PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR

FACULTAD DE HÁBITAT, INFRAESTRUCTURA Y CREATIVIDAD.

PROYECTO DE TITULACIÓN:

PROYECTO DE INVESTIGACIÓN APLICADA Y DESARROLLO

PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE:

MAGÍSTER EN INGENIERÍA CIVIL CON MENCIÓN EN ESTRUCTURAS SISMORESISTENTES

TEMA:

COMPARACIÓN DE LA RESPUESTA DE DEFORMACIÓN, RESISTENCIA Y FUERZA, DE UNA EDIFICACIÓN DE HORMIGÓN ARMADO DE 8 PISOS, UBICADA EN LA MAGDALENA QUITO ECUADOR, DISEÑADA CON EL MÉTODO DE DISEÑO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS, PARA TRES DIFERENTES NIVELES DE DESEMPEÑO.

AUTOR:

JORGE LUIS GUAMA VILLACIS

TUTOR:

ALBERTO ICAZA

QUITO, MARZO DE 2026

INDICE DE CONTENIDO

DEDICATORIA **13**

AGRADECIMIENTO **13**

RESUMEN **14**

ABSTRACT **14**

CAPITULO I: INTRODUCCIÓN **16**

1.1 INTRODUCCIÓN 16
1.2 JUSTIFICACIÓN 17
1.3 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA 18
1.4 OBJETIVOS 20
1.4.1 Objetivo general *20*
1.4.2 Objetivos específicos *20*
1.5 ALCANCE 20

CAPÍTULO II: MARCO CONCEPTUAL, FUNDAMENTOS TEÓRICOS Y MARCO TEÓRICO **22**

2.1 MARCO CONCEPTUAL 22
2.2 FUNDAMENTOS TEÓRICOS DEL MÉTODO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS. 23
2.3 MARCO TEÓRICO 25
2.3.1 Niveles de Amenaza Sísmica en la NEC-15 ..... *27*
2.3.2 Estrategia de control de daño y mecanismos dúctiles *28*
2.3.3 Criterios de Desplazamiento y Deriva en el Diseño. *29*
2.3.4 Análisis No Lineal Estático o Pushover. *30*
2.3.5 Curva de capacidad. *31*
2.3.6 Criterios de aceptación. *33*

CAPITULO III: MARCO METODOLOGICO **40**

3.1 MARCO METODOLÓGICO 40
3.2 RESUMEN DE PASOS A SEGUIR PARA LA APLICACIÓN DEL MÉTODO DE DISEÑO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS: 41
3.3 DETALLE TEÓRICO DE CADA UNO DE LOS PASOS PARA LA APLICACIÓN DEL MÉTODO DE DISEÑO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS: 42
3.3.1 Pre dimensionamiento de la estructura o diseño previo de la misma, y definición de las propiedades de los materiales que tendrá la estructura: *42*
3.3.2 Escogimiento de la deriva de piso: *42*
3.3.3 Perfil de desplazamiento de diseño: *42*
3.3.4 Determinación del Desplazamiento Característico (Δd), Masa efectiva (Meff) y altura efectiva(Heff). *43*
3.3.5 Determinación del Desplazamiento de fluencia *44*
3.3.6 Determinación de la Demanda de ductilidad: *45*
3.3.7 Determinación del Factor de reducción de demanda sísmica (Rξ) *46*
3.3.8 Construcción del espectro elástico de desplazamientos: *47*
3.3.9 Determinación del Periodo Efectivo (Teff): *52*
3.3.10 Determinación de la Rigidez efectiva *53*
3.3.11 Determinación del Cortante Basal de Diseño (V_{DBD}): *54*
3.3.12 Obtención del Vector de fuerzas laterales *54*
3.3.13 Procedimiento de determinacion e ingreso de parametros en el software ETABS *55*
3.3.14 Verificación de la Capacidad Estructural mediante Análisis Pushover *55*

CAPITULO IV: DESCRIPCION DETALLADA DE LA ESTRUCTURA CASO DE ESTUDIO **59**

4.1 DESCRIPCIÓN DETALLADA DE LA ESTRUCTURA CASO DE ESTUDIO 59
4.1.1 Información general y ubicación. 59
4.1.2 Geometría general: 59
4.1.3 Sistema estructural:.....59
4.1.4 Dimensiones de los elementos: 59
4.1.5 Materiales: 60
4.1.6 Cargas y criterios de diseño: 60
4.1.7 Carga viva: 61
4.1.8 Parámetros de Diseño:.....62

CAPITULO V: APLICACIÓN DEL METODO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS (DBD) A LA ESTRUCTURA CASO DE ESTUDIO 66

5.1 DESEMPEÑO DE SEGURIDAD DE VIDA.....66
5.1.1 ANALISIS DBD EN SENTIDO X, NIVEL DE DESEMPEÑO DE SEGURIDAD DE VIDA: 66
5.1.2 Procedimiento de determinación e ingreso de parámetros en el software ETABS SENTIDO X - LS.....67
5.1.3 Verificación de la Capacidad Estructural mediante Análisis Pushover ANALISIS SENTIDO X SEGURIDAD DE VIDA.....67
5.1.4 ANALISIS DBD EN SENTIDO Y, NIVEL DE DESEMPEÑO DE SEGURIDAD DE VIDA: 82
5.1.5 Procedimiento de determinación e ingreso de parámetros en el software ETABS SENTIDO Y - LS.....82
5.1.6 Verificación de la Capacidad Estructural mediante Análisis Pushover ANALISIS SENTIDO Y SEGURIDAD DE VIDA.....83
5.2 DESEMPEÑO DE OCUPACION INMEDIATA.....93
5.2.1 ANALISIS DBD EN SENTIDO X, NIVEL DE DESEMPEÑO DE OCUPACION INMEDIATA: 93
5.2.2 Verificación de la Capacidad Estructural mediante Análisis Pushover ANALISIS SENTIDO X OCUPACION INMEDIATA.....94
5.2.3 ANALISIS DBD EN SENTIDO Y, NIVEL DE DESEMPEÑO DE OCUPACION INMEDIATA: 99
5.2.4 Verificación de la Capacidad Estructural mediante Análisis Pushover ANALISIS SENTIDO Y OCUPACION INMEDIATA 100
5.3 DESEMPEÑO DE PREVENCION DE COLAPSO.....104
5.3.1 ANALISIS DBD EN SENTIDO X, NIVEL DE DESEMPEÑO DE PREVENCION DE COLAPSO.....104
5.3.2 Verificación de la Capacidad Estructural mediante Análisis Pushover ANALISIS SENTIDO X PREVENCION DE COLAPSO.....105
5.3.3 ANALISIS DBD EN SENTIDO Y, NIVEL DE DESEMPEÑO DE PREVENCION DE COLAPSO:..... 110
5.3.4 Verificación de la Capacidad Estructural mediante Análisis Pushover ANALISIS SENTIDO Y PREVENCION DE COLAPSO..... 111

