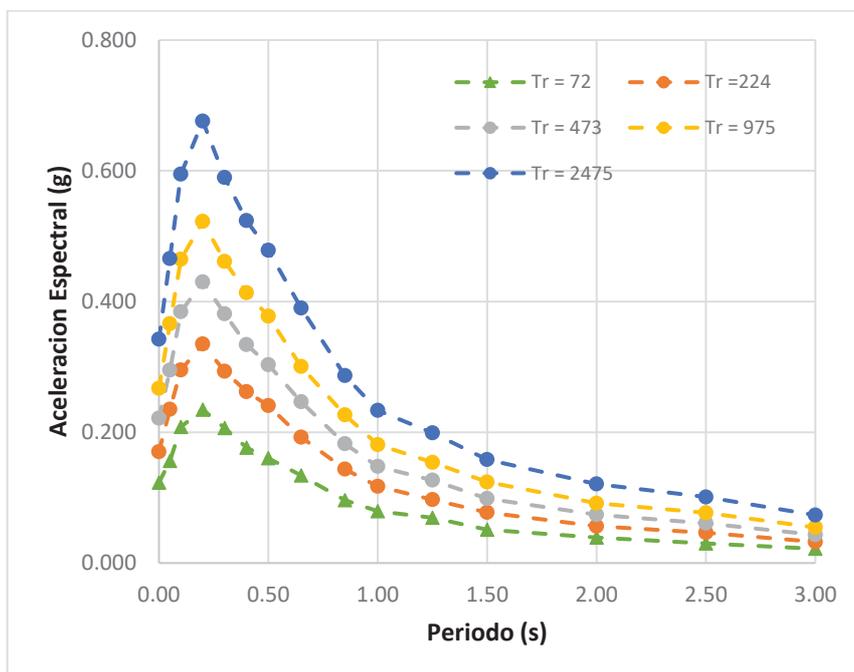
Tabla 10.

Aceleraciones máximas en la ciudad del Cusco para distinto periodos de retorno.

T	Aceleración espectral (g)				
	Tr = 72	Tr =224	Tr = 473	Tr = 975	Tr = 2475
0.00	0.123	0.170	0.222	0.267	0.342
0.05	0.156	0.235	0.295	0.366	0.466
0.10	0.208	0.295	0.384	0.465	0.595
0.20	0.235	0.335	0.430	0.523	0.676
0.30	0.207	0.293	0.381	0.461	0.590
0.40	0.177	0.262	0.334	0.413	0.524
0.50	0.160	0.241	0.303	0.378	0.478
0.65	0.134	0.193	0.247	0.301	0.390
0.85	0.096	0.144	0.182	0.227	0.287
1.00	0.079	0.117	0.148	0.181	0.234
1.25	0.069	0.097	0.127	0.154	0.199
1.50	0.051	0.077	0.099	0.124	0.158
2.00	0.039	0.056	0.074	0.091	0.121
2.50	0.030	0.046	0.061	0.077	0.101
3.00	0.022	0.032	0.043	0.054	0.073

Figura 21.

Aceleraciones máximas en Cusco para distintos periodos de retorno.



Además, en la Tabla 11 se muestra las aceleraciones espectrales, así como las relaciones entre espectros de 975 y 2475 años de retorno con respecto al espectro que se sugiere en la Norma E.030, 473 años de retorno.

Tabla 11.

Espectro de diseño para la ciudad del Cusco.

T	Espectros de Peligro Uniforme			Ratios	
	Tr = 473	Tr = 975	Tr = 2475	975/473	2475/473
0.00	0.222	0.267	0.342	1.206	1.546
0.05	0.295	0.366	0.466	1.241	1.578
0.10	0.384	0.465	0.595	1.209	1.548
0.20	0.430	0.523	0.676	1.215	1.572
0.30	0.381	0.461	0.590	1.210	1.546
0.40	0.334	0.413	0.524	1.237	1.568
0.50	0.303	0.378	0.478	1.245	1.577
0.65	0.247	0.301	0.390	1.219	1.582
0.85	0.182	0.227	0.287	1.243	1.572
1.00	0.148	0.181	0.234	1.226	1.581
1.25	0.127	0.154	0.199	1.215	1.571
1.50	0.099	0.124	0.158	1.257	1.604
2.00	0.074	0.091	0.121	1.235	1.632
2.50	0.061	0.077	0.101	1.262	1.661
3.00	0.043	0.054	0.073	1.261	1.696

Comparando el espectro normativo (4.2.1.1) con el espectro de peligro uniforme (4.2.1.2) se toma el espectro de diseño de la Norma E.030 debido a ser un poco más conservador, sin embargo, el espectro uniforme puede ser usado para homologar el análisis sísmico de estructuras a otras normas de diseño internacionales.

Para definir el espectro de pseudo aceleración espectral se usó los siguientes parámetros:

Tabla 12.

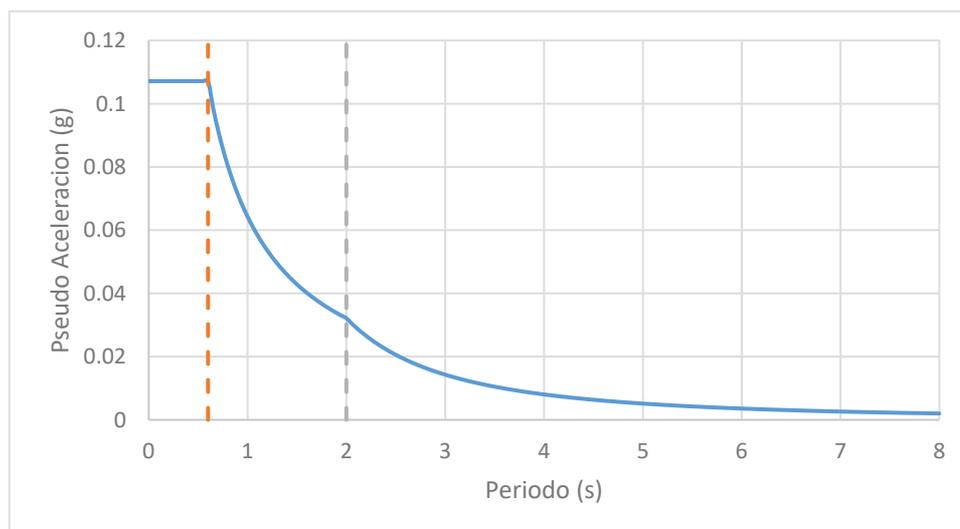
Parámetros para definir el espectro de respuesta sistema dual

Parámetros			
Z	0.25	Zona	2
U	1.00	Categoría	C
S	1.20	Suelo	S2: Intermedio
R	7.00		
<u>T_D</u>	0.60		
TI	2.00		

Obteniendo el siguiente espectro.

Figura 22.

Gráfico de Pseudo aceleración espectral



4.2.2 Análisis sísmico del modelo

Las propiedades de las secciones de los elementos estructurales en el modelo de análisis son:

- Losas macizas de 15 cm.
- Vigas peraltadas de 30x45cm
- Columnas de 45x45cm
- Muros de corte de 2.0m de longitud y un espesor de 25cm

Las cargas aplicadas a las losas de entrepiso de acuerdo con el tipo de carga, así con las cargas definidas en la Norma E.020, se detallan en la Tabla 13.

Tabla 13.

Valores de carga asignados a las losas de entrepiso

Tipo de Carga	Nombre	Cantidad (Kg/cm ²)	Patron
Muerta	CM	350	Dead
Viva	CV	200	Live
Viva Azotea	CV Azotea	100	Roof Live

4.2.2.1 Periodo natural de la estructura.

Se definió la masa de diseño y sus características de acuerdo con el uso e importancia de la edificación (Categoría C), por lo que se considera el 100% de la Carga Muerta y el 25% de la Carga Viva, tanto para las cargas de entrepiso y para las cargas de azotea, así como el peso propio de los elementos estructurales.

Mediante el uso del método de los vectores propios (Eigen vectors), con 3 modos de vibración por cada nivel, haciendo un total de 30 modos, se encontró que el primer modo fundamental tiene un periodo de 1.101 segundos y es traslacional en dirección X, el periodo del segundo modo es también de 1.101 segundos y es traslacional en dirección Y, el tercer modo es rotacional en dirección Z, con un periodo de 0.823 segundos. Se presenta los primeros 16 modos de los 30 evaluados en la

Tabla 14, donde hasta el modo 9, se ha acumulado el 93.25% y 92.93% de la masa en las direcciones traslacionales y rotacional respectivamente.

Tabla 14.

Primeros periodos y particip. de masa del modelo dual de 10 niveles.

Modo	Periodo sec	% Part. Masa		Σ % Part. Masa		% Part. Masa			Σ % Part. Masa		
		Ux	Uy	Ux	Uy	Rx	Ry	Rz	Rx	Ry	Rz
1	1.101	76.77%	0.04%	76.77%	0.04%	0.01%	23.74%	0.00%	0.01%	23.74%	0.00%
2	1.101	0.04%	76.77%	76.81%	76.81%	23.74%	0.01%	0.00%	23.76%	23.76%	0.00%
3	0.823	0.00%	0.00%	76.81%	76.81%	0.00%	0.00%	73.63%	23.76%	23.76%	73.63%
4	0.335	11.69%	0.00%	88.50%	76.81%	0.01%	46.86%	0.00%	23.76%	70.62%	73.63%
5	0.335	0.00%	11.69%	88.50%	88.50%	46.86%	0.01%	0.00%	70.62%	70.62%	73.63%
6	0.232	0.00%	0.00%	88.50%	88.50%	0.00%	0.00%	13.71%	70.62%	70.62%	87.34%
7	0.174	4.60%	0.14%	93.10%	88.64%	0.27%	8.75%	0.00%	70.89%	79.37%	87.34%
8	0.174	0.14%	4.60%	93.25%	93.25%	8.75%	0.27%	0.00%	79.64%	79.64%	87.34%
9	0.111	0.00%	0.00%	93.25%	93.25%	0.00%	0.00%	5.59%	79.64%	79.64%	92.93%
10	0.11	2.02%	0.65%	95.27%	93.90%	2.06%	6.39%	0.00%	81.70%	86.04%	92.93%
11	0.11	0.65%	2.02%	95.92%	95.92%	6.39%	2.06%	0.00%	88.10%	88.10%	92.93%
12	0.077	0.73%	0.92%	96.65%	96.84%	2.45%	1.94%	0.00%	90.54%	90.04%	92.93%
13	0.077	0.92%	0.73%	97.57%	97.57%	1.94%	2.45%	0.00%	92.48%	92.48%	92.93%
14	0.067	0.00%	0.00%	97.57%	97.57%	0.00%	0.00%	3.07%	92.48%	92.48%	96.00%
15	0.058	1.06%	0.00%	98.62%	97.57%	0.00%	3.32%	0.00%	92.49%	95.80%	96.00%
16	0.058	0.00%	1.06%	98.62%	98.62%	3.32%	0.00%	0.00%	95.81%	95.81%	96.00%

4.2.2.2 Cortante basal estático y dinámico

El cortante basal estático del modelo se obtuvo luego de realizar un análisis de fuerzas estáticas equivalentes, cuyos resultados son presentados en la Tabla 15

Tabla 15.

Cortante Estático del modelo dual de 10 niveles

Tipo de Carga	Análisis	Vx ton	Vy Ton
Sismo X	Estático Lineal	-492.39	0
Sismo Y	Estático Lineal	0	-492.39

Luego se realizó un análisis dinámico modal espectral, en el cual se obtuvo los siguientes cortantes, presentados en la Tabla 16.

Tabla 16.*Cortantes dinámicos del modelo dual de 10 niveles*

Tipo de Carga	Análisis	Vx ton	Vy ton
SDX	Din.Espectral	400.34	0.00
SDY	Din.Espectral	0.00	400.34

De acuerdo con el artículo 4.6.4 de la Norma E.030, para cada una de las direcciones de análisis de una estructura, la fuerza cortante en la base no puede ser menor del 80% de la cortante calculado en el análisis estático por fuerzas equivalentes.

Tabla 17.*Factor de esc. de cortantes basales del modelo dual de 10 niveles*

Tipo de Carga	Vx Ton	Vy ton
V estático	492.3924	492.3924
V dinámico	400.3358	400.3358
%	81.3%	81.3%
Fesc	1.00	1.00

Por lo que los cortantes no deben escalarse.

Evaluando el cortante basal de la estructura, se obtuvo los siguientes porcentajes de resistencia de los elementos estructurales:

Tabla 18.*Porcentajes de asignación de cortante por tipo de elemento*

TIPO DE ELEMENTOS	V ton	%
Columnas	129.4828	32%
Muros de corte	270.853	68%
V_b	400.3358	

Como los muros de corte toman un 68% menor al 70% el sistema se considera dual tal como se planteó inicialmente.

4.2.2.3 Desplazamiento y derivas de piso

Luego de realizar el análisis modal espectral se obtuvieron los desplazamientos encontrados en los centros de masa de los diafragmas rígidos de

cada nivel, los cuales son presentados en la Tabla 19 y Tabla 20 para las direcciones X e Y, con su amplificación de acuerdo con el artículo 31 de la Norma E.030.

Tabla 19.

Desplazamientos en dirección X del modelo dual de 10 niveles

Piso	Carga	U _{Elast.} X	U _{real} X
		mm	mm
Piso 10	SDX	24.00	125.98
Piso 9	SDX	22.68	119.09
Piso 8	SDX	21.03	110.38
Piso 7	SDX	18.95	99.47
Piso 6	SDX	16.46	86.40
Piso 5	SDX	13.61	71.46
Piso 4	SDX	10.50	55.10
Piso 3	SDX	7.24	38.02
Piso 2	SDX	4.08	21.39
Piso 1	SDX	1.38	7.26

Tabla 20.

Desplazamientos en dirección Y del modelo dual de 10 niveles

Piso	Carga	U _{Elast.} Y	U _{real} Y
		mm	mm
Piso 10	SDY	24.00	125.98
Piso 9	SDY	22.68	119.09
Piso 8	SDY	21.03	110.38
Piso 7	SDY	18.95	99.47
Piso 6	SDY	16.46	86.40
Piso 5	SDY	13.61	71.46
Piso 4	SDY	10.50	55.10
Piso 3	SDY	7.24	38.02
Piso 2	SDY	4.08	21.39
Piso 1	SDY	1.38	7.26

En la Tabla 21 se presenta las derivas elásticas e inelásticas del modelo los cuales comparando con el criterio de la Norma E.030 en su artículo 32, es menor al valor límite para concreto armado (0.007), y al ser una estructura simétrica en ambos sentidos, los valores de dirección X se repiten en la dirección Y.

Tabla 21.*Distorsiones de entrepiso del modelo dual de 10 niveles*

Piso	Deriva Elástica	Deriva inelástica	Deriva Limite
Piso 10	0.00049	0.0026	0.007
Piso 9	0.00061	0.0032	0.007
Piso 8	0.00076	0.0040	0.007
Piso 7	0.00089	0.0047	0.007
Piso 6	0.00100	0.0053	0.007
Piso 5	0.00108	0.0057	0.007
Piso 4	0.00112	0.0059	0.007
Piso 3	0.00108	0.0057	0.007
Piso 2	0.00092	0.0048	0.007
Piso 1	0.00047	0.0025	0.007

En la Tabla 22 se resumen los parámetros de demanda (EDP en inglés) para todos los pisos, y en las Figura 23, Figura 24 y Figura 25 se grafican los mismos.

Tabla 22.*Parámetros de demanda ingenieril para modelo dual de 10 niveles*

Piso	U _{real} X	U _{real} Y	Deriva en X	Deriva en Y	Acel. X	Acel. Y
	mm	mm			m/s ²	cm/s ²
Piso 10	125.98	125.98	0.0026	0.0026	1.082	1.082
Piso 9	119.09	119.09	0.0032	0.0032	0.863	0.863
Piso 8	110.38	110.38	0.0040	0.0040	0.766	0.766
Piso 7	99.47	99.47	0.0047	0.0047	0.720	0.720
Piso 6	86.40	86.40	0.0053	0.0053	0.703	0.703
Piso 5	71.46	71.46	0.0057	0.0057	0.695	0.695
Piso 4	55.10	55.10	0.0059	0.0059	0.675	0.675
Piso 3	38.02	38.02	0.0057	0.0057	0.629	0.629
Piso 2	21.39	21.39	0.0048	0.0048	0.546	0.546
Piso 1	7.26	7.26	0.0025	0.0025	0.397	0.397

Figura 23.

Desplazamientos máximos por piso para modelo dual de 10 niveles.

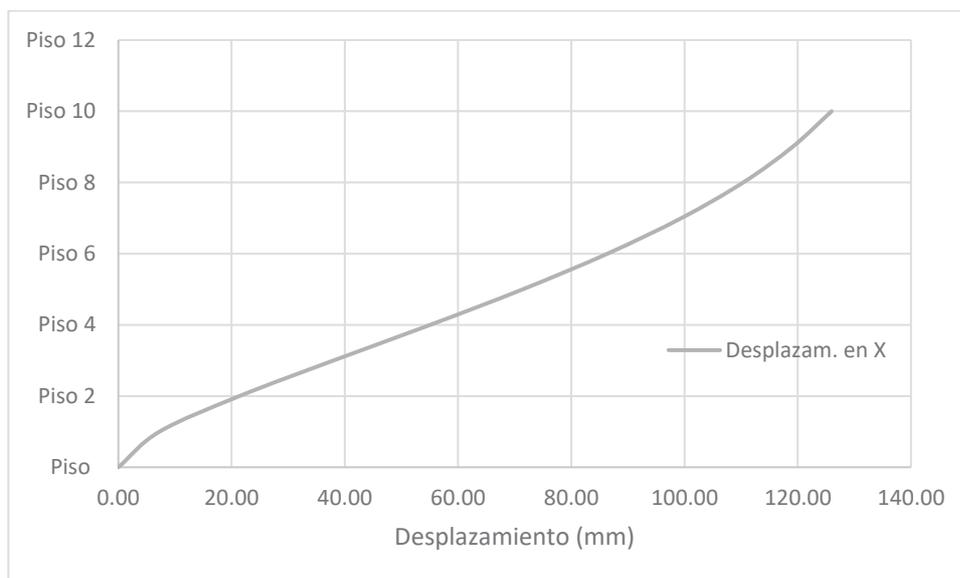


Figura 24.

Distorsión máxima en entrepisos para modelo dual de 10 niveles.

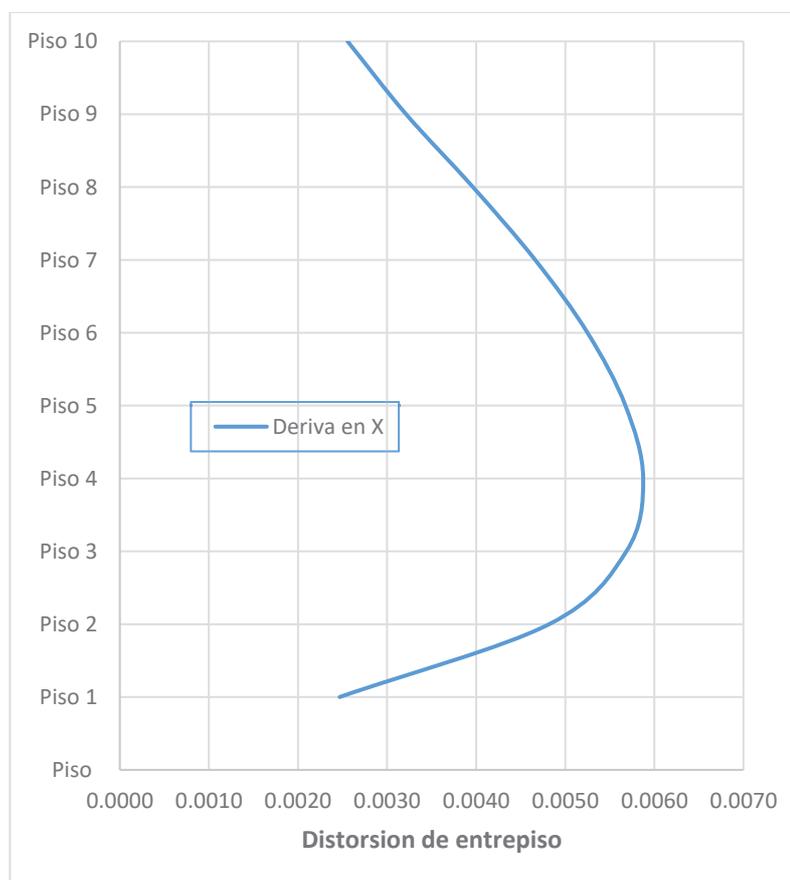
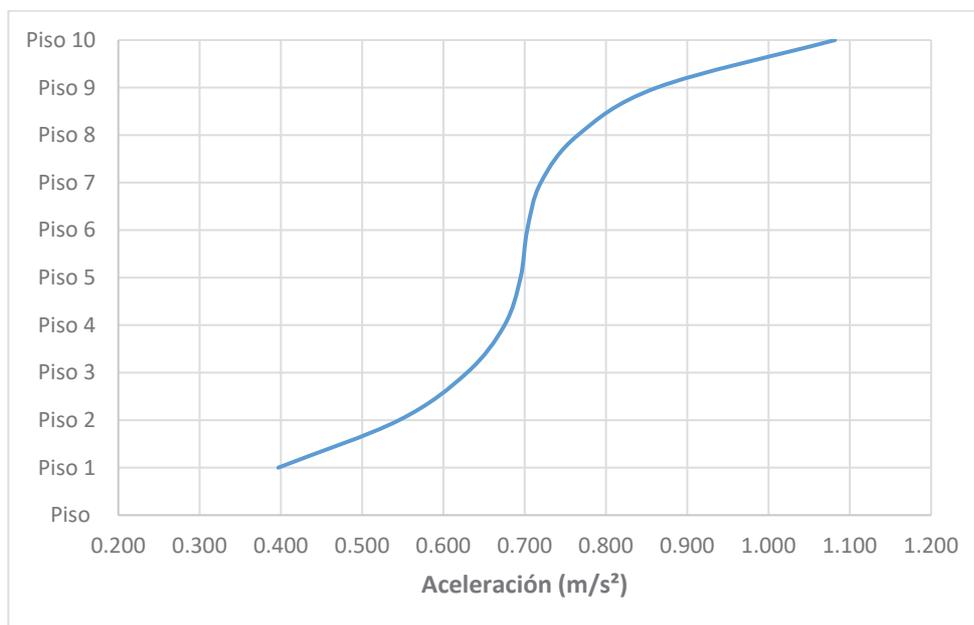


Figura 25.

Aceleración de entrepiso para modelo dual de 10 niveles



4.2.2.4 Evaluación de derivas residuales.

Las derivas residuales según el FEMA P-58 (2018) son de relevante importancia que permiten la evaluación de la seguridad post sísmica de cualquier estructura; en esta investigación para la estimación de la deriva residual media se usará la ecuación 13, que fue obtenida del Reporte FEMA P-58

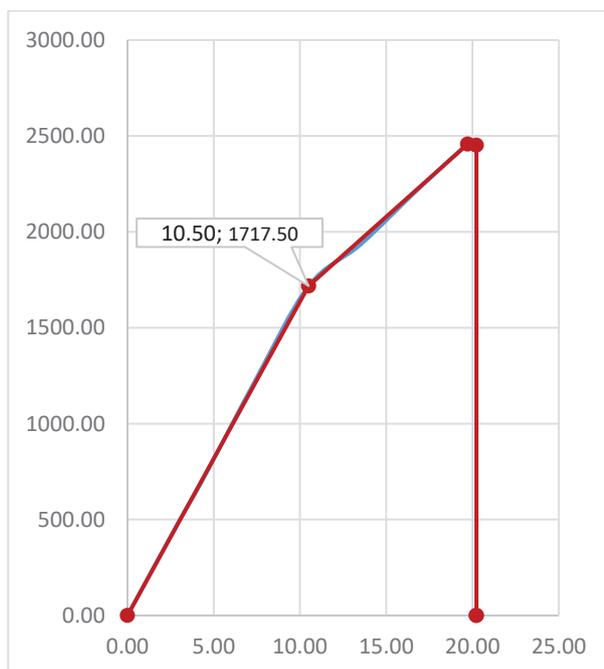
$$\begin{cases} \Delta_r = 0 & \text{para } \Delta \leq \Delta_y \\ \Delta_r = 0.3(\Delta - \Delta_y) & \text{para } \Delta_y < \Delta < 4\Delta_y \\ \Delta_r = (\Delta - 3\Delta_y) & \text{para } \Delta \geq 4\Delta_y \end{cases} \quad (13)$$

En la cual, Δ_y es la deriva de piso en fluencia, Δ_r , es la deriva residual y Δ es la deriva de entrepiso inelástica.

Para obtener la deriva de piso en fluencia Δ_y se realizó un análisis estático no lineal PUSHOVER utilizando el software ETABS, mediante el cual obtuvimos la curva de capacidad de la estructura.

Figura 26.

Resultado del análisis PUSHOVER del modelo dual de 10 niveles



Con los valores de deriva en fluencia de la Figura 26, se logró obtener los valores de deriva residual, mostrados en la Tabla 23.

Tabla 23.

Deriva residual del modelo dual de 10 niveles

SISTEMA	H (m)	U _{fluencia} (cm)	Δ_Y	Δ_{max}	Δ_r
DUAL	30	10.5	0.0035	0.0059	0.0007

4.2.3 Fragilidad al colapso

4.2.3.1 Curvas de fragilidad.

Se construyeron las curvas de fragilidad basadas en el juicio ingenieril, se usó el procedimiento presentado por Toledo (2017) cuyos pasos son listados en la sección 2.5.1

1. Tomando la cortante ($V=400.34$ Tn), peso de la estructura ($W=8433$ Tn), obtenidos en los pasos anteriores
2. Tomando un coeficiente de reducción $R=7$, utilizando la ecuación 5:

$$S_{aD} = \frac{V}{W} R$$

Se obtiene un “valor efectivo de la aceleración espectral en el periodo fundamental”, $S_{aD} = 0.332$.

3. La “capacidad de colapso mediana inferida”, $\hat{S}_a(T)$, $T=1.101s$, usando las ecuaciones aplicables entre la ecuación (6).

$$\hat{S}_a(T) = 4S_{aD}, \text{ para } T \geq 0.6s$$

$$\hat{S}_a(T) = 1.329$$

4. La “capacidad de colapso mediana en el periodo fundamental, a aquel en el periodo promedio”, $\hat{S}_a(\bar{T})$, se obtiene usando la ecuación 10:

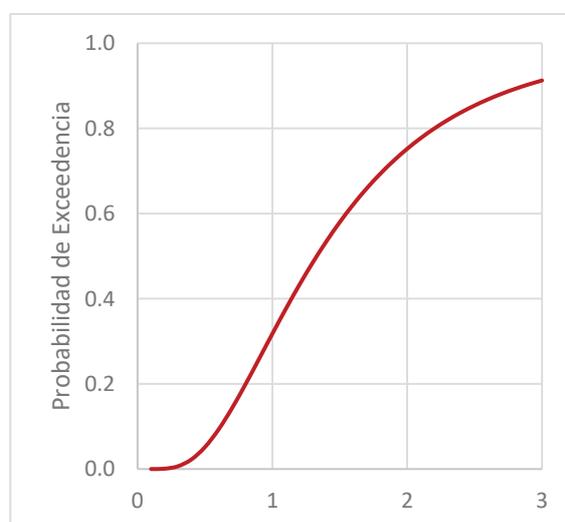
$$\hat{S}_a(\bar{T}) = \frac{T}{\bar{T}} \hat{S}_a(T), \text{ para } T \geq 0.6 s$$

$$\hat{S}_a(\bar{T}) = 1.329$$

Tomando la dispersión β , que para estructuras regulares es de 0.6 de acuerdo con el FEMA P-58; se ha desarrollado la curva de fragilidad.

Figura 27.

Curva de fragilidad para el modelo dual de 10 niveles.



4.2.3.2 Evaluación de modos de colapso

Adicionalmente el Reporte FEMA P-58, requiere se describan:

- los modos potenciales de colapso con su probabilidad de ocurrencia,
- la probabilidad de colapso de las áreas adyacentes,
- La probabilidad de los ocupantes de sufrir muertes o accidentes graves.

Para el modelo en estudio se ha elaborado una tabla, en la cual se describen los modos de colapso y las relaciones de colapso de áreas de piso

Tabla 24.

Modos de colapso en modelos de 10 niveles.

	Modo 1	Modo 2	Modo 3	Modo 4	Modo 5	Modo 6	Modo 7	Modo 8	Modo 9	Modo 10
Probabilidad del Modo	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
Probabilidad fatalidades	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
COV de T. fatalidades	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
Probabilidad Les. Graves	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1
COV de la T. de lesiones	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
Piso 10	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Piso 9	1	0	0	0	0	0	0	0	0	1
Piso 8	1	0	0	0	0	0	0	0	1	0
Piso 7	1	0	0	0	0	0	0	1	0	0
Piso 6	1	0	0	0	0	0	1	0	0	0
Piso 5	1	0	0	0	0	1	0	0	0	0
Piso 4	1	0	0	0	1	0	0	0	0	0
Piso 3	1	0	0	1	0	0	0	0	0	0
Piso 2	1	0	1	0	0	0	0	0	0	0
Piso 1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0

4.2.4 Evaluación del desempeño

4.2.4.1 Características de los modelos

A fin de evaluar el desempeño sísmico se hará uso del PACT, una herramienta informática que trae el FEMA P-58.

Primero se definió el número de pisos, el costo total de reemplazo, el tiempo de

reemplazo, el costo de reemplazo del núcleo y cubierta, el número máximo de trabajadores por pie cuadrado, el umbral de pérdida, la emisión de carbono por reemplazo y la energía utilizada por reemplazo.

En la Tabla 25, se muestra dichos valores para el modelo

Tabla 25.

Información preliminar del modelo dual de 10 niveles

	D-30m
Número de pisos	10.00
Área por piso (m ²)	900.00
Altura de piso (m)	3.00
Costo de reemplazo (\$/m ²)	500.00
Costo de reemplazo (\$)	4,500,000
Costo de reemplazo estructura (\$/m ²)	2,700,000
Tiempo de reemplazo	600
Umbral pérdida	0.40
Trabajadores por pie cuadrado	0.001
Emisiones de carbono por reemplazo	1,634,211
Energía empleada en reemplazo	22,614,474
F. altura (5°-10°)	1.08
F. altura para >11°	1.16
Factor de Ocupación	1.20
Factor Hazmat	1.00

Luego se procedió a usar el modelo de población definido en la sección 4.1.3 para días de la semana laborables y fines de semana.

4.2.4.2 Especificaciones de fragilidad y grupos de desempeño.

De acuerdo a los elementos definidos en la sección 4.1.4, en la Tabla 26, se presenta la lista de grupos empleados, con su correspondiente parámetro de demanda y dispersión.

Tabla 26.*Resumen de grupos de desempeño utilizados.*

Numero de Fragilidad	Nombre de la fragilidad	Dispersión	Parámetro de demanda
B1041.001a	ACI 318 SMF, Col & Viga, Viga a un solo lado	0.3	Deriva
B1041.001b	ACI 318 SMF, Col & Viga, Viga a ambos lados	0.3	Deriva
B1044.071	Muros de corte, con espesor entre 20 y 40cm, altura < 4.5m	0.3	Deriva
B2022.001	Muro Cortina de vidrio Genérico de mediana altura Configuración: Monolítico, Laminación: Desconocido, relación de aspecto = 6:5	0.4	Deriva
C1011.001a	Muro de distribución de ladrillo de altura completa, fijo en la parte superior e inferior (cabeza)	0.45	Deriva
C3011.001a	Muro de distribución de ladrillo pintado o tapizado de altura completa, fijo en la parte superior e inferior (soga)	0.3	Deriva
C3032.001a	Techo flotante, SDC A,B,C, Área (A): A < 250, solo con soporte vertical	0.4	Aceleración
C3032.001a	Techo flotante, SDC A,B,C, Área (A): A < 250, solo con soporte vertical	0.4	Aceleración
D2021.011a	Tubería de tamaño pequeño para agua caliente y fría (con diámetro de 2.5" o menos), SDC A or B, Fragilidad de la tubería	0.3	Aceleración
D3041.011a	Ducto de metal galvanizado HVAC con un área transversal menor a 6 pies cuadrados, SDC A or B	0.4	Aceleración
D3041.031a	Difusores HVAC en techos suspendidos - sin cables de seguridad independientes, SDC A or B	0.4	Aceleración
D3041.041a	Caja de volumen de aire acondicionado variable(VAV) con bobina en línea, SDC A or B	0.2	Aceleración
D4011.021a	Tubería de agua para rociadores contra incendios - Tuberías y ramas horizontales - Acero de pared delgada - Sin arriostamiento, SDC A or B, PIPING FRAGILITY	0.1	Aceleración
D4011.031a	Caída de rociadores contra incendios Acero roscado estándar - Caída en tejas lisas sin refuerzo - Caída máxima de 6 pies de largo, SDC A or B	0.1	Aceleración
C2011.001a	Escalera de acero prefabricada con peldaños de acero y aterrizajes con juntas sísmicas que se adaptan a la deriva.	0.4	Aceleración
D5012.021a	Centro de control de bajo voltaje - Capacity: 100 to <350 Amp - Equipo no anclado que no está aislado de vibraciones - Solo fragilidad del equipo	0.4	Aceleración
D1014.011	Elevador de tracción	0.4	Aceleración

4.2.4.3 Cálculo del desempeño

Los resultados obtenidos del cálculo del desempeño con la ayuda de la herramienta PACT, se presentan a continuación:

Figura 28.

Curva Costo de Reparación para modelo dual de 10 niveles.

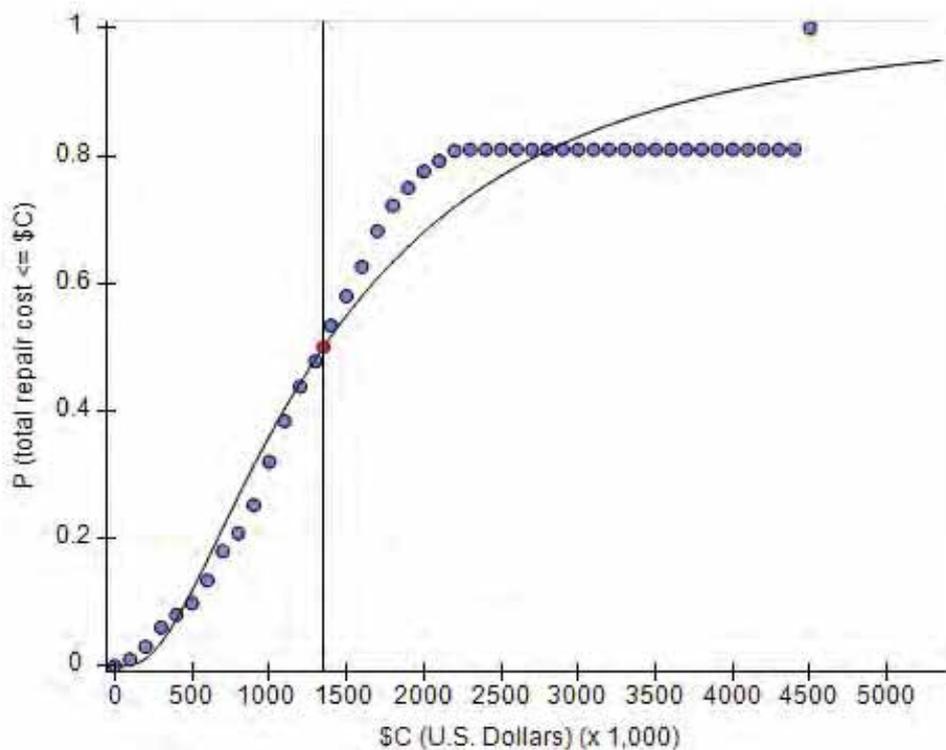


Figura 29.

Gráfico de barras de grupos implicados en costo de reparación.

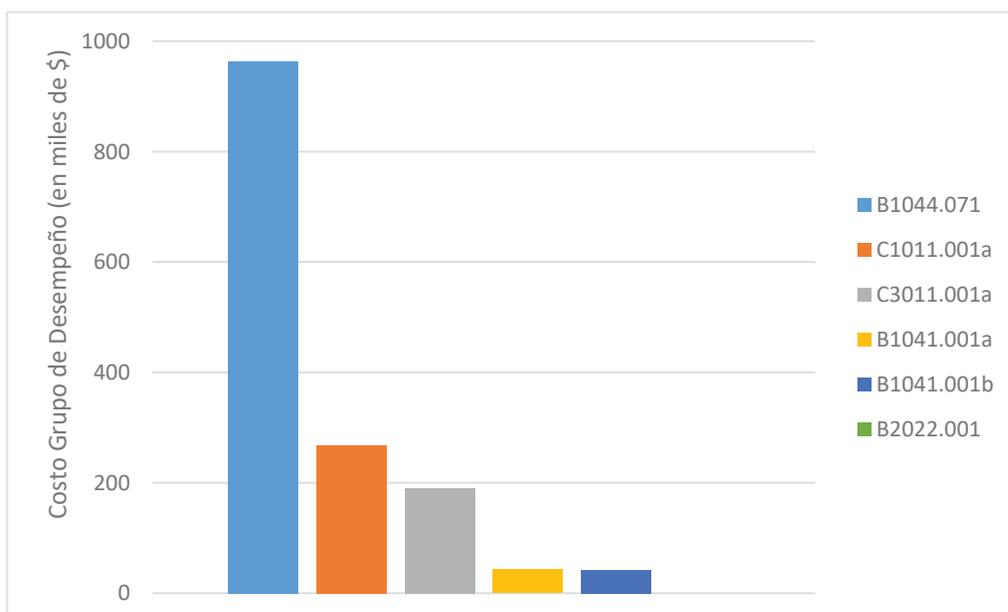


Figura 30.

Diagrama acumulado de los grupos de desempeño en el costo de reparación para modelo dual de 10 niveles.

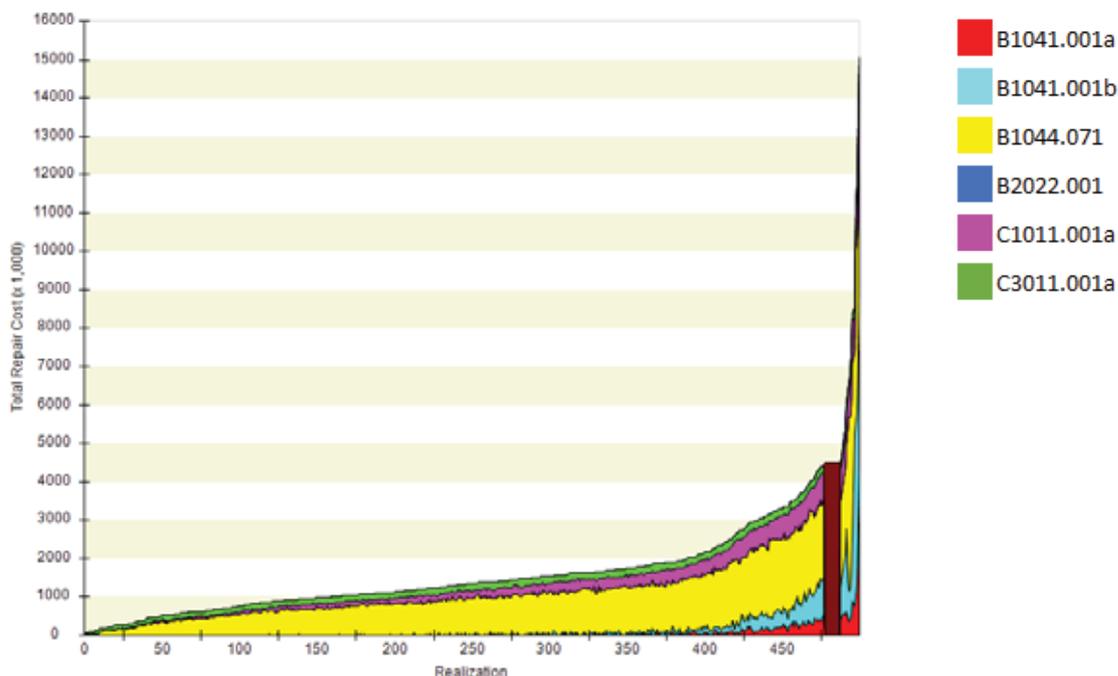


Figura 31.

Curva Tiempo de Reparación para modelo dual de 10 niveles.

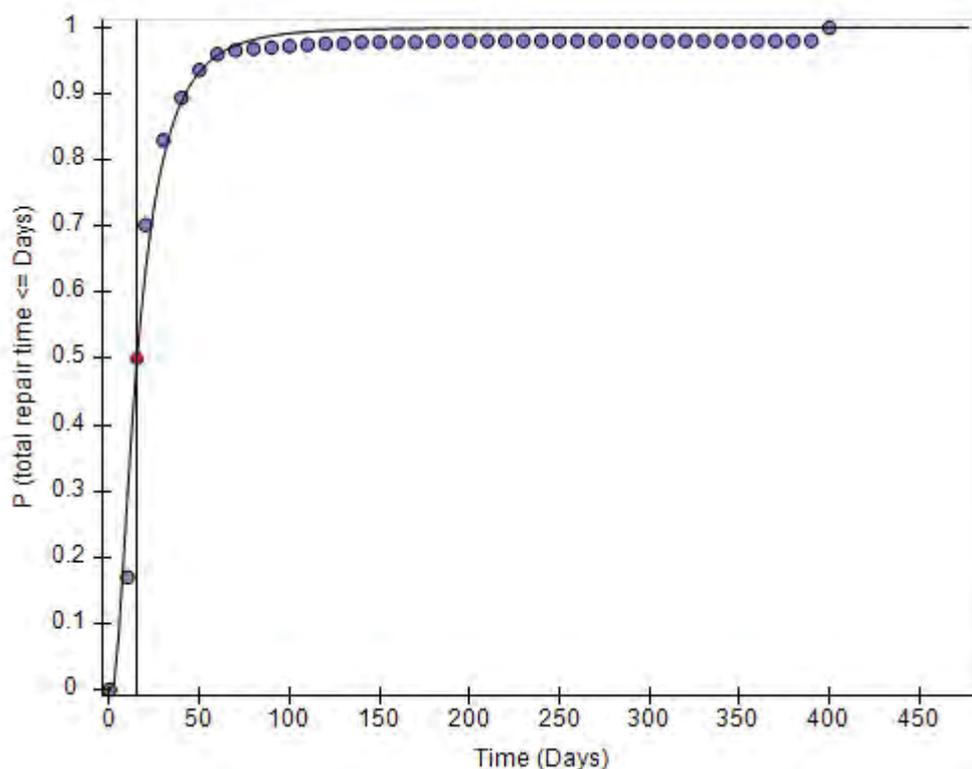


Figura 32.

Disgregado de grupos de desempeño en el tiempo de reparación en modelo dual de 10 niveles.

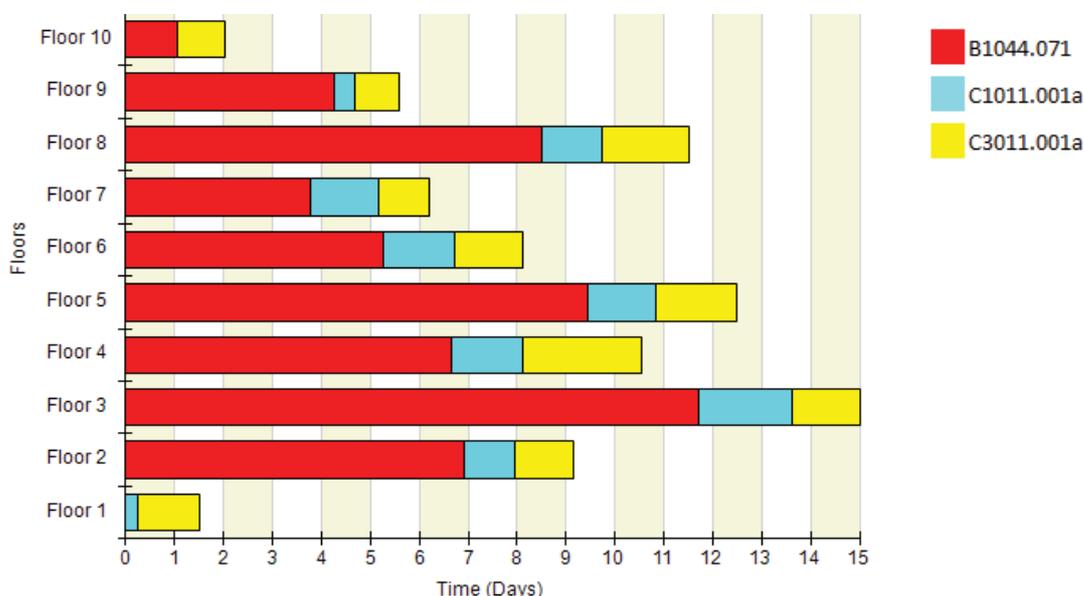
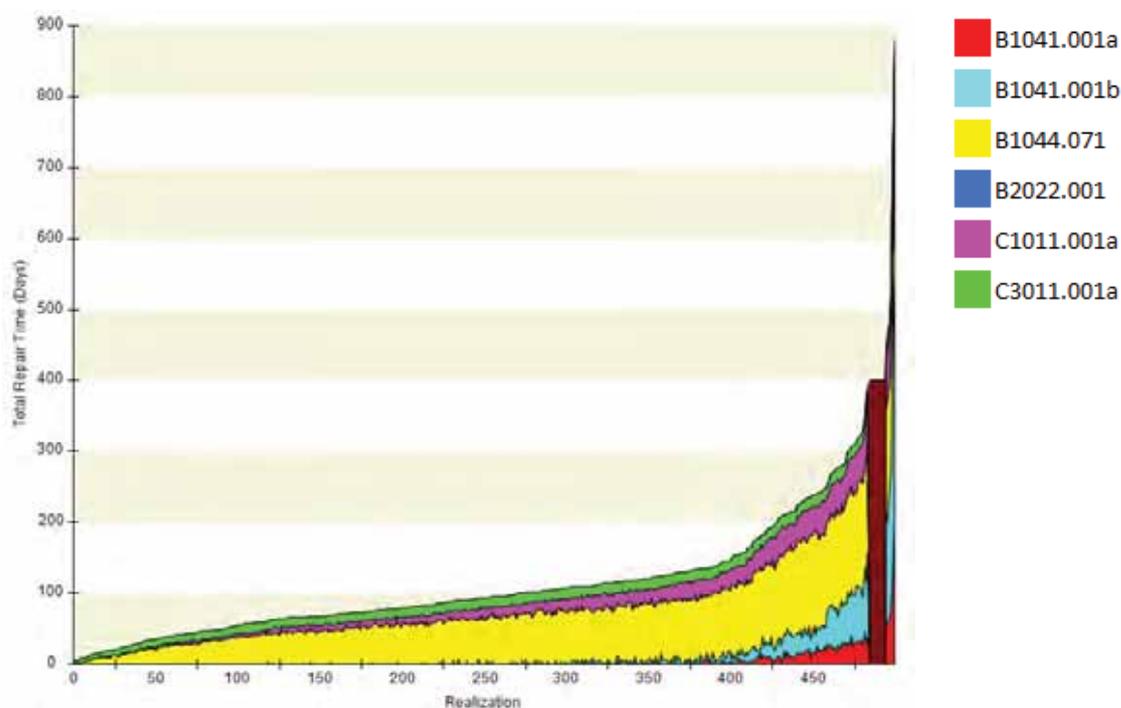


Figura 33.

Diagrama acumulado de los grupos de desempeño en el tiempo de reparación, para el modelo dual de 10 niveles.



4.3 Edificio de 15 niveles (H=45m).

4.3.1 Identificación del peligro sísmico

Usando los parámetros definidos en la sección 4.1.1 se obtuvo el espectro de pseudo aceleración definido en la norma peruana E.030.

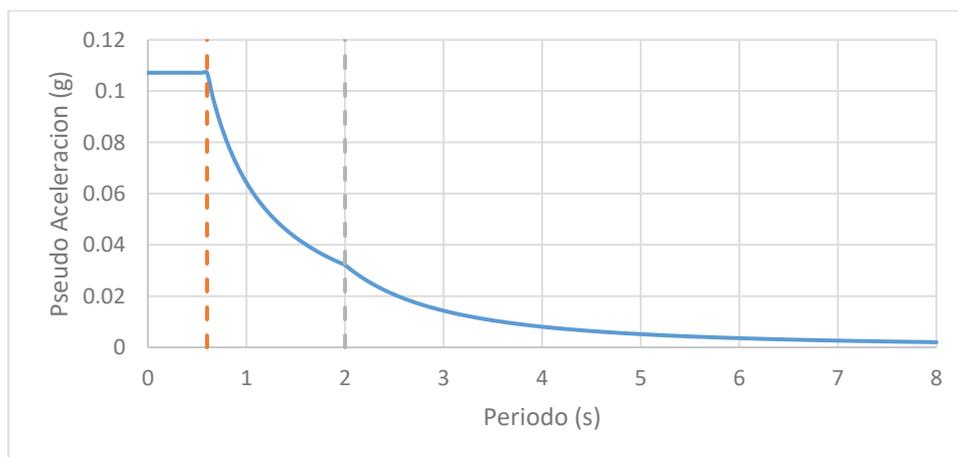
Tabla 27.

Parámetros para definir el pseudo espectro de respuesta

Parámetros			
Z	0.25	Zona	2
U	1.00	Categoría	C
S	1.20	Suelo	S2: Intermedio
R	7.00		
T_D	0.60		
TI	2.00		

Figura 34.

Gráfico de Pseudo aceleración espectral



4.3.2 Análisis sísmico del modelo

Según la Metodología FEMA P-58, se debe analizar la respuesta de la estructura ante fuerzas sísmicas, para lo cual se tomaron las mismas consideraciones del modelo dual de 10 niveles para el modelamiento y análisis.

Tal como se describió en el ítem 4.2.2, se tendrá el mismo esquema en planta, las secciones de los elementos estructurales se presentan en la siguiente tabla:

Tabla 28.*Secciones para modelo dual de 15 niveles*

SECCIONES DE DISEÑO PARA MODELO DE 15 NIVELES					
TIPO	P. INICIAL	P. FINAL	COLUMNA (cmxcm)	VIGA	MURO CORTE (e)
DUAL	1	5	55x55	35x60	30
	6	10	50x50	35x60	25
	10	15	45x45	35x55	25

Tan igual como en el caso del modelo de 10 niveles se usarán una losa maciza de 15cm, y los muros de corte serán de una longitud de 2.0 metros.

Las cargas aplicadas a las losas de entrepiso serán las mismas que se detallan en la Tabla 13, así como también los parámetros del espectro de pseudo aceleración, siguiendo el mismo procedimiento que se aplicó en el modelo de 30m de altura, se presentaran los resultados obtenidos para el modelo de 15 niveles.

4.3.2.1 Periodo natural de la estructura.

Los primeros 16 periodos fundamentales del modelo se presentan en la Tabla 29.

Tabla 29.*Primeros periodos modales y participación de masa del modelo dual de 15 niveles*

Modo	Periodo sec	% Part. Masa	% Part. Masa	Σ Part. Masa	%	Σ Part. Masa	%	% Part. Masa	% Part. Masa	% Part. Masa	Σ Part. Masa	%	Σ Part. Masa	%	Σ Part. Masa	%
		Ux	Uy	Ux	Uy	Rx	Ry	Rz	Rx	Ry	Rz					
1	1.507	74.25%	0.03%	74.25%	0.03%	0.01%	26.30%	0.00%	0.01%	26.30%	0.00%					
2	1.507	0.03%	74.25%	74.28%	74.28%	26.30%	0.01%	0.00%	26.31%	26.31%	0.00%					
3	1.188	0.00%	0.00%	74.28%	74.28%	0.00%	0.00%	72.16%	26.31%	26.31%	72.16%					
4	0.506	12.80%	0.02%	87.07%	74.29%	0.05%	41.27%	0.00%	26.36%	67.58%	72.16%					
5	0.506	0.02%	12.80%	87.09%	87.09%	41.27%	0.05%	0.00%	67.63%	67.63%	72.16%					
6	0.377	0.00%	0.00%	87.09%	87.09%	0.00%	0.00%	13.81%	67.63%	67.63%	85.97%					
7	0.277	4.91%	0.00%	92.00%	87.09%	0.00%	9.49%	0.00%	67.63%	77.12%	85.97%					
8	0.277	0.00%	4.91%	92.00%	92.00%	9.49%	0.00%	0.00%	77.12%	77.12%	85.97%					
9	0.193	0.00%	0.00%	92.00%	92.00%	0.00%	0.00%	5.46%	77.12%	77.12%	91.43%					
10	0.179	2.39%	0.00%	94.39%	92.00%	0.00%	7.23%	0.00%	77.12%	84.35%	91.43%					
11	0.179	0.00%	2.39%	94.39%	94.39%	7.23%	0.00%	0.00%	84.35%	84.35%	91.43%					
12	0.129	0.52%	1.13%	94.90%	95.51%	2.79%	1.28%	0.00%	87.14%	85.63%	91.43%					
13	0.129	1.13%	0.52%	96.03%	96.03%	1.28%	2.79%	0.00%	88.42%	88.42%	91.43%					
14	0.119	0.00%	0.00%	96.03%	96.03%	0.00%	0.00%	2.80%	88.42%	88.42%	94.23%					

15	0.097	0.33%	0.84%	96.36%	96.87%	2.58%	1.02%	0.00%	91.00%	89.44%	94.23%
16	0.097	0.84%	0.33%	97.21%	97.21%	1.02%	2.58%	0.00%	92.01%	92.01%	94.23%

4.3.2.1.1 Cortante basal estático y dinámico

El cortante basal estático del modelo se obtuvo luego de realizar un análisis de fuerzas estáticas equivalentes, cuyos resultados son presentados en la Tabla 30.

Tabla 30.