CAPITULO VI: RESULTADOS Y ANALISIS 116

6.1 RESULTADOS Y ANÁLISIS 116
5.1.1 Comparación de las curvas de capacidad y obtención de los puntos de desempeño, mediante DBD. 121

CAPITULO VII: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....135

7.1 CONCLUSIONES:.....135
7.2 RECOMENDACIONES:.....140

BIBLIOGRAFÍA **141**

ANEXOS **143**

5.1.1 ANALISIS DBD EN SENTIDO X, NIVEL DE DESEMPEÑO DE SEGURIDAD DE VIDA: *153*
5.1.2 Procedimiento de determinación e ingreso de parámetros en el software ETABS SENTIDO X - LS *159*
5.1.3 ANALISIS DBD EN SENTIDO Y, NIVEL DE DESEMPEÑO DE SEGURIDAD DE VIDA: 184
5.1.4 Procedimiento de determinación e ingreso de parámetros en el software ETABS SENTIDO Y - LS *190*
5.1.5 ANALISIS DBD EN SENTIDO X, NIVEL DE DESEMPEÑO DE OCUPACION INMEDIATA: *195*
5.1.6 Procedimiento de determinación e ingreso de parámetros en el software ETABS SENTIDO X – IO *202*
5.1.7 ANALISIS DBD EN SENTIDO Y, NIVEL DE DESEMPEÑO DE OCUPACION INMEDIATA: *209*
5.1.8 Procedimiento de determinación e ingreso de parámetros en el software ETABS SENTIDO Y - IO *215*
5.1.9 ANALISIS DBD EN SENTIDO X, NIVEL DE DESEMPEÑO DE PREVENCION DE COLAPSO *220*
5.1.10 Procedimiento de determinación e ingreso de parámetros en el software ETABS SENTIDO X – CP *226*
5.1.11 ANALISIS DBD EN SENTIDO Y, NIVEL DE DESEMPEÑO DE PREVENCION DE COLAPSO: *233*
5.1.12 Procedimiento de determinación e ingreso de parámetros en el software ETABS SENTIDO Y – CP *240*

INDICE DE FIGURAS

FIGURA 1. LINEALIZACIÓN EQUIVALENTE (CURVA BILINEAL DE LA RESPUESTA LATERAL FUERZA/DESPLAZAMIENTO) 23

FIGURA 2. FUNDAMENTOS DEL MÉTODO DEL DISEÑO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS. 25

FIGURA 3. CURVA DE CAPACIDAD DE LA EDIFICACIÓN Y CAPACIDADES DE DESPLAZAMIENTO GLOBALES, DC, PARA VARIOS NIVELES DE DESEMPEÑO. 32

FIGURA 4. CURVAS IDEALIZADAS DE FUERZA-DESPLAZAMIENTO 32

FIGURA 5. CURVA DE FUERZA FRENTE A DEFORMACIÓN DE LOS COMPONENTES (RÓTULA PLÁSTICA EN VIGAS Y COLUMNAS) 35

FIGURA 6. DESPLAZAMIENTO CARACTERÍSTICO Y DESPLAZAMIENTO DE FLUENCIA EN LA CURVA DE CAPACIDAD. 46

FIGURA 7. FACTOR DE REDUCCIÓN DE LA DEMANDA SÍSMICA RΞ. 46

FIGURA 8. MAPA DE ZONIFICACIÓN SÍSMICA 47

FIGURA 9. ESPECTRO DE RESPUESTA ELÁSTICO DE ACELERACIONES 51

FIGURA 10. ESPECTRO ELÁSTICO DE DESPLAZAMIENTOS 52

FIGURA 11. PERIODO EFECTIVO DE SISTEMA EQUIVALENTE DE UN GRADO DE LIBERTAD. 53

FIGURA 12. ESCALA DE COLORES QUE REPRESENTA LOS NIVELES DE DESEMPEÑO EN ETABS 22.6.0 56

FIGURA 13. LOSA DE PISO ARQUITECTÓNICA: OFICINAS Y CORREDOR-GRADAS 62

FIGURA 14. LOSA DE ENTREPISO TIPO 63

FIGURA 15. PLANTA CON DIMENSIONES PARA DETERMINAR SI EXISTE IRREGULARIDAD EN PLANTA 63

FIGURA 16. TIPOS DE IRREGULARIDAD EN PLANTA SEGÚN NEC 15 64

FIGURA 17. CURVA DE CAPACIDAD SENTIDO X PARA EL NIVEL DE DESEMPEÑO DE SEGURIDAD DE VIDA 67

FIGURA 18. CURVA DE CAPACIDAD X-LS 68

FIGURA 19. EDIFICIO DESPLAZADO EN EL 1ER PASO DEL PUSHOVER X , PARA EL NIVEL DE DESEMPEÑO DE SEGURIDAD DE VIDA 70

FIGURA 20. EDIFICIO DESPLAZADO EN EL 2DO PASO DEL PUSHOVER X, PARA EL NIVEL DE DESEMPEÑO DE SEGURIDAD DE VIDA 71

FIGURA 21. EDIFICIO DESPLAZADO EN EL 3ER PASO DEL PUSHOVER X, PARA EL NIVEL DE DESEMPEÑO DE SEGURIDAD DE VIDA 72

FIGURA 22. EDIFICIO DESPLAZADO EN EL 4TO PASO DEL PUSHOVER X, PARA EL NIVEL DE DESEMPEÑO DE SEGURIDAD DE VIDA 73

FIGURA 23. EDIFICIO DESPLAZADO EN EL 5TO PASO DEL PUSHOVER X, PARA EL NIVEL DE DESEMPEÑO DE SEGURIDAD DE VIDA 74

FIGURA 24. EDIFICIO DESPLAZADO EN EL 6TO PASO DEL PUSHOVER X, PARA EL NIVEL DE DESEMPEÑO DE SEGURIDAD DE VIDA 75

FIGURA 25. EDIFICIO DESPLAZADO EN EL 7MO PASO DEL PUSHOVER X, PARA EL NIVEL DE DESEMPEÑO DE SEGURIDAD DE VIDA 76

FIGURA 26. EDIFICIO DESPLAZADO EN EL 8VO PASO DEL PUSHOVER X, PARA EL NIVEL DE DESEMPEÑO DE SEGURIDAD DE VIDA 77

FIGURA 27. EDIFICIO DESPLAZADO EN EL 9NO PASO DEL PUSHOVER X, PARA EL NIVEL DE DESEMPEÑO DE SEGURIDAD DE VIDA 78

FIGURA 28. RESPUESTA DE LA RÓTULA PLÁSTICA EN LA COLUMNA C1H15 80

FIGURA 29. RESPUESTA DE LA RÓTULA PLÁSTICA EN LA VIGA B17 81

FIGURA 30. RESPUESTA DE LA RÓTULA PLÁSTICA EN LA VIGA B17 81

FIGURA 31. CURVA DE CAPACIDAD SENTIDO Y PARA EL NIVEL DE DESEMPEÑO DE SEGURIDAD DE VIDA 83

FIGURA 32. CURVA DE CAPACIDAD Y-LS 84

FIGURA 33. EDIFICIO DESPLAZADO EN EL 1ER PASO DEL PUSHOVER Y, PARA EL NIVEL DE DESEMPEÑO DE SEGURIDAD DE VIDA 86

FIGURA 34. EDIFICIO DESPLAZADO EN EL 2DO PASO DEL PUSHOVER Y, PARA EL NIVEL DE DESEMPEÑO DE SEGURIDAD DE VIDA 87

FIGURA 35. EDIFICIO DESPLAZADO EN EL 3ER PASO DEL PUSHOVER Y, PARA EL NIVEL DE DESEMPEÑO DE SEGURIDAD DE VIDA 88

FIGURA 36. EDIFICIO DESPLAZADO EN EL 4TO PASO DEL PUSHOVER Y, PARA EL NIVEL DE DESEMPEÑO DE SEGURIDAD DE VIDA 89

FIGURA 37. EDIFICIO DESPLAZADO EN EL 5TO PASO DEL PUSHOVER Y, PARA EL NIVEL DE DESEMPEÑO DE SEGURIDAD DE VIDA 90

FIGURA 38. RESPUESTA DE LA RÓTULA PLÁSTICA EN LA VIGA B12H13 91

FIGURA 39. RESPUESTA DE LA RÓTULA PLÁSTICA EN LA VIGA B12H14 92

FIGURA 40. CURVA DE CAPACIDAD SENTIDO X PARA EL NIVEL DE DESEMPEÑO DE OCUPACIÓN INMEDIATA 94

FIGURA 41. CURVA DE CAPACIDAD X-IO 94

FIGURA 42. RESPUESTA DE LA RÓTULA PLÁSTICA EN LA COLUMNA C1H15 96

FIGURA 43. RESPUESTA DE LA RÓTULA PLÁSTICA EN LA VIGA B13H1 97

FIGURA 44. RESPUESTA DE LA RÓTULA PLÁSTICA EN LA VIGA B13H2 97

FIGURA 45. EDIFICIO DESPLAZADO EN EL 8VO PASO DEL PUSHOVER X, PARA EL NIVEL DE DESEMPEÑO DE OCUPACIÓN INMEDIATA 98

FIGURA 46. CURVA DE CAPACIDAD SENTIDO Y PARA EL NIVEL DE DESEMPEÑO DE OCUPACIÓN INMEDIATA 100

FIGURA 47. CURVA DE CAPACIDAD Y-IO 100

FIGURA 48. RESPUESTA DE LA RÓTULA PLÁSTICA EN LA VIGA B12H1 102

FIGURA 49. RESPUESTA DE LA RÓTULA PLÁSTICA EN LA VIGA B12H2 102

FIGURA 50. EDIFICIO DESPLAZADO EN EL 9NO PASO DEL PUSHOVER Y, PARA EL NIVEL DE DESEMPEÑO DE OCUPACIÓN INMEDIATA 103

FIGURA 51. CURVA DE CAPACIDAD SENTIDO X PARA EL NIVEL DE DESEMPEÑO DE PREVENCIÓN DE COLAPSO 105

FIGURA 52. CURVA DE CAPACIDAD X-CP 105

FIGURA 53. RESPUESTA DE LA RÓTULA PLÁSTICA EN LA COLUMNA C1H15 107

FIGURA 54. RESPUESTA DE LA RÓTULA PLÁSTICA EN LA VIGA B13H1 108

FIGURA 55. RESPUESTA DE LA RÓTULA PLÁSTICA EN LA VIGA B13H2 108

FIGURA 56. EDIFICIO DESPLAZADO EN EL 8VO PASO DEL PUSHOVER X, PARA EL NIVEL DE DESEMPEÑO DE PREVENCIÓN DE COLAPSO 109

FIGURA 57. CURVA DE CAPACIDAD SENTIDO Y PARA EL NIVEL DE DESEMPEÑO DE OCUPACIÓN INMEDIATA 111

FIGURA 58. CURVA DE CAPACIDAD Y-CP 112

FIGURA 59. RESPUESTA DE LA RÓTULA PLÁSTICA EN LA VIGA B12H1 113

FIGURA 60. RESPUESTA DE LA RÓTULA PLÁSTICA EN LA VIGA B12H2 114

FIGURA 61. EDIFICIO DESPLAZADO EN EL 8VO PASO DEL PUSHOVER Y, PARA EL NIVEL DE DESEMPEÑO DE PREVENCIÓN DE COLAPSO 115

FIGURA 62. PUNTOS DE DESEMPEÑO DE LAS CURVAS DE CAPACIDAD SENTIDO X PARA LOS NIVELES DE DESEMPEÑO DE OCUPACIÓN INMEDIATA, SEGURIDAD DE VIDA Y PREVENCIÓN DE COLAPSO 122

FIGURA 63. PUNTOS DE DESEMPEÑO DE LAS CURVAS DE CAPACIDAD SENTIDO Y PARA LOS NIVELES DE DESEMPEÑO DE OCUPACIÓN INMEDIATA, SEGURIDAD DE VIDA Y PREVENCIÓN DE COLAPSO 126