Cortante Estático del modelo dual de 15 niveles

Tipo de Carga	Análisis	Vx ton	Vy ton
Sismo X	Estático Lineal	-543.067	0
Sismo Y	Estático Lineal	0	-543.067

Posteriormente se realizó un análisis dinámico modal espectral, en el cual se obtuvo los siguientes cortantes, presentados en la Tabla 31.

Tabla 31.

Cortantes dinámicos del modelo dual de 15 niveles

Tipo de Carga	Análisis	Vx ton	Vy ton
SDX	Din.Espectral	468.54	0.00
SDY	Din.Espectral	0.00	468.54

Comparando los cortantes, se concluyó que el cortante basal dinámico no debe escalarse tal como se muestra en la Tabla 32.

Tabla 32.

Factor de escala de cortantes para modelo dual de 15 niveles.

Tipo de Carga	Vx ton	Vy ton
V estático	543.07	543.07
V dinámico	468.54	468.54
%	86.3%	86.3%
Fesc	1.00	1.00

Evaluando el cortante basal de la estructura, se obtuvo los siguientes porcentajes de resistencia de los elementos estructurales:

Tabla 33.

Porcentajes de asignación de cortante por tipo de elemento

TIPO ELEMENTOS	DE	V ton	%
Columnas		210.220	45%
Muros de corte		258.320	55%
V_b		468.540	

Como los muros de corte toman un 55% menor al 70% el sistema se considera dual tal como se planteó inicialmente.

4.3.2.2 Desplazamiento y derivas de piso.

Los desplazamientos laterales amplificados de acuerdo con el artículo 31 de la Norma E.030, se presentan en la Tabla 34 para la dirección X y

Tabla 35.

Tabla 34.

Desplazamientos en dirección X del edificio dual de 15 niveles

Piso	Carga	$U_{Elast. X}$ mm	$U_{real X}$ mm
Piso 15	SDX	33.73	177.09
Piso 14	SDX	32.44	170.32
Piso 13	SDX	30.89	162.15
Piso 12	SDX	29.01	152.32
Piso 11	SDX	26.86	141.03
Piso 10	SDX	24.53	128.79
Piso 9	SDX	22.16	116.33
Piso 8	SDX	19.64	103.12
Piso 7	SDX	16.97	89.09
Piso 6	SDX	14.18	74.42
Piso 5	SDX	11.35	59.58
Piso 4	SDX	8.65	45.39
Piso 3	SDX	5.97	31.33
Piso 2	SDX	3.40	17.85
Piso 1	SDX	1.19	6.23

Tabla 35.*Desplazamientos en dirección Y del modelo dual de 15 niveles.*

Piso	Carga	U _{Elast.} Y mm	U _{real} Y Mm
Piso 15	SDX	33.73	177.09
Piso 14	SDX	32.44	170.32
Piso 13	SDX	30.89	162.15
Piso 12	SDX	29.01	152.32
Piso 11	SDX	26.86	141.03
Piso 10	SDX	24.53	128.79
Piso 9	SDX	22.16	116.33
Piso 8	SDX	19.64	103.12
Piso 7	SDX	16.97	89.09
Piso 6	SDX	14.18	74.42
Piso 5	SDX	11.35	59.58
Piso 4	SDX	8.65	45.39
Piso 3	SDX	5.97	31.33
Piso 2	SDX	3.40	17.85
Piso 1	SDX	1.19	6.23

En cuanto a las derivas que son las mismas para las direcciones X y Y, se presentan en la Tabla 36.

Tabla 36.*Distorsiones de entrepiso de modelo dual de 15 niveles*

Piso	Deriva Elástica	Deriva inelástica	Deriva Limite
Piso 15	0.00051	0.0027	0.007
Piso 14	0.00063	0.0033	0.007
Piso 13	0.00075	0.0039	0.007
Piso 12	0.00085	0.0045	0.007
Piso 11	0.00091	0.0048	0.007
Piso 10	0.00090	0.0047	0.007
Piso 9	0.00093	0.0049	0.007
Piso 8	0.00097	0.0051	0.007
Piso 7	0.00100	0.0052	0.007
Piso 6	0.00100	0.0052	0.007
Piso 5	0.00094	0.0049	0.007
Piso 4	0.00092	0.0049	0.007
Piso 3	0.00088	0.0046	0.007
Piso 2	0.00076	0.0040	0.007

Piso 1	0.00040	0.0021	0.007
--------	---------	--------	-------

En la Tabla 37 se resumen los parámetros de demanda (EDP en inglés) para todos los pisos, y en las Figura 35 a la Figura 37 se grafican los mismos.

Tabla 37.

Parámetros de demanda para modelo dual de 15 niveles

Piso	U _{real} X mm	U _{real} Y mm	Deriva en X	Deriva en Y	Acel. X m/s ²	Acel. Y m/s ²
Piso 15	177.09	177.09	0.0027	0.0027	1.015	1.015
Piso 14	170.32	170.32	0.0033	0.0033	0.810	0.810
Piso 13	162.15	162.15	0.0039	0.0039	0.695	0.695
Piso 12	152.32	152.32	0.0045	0.0045	0.627	0.627
Piso 11	141.03	141.03	0.0048	0.0048	0.601	0.601
Piso 10	128.79	128.79	0.0047	0.0047	0.609	0.609
Piso 9	116.33	116.33	0.0049	0.0049	0.624	0.624
Piso 8	103.12	103.12	0.0051	0.0051	0.641	0.641
Piso 7	89.09	89.09	0.0052	0.0052	0.654	0.654
Piso 6	74.42	74.42	0.0052	0.0052	0.658	0.658
Piso 5	59.58	59.58	0.0049	0.0049	0.648	0.648
Piso 4	45.39	45.39	0.0049	0.0049	0.613	0.613
Piso 3	31.33	31.33	0.0046	0.0046	0.560	0.560
Piso 2	17.85	17.85	0.0040	0.0040	0.483	0.483
Piso 1	6.23	6.23	0.0021	0.0021	0.366	0.366

Figura 35.

Desplazamientos máximos en modelo dual de 15 niveles.

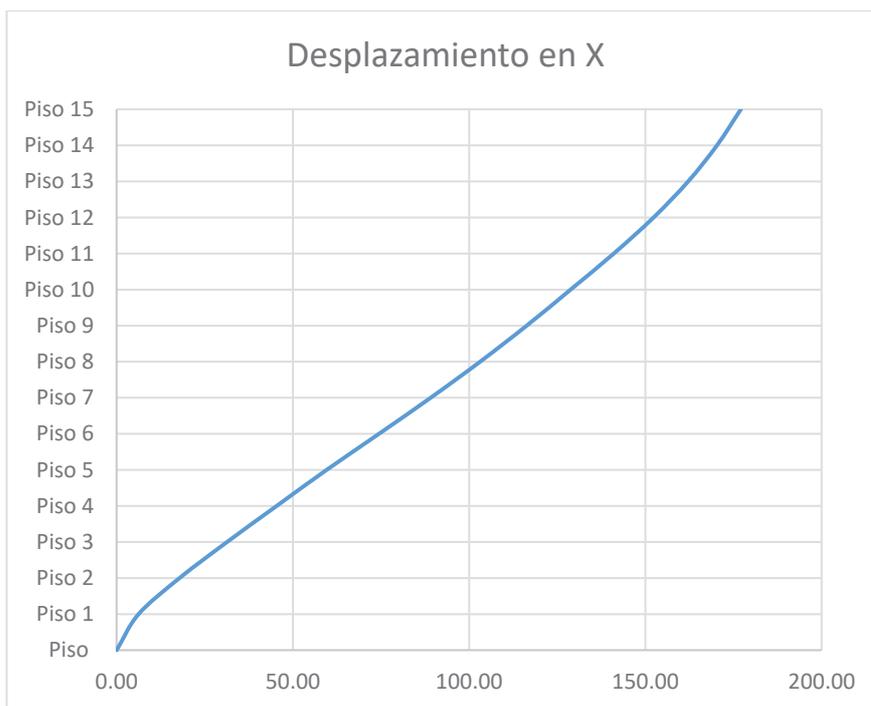


Figura 36.

Distorsiones máximas de entrepiso en modelo dual de 15 niveles.

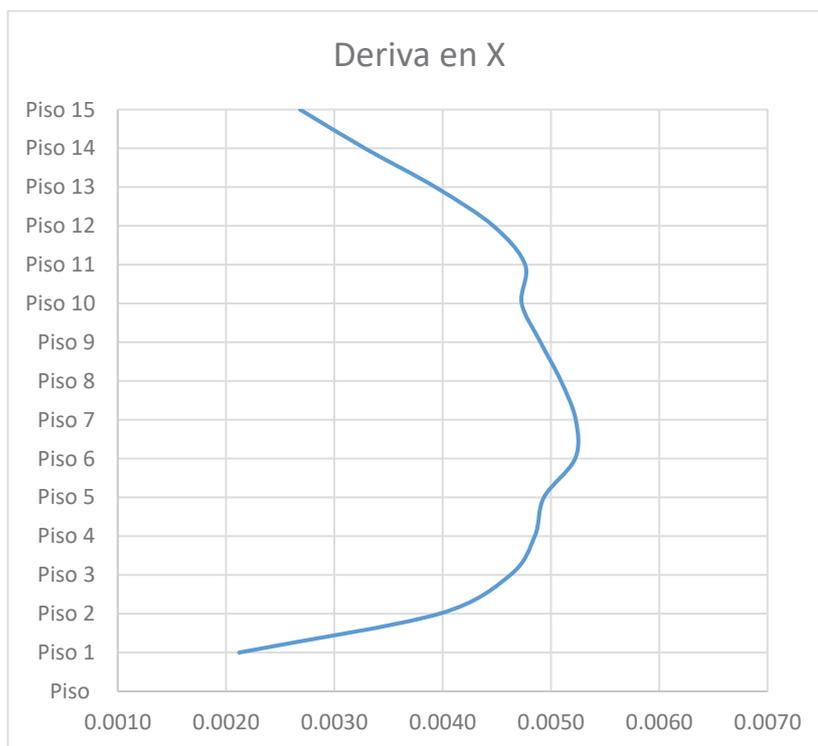
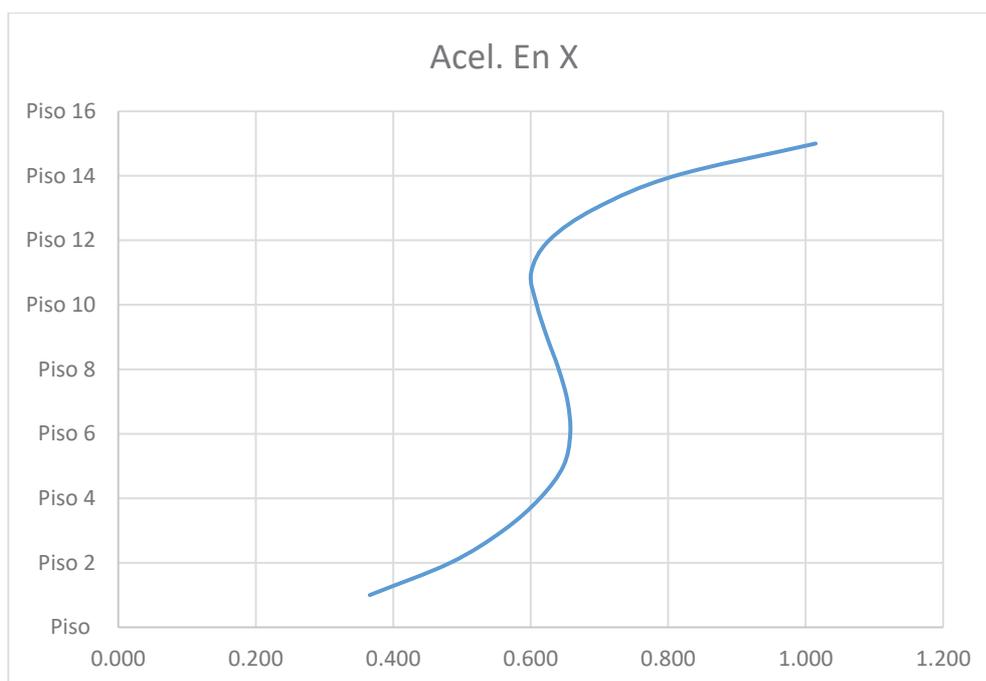


Figura 37.

Aceleraciones máximas de entrepiso en modelo dual de 15 niveles.



4.3.2.3 Evaluación de derivas residuales.

Las derivas residuales según el FEMA P-58 (2018) son de relevante importancia que permiten la evaluación de la seguridad post sísmica de cualquier estructura; en esta investigación para la estimación de la deriva residual media se usará la ecuación 15, que fue obtenida del Reporte FEMA P-58

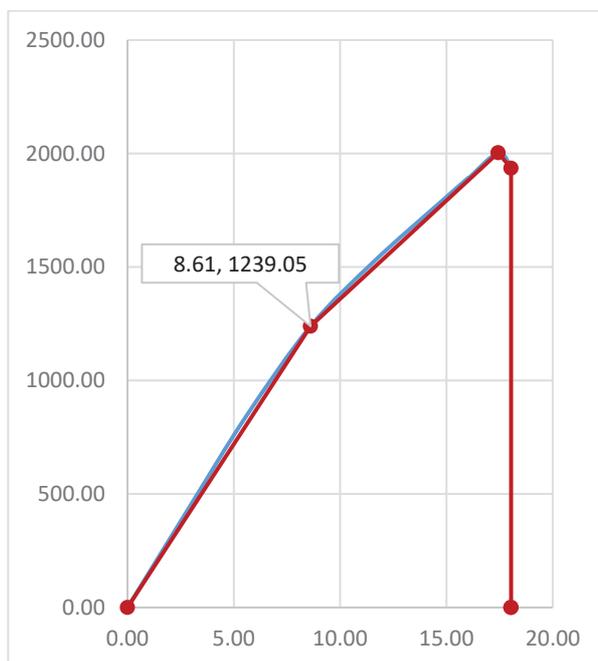
$$\begin{cases} \Delta_r = 0 & \text{para } \Delta \leq \Delta_y \\ \Delta_r = 0.3(\Delta - \Delta_y) & \text{para } \Delta_y < \Delta < 4\Delta_y \\ \Delta_r = (\Delta - 3\Delta_y) & \text{para } \Delta \geq 4\Delta_y \end{cases} \quad (14)$$

En la cual, Δ_y es la deriva de piso en fluencia, Δ_r , es la deriva residual y Δ es la deriva de entrepiso inelástica.

Para obtener la deriva de piso en fluencia Δ_y se realizó un análisis estático no lineal PUSHOVER utilizando el software ETABS, mediante el cual obtuvimos la curva de capacidad de la estructura.

Figura 38.

Resultado del análisis PUSHOVER del modelo dual de 15 niveles



Con los valores de deriva en fluencia de la Figura 38, se logró obtener los valores de deriva residual, mostrados en la Tabla 38.

Tabla 38.

Derivas residuales por tipo de edificación.

SISTEMA	H (m)	U _{fluencia} (cm)	Δ_Y	Δ_{max}	Δ_r
DUAL	45	8.61	0.0019	0.0052	0.0010

4.3.3 Fragilidad al colapso

4.3.3.1 Curvas de fragilidad.

Se construyeron las curvas de fragilidad basadas en el juicio ingenieril, se uso el procedimiento presentado por Toledo (2017) cuyos pasos son listados en la sección 2.5.1

1. Tomando la cortante ($V=468.54$ Tn), peso de la estructura ($W=13254.5$ Tn), obtenidos en los pasos anteriores
2. Tomando un coeficiente de reducción sísmica $R=7$, utilizando la ecuación 5:

$$S_{aD} = \frac{V}{W} R$$

Se obtiene un “valor efectivo de la aceleración espectral en el periodo fundamental”, $S_{aD} = 0.247$.

3. La “capacidad de colapso mediana inferida”, $\hat{S}_a(T)$, $T=1.507s$, usando las ecuaciones aplicables entre la ecuación (6).

$$\hat{S}_a(T) = 4S_{aD}, \text{ para } T \geq 0.6s$$

$$\hat{S}_a(T) = 0.990$$

4. La “capacidad de colapso mediana en el periodo fundamental, a aquel en el periodo promedio”, $\hat{S}_a(\bar{T})$, se obtiene usando la ecuación 10:

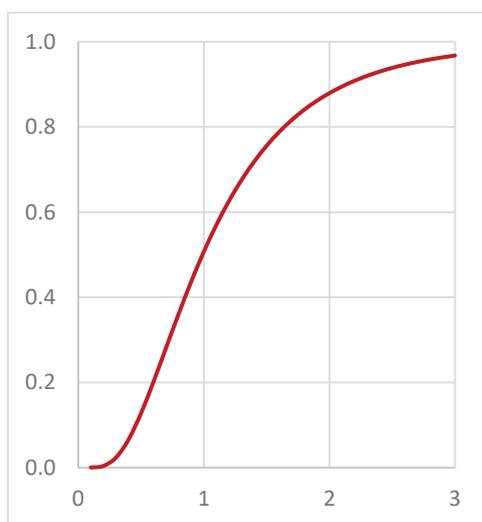
$$\hat{S}_a(\bar{T}) = \frac{T}{\bar{T}} \hat{S}_a(T), \text{ para } T \geq 0.6 s$$

$$\hat{S}_a(\bar{T}) = 0.990$$

Tomando la dispersión β , que para estructuras regulares es de 0.6 de acuerdo con el FEMA P-58; se ha desarrollado la curva de fragilidad, mostrada en la Figura 39.

Figura 39.

Curva de fragilidad para el modelo dual de 15 niveles.



4.3.3.2 Evaluación de modos de colapso

Adicionalmente el Reporte FEMA P-58, requiere se describan:

- los modos potenciales de colapso con su probabilidad de ocurrencia,
- la probabilidad de colapso de las áreas adyacentes,
- La probabilidad de los ocupantes de sufrir muertes o accidentes graves.

Para el modelo en estudio se ha elaborado una tabla, en la cual se describen los modos de colapso y las relaciones de colapso de áreas de piso.

Tabla 39.

Modos de colapso en modelos de 15 niveles.

	Modo 1	Modo 2	Modo 3	Modo 4	Modo 5	Modo 6	Modo 7	Modo 8	Modo 9	Modo 10
Probabilidad del Modo	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
Probabilidad fatalidades	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
COV de T. fatalidades	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
Probabilidad Les. Graves	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1
COV de la T. de lesiones	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
Piso 15	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Piso 14	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Piso 13	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Piso 12	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Piso 11	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Piso 10	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Piso 9	1	0	0	0	0	0	0	0	0	1
Piso 8	1	0	0	0	0	0	0	0	1	0
Piso 7	1	0	0	0	0	0	0	1	0	0
Piso 6	1	0	0	0	0	0	1	0	0	0
Piso 5	1	0	0	0	0	1	0	0	0	0
Piso 4	1	0	0	0	1	0	0	0	0	0
Piso 3	1	0	0	1	0	0	0	0	0	0
Piso 2	1	0	1	0	0	0	0	0	0	0
Piso 1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0

4.3.4 Evaluación del desempeño

4.3.4.1 Características de los modelos

A fin de evaluar el desempeño sísmico se hará uso del PACT, una herramienta informática que trae el FEMA P-58.

Primero se definió el número de pisos, el costo total de reemplazo, el tiempo de reemplazo, el costo de reemplazo del núcleo y cubierta, el número máximo de trabajadores por pie cuadrado, el umbral de pérdida, la emisión de carbono por reemplazo y la energía utilizada por reemplazo.

En la Tabla 40, se muestra dichos valores para el modelo.

Tabla 40.

Información preliminar del modelo dual de 15 niveles

	D-45m
Número de pisos	15.00
Área por piso (m ²)	900.00
Altura de piso (m)	3.00
Costo de reemplazo (\$/m ²)	500.00
Costo de reemplazo (\$)	6,750,000
Costo de reemplazo estructura (\$/m ²)	4,050,000
Tiempo de reemplazo	600
Umbral perdida	0.40
Trabajadores por pie cuadrado	0.001
Emisiones de carbono por reemplazo	2,451,316
Energía empleada en reemplazo	33,921,711
F. altura (5°-10°)	1.08
F. altura para >11°	1.16
Factor de Ocupación	1.20
Factor Hazmat	1.00

Luego se procedió a usar el modelo de población definido en la sección 4.1.3.

4.3.4.2 Especificaciones de fragilidad y grupos de desempeño.

De acuerdo a los elementos definidos en la sección 4.1.4, en la Tabla 41, se presenta la lista de grupos empleados, con su correspondiente parámetro de demanda y dispersión.

Tabla 41.

Resumen de grupos de desempeño utilizados.

Numero de Fragilidad	Nombre de la fragilidad	Dispersión	Parámetro de demanda
B1041.001a	ACI 318 SMF, Col & Viga, Viga a un solo lado	0.3	Deriva
B1041.001b	ACI 318 SMF, Col & Viga, Viga a ambos lados	0.3	Deriva
B1044.071	Muros de corte, con espesor entre 20 y 40cm, altura < 4.5m	0.3	Deriva
B2022.001	Muro Cortina de vidrio Genérico de mediana altura Configuración: Monolítico, Laminación: Desconocido, relación de aspecto = 6:5	0.4	Deriva
C1011.001a	Muro de distribución de ladrillo de altura completa, fijo en la parte superior e inferior	0.45	Deriva
C3011.001a	Muro de distribución de ladrillo pintado o tapizado de altura completa, fijo en la parte superior e inferior	0.3	Deriva
C3032.001a	Techo flotante, SDC A,B,C, Área (A): A < 250, solo con soporte vertical	0.4	Aceleración
C3032.001a	Techo flotante, SDC A,B,C, Área (A): A < 250, solo con soporte vertical	0.4	Aceleración
D2021.011a	Tubería de tamaño pequeño para agua caliente y fría (con diámetro de 2.5" o menos), SDC A or B, Fragilidad de la tubería	0.3	Aceleración
D3041.011a	Ducto de metal galvanizado HVAC con un área transversal menor a 6 pies cuadrados, SDC A or B	0.4	Aceleración
D3041.031a	Difusores HVAC en techos suspendidos - sin cables de seguridad independientes, SDC A or B	0.4	Aceleración
D3041.041a	Caja de volumen de aire acondicionado variable(VAV) con bobina en línea, SDC A or B	0.2	Aceleración
D4011.021a	Tubería de agua para rociadores contra incendios - Tuberías y ramas horizontales - Acero de pared delgada - Sin arriostramiento, SDC A or B, PIPING FRAGILITY	0.1	Aceleración
D4011.031a	Caída de rociadores contra incendios Acero roscado estándar - Caída en tejas lisas sin refuerzo - Caída máxima de 6 pies de largo, SDC A or B	0.1	Aceleración
C2011.001a	Escalera de acero prefabricada con peldaños de acero y aterrizajes con juntas sísmicas que se adaptan a la deriva.	0.4	Aceleración
D5012.021a	Centro de control de bajo voltaje - Capacity: 100 to <350 Amp - Equipo no anclado que no está aislado de vibraciones - Solo fragilidad del equipo	0.4	Aceleración
D1014.011	Elevador de tracción	0.4	Aceleración

4.3.4.3 Cálculo del desempeño

Los resultados obtenidos del cálculo del desempeño con ayuda de la herramienta PACT, se presentan a continuación:

Figura 40.

Curva Costo de Reparación para modelo dual de 15 niveles.

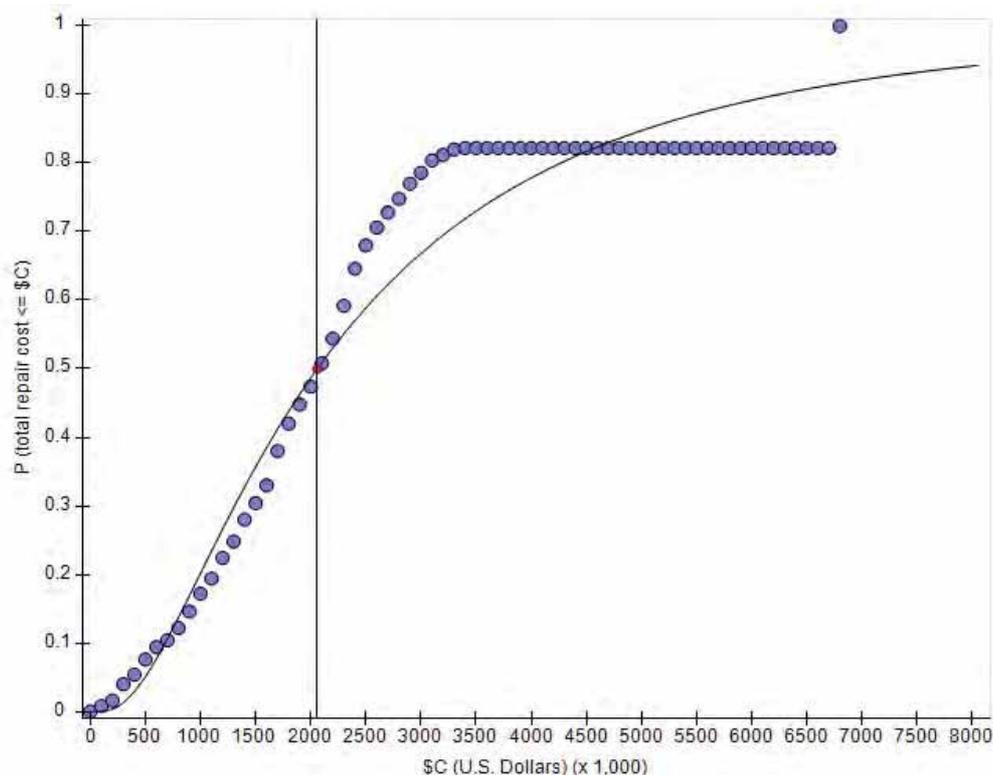


Figura 41.

Disgregado de grupos de desempeño en el costo de reparación para el modelo dual de 15 niveles.

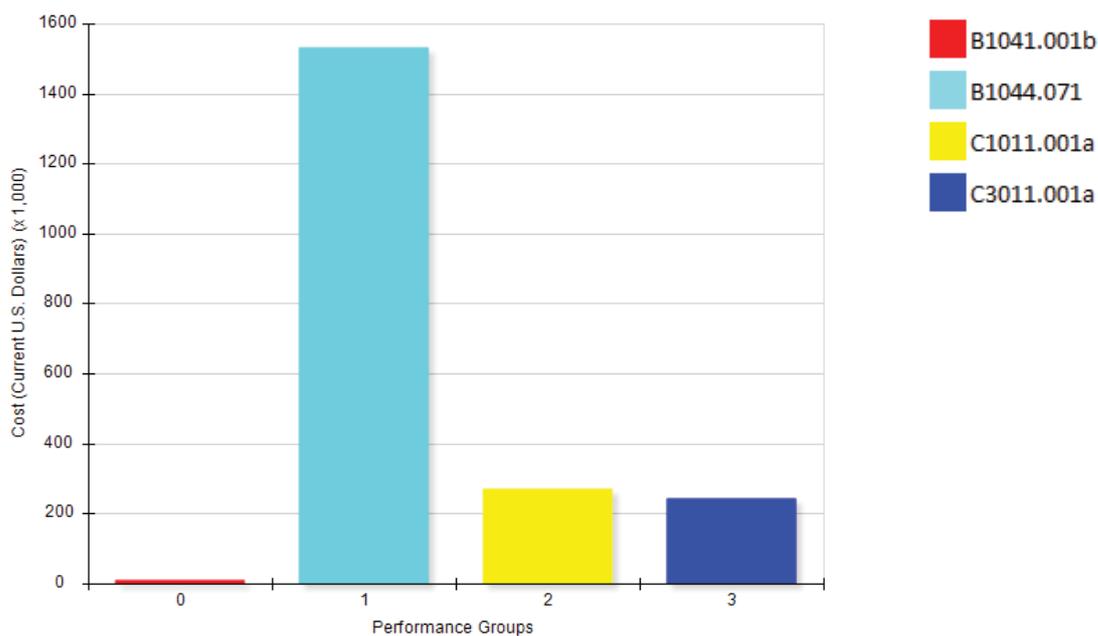


Figura 42.

Diagrama acumulado de los grupos de desempeño en el costo de reparación para modelo dual de 15 niveles.

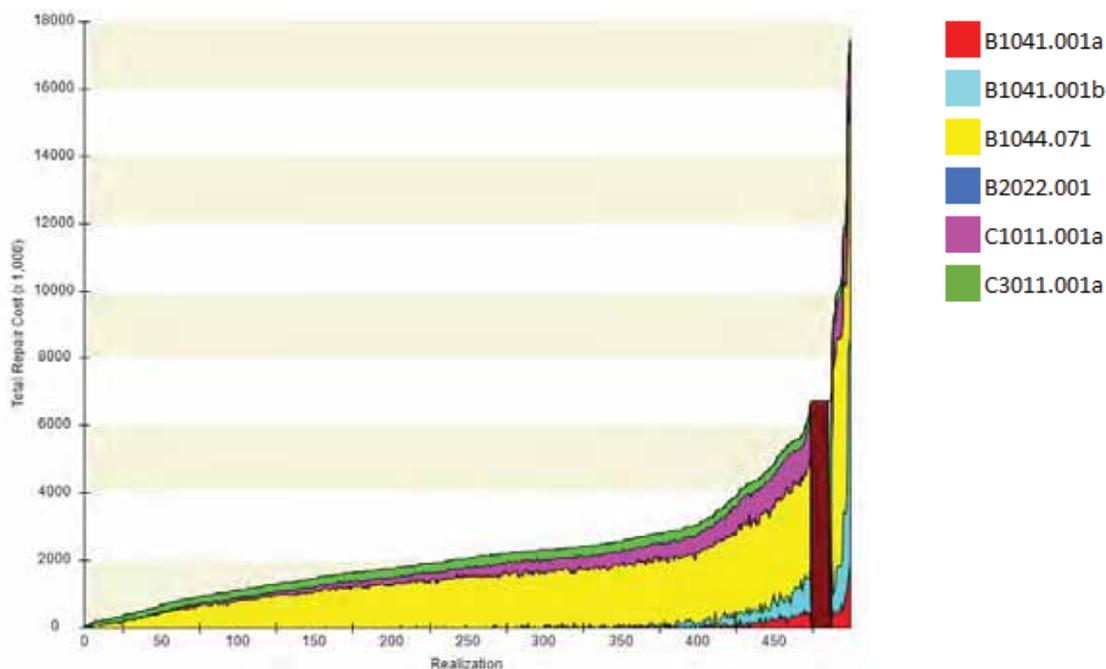


Figura 43.

Curva Tiempo de Reparación para modelo dual de 15 niveles.

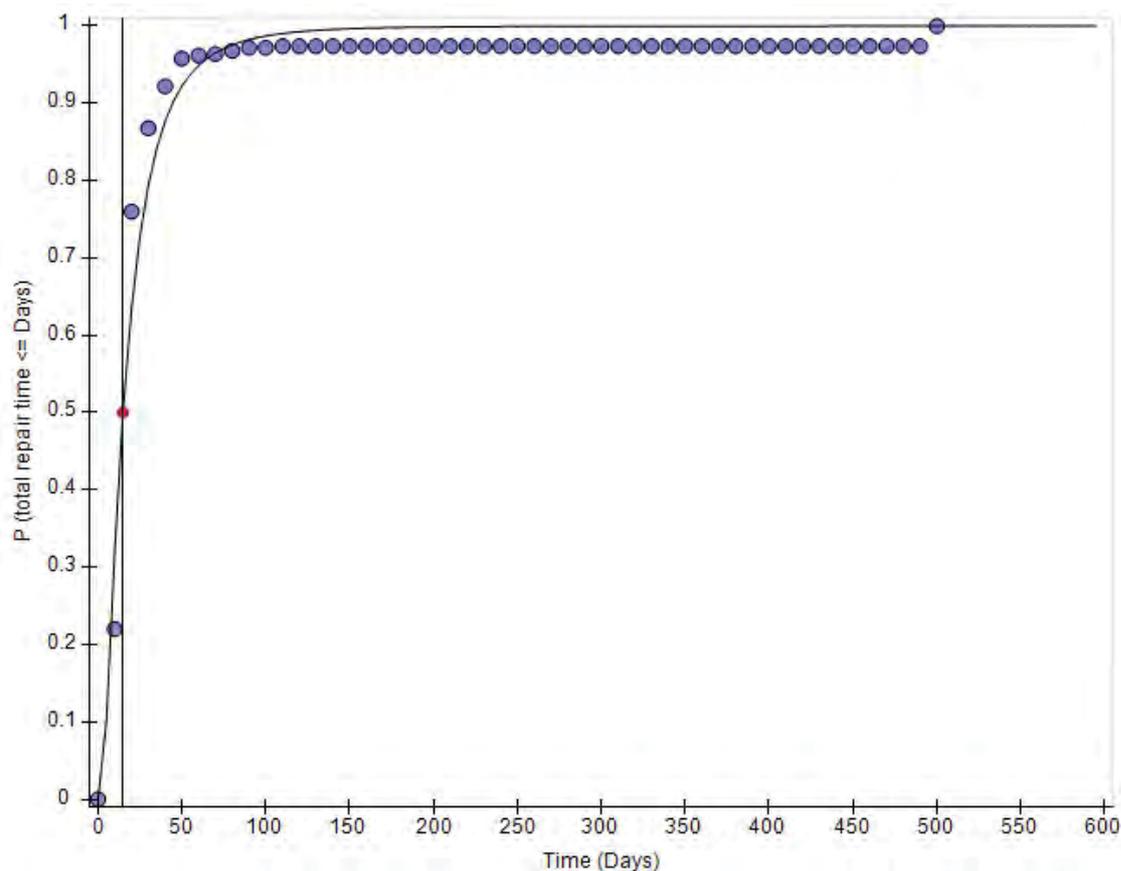


Figura 44.

Disgregado de grupos de desempeño en el tiempo de reparación en modelo dual de 15 niveles.

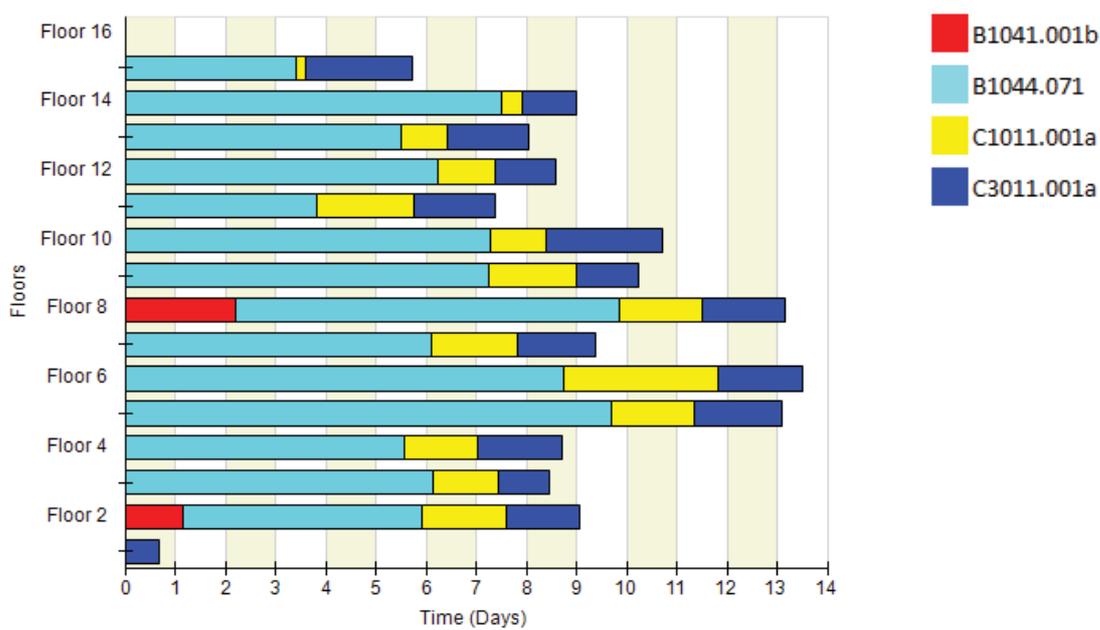
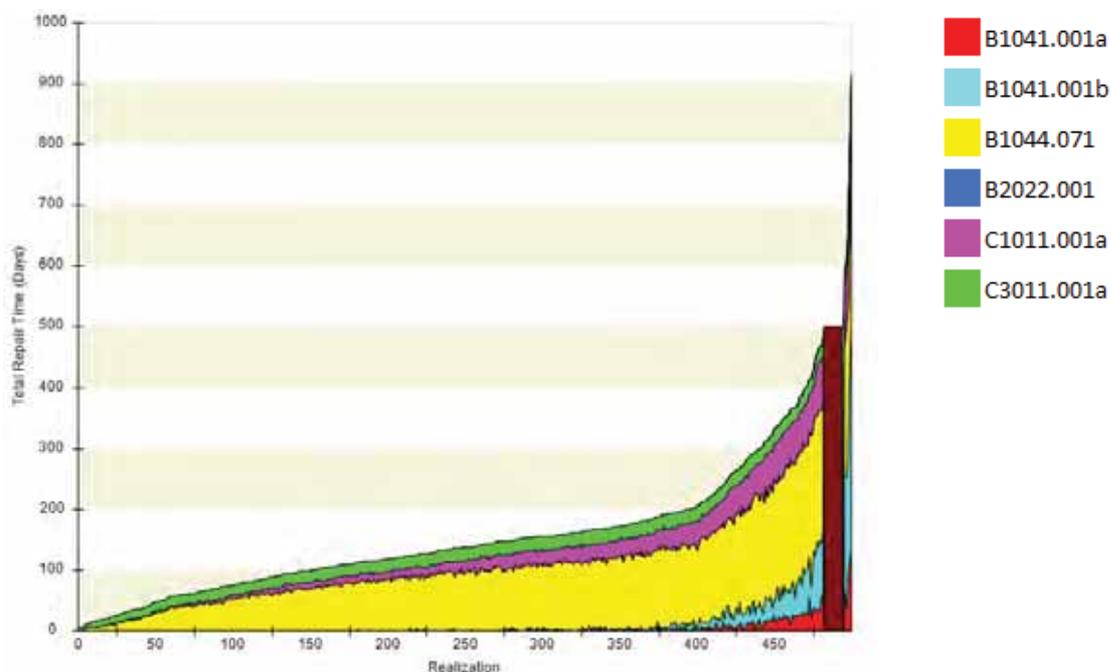


Figura 45.

Diagrama acumulado de los grupos de desempeño en el tiempo de reparación, para el modelo dual de 15 niveles.



4.4 Edificio de 20 niveles (H=60m).

4.4.1 Identificación del peligro sísmico

Usando los parámetros definidos en la sección 4.1.1 se obtuvo el espectro de pseudo aceleración definido en la norma peruana E.030.

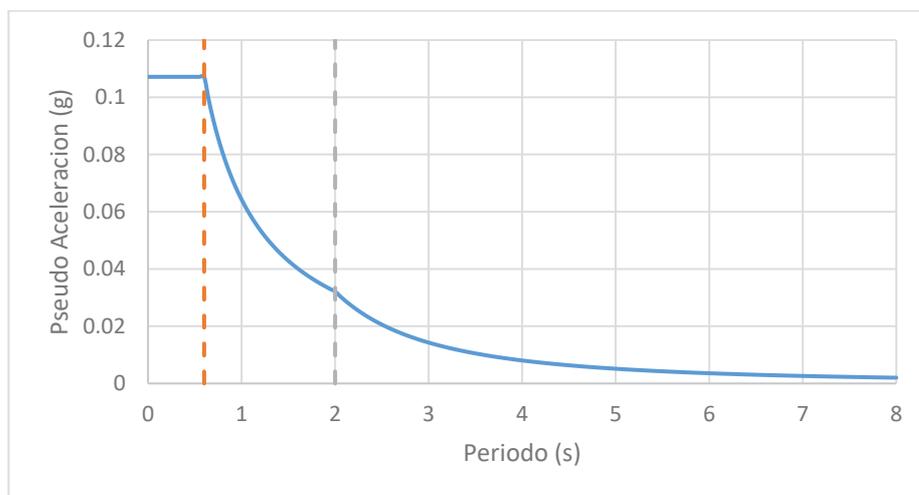
Tabla 42.

Parámetros para definir el pseudo espectro de respuesta

Parámetros			
Z	0.25	Zona	2
U	1.00	Categoría	C
S	1.20	Suelo	S2: Intermedio
R	7.00		
T _p	0.60		
T _I	2.00		

Figura 46.

Gráfico de Pseudo aceleración espectral para modelos duales



4.4.2 Análisis sísmico del modelo

Tal como se describió en el ítem 4.2.2, se tendrá el mismo esquema en planta, las secciones de los elementos estructurales se presentan en la Tabla 43:

Tabla 43.

Secciones para modelo dual de 20 niveles

SECCIONES DE DISEÑO PARA MODELO DE 20 NIVELES					
TIPO	P. INICIAL	P. FINAL	COLUMNA (cmxcm)	VIGA	MURO CORTE (e)
DUAL	1	5	60x60	35x60	30
	6	10	55x55	35x60	30
	10	15	50x50	35x60	25
	15	20	45x45	35x55	25

Tan igual como en el caso del modelo de 10 niveles se usarán una losa maciza de 15cm, y los muros de corte serán de una longitud de 2.0 metros.

Las cargas aplicadas a las losas de entrepiso serán las mismas que se detallan en la Tabla 13.

Siguiendo el mismo procedimiento que se aplicó en el modelo de 30m de altura, se presentarán los resultados obtenidos para el modelo de 20 niveles.

4.4.2.1 Periodo natural de la estructura

Los primeros 16 periodos fundamentales del modelo se presentan en la Tabla 44.

Tabla 44.

Primeros periodos modales y participación de masa del modelo dual de 20 niveles.

Modo	Periodo sec	% Part. Masa		Σ % Part. Masa		% Part. Masa			Σ % Part. Masa		
		Ux	Uy	Ux	Uy	Rx	Ry	Rz	Rx	Ry	Rz
1	1.507	74.25%	0.03%	74.25%	0.03%	0.01%	26.30%	0.00%	0.01%	26.30%	0.00%
2	1.507	0.03%	74.25%	74.28%	74.28%	26.30%	0.01%	0.00%	26.31%	26.31%	0.00%
3	1.188	0.00%	0.00%	74.28%	74.28%	0.00%	0.00%	72.16%	26.31%	26.31%	72.16%
4	0.506	12.80%	0.02%	87.07%	74.29%	0.05%	41.27%	0.00%	26.36%	67.58%	72.16%
5	0.506	0.02%	12.80%	87.09%	87.09%	41.27%	0.05%	0.00%	67.63%	67.63%	72.16%
6	0.377	0.00%	0.00%	87.09%	87.09%	0.00%	0.00%	13.81%	67.63%	67.63%	85.97%
7	0.277	4.91%	0.00%	92.00%	87.09%	0.00%	9.49%	0.00%	67.63%	77.12%	85.97%
8	0.277	0.00%	4.91%	92.00%	92.00%	9.49%	0.00%	0.00%	77.12%	77.12%	85.97%
9	0.193	0.00%	0.00%	92.00%	92.00%	0.00%	0.00%	5.46%	77.12%	77.12%	91.43%
10	0.179	2.39%	0.00%	94.39%	92.00%	0.00%	7.23%	0.00%	77.12%	84.35%	91.43%
11	0.179	0.00%	2.39%	94.39%	94.39%	7.23%	0.00%	0.00%	84.35%	84.35%	91.43%
12	0.129	0.52%	1.13%	94.90%	95.51%	2.79%	1.28%	0.00%	87.14%	85.63%	91.43%
13	0.129	1.13%	0.52%	96.03%	96.03%	1.28%	2.79%	0.00%	88.42%	88.42%	91.43%
14	0.119	0.00%	0.00%	96.03%	96.03%	0.00%	0.00%	2.80%	88.42%	88.42%	94.23%
15	0.097	0.33%	0.84%	96.36%	96.87%	2.58%	1.02%	0.00%	91.00%	89.44%	94.23%
16	0.097	0.84%	0.33%	97.21%	97.21%	1.02%	2.58%	0.00%	92.01%	92.01%	94.23%

4.4.2.2 Cortante basal estático y dinámico

El cortante basal estático del modelo se obtuvo luego de realizar un análisis de fuerzas estáticas equivalentes, cuyos resultados son presentados en la Tabla 45

Tabla 45.

Cortante Estático del modelo dual de 20 niveles

Tipo de Carga	Análisis	Vx ton	Vy ton
Sismo X	Estático Lineal	-611.57	0
Sismo Y	Estático Lineal	0	-611.57

Luego se realizó un análisis dinámico modal espectral, en el cual se obtuvo los siguientes cortantes, presentados en la Tabla 46.

Tabla 46.*Cortantes dinámicos del modelo dual de 20 niveles*

Tipo de Carga	Análisis	Vx ton	Vy ton
SDX	Din.Espectral	525.78	0.00
SDY	Din.Espectral	0.00	525.78

Comparando los cortantes, se concluyó que el cortante basal dinámico no debe escalarse tal como se muestra en la Tabla 47.

Tabla 47.*Factor de esc. de cortantes basales para modelo dual de 20 niveles*

Tipo de Carga	Vx ton	Vy ton
V _{estático}	611.57	611.57
V _{dinámico}	525.78	525.78
%	86.0%	86.0%
F _{esc}	1.00	1.00

Evaluando el cortante basal de la estructura, se obtuvo los siguientes porcentajes de resistencia de los elementos estructurales:

Tabla 48.*Porcentajes de asignación de cortante por tipo de elemento*

TIPO ELEMENTOS	DE	V ton	%
Columnas		254.180	48%
Muros de corte		271.600	52%
V _b		525.780	

Como los muros de corte toman un 52% menor al 70% el sistema se considera dual tal como se planteó inicialmente.

4.4.2.3 Desplazamiento y derivas de piso

Los desplazamientos laterales amplificados de acuerdo con el artículo 31 de la Norma E.030, se presentan en la Tabla 49 para la dirección X y Tabla 50.

Tabla 49.*Desplazamientos en dirección X del modelo dual de 20 niveles*

Piso	Carga	U _{Elast.} X mm	U _{real} X mm
Piso 20	SDX	42.24	221.77
Piso 19	SDX	41.11	215.81
Piso 18	SDX	39.76	208.75
Piso 17	SDX	38.17	200.38
Piso 16	SDX	36.35	190.86
Piso 15	SDX	34.40	180.61
Piso 14	SDX	32.43	170.27
Piso 13	SDX	30.35	159.33
Piso 12	SDX	28.14	147.73
Piso 11	SDX	25.81	135.52
Piso 10	SDX	23.40	122.83
Piso 9	SDX	21.00	110.24
Piso 8	SDX	18.53	97.26
Piso 7	SDX	15.97	83.83
Piso 6	SDX	13.34	70.01
Piso 5	SDX	10.67	56.00
Piso 4	SDX	8.08	42.41
Piso 3	SDX	5.53	29.04
Piso 2	SDX	3.12	16.39
Piso 1	SDX	1.08	5.65

Tabla 50.*Desplazamientos en dirección Y del modelo dual de 20 niveles.*

Piso	Carga	U _{Elast.} Y mm	U _{real} Y mm
Piso 20	SDX	42.24	221.77
Piso 19	SDX	41.11	215.81
Piso 18	SDX	39.76	208.75
Piso 17	SDX	38.17	200.38
Piso 16	SDX	36.35	190.86
Piso 15	SDX	34.40	180.61
Piso 14	SDX	32.43	170.27
Piso 13	SDX	30.35	159.33
Piso 12	SDX	28.14	147.73
Piso 11	SDX	25.81	135.52
Piso 10	SDX	23.40	122.83
Piso 9	SDX	21.00	110.24
Piso 8	SDX	18.53	97.26
Piso 7	SDX	15.97	83.83
Piso 6	SDX	13.34	70.01
Piso 5	SDX	10.67	56.00

Piso	Carga	U _{Elast.} Y mm	U _{real} Y mm
Piso 4	SDX	8.08	42.41
Piso 3	SDX	5.53	29.04
Piso 2	SDX	3.12	16.39
Piso 1	SDX	1.08	5.65

En cuanto a las derivas que son las mismas para las direcciones X y Y, se presentan en la Tabla 51.

Tabla 51.

Distorsiones de entrepiso de modelo dual de 20 niveles

Piso	Deriva Elástica	Deriva inelástica	Deriva Limite
Piso 20	0.00046	0.0024	0.007
Piso 19	0.00056	0.0030	1.007
Piso 18	0.00067	0.0035	2.007
Piso 17	0.00077	0.0040	3.007
Piso 16	0.00082	0.0043	4.007
Piso 15	0.00081	0.0042	5.007
Piso 14	0.00084	0.0044	6.007
Piso 13	0.00087	0.0046	0.007
Piso 12	0.00090	0.0047	0.007
Piso 11	0.00091	0.0048	0.007
Piso 10	0.00089	0.0046	0.007
Piso 9	0.00090	0.0047	0.007
Piso 8	0.00091	0.0048	0.007
Piso 7	0.00093	0.0049	0.007
Piso 6	0.00093	0.0049	0.007
Piso 5	0.00090	0.0047	0.007
Piso 4	0.00088	0.0046	0.007
Piso 3	0.00083	0.0043	0.007
Piso 2	0.00070	0.0037	0.007
Piso 1	0.00037	0.0019	0.007

En la Tabla 52 se resumen los parámetros de demanda ingenieril para todos los pisos, y en las Figura 47 a la Figura 49 se grafican los mismos.

Tabla 52.

Parámetros de demanda ingenieril para modelo dual de 20 niveles

Piso	U _{real} X mm	U _{real} Y mm	Deriva en X	Deriva en Y	Acel. X m/s ²	Acel. Y m/s ²
Piso 20	221.77	221.77	0.0024	0.0024	0.939	0.939
Piso 19	215.81	215.81	0.0030	0.0030	0.772	0.772
Piso 18	208.75	208.75	0.0035	0.0035	0.668	0.668
Piso 17	200.38	200.38	0.0040	0.0040	0.596	0.596
Piso 16	190.86	190.86	0.0043	0.0043	0.555	0.555
Piso 15	180.61	180.61	0.0042	0.0042	0.541	0.541
Piso 14	170.27	170.27	0.0044	0.0044	0.540	0.540
Piso 13	159.33	159.33	0.0046	0.0046	0.549	0.549
Piso 12	147.73	147.73	0.0047	0.0047	0.566	0.566
Piso 11	135.52	135.52	0.0048	0.0048	0.585	0.585
Piso 10	122.83	122.83	0.0046	0.0046	0.602	0.602
Piso 9	110.24	110.24	0.0047	0.0047	0.610	0.610
Piso 8	97.26	97.26	0.0048	0.0048	0.616	0.616
Piso 7	83.83	83.83	0.0049	0.0049	0.615	0.615
Piso 6	70.01	70.01	0.0049	0.0049	0.608	0.608
Piso 5	56.00	56.00	0.0047	0.0047	0.590	0.590
Piso 4	42.41	42.41	0.0046	0.0046	0.555	0.555
Piso 3	29.04	29.04	0.0043	0.0043	0.508	0.508
Piso 2	16.39	16.39	0.0037	0.0037	0.444	0.444
Piso 1	5.65	5.65	0.0019	0.0019	0.348	0.348

Figura 47.

Desplazamientos máximos de modelo dual de 20 niveles.

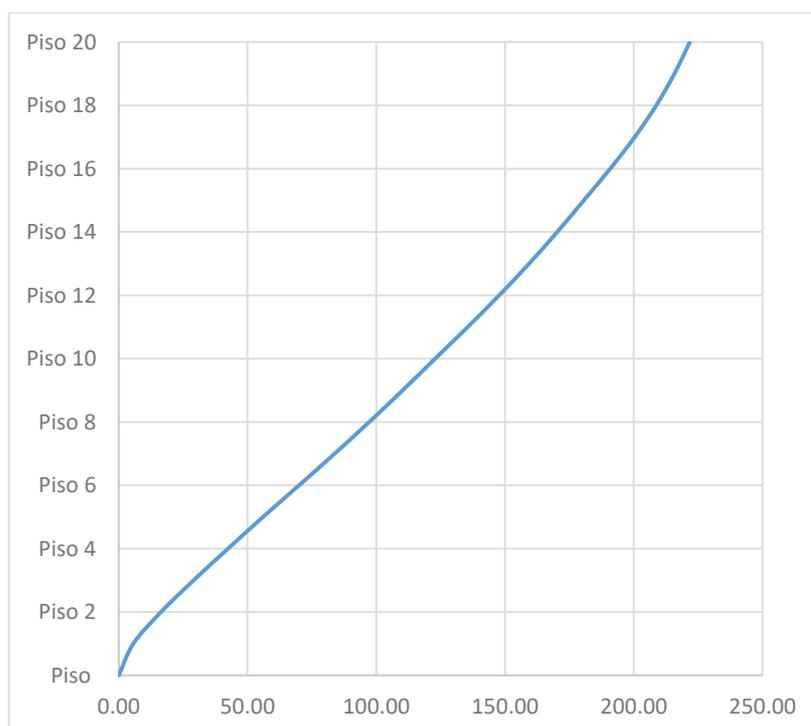


Figura 48.

Distorsiones de entrepiso máximas de modelo dual de 20 niveles.