FIGURA 1. PERFIL DE DESPLAZAMIENTO 153

FIGURA 2. FACTOR DE REDUCCIÓN DE DEMANDA SÍSMICA (RΞ) 155

FIGURA 3. ESPECTRO ELÁSTICO DE ACELERACIONES Y ESPECTRO ELÁSTICO DE DESPLAZAMIENTOS 156

FIGURA 4. ESPECTRO ELÁSTICO DE DESPLAZAMIENTOS Y DESPLAZAMIENTO CARACTERÍSTICO 157

FIGURA 5. PARÁMETROS DEFINIDOS EN ETABS PARA EL MATERIAL HORMIGÓN F'C=240 KG/CM2. 159

FIGURA 6. CARGA MUERTA PISO 1-7 160

FIGURA 7. CARGA MUERTA PISO 8 160

FIGURA 8. CARGA VIVA PISO 1 161

FIGURA 9. CARGA VIVA PISO 2-7 161

FIGURA 10. CARGA VIVA PISO 8 162

FIGURA 11. DEFINICIÓN DE FUENTE DE MASAS PARA EL MODELO SÍSMICO: D+0.25L 162

FIGURA 12. PATRONES DE CARGA PARA EL MODELO EN ETABS 163

FIGURA 13. CASOS DE CARGA PARA EL MODELO EN ETABS 163

FIGURA 14. PATRÓN DE CARGAS LATERALES SISMO EN X 164

FIGURA 15. PATRÓN DE CARGAS LATERALES SISMO EN Y 164

FIGURA 16. DEFINICIÓN DE CASO DE CARGA PERMANENTE NO LINEAL 165

FIGURA 17. DEFINICIÓN DE CASO MODAL NO LINEAL 165

FIGURA 18. DEFINICIÓN DE CASO PUSHOVER EN LA DIRECCIÓN X 166

FIGURA 19. CONTROL DE APLICACIÓN DE CARGA PARA ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL SENTIDO X 167

FIGURA 20. CONTROL DE APLICACIÓN DE CARGA PARA ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL, PARA X E Y. 167

FIGURA 21. PARÁMETROS NO LINEALES, PARA X E Y. 168

FIGURA 22. DEFINICIÓN DE CASO PUSHOVER EN LA DIRECCIÓN Y 168

FIGURA 23. CONTROL DE APLICACIÓN DE CARGA PARA ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL SENTIDO Y 169

FIGURA 24. DEFINICIÓN DE COMBINACIONES DE CARGA 170

FIGURA 25. DEFINICIÓN DE ROTULAS 170

FIGURA 26. ASIGNACIÓN, LONGITUD Y UBICACIÓN DEL TIPO DE ROTULAS EN VIGAS 171

FIGURA 27. PISO 2, ASIGNACIÓN DE ROTULAS EN VIGAS VIGAS 1X 1-6 EN SENTIDO X, DEL PRIMERO AL SEXTO PISO Y VIGAS 1Y 1-7 EN SENTIDO Y, DEL PRIMERO AL SÉPTIMO PISO. 171

FIGURA 28. PISO 6, ASIGNACIÓN DE ROTULAS EN VIGAS VIGAS 1X 1-6 EN SENTIDO X, DEL PRIMERO AL SEXTO PISO Y VIGAS 1Y 1-7 EN SENTIDO Y, DEL PRIMERO AL SÉPTIMO PISO. 172

FIGURA 29. PISO 7, ASIGNACIÓN DE ROTULAS EN VIGAS VIGAS 2X 7-8 EN SENTIDO X, DEL SÉPTIMO AL OCTAVO PISO Y VIGAS 1Y 1-7 EN SENTIDO Y, DEL PRIMERO AL SÉPTIMO PISO. 172

FIGURA 30. PISO 8, ASIGNACIÓN DE ROTULAS EN VIGAS VIGAS 2X 7-8 EN SENTIDO X, DEL SÉPTIMO AL OCTAVO PISO Y VIGAS 1Y 8 EN SENTIDO Y, DEL OCTAVO PISO. 173

FIGURA 31. ASIGNACIÓN, LONGITUD Y UBICACIÓN DEL TIPO DE ROTULAS EN COLUMNAS 173

FIGURA 32. ASIGNACIÓN DE ROTULAS EN PÓRTICO SENTIDO X, EN VIGAS VIGAS 1X 1-6, DEL PRIMERO AL SEXTO PISO, VIGAS 2X 7-8 EN SENTIDO X, DEL SÉPTIMO AL OCTAVO PISO Y COLUMNAS. 174

FIGURA 33. PATRONES DE CARGA 174

FIGURA 34. VECTOR DE FUERZAS LATERALES APLICADO A LA ESTRUCTURA EN CADA UNO DE LOS PISOS 175

FIGURA 35. INGRESO DEL ÁREA DE ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL EN LA VIGA TIPO DE 40X55CM 176

FIGURA 36. SOLICITACIÓN A CORTE DE LA VIGA CRITICA DE 40X55CM 176

FIGURA 37. MOMENTOS NOMINALES Y CRITERIOS DE ACEPTACIÓN EN VIGAS 1X 1-6 177

FIGURA 38. INGRESO DEL ÁREA DE ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL EN LA VIGA TIPO DE 40X55CM 178

FIGURA 39. MOMENTOS NOMINALES Y CRITERIOS DE ACEPTACIÓN EN VIGAS 2X 7-8 179

FIGURA 40. DEFINICIÓN DE LA COLUMNA TIPO E INGRESO DE DATOS DE ACERO LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL NIVEL DE DESEMPEÑO DE SEGURIDAD DE VIDA 180

FIGURA 41. CARGA AXIAL NU, PROVENIENTE DE LA COMBINACIÓN SÍSMICA MAS CRITICA 1.2D+L+SY 182

FIGURA 42. CRITERIOS DE ACEPTACIÓN PARA LA COLUMNA TIPO DE 75X90CM 183

FIGURA 43. PERFIL DE DESPLAZAMIENTO Y - IO 184

FIGURA 44. FACTOR DE REDUCCIÓN DE DEMANDA SÍSMICA (RΞ) 186

FIGURA 45. ESPECTRO ELÁSTICO DE ACELERACIONES Y ESPECTRO ELÁSTICO DE DESPLAZAMIENTOS 187

FIGURA 46. ESPECTRO ELÁSTICO DE DESPLAZAMIENTOS Y DESPLAZAMIENTO CARACTERÍSTICO 188

FIGURA 47. PATRONES DE CARGA 190

FIGURA 48. VECTOR DE FUERZAS LATERALES APLICADO A LA ESTRUCTURA EN CADA UNO DE LOS PISOS 190

FIGURA 49. INGRESO DEL ÁREA DE ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL EN LA VIGA TIPO DE 40X55CM 191

FIGURA 50. SOLICITACIÓN A CORTE DE LA VIGA CRITICA 192

FIGURA 51. MOMENTOS NOMINALES Y CRITERIOS DE ACEPTACIÓN EN VIGAS 1Y 1-7 193

FIGURA 52. INGRESO DEL ÁREA DE ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL EN LA VIGA TIPO DE 40X55CM 194

FIGURA 53. MOMENTOS NOMINALES Y CRITERIOS DE ACEPTACIÓN EN VIGAS 2Y 8 195

FIGURA 54. PERFIL DE DESPLAZAMIENTO IO-X 196

FIGURA 55. FACTOR DE REDUCCIÓN DE DEMANDA SÍSMICA (RΞ) 198

FIGURA 56. CURVA DE PELIGRO SÍSMICO QUITO Y DETERMINACIÓN DE Z 198

FIGURA 57. ESPECTRO ELÁSTICO DE ACELERACIONES Y ESPECTRO ELÁSTICO DE DESPLAZAMIENTOS 200

FIGURA 58. ESPECTRO ELÁSTICO DE DESPLAZAMIENTO Y DESPLAZAMIENTO CARACTERÍSTICO 200

FIGURA 59. PATRONES DE CARGA 202

FIGURA 60. VECTOR DE FUERZAS LATERALES APLICADO A LA ESTRUCTURA EN CADA UNO DE LOS PISOS 202

FIGURA 61. INGRESO DEL ÁREA DE ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL EN LA VIGA TIPO DE 50X70CM 203

FIGURA 62. MOMENTOS NOMINALES Y CRITERIOS DE ACEPTACIÓN EN VIGAS 1X 1-6 204

FIGURA 63. INGRESO DEL ÁREA DE ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL EN LA VIGA TIPO DE 50X70CM 205

FIGURA 64. MOMENTOS NOMINALES Y CRITERIOS DE ACEPTACIÓN EN VIGAS 2X 7-8 206

FIGURA 65. DEFINICIÓN DE LA COLUMNA TIPO E INGRESO DE DATOS DE ACERO LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL NIVEL DE DESEMPEÑO DE OCUPACIÓN INMEDIATA 207