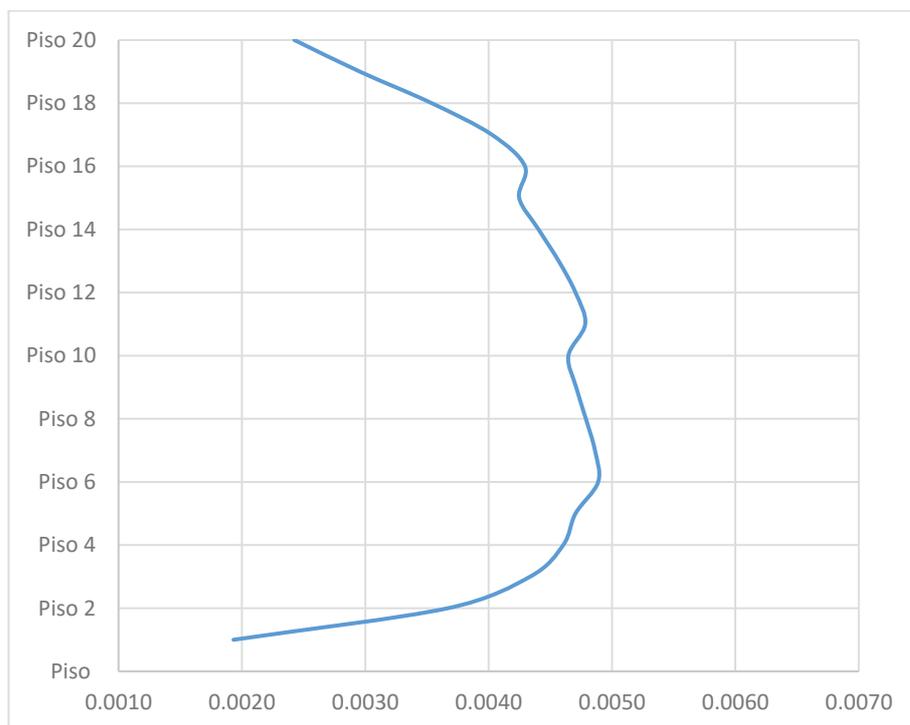
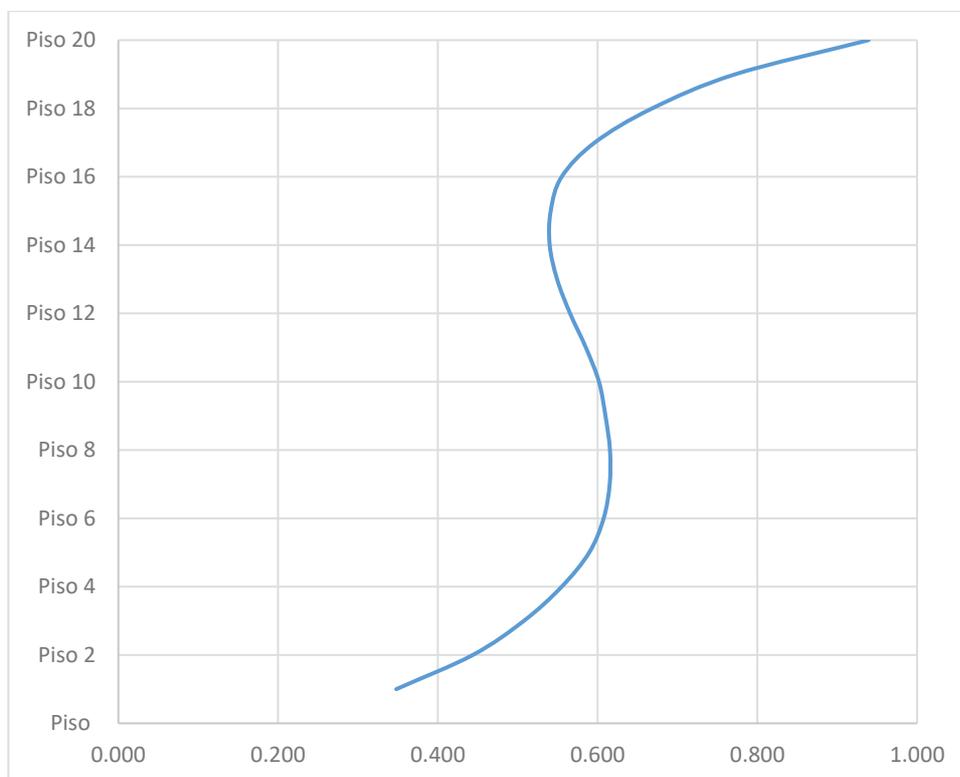


Figura 49.

Aceleraciones máximas de entrepiso de modelo dual de 20 niveles.



4.4.2.4 Evaluación de derivas residuales.

Las derivas residuales según el FEMA P-58 (2018) son de relevante importancia que permiten la evaluación de la seguridad post sísmica de cualquier estructura; en esta investigación para la estimación de la deriva residual media se usará la ecuación 15, que fue obtenida del Reporte FEMA P-58

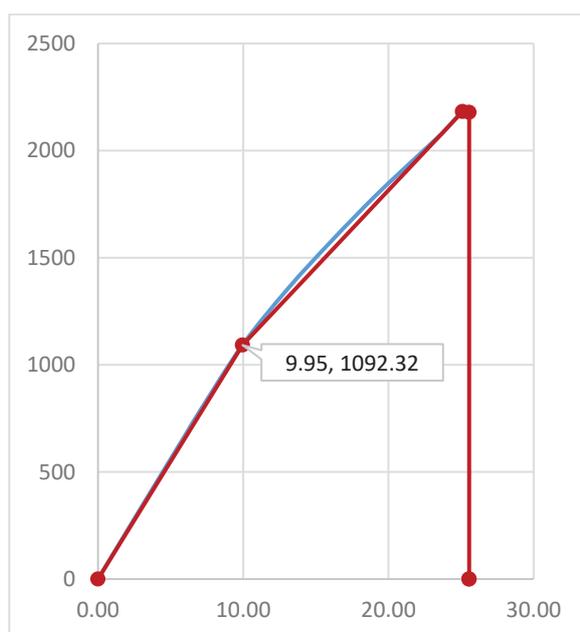
$$\begin{cases} \Delta_r = 0 & \text{para } \Delta \leq \Delta_y \\ \Delta_r = 0.3(\Delta - \Delta_y) & \text{para } \Delta_y < \Delta < 4\Delta_y \\ \Delta_r = (\Delta - 3\Delta_y) & \text{para } \Delta \geq 4\Delta_y \end{cases} \quad (15)$$

En la cual, Δ_y es la deriva de piso en fluencia, Δ_r , es la deriva residual y Δ es la deriva de entrepiso inelástica.

Para obtener la deriva de piso en fluencia Δ_y se realizó un análisis estático no lineal PUSHOVER utilizando el software ETABS, mediante el cual obtuvimos la curva de capacidad de la estructura.

Figura 50.

Resultado del análisis PUSHOVER del modelo dual de 20 niveles



Con los valores de deriva en fluencia de la Figura 50, se logró obtener los valores de deriva residual, mostrados en la Tabla 53.

Tabla 53.

Derivas residuales para modelo dual de 20 niveles

SISTEMA	H (m)	U _{fluencia} (cm)	Δ_Y	Δ_{max}	Δ_r
DUAL	60	9.95	0.0017	0.0049	0.0010

4.4.3 Fragilidad al colapso

4.4.3.1 Curvas de fragilidad.

Se construyeron las curvas de fragilidad basadas en el juicio ingenieril, se usó el procedimiento presentado por Toledo (2017) cuyos pasos son listados en la sección

2.5.1

1. Tomando la cortante ($V=525.78$ Tn), peso de la estructura ($W=17818.5$ Tn), obtenidos en los pasos anteriores
2. Tomando un “coeficiente de reducción sísmica” $R=7$, utilizando la ecuación 5:

$$S_{aD} = \frac{V}{W}R$$

Se obtiene un “valor efectivo de la aceleración espectral en el periodo fundamental”, $S_{aD} = 0.207$.

3. La “capacidad de colapso mediana inferida”, $\hat{S}_a(T)$, $T=1.873s$, usando las ecuaciones aplicables entre la ecuación (6).

$$\hat{S}_a(T) = 4S_{aD}, para T \geq 0.6s$$

$$\hat{S}_a(T) = 0.826$$

4. La “capacidad de colapso mediana en el periodo fundamental, a aquel en el periodo promedio”, $\hat{S}_a(\bar{T})$, se obtiene usando la ecuación 10:

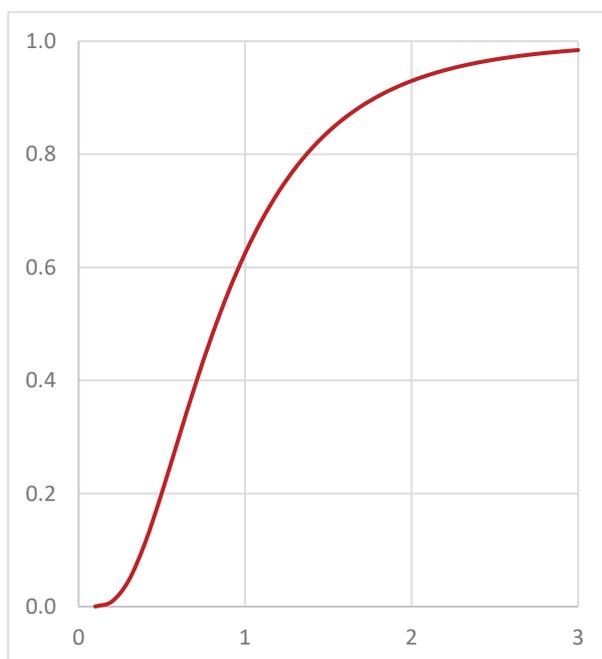
$$\hat{S}_a(\bar{T}) = \frac{T}{\bar{T}}\hat{S}_a(T), para T \geq 0.6 s$$

$$\hat{S}_a(\bar{T}) = 0.826$$

Tomando la dispersión β , que para estructuras regulares es de 0.6 de acuerdo con el FEMA P-58; se ha desarrollado la curva de fragilidad, mostrada en la Figura 51.

Figura 51.

Curva de fragilidad para el modelo dual de 20 niveles.



4.4.3.2 Evaluación de modos de colapso

Adicionalmente el Reporte FEMA P-58, requiere se describan:

- los modos potenciales de colapso con su probabilidad de ocurrencia,
- la probabilidad de colapso de las áreas adyacentes,
- La probabilidad de los ocupantes de sufrir muertes o accidentes graves.

Para el modelo en estudio se ha elaborado una tabla, en la cual se describen los modos de colapso y las relaciones de colapso de áreas de piso.

Tabla 54.*Modos de colapso en modelos de 15 niveles.*

	Modo 1	Modo 2	Modo 3	Modo 4	Modo 5	Modo 6	Modo 7	Modo 8	Modo 9	Modo 10
Probabilidad del Modo	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
Probabilidad fatalidades	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
COV de T. fatalidades	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
Probabilidad Les. Graves	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1
COV de la T. de lesiones	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
Piso 20	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Piso 19	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Piso 18	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Piso 17	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Piso 16	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Piso 15	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Piso 14	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Piso 13	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Piso 12	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Piso 11	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Piso 10	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Piso 9	1	0	0	0	0	0	0	0	0	1
Piso 8	1	0	0	0	0	0	0	0	1	0
Piso 7	1	0	0	0	0	0	0	1	0	0
Piso 6	1	0	0	0	0	0	1	0	0	0
Piso 5	1	0	0	0	0	1	0	0	0	0
Piso 4	1	0	0	0	1	0	0	0	0	0
Piso 3	1	0	0	1	0	0	0	0	0	0
Piso 2	1	0	1	0	0	0	0	0	0	0
Piso 1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0

4.4.4 Evaluación del desempeño

4.4.4.1 Características de los modelos

A fin de evaluar el desempeño sísmico se hará uso del PACT, una herramienta informática que trae el FEMA P-58.

Primero se definió el número de pisos, el costo total de reemplazo, el tiempo de reemplazo, el costo de reemplazo del núcleo y cubierta, el número máximo de

trabajadores por pie cuadrado, el umbral de perdida, la emisión de carbono por reemplazo y la energía utilizada por reemplazo.

En la Tabla 55, se muestra dichos valores para el modelo.

Tabla 55.

Información preliminar del modelo dual de 20 niveles

	D-60m
Número de pisos	20.00
Área por piso (m ²)	900.00
Altura de piso (m)	3.00
Costo de reemplazo (\$/m ²)	500.00
Costo de reemplazo (\$)	9,000,000
Costo de reemplazo estructura (\$/m ²)	5,400,000
Tiempo de reemplazo	600
Umbral perdida	0.40
Trabajadores por pie cuadrado	0.001
Emisiones de carbono por reemplazo	3,268,421
Energía empleada en reemplazo	45,228,947
F. altura (5°-10°)	1.08
F. altura para >11°	1.16
Factor de Ocupación	1.20
Factor Hazmat	1.00

Luego se procedió a usar el modelo de población definido en la sección 4.1.3 para días de la semana laborables y fines de semana.

4.4.4.2 Especificaciones de fragilidad y grupos de desempeño.

De acuerdo a los elementos definidos en la sección 4.1.4, en la Tabla 56, se presenta la lista de grupos empleados, con su correspondiente parámetro de demanda y dispersión.

Tabla 56.

Resumen de grupos de desempeño utilizados.

Numero de Fragilidad	Nombre de la fragilidad	Dispersión	Parámetro de demanda
B1041.001a	ACI 318 SMF, Col & Viga, Viga a un solo lado	0.3	Deriva
B1041.001b	ACI 318 SMF, Col & Viga, Viga a ambos lados	0.3	Deriva

Numero de Fragilidad	Nombre de la fragilidad	Dispersión	Parámetro de demanda
B1044.071	Muros de corte, con espesor entre 20 y 40cm, altura < 4.5m	0.3	Deriva
B2022.001	Muro Cortina de vidrio Genérico de mediana altura Configuración: Monolítico, Laminación: Desconocido, relación de aspecto = 6:5	0.4	Deriva
C1011.001a	Muro de distribución de ladrillo de altura completa, fijo en la parte superior e inferior	0.45	Deriva
C3011.001a	Muro de distribución de ladrillo pintado o tapizado de altura con vano, fijo en la parte inferior	0.3	Deriva
C3032.001a	Techo flotante, SDC A,B,C, Área (A): A < 250, solo con soporte vertical	0.4	Aceleración
C3032.001a	Techo flotante, SDC A,B,C, Área (A): A < 250, solo con soporte vertical	0.4	Aceleración
D2021.011a	Tubería de tamaño pequeño para agua caliente y fría (con diámetro de 2.5" o menos), SDC A or B, Fragilidad de la tubería	0.3	Aceleración
D3041.011a	Ducto de metal galvanizado HVAC con un área transversal menor a 6 pies cuadrados, SDC A or B	0.4	Aceleración
D3041.031a	Difusores HVAC en techos suspendidos - sin cables de seguridad independientes, SDC A or B	0.4	Aceleración
D3041.041a	Caja de volumen de aire acondicionado variable(VAV) con bobina en línea, SDC A or B	0.2	Aceleración
D4011.021a	Tubería de agua para rociadores contra incendios - Tuberías y ramas horizontales - Acero de pared delgada - Sin arriostramiento, SDC A or B, PIPING FRAGILITY	0.1	Aceleración
D4011.031a	Caída de rociadores contra incendios Acero roscado estándar - Caída en tejas lisas sin refuerzo - Caída máxima de 6 pies de largo, SDC A or B	0.1	Aceleración
C2011.001a	Escalera de acero prefabricada con peldaños de acero y aterrizajes con juntas sísmicas que se adaptan a la deriva.	0.4	Aceleración
D5012.021a	Centro de control de bajo voltaje - Capacity: 100 to <350 Amp - Equipo no anclado que no está aislado de vibraciones - Solo fragilidad del equipo	0.4	Aceleración
D1014.011	Elevador de tracción	0.4	Aceleración

4.4.4.3 Cálculo del desempeño

Los resultados obtenidos del cálculo del desempeño con ayuda de la herramienta PACT, se presentan a continuación:

Figura 52.

Curva Costo de Reparación para modelo dual de 20 niveles

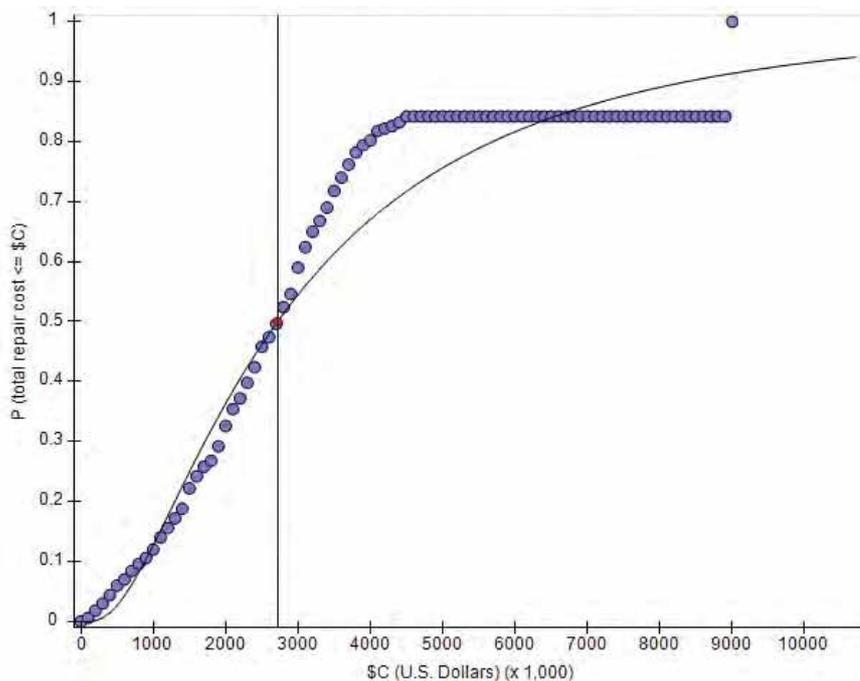


Figura 53.

Disgregado de grupos de desempeño en el costo de reparación para el modelo dual de 20 niveles.

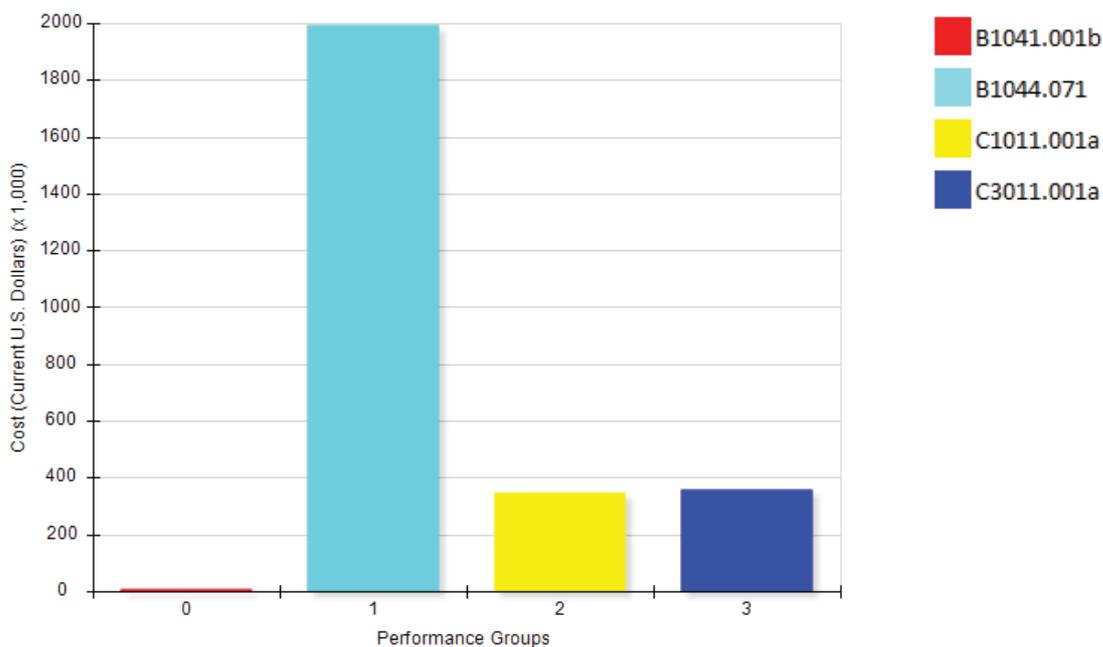


Figura 54.

Diagrama acumulado de los grupos de desempeño en el costo de reparación para modelo dual de 20 niveles.

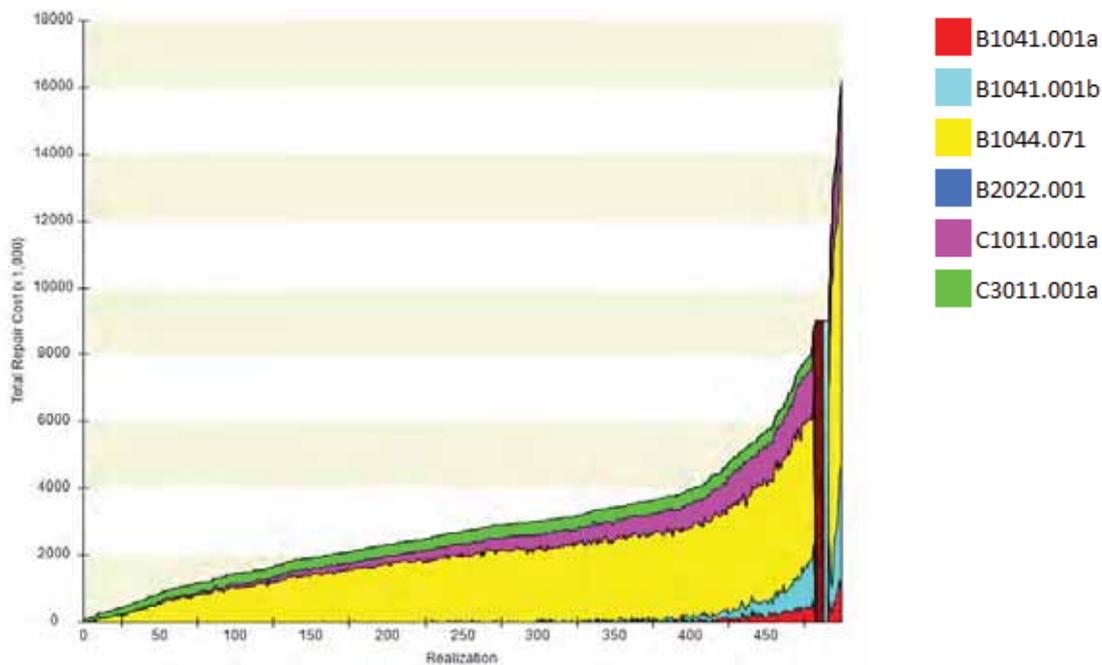


Figura 55.

Curva Tiempo de Reparación para modelo dual de 20 niveles.

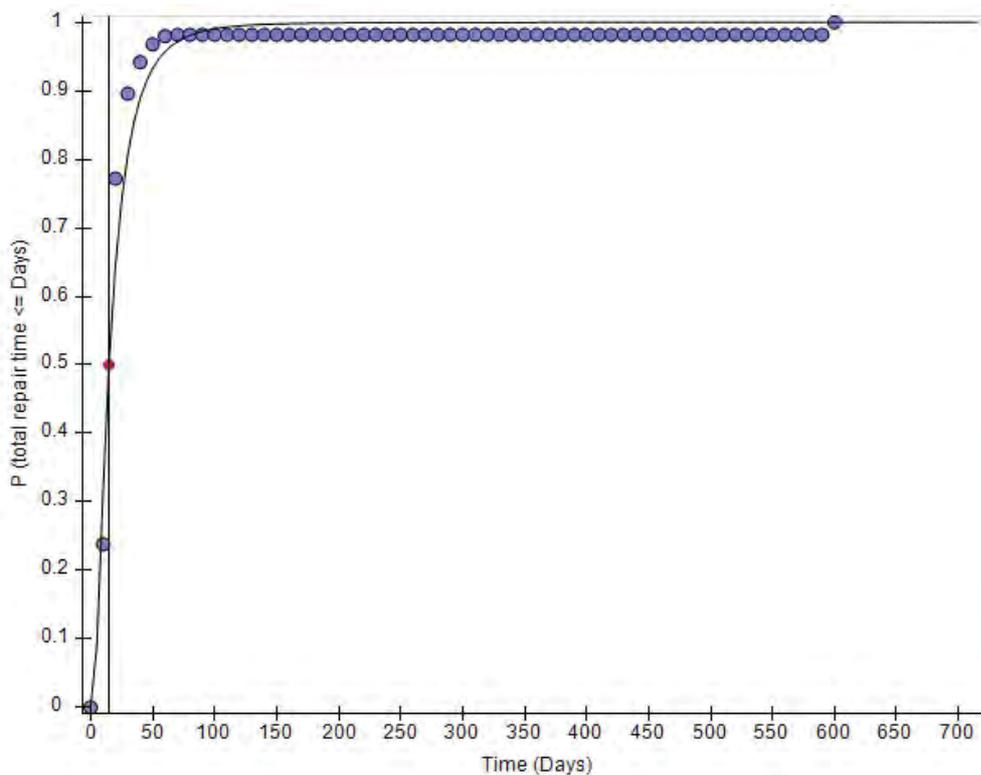


Figura 56.

Disgregado de grupos de desempeño en el tiempo de reparación en modelo dual de 20 niveles.

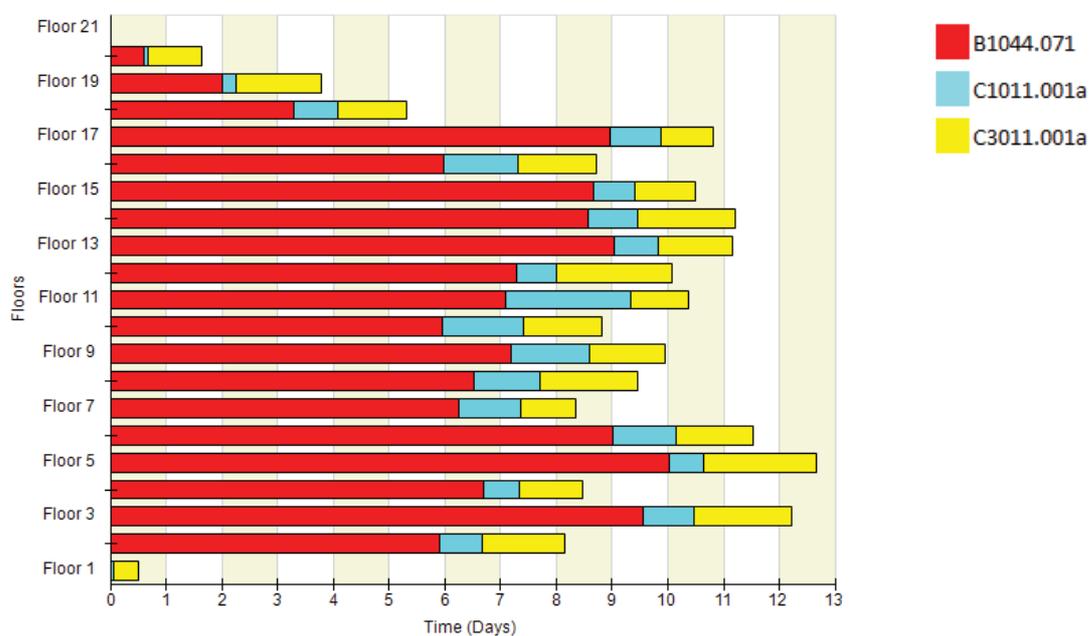
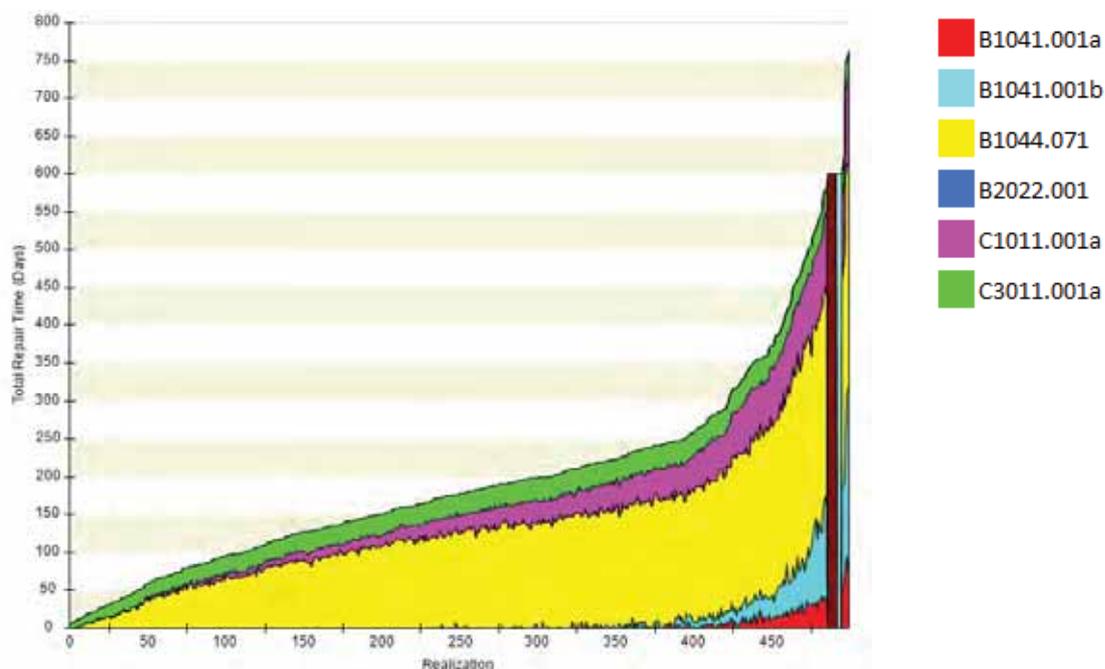


Figura 57.

Diagrama acumulado de los grupos de desempeño en el tiempo de reparación, para el modelo dual de 20 niveles.



CAPITULO V:

DESEMPEÑO SISMICO DE EDIFICIOS DIAGRID (FEMA P-58)

En el presente capítulo se efectuará la aplicación de la metodología FEMA P-58 a modelos estructurales con sistema diagrid, para ello se consideraron tres modelos de 10, 15 y 20 niveles con la misma ubicación geográfica, tipo de suelo, factor de uso, dimensiones en planta, elevación y área techada, y las mismas solicitaciones de carga.

5.1 Caracterización de las edificaciones

5.1.1 Parámetros para la peligrosidad sísmica

Factor de zona (Z): Las edificaciones se ubicarán en la ciudad del Cusco la cual está ubicada según el Anexo 01 de la Norma E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones en la zona sísmica Z2, y tiene un $Z=0.25$.

Factor de suelo (S): La ubicación de estudio fue realizado en la Avenida Infancia, distrito de Wanchaq, el cual tiene un suelo intermedio (S2) de acuerdo con el Estudio de Mecánica de Suelos adjunto en el Anexo 02 y el plano P-09 del Estudio del Mapa de Peligros de la ciudad del Cusco (Fernandez Baca et. Al., 2004), por lo que le corresponde un factor $S=1.2$.

Factor de uso o importancia (U): Las edificaciones a estudiar serán multifamiliares por lo cual se consideran edificaciones comunes (categoría C) y de acuerdo con la norma E.030 tiene un factor de uso $U=1.0$.

Factor de reducción sísmica (R): Las edificaciones en estudio de este capítulo cuentan con un sistema de estructuración diagrid, el cual de acuerdo con la investigación realizada por Baker et. al.(2013) este sistema cuenta con coeficiente básico de reducción $R_o=3.54$, contando con una regularidad en planta y altura $l_p=1$, $l_a=1$, el factor de reducción sísmica para los modelos es de $R=3.54$.

5.1.2 Características arquitectónicas y de los materiales

Concreto Armado:

Superestructura Resistencia $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ a los 28 días. Peso específico 2.4 Tn/m^3 . Este material se usará en losas de entrepiso.

Modulo elástico del concreto

$$E_c = 15000\sqrt{f'_c}$$

$$E_{c_{210}} = 15000\sqrt{210} = 217370.65 \text{ Kg/cm}^2$$

Acero estructural

Resistencia de fluencia 3515 Kg/cm^2 (ASTM-A572 Gr50)

Modulo elástico $E_a = 2002000 \text{ Kg/cm}^2$

Características arquitectónicas

Área 900 m^2 , 30m de largo por 30m ancho

Perímetro 120m

Altura de entrepiso 3.0m

En la Figura 58 se muestra los esquemas en planta y elevación para los modelos con sistema dual, en ella se detalla los elementos estructurales y su distribución.

Figura 58.

Distribución de la planta típica del modelo con sistema diagrid

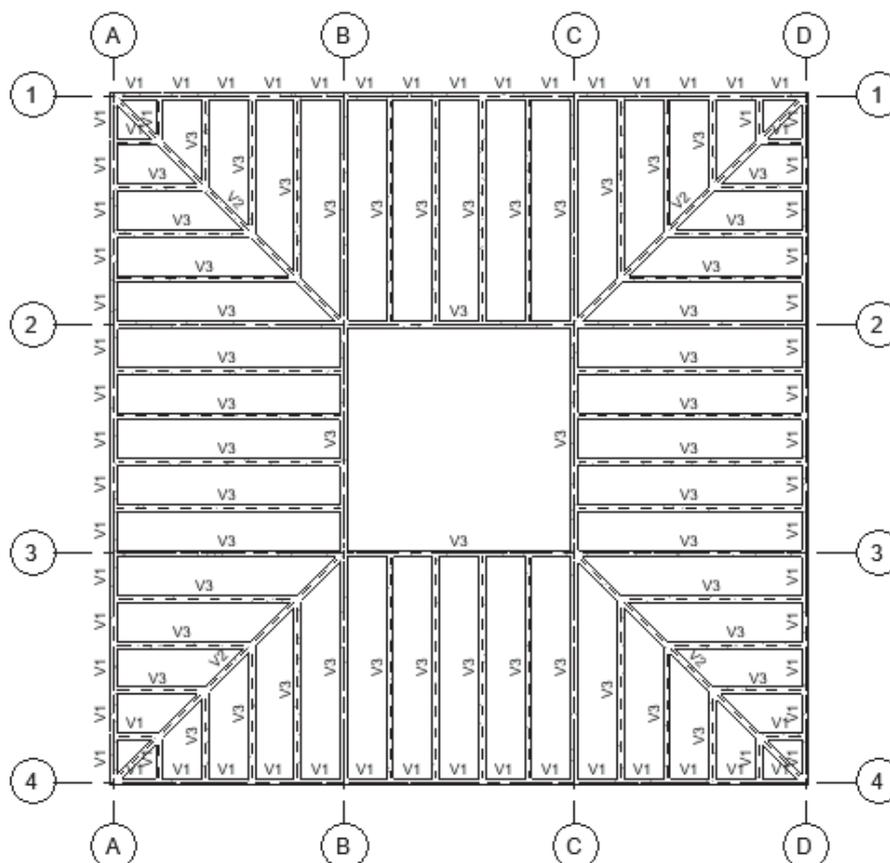
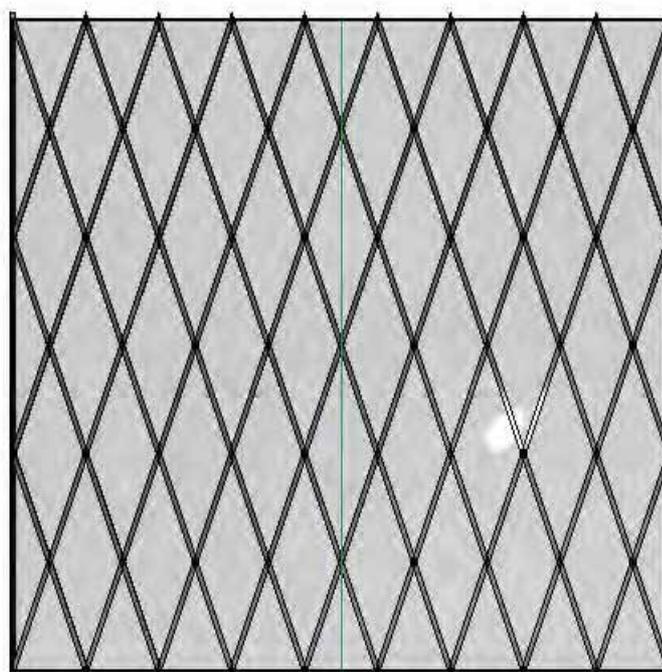


Figura 59.

Vista en elevación del modelo con sistema diagrid



5.1.3 Modelos de población

Con la finalidad de poder estimar el número de fatalidades, damnificados y personas que sufrirán accidentes o lesiones durante un evento sísmico, se debe definir un modelo poblacional con la distribución de los ocupantes del modelo durante distintas horas del día, entre días laborables y fines de semana, la Figura 60 y Figura 61, muestran dichos modelos de población.

Figura 60.

Modelo de población días de la semana laborables

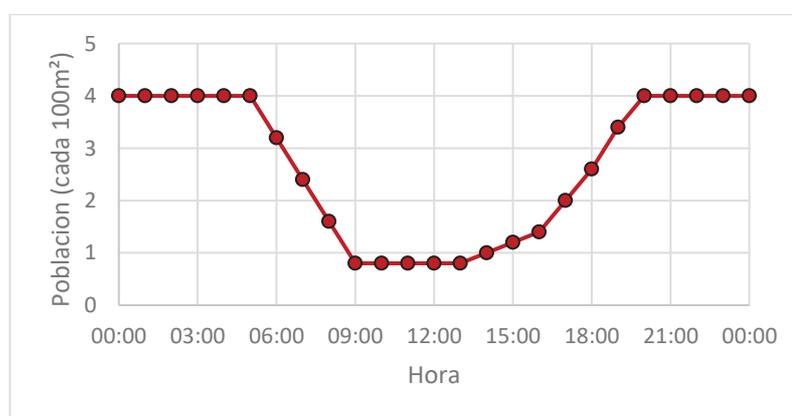
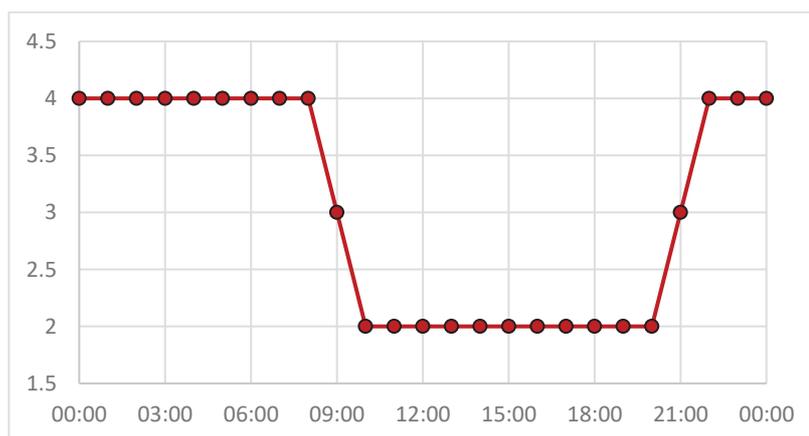


Figura 61.

Modelo de población fines de semana



5.1.4 Especificaciones de fragilidad y desempeño

5.1.4.1 Componentes estructurales.

De acuerdo con el Reporte NISTIR 6389, el cual codifico distintos elementos estructurales y no estructurales dentro del UNIFORMAT II Elemental Classification for

Building Specification, Cost Estimation and Cost Analysis, se procedió a introducir primero los elementos estructurales de los modelos.

En el caso de los modelos con sistema diagrid donde se usó elementos de acero, estos son clasificados de acuerdo con el peso que tienen (lb/ft), por lo cual, dependiendo del piso en análisis, se escogerá el número de clasificación a usar.

Tabla 57.

Grupos de desempeño de elementos estructurales para modelos con sistema diagrid.

Numero de Clasificación de la Fragilidad	Dirección de Ingreso	Número de Elementos por Piso
B1031.011b	1	4
B1031.011b	2	4
B1031.011c	1	4
B1031.011c	2	4
B1033.111c	1	12
B1033.111c	2	12

B1031.011b: Columna de acero, 150 lb/pie<W<300 lb/pie
 B1031.011c: Columna de acero, W>300 lb/pie
 B1033.111c: Elemento diagonal simple con sección HSS, con criterio de diseño balanceado, W>300 Lb/pie

5.1.4.2 Componentes no estructurales.

En estos modelos que aún no han sido construidos, se ha procedido a usar la herramienta "Normative Quantity Estimation", que contiene una base de datos de los elementos no estructurales más probables que tiene una edificación y/o estructura de acuerdo al tipo de ocupación y uso que se le dé; esta herramienta es muy útil al momento de proyectar, que permite tener la base más probable de elementos que contiene un modelo sin llegar a ser específico en cada edificación y es muy variable de acuerdo a la persona que habita el modelo.

En la Tabla 58, se muestra los grupos de desempeño de los elementos no estructurales por piso.

Tabla 58.*Grupos de desempeño de elementos no estructurales para todos los niveles.*

Numero de Fragilidad	Nombre de la fragilidad	Cantidad asumida por componente	Cantidad	
			Direccional	No Direccional
B2022.001	Muro Cortina de vidrio Genérico de mediana altura Configuración: Monolítico, Laminación: Desconocido, relación de aspecto = 6:5	30 SF	48.44	--
C1011.001a	Muro de distribución de ladrillo de altura completa, fijo en la parte superior e inferior	100 LF	11.63	--
C3011.001a	Muro de distribución de ladrillo pintado o tapizado de altura completa, fijo en la parte superior e inferior	100 LF	3.70	--
C3032.001a	Techo flotante, SDC A, B, C, Área (A): A < 250, solo con soporte vertical	250 SF	--	36.81
C3032.001a	Techo flotante, SDC A, B, C, Área (A): A < 250, solo con soporte vertical	250 SF	--	1.94
D2021.011a	Tubería de tamaño pequeño para agua caliente y fría (con diámetro de 2.5" o menos), SDC A o B, Fragilidad de la tubería	1000 LF	--	1.03
D3041.011a	Ducto de metal galvanizado HVAC con un área transversal menor a 6 pies cuadrados, SDC A o B	1000 LF	--	0.48
D3041.031a	Difusores HVAC en techos suspendidos - sin cables de seguridad independientes, SDC A o B	10 EA	--	7.75
D3041.041a	Caja de volumen de aire acondicionado variable (VAV) con bobina en línea, SDC A o B	10 EA	--	3.88
D4011.021a	Tubería de agua para rociadores contra incendios - Tuberías y ramas horizontales - Acero de pared delgada - Sin arriostamiento, SDC A o B, PIPING FRAGILITY	1000 LF	--	2.13
D4011.031a	Caída de rociadores contra incendios Acero roscado estándar - Caída en tejas lisas sin refuerzo - Caída máxima de 6 pies de largo, SDC A o B	100 EA	--	1.16

Para los elementos no estructurales presentes en cada nivel se presenta la

Tabla 59.

Tabla 59.

Grupos de desempeño de elementos no estructurales unitarios por nivel en modelos diagrid.

Numero de Fragilidad	Nombre de la fragilidad	Cantidad asumida por componente	Cantidad	
			Direccional	No Direccional
C2011.001a	Escalera de acero prefabricada con peldaños de acero y aterrizajes con juntas sísmicas que se adaptan a la deriva.	1 EA	1.16	--
D5012.021a	Centro de control de bajo voltaje - Capacidad: 100 to <350 Amp - Equipo no anclado que no está aislado de vibraciones - Solo fragilidad del equipo	225 AP	--	0.03

Y por último, los elementos que se considera en todo el modelo, se presentan en la Tabla 60.

Tabla 60.

Grupos de desempeño de elementos no estructurales por modelo.

Numero de Fragilidad	Nombre de la fragilidad	Cantidad asumida or componente	Cantidad	
			Direccional	No Direccional
D1014.011	Elevador de tracción	1 EA	--	2.96

5.2 Edificio de 10 niveles (H=30m).

5.2.1 Identificación del peligro sísmico

Usando los parámetros definidos en la sección 5.1.1 se obtuvo el espectro de pseudo aceleración definido en la norma peruana E.030.

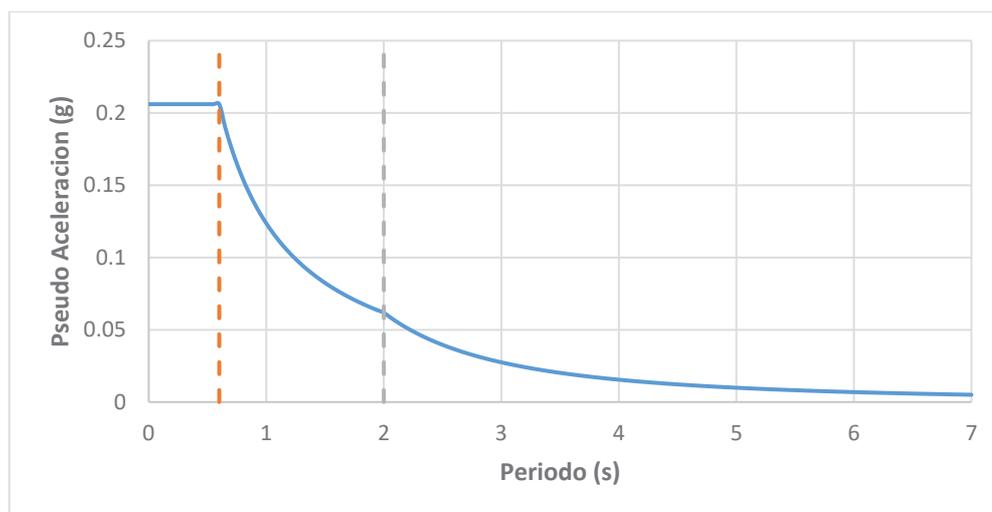
Tabla 61.

Parámetros para definir el espectro de respuesta sistema diagrid

Parámetros			
Z	0.25	Zona	2
U	1.00	Categoría	C
S	1.20	Suelo	S2: Intermedio
R	3.64		
Tp	0.60		
Tl	2.00		

Figura 62.

Espectro de pseudo aceleración para modelos diagrid



5.2.2 Análisis sísmico del modelo

Según la Metodología FEMA P-58, se debe analizar la respuesta de la estructura ante fuerzas sísmicas, para lo cual se tomaron las siguientes consideraciones para el modelamiento y análisis.

Las secciones propuestas para el modelo con sistema diagrid de 10 niveles se presentan en la Tabla 62:

Tabla 62.

Secciones para modelo diagrid de 10 niveles.

SECCIONES DE DISEÑO PARA MODELO DE 10 NIVELES							
TIPO	P. INICIAL	P. FINAL	DIAGRID	COLUMNA	VIGA	VIGA 2	VIGA 3
DIAGRID	1	5	400x400x37	350x350x25	W14x43	W14x74	W14x43
	6	10	400x400x25	350x350x25	W14x43	W14x74	W14x43

Además, para las vigas secundarias se usó una sección W14x43, y para la Losa colaborante una placa de 60mm cuyas características se muestran en la Figura 63.

Figura 63.

Parámetros de la sección de Losa colaborante

General Data	
Property Name	LColab
Type	Filled
Slab Material	f _c 210
Deck Material	A992Fy50
Modeling Type	Membrane
Modifiers (Currently Default)	Modify/Show...
Display Color	Change...
Property Notes	Modify/Show...

Property Data	
Slab Depth, tc	120 mm
Rib Depth, hr	60 mm
Rib Width Top, wrt	110 mm
Rib Width Bottom, wrb	60 mm
Rib Spacing, sr	210 mm
Deck Shear Thickness	0.8 mm
Deck Unit Weight	9.12 kgf/m ²
Shear Stud Diameter	19 mm
Shear Stud Height, hs	100 mm
Shear Stud Tensile Strength, Fu	40.79 kgf/mm ²

Las cargas aplicadas a las losas de entrepiso de acuerdo con el tipo de carga serán las mismas que se detallan en la Tabla 13, descrita en el ítem 3.6.1.

5.2.2.1 Periodo natural de la estructura

Para definir el Peso Sísmico se usó las mismas participaciones de carga que en el caso de las estructuras duales, así como el método de control del análisis modal, los resultados de los primeros 10 modos de este análisis se presentan en la Tabla 63.

Tabla 63.

Primeros periodos modales y participación de masa del modelo diagrid de 10 niveles

Modo	Periodo sec	% Part. Masa		Σ % Part. Masa		% Part. Masa		Σ % Part. Masa		Σ % Part. Masa	
		Ux	Uy	Ux	Uy	Rx	Ry	Rz	Rx	Ry	Rz
1	0.540	41.42%	41.46%	41.42%	41.46%	8.90%	8.89%	0.00%	8.90%	8.89%	0.00%
2	0.537	41.49%	41.45%	82.91%	82.91%	8.87%	8.87%	0.00%	17.77%	17.77%	0.00%
3	0.329	0.00%	0.00%	82.91%	82.91%	0.00%	0.00%	85.78%	17.77%	17.77%	85.78%
4	0.192	6.08%	6.17%	88.99%	89.08%	34.08%	33.62%	0.00%	51.85%	51.39%	85.78%
5	0.191	6.18%	6.10%	95.17%	95.17%	33.55%	34.02%	0.00%	85.40%	85.40%	85.78%
6	0.123	1.46%	1.76%	96.63%	96.93%	3.55%	2.95%	0.00%	88.95%	88.35%	85.78%
7	0.123	1.76%	1.46%	98.39%	98.39%	2.97%	3.57%	0.00%	91.92%	91.92%	85.78%
8	0.116	0.00%	0.00%	98.39%	98.39%	0.00%	0.00%	9.77%	91.92%	91.92%	95.55%
9	0.101	0.64%	0.86%	99.03%	99.25%	4.14%	3.08%	0.00%	96.06%	95.00%	95.55%
10	0.100	0.87%	0.65%	99.90%	99.90%	3.10%	4.16%	0.00%	99.16%	99.16%	95.55%

5.2.2.2 Cortante basal estático y dinámico

El cortante basal estático del modelo se obtuvo luego de realizar un análisis de fuerzas estáticas equivalentes, cuyos resultados son presentados en la Tabla 64.

Tabla 64.

Cortante estático del modelo diagrid de 10 niveles

Tipo de Carga	Análisis	Vx ton	Vy ton
Sismo X	Estático Lineal	-1627.02	0
Sismo Y	Estático Lineal	0	-1627.02

Luego se realizó un análisis dinámico modal espectral, en el cual se obtuvo los siguientes cortantes, presentados en la Tabla 65.

Tabla 65.

Cortantes dinámicos del modelo diagrid de 10 niveles.

Tipo de Carga	Análisis	Vx ton	Vy ton
SDX	Din.Espectral	1404.99	0.00

SDY	Din.Espectral	0.00	1404.99
-----	---------------	------	---------

De acuerdo con el artículo 4.6.4 de la Norma E.030, para cada una de las direcciones de análisis de una estructura, la fuerza cortante en la base no puede ser menor del 80% de la cortante calculado en el análisis estático por fuerzas equivalentes.

Tabla 66.

Factor de esc. de cortantes basales para modelo diagrid de 10 niveles

Tipo de Carga	Vx ton	Vy ton
V estático	1627.02	1627.02
V dinámico	1404.99	1404.99
%	86.4%	86.4%
Fesc	1.00	1.00

Por tanto, los cortantes no deben escalarse.

5.2.2.3 Desplazamiento y derivas de piso

Luego de realizar el análisis modal espectral se obtuvieron los desplazamientos encontrados en los centros de masa de los diafragmas rígidos de cada nivel, los cuales son presentados en la Tabla 67 y Tabla 68 para las direcciones X e Y, con su amplificación de acuerdo con el artículo 31 de la Norma E.030.

Tabla 67.

Desplazamientos en dir. X del modelo diagrid de 10 niveles

Piso	Carga	U _{Elast. X} mm	U _{real X} mm
Piso 10	SDX	19.85	54.20
Piso 9	SDX	19.52	53.30
Piso 8	SDX	18.39	50.19
Piso 7	SDX	16.80	45.86
Piso 6	SDX	15.18	41.43
Piso 5	SDX	12.72	34.72
Piso 4	SDX	10.31	28.15
Piso 3	SDX	7.82	21.35

Piso 2	SDX	5.06	13.81
Piso 1	SDX	2.96	8.07

Tabla 68.

Desplazamientos en dir. Y del modelo diagrid de 10 niveles.

Piso	Carga	U _{Elast.} Y mm	U _{real} Y mm
Piso 10	SDY	19.85	54.19
Piso 9	SDY	19.52	53.30
Piso 8	SDY	18.38	50.19
Piso 7	SDY	16.80	45.86
Piso 6	SDY	15.18	41.43
Piso 5	SDY	12.72	34.72
Piso 4	SDY	10.31	28.15
Piso 3	SDY	7.82	21.35
Piso 2	SDY	5.06	13.81
Piso 1	SDY	2.96	8.07

En la Tabla 69 se presenta las derivas elásticas e inelásticas del modelo los cuales comparando con el criterio de la Norma E.030 en su artículo 32, es menor al valor límite para acero (0.010), y al ser una estructura simétrica en ambos sentidos, los valores de dirección X se repiten en la dirección Y.

Tabla 69.

Distorsiones de entrepiso de modelo diagrid de 10 niveles.

Piso	Deriva Elástica	Deriva inelástica
Piso 10	0.00034	0.0009
Piso 9	0.00041	0.0011
Piso 8	0.00057	0.0016
Piso 7	0.00058	0.0016
Piso 6	0.00087	0.0024
Piso 5	0.00093	0.0025
Piso 4	0.00088	0.0024
Piso 3	0.00097	0.0026
Piso 2	0.00074	0.0020
Piso 1	0.00105	0.0029

En la Tabla 70 se resumen los parámetros de demanda ingenieril (EDP en inglés) para todos los pisos, y en las Figura 64, Figura 65 y Figura 66 se grafican los mismos.

Tabla 70.

Parámetros de demanda ingenieril para modelo dual de 10 niveles

Piso	U _{real} X mm	U _{real} Y mm	Deriva en X	Deriva en Y	Acel. X m/s ²	Acel. Y cm/s ²
Piso 10	54.19	54.19	0.0009	0.0009	2.877	2.877
Piso 9	53.30	53.30	0.0011	0.0011	2.802	2.802
Piso 8	50.19	50.19	0.0016	0.0016	2.551	2.551
Piso 7	45.86	45.86	0.0016	0.0016	2.331	2.331
Piso 6	41.43	41.43	0.0024	0.0024	2.182	2.182
Piso 5	34.72	34.72	0.0025	0.0025	1.880	1.880
Piso 4	28.15	28.15	0.0024	0.0024	1.783	1.783
Piso 3	21.35	21.35	0.0026	0.0026	1.497	1.497
Piso 2	13.81	13.81	0.0020	0.0020	1.229	1.229
Piso 1	8.07	8.07	0.0029	0.0029	1.060	1.060

Figura 64.

Desplazamientos máximos por piso en modelo diagrid de 10 niveles

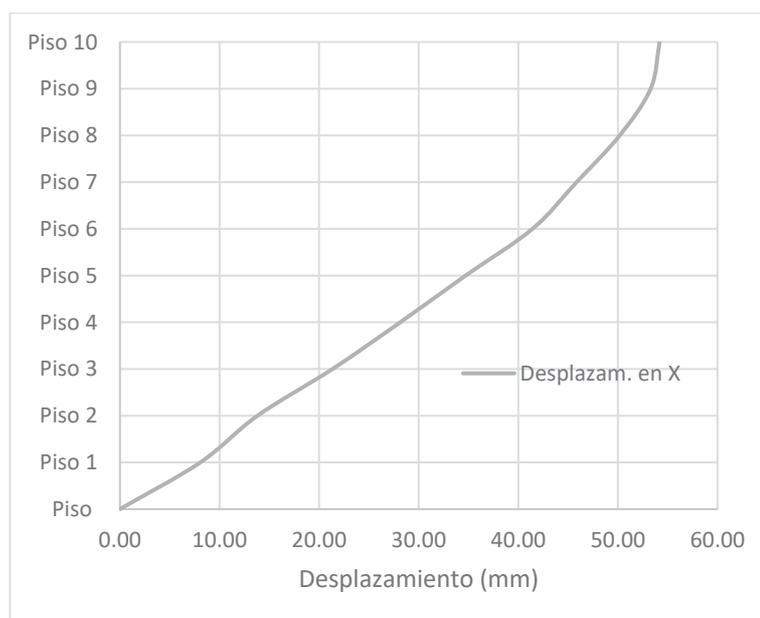


Figura 65.

Distorsión máxima en entrepisos en modelo diagrid de 10 niveles

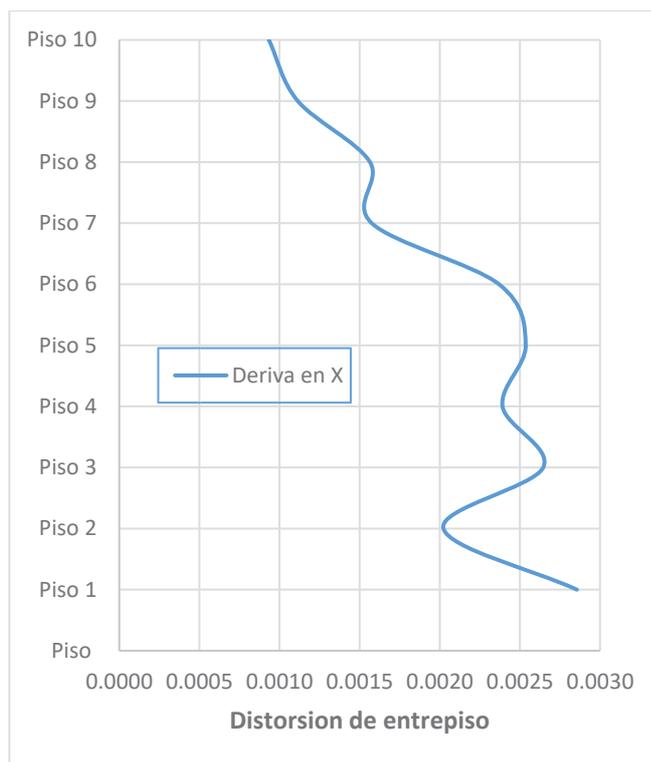
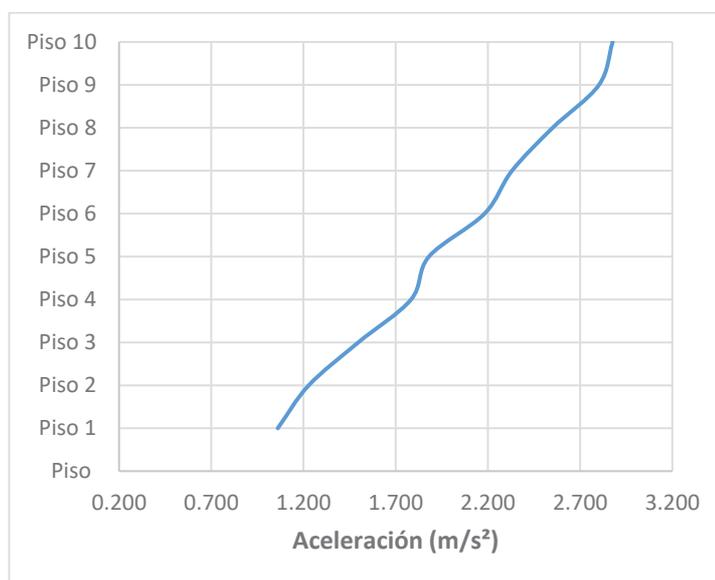


Figura 66.

Aceleración de entrepiso para modelo diagrid de 10 niveles



5.2.2.4 Evaluación de derivas residuales.

Para la estimación de la deriva residual media se usará la ecuación 17, que fue obtenida del Reporte FEMA P-58

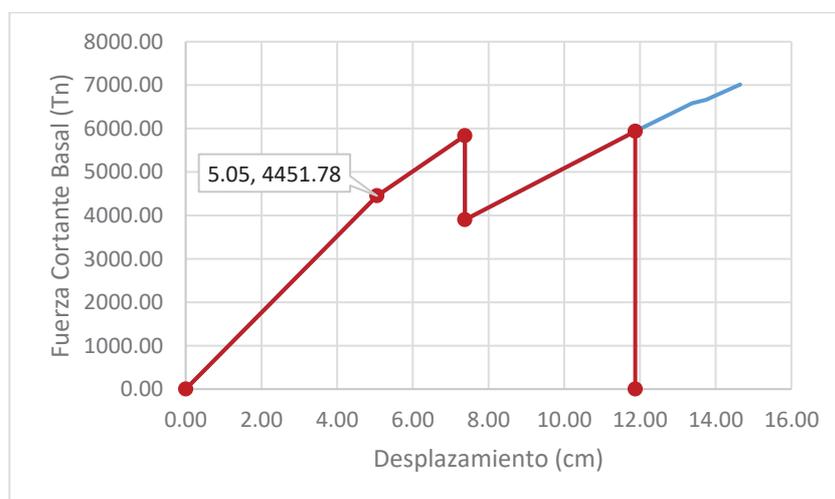
$$\begin{cases} \Delta_r = 0 & \text{para } \Delta \leq \Delta_y \\ \Delta_r = 0.3(\Delta - \Delta_y) & \text{para } \Delta_y < \Delta < 4\Delta_y \\ \Delta_r = (\Delta - 3\Delta_y) & \text{para } \Delta \geq 4\Delta_y \end{cases} \quad (16)$$

En la cual, Δ_y es la deriva de piso en fluencia, Δ_r , es la deriva residual y Δ es la deriva de entrepiso inelástica.

Para obtener la deriva de piso en fluencia Δ_y se realizó un análisis estático no lineal PUSHOVER utilizando el software ETABS, mediante el cual obtuvimos la curva de capacidad de la estructura.

Figura 67.

Resultado del análisis PUSHOVER del modelo diagrid de 10 niveles



Con los valores de deriva en fluencia de la Figura 67, se logró obtener los valores de deriva residual, mostrados en la Tabla 71.

Tabla 71.

Deriva residual del modelo diagrid de 10 niveles

SISTEMA	H (m)	U _{fluencia} (cm)	Δ_y	Δ_{max}	Δ_r
DIAGRID	30	5.05	0.0017	0.0029	0.0004

5.2.3 Fragilidad al colapso

5.2.3.1 Curvas de fragilidad.

Se construyeron las curvas de fragilidad basadas en el juicio ingenieril, se usó el procedimiento presentado por Toledo (2017) cuyos pasos son listados en la sección 2.5.1

1. Tomando la cortante ($V=1404.99$ Tn), peso de la estructura ($W=6900$ Tn), obtenidos en los pasos anteriores
2. Tomando un coeficiente de reducción sísmica $R=3.54$, utilizando la ecuación 5:

$$S_{aD} = \frac{V}{W} R$$

Se obtiene un "valor efectivo de la aceleración espectral en el periodo fundamental", $S_{aD} = 0.741$.

3. La "capacidad de colapso mediana inferida", $\hat{S}_a(T)$, para $T=0.540s$, usando las ecuaciones aplicables entre la ecuación (6).

$$\hat{S}_a(T) = 4S_{aD}, \text{ para } T \geq 0.6s$$

$$\hat{S}_a(T) = 2.688$$

4. La "capacidad de colapso mediana en el periodo fundamental, a aquel en el periodo promedio", $\hat{S}_a(\bar{T})$, se obtiene usando la ecuación 10:

$$\hat{S}_a(\bar{T}) = \frac{T}{\bar{T}} \hat{S}_a(T), \text{ para } T \geq 0.6 s$$

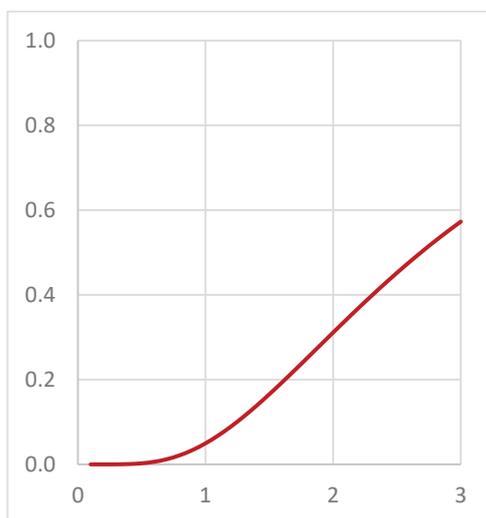
$$\hat{S}_a(\bar{T}) = 2.688$$

Tomando la dispersión β , que para estructuras regulares es de 0.6 de acuerdo

con el FEMA P-58; se ha desarrollado la curva de fragilidad, mostradas en la Figura 68.

Figura 68.

Curva de fragilidad para el modelo diagrid de 10 niveles.



5.2.3.2 Evaluación de modos de colapso

Adicionalmente el Reporte FEMA P-58, requiere se describan:

- los modos potenciales de colapso con su probabilidad de ocurrencia,
- la probabilidad de colapso de las áreas adyacentes,
- La probabilidad de los ocupantes de sufrir muertes o accidentes graves.

Para el modelo en estudio se ha elaborado una tabla, en la cual se describen los modos de colapso y las relaciones de colapso de áreas de piso.

Tabla 72.

Modos de colapso en modelos de 10 niveles.

	Modo 1	Modo 2	Modo 3	Modo 4	Modo 5	Modo 6	Modo 7	Modo 8	Modo 9	Modo 10
Probabilidad del Modo	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
Probabilidad fatalidades	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
COV de T. fatalidades	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
Probabilidad Les. Graves	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1

COV de la T. de lesiones	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
Piso 10	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Piso 9	1	0	0	0	0	0	0	0	0	1
Piso 8	1	0	0	0	0	0	0	0	1	0
Piso 7	1	0	0	0	0	0	0	1	0	0
Piso 6	1	0	0	0	0	0	1	0	0	0
Piso 5	1	0	0	0	0	1	0	0	0	0
Piso 4	1	0	0	0	1	0	0	0	0	0
Piso 3	1	0	0	1	0	0	0	0	0	0
Piso 2	1	0	1	0	0	0	0	0	0	0
Piso 1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0

5.2.4 Evaluación del desempeño

5.2.4.1 Características de los modelos

A fin de evaluar el desempeño sísmico se hará uso del PACT, una herramienta informática que trae el FEMA P-58.

Primero se definió el número de pisos, el costo total de reemplazo, el tiempo de reemplazo, el costo de reemplazo del núcleo y cubierta, el número máximo de trabajadores por pie cuadrado, el umbral de pérdida, la emisión de carbono por reemplazo y la energía utilizada por reemplazo.

En la Tabla 73, se muestra dichos valores para cada modelo.

Tabla 73.

Información preliminar del modelo diagrid de 10 niveles.

	DG-30m
Número de pisos	10.00
Área por piso (m ²)	900.00
Altura de piso (m)	3.00
Costo de reemplazo (\$/m ²)	612.00
Costo de reemplazo (\$)	5,508,000
Costo de reemplazo estructura (\$/m ²)	3,304,800
Tiempo de reemplazo	600
Umbral perdida	0.40
Trabajadores por pie cuadrado	0.001
Emisiones de carbono por reemplazo	2,000,274

Energía empleada en reemplazo	27,680,116
F. altura (5°-10°)	1.08
F. altura para >11°	1.16
Factor de Ocupación	1.20
Factor Hazmat	1.00

Luego se procedió a usar el modelo de población definido en la sección 5.1.3 para días de la semana laborables y fines de semana.

5.2.4.2 Especificaciones de fragilidad y grupos de desempeño.

De acuerdo a los elementos definidos en la sección 5.1.4, en la Tabla 74, se presenta la lista de grupos empleados, con su correspondiente parámetro de demanda y dispersión.

Tabla 74.

Resumen de grupos de desempeño utilizados.

Numero de Fragilidad	Nombre de la fragilidad	Dispersión	Parámetro de demanda
B1031.011b	Columna de acero, 150 lb/pie < W < 300 lb/pie	0.25	Deriva
B1031.011c	Columna de acero, W > 300 lb/pie	0.25	Deriva
B1033.111c	Elemento diagonal simple con sección HSS, con criterio de diseño balanceado, W > 300 Lb/pie	0.25	Deriva
B2022.001	Muro Cortina de vidrio Genérico de mediana altura Configuración: Monolítico, Laminación: Desconocido, relación de aspecto = 6:5	0.4	Deriva
C1011.001a	Muro de distribución de ladrillo de altura completa, fijo en la parte superior e inferior	0.45	Deriva
C3011.001a	Muro de distribución de ladrillo pintado o tapizado de altura completa, fijo en la parte superior e inferior	0.3	Deriva
C3032.001a	Techo flotante, SDC A,B,C, Área (A): A < 250, solo con soporte vertical	0.4	Aceleración
C3032.001a	Techo flotante, SDC A,B,C, Área (A): A < 250, solo con soporte vertical	0.4	Aceleración
D2021.011a	Tubería de tamaño pequeño para agua caliente y fría (con diámetro de 2.5" o menos), SDC A or B, Fragilidad de la tubería	0.3	Aceleración
D3041.011a	Ducto de metal galvanizado HVAC con un área transversal menor a 6 pies cuadrados, SDC A or B	0.4	Aceleración
D3041.031a	Difusores HVAC en techos suspendidos - sin cables de seguridad independientes, SDC A or B	0.4	Aceleración
D3041.041a	Caja de volumen de aire acondicionado variable (VAV) con bobina en línea, SDC A or B	0.2	Aceleración

D4011.021a	Tubería de agua para rociadores contra incendios - Tuberías y ramas horizontales - Acero de pared delgada - Sin arriostramiento, SDC A or B, PIPING FRAGILITY	0.1	Aceleración
D4011.031a	Caída de rociadores contra incendios Acero roscado estándar - Caída en tejas lisas sin refuerzo - Caída máxima de 6 pies de largo, SDC A or B	0.1	Aceleracion
C2011.001a	Escalera de acero prefabricada con peldaños de acero y aterrizajes con juntas sísmicas que se adaptan a la deriva.	0.4	Aceleracion
D5012.021a	Centro de control de bajo voltaje - Capacity: 100 to <350 Amp - Equipo no anclado que no está aislado de vibraciones - Solo fragilidad del equipo	0.4	Aceleracion
D1014.011	Elevador de tracción	0.4	Aceleracion

5.2.4.3 Cálculo del desempeño

Los resultados obtenidos del cálculo del desempeño con ayuda de la herramienta PACT, se presentan a continuación:

Figura 69.

Curva Costo de Reparación para modelo diagrid de 10 niveles.

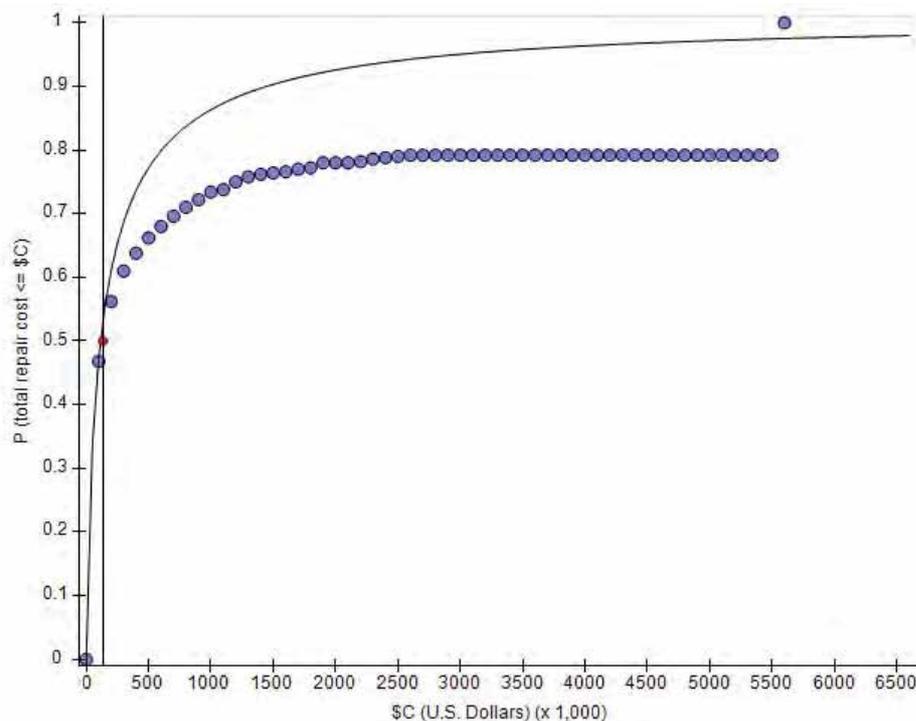


Figura 70.

Disgregado de grupos de desempeño en el costo de reparación para el modelo diagrid de 10 niveles.

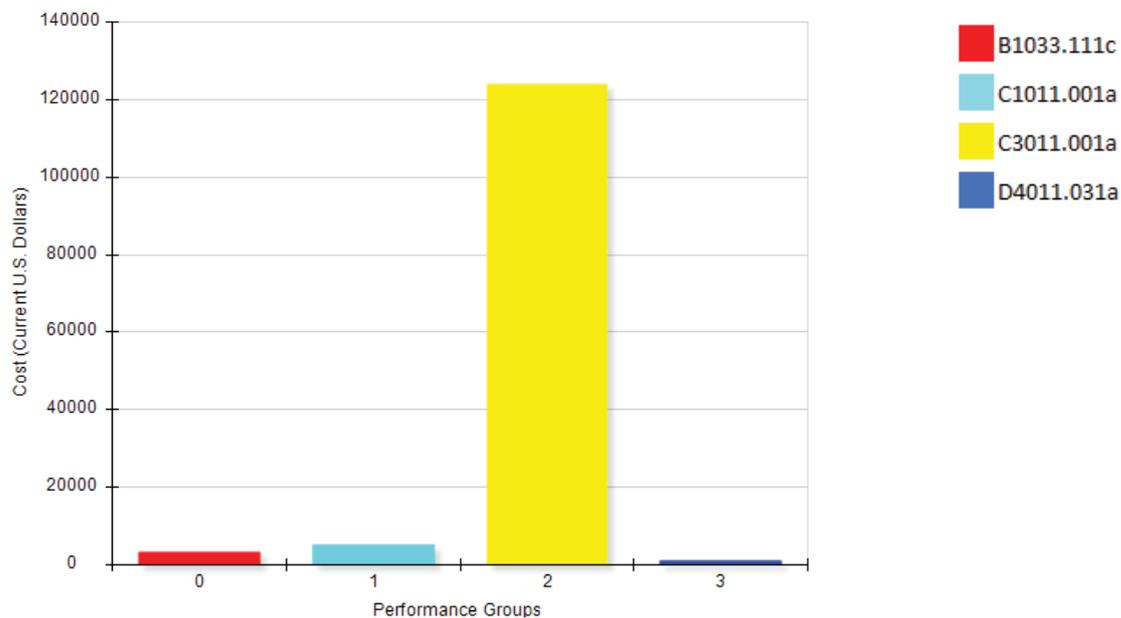


Figura 71.

Diagrama acumulado de los grupos de desempeño en el costo de reparación para modelo diagrid de 10 niveles.

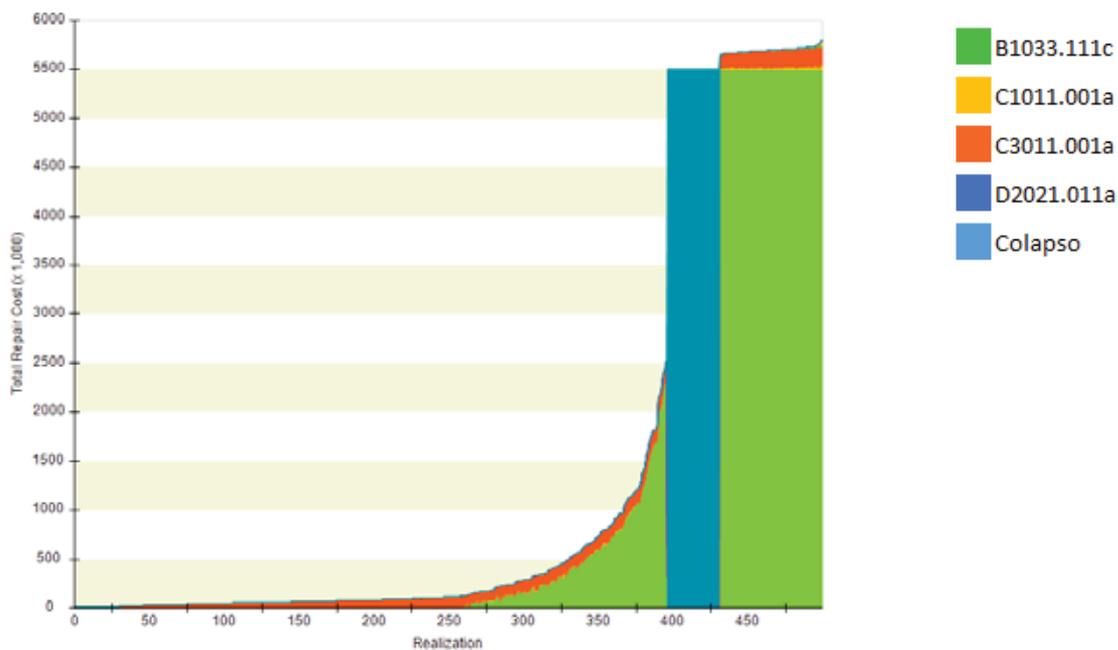


Figura 72.

Curva Tiempo de Reparación para modelo diagrid de 10 niveles.

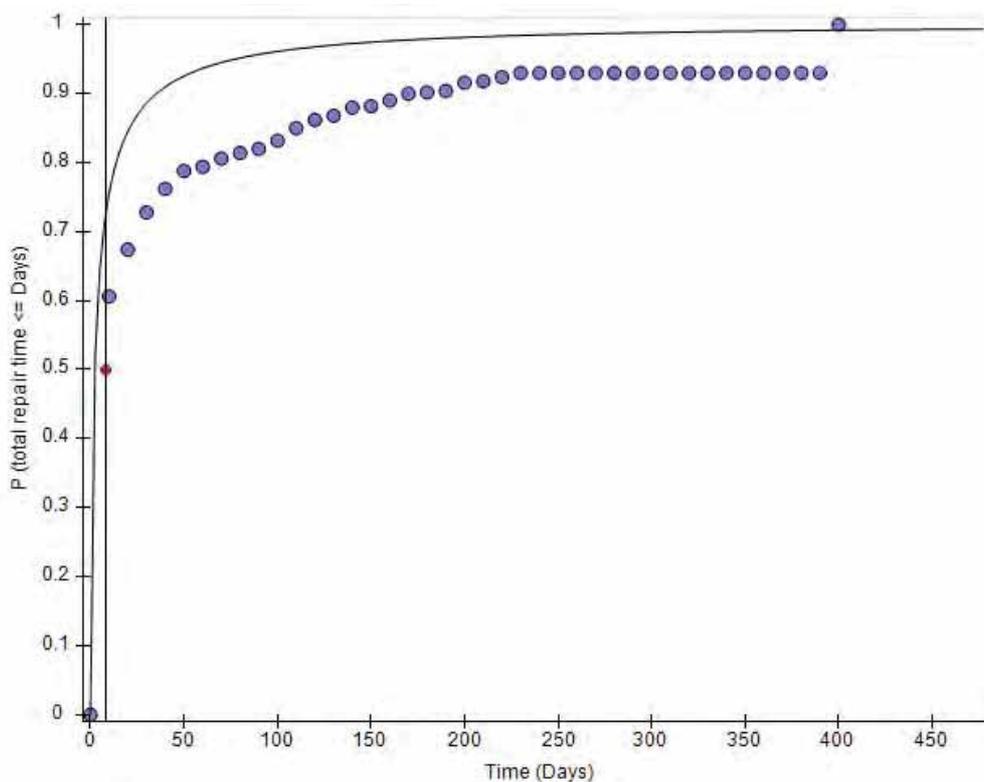


Figura 73.

Disgregado de grupos de desempeño en el tiempo de reparación en modelo diagrid de 10 niveles.

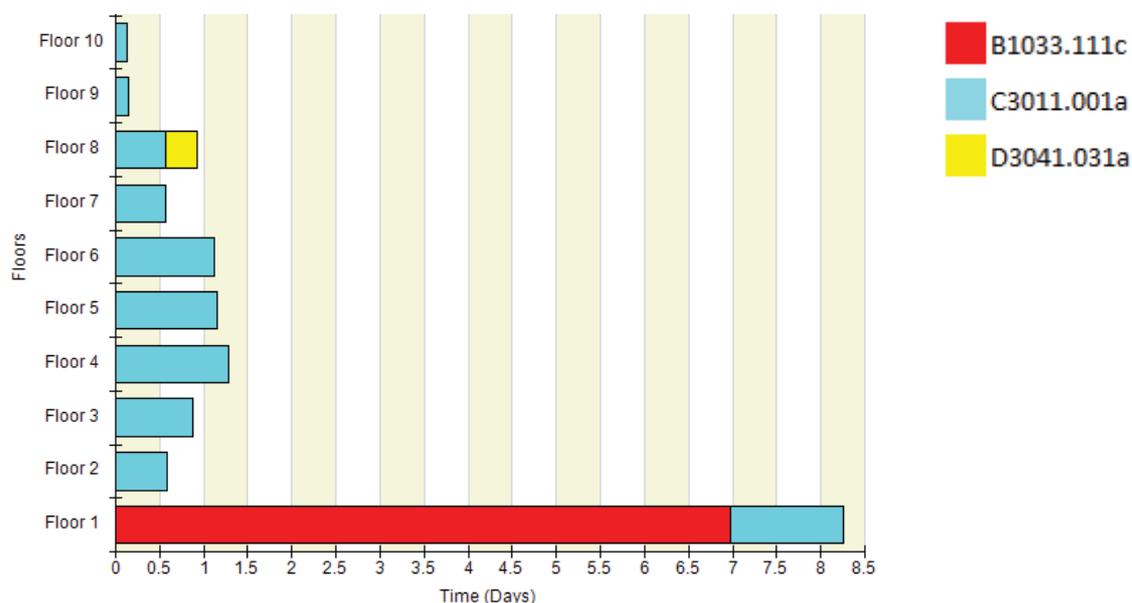
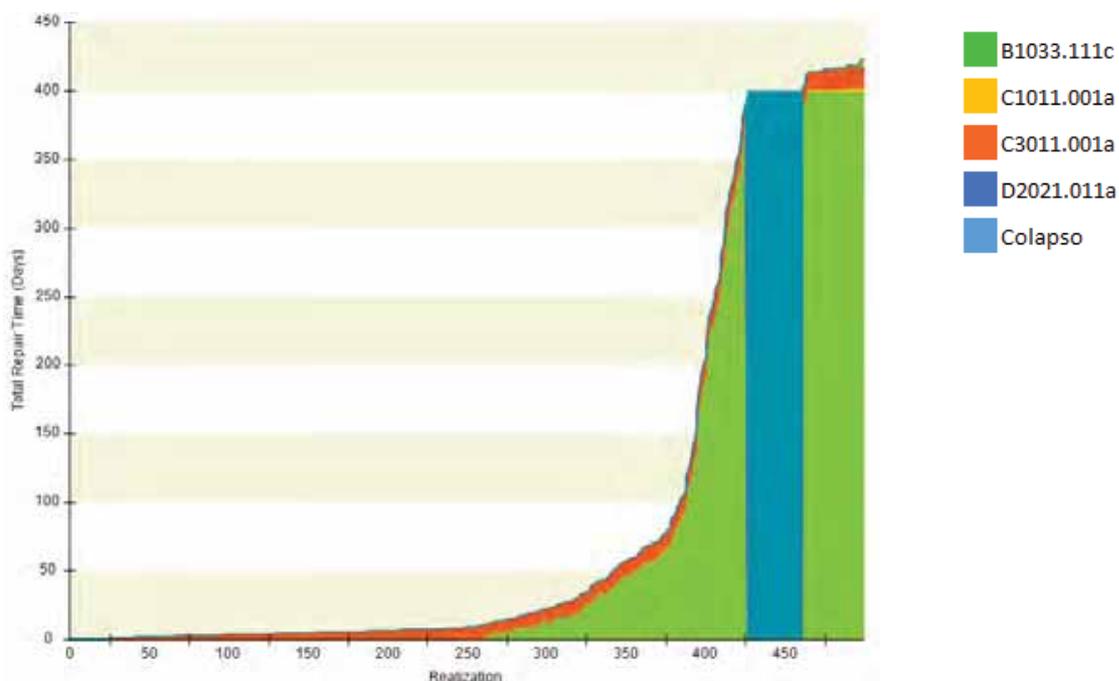


Figura 74.

Diagrama acumulado de los grupos de desempeño en el tiempo de reparación, para el modelo diagrid de 10 niveles.



5.3 Edificio de 15 niveles (H=45m).

5.3.1 Identificación del peligro sísmico

Usando los parámetros definidos en la sección 5.1.1 se obtuvo el espectro de pseudo aceleración definido en la norma peruana E.030.

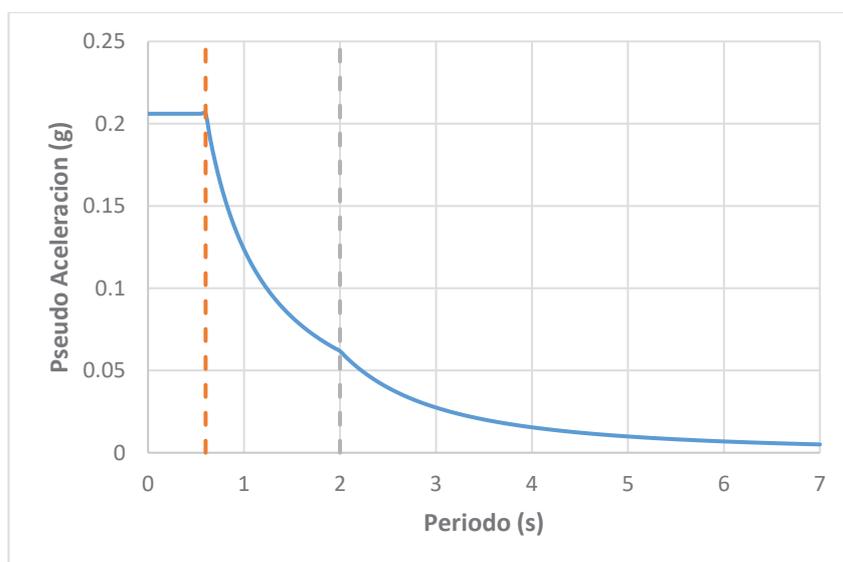
Tabla 75.

Parámetros para definir el espectro de respuesta sistema diagrid

Parámetros			
Z	0.25	Zona	2
U	1.00	Categoría	C
S	1.20	Suelo	S2: Intermedio
R	3.64		
Tp	0.60		
Tl	2.00		

Figura 75.

Espectro de pseudo aceleración para modelos diagrid



5.3.2 Análisis sísmico del modelo

Según la Metodología FEMA P-58, se debe analizar la respuesta de la estructura ante fuerzas sísmicas, para lo cual se tomaron las mismas consideraciones del modelo diagrid de 10 niveles.

Las secciones propuestas para el modelo con sistema diagrid de 15 niveles se presentan en la Tabla 76:

Tabla 76.*Secciones para modelo diagrid de 15 niveles.*

SECCIONES DE DISEÑO PARA MODELO DE 15 NIVELES								
TIPO	P. INICIAL	P. FINAL	DIAGRID	COLUMNA	VIGA 1	VIGA 2	VIGA 3	VIGA SECONDA
DIAGRID	1	5	450x450x37	400x400x31	W14x43	W14x211	W14x43	W14x43
	6	10	400x400x37	350x350x25	W14x43	W14x211	W14x43	W14x43
	10	15	400x400x25	350x350x25	W14x43	W14x211	W14x43	W14x43

Como en el modelo de 10 niveles, aquí también se utilizará la losa colaborante de la Figura 63.

Las cargas aplicadas a las losas de entrepiso serán las mismas que se detallan en la Tabla 13, siguiendo el mismo procedimiento que se aplicó en el modelo de 30m de altura, se presentaran los resultados obtenidos para el modelo de 15 niveles.

5.3.2.1 Periodo natural de la estructura

Los primeros 15 periodos del modelo se presentan en la Tabla 77.

Tabla 77.*Primeros periodos modales del modelo diagrid de 15 niveles*

Modo	Periodo sec	% Part. Masa	% Part. Masa	Σ % Part. Masa	Σ % Part. Masa	% Part. Masa	% Part. Masa	% Part. Masa	Σ % Part. Masa	Σ % Part. Masa	Σ % Part. Masa
		Ux	Uy	Ux	Uy	Rx	Ry	Rz	Rx	Ry	Rz
1	0.782	78.39%	0.38%	78.39%	0.38%	0.11%	21.85%	0.01%	0.11%	21.85%	0.01%
2	0.776	0.38%	78.20%	78.78%	78.58%	22.05%	0.11%	0.00%	22.16%	21.96%	0.01%
3	0.449	0.00%	0.00%	78.78%	78.58%	0.00%	0.00%	82.67%	22.16%	21.96%	82.68%
4	0.285	12.77%	0.07%	91.55%	78.65%	0.32%	53.41%	0.02%	22.48%	75.37%	82.70%
5	0.283	0.08%	12.94%	91.63%	91.60%	53.40%	0.33%	0.00%	75.87%	75.70%	82.70%
6	0.185	4.46%	0.10%	96.09%	91.70%	0.23%	10.48%	0.00%	76.10%	86.18%	82.70%
7	0.184	0.08%	4.74%	96.17%	96.43%	10.90%	0.20%	7.01E-07	87.00%	86.38%	82.70%
8	0.169	0.86%	0.00%	97.04%	96.44%	0.01%	3.33%	0.87%	87.01%	89.70%	83.57%
9	0.166	0.09%	0.05%	97.13%	96.49%	0.20%	0.17%	8.47%	87.22%	89.87%	92.03%
10	0.165	0.02%	0.75%	97.14%	97.24%	2.85%	0.05%	0.60%	90.07%	89.92%	92.64%
11	0.161	0.02%	5.16E-07	97.16%	97.24%	0.00%	0.04%	0.00%	90.07%	89.96%	92.64%
12	0.158	0.00%	0.01%	97.16%	97.25%	0.02%	0.00%	0.00%	90.09%	89.96%	92.64%
13	0.154	2.75%	0.01%	99.91%	97.26%	0.04%	9.34%	0.00%	90.14%	99.30%	92.64%
14	0.152	0.02%	2.66%	99.92%	99.92%	9.22%	0.06%	0.00%	99.36%	99.35%	92.64%
15	0.117	0.00%	0.00%	99.92%	99.92%	0.00%	0.00%	3.11%	99.36%	99.36%	95.76%

5.3.2.2 Cortante basal estático y dinámico

El cortante basal estático del modelo se obtuvo luego de realizar un análisis de fuerzas estáticas equivalentes, cuyos resultados son presentados en la Tabla 78.

Tabla 78.

Cortante estático del modelo diagrid de 15 niveles

Tipo de Carga	Análisis	Vx ton	Vy ton
Sismo X	Estatico Lineal	-1664.93	0
Sismo Y	Estatico Lineal	0	-1664.93

Luego se realizó un análisis dinámico modal espectral, en el cual se obtuvo los siguientes cortantes, presentados en la Tabla 79.

Tabla 79.

Cortantes dinámicos del modelo diagrid de 15 niveles

Tipo de Carga	Análisis	Vx ton	Vy ton
SDX	Din.Espectral	1395.02	0.00
SDY	Din.Espectral	0.00	1395.02

Comparando los cortantes, se concluyó que el cortante basal dinámico no debe escalarse tal como se muestra en la Tabla 80.

Tabla 80.

Factor de esc. de cortantes basales para modelo diagrid de 15 niveles

Tipo de Carga	Vx ton	Vy ton
V estático	1664.93	1664.93
V dinámico	1395.02	1395.02
%	83.8%	83.8%
Fesc	1.00	1.00

5.3.2.3 Desplazamiento y derivas de piso.

Los desplazamientos laterales amplificados de acuerdo con el artículo 31 de la Norma E.030, se presentan en la Tabla 81 para la dirección X y Tabla 82.

Tabla 81.*Desplazamientos en Dirección X del edificio diagrid de 15 niveles*

Piso	Carga	$U_{Elast. X}$ mm	$U_{real X}$ mm
Piso 15	SDX	33.04	90.19
Piso 14	SDX	33.10	90.36
Piso 13	SDX	31.51	86.01
Piso 12	SDX	29.73	81.17
Piso 11	SDX	28.20	76.99
Piso 10	SDX	25.44	69.45
Piso 9	SDX	23.36	63.76
Piso 8	SDX	20.89	57.04
Piso 7	SDX	18.28	49.90
Piso 6	SDX	16.01	43.71
Piso 5	SDX	12.81	34.96
Piso 4	SDX	9.96	27.19
Piso 3	SDX	7.31	19.95
Piso 2	SDX	4.68	12.77
Piso 1	SDX	2.65	7.22

Tabla 82.*Desplazamientos en dirección Y del modelo diagrid de 15 niveles.*

Piso	Carga	$U_{Elast. Y}$ mm	$U_{real Y}$ mm
Piso 15	SDY	33.04	90.19
Piso 14	SDY	33.10	90.36
Piso 13	SDY	31.51	86.01
Piso 12	SDY	29.73	81.17
Piso 11	SDY	28.20	76.99
Piso 10	SDY	25.44	69.45
Piso 9	SDY	23.36	63.76
Piso 8	SDY	20.89	57.04
Piso 7	SDY	18.28	49.90
Piso 6	SDY	16.01	43.71
Piso 5	SDY	12.81	34.96
Piso 4	SDY	9.96	27.19
Piso 3	SDY	7.31	19.95
Piso 2	SDY	4.68	12.77
Piso 1	SDY	2.65	7.22

En cuanto a las derivas se presentan en la Tabla 83.

Tabla 83.*Distorsiones de entrepiso de modelo diagrid de 15 niveles*

Piso	Deriva Elastica	Deriva inelastica
Piso 15	0.00039	0.0011
Piso 14	0.00060	0.0016
Piso 13	0.00069	0.0019
Piso 12	0.00055	0.0015
Piso 11	0.00102	0.0028
Piso 10	0.00091	0.0025
Piso 9	0.00088	0.0024
Piso 8	0.00094	0.0026
Piso 7	0.00082	0.0022
Piso 6	0.00114	0.0031
Piso 5	0.00105	0.0029
Piso 4	0.00096	0.0026
Piso 3	0.00097	0.0026
Piso 2	0.00076	0.0021
Piso 1	0.00095	0.0026

En la Tabla 84 se resumen los parámetros de demanda ingenieril (EDP en inglés) para todos los pisos, y en las figuras desde el 6 al 8 se grafican los mismos.

Tabla 84.*Parámetros de demanda ingenieril para modelo dual de 15 niveles*

Piso	U _{real} X mm	U _{real} Y mm	Deriva en X	Deriva en Y	Acel. X m/s ²	Acel. Y m/s ²
Piso 15	90.19	90.19	0.0011	0.0011	2.343	2.343
Piso 14	90.36	90.36	0.0016	0.0016	2.473	2.473
Piso 13	86.01	86.01	0.0019	0.0019	2.200	2.200
Piso 12	81.17	81.17	0.0015	0.0015	1.984	1.984
Piso 11	76.99	76.99	0.0028	0.0028	1.896	1.896
Piso 10	69.45	69.45	0.0025	0.0025	1.703	1.703
Piso 9	63.76	63.76	0.0024	0.0024	1.779	1.779
Piso 8	57.04	57.04	0.0026	0.0026	1.635	1.635
Piso 7	49.90	49.90	0.0022	0.0022	1.550	1.550
Piso 6	43.71	43.71	0.0031	0.0031	1.529	1.529
Piso 5	34.96	34.96	0.0029	0.0029	1.266	1.266
Piso 4	27.19	27.19	0.0026	0.0026	1.355	1.355
Piso 3	19.95	19.95	0.0026	0.0026	1.119	1.119
Piso 2	12.77	12.77	0.0021	0.0021	1.162	1.162
Piso 1	7.22	7.22	0.0026	0.0026	1.316	1.316

Figura 76.

Desplazamientos máximos en modelo diagrid de 15 niveles.

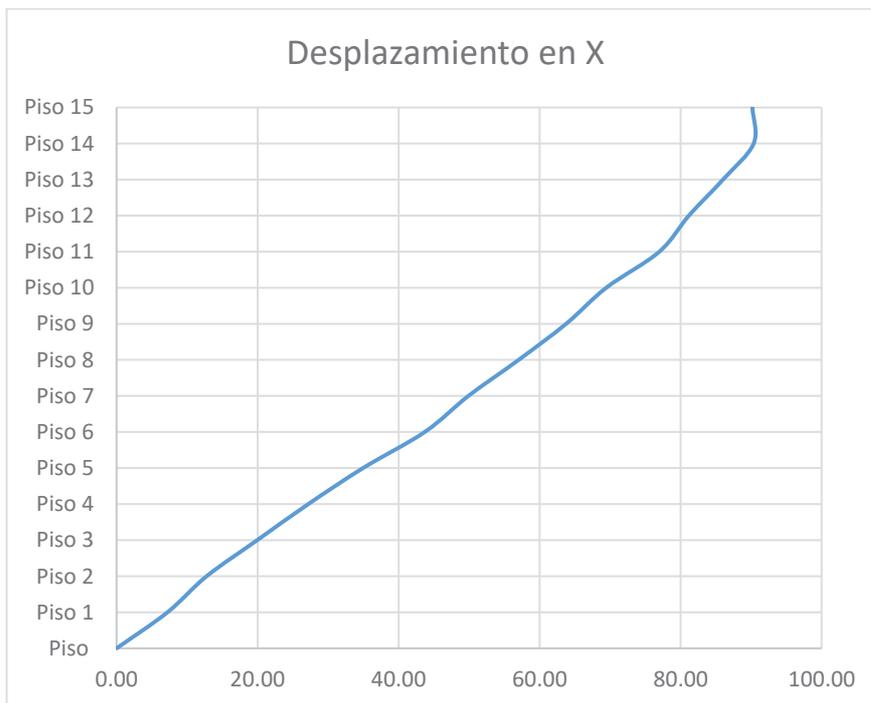


Figura 77.

Distorsiones máximas de entrepiso en modelo diagrid de 15 niveles.

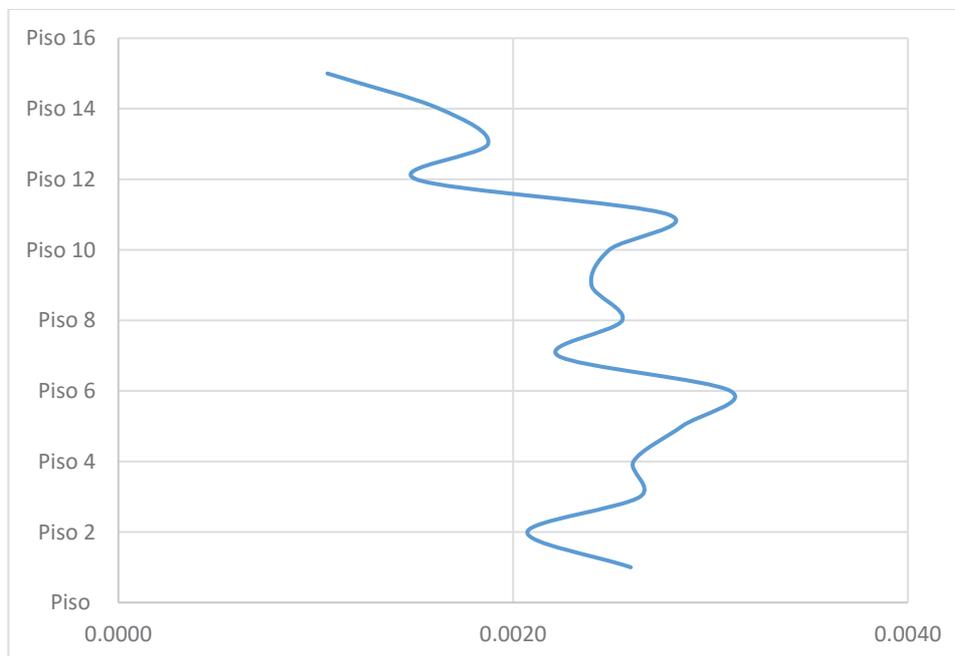
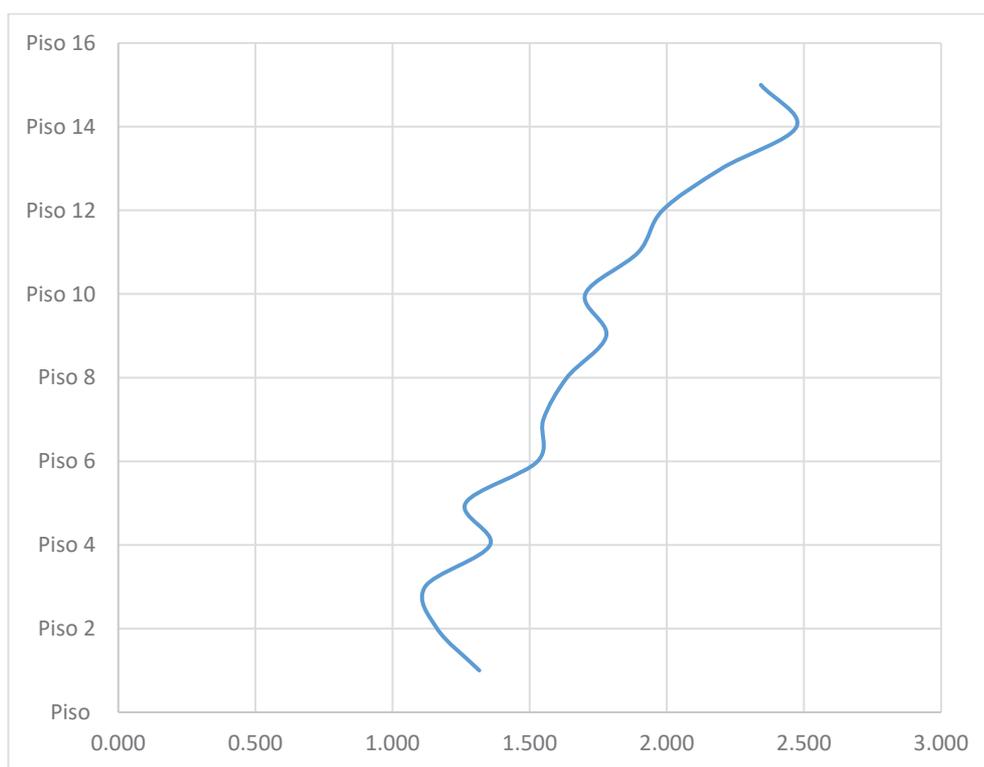


Figura 78.

Aceleraciones máximas de entrepiso en modelo dual de 15 niveles.



5.3.2.4 Evaluación de derivas residuales.

Para la estimación de la deriva residual media se usará la ecuación 18, que fue obtenida del Reporte FEMA P-58

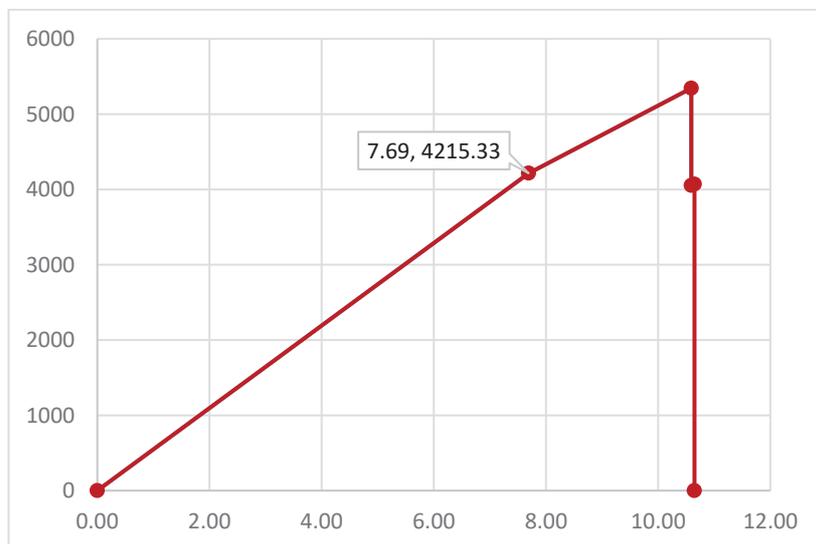
$$\begin{cases} \Delta_r = 0 & \text{para } \Delta \leq \Delta_y \\ \Delta_r = 0.3(\Delta - \Delta_y) & \text{para } \Delta_y < \Delta < 4\Delta_y \\ \Delta_r = (\Delta - 3\Delta_y) & \text{para } \Delta \geq 4\Delta_y \end{cases} \quad (17)$$

En la cual, Δ_y es la deriva de piso en fluencia, Δ_r , es la deriva residual y Δ es la deriva de entrepiso inelástica.

Para obtener la deriva de piso en fluencia Δ_y se realizó un análisis estático no lineal PUSHOVER utilizando el software ETABS, mediante el cual obtuvimos la curva de capacidad de la estructura.

Figura 79.

Resultado del análisis PUSHOVER del modelo diagrid de 15 niveles



Con los valores de deriva en fluencia de la Figura 79, se logró obtener los valores de deriva residual, mostrados en la Tabla 85.

Tabla 85.

Deriva residual del modelo diagrid de 15 niveles

SISTEMA	H (m)	U fluencia (cm)	Δ_Y	Δ_{max}	Δ_r
DIAGRID	45	7.69	0.0017	0.0031	0.0004

5.3.3 Fragilidad al colapso

5.3.3.1 Curvas de fragilidad.

Se construyeron las curvas de fragilidad basadas en el juicio ingenieril, se usó el procedimiento presentado por Toledo (2017) cuyos pasos son listados en la sección 2.5.1

1. Tomando la cortante ($V=1395.02$ Tn), peso de la estructura ($W=10529.5$ Tn), obtenidos en los pasos anteriores
2. Tomando un coeficiente de reducción sísmica $R=3.54$, utilizando la ecuación 5:

$$S_{aD} = \frac{V}{W} R$$

Se obtiene un “valor efectivo de la aceleración espectral en el periodo fundamental”, $S_{aD} = 0.482$.

3. La “capacidad de colapso mediana inferida”, $\hat{S}_a(T)$, para $T=0.782s$, usando las ecuaciones aplicables entre la ecuación (6).

$$\hat{S}_a(T) = 4S_{aD}, \text{ para } T \geq 0.6s$$

$$\hat{S}_a(T) = 1.929$$

4. La “capacidad de colapso mediana en el periodo fundamental, a aquel en el periodo promedio”, $\hat{S}_a(\bar{T})$, se obtiene usando la ecuación 10:

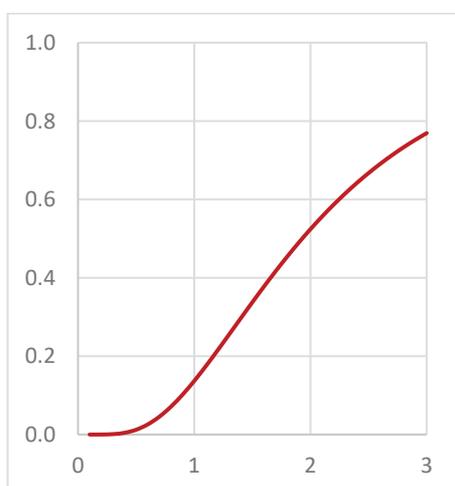
$$\hat{S}_a(\bar{T}) = \frac{T}{\bar{T}} \hat{S}_a(T), \text{ para } T \geq 0.6 s$$

$$\hat{S}_a(\bar{T}) = 1.929$$

Tomando la dispersión β , que para estructuras regulares es de 0.6 de acuerdo con el FEMA P-58; se ha desarrollado la curva de fragilidad, mostradas en la Figura 80.

Figura 80.

Curva de fragilidad para el modelo diagrid de 15 niveles.