FIGURA 66. MOMENTOS NOMINALES Y CRITERIOS DE ACEPTACIÓN EN COLUMNA TIPO 208

FIGURA 67. PERFIL DE DESPLAZAMIENTO 209

FIGURA 68. FACTOR DE REDUCCIÓN DE DEMANDA SÍSMICA (RΞ) 211

FIGURA 69. CURVA DE PELIGRO SÍSMICO QUITO Y DETERMINACIÓN DE Z 212

FIGURA 70. ESPECTRO ELÁSTICO DE ACELERACIONES Y ESPECTRO ELÁSTICO DE DESPLAZAMIENTOS 213

FIGURA 71. ESPECTRO ELÁSTICO DE DESPLAZAMIENTO Y DESPLAZAMIENTO CARACTERÍSTICO 214

FIGURA 72. PATRONES DE CARGA 215

FIGURA 73. VECTOR DE FUERZAS LATERALES APLICADO A LA ESTRUCTURA EN CADA UNO DE LOS PISOS 216

FIGURA 74. INGRESO DEL ÁREA DE ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL EN LA VIGA TIPO DE 50X70CM 217

FIGURA 75. MOMENTOS NOMINALES Y CRITERIOS DE ACEPTACIÓN EN VIGAS 1Y 1-7 217

FIGURA 76. INGRESO DEL ÁREA DE ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL EN LA VIGA TIPO DE 50X70CM 218

FIGURA 77. MOMENTOS NOMINALES Y CRITERIOS DE ACEPTACIÓN EN VIGAS 2Y 8 219

FIGURA 78. PERFIL DE DESPLAZAMIENTO 220

FIGURA 79. FACTOR DE REDUCCIÓN DE DEMANDA SÍSMICA (RΞ) 222

FIGURA 80. CURVA DE PELIGRO SÍSMICO QUITO Y DETERMINACIÓN DE Z 223

FIGURA 81. ESPECTRO ELÁSTICO DE ACELERACIONES Y ESPECTRO ELÁSTICO DE DESPLAZAMIENTOS 224

FIGURA 82. ESPECTRO ELÁSTICO DE DESPLAZAMIENTO Y DESPLAZAMIENTO CARACTERÍSTICO 225

FIGURA 83. PATRONES DE CARGA 226

FIGURA 84. VECTOR DE FUERZAS LATERALES APLICADO A LA ESTRUCTURA EN CADA UNO DE LOS PISOS 227

FIGURA 85. INGRESO DEL ÁREA DE ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL EN LA VIGA TIPO DE 40X60CM 228

FIGURA 86. MOMENTOS NOMINALES Y CRITERIOS DE ACEPTACIÓN EN VIGAS 1X 1-6 228

FIGURA 87. INGRESO DEL ÁREA DE ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL EN LA VIGA TIPO DE 40X60CM 229

FIGURA 88. MOMENTOS NOMINALES Y CRITERIOS DE ACEPTACIÓN EN VIGAS 2X 7-8 230

FIGURA 89. DEFINICIÓN DE LA COLUMNA TIPO E INGRESO DE DATOS DE ACERO LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL NIVEL DE DESEMPEÑO DE PREVENCIÓN DE COLAPSO 231

FIGURA 90. MOMENTOS NOMINALES Y CRITERIOS DE ACEPTACIÓN EN COLUMNA TIPO 232

FIGURA 91. PERFIL DE DESPLAZAMIENTO 233

FIGURA 92. FACTOR DE REDUCCIÓN DE DEMANDA SÍSMICA (RΞ) 235

FIGURA 93. CURVA DE PELIGRO SÍSMICO QUITO Y DETERMINACIÓN DE Z 236

FIGURA 94. ESPECTRO ELÁSTICO DE ACELERACIONES Y ESPECTRO ELÁSTICO DE DESPLAZAMIENTOS 237

FIGURA 95. ESPECTRO ELÁSTICO DE DESPLAZAMIENTO Y DESPLAZAMIENTO CARACTERÍSTICO 238

FIGURA 96. PATRONES DE CARGA 240

FIGURA 97. VECTOR DE FUERZAS LATERALES APLICADO A LA ESTRUCTURA EN CADA UNO DE LOS PISOS 240

FIGURA 98. INGRESO DEL ÁREA DE ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL EN LA VIGA TIPO DE 40X60CM 241

FIGURA 99. MOMENTOS NOMINALES Y CRITERIOS DE ACEPTACIÓN EN VIGAS 1Y 1-7 242

FIGURA 100. INGRESO DEL ÁREA DE ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL EN LA VIGA TIPO DE 40X60CM 243

FIGURA 101. MOMENTOS NOMINALES Y CRITERIOS DE ACEPTACIÓN EN VIGAS 2Y 8 243

INDICE DE TABLAS

Tabla 1: Niveles de amenaza sísmica 27
Tabla 2: Niveles recomendados de desempeños esperados según SEAOC, adaptados a la NEC-15. 28
Tabla 3: Clasificación de edificios de hormigón armado según NEC-15 29
Tabla 4: Valores de ΔM máximos. 30
Tabla 5: Valores de desplazamiento de diseño máximo para niveles de desempeño según SEAOC, adaptados a la NEC-15. 30
Tabla 6: Parámetros de modelado y criterios numéricos de aceptación para procedimientos no lineales: vigas de hormigón armado 34
Tabla 7: Parámetros de modelado y criterios numéricos de aceptación para procedimientos no lineales: columnas de hormigón armado distintas de las circulares con refuerzo en espiral o aros sísmicos según se define en ACI 318 37
Tabla 8: Clasificación y Caracterización de las variables de estudio 41
Tabla 9: Valor del factor Z en función de la zona sísmica adoptada 48
Tabla 10: Tipos de suelo y factores de sitio Fa 48
Tabla 11: Tipos de suelo y factores de sitio Fd 49
Tabla 12: Tipos de suelo y factores de sitio Fs 49
Tabla 13: Secciones de los elementos estructurales. 59
Tabla 15: Cargas en losa Maciza equivalente de primer piso 60
Tabla 17: Cargas en losa maciza equivalente de 2do piso-7mo piso. 60
Tabla 19: Cargas en losa maciza equivalente 61
Tabla 20: Cargas vivas en edificios de oficinas 61
Tabla 21: Resumen de cargas sobre losa equivalente para software ETABS. 62
Tabla 22: Resumen de parámetros de diseño para el método DBD - Nivel de Seguridad de vida (LS) sentido X. 66
Tabla 23: Fuerza Cortante en la Base vs Desplazamiento de Diseño sentido X-LS ... 69
Tabla 24: Resumen de parámetros de diseño para el método DBD - Nivel de Seguridad de vida (LS) sentido Y. 82
Tabla 25: Fuerza Cortante en la Base vs Desplazamiento de Diseño sentido Y-LS 85
Tabla 26: Resumen de parámetros de diseño para el método DBD - Nivel de Ocupación Inmediata (IO) sentido X. 93
Tabla 27: Fuerza Cortante en la Base vs Desplazamiento de Diseño sentido X-IO ... 95
Tabla 28: Resumen de parámetros de diseño para el método DBD - Nivel de Ocupación Inmediata (IO) sentido Y. 99
Tabla 29: Fuerza Cortante en la Base vs Desplazamiento de Diseño sentido Y-IO .. 101

Tabla 30: Resumen de parámetros de diseño para el método DBD - Nivel de Prevención de Colapso (CP) sentido X. *104*
Tabla 31: Fuerza Cortante en la Base vs Desplazamiento de Diseño sentido X-CP. *106*
Tabla 32: Resumen de parámetros de diseño para el método DBD - Nivel de Prevención de Colapso (CP) Sentido Y. *110*
Tabla 33: Fuerza Cortante en la Base vs Desplazamiento de Diseño sentido Y-CP . *113*
Tabla 34: Resumen de parámetros de diseño para el método DBD - Nivel de Ocupación Inmediata (IO) sentido X e Y. *116*
Tabla 35: Resumen de parámetros de diseño para el método DBD - Nivel de Prevención de Colapso (CP) sentido X e Y. *117*
Tabla 36: Resumen de parámetros de diseño para el método DBD - Nivel de Seguridad de vida (LS) sentido X e Y. *118*
Tabla 37: Resumen Comparativo de Objetivos de Desempeño (Sentido X e Y) *119*
Tabla 38: Fuerza Cortante en la Base vs Desplazamiento de Diseño sentido X – IO (Ocupación inmediata) *123*
Tabla 39: Fuerza Cortante en la Base vs Desplazamiento de Diseño sentido X – LS (Seguridad de vida) *124*
Tabla 40: Fuerza Cortante en la Base vs Desplazamiento de Diseño sentido X – CP (Prevención de Colapso) *125*
Tabla 41: Fuerza Cortante en la Base vs Desplazamiento de Diseño sentido Y – IO (Ocupación inmediata) *127*
Tabla 42: Fuerza Cortante en la Base vs Desplazamiento de Diseño sentido Y – LS (Seguridad de vida) *128*
Tabla 43: Fuerza Cortante en la Base vs Desplazamiento de Diseño sentido Y – LS (Seguridad de vida) *128*
Tabla 44: Fuerza Cortante admisible en la Base vs Desplazamiento Característico sentido X (Punto de desempeño) *129*
Tabla 45: Fuerza Cortante admisible en la Base vs Desplazamiento Característico sentido Y (Punto de desempeño) *129*
Tabla 46: Fuerza Cortante máxima en la Base vs Desplazamiento de Diseño sentido Y *130*
Tabla 47: Secciones de los elementos estructurales. *130*
Tabla 48: Fuerzas internas para el Nivel de desempeño de Seguridad de vida *131*
Tabla 49: Fuerzas internas para el Nivel de desempeño de Ocupación inmediata... *131*
Tabla 50: Fuerzas internas para el Nivel de desempeño de Prevención de colapso . *132*
Tabla 51: DBD NEC-15 REQUERIMIENTO TEORICO *133*
Tabla 52: ETABS (CAPACIDAD ELASTICA) *133*
Tabla 53: CURVA DE CAPACIDAD PUSHOVER (RESPUESTA REAL) *134*
Tabla 14: Cargas en losa Nervada de primer piso *144*
Tabla 15: Cargas en losa Maciza equivalente de primer piso *145*
Tabla 16:Cargas en losa Nervada de 2do piso – 7mo piso *148*
Tabla 17: Cargas en losa maciza equivalente de 2do piso-7mo piso *149*
Tabla 18:Cargas en losa Nervada de octavo piso (cubierta) *151*

Tabla 19: Cargas en losa maciza equivalente..... 152

DEDICATORIA

A Dios, por ser mi motor espiritual, mi luz en los momentos difíciles

A mis padres quienes siempre estuvieron conmigo apoyándome en todo momento.

AGRADECIMIENTO

A Dios por estar conmigo en todos los momentos de mi vida.

A la Pontificia Universidad Católica del Ecuador, por la formación impartida, necesaria para tener más herramientas para mi vida profesional.

A mis guías de investigación, quien empezó la idea la Ingeniera Lilibeth Ramos y quien me ayudó a concluirla el Ing. Alberto Icaza, por apoyarme con su tiempo y direccionamiento.

A mis compañeros de clase, por las valiosas experiencias compartidas en el camino del aprendizaje.

A mis padres quienes siempre estuvieron conmigo apoyándome con su compañía y sus valiosos consejos.

A la comunidad A.A quienes fueron parte de mi proceso de recuperación y me impulsaron a seguir en mi proyecto vida.

RESUMEN

La presente investigación realiza una comparación técnica de la respuesta de deformación, resistencia y fuerza en una edificación de hormigón armado de ocho pisos, ubicada en el sector de La Magdalena, Quito, bajo la metodología de Diseño Basado en Desplazamientos (DBD) de la NEC-15. Ante la limitada especificidad de la normativa nacional para múltiples estados límite, se evalúan tres niveles de desempeño: Ocupación Inmediata (OI), Seguridad de Vida (LS) y Prevención de Colapso (CP), correlacionando los periodos de retorno de la NEC-15 con los umbrales de deriva del comité Visión 2000 (SEAOC 1995). Se desarrollaron tres modelos numéricos independientes en el software ETABS, dimensionando secciones transversales específicas para cada objetivo de desempeño. La validación se efectuó mediante un Análisis Estático No Lineal (Pushover) siguiendo los lineamientos del estándar ASCE 41-17 para la asignación de rótulas plásticas. Los resultados demuestran una sobrerresistencia sustancial en todos los niveles, especialmente en el nivel CP donde el cortante basal alcanzó los 2065.96 T. Se concluye que el diseño para el nivel LS representa el equilibrio óptimo entre ductilidad y costo-beneficio para el entorno sísmico de Quito. Asimismo, se identificó que la alta demanda de rigidez impuesta por el control de derivas puede inducir fallos localizados en la base de las columnas, sugiriendo la necesidad de cuantías de refuerzo superiores al mínimo normativo para garantizar mecanismos de columna fuerte-viga débil. El estudio se constituye como una guía metodológica para la transición hacia una ingeniería sismorresistente basada en el desempeño.

Palabras clave: Diseño Basado en Desplazamientos, Análisis Pushover, Niveles de Desempeño, NEC-15, Estructuras de Hormigón Armado, Quito.