5.3.3.2 Evaluación de modos de colapso

Adicionalmente el Reporte FEMA P-58, requiere se describan:

- los modos potenciales de colapso con su probabilidad de ocurrencia,
- la probabilidad de colapso de las áreas adyacentes,
- La probabilidad de los ocupantes de sufrir muertes o accidentes graves.

Para el modelo en estudio se ha elaborado una tabla, en la cual se describen los modos de colapso y las relaciones de colapso de áreas de piso.

Tabla 86.

Modos de colapso en modelos de 15 niveles.

	Modo 1	Modo 2	Modo 3	Modo 4	Modo 5	Modo 6	Modo 7	Modo 8	Modo 9	Modo 10
Probabilidad del Modo	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
Probabilidad fatalidades	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
COV de T. fatalidades	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
Probabilidad Les. Graves	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1
COV de la T. de lesiones	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
Piso 15	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Piso 14	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Piso 13	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Piso 12	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Piso 11	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Piso 10	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Piso 9	1	0	0	0	0	0	0	0	0	1
Piso 8	1	0	0	0	0	0	0	0	1	0
Piso 7	1	0	0	0	0	0	0	1	0	0
Piso 6	1	0	0	0	0	0	1	0	0	0
Piso 5	1	0	0	0	0	1	0	0	0	0
Piso 4	1	0	0	0	1	0	0	0	0	0
Piso 3	1	0	0	1	0	0	0	0	0	0
Piso 2	1	0	1	0	0	0	0	0	0	0
Piso 1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0

5.3.4 Evaluación del desempeño

5.3.4.1 Características de los modelos

A fin de evaluar el desempeño sísmico se hará uso del PACT, una herramienta informática que trae el FEMA P-58.

Primero se definió el número de pisos, el costo total de reemplazo, el tiempo de reemplazo, el costo de reemplazo del núcleo y cubierta, el número máximo de trabajadores por pie cuadrado, el umbral de pérdida, la emisión de carbono por reemplazo y la energía utilizada por reemplazo.

En la Tabla 87, se muestra dichos valores para cada modelo

Tabla 87.

Información preliminar del modelo diagrid de 15 niveles.

	DG-45m
Número de pisos	15.00
Área por piso (m ²)	900.00
Altura de piso (m)	3.00
Costo de reemplazo (\$/m ²)	612.00
Costo de reemplazo (\$)	8,262,000
Costo de reemplazo estructura (\$/m ²)	4,957,200
Tiempo de reemplazo	600
Umbral pérdida	0.40
Trabajadores por pie cuadrado	0.001
Emisiones de carbono por reemplazo	3,000,411
Energía empleada en reemplazo	41,520,174
F. altura (5°-10°)	1.08
F. altura para >11°	1.16
Factor de Ocupación	1.20
Factor Hazmat	1.00

Luego se procedió a usar el modelo de población definido en la sección 5.1.3 para días de la semana laborables y fines de semana.

5.3.4.2 Especificaciones de fragilidad y grupos de desempeño.

De acuerdo a los elementos definidos en la sección 5.1.4, en la Tabla 88, se presenta la lista de grupos empleados, con su correspondiente parámetro de demanda y dispersión.

Tabla 88.

Resumen de grupos de desempeño utilizados.

Numero de Fragilidad	Nombre de la fragilidad	Dispersión	Parámetro de demanda
B1031.111b	Columna de acero, 150 lb/pie<W<300 lb/pie	0.25	Deriva
B1031.111c	Columna de acero, W>300 lb/pie	0.25	Deriva
B1033.012c	Elemento diagonal simple con sección HSS, con criterio de diseño balanceado, W>300 Lb/pie	0.25	Deriva
B2022.001	Muro Cortina de vidrio Genérico de mediana altura Configuración: Monolítico, Laminación: Desconocido, relación de aspecto = 6:5	0.4	Deriva
C1011.001a	Muro de distribución de ladrillo de altura completa, fijo en la parte superior e inferior	0.45	Deriva
C3011.001a	Muro de distribución de ladrillo pintado o tapizado de altura completa, fijo en la parte superior e inferior	0.3	Deriva
C3032.001a	Techo flotante, SDC A,B,C, Área (A): A < 250, solo con soporte vertical	0.4	Aceleración
C3032.001a	Techo flotante, SDC A,B,C, Área (A): A < 250, solo con soporte vertical	0.4	Aceleración
D2021.011a	Tubería de tamaño pequeño para agua caliente y fría (con diámetro de 2.5" o menos), SDC A o B, Fragilidad de la tubería	0.3	Aceleración
D3041.011a	Ducto de metal galvanizado HVAC con un área transversal menor a 6 pies cuadrados, SDC A or B	0.4	Aceleración
D3041.031a	Difusores HVAC en techos suspendidos - sin cables de seguridad independientes, SDC A or B	0.4	Aceleración
D3041.041a	Caja de volumen de aire acondicionado variable(VAV) con bobina en línea, SDC A or B	0.2	Aceleración
D4011.021a	Tubería de agua para rociadores contra incendios - Tuberías y ramas horizontales - Acero de pared delgada - Sin arriostramiento, SDC A or B, PIPING FRAGILITY	0.1	Aceleración
D4011.031a	Caída de rociadores contra incendios Acero roscado estándar - Caída en tejas lisas sin refuerzo - Caída máxima de 6 pies de largo, SDC A or B	0.1	Aceleracion
C2011.001a	Escalera de acero prefabricada con peldaños de acero y aterrizajes con juntas sísmicas que se adaptan a la deriva.	0.4	Aceleracion
D5012.021a	Centro de control de bajo voltaje - Capacity: 100 to <350 Amp - Equipo no anclado que no está aislado de vibraciones - Solo fragilidad del equipo	0.4	Aceleracion
D1014.011	Elevador de tracción	0.4	Aceleracion

5.3.4.3 Cálculo del desempeño

Los resultados obtenidos del cálculo del desempeño con ayuda de la herramienta PACT, se presentan a continuación:

Figura 81.

Curva Costo de Reparación para modelo diagrid de 15 niveles.

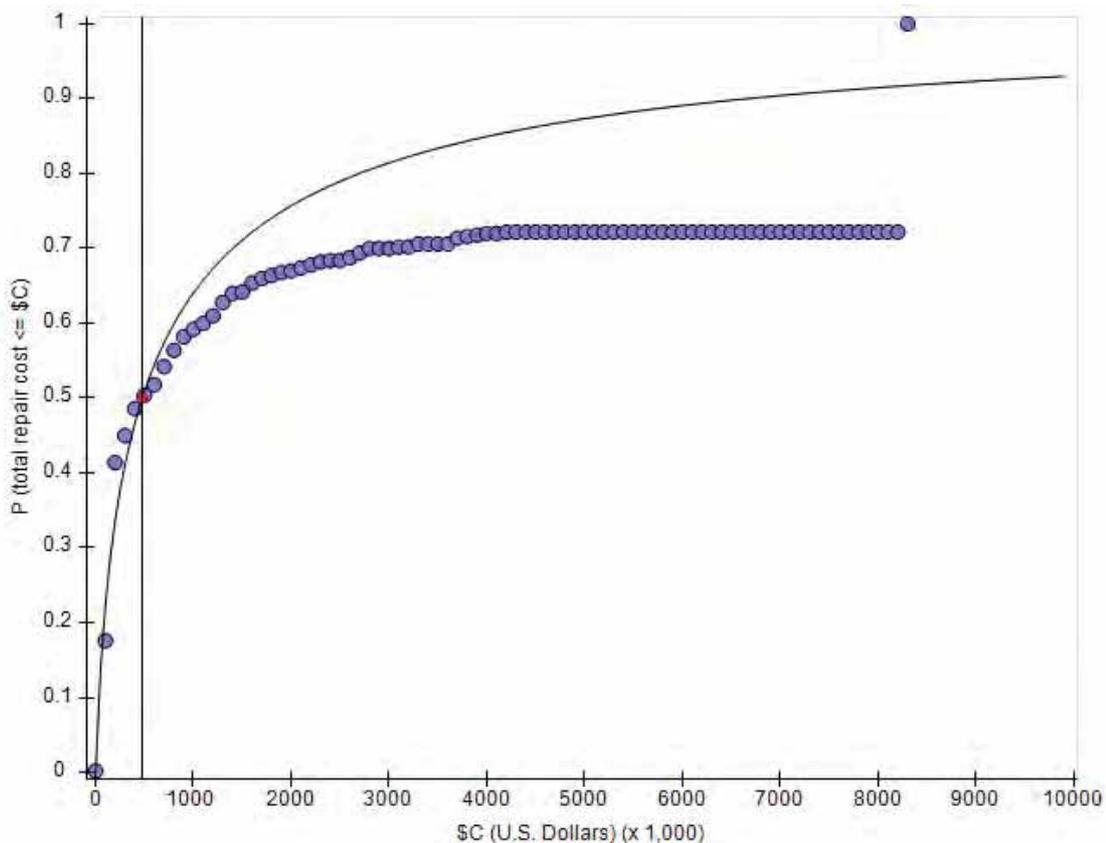


Figura 82.

Disgregado de grupos de desempeño en el costo de reparación para el modelo diagrid de 15 niveles.

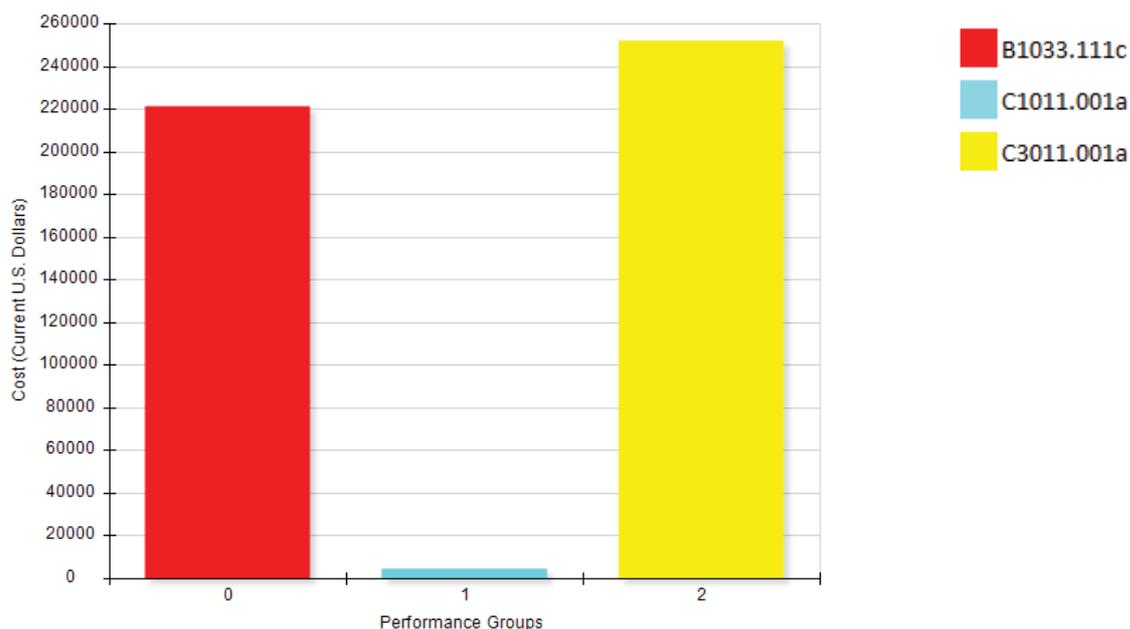


Figura 83.

Diagrama acumulado de los grupos de desempeño en el costo de reparación para modelo diagrid de 15 niveles.

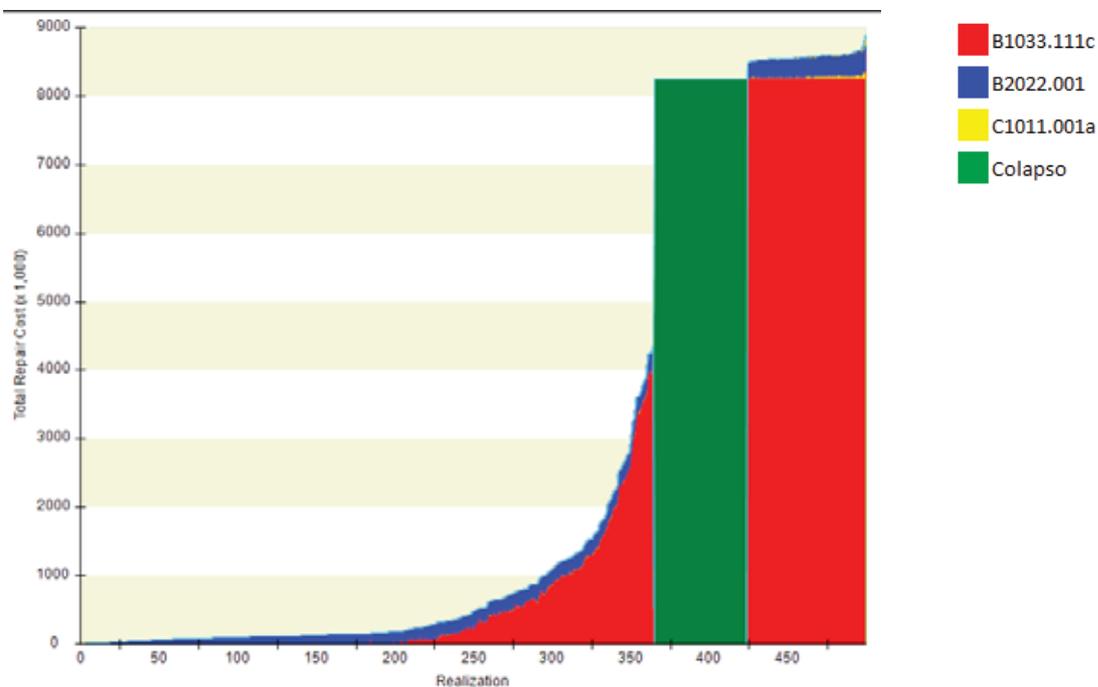


Figura 84.

Curva Tiempo de Reparación para modelo diagrid de 15 niveles.

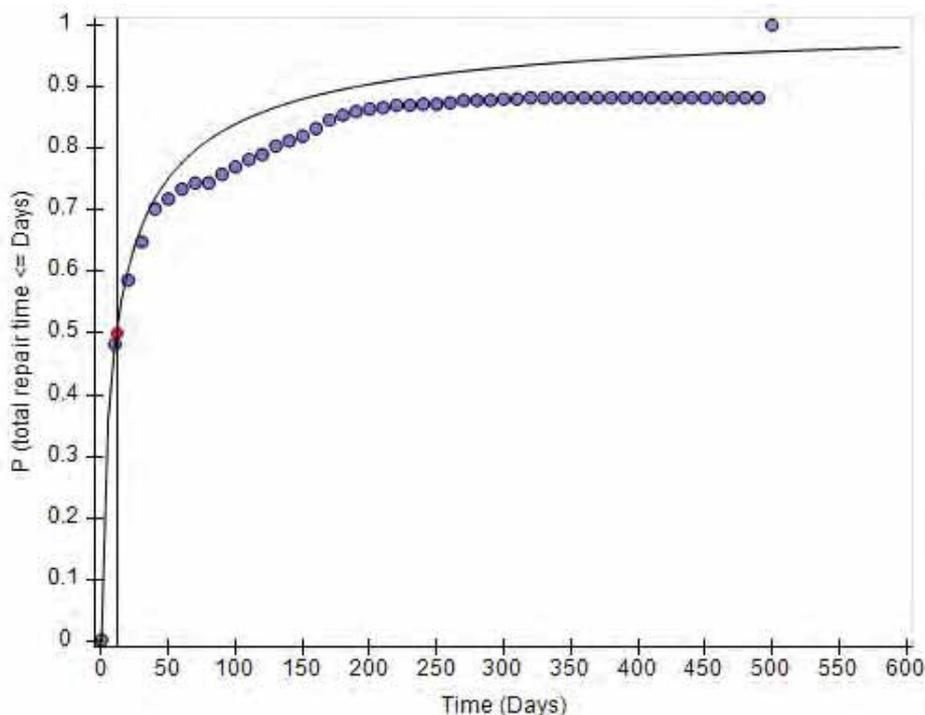


Figura 85.

Disgregado de grupos de desempeño en el tiempo de reparación en modelo diagrid de 15 niveles.

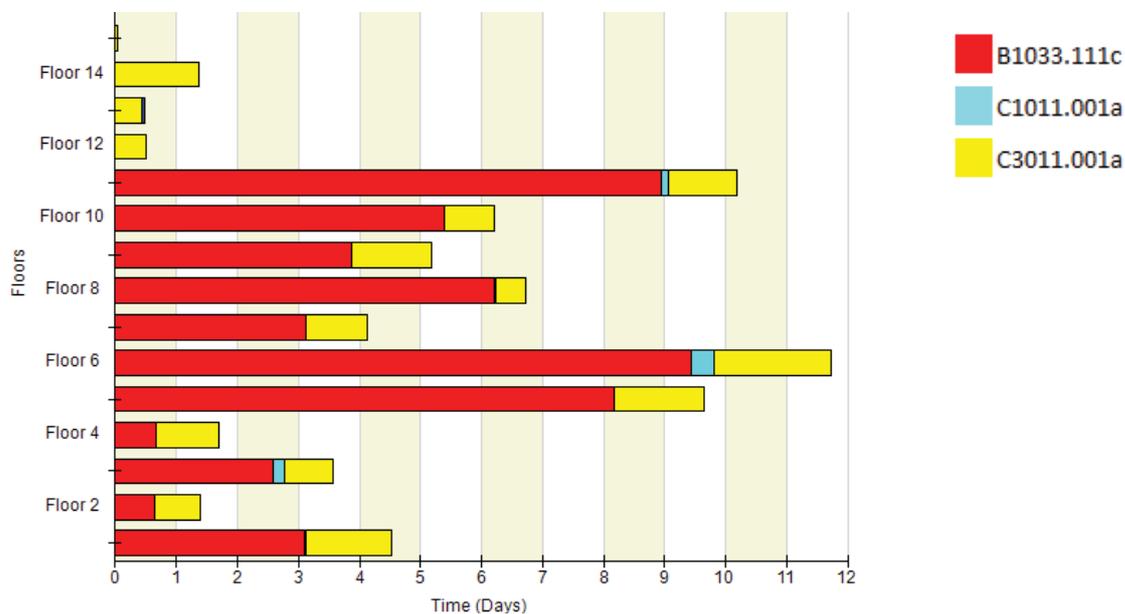
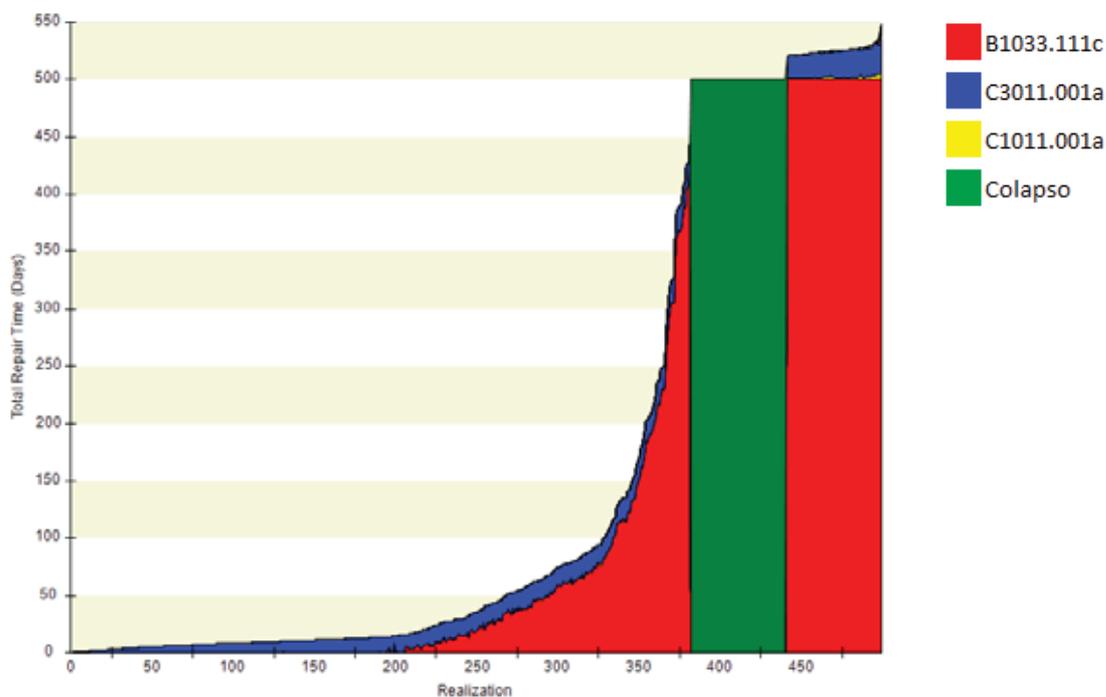


Figura 86.

Diagrama acumulado de los grupos de desempeño en el tiempo de reparación, para el modelo diagrid de 15 niveles.



5.4 Edificio de 20 niveles (H=60m).

5.4.1 Identificación del peligro sísmico

Usando los parámetros definidos en la sección 5.1.1 se obtuvo el espectro de pseudo aceleración definido en la norma peruana E.030.

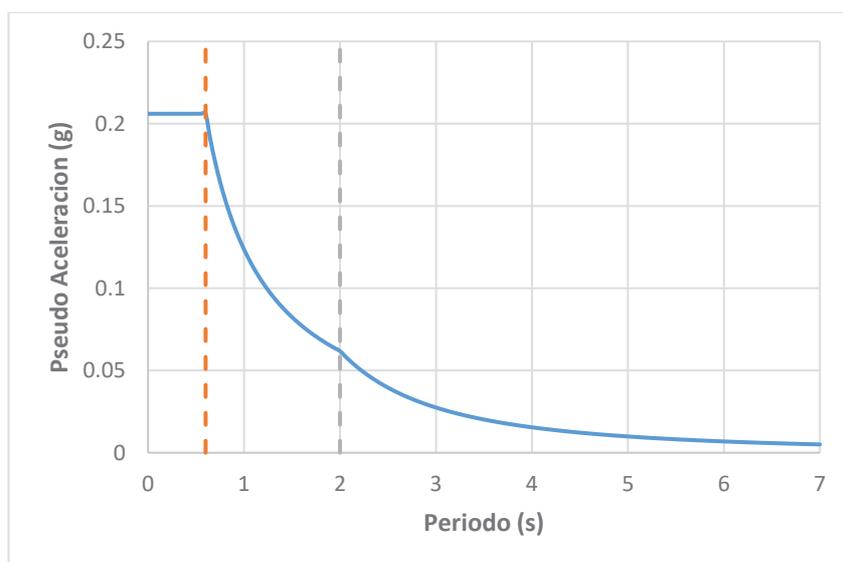
Tabla 89.

Parámetros para definir el espectro de respuesta sistema diagrid

Parámetros			
Z	0.25	Zona	2
U	1.00	Categoría	C
S	1.20	Suelo	S2: Intermedio
R	3.64		
Tp	0.60		
Tl	2.00		

Figura 87.

Espectro de pseudo aceleración para modelos diagrid



5.4.2 Análisis sísmico del modelo

Según la Metodología FEMA P-58, se debe analizar la respuesta de la estructura ante fuerzas sísmicas, para lo cual se tomaron las mismas consideraciones del modelo diagrid de 10 niveles para el modelamiento y análisis.

Como se describió en el ítem 5.1.2, se tendrá el mismo esquema en planta, las secciones de los elementos estructurales se presentan en la Tabla 90:

Tabla 90.*Secciones para modelo diagrid de 20 niveles*

SECCIONES DE DISEÑO PARA MODELO DE 20 NIVELES								
TIPO	P. INICIAL	P. FINAL	DIAGRID	COLUMNA	VIGA 1	VIGA 2	VIGA 3	VIGA SECUND
DIAGRID	1	5	450x450x37	400x400x37	W14x43	W14x211	W14x43	W14x43
	6	10	400x400x31.5	400x400x31.5	W14x43	W14x211	W14x43	W14x43
	10	15	400x400x25	350x350x25	W14x43	W14x211	W14x43	W14x43
	15	20	400x400x25	350x350x25	W14x43	W14x211	W14x43	W14x43

Así como para el modelo de 10 niveles, aquí también se utilizará la losa colaborante de la Figura 63.

Las cargas aplicadas a las losas de entepiso serán las mismas que se detallan en la Tabla 13, con el mismo procedimiento que se aplicó en el modelo de 30m de altura, se presentaran los resultados obtenidos para el modelo de 20 niveles.

5.4.2.1 Periodo natural de la estructura

Los primeros 12 periodos del modelo se presentan en la Tabla 91.

Tabla 91.*Primeros periodos modales y participación de masa del modelo diagrid de 20 niveles*

Modo	Periodo sec	% Part. Masa	% Part. Masa	Σ % Part. Masa	Σ % Part. Masa	% Part. Masa	% Part. Masa	% Part. Masa	Σ % Part. Masa	Σ % Part. Masa	Σ % Part. Masa
		Ux	Uy	Ux	Uy	Rx	Ry	Rz	Rx	Ry	Rz
1	1.005	0.00%	75.24%	0.00%	75.24%	25.58%	0.00%	0.00%	25.58%	0.00%	0.00%
2	1.005	75.24%	0.00%	75.24%	75.24%	0.00%	25.58%	0.00%	25.58%	25.58%	0.00%
3	0.553	0.00%	0.00%	75.24%	75.24%	0.00%	0.00%	79.95%	25.58%	25.58%	79.95%
4	0.358	6.28E-07	14.54%	75.24%	89.78%	46.27%	0.00%	0.00%	71.85%	25.58%	79.95%
5	0.358	14.54%	6.28E-07	89.78%	89.78%	0.00%	46.27%	0.00%	71.86%	71.86%	79.95%
6	0.22	0.00%	4.07%	89.78%	93.85%	8.27%	0.00%	0.00%	80.12%	71.86%	79.95%
7	0.22	4.07%	0.00%	93.85%	93.85%	0.00%	8.27%	0.00%	80.12%	80.12%	79.95%
8	0.204	0.00%	0.00%	93.85%	93.85%	0.00%	0.00%	11.17%	80.12%	80.12%	91.12%
9	0.175	0.00%	1.33%	93.85%	95.18%	4.71%	0.00%	0.00%	84.83%	80.12%	91.12%
10	0.175	1.33%	0.00%	95.19%	95.19%	0.00%	4.71%	0.00%	84.83%	84.83%	91.12%
11	0.168	0.00%	1.08%	95.19%	96.27%	3.39%	0.00%	0.00%	88.22%	84.83%	91.12%
12	0.168	1.08%	0.00%	96.27%	96.27%	0.00%	3.39%	0.00%	88.22%	88.22%	91.12%

5.4.2.2 Cortante basal estático y dinámico

El cortante basal estático del modelo se obtuvo luego de realizar un análisis de fuerzas estáticas equivalentes, cuyos resultados son presentados en la Tabla 92.

Tabla 92.*Cortante Estático del modelo diagrid de 20 niveles*

Tipo de Carga	Análisis	Vx ton	Vy ton
Sismo X	Estático Lineal	-1537.56	0
Sismo Y	Estático Lineal	0	-1537.56

Posteriormente se realizó un análisis dinámico modal espectral, en el cual se obtuvo los siguientes cortantes, presentados en la Tabla 93.

Tabla 93.*Cortantes dinámicos del modelo diagrid de 20 niveles*

Tipo de Carga	Análisis	Vx ton	Vy ton
SDX	Din.Espectral	1376.16	0.00
SDY	Din.Espectral	0.00	1376.16

Comparando los cortantes, se concluyó que el cortante basal dinámico no debe escalarse tal como se muestra en la Tabla 94.

Tabla 94.*Factor de esc. de cortantes basales para modelo dual de 20 niveles*

Tipo de Carga	Vx ton	Vy ton
$V_{estatico}$	1537.56	1537.56
$V_{dinamico}$	1376.16	1376.16
%	89.5%	89.5%
F_{esc}	1.00	1.00

5.4.2.3 Desplazamiento y derivas de piso.

Los desplazamientos laterales amplificados de acuerdo con el artículo 31 de la Norma E.030, se presentan en la Tabla 95 para la dirección X y Tabla 96.

Tabla 95.*Desplazamientos en dirección X del modelo diagrid de 20 niveles*

Piso	Carga	$U_{Elast. X}$ mm	$U_{real X}$ mm
Piso 20	SDX	43.77	119.49
Piso 19	SDX	43.65	119.17
Piso 18	SDX	42.04	114.77
Piso 17	SDX	40.29	109.98
Piso 16	SDX	38.73	105.72

Piso	Carga	$U_{Elast. X}$ mm	$U_{real X}$ mm
Piso 15	SDX	36.22	98.87
Piso 14	SDX	34.28	93.58
Piso 13	SDX	31.89	87.06
Piso 12	SDX	29.30	79.99
Piso 11	SDX	26.92	73.48
Piso 10	SDX	23.71	64.71
Piso 9	SDX	21.07	57.51
Piso 8	SDX	18.45	50.38
Piso 7	SDX	15.85	43.27
Piso 6	SDX	13.62	37.19
Piso 5	SDX	10.88	29.69
Piso 4	SDX	8.39	22.89
Piso 3	SDX	6.09	16.62
Piso 2	SDX	3.88	10.59
Piso 1	SDX	2.14	5.84

Tabla 96.

Desplazamientos en dirección Y del modelo diagrid de 20 niveles.

Piso	Carga	$U_{Elast. Y}$ mm	$U_{real Y}$ mm
Piso 20	SDX	43.77	119.49
Piso 19	SDX	43.65	119.17
Piso 18	SDX	42.04	114.77
Piso 17	SDX	40.29	109.98
Piso 16	SDX	38.73	105.72
Piso 15	SDX	36.22	98.87
Piso 14	SDX	34.28	93.58
Piso 13	SDX	31.89	87.06
Piso 12	SDX	29.30	79.99
Piso 11	SDX	26.92	73.48
Piso 10	SDX	23.71	64.71
Piso 9	SDX	21.07	57.51
Piso 8	SDX	18.45	50.38
Piso 7	SDX	15.85	43.27
Piso 6	SDX	13.62	37.19
Piso 5	SDX	10.88	29.69
Piso 4	SDX	8.39	22.89
Piso 3	SDX	6.09	16.62
Piso 2	SDX	3.88	10.59
Piso 1	SDX	2.14	5.84

En cuanto a las derivas, que son las mismas para las direcciones X y Y, se presentan en la Tabla 97.

Tabla 97.*Distorsiones de entrepiso de modelo diagrid de 20 niveles*

Piso	Deriva Elástica	Deriva inelástica	Deriva Limite
Piso 20	0.00042	0.0011	0.010
Piso 19	0.00060	0.0016	0.010
Piso 18	0.00068	0.0019	0.010
Piso 17	0.00057	0.0015	0.010
Piso 16	0.00093	0.0025	0.010
Piso 15	0.00087	0.0024	0.010
Piso 14	0.00087	0.0024	0.010
Piso 13	0.00096	0.0026	0.010
Piso 12	0.00087	0.0024	0.010
Piso 11	0.00115	0.0031	0.010
Piso 10	0.00099	0.0027	0.010
Piso 9	0.00093	0.0025	0.010
Piso 8	0.00093	0.0025	0.010
Piso 7	0.00079	0.0022	0.010
Piso 6	0.00097	0.0026	0.010
Piso 5	0.00089	0.0024	0.010
Piso 4	0.00081	0.0022	0.010
Piso 3	0.00079	0.0022	0.010
Piso 2	0.00064	0.0018	0.010
Piso 1	0.00077	0.0021	0.010

En la Tabla 98, se resumen los parámetros de demanda ingenieril para todos los pisos, y en las Figura 88 a la Figura 90 se grafican los mismos.

Tabla 98.*Parámetros de demanda ingenieril para modelo diagrid de 20 niveles*

Piso	U _{real} X mm	U _{real} Y mm	Deriva en X	Deriva en Y	Acel. X m/s ²	Acel. Y m/s ²
Piso 20	119.49	119.49	0.0011	0.0011	2.064	2.064
Piso 19	119.17	119.17	0.0016	0.0016	2.168	2.168
Piso 18	114.77	114.77	0.0019	0.0019	1.931	1.931
Piso 17	109.98	109.98	0.0015	0.0015	1.727	1.727
Piso 16	105.72	105.72	0.0025	0.0025	1.632	1.632
Piso 15	98.87	98.87	0.0024	0.0024	1.468	1.468
Piso 14	93.58	93.58	0.0024	0.0024	1.528	1.528
Piso 13	87.06	87.06	0.0026	0.0026	1.448	1.448
Piso 12	79.99	79.99	0.0024	0.0024	1.429	1.429
Piso 11	73.48	73.48	0.0031	0.0031	1.454	1.454
Piso 10	64.71	64.71	0.0027	0.0027	1.335	1.335
Piso 9	57.51	57.51	0.0025	0.0025	1.559	1.559

Piso	U _{real} X mm	U _{real} Y mm	Deriva en X	Deriva en Y	Acel. X m/s ²	Acel. Y m/s ²
Piso 8	50.38	50.38	0.0025	0.0025	1.432	1.432
Piso 7	43.27	43.27	0.0022	0.0022	1.367	1.367
Piso 6	37.19	37.19	0.0026	0.0026	1.366	1.366
Piso 5	29.69	29.69	0.0024	0.0024	1.101	1.101
Piso 4	22.89	22.89	0.0022	0.0022	1.189	1.189
Piso 3	16.62	16.62	0.0022	0.0022	0.989	0.989
Piso 2	10.59	10.59	0.0018	0.0018	1.139	1.139
Piso 1	5.84	5.84	0.0021	0.0021	1.330	1.330

Figura 88.

Desplazamientos máximos de modelo dual de 20 niveles.

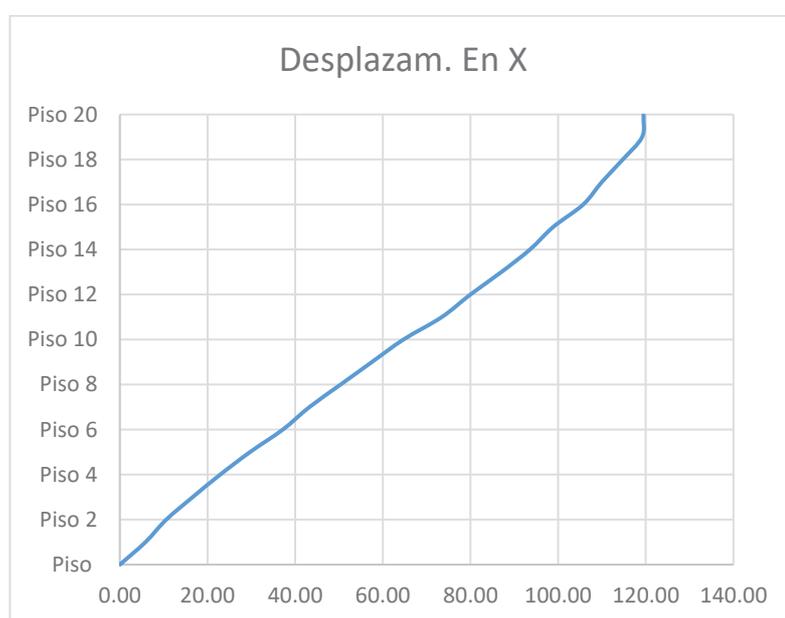


Figura 89.

Distorsiones de entrepiso máximas de modelo dual de 20 niveles.

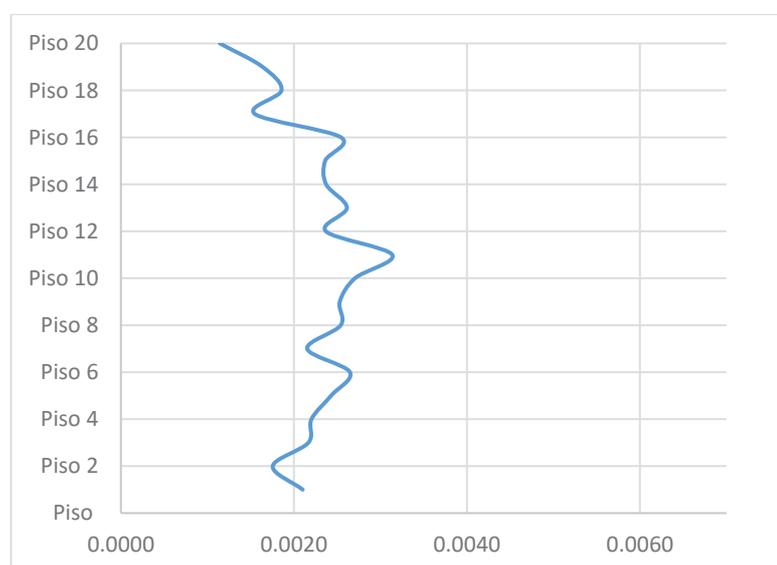
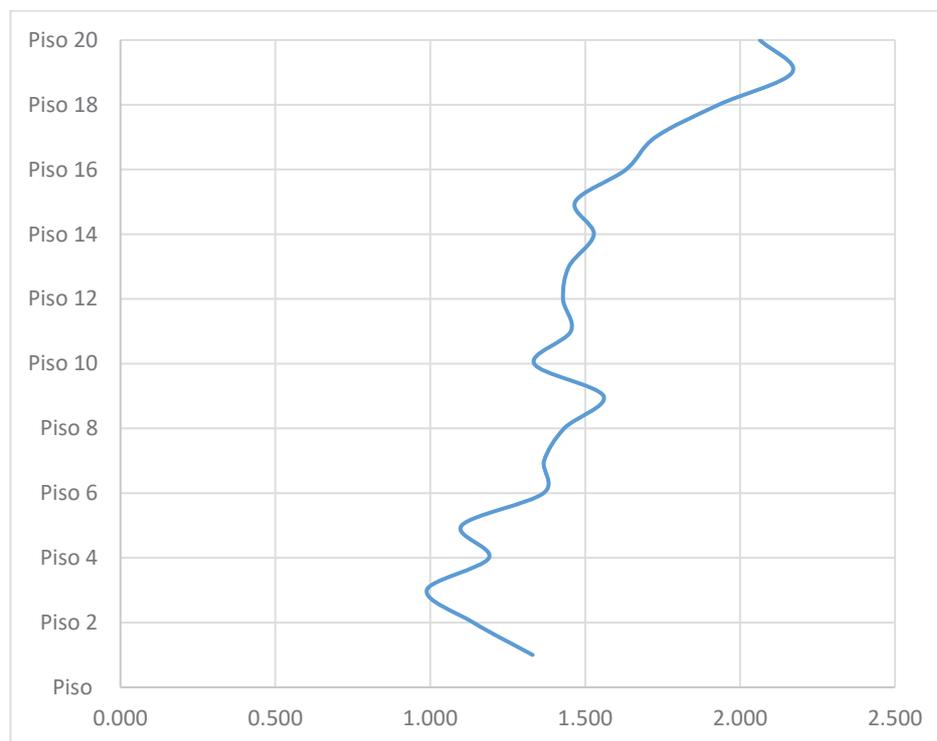


Figura 90.

Aceleraciones máximas de entrepiso de modelo dual de 20 niveles.



5.4.2.4 Evaluación de derivas residuales.

Las derivas residuales según el FEMA P-58 (2018) son de relevante importancia que permiten la evaluación de la seguridad post sísmica de cualquier estructura; en esta investigación para la estimación de la deriva residual media se usará la ecuación 18, que fue obtenida del Reporte FEMA P-58

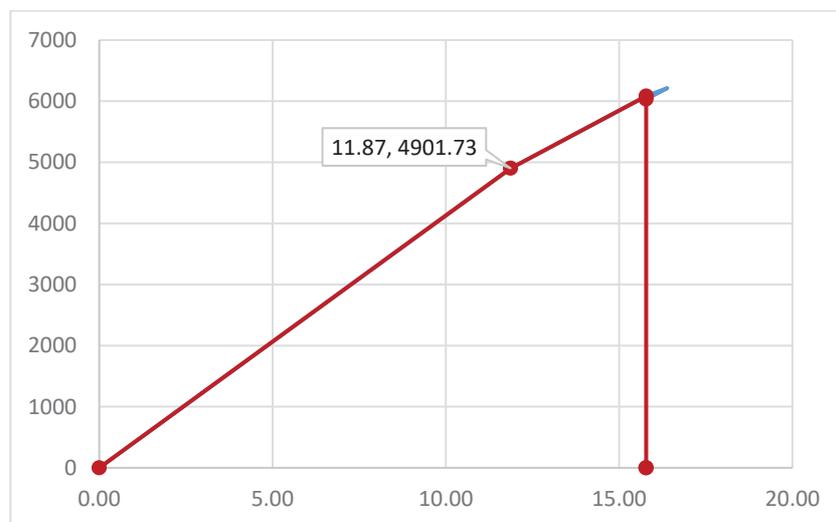
$$\begin{cases} \Delta_r = 0 & \text{para } \Delta \leq \Delta_y \\ \Delta_r = 0.3(\Delta - \Delta_y) & \text{para } \Delta_y < \Delta < 4\Delta_y \\ \Delta_r = (\Delta - 3\Delta_y) & \text{para } \Delta \geq 4\Delta_y \end{cases} \quad (18)$$

En la cual, Δ_y es la deriva de piso en fluencia, Δ_r , es la deriva residual y Δ es la deriva de entrepiso inelástica.

Para obtener la deriva de piso en fluencia Δ_y se realizó un análisis estático no lineal PUSHOVER, mediante el cual obtuvimos la curva de capacidad de las estructuras.

Figura 91.

Resultado del análisis PUSHOVER para modelo diagrid de 20 niveles



Con los valores de deriva en fluencia de la Figura 91, se logró obtener los valores de deriva residual, mostrados en la Tabla 99.

Tabla 99.

Deriva residual del modelo diagrid de 20 niveles

SISTEMA	H (m)	U _{fluencia} (cm)	Δ_Y	Δ_{max}	Δ_r
DIAGRID	60	11.87	0.0020	0.0031	0.0003

5.4.3 Fragilidad al colapso

5.4.3.1 Curvas de fragilidad.

Se construyeron las curvas de fragilidad basadas en el juicio ingenieril, se usó el procedimiento presentado por Toledo (2017) cuyos pasos son listados en la sección 2.5.1

1. Tomando la cortante ($V=1376.16$ Tn), peso de la estructura ($W=13640.57$ Tn), obtenidos en los pasos anteriores
2. Tomando un coeficiente de reducción sísmica $R=3.54$, utilizando la ecuación 5:

$$S_{aD} = \frac{V}{W} R$$

Se obtiene un “valor efectivo de la aceleración espectral en el periodo fundamental”, $S_{aD} = 0.367$.

3. La “capacidad de colapso mediana inferida”, $\hat{S}_a(T)$, para $T=1.005s$, usando las ecuaciones aplicables entre la ecuación (6).

$$\hat{S}_a(T) = 4S_{aD}, \text{ para } T \geq 0.6s$$

$$\hat{S}_a(T) = 1.469$$

4. La “capacidad de colapso mediana en el periodo fundamental, a aquel en el periodo promedio”, $\hat{S}_a(\bar{T})$, se obtiene usando la ecuación 10:

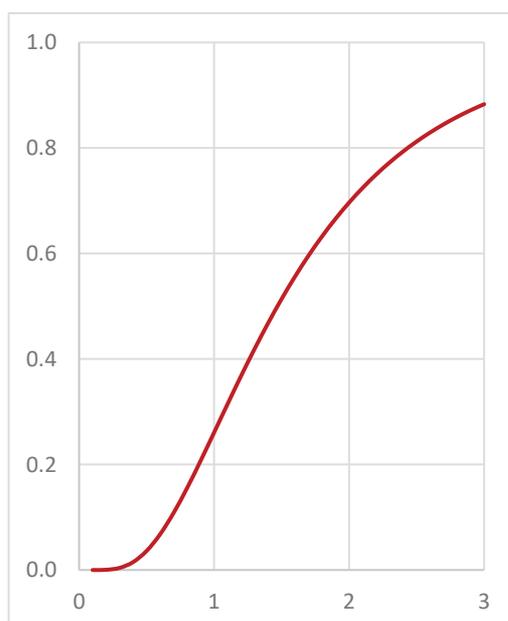
$$\hat{S}_a(\bar{T}) = \frac{T}{\bar{T}} \hat{S}_a(T), \text{ para } T \geq 0.6 s$$

$$\hat{S}_a(\bar{T}) = 1.469$$

Tomando la dispersión β , que para estructuras regulares es de 0.6 de acuerdo con el FEMA P-58; se ha desarrollado la curva de fragilidad, mostradas en la Figura 92.

Figura 92.

Curvas de fragilidad para el modelo diagrid de 20 niveles



5.4.3.2 Evaluación de modos de colapso

Adicionalmente el Reporte FEMA P-58, requiere se describan:

- los modos potenciales de colapso con su probabilidad de ocurrencia,
- la probabilidad de colapso de las áreas adyacentes,
- La probabilidad de los ocupantes de sufrir muertes o accidentes graves.

Para los modelos en estudio se han elaborado tablas, en las cuales describen los modos de colapso y las relaciones de colapso de áreas de piso.

Tabla 100.

Modos de colapso en modelos de 20 niveles.

	Modo 1	Modo 2	Modo 3	Modo 4	Modo 5	Modo 6	Modo 7	Modo 8	Modo 9	Modo 10
Probabilidad del Modo	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
Probabilidad fatalidades	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
COV de T. fatalidades	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
Probabilidad Les. Graves	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1
COV de la T. de lesiones	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
Piso 20	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Piso 19	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Piso 18	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Piso 17	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Piso 16	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Piso 15	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Piso 14	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Piso 13	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Piso 12	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Piso 11	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Piso 10	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Piso 9	1	0	0	0	0	0	0	0	0	1
Piso 8	1	0	0	0	0	0	0	0	1	0
Piso 7	1	0	0	0	0	0	0	1	0	0
Piso 6	1	0	0	0	0	0	1	0	0	0
Piso 5	1	0	0	0	0	1	0	0	0	0
Piso 4	1	0	0	0	1	0	0	0	0	0
Piso 3	1	0	0	1	0	0	0	0	0	0
Piso 2	1	0	1	0	0	0	0	0	0	0

	Modo 1	Modo 2	Modo 3	Modo 4	Modo 5	Modo 6	Modo 7	Modo 8	Modo 9	Modo 10
Piso 1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0

5.4.4 Evaluación del desempeño

5.4.4.1 Características de los modelos

A fin de evaluar el desempeño sísmico se hará uso del PACT, una herramienta informática que trae el FEMA P-58.

Primero se definió el número de pisos, el costo total de reemplazo, el tiempo de reemplazo, el costo de reemplazo del núcleo y cubierta, el número máximo de trabajadores por pie cuadrado, el umbral de pérdida, la emisión de carbono por reemplazo y la energía utilizada por reemplazo.

En la Tabla 101, se muestra dichos valores para cada modelo.

Tabla 101.

Información preliminar del modelo diagrid de 20 niveles.

	DG-60m
Número de pisos	20.00
Área por piso (m ²)	900.00
Altura de piso (m)	3.00
Costo de reemplazo (\$/m ²)	612.00
Costo de reemplazo (\$)	11,016,000
Costo de reemplazo estructura (\$/m ²)	6,609,600
Tiempo de reemplazo	600
Umbral pérdida	0.40
Trabajadores por pie cuadrado	0.001
Emisiones de carbono por reemplazo	4,000,547
Energía empleada en reemplazo	55,360,232
F. altura (5°-10°)	1.08
F. altura para >11°	1.16
Factor de Ocupación	1.20
Factor Hazmat	1.00

Luego se procedió a usar el modelo de población definido en la sección 5.1.3 para días de la semana laborables y fines de semana.

5.4.4.2 Especificaciones de fragilidad y grupos de desempeño.

De acuerdo a los elementos definidos en la sección 5.1.4, en la Tabla 102, se presenta la lista de grupos empleados, con su correspondiente parámetro de demanda y dispersión.

Tabla 102.

Resumen de grupos de desempeño utilizados.

Numero de Fragilidad	Nombre de la fragilidad	Dispersión	Parámetro de demanda
B1031.011b	Columna de acero, 150 lb/pie<W<300 lb/pie	0.25	Deriva
B1031.011c	Columna de acero, W>300 lb/pie	0.25	Deriva
B1033.111c	Elemento diagonal simple con sección HSS, con criterio de diseño balanceado, W>300 Lb/pie	0.25	Deriva
B2022.001	Muro Cortina de vidrio Genérico de mediana altura Configuración: Monolítico, Laminación: Desconocido, relación de aspecto = 6:5	0.4	Deriva
C1011.001a	Muro de distribución de ladrillo de altura completa, fijo en la parte superior e inferior	0.45	Deriva
C3011.001a	Muro de distribución de ladrillo pintado o tapizado de altura completa, fijo en la parte superior e inferior	0.3	Deriva
C3032.001a	Techo flotante, SDC A,B,C, Área (A): A < 250, solo con soporte vertical	0.4	Aceleración
C3032.001a	Techo flotante, SDC A,B,C, Área (A): A < 250, solo con soporte vertical	0.4	Aceleración
D2021.011a	Tubería de tamaño pequeño para agua caliente y fría (con diámetro de 2.5" o menos), SDC A o B, Fragilidad de la tubería	0.3	Aceleración
D3041.011a	Ducto de metal galvanizado HVAC con un área transversal menor a 6 pies cuadrados, SDC A or B	0.4	Aceleración
D3041.031a	Difusores HVAC en techos suspendidos - sin cables de seguridad independientes, SDC A or B	0.4	Aceleración
D3041.041a	Caja de volumen de aire acondicionado variable(VAV) con bobina en línea, SDC A or B	0.2	Aceleración
D4011.021a	Tubería de agua para rociadores contra incendios - Tuberías y ramas horizontales - Acero de pared delgada - Sin arriostramiento, SDC A or B, PIPING FRAGILITY	0.1	Aceleración
D4011.031a	Caída de rociadores contra incendios Acero roscado estándar - Caída en tejas lisas sin refuerzo - Caída máxima de 6 pies de largo, SDC A or B	0.1	Aceleracion
C2011.001a	Escalera de acero prefabricada con peldaños de acero y aterrizajes con juntas sísmicas que se adaptan a la deriva.	0.4	Aceleracion
D5012.021a	Centro de control de bajo voltaje - Capacity: 100 to <350 Amp - Equipo no anclado que no está aislado de vibraciones - Solo fragilidad del equipo	0.4	Aceleracion
D1014.011	Elevador de tracción	0.4	Aceleracion

5.4.4.3 Cálculo del desempeño

Los resultados obtenidos del cálculo del desempeño con ayuda de la herramienta PACT, se presentan a continuación:

Figura 93.

Curva Costo de Reparación para modelo diagrid de 20 niveles.

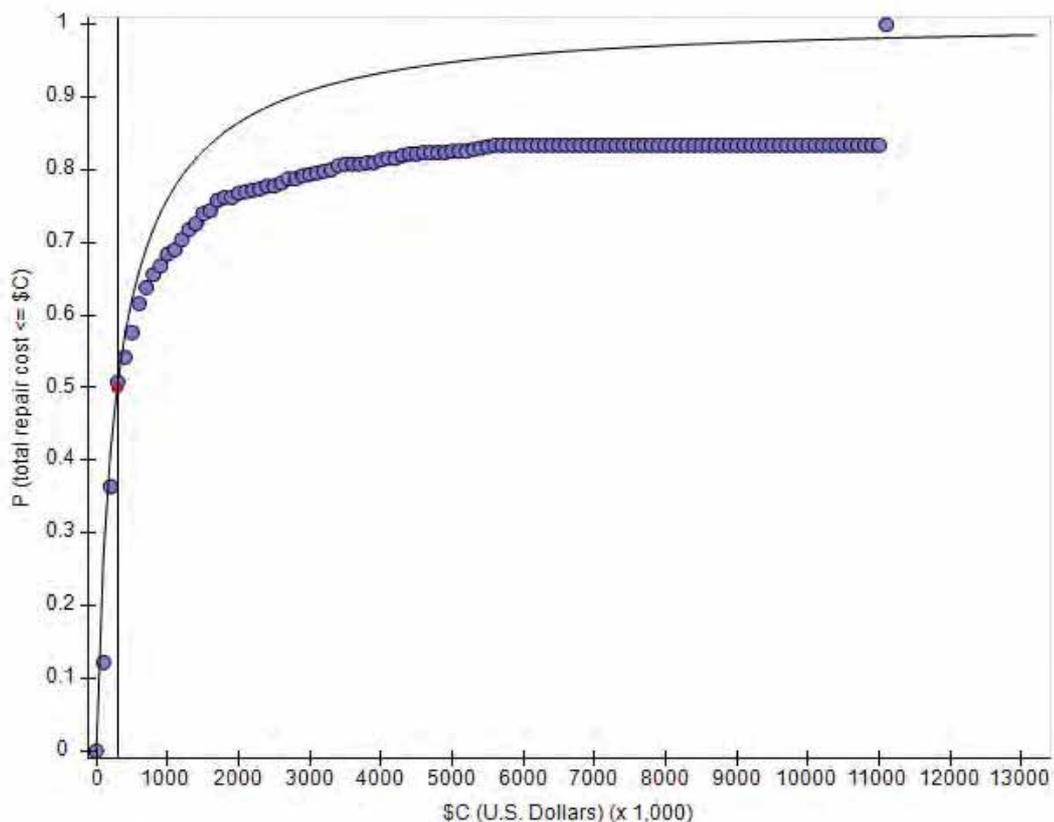


Figura 94.

Disgregado de grupos de desempeño en el costo de reparación para el modelo diagrid de 20 niveles.