ABSTRACT

This research performs a technical comparison of the deformation, strength, and force response of an eight-story reinforced concrete building located in the La Magdalena sector, Quito, applying the Displacement-Based Design (DBD) methodology as per NEC-15. Given the limited specificity of national regulations regarding multiple limit states, three performance levels are evaluated: Immediate Occupancy (IO), Life Safety (LS), and Collapse Prevention (CP), correlating NEC-15 return periods with the drift thresholds established by the Vision 2000 Committee (SEAOC 1995). Three independent numerical models were developed using ETABS software, with cross-sections specifically dimensioned for each performance objective. Validation was conducted through Nonlinear Static Analysis (Pushover), following ASCE 41-17 guidelines for plastic hinge assignment. The results demonstrate substantial over-strength across all levels, particularly at the CP level, where the base shear reached 2,065.96 T. It is concluded that the design for the LS level represents the optimal balance between ductility and cost-benefit for Quito's seismic environment.

Furthermore, it was identified that the high stiffness demand imposed by drift control may induce localized failures at the base of the columns, suggesting the need for reinforcement ratios exceeding the regulatory minimum to guarantee strong column-weak beam mechanisms. This study serves as a methodological guide for the transition toward performance-based seismic engineering.

Keywords: Displacement-Based Design, Pushover Analysis, Performance Levels, NEC-15, Reinforced Concrete Structures, Quito.

CAPITULO I: INTRODUCCIÓN

1.1 Introducción

La ingeniería sismorresistente en el Ecuador se fundamenta predominantemente en el diseño basado en fuerzas, donde la seguridad estructural se garantiza mediante el uso de espectros de respuesta elástica reducidos por un factor de ductilidad (R). Sin embargo, la práctica profesional actual requiere una evolución hacia el Método de Diseño Basado en Desplazamientos (DBD), ya que el enfoque tradicional a menudo no logra predecir con exactitud el nivel de daño o el estado de servicio tras un evento sísmico. En Ecuador, en este estudio específico en la ciudad de Quito en el sector de La Magdalena, la respuesta de edificaciones de hormigón armado de mediana altura (8 pisos) ante la peligrosidad sísmica local exige un control más riguroso de las deformaciones inelásticas, posicionando al desplazamiento como la variable principal para garantizar un desempeño predecible y seguro.

El núcleo de esta tesis radica en la evaluación de la respuesta estructural vinculando directamente el nivel de amenaza sísmica con el nivel de desempeño esperado, según Visión 2000 SEAOC 1995, adaptados a la NEC-15 (con los periodos de retorno de la NEC-15). Se definen tres estados de control: un sismo ocasional (Tr = 225 años) asociado al nivel de Ocupación Inmediata (OI), un sismo raro (Tr = 475 años) vinculado a Seguridad de Vida (LS) y un sismo muy raro (Tr = 2475 años) relacionado con la Prevención de Colapso (CP).

Para identificar estos niveles de desempeño (ya que cada nivel de desempeño tiene un nivel de daño correspondiente), el desplazamiento característico se fundamenta en límites de deriva técnica estrictos. Dado que la NEC-15 trabaja únicamente con el desempeño de Seguridad de Vida en el ámbito de derivas (≤ 2%), se recurre a la norma SEAOC 1995 para la determinación de las derivas correspondientes a los otros dos niveles de desempeño. De este modo, se adoptan los parámetros del Comité Visión 2000 del SEAOC (1995), para establecer las derivas de diseño en los desempeños de ocupación inmediata (≤ 0.5%) y prevención de colapso (≤ 2.5%).

Siguiendo el procedimiento de la NEC-15 para el método basado en desplazamientos, una vez definida la deriva límite, se determina el desplazamiento característico y las fuerzas laterales que representan la demanda sísmica para cada nivel de desempeño.

A diferencia de un análisis convencional, en este estudio se dimensionan secciones transversales de vigas y columnas específicas para cada uno de los tres niveles de desempeño (Ocupación inmediata OI, seguridad de vida LS, prevención de colapso CP), con el fin de satisfacer estrictamente los límites de daño impuestos.

Estas fuerzas se ingresan en cada nivel de la estructura en el software ETABS y, para la validación final, se emplea el Análisis Estático No Lineal (Pushover). Este procedimiento permite modelar la degradación de rigidez a través de la asignación de

rótulas plásticas en vigas y columnas, cuyas propiedades y parámetros de control se ingresan siguiendo los lineamientos del estándar ASCE 41-17; no obstante, si los parámetros del estándar sobrepasan los límites definidos por el software, se utilizan estos últimos por criterios de seguridad y estabilidad numérica correcta al ceñirse al límite inferior. Esto permite determinar de manera técnica la curva de capacidad del sistema.

A partir de esta curva, se identifica el punto de desempeño utilizando el desplazamiento característico como la demanda para cada uno de los tres niveles de desempeño; al interceptar este desplazamiento con la curva de capacidad, se verifica si la secuencia de plastificación o aparición de daños y la reserva de energía de la estructura cumplen con los objetivos de seguridad y funcionalidad planteados para cada nivel de desempeño sísmico.

Finalmente, se realiza una comparación de las curvas de capacidad obtenidas para relacionar los niveles de desempeño y evaluar la sensibilidad de la respuesta estructural ante cada escenario sísmico. Este análisis se complementa con una comparativa detallada de las secciones de los elementos estructurales, los desplazamientos máximos, las fuerzas internas en los elementos y el cortante basal obtenido para cada nivel de desempeño, permitiendo así una visión integral de la eficiencia y seguridad de la edificación bajo el enfoque de diseño basado en desplazamientos.

Este estudio proporcionará información valiosa sobre la metodología de diseño basado en desplazamientos en edificaciones con sistemas aporticados en zonas de alta sismicidad como Quito. Se espera que su contenido sirva como guía para la futura aplicación de esta metodología de diseño a estructuras reales, funcionando como un referente técnico que documenta la sensibilidad de la respuesta estructural ante la variación de los objetivos de desempeño. Además, este documento busca facilitar las prácticas de diseño y ser una fuente de consulta técnica para el desarrollo de análisis no lineales y la evaluación de la capacidad estructural ante diferentes niveles de desempeño sísmico.

1.2 Justificación

En el contexto de la alta sismicidad de Quito, Ecuador, la seguridad de las edificaciones es una preocupación primordial. Si bien la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15) incorpora el diseño basado en desplazamientos en su capítulo de peligro sísmico (NEC-SE-DS), el método basado en fuerzas continúa siendo el enfoque predominante en la práctica local. Este método, sin embargo, presenta limitaciones significativas al fundamentarse en suposiciones de linealidad y factores de reducción de respuesta que no siempre reflejan con precisión el comportamiento inelástico real de las estructuras ante eventos sísmicos.