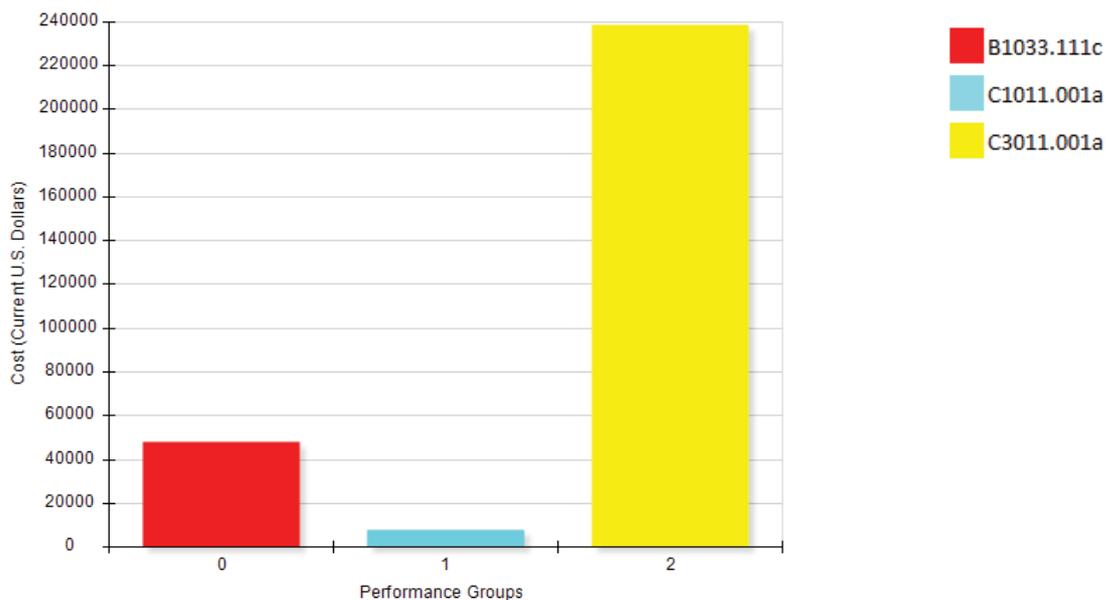


Figura 95.

Diagrama acumulado de los grupos de desempeño en el costo de reparación para modelo diagrid de 20 niveles.

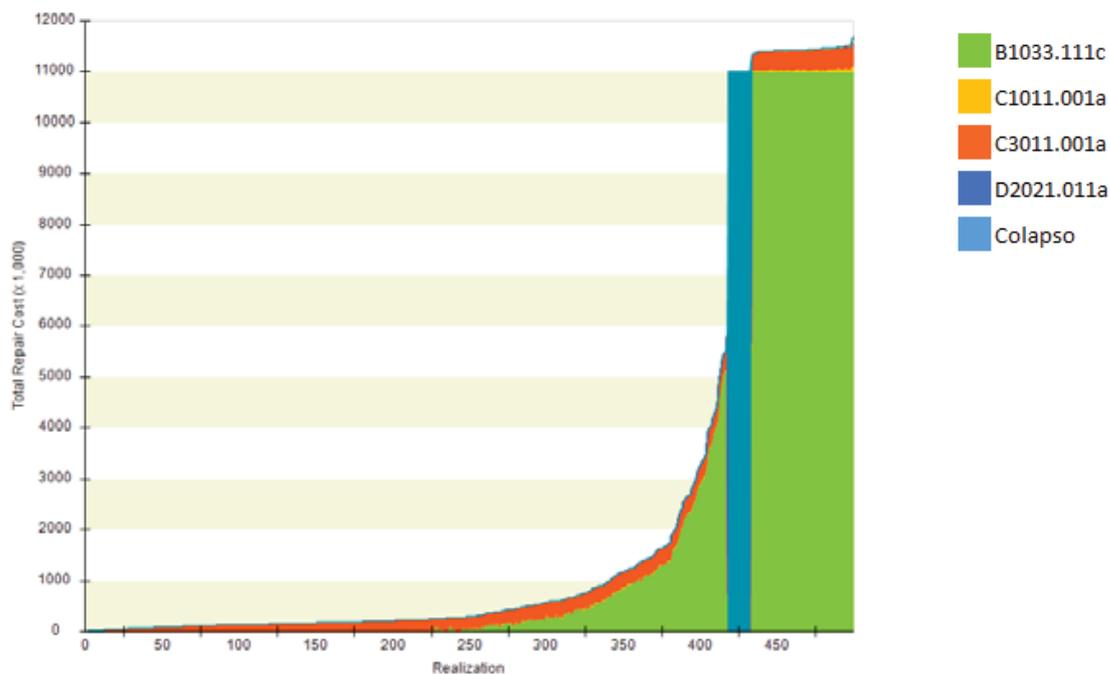


Figura 96.

Curva Tiempo de Reparación para modelo diagrid de 20 niveles.

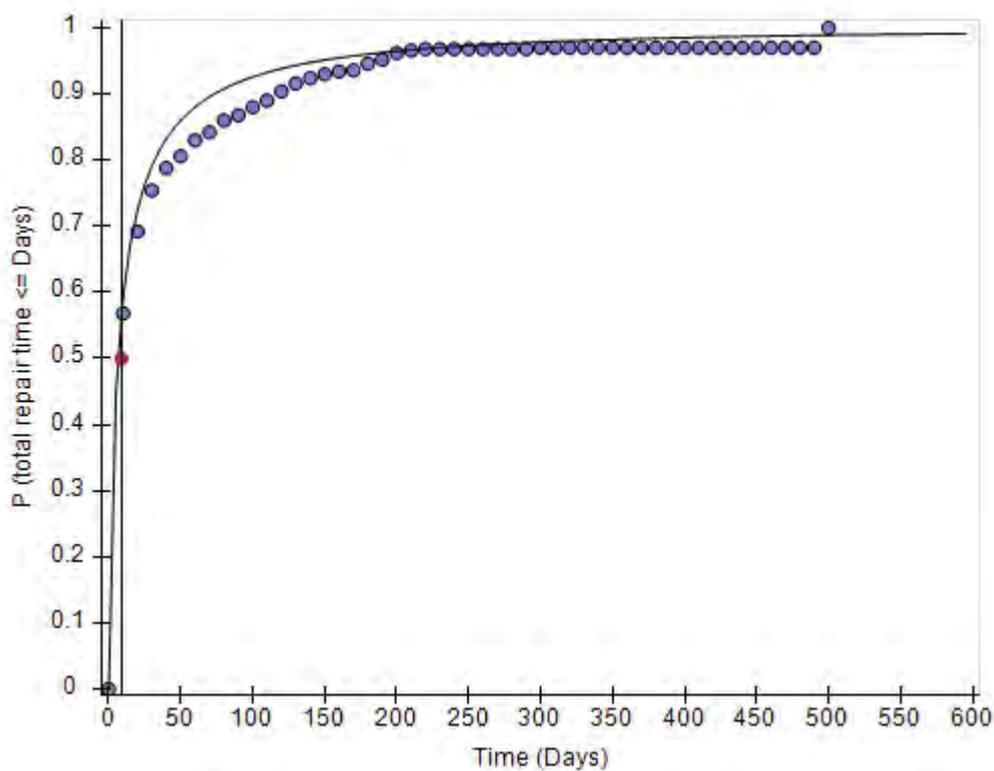


Figura 97.

Disgregado de grupos de desempeño en el tiempo de reparación en modelo diagrid de 20 niveles.

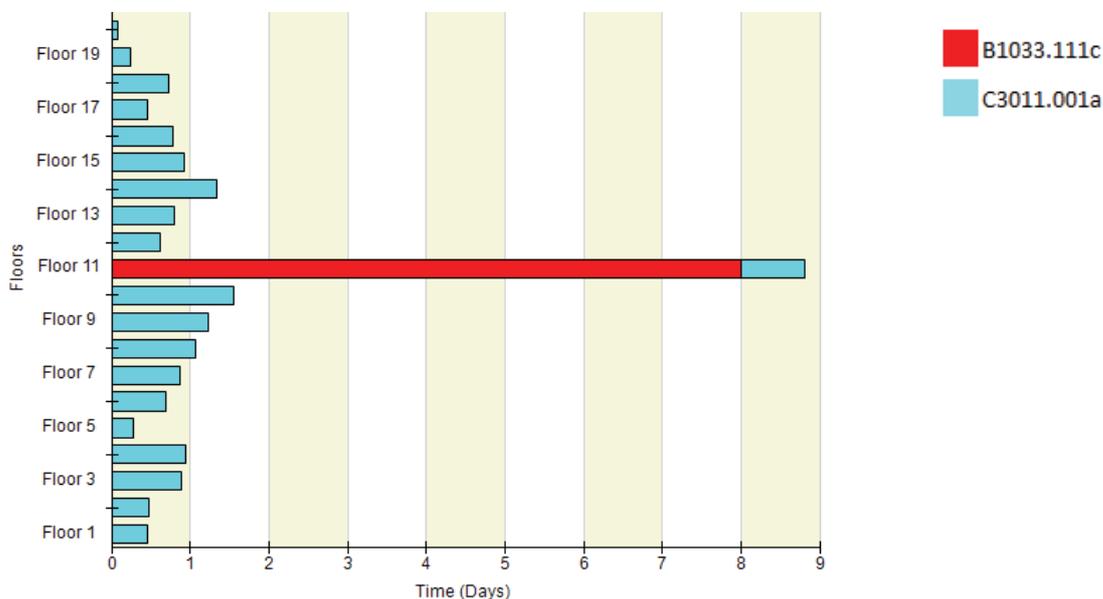
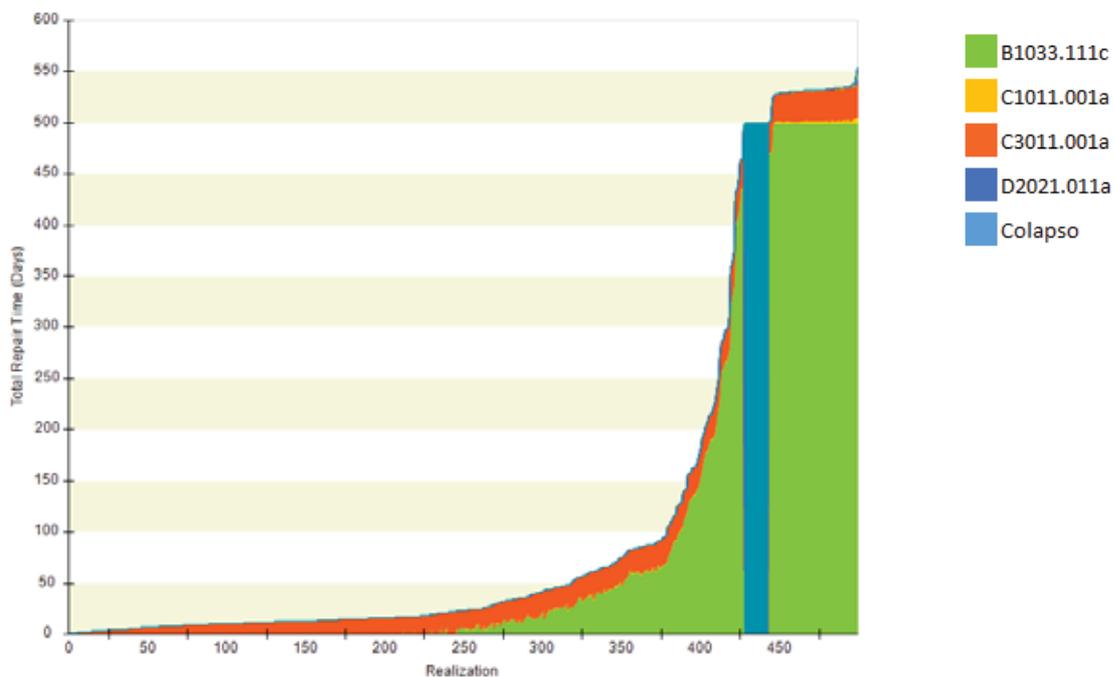


Figura 98.

Diagrama acumulado de los grupos de desempeño en el tiempo de reparación, para el modelo diagrid de 20 niveles.



CAPITULO VI: ANALISIS COMPARATIVO DE RESULTADOS

En el presente capítulo se presentará una comparación de los resultados de los seis modelos (03 con sistema diagrid y 03 con sistema dual) que fueron desarrollados en los dos capítulos previos.

6.1 Edificios de 10 niveles (H=30m)

6.1.1 Periodo de la estructura

Los resultados comparados de los modelos de 10 niveles estudiados se presentan en la Tabla 103.

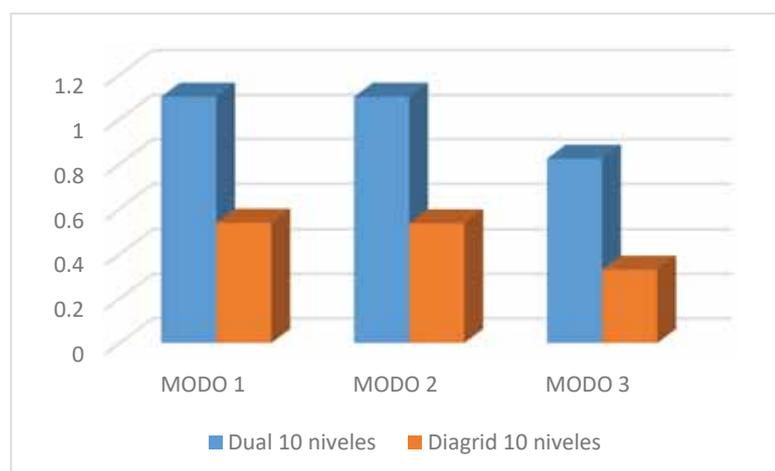
Tabla 103.

Periodos naturales de los modelos de 10 niveles

EDIFICIO	PERIODO		
	MODO 1	MODO 2	MODO 3
Dual 10 niveles	1.101	1.101	0.823
Diagrid 10 niveles	0.54	0.537	0.329

Figura 99.

Periodo en los tres primeros modos para los modelos de 10 niveles.



6.1.2 Desplazamientos máximos

Los desplazamientos máximos de los 6 modelos estudiados están resumidos en la Tabla 104.

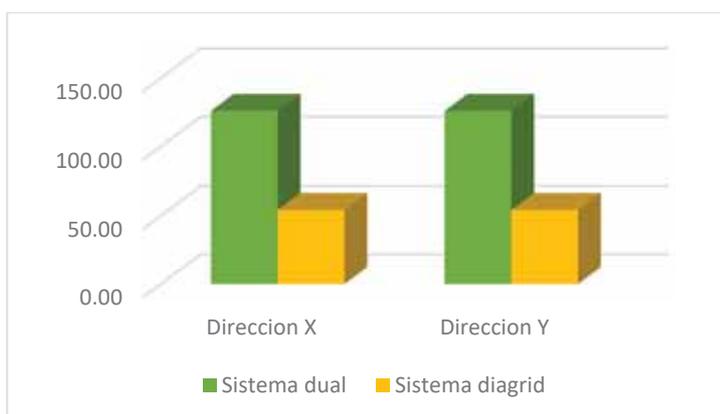
Tabla 104.

Desplazamientos máximos de los modelos de 10 niveles

	10 niveles
Sistema dual en dir. X	125.98
Sistema diagrid en dir. X	54.19
Sistema dual en dir. Y	125.98
Sistema diagrid en dir. Y	54.19

Figura 100.

Desplazamientos máximos de los modelos de 10 niveles



6.1.3 Aceleraciones máximas

De forma similar se compararon las aceleraciones máximas de las estructuras cuyos resultados se presentan en la Tabla 105

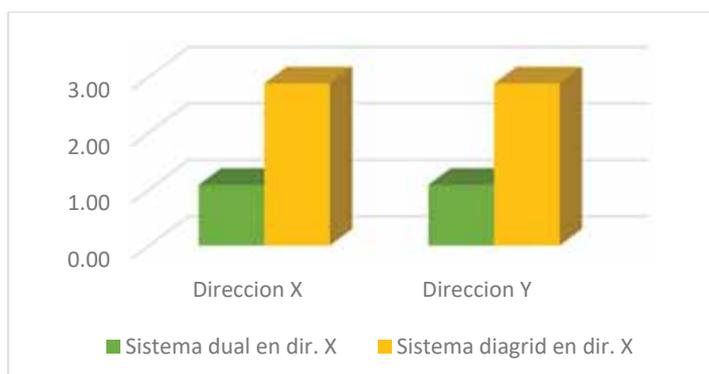
Tabla 105.

Aceleraciones máximas de los modelos de 10 niveles

	10 niveles (m/s ²)
Sistema dual	1.08
Sistema diagrid	2.88

Figura 101.

Aceleraciones máximas de los modelos de 10 niveles



6.1.4 Costo de reparación

De acuerdo con el reporte FEMA P-58, además de los ítems anteriores se debe medir otros parámetros tales como el costo y tiempo de reparación y los impactos ambientales; en la Tabla 106, se presenta el análisis comparativo del costo de reparación para una probabilidad del 50%, así como un desglose de la incidencia de los elementos estructurales y no estructurales.

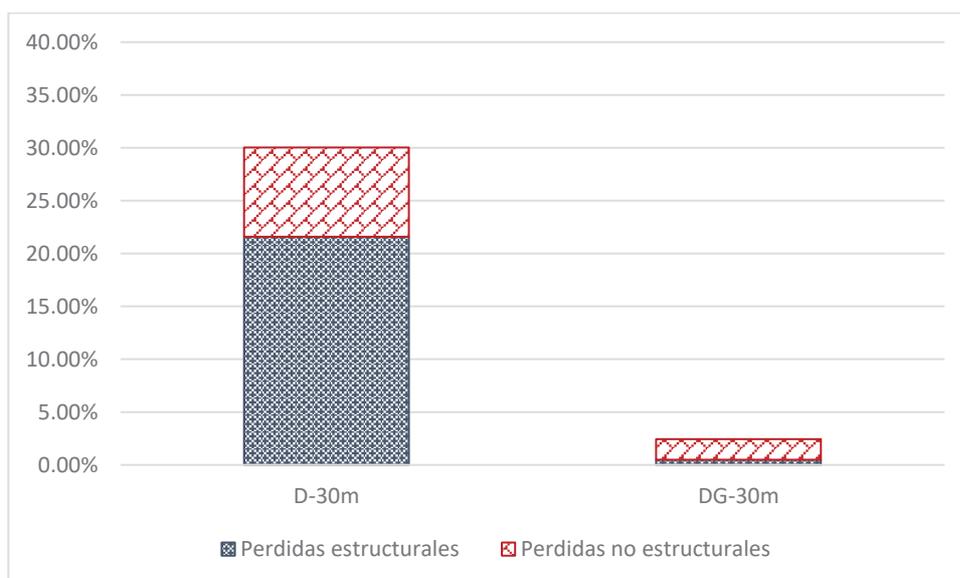
Tabla 106.

Comparativo de costo de reparación de los modelos de 10 niveles para análisis basado en intensidad.

	D-30m	DG-30m
Costo de reemplazo (\$)	4,500,000	5,508,000
Costo de reparación (\$)	1,351,199	134,402
Porcentaje de Costo	30.03%	2.44%
Perdida esperada (\$) E. Estructurales	971,807	27,364
Perdida esperada (\$) E. no estructurales	379,392	107,038

Figura 102.

Pérdida total esperada desglosada por tipo de componente como porcentaje del costo de reemplazo para modelos de 10 niveles



6.1.5 Tiempo de reparación

De forma similar al ítem 6.1.4, en la Tabla 107 se presenta el análisis comparativo del tiempo de reparación para los distintos modelos estudiados.

Tabla 107.

Comparativo de tiempo de reparación.

	D-30m	DG-30m
Tiempo de reemplazo (días)	15.28	8.25

6.2 Edificios de 15 niveles (H=45m)

6.2.1 Periodo de la estructura

Los resultados comparados de los modelos de 15 niveles estudiados se presentan en la Tabla 108.

Tabla 108.

Tres primeros periodos naturales de los modelos de 15 niveles

EDIFICIO	PERIODO		
	MODO 1	MODO 2	MODO 3
Dual 15 niveles	1.507	1.507	1.188
Diagrid 15 niveles	0.782	0.776	0.449

Figura 103.

Periodo en los tres primeros modos para los modelos de 15 niveles.



6.2.2 Desplazamientos máximos

Los desplazamientos máximos de los 6 modelos estudiados están resumidos en la Tabla 109.

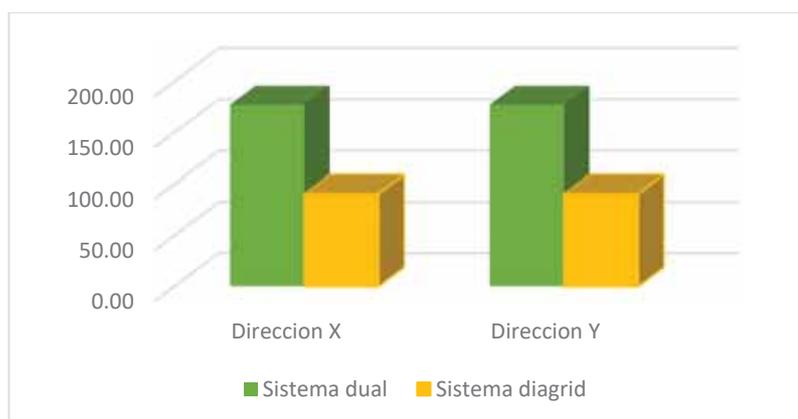
Tabla 109.

Desplazamientos máximos de los modelos de 15 niveles

	15 niveles
Sistema dual en dir. X	177.09
Sistema diagrid en dir. X	90.36
Sistema dual en dir. Y	177.09
Sistema diagrid en dir. Y	90.36

Figura 104.

Desplazamientos máximos de los modelos de 15 niveles



6.2.3 Aceleraciones máximas

De forma similar se compararon las aceleraciones máximas cuyos resultados se presentan en la Tabla 110

Tabla 110.

Aceleraciones máximas de los modelos de 15 niveles

	15 niveles (m/s ²)
Sistema dual	1.01
Sistema diagrid	2.47

Figura 105.

Aceleraciones máximas de los modelos de 15 niveles



6.2.4 Costo de reparación

De acuerdo con el reporte FEMA P-58, además de los ítems anteriores se debe medir otros parámetros tales como el costo y tiempo de reparación y los impactos ambientales; en la Tabla 111, se presenta el análisis comparativo del costo de reparación para una probabilidad del 50%, así como un desglose de la incidencia de los elementos estructurales y no estructurales.

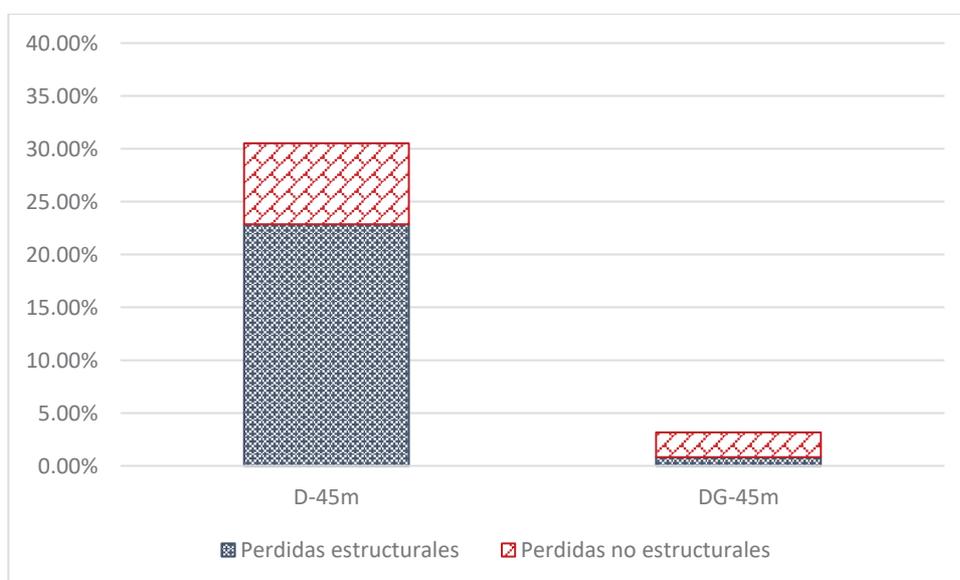
Tabla 111.

Comparativo de costo de reparación de modelos de 15 niveles

	D-45m	DG-45m
Costo de reemplazo (\$)	6,750,000	8,262,000
Costo de reparación (\$)	2,059,352	261,904
Porcentaje de Costo	30.51%	3.17%
Perdida esperada (\$)		
E. Estructurales	1,543,070	67,807
Perdida esperada (\$)		
E. no estructurales	516,282	194,097

Figura 106.

Pérdida total esperada desglosada por tipo de componente como porcentaje del costo de reemplazo de los modelos de 15 niveles



6.2.5 Tiempo de reparación

De forma similar al ítem 6.2.4, en la Tabla 112 se presenta el análisis comparativo del tiempo de reparación para los modelos de 15 niveles

Tabla 112.

Comparativo de tiempo de reparación.

	D-45m	DG-45m
Tiempo de reemplazo (días)	14.87	8.99

6.3 Edificios de 20 niveles (H=60m)

6.3.1 Periodo de la estructura

Los resultados comparados de los modelos de 20 niveles estudiados se presentan en la Tabla 113.

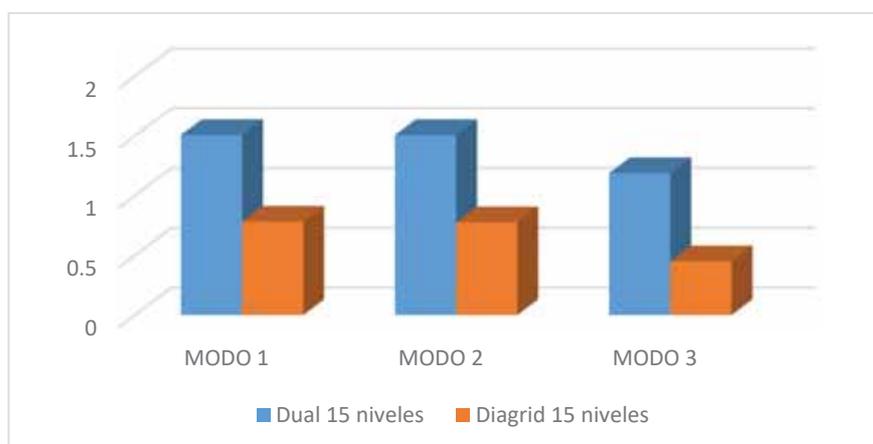
Tabla 113.

Periodos naturales de los modelos

EDIFICIO	PERIODO		
	MODO 1	MODO 2	MODO 3
Dual 20 niveles	1.873	1.873	1.495
Diagrid 20 niveles	1.005	1.005	0.553

Figura 107.

Periodos de estructuras para los modelos de 20 niveles.



6.3.2 Desplazamientos máximos

Los desplazamientos máximos de los modelos estudiados están resumidos en la Tabla 114.

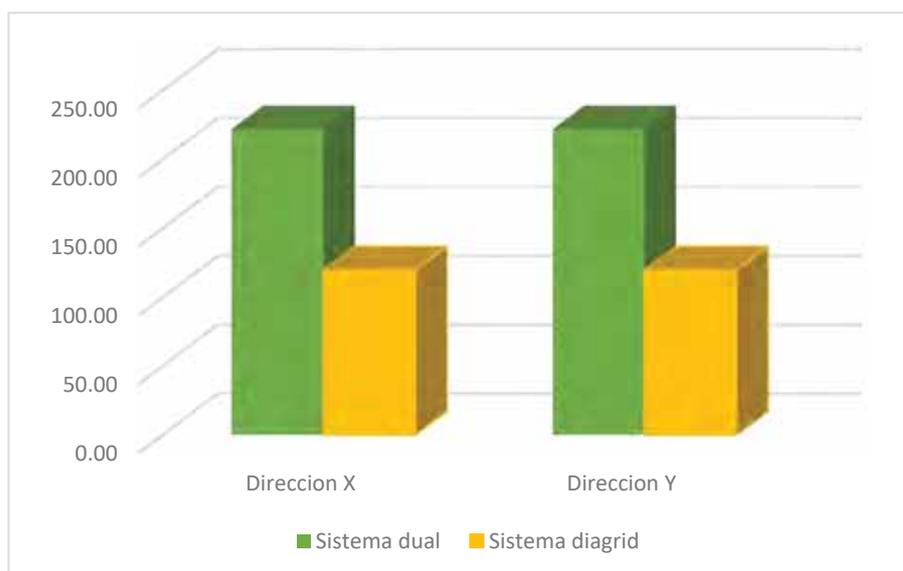
Tabla 114.

Desplazamientos máximos de los modelos de 20 niveles

	20 niveles
Sistema dual en dir. X	221.77
Sistema diagrid en dir. X	119.49
Sistema dual en dir. Y	221.77
Sistema diagrid en dir. Y	119.49

Figura 108.

Gráfico comparativo de desplazamientos máximos de los modelos de 20 niveles



6.3.3 Aceleraciones máximas

De forma similar se compararon las aceleraciones máximas cuyos resultados se presentan en la Tabla 115.

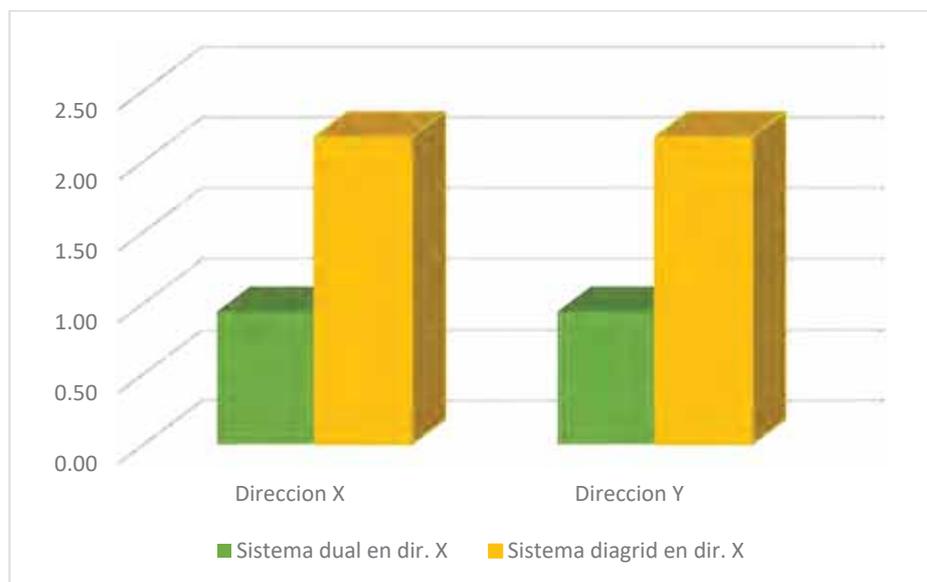
Tabla 115.

Aceleraciones máximas de los modelos de 20 niveles

	20 niveles (m/s ²)
Sistema dual	0.94
Sistema diagrid	2.17

Figura 109.

Gráfico comparativo de aceleraciones máximas de los modelos de 20 niveles



6.3.4 Costo de reparación

De acuerdo con el reporte FEMA P-58, además de los ítems anteriores se debe medir otros parámetros tales como el costo y tiempo de reparación y los impactos ambientales; en la Tabla 116, se presenta el análisis comparativo del costo de reparación para una probabilidad del 50%, así como un desglose de la incidencia de los elementos estructurales y no estructurales.

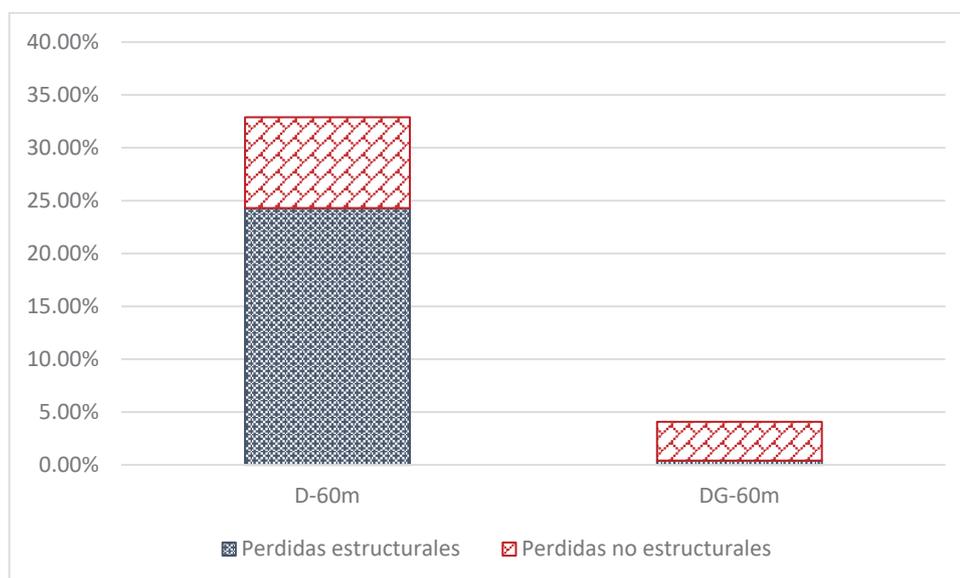
Tabla 116.

Comparativo de costo de reparación del análisis.

	D-60m	DG-60m
Costo de reemplazo (\$)	8,262,000	11,016,000
Costo de reparación (\$)	2,717,024	294,444
Porcentaje de Costo	32.89%	2.67%
Perdida esperada (\$) E. Estructurales	2,007,257	29,916
Perdida esperada (\$) E. no estructurales	709,767	264,528

Figura 110.

Pérdida total esperada disgregada por tipo de componente como porcentaje del costo de reemplazo de modelos de 20 niveles



6.3.5 Tiempo de reparación

De forma similar al ítem 3.8.4, en la Tabla 117 se presenta el análisis comparativo del tiempo de reparación para los distintos modelos estudiados.

Tabla 117.

Comparativo de tiempo de reparación de los modelos de 20 niveles estudiados

	D-60m	DG-60m
Tiempo de reemplazo (días)	14.79	8.81

CAPITULO VII:

DISCUSION DE RESULTADOS

En el presente capítulo se discutirán cada uno de los resultados de los indicadores que se mostraron en el capítulo anterior, comparándolos con los antecedentes de otras tesis, el estado de la cuestión y el pensamiento crítico del investigador.

7.1 Periodo de la estructura

En la investigación al comparar los periodos de los edificios con sistema estructural dual y diagrid de 10,15 y 20 niveles, en la ciudad del Cusco, modelados sobre un suelo de tipo S2, se pudo encontrar que los periodos fundamentales de las estructuras con sistema diagrid respecto a los periodos de las estructuras duales (10 niveles: 0.771s vs 1.101s, 15 niveles: 1.266s vs 1.507s, y 20 niveles: 1.611s vs 1.873s) obtenidos a través del análisis modal, son menores, lo que da a entender que las estructuras diagrid tienen mayor rigidez, frente a los mencionado se rechaza la hipótesis nula y se aprueba la hipótesis de investigación, donde refiere que las estructuras diagrid tienen un menor periodo.

Estos resultados son corroborados por Mingze (2015) quien en su investigación concluye que las estructuras con sistema diagrid de acero son más rígidas y tienen un menor periodo comparado con las estructuras de concreto dual, así también Liptack (2012) afirma que las estructuras diagrid experimentan un comportamiento más frágil que otras estructuras de acero tubular con propiedades similares, sin embargo las estructuras diagrid presentan oportunidades muy considerables para la redistribución de carga ante eventos sísmicos.

En tal sentido y al analizar estos resultados confirmamos que las estructuras diagrid de acero son más frágiles, justificando tener un coeficiente de reducción

sísmica de 3.54, menor a muchas estructuras, pero a la vez esto le permite a los edificios con sistema diagrid tener elementos más robustos.

7.2 Desplazamientos máximos

En segundo lugar con el objetivo de comparar los desplazamientos máximos que tendrán modelos de mediana altura que usen el sistema estructural diagrid ante sollicitaciones sísmicas en la ciudad del Cusco, los resultados reflejaron al comparar los desplazamientos máximos de los edificios con sistema estructural dual y diagrid de 10,15 y 20 niveles, se pudo encontrar que las estructuras con sistema diagrid cuentan con menores desplazamientos máximos (10 niveles: 87.10mm, 15 niveles: 148.26mm, y 20 niveles: 186.47mm) frente a los desplazamientos máximos de las estructuras duales (10 niveles: 125.98mm, 15 niveles: 177.09mm, y 20 niveles: 227.77mm) obtenidos a través del análisis modal espectral.

Los resultados en ambas direcciones son idénticos para todos los casos debido a la simetría estructural con los que se diseñó, además se evidencio un menores desplazamientos en los edificios duales lo que da a entender que las estructuras diagrid tienen mayor rigidez, y controlan mejor los desplazamientos en modelos de mediana altura, frente a los mencionado se rechaza la hipótesis nula y se aprueba la hipótesis de investigación, donde los edificios con sistema estructural Diagrid tiene menores desplazamientos en edificaciones de mediana altura que aquellos que usan sistema dual en la ciudad del Cusco.

Estos resultados son corroborados por Mingze (2015) y Shah, Mevada, y Patel (2016) quienes aseveran que el sistema estructural diagrid ha emergido como una mejor solución para la resistencia a en términos de desplazamientos y rigidez, dándole el crédito a la rigidez la cual es muy útil para cargas de viento en edificios de gran altura frente a los sistemas convencionales, Moon, Connor, y Fernández (2007)

observa que la rigidez de las estructuras diagrid yace principalmente en la inclinación de las diagonales que le brindan mayor posibilidad de rigidez debido a que los elementos soportan su carga mediante esfuerzos axiales, frente a otras estructuras que dependen prioritariamente en la resistencia al cortante del sistema estructural.

Analizando estos resultados se puede ver que las estructuras diagrid soportan de mejor forma las cargas laterales gracias a su configuración geométrica la cual le permite resistir a las cargas mediante esfuerzos axiales en sus miembros los cuales dependen a su vez de la inclinación que tengan los miembros sobre la horizontal.

7.3 Aceleraciones máximas

En tercer lugar con el objetivo de comparar las aceleraciones máximas que tendrán edificaciones de mediana altura que usen el sistema estructural diagrid y dual frente a fuerzas sísmicas en la ciudad del Cusco, los resultados muestran que las aceleraciones máximas de los edificios con sistema estructural dual cuentan con menores valores (10 niveles: 1.08m/s^2 , 15 niveles: 1.01m/s^2 , y 20 niveles: 0.94m/s^2) frente a las aceleraciones máximas de las estructuras diagrid (10 niveles: 2.30m/s^2 , 15 niveles: 2.17m/s^2 , y 20 niveles: 2.14m/s^2) obtenidos a través del análisis modal espectral, lo que da a entender que las estructuras diagrid tienen mayor rigidez, y controlan mejor los desplazamientos en modelos de mediana altura.

Estos resultados son corroborados por Mingze (2015) quien concluye que debido a la gran diferencia entre periodos fundamentales entre un sistema convencional y un sistema diagrid, la aceleración no solo es controlada por el sistema estructural sino también por el periodo natural, además Ibrahim (2016) al comparar modelos de 31 niveles con sistema convencional frente a modelos diagrid con distintos ángulos de inclinación en los cuales el modelo con sistema dual tiene

controla de mejor forma las aceleraciones máximas que modelos diagrid con 36.86° y 56.30° pero que un modelo con 66.03° .

Observando dichos resultados se puede ver que las estructuras duales controlan de mejor forma las aceleraciones máximas de piso gracias a su sistema estructural y a su mayor periodo natural, sin embargo, los modelos con sistema diagrid podrían mejorar en su desempeño frente a este indicador, con la variación del ángulo, por lo que se requeriría mayor investigación al respecto.

7.4 Costo de reparación

Con el objetivo de encontrar el sistema estructural con mejor desempeño ante sollicitaciones sísmicas en edificaciones de mediana altura en la ciudad del Cusco, no solo a nivel de seguridad de vida sino también de indicadores económicos, se incluyeron dos indicadores presentes en el Reporte FEMA P-58, uno de ellos es el costo de reparación de la estructura, en el cual se obtuvieron resultados que muestran que las edificaciones con sistema estructural diagrid cuentan con un menor costo de reparación frente a las edificaciones con sistema dual (10 niveles: 463k US\$ vs 1.3M US\$, 15 niveles: 425k US\$ vs 2.0M US\$, y 20 niveles: 448k US\$ vs 2.0M US\$) después de haberles realizado un evaluación de desempeño sísmico en el programa PACT. Esto quiere decir que ante un evento considerado como sismo de diseño con una probabilidad 50% las estructuras diagrid con 71.56° son menos susceptibles a sufrir daño en sus elementos estructurales y no estructurales, frente a los mencionado se acepta la hipótesis de la investigación y se rechaza la hipótesis nula, donde se puede observar que las edificaciones de mediana altura que usan el sistema estructural diagrid tienen un mejor desempeño sísmico que las que usan sistema dual en la ciudad del Cusco, esta aseveración no puede ser corroborada en otros estudios ya que a la fecha aún no existen estudio comparativos de desempeño

sísmico de edificaciones duales y diagrid, sin embargo a juicio del investigador estos resultados se dan debido a que los resultados de daño estructural son dominados por el desplazamiento como parámetro de demanda, durante el estudio se mostró que el sistema diagrid controla mejor los desplazamientos.

De acuerdo con los gráficos de barras de las partidas incidentes en el costo de reparación de los edificios duales se puede observar que la partida con mayor incidencia son los muros de corte con un 80%, lo cual denota un comportamiento coherente al diseño ya que dichos muros son los llamados a absorber la carga sísmica liberando energía, y previniendo el colapso de la estructura luego de ellos los siguientes elementos que intervienen son los muros de distribución, los cuales están sujetos al parámetro de demanda de deriva.

Para el caso de los modelos con sistema diagrid se logra observar que las partidas con mayor incidencia en el costo son las de muros arquitectónicos, los cuales inicialmente son los primeros en sufrir fallas sin embargo basados en los cuadros acumulados de partidas incidentes se puede observar que cuantos más elementos diagonales lleguen a la falla el sistema tendera al colapso rápidamente, también se logra observar que para el modelo de 10 niveles existe una gran incidencia de la partida de elementos diagonales, lo que daría a entender que algunos elementos han sufrido falla, este comportamiento también fue observado en la tesis realizada por Liptack (2012) el cual recomienda que para edificaciones con alturas con relación $H/B=1$ el ángulo óptimo de las diagonales es de 50.3° , tomando el hecho que en la investigación se usó un ángulo mayor al recomendado se puede justificar el mayor daño estructural.

Al analizar las curvas de ajuste de costo de reparación de los 6 modelos estudiados se encuentra que los modelos con sistema diagrid tienen una pendiente

mayor mostrando menor vulnerabilidad sísmica y teniendo menor variación de perdidas ante la variación de la probabilidad de excedencia, frente a los modelos duales los cuales al tener una curva más tendida muestran mayor variación del costo de reparación frente a la variación de la probabilidad.

Además, se observó que para la excitación seleccionada no existe grandes daños correspondientes al parámetro de demanda aceleración en ninguno de los dos tipos de estructuración.

7.5 Tiempo de reparación

De forma similar al indicador anterior teniendo como objetivo el dotar al evaluador, dueño e ingeniero de indicadores económicos y ambientales de edificaciones de mediana altura que usen el sistema estructural diagrid y dual en la ciudad del Cusco, se evaluó los resultados del tiempo de reparación que se obtuvieron después de haberles realizado un evaluación de desempeño sísmico en el programa PACT fueron los siguientes: (10 niveles: 10.70 días vs 15.28 días, 15 niveles: 7.80 días vs 14.87 días, y 20 niveles: 3.53 días vs 14.59 días), los primeros valores corresponden a los modelos con sistema diagrid y los segundos a los duales, todos ellos a una probabilidad del 50% de ser excedida, considerando a 10 trabajadores por nivel.

De los resultados se puede observar que en los modelos con sistema dual la distribución de partidas que incurren en el tiempo de reparación promedio son muy similares a las obtenidas para el costo de reparación, siendo los muros de corte los que lideran el trabajo, en los gráficos acumulados de partidas incidentes en el tiempo de reparación se observa la predominancia de la partida de muros de corte, seguida por los muros arquitectónicos de división, ya en la parte final aparecen las fallas de

las uniones viga columna las cuales al acumularse causan el colapso de las estructuras.

Para el caso de las estructuras con sistema diagrid se encontró que la falla de elementos diagonales es muy baja ya que para el grafico de barras que se presenta en las evaluaciones, el reemplazo de estos elementos corresponde a una unidad en los peores casos, sin embargo cuando las diagonales llegan al estado de daño, el tiempo de reparación es bastante largo pudiendo llegar a promedios de 53 días de reparación de acuerdo a las especificaciones de fragilidad definidas en el PACT, pero al ser un análisis probabilístico en otras realizaciones no se evidencia fallas en elementos diagonales lo que reduce el tiempo promedio de reparación.

Además, se observa que los gráficos de tiempo de reparación de los distintos modelos muestran muy poca variación del tiempo de reparación con respecto a la probabilidad, esto se debe a que para la reparación se ha programado trabajos simultáneos de reparación para ambos sistemas estructurales.

Finalmente, se puede observar que los modelos con mayor altura contemplan un menor tiempo de reparación, lo que da a entender que la influencia del ángulo de inclinación mayor muestra un mejor desempeño cuanto mayor elevación tenga la edificación, en los cuales el trabajo de reparación se centra en los elementos no estructurales de tipo muro, estos resultados siguen la directriz del indicador costo de reparación en el cual también se encuentran menores perdidas en los edificios diagrid.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

El propósito de la presente investigación era determinar cuál de los sistemas estructurales, dual o diagrid, utilizados en edificaciones de mediana altura, en la ciudad del Cusco, bajo un suelo definido como intermedio, tenía un mejor desempeño sísmico, para lo cual se usó la metodología presentada en el Reporte FEMA P-58 para el cálculo de los indicadores, lo que permitió concluir:

1. La configuración geométrica de los elementos diagonales en los modelos con sistema diagrid optimizan la rigidez estructural del modelo permitiendo mayores cargas laterales con una menor cantidad de elementos estructurales.
2. El ángulo de inclinación de 71.56° en las estructuras con sistema diagrid no es el óptimo para el control de las aceleraciones máximas en edificaciones de mediana altura siendo superado por el sistema estructural dual.
3. A una probabilidad del 50% de ser excedida, el sistema diagrid con ángulo de 71.56° en edificaciones de 15 y 20 niveles muestra un mejor desempeño al ser sometido a un sismo de diseño, teniendo un menor costo de reparación, en elementos estructurales su mayor resistencia al desplazamiento permite tener menores daños.
4. El ángulo de 71.56° no es el óptimo para edificaciones de 10 niveles con sistema diagrid, aun así, las edificaciones con sistema diagrid mostraron un mejor desempeño frente a los edificios con sistema dual, los cuales tienen pérdidas significativas de muros de corte.
5. Ante un evento con intensidad del sismo de diseño la aceleración máxima de entrepiso no influye significativamente en los resultados de desempeño sísmico en edificaciones de mediana altura con elementos basados en NQE (Normative Quantity Estimator)

6. La deriva de entrepiso como parámetro de demanda tiene una gran influencia en el indicador de tiempo de reparación en edificaciones con sistema estructural diagrid, sin embargo, en edificaciones con sistema dual, dicho indicadores distribuidos entre los muros de corte y muros no estructurales.
7. La falla de los componentes estructurales tipo muro de corte en el sistema dual incrementa significativamente el tiempo de reparación de la estructura ante a un evento como el sismo de diseño, frente a los edificios con sistema diagrid los cuales con la misma probabilidad de ser excedida pierden menos elementos estructurales.
8. El modelamiento de diagonales como elementos articulados en sus extremos en las estructuras con sistema diagrid aumenta la probabilidad de excedencia del umbral de costo máximo admitido por reparación.
9. Finalmente se concluye que los edificios de mediana altura con sistema estructural diagrid tiene un mejor desempeño sísmico ante un sismo de diseño debido a que este sistema hace uso de la configuración geométrica, ángulo de inclinación de las diagonales, lo cual le permite optimizar los esfuerzos resistentes de sus miembros.

RECOMENDACIONES

1. Evaluar el comportamiento estructural del sistema diagrid en distintos materiales distintos al acero en la ciudad del Cusco.
2. El presente estudio realizo el análisis en edificaciones regulares, sin embargo, en el ejercicio profesional también existen casos de estructuras sin simetría las cuales serían una oportunidad de investigación futura.
3. Investigar el ángulo de inclinación de diagonales para el sistema diagrid óptimo para edificaciones de mediana altura en la ciudad del Cusco, que controlen de mejor forma las aceleraciones máximas.
4. Conviene realizar investigaciones sobre el comportamiento histerético de distintos materiales para poder definir de mejor forma los estados de daños de los componentes que intervienen en el sistema estructural dual y diagrid para poder tener resultados más confiables.
5. Se recomienda realizar nuevos trabajos en cuanto al costo de construcción de los edificios diagrid en la ciudad del Cusco, capacitación de la mano de obra para poder evaluar la viabilidad de proyectos con este sistema estructural.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- Alushi, F. (2016). *Seismic Response of dual system in reinforced concrete building [Tesis de maestría, Epoka University]*. Repositorio Institucional - Epoka University. Obtenido de <http://dspace.epoka.edu.al/handle/1/1688>
- Augenti, N., & Parisi, F. (2009). Numerical analyses of masonry-RC combined systems. *PROHITECH 2009 Conference* (págs. 1109-1114). Rome: PROHITECH.
- Barreto, D. A. (2019). *Analisis probabilistico de peligro sismico para el diseño de una presa de enrocado en Huancavelica [Tesis de licenciatura, Pontificia Universidad Católica del Perú]*. Repositorio institucional - Pontificia Universidad Católica del Perú. Obtenido de <http://hdl.handle.net/20.500.12404/14128>
- Boake, T. M. (2013). Diagrids, the New Stability System: Combining Architecture with Engineering. *AEI 2013 Building solutions for Architectural Engineering*, 574-583.
- Boake, T. M. (2016). The Emergence of Diagrid - It's all about the Node. *국제초고층학회논문집*, 5 (4), 293-304. Obtenido de <https://doi.org/10.21022/IJHRB.2016.5.4.293>
- Carlotto, V., Jaillard, E., Carlier, G., & Cardenas, J. (1991). Evolucion estatigrafica Mezozoica de la Region del Cusco. *VII Congreso de Geología*, (págs. 599-604). Lima.
- CISMID. (2013). Estudios de microzonificación geotécnica sismica y evaluacion de riesgo en zonas ubicadas en los distritos de Carabayllo y el Agustino (Provincia y departamento de Lima); distrito de Cusco (provincia y departamento del Cusco).
- Datta, T. K. (2010). *Seismic Analysis of Structures*. Delhi: John Wiley & Sons Pte Ltd.

- FEMA. (2018). *Seismic Performance Assesment of Buildings, Report P-58*. Washinfon D.C.: Federal Emergency Managment Agency.
- Fernandez Baca, C., Benavente, R., & Gomez, A. (2004). *Estudio del Mapa de Peligros de la Ciudad del Cusco*. Cusco: PNUD - INDECI.
- Gregory, W. (1916). Geologic reconnaissance of the Cusco Valley. *American journal of Science, II*, 241.
- Hernandez, R., Fernandez, C., & Baptista, M. (2014). *Metodologia de la Investigacion*. Mexico D.F.: McGraw Hill.
- Huaman, D. (1986). Observaciones neotectonicas del sismo de Cusco del sismo del Cusco del 05 de abril de 1986.
- Ibrahim, M. (2016). Comparative Study of Performance of Conventional R.C Framed Structures and Diagrid Structures Subjected to Ground Motions. *International Research Journal of Engineering and Technology*, 3(10), 639-644.
- INGEMMET. (2011). Geologia del Cuadrangulo del Cusco Hoja 28-S. *Boletin No 138 Serie A*.
- Kim, J., & Lee, Y.-H. (2012). Seismic performance evaluation of diagrid system buildings. *The Strutural Design of Tall and Special Buildings*, 21, 736–749.
- Liptack, R. (2013). *Motion Based Seismic Design and Loss Estimation of Diagrid Structures [Tesis de maestría, Massachusetts Institute of Technology]*. Repositorio Institucional - Massachusetts Institute of Technology. Obtenido de <https://dspace.mit.edu/handle/1721.1/82818>
- Lopez Pasos, C. H., & Miranda Huaman, J. M. (2015). *Evaluación de la capacidad estructural de un centro comercial sometido a los sismos de los años 1966, 1970 y 1974 en el distrito de Cercado de Lima [Tesis de licenciatura,*

- Universidad Ricardo Palma*]. Repositorio Institucional - Universidad Ricardo Palma. Obtenido de <http://repositorio.urp.edu.pe/handle/URP/2257>
- Maqhareh, M. R., & Korsavi, S. (2014). The Evolutionary Process of Diagrid Structure towards Architectural, Structural and Sustainability Concepts: Reviewing Case Studies. *Journal of Architectural Engineering*, 3(2), 121. Obtenido de <https://doi.org/10.4172/2168-9717.1000121>
- Mingze, S. (2015). *A Comparative Study on the Seismic Performance of Concrete and Steel Diagrid Structures [Tesis de maestria, Massachusetts Institute of Technology]*. Repositorio Institucional - Massachusetts Institute of Technology. Obtenido de <http://hdl.handle.net/1721.1/99632>
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2020). *Norma Técnica E.030*. Lima: SENCICO.
- Moon, K.-S., Connor, J., & Fernández, J. (2007). Diagrid structural systems for tall buildings: characteristics and methodology for preliminary design. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 205-230.
- Núñez, J. L. (2018). *Análisis comparativo de edificios con sistemas estructurales de concreto armado: duales versus diagrid [Tesis de maestria, Universidad Privada de Tacna]*. Repositorio Institucional - Universidad Privada de Tacna. Obtenido de <http://repositorio.upt.edu.pe/handle/UPT/641>
- Paulay, T., & Priestley, M. (1992). *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*. John Wiley & Sons Inc.
- Pojani, N. (2003). *Ingeniería sísmica*. Toena.
- Quiroz, A., Teran, A., & Serrano, M. (2017). Ventajas sismorresistentes y ambientales del sistema de rejillas rígidas diagrid para edificios en zonas de alta sismicidad. *Revista de Ingeniería Sísmica No. 97* 64-83, 64.

- Scaramozzino, D., Lacidogna, G., & Carpinteri, A. (2020). New Trends Towards Enhanced Structural Efficiency and Aesthetic Potential in Tall Buildings: The Case of Diagrids. *Applied Sciences*, 10(11), 3917. Obtenido de <https://doi.org/10.3390/app10113917>
- Shah, M. I., Mevada, S., & Patel, V. (2016). Comparative study of Diagrid Structures with Conventional Frame Structures. *Journal of Engineering Research and Applications*, 22-29.
- Tavera, H., Bernal, I., Condori, C., Ordaz, M., Zevallos, A., & Ishizawa, O. (2014). *Re-evaluacion del peligro sismico probabilistico para el Peru*. Lima: Instituto Geofisico del Peru.
- Tesfamariam, S., & Goda, K. (2013). *Handbook of seismic risk analysis and management of civil infrastructure systems*. Philadelphia: Woodhead Publishing.
- Toledo, V. (2017). *Evaluacion del desempeño de un edificio con base fija convencional y con aisladores sismicos en la base [Tesis de maestria, Universitat Politècnica de Catalunya]*. Repositorio Institucional - Universitat Politècnica de Catalunya. Obtenido de <http://hdl.handle.net/2117/116457>
- Vamvatsikos, D., & Cornell, C. (07 de 2006). Direct Estimation of the Seismic Demand and Capacity of Oscillators with Multi-Linear Static Pushovers through IDA. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 35, 1097-1117. doi:10.1002/eqe.573

ANEXO 1: MATRIZ DE CONSISTENCIA

PROBLEMAS	OBJETIVOS	HIPOTESIS	INDICADORES
Problema general	Objetivo general	Hipotesis general	
<p>PG: En base a la metodología presentada en el Reporte FEMA P-58-1, ¿Cuál de los sistemas estructurales: dual o diagrid, ¿tendrá un mejor desempeño ante sollicitaciones sísmicas tomando en cuenta edificaciones de mediana altura en la ciudad del Cusco?</p>	<p>OG: Usando la metodología FEMA P-58-1, comparar el desempeño sísmico de edificaciones de mediana altura con los sistemas estructurales Diagrid y dual en la región del Cusco.</p>	<p>HG: De acuerdo con la metodología presentada en el Reporte FEMA P-58-1, el sistema estructural Diagrid tiene un mejor desempeño ante sollicitaciones sísmicas en edificaciones de mediana altura en la ciudad del Cusco, en comparación con el sistema estructural dual.</p>	
Problemas específicos	Objetivos específicos	Hipotesis específicas	
<p>PE1: ¿La elección de un sistema estructural para edificaciones de mediana altura ejerce influencia sobre los costos de reparación producto de un evento sísmico como el sismo de diseño?</p>	<p>OE1: Comparar la influencia que tiene el uso de un sistema estructural (diagrid o dual) sobre el costo de reparación en modelos de mediana altura ante sollicitaciones sísmicas en la ciudad del Cusco.</p>	<p>HE1: Los edificios con sistema estructural Diagrid tiene menores costos de reparacion en edificaciones de mediana altura que aquellos que usan sistema dual en la ciudad del Cusco.</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Costo de reparación • Tiempo de reparación
<p>PE2: ¿Existirá alguna diferencia entre edificaciones de mediana altura con sistema estructural diagrid y dual con respecto al tiempo de reparación?</p>	<p>OE2: Evaluar la diferencia de modelos de mediana altura con sistema dual y diagrid con respecto al tiempo de reparación ante un evento sísmico en la ciudad del Cusco.</p>	<p>HE2: Las edificaciones de mediana altura que usan el sistema estructural Diagrid tienen menores tiempos de reparación que las que usan sistema dual en la ciudad del Cusco.</p>	

ANEXO 2: ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS

ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS

ANALISIS COMPARATIVO DEL DESEMPEÑO SISMICO DE EDIFICIOS DE MEDIANA ALTURA CON SISTEMA ESTRUCTURAL DUAL Y DIAGRID EN CUSCO

UBICACIÓN :

PROVINCIA : CUSCO
DISTRITO : WANCHAQ

SOLICITA : JONATHAN HAMED SAICO QUISPE

NOVIEMBRE – 2020



Ing. CIP. HERBIVY J. ZEVALLOS GUZMAN
Ingeniero Civil
Reg. del Colegio de Ingenieros N° 67462

CONTENIDO

1.0 GENERALIDADES

1.1. OBJETIVO

1.2. UBICACION

1.3. INFORMACION DE LA OBRA A CIMENTAR

1.4. RESUMEN DE LOS TRABAJOS EFECTUADOS

1.5. RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACION

2.0 GEOLOGIA Y SISMICIDAD

2.1. GEOLOGIA

2.2. SISMICIDAD

3.0 INVESTIGACION DE CAMPO

3.1. EXPLORACION POR MEDIO DE CALICATAS Y PERFORACIONES "AUGER".

4.0 ENSAYOS DE LABORATORIO

4.1. ENSAYOS ESTANDAR

4.2. ENSAYOS ESPECIALES

5.0 PERFILES ESTRATIGRAFICOS

6.0 AGRESION DEL SUELO A LA CIMENTACION

7.0 ANALISIS DE CIMENTACION

7.1. PROFUNDIDAD DE CIMENTACION

7.2. TIPO DE CIMENTACION

7.3. CÁLCULO Y ANALISIS DE LA CAPACIDAD PORTANTE

7.4. CALCULO DE ASENTAMIENTOS

8.0 CUADRO RESUMEN SOBRE EL ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS

9.0 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

ANEXOS : FIGURAS, ENSAYOS DE CAMPO Y LABORATORIO, PERFILES.

1.- GENERALIDADES.

Los trabajos realizados comprenden la prospección geotécnica, ensayos in situ y en laboratorio y el respectivo informe; con el objeto de proporcionar información sobre las características litológicas y geomecánicas del subsuelo a nivel de fundación y hasta los 6,00m. de profundidad del proyecto denominado : "**Análisis Comparativo Del Desempeño sísmico De Edificios De Mediana Altura Con Sistema Estructural Dual Y Diagrid En Cusco**".

1.1.- OBJETIVOS.

Son objetivos del presente estudio:

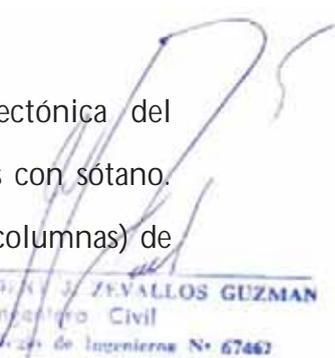
- Establecer el perfil geotécnico del suelo que conforma el área del proyecto hasta una profundidad de 6,0m. por métodos directos.
- Determinar las propiedades físicas y características de comportamiento mecánico del suelo (resistencia y deformabilidad), hasta la profundidad donde las cargas externas (peso propio) sean de consideración.
- Evaluar la presencia de aguas freáticas en el entorno del proyecto.
- Realizar las recomendaciones que sean necesarias para la correcta elaboración, estructuración y materialización del proyecto.

1.2.- UBICACION.

El proyecto se encuentra ubicado en el Distrito de Wanchaq, Provincia y Departamento del Cusco, La fachada principal da hacia la Av. Infancia.

1.3.- INFORMACION DE LA OBRA A CIMENTAR.

De acuerdo con el planteamiento y configuración arquitectónica del proyecto se tienen edificaciones desde un nivel hasta los siete niveles con sótano. Estructuralmente comprenden estructuras aporticadas (placas, vigas y columnas) de concreto armado y entre cada piso confinados mediante losas aligeradas.



Ing. CIP. HERIBERTO ZEVALLOS GUZMAN
Ingeniero Civil
Reg. del Colegio de Ingenieros N° 67462

1.4.- RESUMEN DE LOS TRABAJOS EFECTUADOS

Los trabajos que se realizaron son los siguientes:

1. Reconocimiento de campo.
2. Recopilación de información relacionada con el proyecto.
3. Ubicación de las 02 calicatas a cielo abierto.
4. Registro de campo y toma de muestras alteradas e inalteradas.
5. Ejecución de ensayos de laboratorio en muestras de suelo y agua freática.
6. Elaboración del Informe Técnico.

1.5.- RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACION

Tipo de cimentación: Para la zona sin presencia de nivel freático se recomienda plantear una cimentación superficial en base a zapatas aisladas de concreto armado conectadas con vigas de cimentación.

Estrato de apoyo de la cimentación: Se recomienda cimentar sobre el material de correspondiente al tercer estrato, identificado como una **ARENA ARCILLOSA LIMOSA CON GRAVA SC-SM**.

Parámetros de diseño para la cimentación:

Profundidad de la cimentación = $D_f = 4,00\text{m}$ como mínimo.

Presión Admisible = $Q_{ad} = 1.35 \text{ kg/cm}^2$, es preciso aclarar que a mayor profundidad de cimentación se aumenta la capacidad de carga del terreno.

Factor de seguridad por corte = 3.00.

Asiento permisible debido a distorsión angular = 1.20 cm.

Asentamiento Instantáneo = 0.50 cm.

Agresividad del suelo a la cimentación:

No presenta, por lo que se deberá emplear cemento tipo I.



Ing. CIP. HERBERT J. ZEVALLOS GUZMAN
Ingeniero Civil
Reg. del Colegio de Ingenieros N° 67462

2.- GEOLOGIA Y SISMICIDAD.

2.1.- GEOLOGIA.

GEOLOGIA LOCAL.

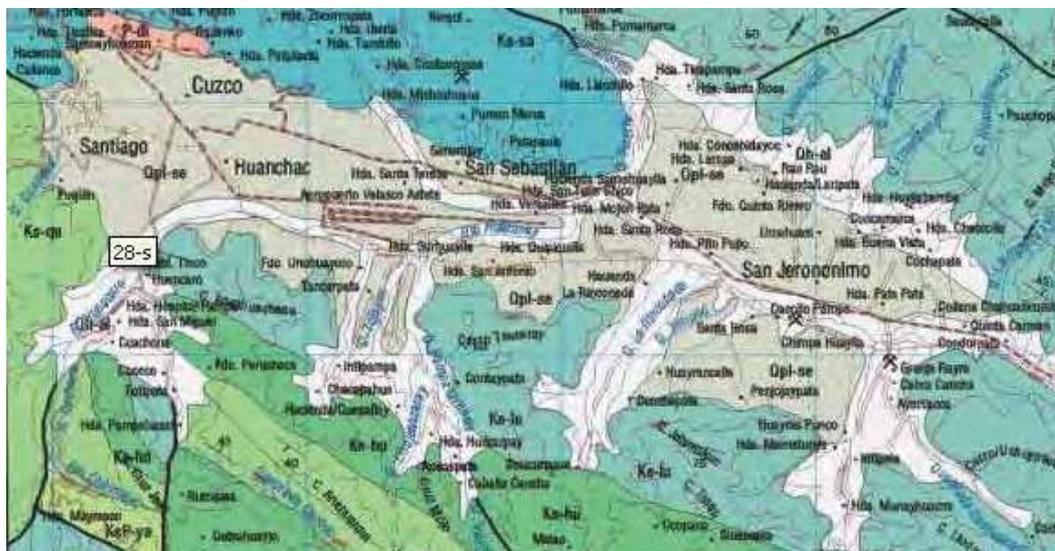
La zona donde se sitúa la vía se encuentra dentro del cuadrángulo 28-s correspondiente a Cusco, publicada por INGEMMET.

Los materiales que afloran en la zona en estudio corresponden principalmente a depósitos finos de origen cuaternario y están comprendidas dentro de la Formación San Sebastián que se describe a continuación:

FORMACION SAN SEBASTIAN

Vienen a constituir elementos morfológicos (talud del valle). Son suelos residuales de intemperismo transportados en forma lenta por diferentes medios. Los restos de depósitos cuaternarios han sido encontrados hasta los 3600 metros de altitud aproximadamente por sus depósitos propiamente dichos mayormente por las huellas de las acciones glaciares dejadas en diferentes afloramientos aunque el mayor porcentaje se halla por encima de los 3900m.

Litológicamente en la zona en estudio esta formación está constituido por depósitos finos con tamaños menores a 2 cm y representan un 97% de finos con matriz de arcilla, limos arenosos poco permeables. Los depósitos son de origen lacustre y se presentan casi siempre caóticamente estratificados con textura cohesiva.



ERATEMA	SISTEMA	SERIE	UNIDADES LITOESTRATIGRÁFICAS	ROCAS INTRUSIVAS		
CENOZOICO	CUATERNARIO	HOLOCENA	Depósito aluvial	Qh-al	BATOLITO DE APURÍMAC P-gáto PLUTÓN DE ACOMAYO P-ai P-gr/gd	
			Depósito de deslizamiento	Qb-d		
			Depósito glacioluvial	Qh-gl		
			Depósito morrénico	Qh-m		
		PLEISTOCENO	Formación Rumicocca <small>Disc. estructural</small>	Qpl-ru		
			Formación San Sebastián <small>Disc. estructural</small>	Qpl-se		
	PALEÓGENO	OLIGOCENA EOCENA	GRUPO PUNO	P-pu		
		PALEOCENA	GRUPO CHITAPAMPA	Formación Póncoto		P-pc
	Formación Yaurisque			KeP-ya		
	Formación Quircas	Ke-qa				
Formación Huzaró	Ke-ho					
MESOZOICO	CRETÁCEO	SUPERIOR		Formación Lucre <small>Disc. estructural</small>	Ke-lu	
				GRUPO MOHO	Formación Puquín	Ke-pu
					Formación Sangarará	Ke-sa
				Formación Acomayo	Ke-ac	
				Formación Arsurquina	Ke-ar	
				Formación Huancané - Huambulo <small>Disc. estructural</small>	Ki-ha	
PALEOZOICO	PERMIANO	SUPERIOR	GRUPO MITU <small>Disc. estructural</small>	Pa-mi		
		INFERIOR	GRUPO COPACABANA <small>Disc. estructural</small>	Pi-co		
	DEVONIANO		Formación Coesca	D-ca		
	SILURIANO		Formación Urcos	SD-ur		
				PLUTÓN MONZONÍTICO	P-mz	

2.2.- SISMICIDAD.

El Distrito de Wanchaq se encuentra geográficamente en una zona de sismicidad media. Históricamente se han registrado sismos de hasta el grado VII en la Escala de Richter. Según el Reglamento Nacional de Construcciones, con fines de diseño estructural, considera en forma general los siguientes parámetros sísmicos de diseño para los suelos del Departamento del Cusco:

PARAMETRO	MAGNITUD	DESCRIPCION
Zona	2	Mapa de Zonificación Sísmica
Factor de Zona	0,3g.	Tabla N° 1
Perfil de Suelo	Tipo S2	Suelos finos, blandos. e<20m.
Parámetros del Suelo (Tabla N° 2)	Tp = 0,6 seg. S = 1,2	Período Predominante Factor de Amplificación del Suelo

Ing. CIP. HERIBERTO J. ZEVALLOS GUZMAN
Ingeniero Civil
Reg. del Colegio de Ingenieros N° 67462

Registro Histórico De Sismos.

El documento titulado Investigación de Actividad Sísmica en la Región Inca por Cuenca S. J. del Instituto de Investigación Universidad Region de la Universidad Nacional San Antonio Abad del Cusco (IIUR-UNSAAC) 1991, presenta una relación histórica de sismos en la Región Cusco de la cual han sido extractados los sismos para la Ciudad del Cusco, la que ha sido complementada por los últimos sismos registrados, resultando la relación siguiente: 1590, 1650, 1707, 1804, 1823, 1832, 1832, 1870, 1905, 1928, 1941, 1944, 1946, 1946, 1948, 1948, 1949, 1949, 1950, 1952, 1952, 1952, 1954, 1954, 1986.

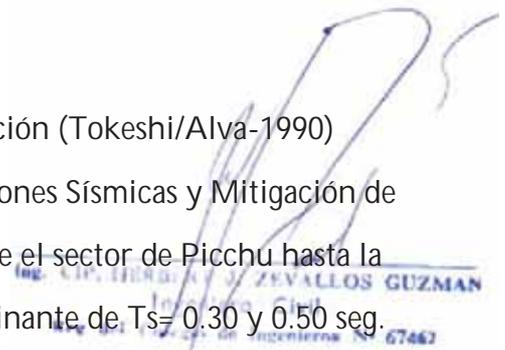
La frecuencia de los sismos está afectada por el hecho de que en tiempos antiguos no se registraban los sismos menores, es probable que en la información más remota solo se hayan considerado los sismos más severos y en la información reciente se incluyan sismos de menor intensidad.

Sismicidad.

Cusco se encuentra en una zona considerada de alta sismicidad, Zona II a nivel nacional y ha registrado 2 terremotos devastadores en la historia republicana, siendo el mayor de ellos en el siglo 15 que se estima fue del grado VII en la escala de Richter. En 1950 la ciudad fue afectada por otro sismo que destruyó casi la totalidad de viviendas (que eran de adobe). En los últimos años se registran sismos que producen daños menores en muchas edificaciones y daños estructurales serios a un muy reducido porcentaje de edificaciones con una recurrencia de 1 cada 3 años aproximadamente.

Estudios de Microtrepitación.

El plano de curvas isoperíodos de microtrepitación (Tokeshi/Alva-1990) realizado por el Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres (CISMID), la zona del Cusco que abarca desde el sector de Picchu hasta la Granja Kayra está comprendida por el período predominante de $T_s = 0.30$ y 0.50 seg.



Ing. CIP. HENRIQUE ZEVALLOS GUZMAN
Ingeniero Civil
N.º de Inscripción: 67467

Peligro Sísmico.

Existe información referida a riesgo sísmico en la región, en el documento "Riesgo Sísmico en la Zona del Altiplano" (Vargas/Casaverde). Esta información está basada en datos sísmicos instrumentales, datos sísmicos históricos, registros de movimientos fuertes, datos geotécnicos y geofísicos, los que usando el modelo probabilístico de Poisson han sido procesados para obtener la aceleración, velocidad y desplazamiento máximos esperados para periodos de retorno de 30, 50 y 100 años. Esta información se encuentra en mapas con curvas que abarcan los departamentos de Cusco y Puno. Los parámetros correspondientes a la ubicación del proyecto son:

Periodo de retorno (años)	Aceleración			Velocidad			Desplazamiento		
	30	50	100	30	50	100	30	50	100
Parámetros	0.137	0.165	0.210	5.8	7.00	9.50	2.05	2.40	3.30

Nota: Aceleraciones expresadas en coeficientes de gravedad "g". velocidad en cm/seg. y desplazamientos en cm.

Aceleraciones máximas normalizadas.

En el mapa de aceleraciones máximas normalizadas publicado por la Pontificia Universidad Católica del Perú, se observa que a la zona del proyecto le corresponde a una Aceleración Máxima: 0.19 g

Intensidad Máxima Esperada.

El Centro Regional de Sismología Para América Latina del Sur CERESIS, presenta un mapa de intensidades máximas MM del sismo esperado para la zona del Cusco en un mapa que abarca la Provincia del Cusco y sus Alrededores con fecha 1999. En este mapa se puede observar que a la zona de estudio le corresponde la intensidad próxima pero menor a VIII.

Ing. CIP. JERÓNIMO J. ZEVALLOS GUZMAN
Ingeniero Civil
Reg. del Colegio de Ingenieros N° 67463

3.- INVESTIGACION DE CAMPO.

SONDEOS Y ENSAYOS IN SITU.

Se realizaron 02 sondeos hasta los 6,00m. de profundidad con calicatas-perforaciones, con el objetivo de determinar la conformación estratigráfica y los parámetros de resistencia y deformabilidad del suelo, para lo cual se recogieron muestras representativas alteradas por cada estrato identificado y se realizaron los ensayos y pruebas respectivas a nivel de fundación.

ESTRATIGRAFIA.

Se realizó la descripción de las capas de sedimentación del perfil estratigráfico, resaltando los estratos y materiales representativos del tramo evaluado y los cortes existentes.

ENSAYOS DE LABORATORIO

Con la finalidad de caracterizar la naturaleza y los diferentes niveles geotécnicos del subsuelo, se han realizado en laboratorio los siguientes ensayos normalizados:

TÉCNICAS AUXILIARES	NORMAS APLICABLES
Pozos o Calicatas y Trincheras	ASTM D 420, UNE 7-371:1975
Técnicas de muestreo	ASTM D 420
Descripción Visual de Suelos y Rocas	ASTM D 2487 - ISRM
Práctica estándar para la Investigación del Suelo y Toma de Muestras por perforaciones Auger	ASTM D1452-80(2000)
Penetrometro de Cono Dinámico DCP-Sowers	Normas Alemanas DIN 483-2006
Método de prueba estándar para la medición en campo de la resistividad del terreno con la metodología Wenner de cuatro electrodos.	ASTM G 57 – 95a (Reprobado 2001)

Muestreo.- Se han recogido muestras alteradas por estrato encontrado, y para los ensayos a partir de los 1,50m. hasta los de 6.00 m. de profundidad.



Ing. CIP. HERIBERTO ZEVALLOS GUZMAN
Ingeniero Civil
Reg. del Colegio de Ingenieros N° 67462

Ensayos Standard.

DESCRIPCIÓN	ASTM	NTP
Contenido de humedad	D2216	339.127
Análisis granulométrico por tamizado	D422	339.128
Límite líquido	D4318	339.129
Límite plástico	D4318	339.129
Gravedad específica de sólidos	D854	339.131

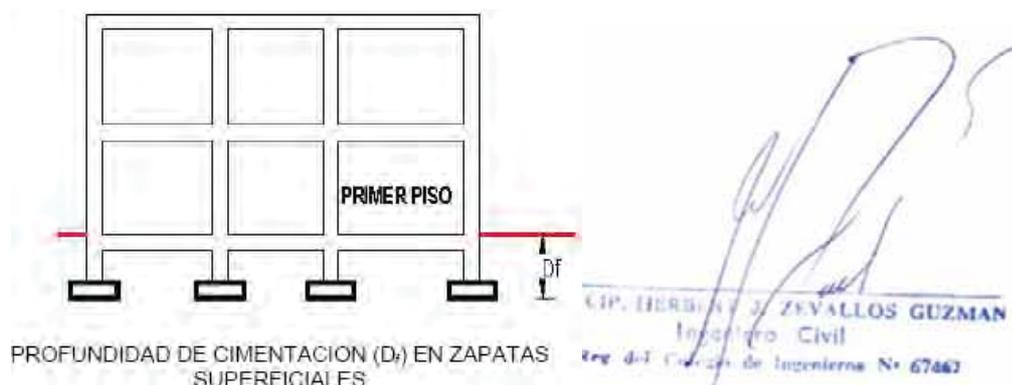
Ensayos Especiales

DESCRIPCIÓN	ASTM	NTP
Corte directo	D-3080	339.171
Compresión no confinada en suelos cohesivos (Compresión simple)	D-2166	339.167

Tipo de edificación	Número de puntos de investigación (n)
A	1 cada 225 m ²
B	1 cada 450 m ²
C	1 cada 800 m ²
Urbanizaciones para Viviendas Unifamiliares de hasta 3 pisos	3 por cada Ha. de terreno habitado

(n) nunca será menor de 3, excepto en los casos indicados en la Sección 1.3.2.

Profundidad de Prospecciones: $p = D_f + z \approx 3,0$ m. de profundidad.

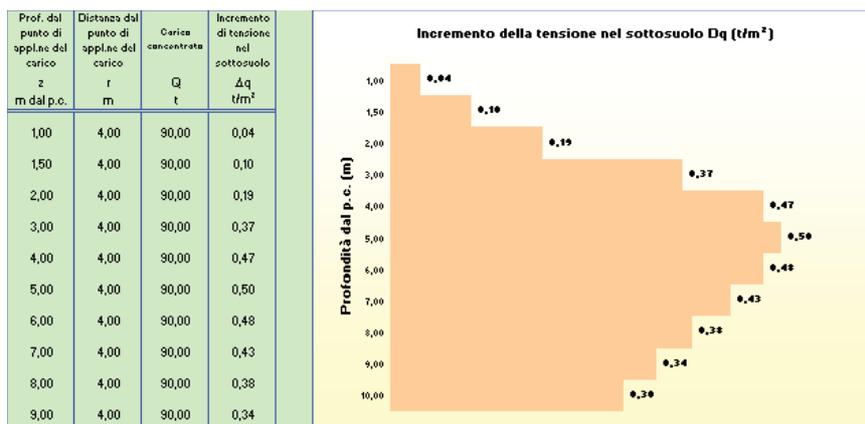


TENSION INDUCIDA EN EL SUBSUELO (Boussinesq).

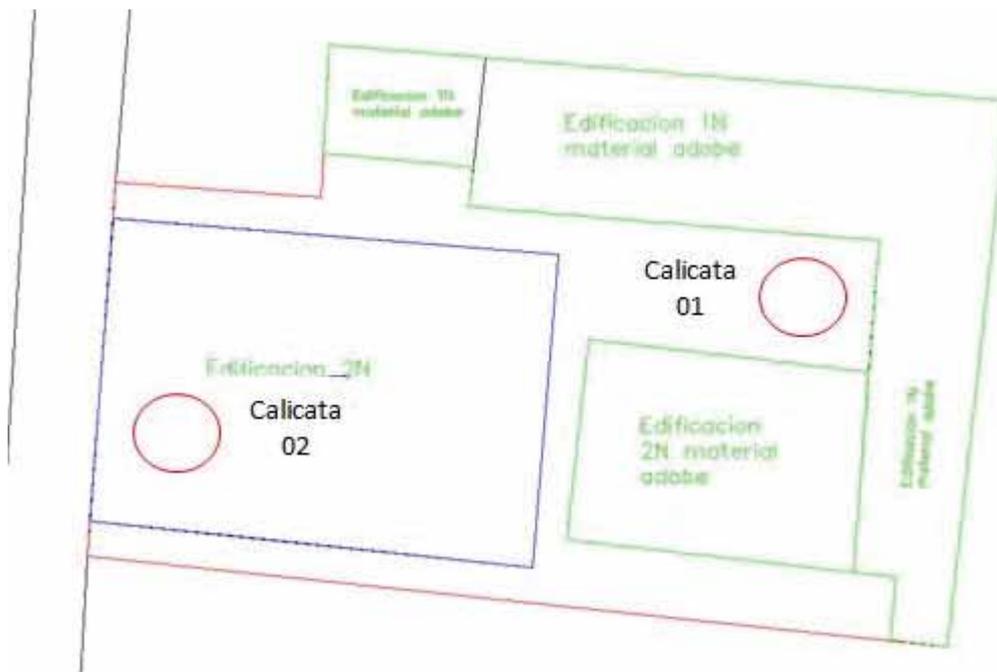
Distancia al punto de aplicación de la carga : $r = 0,0$ m.
Carga concentrada : $Q = 35$ Tn.

$$\Delta q = (3 \cdot Q / 2\pi) \cdot z^3 / (r^2 + z^2)^{5/2}$$

$$N_{amm} = Q_{amm} \cdot B' \cdot L'$$



Muestreo.- Se han recogido muestras alteradas por estrato encontrado hasta una profundidad de 6,00m. Se ha considerado la construcción de un sótano.



Ubicación de sondeos.

[Handwritten Signature]
Ing. CIP. HERBESY J. ZEVALLOS GUZMAN
Ingeniero Civil
Reg. del Colegio de Ingenieros N° 67462

3.1.- EXPLORACION POR MEDIO DE CALICATAS Y PERFORACIONES

AUGER

Se realizó 02 sondeos de acuerdo a la siguiente descripción :

1. Calicatas de 2x1x3 (largo, ancho y profundidad) con perforación de posteadora Auger en la base hasta los 5,00m. de profundidad.
2. Perforaciones hasta alcanzar los 6,00m. de profundidad. **PER-10**. Las perforaciones han sido realizadas con fines de estratigrafía.

El cuadro de sondeos realizados es el siguiente:

SONDEO	PROFUNDIDAD (m.)	NIVEL FREATICO	DESCRIPCION
CAL-01	6,00	No	Material color marrón claro consolidado
CAL-02	6,00	Si	Material color marrón claro consolidado




Ing. CIP. HERIBERTO ZEVALLOS GUZMAN
Ingeniero Civil
Reg. del Colegio de Ingenieros N° 67462

4.0 ENSAYOS DE LABORATORIO

Para el presente proyecto, se extrajeron muestras inalteradas para obtener los parámetros de diseño del suelo de fundación y muestras alteradas para obtener los parámetros índices y de identificación de suelos. Las muestras han sido analizadas en el Laboratorio Geotécnico Automatizado UNITEST de la ciudad del Cusco.

4.1. ENSAYOS ESTANDAR.

Los ensayos de identificación y parámetros índice de los materiales evaluados por sondeo se muestran en el siguiente cuadro resumen:

SONDEO	PROF.	W%	LL	IP	SUCS	DESCRIPCION
01	6,0	11,67	20,74	7,22	CL	Arcilla de baja plasticidad arenosa
02	6,0	11,58	20,66	7,08	CL	Arcilla de baja plasticidad arenosa

4.2. ENSAYOS ESPECIALES

Para obtener los parámetros de diseño del suelo de fundación a una profundidad de -3,50m. como mínimo, se realizaron la toma de muestras para los ensayos de corte directo, compresión uniaxial.

Los ensayos especiales han sido realizadas con muestras inalteradas obtenidas a una profundidad de 3,50m. como mínimo, las que fueron trasladadas al Laboratorio Geotécnico Automatizado UNITEST para su desarrollo.

El resumen de los parámetros obtenidos se muestra en el siguiente cuadro:

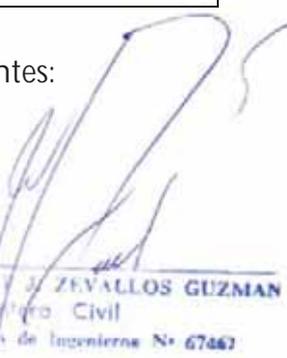
ENSAYO	ANGULO DE FRICCION	COHESION (Kg/cm ²)
Corte Directo 01	23,0	0.14
Compresión Uniaxial 01	-	0.17

A partir del cuadro tomamos como valores de diseño los siguientes:

Angulo de Fricción Interna: 23 grados.

Cohesión: 0,17 Kg/cm².

Peso específico: 2,01 gr/cm³


Ing. CIP. HERIBERTO J. ZEVALLOS GUZMAN
Ingeniero Civil
Reg. del Colegio de Ingenieros N° 67462

5.0 PERFILES ESTRATIGRAFICOS

CALICATA 01

Comprende una primera capa superficial de 80cm. de material suelto constituido por arenas y gravas en matriz arcillosa limosa de coloración marrón claro y consistencia suelta. Como segundo estrato y hasta los 3,70m. de profundidad se ha identificado a un suelo fino poco cohesivo clasificado como una **ARCILLA DE MEDIA PLASTICIDAD ARENOSA CL**, de coloración marrón claro y consistencia media. Como tercer estrato se ha identificado un suelo granular de consistencia dura cuya denominación SUCS es **ARENA ARCILLOSA LIMOSA CON GRAVA SC-SM**.

[Handwritten signature]
Ing. CIVIL: HIRSH... ZEVALLOS GUZMAN
Instituto Civil
Nº 67467



ESC.	LITOLOGIA	DESCRIPCIÓN	COTA	N. F.	OBSERVACIONES
		RELLENO ANTROPICO	0.80		
-2.50		SUELO DE PARTICULAS FINAS ARCILLA DE MEDIANA PLASTICIDAD ARENOSA CL Qadm= 1,15	2.90		
-5.00		ARENA ARCILLOSA LIMOSA CON GRAVA SC - SM Qadm= 1,35	6.30		
-7.50					HUMEDAD

CALICATA 02

Comprende una primera capa superficial de 50cm. de material suelto constituido por arenas y gravas en matriz arcillosa limosa de coloración marrón claro y consistencia suelta. Como segundo estrato y hasta los 4,00m. de profundidad se ha identificado a un suelo fino poco cohesivo clasificado como una **ARCILLA DE MEDIA PLASTICIDAD ARENOSA CL**, de coloración marrón claro y consistencia media. Como tercer estrato se ha identificado un suelo granular de consistencia dura cuya denominación SUCS es **ARENA ARCILLOSA LIMOSA CON GRAVA SC-SM**.



ESC.	LITOLÓGIA	DESCRIPCIÓN	COTA	N. F.	OBSERVACIONES
		RELLENO ANTROPICO	0.50		
		SUELO DE PARTICULAS FINAS			
		ARCILLA DE MEDIANA PLASTICIDAD ARENOSA CL	3.50		
-2.50		Qadm= 1,15			
		ARENA ARCILLOSA LIMOSA CON GRAVA SC - SM	6.00		
-5.00		Qadm= 1,35			
-7.50					
				-4.50	HUMEDAD

6.- AGRESION DEL SUELO A LA CIMENTACION.

En la zona del proyecto se ha evidenciado nivel freático superficial, razón por la cual se realizaron los ensayos para verificar la agresión del agua-suelo al concreto a nivel de fundación mediante el siguiente ensayo:

ENSAYO DE SALES TOTALES Y SULFATOS EN AGUA ASTM D-516 D-1293

PROYECTO: ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS DE MEDIANA ALTURA CON SISTEMA ESTRUCTURAL DUAL Y DIAGRID EN CUSCO

Gramos muestra	140	No flocula	Crisol N°	02
Capsula N°	01		Crisol + Ss = a	248
Ccapsula + sal = a	280		Tara Crisol b	134
Tara capsulada	33		Sulfato en Grs = (a-b)	114
Sales en gramos	3,4	1,3	Sulfatos = $5 \times 0.608 (a-b)$	312,2
Sales = 5(a-b)	0,0021	0,0345		
Agua	2,3			

Observaciones: LA MUESTRA DE AGUA NO FLOCULA, POR LO QUE SU REACCION AL CONCRETO SERA NULA, CONSECUENTEMENTE SE DEBERA EMPLEAR CEMENTO TIPO I.




Ing. CIP. HERIBERTO J. ZEVALLOS GUZMAN
Ingeniero Civil
Reg. del Colegio de Ingenieros N° 67467

7.- ANALISIS DE LA CIMENTACION.

7.1.- PROFUNDIDAD DE LA CIMENTACION.

Para el presente proyecto, considerando que el suelo de fundación es homogéneo en toda la extensión del terreno, con esa consideración y luego del cálculo respectivo, se ha considerado como la profundidad mínima de cimentación de -4,00m.

Se recomienda cimentar sobre el material de correspondiente al tercer estrato, identificado como una ARENA ARCILLOSA LIMOSA CON GRAVA SC - SM, de consistencia dura.

7.2.- TIPO DE CIMENTACION

Para la zona sin presencia de nivel freático se recomienda plantear una cimentación superficial en base a zapatas aisladas de concreto armado conectadas con vigas de cimentación.

7.3.- CALCULO Y ANALISIS DE LA CAPACIDAD PORTANTE

Fórmula de Hansen (1970)

Es una extensión ulterior de la fórmula de *Meyerhof*; las extensiones consisten en la introducción de b_i que tiene en cuenta la eventual inclinación en la horizontal del nivel de cimentación y un factor g_i para terreno en pendiente. La fórmula de Hansen vale para cualquier relación D/B , ya sean cimentaciones superficiales o profundas; sin embargo el mismo autor introdujo algunos coeficientes para poder interpretar mejor el comportamiento real de la cimentación; sin éstos, de hecho, se tendría un aumento demasiado fuerte de la carga última con la profundidad.

Para valores de $D/B < 1$

$$d_c = 1 + 0.4 \frac{D}{B}$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \frac{D}{B}$$

Para valores $D/B > 1$:

$$d_c = 1 + 0.4 \tan^{-1} \frac{D}{B}$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \tan^{-1} \frac{D}{B}$$

En el caso $\varphi = 0$

D/B	0	1	1.1	2	5	10	20	100
d'_c	0	0.40	0.33	0.44	0.55	0.59	0.61	0.62



Ing. CIP. HERIBERTO ZEVALLOS GUZMAN
Ingeniero Civil
Reg. del Colegio de Ingenieros N° 67462

En los factores siguientes las expresiones con ápices (') valen cuando $\varphi=0$.

Factor de forma:

$$s'_{1c} = 0.2 \frac{B}{L}$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q B}{N_c L}$$

$$s_c = 1 \quad \text{para cimentaciones continuas}$$

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \varphi$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$$

Factor de profundidad:

$$d'_{1c} = 0.4k$$

$$d_c = 1 + 0.4k$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi) k$$

$$d_\gamma = 1 \quad \text{para cualquier } \varphi$$

$$k = \frac{D}{B} \quad \text{si } \frac{D}{B} \leq 1$$

$$k = \tan^{-1} \frac{D}{B} \quad \text{si } \frac{D}{B} > 1$$

Factores de inclinación de la carga

$$i'_c = 0.5 - 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{A_f c_a}}$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$i_q = \left(1 - \frac{0.5H}{V + A_f c_a \cot \varphi} \right)^5$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{0.7H}{V + A_f c_a \cot \varphi} \right)^5 \quad (\eta = 0)$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{(0.7 - \eta / 450)H}{V + A_f c_a \cot \varphi} \right)^5 \quad (\eta > 0)$$

Factores de inclinación del terreno (cimentación sobre talud):

$$g'_c = \frac{\beta}{147}$$

$$g_c = 1 - \frac{\beta}{147}$$

$$g_q = g_\gamma = (10.5 \tan \beta)^5$$

Factores de inclinación del nivel de cimentación (base inclinada)


Ing. CIP. HERIBERTO J. ZEVALLOS GUZMAN
Ingeniero Civil
Reg. del Colegio de Ingenieros N° 67462

$$b'_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

$$b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

$$b_q = \exp(-2\eta \tan \varphi)$$

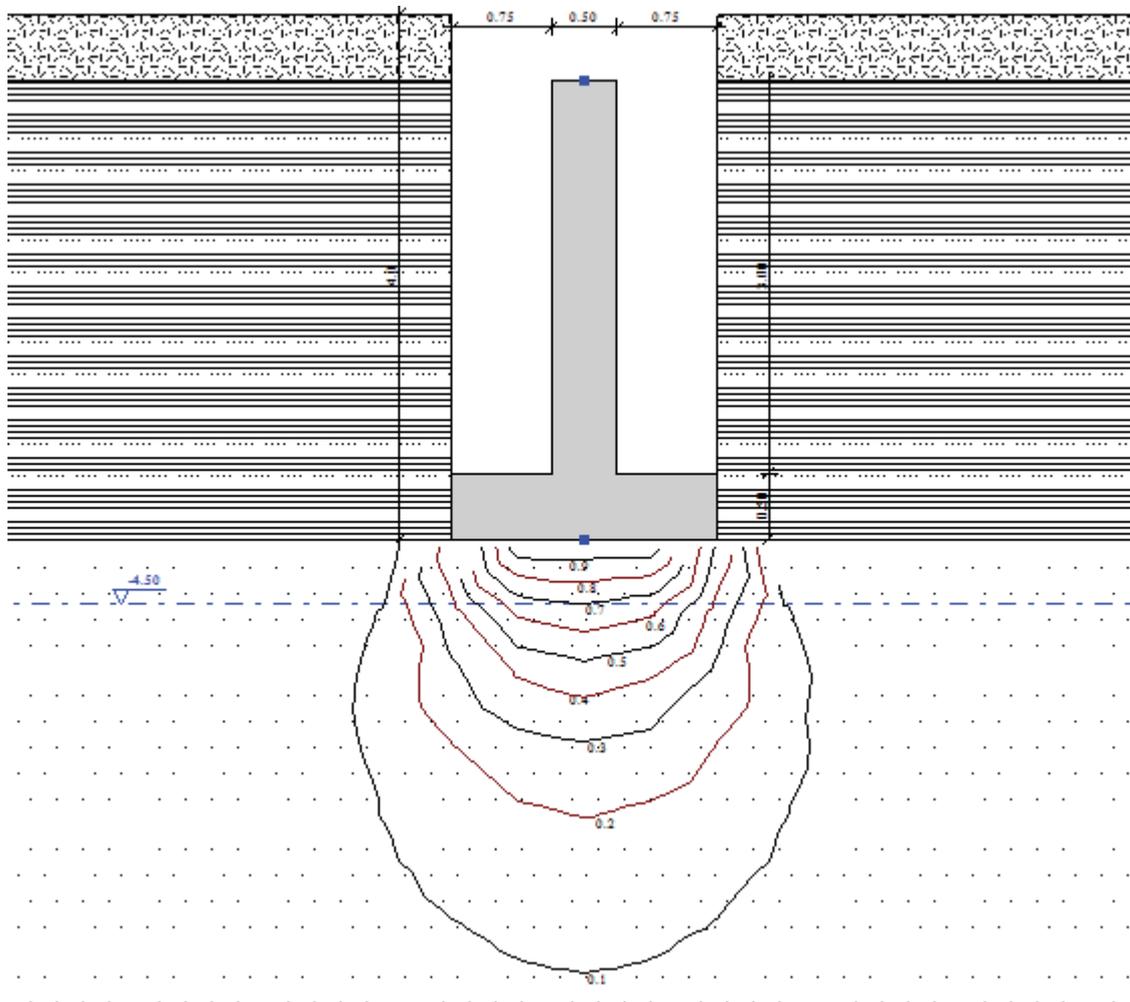
$$b_q = \exp(-2.7\eta \tan \varphi)$$

Parámetros de Diseño.

Angulo de Fricción Interna : 24 grados.

Cohesión : 0,16 Kg/cm². = 15,69 Kn/cm².

Peso específico : 2,01 gr/cm³ = 19,61 Kn/cm³



DATOS GENERALES

Ancho cimentación	2.0 m
Largo cimentación	2.0 m
Profundidad plano de cimentación	4.0 m

Ing. CIP. HERIBERTO ZEVALLOS GUZMAN
Ingeniero Civil
Reg. del Colegio de Ingenieros N° 67462

Altura de encaje	2.0 m
Inclinación plano de cimentación	0.0°
Inclinación talud	0.0°
Factor de seguridad (Fc)	3.0
Factor de seguridad (Fq)	3.0
Factor de seguridad (Fg)	3.0
Aceleración máxima horizontal	0.15
Asientos después de T años	3.0
Profundidad nivel freático	4.5

ESTRATIGRAFIA TERRENO

DH: Espesor del estrato; Gam: Peso específico; Gams: Peso específico saturado; Fi: Ángulo de rozamiento interno; Ficorr: Ángulo de rozamiento interno corregido según Terzaghi; c: Cohesión; c Corr: Cohesión corregida según Terzaghi; Ey: Módulo elástico; Ed: Módulo edométrico; Ni: Poisson; Cv: Coef. consolidac. primaria; Cs: Coef. consolidación secundaria; cu: Cohesión sin drenar

DH (m)	Gam (kN/m ³)	Gams (kN/m ³)	Fi (°)	Fi Corr. (°)	c (kN/m ²)	c Corr. (kN/m ²)	Ey (kN/m ²)	Ed (kN/m ²)
0.5	18.63	20.59	15.0	10.18	1.96	1.313	0.0	2451.66
3.5	19.61	21.57	24.0	15.15	9.81	6.573	0.0	4903.32
5.0	18.63	19.61	28.0	21.15	0.0	0.0	19613.3	0.0

Acciones de proyecto - Estado límite de daño [S.L.D.]

Presión normal	143.59 kN/m ²
----------------	--------------------------

CARGA ÚLTIMA SEGÚN HANSEN (1970)

Factor Nq	6.16
Factor Nc	14.47
Factor Ng	2.76
Factor Sc	1.0
Factor Dc	1.44
Factor Ic	1.0
Factor Gc	1.0
Factor Bc	1.0
Factor Sq	1.36
Factor Dq	1.35
Factor Iq	1.0
Factor Gq	1.0
Factor Bq	1.0
Factor Sg	0.6
Factor Dg	1.0
Factor Ig	1.0
Factor Gg	1.0
Factor Bg	1.0

Presión última	434.98 kN/m ²
Presión admisible	144.99 kN/m²

CARGA ÚLTIMA SEGÚN MEYERHOF (1963)

Factor Nq	6.16
-----------	------



Ing. CIP. HERBERT J. ZEVALLOS GUZMAN
Ingeniero Civil
Reg. del Colegio de Ingenieros N° 67462

Factor Nc	14.47
Factor Ng	2.68
Factor Sc	1.4
Factor Dc	1.57
Factor Sq	1.2
Factor Dq	1.28
Factor Sg	1.2
Factor Dg	1.28

Presión última	412.76 kN/m ²
Presión admisible	134.59 kN/m² = 1,35 Kg/cm²

VARIACION DE Q_{adm} SEGÚN GEOMETRIA Y PROFUNDIDAD

LARGO =1.5

Carga admisible Meyerhof kN/m²

D	B=1.5	B=2.0	B=2.5	B=3.0	B=3.5	B=4.0
2.0	106.56	109.58	114.28	119.9	126.09	132.56
2.5	112.3	114.38	118.53	123.75	129.44	135.47
3.0	117.26	118.4	121.84	126.34	131.5	137.1
3.5	122.21	122.06	124.55	128.4	133.07	138.29
4.0	150.18	151.6	156.36	162.94	170.69	179.29
4.5	147.31	147.59	151.54	157.47	164.67	172.76
5.0	134.4	134.27	137.72	143.1	149.71	157.2
5.5	120.34	120.05	123.13	128.06	134.15	141.1
6.0	105.14	104.92	107.79	112.35	118.0	124.44
6.5	90.75	90.75	93.52	97.82	103.11	109.14
7.0	93.41	92.95	95.46	99.58	104.76	110.71
7.5	96.06	95.16	97.39	101.35	106.42	112.29
8.0	98.72	97.36	99.33	103.12	108.07	113.86
8.5	101.38	99.56	101.27	104.89	109.72	115.43
9.0	104.03	101.76	103.21	106.66	111.38	117.0
9.5	106.69	103.96	105.14	108.42	113.03	118.58
10.0	109.35	106.17	107.08	110.19	114.68	120.15
10.5	112.0	108.37	109.02	111.96	116.34	121.72
11.0	114.66	110.57	110.96	113.73	117.99	123.29

LARGO =2.0

Carga admisible Meyerhof kN/m²

D	B=1.5	B=2.0	B=2.5	B=3.0	B=3.5	B=4.0
2.0	101.8	103.47	106.78	110.96	115.69	120.66
2.5	107.27	107.99	110.74	114.52	118.75	123.3
3.0	112.0	111.77	113.81	116.89	120.61	124.75
3.5	116.7	115.21	116.31	118.76	122.02	125.8
4.0	143.89	134.59	146.55	151.26	157.07	163.65
4.5	141.15	139.79	142.03	146.18	151.52	157.69
5.0	128.77	127.18	129.08	132.84	137.76	143.49
5.5	115.31	113.7	115.41	118.88	123.45	128.79
6.0	100.74	99.38	101.03	104.29	108.58	113.59
6.5	86.95	85.96	87.65	90.8	94.88	99.62
7.0	89.5	88.04	89.47	92.44	96.4	101.05
7.5	92.04	90.13	91.28	94.09	97.92	102.49
8.0	94.59	92.21	93.1	95.73	99.44	103.92

[Firma]
Ing. CIP. HERDIN J. ZEVALLOS GUZMAN
Ingeniero Civil
Reg. del Colegio de Ingenieros N° 67462

8.5	97.13	94.3	94.92	97.37	100.97	105.36
9.0	99.68	96.38	96.73	99.01	102.49	106.79
9.5	102.23	98.47	98.55	100.65	104.01	108.23
10.0	104.77	100.56	100.36	102.29	105.53	109.66
10.5	107.32	102.64	102.18	103.93	107.05	111.1
11.0	109.86	104.73	104.0	105.58	108.57	112.53

LARGO =2.5

Carga admisible Meyerhof kN/m²

D	B=1.5	B=2.0	B=2.5	B=3.0	B=3.5	B=4.0
2.0	98.94	99.8	102.27	105.6	109.44	113.52
2.5	104.26	104.16	106.07	108.98	112.34	115.99
3.0	108.84	107.79	108.99	111.23	114.08	117.34
3.5	113.4	111.09	111.37	112.99	115.39	118.3
4.0	140.12	138.78	140.66	144.25	148.89	154.26
4.5	137.45	135.11	136.33	139.41	143.64	148.64
5.0	125.4	122.92	123.89	126.68	130.59	135.26
5.5	112.28	109.9	110.77	113.37	117.02	121.4
6.0	98.1	96.05	96.97	99.46	102.93	107.07
6.5	84.67	83.08	84.13	86.6	89.94	93.91
7.0	87.15	85.09	85.87	88.16	91.38	95.26
7.5	89.63	87.11	87.62	89.73	92.83	96.61
8.0	92.11	89.13	89.36	91.29	94.27	97.96
8.5	94.59	91.14	91.1	92.86	95.71	99.32
9.0	97.07	93.16	92.85	94.42	97.15	100.67
9.5	99.55	95.17	94.59	95.99	98.59	102.02
10.0	102.03	97.19	96.33	97.55	100.04	103.38
10.5	104.5	99.21	98.08	99.12	101.48	104.73
11.0	106.98	101.22	99.82	100.68	102.92	106.08



Ing. CIP. HERDAN J. ZEVALLOS GUZMAN
Ingeniero Civil
Reg. del Colegio de Ingenieros N° 67462

LARGO =3.0

Carga admisible Hansen kN/m²

D	B=1.5	B=2.0	B=2.5	B=3.0	B=3.5	B=4.0
2.0	97.97	102.8	100.88	100.21	100.17	100.39
2.5	101.2	101.16	106.62	105.2	104.55	104.33
3.0	103.0	103.24	103.51	109.17	107.93	107.29
3.5	104.36	104.71	104.99	105.3	111.13	110.11
4.0	139.41	143.84	147.89	151.65	155.18	166.5
4.5	135.84	140.63	145.08	149.23	153.13	156.78
5.0	120.1	124.68	128.89	132.78	136.36	139.67
5.5	104.03	108.3	112.19	115.74	118.98	121.9
6.0	87.7	91.57	95.08	98.25	101.08	103.59
6.5	72.85	76.33	79.44	82.22	84.66	86.78
7.0	73.08	76.64	79.84	82.69	85.2	87.39
7.5	73.29	76.92	80.19	83.11	85.69	87.93
8.0	73.47	77.16	80.5	83.48	86.12	88.43
8.5	73.63	77.38	80.78	83.82	86.51	88.87
9.0	73.77	77.58	81.02	84.12	86.87	89.27
9.5	73.89	77.75	81.25	84.39	87.19	89.64
10.0	74.01	77.91	81.45	84.64	87.48	89.98
10.5	74.11	78.05	81.63	84.86	87.75	90.29
11.0	74.21	78.18	81.8	85.07	87.99	90.57

7.4.- CALCULO DE ASENTAMIENTOS

ASIENTOS EDMÉTRICOS

El cálculo de los asientos con el método edométrico permite valorar un asiento de consolidación de tipo unidimensional, producto de las tensiones inducidas por una carga aplicada en condiciones de expansión lateral impedida. Por lo tanto, la estimación efectuada con este método se debe considerar como empírica, en vez de teórica.

Sin embargo, la simplicidad de uso y la facilidad de controlar la influencia de los varios parámetros que intervienen en el cálculo, lo hacen un método muy difuso.

El procedimiento edométrico en el cálculo de los asientos pasa esencialmente a través de dos fases:

- El cálculo de las tensiones verticales inducidas a las diferentes profundidades con la aplicación de la teoría de la elasticidad;
- La valoración de los parámetros de compresibilidad con la prueba edométrica.

En referencia a los resultados de la prueba edométrica, el asentamiento se valora como:

$$\Delta H = H_0 \cdot RR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{v0}}$$

si se trata de un terreno súper consolidado ($OCR > 1$), o sea si el incremento de tensión debido a la aplicación de la carga no hace superar la presión de preconsolidación σ'_p ($\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v < \sigma'_p$).

Si en cambio el terreno es consolidado normal ($\sigma'_{v0} = \sigma'_p$) las deformaciones se dan en el tracto de compresión y el asiento se valora como:

$$\Delta H = H_0 \cdot CR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{v0}}$$

donde:

RR Relación de recompresión;

CR Relación de compresión;

H_0 espesor inicial del estrato;

σ'_{v0} tensión vertical eficaz antes de la aplicación de la carga;

$\Delta\sigma_v$ incremento de tensión vertical debido a la aplicación de la carga.

Como alternativa a los parámetros RR y CR se hace referencia al módulo edométrico M ; pero en tal caso se debe seleccionar oportunamente el valor del módulo a utilizar, teniendo en cuenta el intervalo tensional ($\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v$) significativo para el problema en examen.

Para la aplicación correcta de este tipo de método es necesario:

- la subdivisión de los estratos compresibles en una serie de pequeños estratos de modesto espesor (< 2.00 m);
- la estimación del módulo edométrico en el ámbito de cada estrato;

Ing. CIP. HERSIA J. ZEVALLOS GUZMAN
Ingeniero Civil
Reg. del Colegio de Ingenieros N° 67462

c) el cálculo del asiento como suma de las contribuciones para cada pequeño estrato

Muchos usan las expresiones antes indicadas para el cálculo del asentamiento de consolidación tanto para las arcillas como para las arenas de granulometría de fina a media, porque el módulo de elasticidad usado viene tomado directamente de pruebas de consolidación. Sin embargo, para terrenos con grano más grueso las dimensiones de las pruebas edométricas son poco significativas del comportamiento global del estrato y, para las arenas, es preferible utilizar pruebas penetrométricas estáticas y dinámicas.

Asiento secundario

El asiento secundario se calcula con referencia a la relación:

$$\Delta H_s = H_c \cdot C_\alpha \cdot \log \frac{T}{T_{100}}$$

en donde:

H_c es la altura del estrato en fase de consolidación;

C_α es el coeficiente de consolidación secundaria como pendiente en el tracto secundario de la curva *asiento-logaritmo tiempo*;

T tiempo en que se desea el asiento secundario;

T_{100} tiempo necesario para terminar el proceso de consolidación primaria.

ASIENTOS ELÁSTICOS

Coefficiente de influencia I1	0.5
Coefficiente de influencia I2	0.02
Coefficiente de influencia Is	0.45
Asiento al centro de la cimentación	3.51 mm
Asiento al borde	1.57 mm

ASIENTOS POR ESTRATO

*Asiento edométrico calculado con: Método consolidación unidimensional de Terzaghi

Z: Profundidad promedio del estrato; Dp: Incremento de tensiones; Wc: Asiento de consolidación; Ws: Asiento secundario (deformaciones viscosas); Wt: Asiento total.

Estrato	Z (m)	Método	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
3	6.5	Schmertmann	0.199	0.059	0.257

Asiento total $W_t=0.257$ cm

Ing. CIP. HERDIN J. ZEVALLOS GUZMAN
Ingeniero Civil
Reg. del Colegio de Ingenieros N° 67462

9.- CUADRO RESUMEN DEL ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS.

CARACTERISTICAS	DESCRIPCION
Proyecto	"Análisis Comparativo Del Desempeño Sísmico De Edificios De Mediana Altura Con Sistema Estructural Dual Y Diagrid En Cusco"
Perfil estratigráfico	Presenta una primera capa superficial de 50cm. de relleno, seguido de una capa arcillosa que se proyecta hasta los 4,0m. de profundidad identificada como una Arcilla de media plasticidad arenosa CL y a partir de esta profundidad encontramos suelo granular ARENA ARCILLOSA LIMOSA CON GRAVA.
Angulo de fricción interna	30 grados
Cohesión	0,05 Kg/ cm ²
Nivel freático	A 4,50m. de profundidad.
Tipo de cimentación	Cimentación superficial en base a zapatas aisladas de concreto armado conectadas con vigas de cimentación y zapatas corridas armadas conectadas.
Profundidad de apoyo de la cimentación	Mínimo 4,00m.
Estrato de apoyo de la cimentación	Tercer estrato constituido por Arena arcillosa limosa con grava SC-SM
Presión admisible de diseño	1,35 Kg/ cm ²
Distorsión angular máxima	1,7cm.
Factor de seguridad empleado	3
Agresión del suelo a la cimentación	No
Condiciones del entorno	Geodinámico estable
Condiciones del subsuelo	No requiere plantear un sistema de drenaje


 Ing. CIP. HERBIA J. ZEVALLOS GUZMAN
 Ingeniero Civil
 Reg. del Colegio de Ingenieros N° 67467

10.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

1. Para la elaboración del presente informe se realizó dos sondeos - perforaciones hasta una profundidad de 5,0m.
2. La conformación estratigráfica en la zona del proyecto es homogénea y está conformado por rellenos antrópicos en su primer estrato y depósitos lacustres finos y cohesivos en el segundo estrato.
3. El suelo de fundación en toda la zona del proyecto corresponde al tercer estrato y ha sido identificado como una **ARENA ARCILLOSA LIMOSA CON GRAVA SC - SM**.
4. El nivel del plano de cimentación deberá fundarse en el tercer estrato a una profundidad de 4,00m. como mínimo y tomando como referencia el nivel de vereda existente.
5. El tipo de cimentación recomendado corresponde a zapatas conectadas con vigas.
6. El esfuerzo admisible que presenta el suelo de fundación es de **1,35 Kg / cm²** a la misma profundidad. La variación de la capacidad de carga a diferentes profundidades D y geometría (LxB) se observa en los siguientes cuadros:

Profundidad (m)	Qadm.	Suelo
3,00	1,10	CL
3,50	1,15	CL
4,00	1,35	SC-SM
4,50	1,40	SC-SM

7. Se ha evidenciado nivel freático superficial a 4,50m. de profundidad, por lo que el material a partir de esta profundidad hacia abajo se encuentra saturado en las zonas indicadas en el grafico anterior.

[Firma manuscrita]
Ing. CIP. HERIBERTO ZEVALLOS GUZMAN
Ingeniero Civil
Reg del Colegio de Ingenieros N° 67462

8. No se evidenciaron acciones físicas o químicas que puedan conducir a procesos de deterioro del suelo de fundación – estructura , por lo que se deberá utilizar cemento sin características especiales (Pórtland Tipo I).

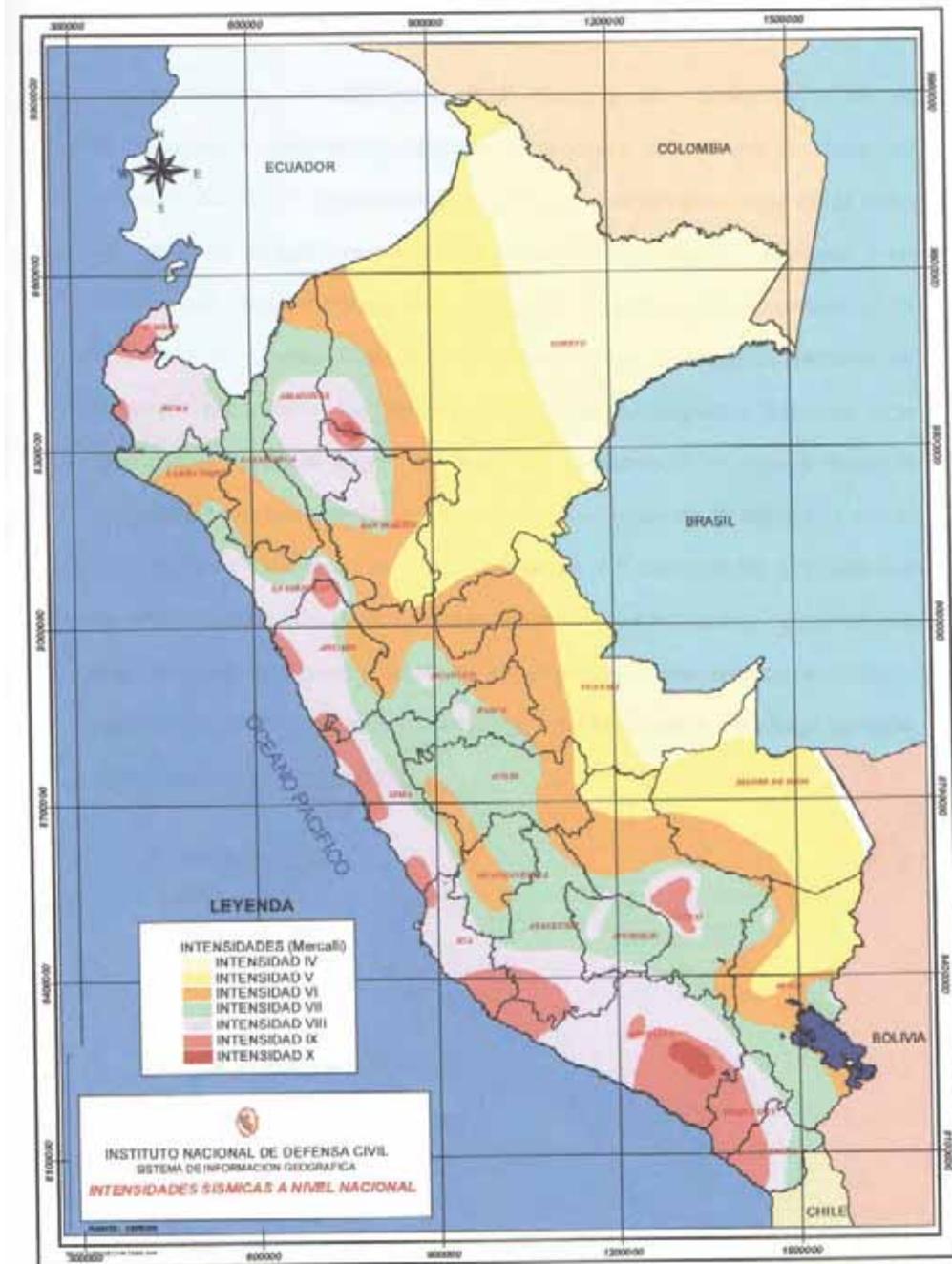
Es mi informe.



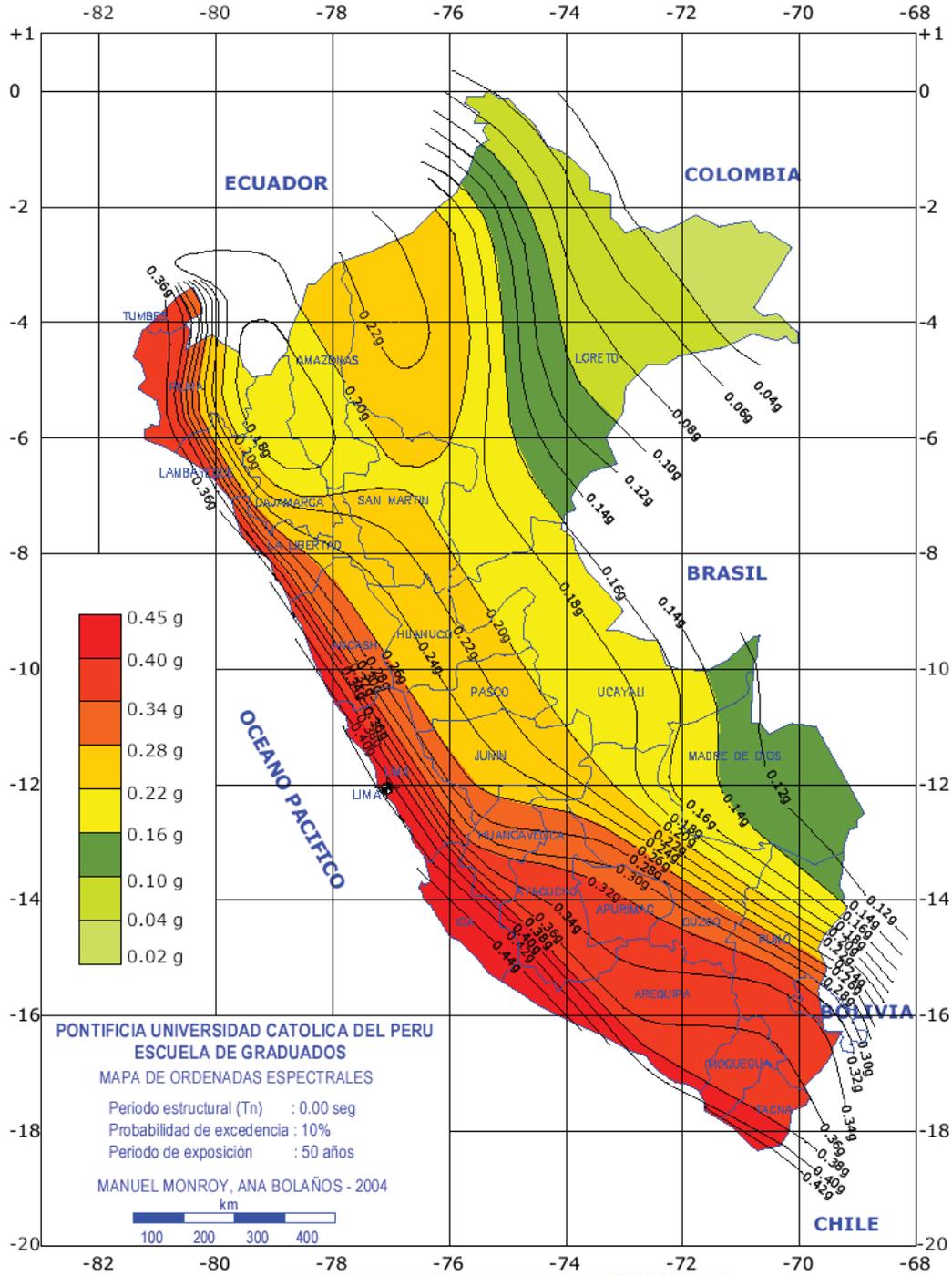
Ing. CIP. HERDIN J. ZEVALLOS GUZMAN
Ingeniero Civil
Reg. del Colegio de Ingenieros N° 67462

12.- ANEXOS

Mapa de Zonificación Sísmica del Perú.



Mapa de Distribución de Intensidades Sísmicas del Perú.



[Handwritten Signature]
Ing. CIP. HERIBERTO ZEVALLOS GUZMAN
Ingeniero Civil
Reg. del Colegio de Ingenieros N° 67462

ENSAYOS DE LABORATORIO.

SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACIÓN DE SUELOS (S.U.C.S.)

ENSAYO DE ANALISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO MTC E - 107 - 99

PROYECTO: Analisis comparativo del Desempeño	FECHA: Nov del 2020
UBICACIÓN: Wanchaq - Cusco	PROFUNDIDAD: 2.00m. Sondeo 01
PETICIONARIO: Jonathan Saico Quispe	ESTRATO: Segundo Estrato

Tamiz (mm)	Pasa (%)	Pasante (%)	Retenido Acumulado (%)	Retenido Parcial (%)	NORMAS REFERENCIALES
100	100.00	100.00	0.00	0.00	
80	100.00	100.00	0.00	0.00	
63	100.00	100.00	0.00	0.00	
50	100.00	100.00	0.00	0.00	
40	100.00	100.00	0.00	0.00	
25	100.00	100.00	0.00	0.00	
20	100.00	100.00	0.00	0.00	
12.5	100.00	100.00	0.00	0.00	
10	100.00	100.00	0.00	0.00	
6.3	94.16	94.16	5.84	5.84	
5	87.32	87.32	12.68	6.84	
2	80.25	80.25	19.75	7.07	
1.25	72.46	72.46	27.54	7.79	
0.4	66.09	66.09	33.91	6.37	
0.160	61.46	61.46	38.54	4.63	
0.080	53.08	53.08	46.92	8.38	



SUELOS GRANULARES

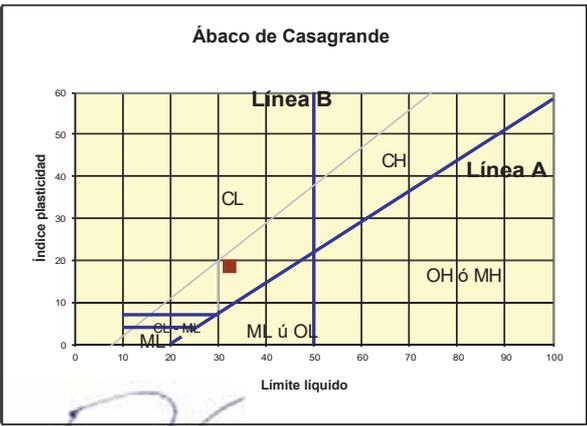
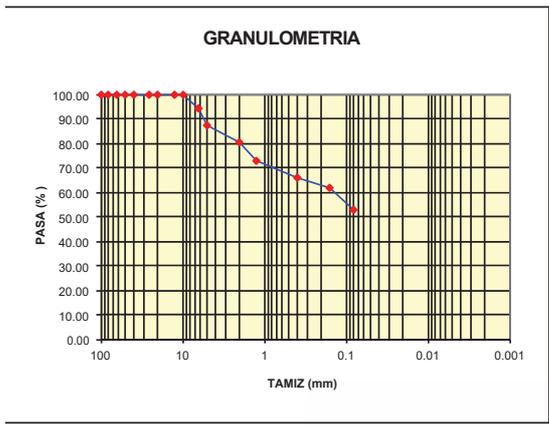


SUELOS COHESIVOS

Limite Líquido	32.19	
Limite Plástico	13.46	
Indice Plasticidad	18.73	

Pasa tamiz N° 4 (5mm):	87.32 %
Pasa tamiz N° 200 (0,080 mm):	53.08 %
D60:	0.15 mm
D30:	mm
D10 (diámetro efectivo):	mm
Coefficiente de Uniformidad (Cu):	
Grado de Curvatura (Cc):	

SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACION DE SUELOS	Descripción
SUELO DE GRANO FINO, MAS DEL 50% RETENIDO EN LA MALLA N° 200	GW Gravas bien graduadas
GP Gravas mal graduadas	
GM Gravas Limosas	
GC Gravas Arcillosas	
SW Arenas bien graduadas	
SP Arenas mal graduadas	
SM Arenas Limosas	
SC Arenas Arcillosas	
ML Limo Inorgánicos	
CL Arcillas inorgánicas de baja plasticidad	
OL Limos Orgánicos y Arcillas Limosas Orgánicas	
MH Limos Inorgánicos	
CH Arcillas inorgánicas de alta plasticidad	
OH Arcillas Orgánicas de media a alta plasticidad	
P Turba y otros suelos altamente orgánicos	



SUELO DE PARTÍCULAS FINAS
Arcilla de media plasticidad arenosa CL (SUCS)

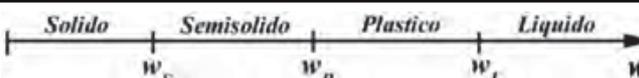
Ing. CIP. HERIBERTO ZEVALLOS GUZMAN
Ingeniero Civil
Reg. del Colegio de Ingenieros N° 67462

SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACIÓN DE SUELOS (S.U.C.S.)

ENSAYO DE ANALISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO MTC E - 107 - 99

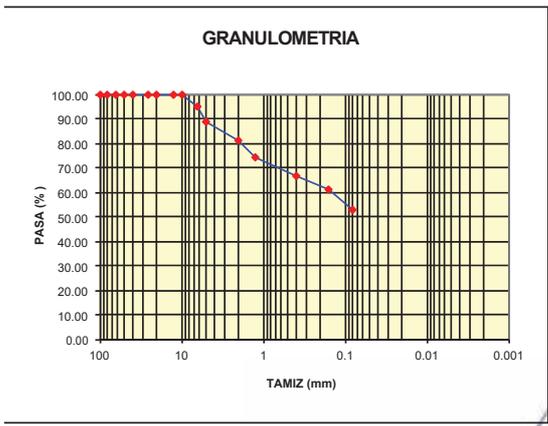
PROYECTO: Análisis comparativo del Desempeño	FECHA: Nov del 2020
UBICACIÓN: Wanchaq - Cusco	PROFUNDIDAD: 2.00m. Sondeo 02
PETICIONARIO: Jonathan Saico Quispe	ESTRATO: Segundo Estrato

Tamiz (mm)	Pasa (%)	Pasante (%)	Retenido Acumulado (%)	Retenido Parcial (%)	NORMAS REFERENCIALES
100	100.00	100.00	0.00	0.00	
80	100.00	100.00	0.00	0.00	Análisis Granulométrico de Suelo por Tamizado UNE: 103101:1995
63	100.00	100.00	0.00	0.00	
50	100.00	100.00	0.00	0.00	 SUELOS GRANULARES
40	100.00	100.00	0.00	0.00	
25	100.00	100.00	0.00	0.00	
20	100.00	100.00	0.00	0.00	
12.5	100.00	100.00	0.00	0.00	
10	100.00	100.00	0.00	0.00	 SUELOS COHESIVOS
6.3	94.87	94.87	5.13	5.13	
5	88.32	88.32	11.68	6.55	
2	81.35	81.35	18.65	6.97	
1.25	74.09	74.09	25.91	7.26	
0.4	66.82	66.82	33.18	7.27	
0.160	60.73	60.73	39.27	6.09	
0.080	52.49	52.49	47.51	8.24	

Límite Líquido	32.59	
Límite Plástico	13.39	
Índice Plasticidad	19.20	

Pasa tamiz N° 4 (5mm):	88.32 %
Pasa tamiz N° 200 (0,080 mm):	52.49 %
D60:	0.15 mm
D30:	mm
D10 (diámetro efectivo):	mm
Coefficiente de Uniformidad (Cu):	mm
Grado de Curvatura (Cc):	mm

SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACION DE SUELOS	Grupos de Suelos
SUELO DE GRANO FINO, MAS DEL 50% RETENIDO EN LA MALLA N° 200	GW Gravas bien graduadas GP Gravas mal graduadas GM Gravas Limosas GC Gravas Arcillosas SW Arenas bien graduadas SP Arenas mal graduadas SM Arenas Limosas SC Arenas Arcillosas
SUELO DE GRANO MEDIANO Y GRUESO, MAS DEL 50% PASA EL N° 4 Y MAS DEL 50% PASA EL N° 20	ML Limo Inorgánicos CL Arcillas Inorgánicas de baja plasticidad OL Limos Orgánicos y Arcillas Limosas Orgánicas MH Limos Inorgánicos CH Arcillas Inorgánicas de alta plasticidad OH Arcillas Orgánicas de media a alta plasticidad PT Turba y otros suelos altamente orgánicos
SUELO ALTAMENTE ORGANICO	



SUELO DE PARTÍCULAS FINAS
Arcilla de media plasticidad arenosa CL (SUCS)

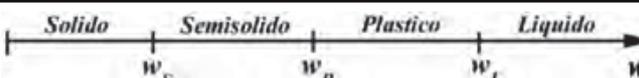
Ing. CIP. HERIBERTO J. ZEVALLOS GUZMAN
Ingeniero Civil
Reg del Colegio de Ingenieros N° 67463

SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACIÓN DE SUELOS (S.U.C.S.)

ENSAYO DE ANALISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO MTC E - 107 - 99

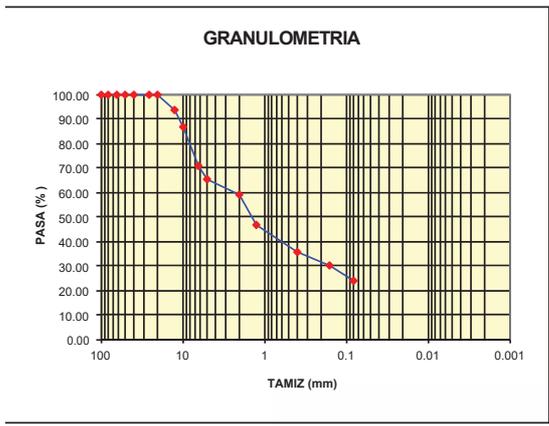
PROYECTO: Análisis comparativo del Desempeño	FECHA: Nov del 2020
UBICACIÓN: Wanchaq - Cusco	PROFUNDIDAD: 2.00m. Sondeo 01
PETICIONARIO: Jonathan Saico Quispe	ESTRATO: Tercer Estrato

Tamiz (mm)	Pasa (%)	Pasante (%)	Retenido Acumulado (%)	Retenido Parcial (%)	NORMAS REFERENCIALES
100	100.00	100.00	0.00	0.00	
80	100.00	100.00	0.00	0.00	
63	100.00	100.00	0.00	0.00	
50	100.00	100.00	0.00	0.00	
40	100.00	100.00	0.00	0.00	
25	100.00	100.00	0.00	0.00	 SUELOS GRANULARES
20	100.00	100.00	0.00	0.00	
12.5	93.46	93.46	6.54	6.54	
10	86.32	86.32	13.68	7.14	
6.3	70.35	70.35	29.65	15.97	
5	65.21	65.21	34.79	5.14	
2	59.24	59.24	40.76	5.97	
1.25	46.79	46.79	53.21	12.45	
0.4	35.72	35.72	64.28	11.07	
0.160	30.22	30.22	69.78	5.50	
0.080	23.58	23.58	76.42	6.64	 SUELOS COHESIVOS

Límite Líquido	19.85	
Límite Plástico	12.98	
Índice Plasticidad	6.87	

Pasa tamiz N° 4 (5mm):	65.21 %
Pasa tamiz N° 200 (0,080 mm):	23.58 %
D60:	2.38 mm
D30:	0.16 mm
D10 (diámetro efectivo):	mm
Coefficiente de Uniformidad (Cu):	
Grado de Curvatura (Cc):	

SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACION DE SUELOS	Descripción
SUELO DE GRANO FINO, MAS DEL 50% RETENIDO EN LA MALLA N° 200	GW Gravas bien graduadas
PASA LA MALLA N° 200 Y MAS FINO	GP Gravas mal graduadas
ARENA Y GRAVA	GM Gravas Limosas
ARENA Y GRAVA	GC Gravas Arcillosas
ARENO SO GRAVOSO	SW Arenas bien graduadas
ARENO SO GRAVOSO	SP Arenas mal graduadas
ARENO SO GRAVOSO	SM Arenas Limosas
ARENO SO GRAVOSO	SC Arenas Arcillosas
ARENO SO GRAVOSO	ML Limo Inorgánicos
ARENO SO GRAVOSO	CL Arcillas Inorgánicas de baja plasticidad
ARENO SO GRAVOSO	OL Limos Orgánicos y Arcillas Limosas Orgánicas
ARENO SO GRAVOSO	MH Limos Inorgánicos
ARENO SO GRAVOSO	CH Arcillas Inorgánicas de alta plasticidad
ARENO SO GRAVOSO	OH Arcillas Orgánicas de media a alta plasticidad
ARENO SO GRAVOSO	P Turba y otros suelos altamente orgánicos
Altamente Orgánico	



SUELO DE PARTÍCULAS GRUESAS
Arena arcillosa limosa con grava SC - SM

Ing. CIP. HERBERT J. ZEVALLOS GUZMAN
Ingeniero Civil
Reg. del Colegio de Ingenieros N° 67462

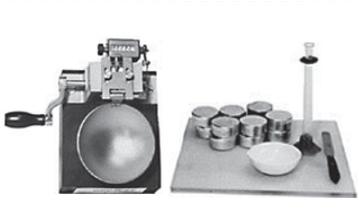
ENSAYO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

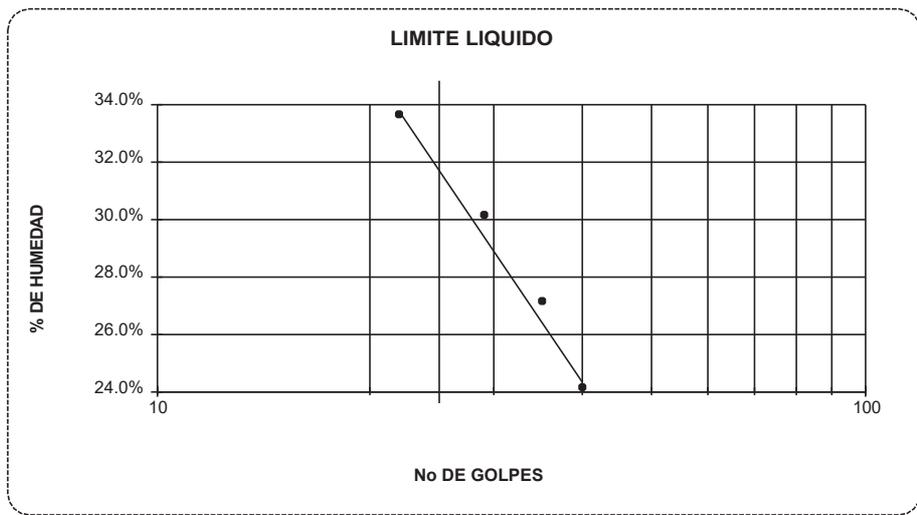
PROYECTO : Análisis comparativo del Desempeño sísmico de edificios de mediana altura
CALICATA N° 01

UBICACIÓN : Wanchaq – Cusco
Segundo Estrato

SOLICITADO: Jonathan Saico Quispe
MUESTRA : Suelo

FECHA : Cusco Noviembre del 2020

LIMITE LIQUIDO					OBSERVACIONES:	
Muestra N°	1	2	3	4		
Peso de la capsula	13.26	10.25	12.36	10.23		
Peso capsula. + suelo humedo	95.22	98.85	98.92	103.14		
Peso capsula + suelo seco	79.29	79.95	78.86	79.74		
Numero de golpes	40	35	29	22		
Peso suelo seco	66.03	69.7	66.5	69.51		
Peso agua	15.93	18.9	20.06	23.4		
% humedad	24.13%	27.12%	30.17%	33.66%		
LIMITE PLASTICO						RESULTADOS
Muestra	1	2	3			
Peso de la capsula	5.23	5.64	6.22			LIMITE LIQUIDO
Peso capsula. + suelo humedo	9.45	9.35	10.00		LIMITE PLASTICO	13.46%
Peso capsula + suelo seco	8.96	8.90	9.55		INDICE PLASTICO	18.73%
Peso suelo seco	3.73	3.26	3.33			
Peso agua	0.49	0.45	0.45			
% humedad	13.14%	13.80%	13.45%			




Ing. CIP. HERGENY J. ZEVALLOS GUZMAN
Ingeniero Civil
Reg. del Colegio de Ingenieros N° 67462

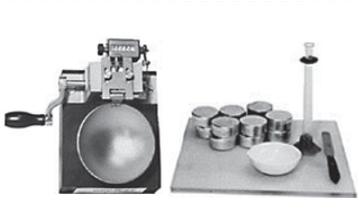
ENSAYO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

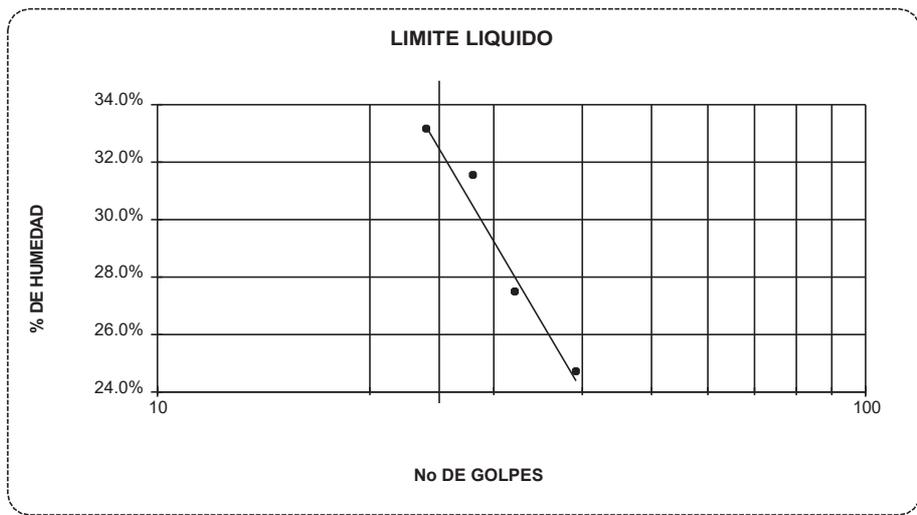
PROYECTO : Análisis comparativo del Desempeño sísmico de edificios de mediana altura
CALICATA N° 02

UBICACIÓN : Wanchaq - Cusco
Segundo Estrato

SOLICITADO: Jonathan Saico Quispe
MUESTRA : Suelo

FECHA : Cusco Noviembre del 2020

LIMITE LIQUIDO					OBSERVACIONES:	
Muestra N°	1	2	3	4		
Peso de la capsula	13.26	10.25	12.36	10.23		
Peso capsula. + suelo humedo	95.37	98.85	99.46	102.62		
Peso capsula + suelo seco	79.11	79.76	78.58	79.63		
Numero de golpes	39	32	28	24		
Peso suelo seco	65.85	69.51	66.22	69.4		
Peso agua	16.26	19.09	20.88	22.99		
% humedad	24.69%	27.46%	31.53%	33.13%		
LIMITE PLASTICO						RESULTADOS
Muestra	1	2	3			LIMITE LIQUIDO
Peso de la capsula	5.23	5.64	6.22			32.59%
Peso capsula. + suelo humedo	9.45	9.36	10.01		LIMITE PLASTICO	
Peso capsula + suelo seco	8.97	8.92	9.55		13.39%	
Peso suelo seco	3.74	3.28	3.33		INDICE PLASTICO	
Peso agua	0.48	0.44	0.46		19.20%	
% humedad	12.83%	13.52%	13.81%			




Ing. CIP. HERIBERTO J. ZEVALLOS GUZMAN
Ingeniero Civil
Reg. del Colegio de Ingenieros N° 67462

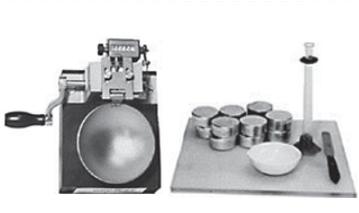
ENSAYO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

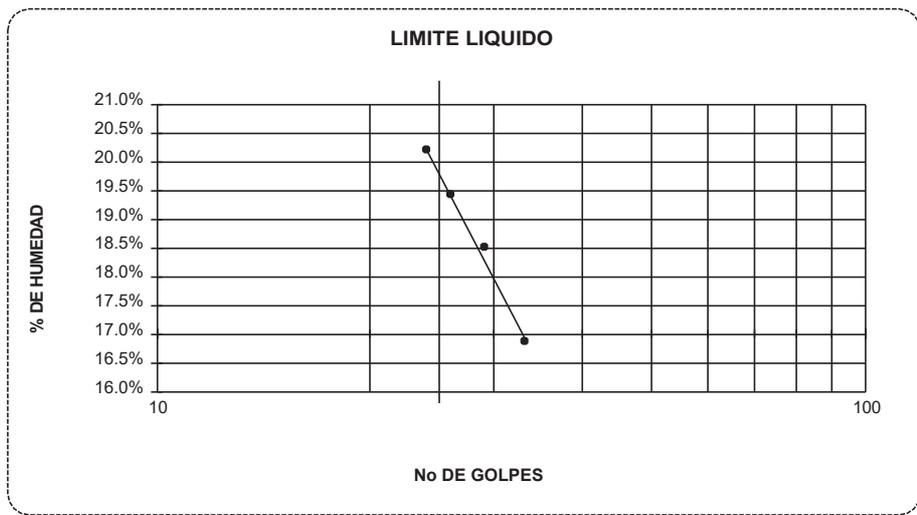
PROYECTO : Análisis comparativo del Desempeño sísmico de edificios de mediana altura
CALICATA N° 01

UBICACIÓN : Wanchaq - Cusco
Tercer Estrato

SOLICITADO: Jonathan Saico Quispe
MUESTRA : Suelo

FECHA : Cusco Noviembre del 2020

LIMITE LIQUIDO					OBSERVACIONES:	
Muestra N°	1	2	3	4		
Peso de la capsula	13.26	10.25	12.36	10.23		
Peso capsula. + suelo humedo	90.44	92.72	91.63	93.93		
Peso capsula + suelo seco	79.29	79.84	78.73	79.86		
Numero de golpes	33	29	26	24		
Peso suelo seco	66.03	69.59	66.37	69.63		
Peso agua	11.15	12.88	12.9	14.07		
% humedad	16.89%	18.51%	19.44%	20.21%		
LIMITE PLASTICO						RESULTADOS
Muestra	1	2	3			LIMITE LIQUIDO
Peso de la capsula	5.23	5.64	6.22			19.85%
Peso capsula. + suelo humedo	9.43	9.35	10.00		LIMITE PLASTICO	
Peso capsula + suelo seco	8.97	8.92	9.55		12.98%	
Peso suelo seco	3.74	3.28	3.33		INDICE PLASTICO	
Peso agua	0.46	0.43	0.45		6.87%	
% humedad	12.33%	13.11%	13.51%			




Ing. CIP. HERBERT J. ZEVALLOS GUZMAN
Ingeniero Civil
Reg del Colegio de Ingenieros N° 67662

ENSAYO DE COMPRESION NO CONFINADA

PROYECTO : Análisis comparativo del

MUESTRA : Calicata 01

UBICACIÓN : Wanchaq - Cusco

PROFUNDIDAD : 2.00 Mt.

FECHA : Cusco, Noviembre del 2020

DESCRIPCIÓN : Arena arcillosa, color marron claro

TECNICO :

CONTENIDO DE HUMEDAD

		1
Peso del Tarro	gr.	42.24
Peso del T. + Suelo Humedo	gr.	648.50
Peso del T. + Suelo Seco	gr.	595.98
Peso del Agua	gr.	52.52
Peso del Suelo Seco	gr.	553.74
Contenido de Humedad	%	9.48

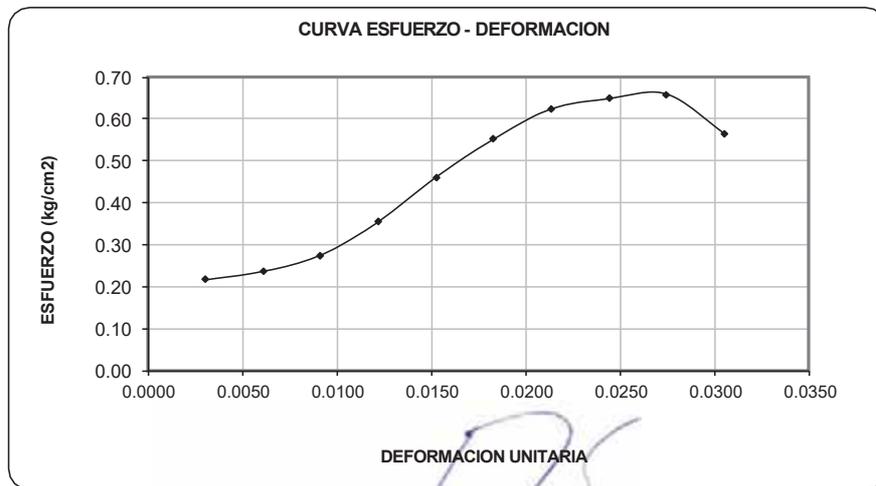
DENSIDADES

Altura (cm)	Diámetro (cm)	Area Inicial
h1 8.28	d1 5.16	
h2 8.34	d2 5.18	
h3 8.33	d3 5.08	
Prom. 8.32	Prom. 5.14	20.75 cm ²
Volumen Promedio	Vo =	172.6 cm ³
Peso Húmedo briqueta	Po =	606.26 gr
Densidad Húmeda	Dh =	3.51 gr/cm ³
Densidad Seca	Ds =	3.21 gr/cm ³

CONSTANTE DEL ANILLO DE CARGA

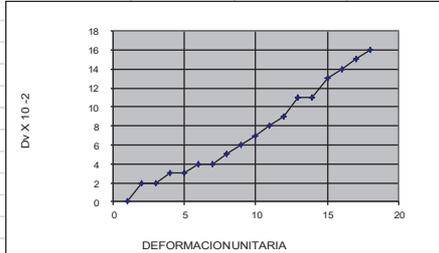
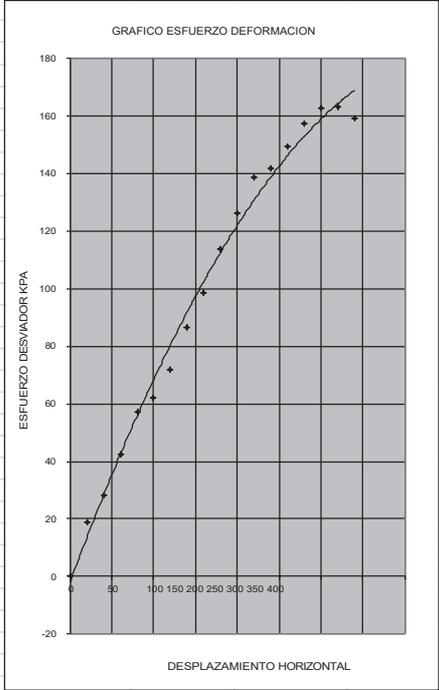
Prensa de Compresión MODELO U-130 = 0.1407

DIAL DE CARGA	CARGA AXIAL	DIAL DEF.	DEF. TOTAL	DEF. TOTAL	DEF. UNITAR.	1-E	AREA CORREG.	ESFUERZO	RESULTADOS
0.0001	Kg		Pulg.	cm	E		cm ²	kg/cm ²	
32	4.5024	10	0.010	0.0254	0.0031	0.9969	20.8136	0.216	ESF.COMPRESION MAXIMA q _{umax} = 0.659 kg/cm ²
35	4.9245	20	0.020	0.0508	0.0061	0.9939	20.8775	0.236	
41	5.7687	30	0.030	0.0762	0.0092	0.9908	20.9419	0.275	
53	7.4571	40	0.040	0.1016	0.0122	0.9878	21.0066	0.355	COHESION APARENTE C = 0.3295 kg/cm ²
69	9.7083	50	0.050	0.1270	0.0153	0.9847	21.0718	0.461	
83	11.6781	60	0.060	0.1524	0.0183	0.9817	21.1373	0.552	CONTENIDO DE HUMEDAD w % = 9.48
94	13.2258	70	0.070	0.1778	0.0214	0.9786	21.2033	0.624	
98	13.7886	80	0.080	0.2032	0.0244	0.9756	21.2697	0.648	
100	14.0700	90	0.090	0.2286	0.0275	0.9725	21.3365	0.659	DENSIDADES Natural= 3.51 tn/m ³ Seca = 3.21 tn/m ³
86	12.1002	100	0.100	0.2540	0.0305	0.9695	21.4037	0.565	



Ing. CIP. HERIBERTO J. ZEVALLOS GUZMAN
Ingeniero Civil
Reg. del Colegio de Ingenieros N° 67462

DATOS DE LA MUESTRA					
Lado	6				
Area=	36.00				
C.D.D.=	0.001				
L.R.C.=	0.86				
Volumen=	126.00				
Peso=	207.22				
P.V	8 kg		:ESF. VERTICAL		
Lect. Def. x10 ²	Lec. carga div	Deform. Muestra	Area	Carga Tot. S/muestra Kpa	Lectura Def. Vertical x 0.01mm
0	0.00	0.00	36.00	0.00	0.00
20	8.00	0.20	35.88	18.81	2.00
40	12.00	0.40	35.76	28.31	2.00
60	18.00	0.60	35.64	42.61	3.00
80	24.00	0.80	35.52	57.00	3.00
100	26.00	1.00	35.40	61.96	4.00
120	30.00	1.20	35.28	71.74	4.00
140	36.00	1.40	35.16	86.38	5.00
160	41.00	1.60	35.04	98.72	6.00
180	47.00	1.80	34.92	113.55	7.00
200	52.00	2.00	34.80	126.06	8.00
220	57.00	2.20	34.68	138.66	9.00
240	58.00	2.40	34.56	141.59	11.00
260	61.00	2.60	34.44	149.43	11.00
280	64.00	2.80	34.32	157.33	13.00
300	66.00	3.00	34.20	162.81	14.00
320	66.00	3.20	34.08	163.38	15.00
340	64.00	3.40	33.96	158.99	16.00



[Handwritten Signature]
Ing. CIP. HERBES J. ZEVALLOS GUZMAN
 Ingeniero Civil
 Reg. del Colegio de Ingenieros N° 67462

RESUMEN				
Nro.	ESFUERZO NORMAL Kpa	ESFUERZO TANGENCIAL Kpa	ϕ	C Kpa
1	107.18	68.59		
2	214.37	163.38	24.778	37.25
3	428.73	226.07		

ESFUERZO CORTANTE VS ESFUERZO NORMAL

ESFUERZO DE CORTE KPa

ESFUERZO NORMAL KPa

$y = 0.4616x + 37.248$

A=	0.4616
B=	37.248


Ing. CIP. HERIBERTO J. ZEVALLOS GUZMAN
 Ingeniero Civil
 Reg. del Colegio de Ingenieros N° 67463

DENSIDAD NATURAL DE SUELO GRANULAR

UNE-103-301 - 94

OBRA: ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS DE MEDIANA ALTURA CON SISTEMA ESTRUCTURAL DUAL Y DIAGRID EN CUSCO

UBICACIÓN: Wanchaq - Cusco

SOLICITA: Jonathan Saico Quispe

Calicata 01

FECHA: Nov del 2020

Segundo Estrato

DENSIDAD NATURAL	
Volumen Referencial (V1)	1.78
Masa Material Extraído	7.25
Volumen de Excavación (V2)	3.35
Volumen Real (V2-V1)	
Densidad Natural	1.632835821

$$\gamma_{nat.} = 1.63 \text{ Tn/m}^3$$

DENSIDAD MINIMA - DENSIDAD MAXIMA

UNE-103-105-93 UNE 103-106-93

MATERIAL SUELTO

	Ensayo 01	Ensayo 02	Ensayo 03
DENSIDAD MINIMA			
Masa de Molde (M1)	2.55	2.51	2.54
Masa Molde + Material (M2)	6.73	6.75	6.76
Volumen Molde	2.813	2.813	2.813
D min.	1.485958052	1.507287593	1.50017775

$$\gamma_{min.} = 1.50 \text{ Tn/m}^3$$

MATERIAL COMPACTADO

	Ensayo 01	Ensayo 02	Ensayo 03
DENSIDAD MAXIMA			
Masa de Molde (M1)	2.78	2.77	2.76
Masa Molde + Material (M2)	8.07	8.1	8.12
Volumen Molde	2.813	2.813	2.813
D max.	1.880554568	1.894774262	1.90543903

$$\gamma_{max.} = 1.89 \text{ Tn/m}^3$$

[Firma]
Ing. CIP. HERIBERTO ZEVALLOS GUZMAN
Ingeniero Civil
Reg. del Colegio de Ingenieros N° 67462

DENSIDAD NATURAL DE SUELO GRANULAR

UNE-103-301 - 94

OBRA: ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS DE MEDIANA ALTURA CON SISTEMA ESTRUCTURAL DUAL Y DIAGRID EN CUSCO

UBICACIÓN: Wanchaq - Cusco

SOLICITA: Jonathan Saico Quispe

Calicata 02

FECHA: Nov del 2020

Segundo Estrato

DENSIDAD NATURAL	
Volumen Referencial (V1)	1.78
Masa Material Extraído	7.27
Volumen de Excavación (V2)	3.32
Volumen Real (V2-V1)	
Densidad Natural	1.653614458

$$\gamma_{nat.} = 1.65 \text{ Tn/m}^3$$

DENSIDAD MINIMA - DENSIDAD MAXIMA

UNE-103-105-93 UNE 103-106-93

MATERIAL SUELTO

	Ensayo 01	Ensayo 02	Ensayo 03
DENSIDAD MINIMA			
Masa de Molde (M1)	2.55	2.51	2.54
Masa Molde + Material (M2)	6.75	6.77	6.76
Volumen Molde	2.813	2.813	2.813
D min.	1.493067899	1.51439744	1.50017775

$$\gamma_{min.} = 1.50 \text{ Tn/m}^3$$

MATERIAL COMPACTADO

	Ensayo 01	Ensayo 02	Ensayo 03
DENSIDAD MAXIMA			
Masa de Molde (M1)	2.78	2.77	2.76
Masa Molde + Material (M2)	8.12	8.14	8.15
Volumen Molde	2.813	2.813	2.813
D max.	1.898329186	1.908993957	1.9161038

$$\gamma_{max.} = 1.91 \text{ Tn/m}^3$$

CONTENIDO DE HUMEDAD

MTC - E 108 - 99

MICROOVEN METHOD

Proyecto : ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS DE MEDIANA ALTURA CON SISTEMA ESTRUCTURAL DUAL Y DIAGRID EN CUSCO

Ubicación : Wanchaq - Cusco

Calicata : N° 10

Solicitante : Jonathan Saico Quispe

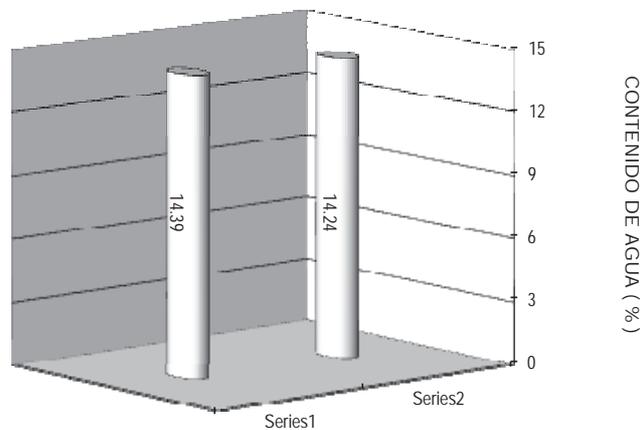
Fecha : Cusco Noviembre del 2020

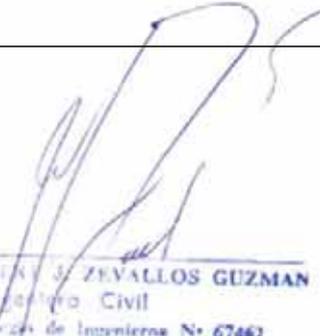
Prof : 2,00m.

muestra Profundidad (Mt)	N. O1 2.00		N O2 2.00
Peso de Capsula (gr)	50.25		49.25
Peso Capsula + Suelo Humedo (gr)	100.72		101.72
Peso de la Capsula + Suelo Seco (gr)	94.37		95.18
Peso del Suelo Humedo (gr)	50.47		52.47
Peso del Suelo Seco (gr)	44.12		45.93
Peso del Agua (gr)	6.35		6.54
Contenido de Humedad (w)	14.39		14.24

Promedio : 14,32%

GRAFICO DE HUMEDADES




Ing. CIP. HERBEN J. ZEVALLOS GUZMAN
 Ingeniero Civil
 Reg. del Colegio de Ingenieros N° 67462

CONTENIDO DE HUMEDAD

MTC - E 108 - 99

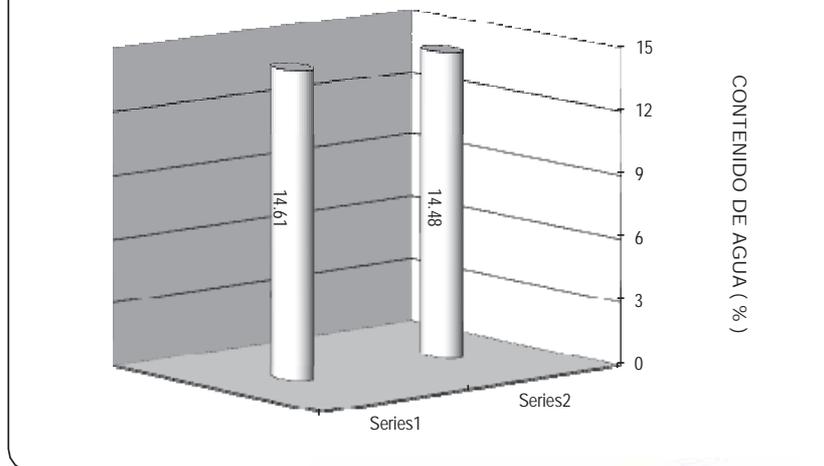
MICROOVEN METHOD

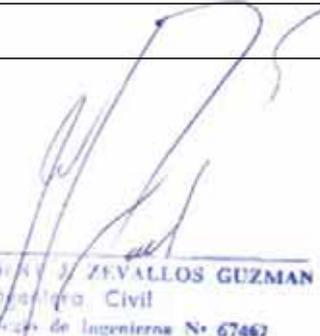
Proyecto : ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS DE MEDIANA ALTURA CON SISTEMA ESTRUCTURAL DUAL Y DIAGRID EN CUSCO
 Ubicación : Wanchaq - Cusco Calicata : N° 2
 Solicitante : Jonathan Saico Quispe
 Fecha : Cusco Noviembre del 2020 Prof : 2,00m.

muestra Profundidad (Mt)	N- O1 2.00		N O2 2.00
Peso de Capsula (gr)	50.25		49.25
Peso Capsula + Suelo Humedo (gr)	100.78		101.76
Peso de la Capsula + Suelo Seco (gr)	94.34		95.12
Peso del Suelo Humedo (gr)	50.53		52.51
Peso del Suelo Seco (gr)	44.09		45.87
Peso del Agua (gr)	6.44		6.64
Contenido de Humedad (w)	14.61		14.48

Promedio : 14,54%

GRAFICO DE HUMEDADES




 Ing. CIP. HERGENY J. ZEVALLOS GUZMAN
 Ingeniero Civil
 Reg. del Colegio de Ingenieros N° 67467

CONTENIDO DE HUMEDAD

MTC - E 108 - 99

MICROOVEN METHOD

Proyecto : ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS DE MEDIANA ALTURA CON SISTEMA ESTRUCTURAL DUAL Y DIAGRID EN CUSCO

Ubicación : Wanchaq- Cusco Calicata : N° 1

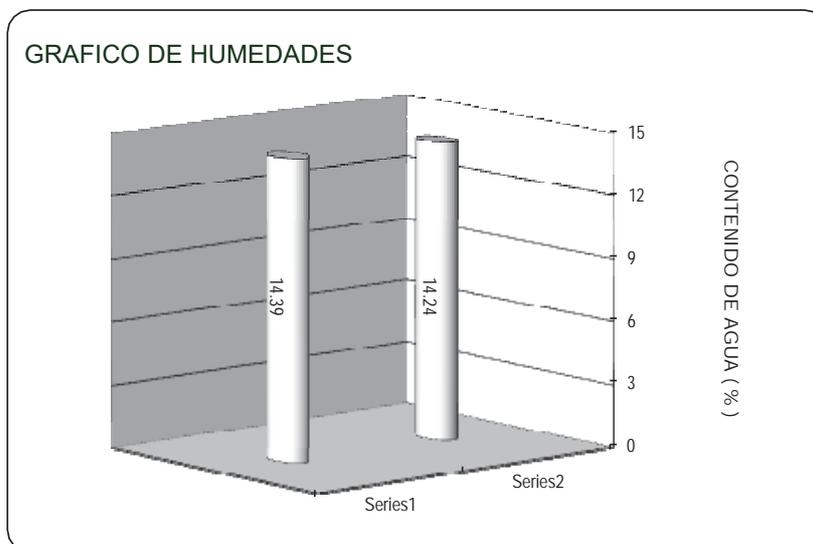
Solicitante : Jonathan Saico Quispe

Fecha : Cusco Noviembre del 2020 Prof : 2,00m.

muestra Profundidad (Mt)	N. O1 2.00		N O2 2.00
Peso de Capsula (gr)	50.25		49.25
Peso Capsula + Suelo Humedo (gr)	100.72		101.72
Peso de la Capsula + Suelo Seco (gr)	94.37		95.18
Peso del Suelo Humedo (gr)	50.47		52.47
Peso del Suelo Seco (gr)	44.12		45.93
Peso del Agua (gr)	6.35		6.54
Contenido de Humedad (w)	14.39		14.24

Promedio : 14,32%

GRAFICO DE HUMEDADES




Ing. CIP. HEREDIA J. ZEVALLOS GUZMAN
 Ingeniero Civil
 Reg. del Colegio de Ingenieros N° 67463