En contraposición, el método de diseño basado en desplazamientos, sigue un enfoque de diseño por desempeño, emerge como una alternativa más racional y precisa. Al

enfocarse en la capacidad de los elementos estructurales para soportar las demandas sísmicas y gravitacionales, este método permite una evaluación más realista del desempeño estructural, considerando la interacción entre rigidez, resistencia y ductilidad. Además, la NEC-15, reconoce este método, lo que subraya su relevancia en el contexto normativo local.

Según Priestley et al. (2007), el diseño basado en desplazamientos (DBD) es una metodología que establece como criterio principal el control de los desplazamientos en la estructura, considerando que estos están directamente relacionados con el daño estructural. Este enfoque contrasta con el método tradicional basado en fuerzas, ya que el DBD permite dimensionar la estructura para satisfacer un desplazamiento objetivo específico, asociado a un determinado nivel de desempeño sísmico.

Con el objetivo de mejorar las prácticas de diseño y garantizar la seguridad de las edificaciones, resulta necesario y conveniente explorar y diversificar el uso del método de diseño basado en desplazamientos. La presente investigación se justifica en la necesidad de cerrar la brecha entre la teoría normativa y la aplicación práctica en el entorno ecuatoriano. Por tanto, este trabajo se constituye como una guía metodológica que ilustra la implementación detallada del DBD mediante el análisis de una edificación aporticada de 8 pisos ubicada en el sector de La Magdalena, Quito. El uso de este caso de estudio permite validar la aplicabilidad del método bajo las exigencias de la NEC-15, evaluando el comportamiento de la estructura en diferentes niveles de desempeño sísmico (ocupación inmediata, seguridad de vida, prevención de colapso), revisando y comparando las respuestas en términos de desplazamientos, fuerzas, y capacidad estructural.

El valor fundamental de este trabajo reside en proporcionar al ejercicio profesional de la ingeniería estructural una ruta clara y técnica para la transición hacia métodos de diseño avanzados, alineada con la normativa nacional. Al documentar el proceso de análisis y diseño de una estructura tipo en un contexto sísmico real, esta tesis sirve como un referente práctico para la adopción de estrategias que optimicen la resiliencia de las edificaciones a nivel nacional.

1.3 Planteamiento del problema

El diseño de las estructuras en nuestro medio se realiza por el método basado en fuerzas con métodos de análisis lineal. Indagar en el DBD implica utilizar análisis no lineales como el pushover para evaluar el nivel de desempeño, mecanismos de falla, resistencia y capacidad de deformación. El DBD ofrece mejores resultados porque permite un control más directo sobre los parámetros de desempeño estructural bajo cargas sísmicas.

El DBD limita los desplazamientos en las estructuras limitando los daños que se admiten en la misma (Aporta et al., 2003). Esta característica es particularmente relevante en zonas de alta sismicidad como Quito, donde la seguridad estructural ante eventos sísmicos es primordial.

Suarez (2009) señala, que la aplicación del diseño basado en fuerzas tiene varias debilidades o falencias en su esencia, ya que considera supuestos que no son tan reales o son hasta cierto punto inadecuados, como por ejemplo considera la rigidez independientemente de la resistencia, generaliza la capacidad de ductilidad de las estructuras mediante el coeficiente de reducción de resistencia R. En contraposición, el método de diseño basado en desplazamientos (DBD), un enfoque de diseño por desempeño, emerge como una alternativa más racional y cercano a la realidad. Al enfocarse en la capacidad de los elementos estructurales para soportar las demandas sísmicas y gravitacionales, este método permite una evaluación más realista del desempeño estructural, considerando la interacción entre rigidez, resistencia y ductilidad.

En el Ecuador, la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15) faculta el uso del Diseño Basado en Desplazamientos (DBD) como una metodología capaz de controlar el desempeño estructural ante eventos sísmicos. Sin embargo, en la práctica profesional de la ciudad de Quito, existe un vacío metodológico sobre cómo la selección de un objetivo de desplazamiento específico (deriva) condiciona el dimensionamiento de las secciones transversales y, por ende, la respuesta mecánica global de la edificación en términos de deformación, resistencia y fuerza.

El problema radica en que el diseño convencional suele limitarse a satisfacer un único estado de Seguridad de Vida, ignorando la variabilidad en la configuración estructural que surge al diseñar para otros estados límite. Se desconoce cómo un diseño orientado estrictamente a la Ocupación Inmediata (OI) (con secciones más rígidas para limitar daños) difiere en su capacidad de reserva y ductilidad frente a un diseño orientado a la Prevención de Colapso (CP), donde se permiten incursiones inelásticas mayores y secciones potencialmente más dúctiles.

Sin una validación técnica que contraste estos tres modelos de diseño independientes, el ingeniero carece de una ruta clara para decidir qué parámetros de fuerza y resistencia son óptimos para cada escenario sísmico (Tr = 225, 475 y 2475 años). Por tanto, esta investigación busca resolver la incertidumbre sobre la eficiencia y el comportamiento inelástico de una estructura de 8 pisos, analizando cómo el cambio en la geometría y el refuerzo de las secciones transversales para cada nivel de desempeño impacta en la curva de capacidad y la seguridad global de la edificación.

Pregunta de Investigación

¿De qué manera el dimensionamiento de secciones transversales específicas para tres niveles de desempeño distintos (OI, LS y CP) modifica y correlaciona la respuesta de deformación, resistencia y fuerza en una edificación de hormigón armado de 8 pisos en el sector de La Magdalena, Quito, bajo la metodología de Diseño Basado en Desplazamientos (DBD)?

1.4 Objetivos

1.4.1 Objetivo general

Comparar la respuesta de deformación, resistencia y fuerza de una edificación de hormigón armado de 8 pisos, ubicada en La Magdalena, Quito, Ecuador, diseñada mediante el método de diseño basado en desplazamientos, para tres niveles de desempeño diferentes, con el fin de evaluar las variaciones en su comportamiento estructural.

1.4.2 Objetivos específicos

- Desarrollar un modelo numérico preciso de la edificación de hormigón armado de 8 pisos con sistema aporticado, ubicada en La Magdalena-Quito-Ecuador, utilizando el diseño basado en desplazamientos conforme a la NEC-15.
- Realizar el DBD para la estructura tipo seleccionada para los niveles de desempeño de ocupación inmediata, seguridad de vida y prevención del colapso, con análisis no lineal pushover.
- Comparar los requerimientos de secciones de columnas y vigas que se obtienen del DBD para los niveles de desempeño de ocupación inmediata, seguridad de vida y prevención del colapso.
- Comparar las fuerzas resultantes en los elementos estructurales principales para cada uno de los 3 niveles de desempeño luego de realizar el DBD.
- Comparar los desplazamientos máximos obtenidos en la estructura para cada uno de los 3 niveles de desempeño luego de realizar el DBD.
- Comparar la capacidad estructural (corte basal) obtenida en la estructura para cada uno de los 3 niveles de desempeño luego de realizar el DBD.

1.5 Alcance

El alcance de este trabajo se delimita a los siguientes puntos:

- **Objeto de Estudio:** Una edificación tipo de hormigón armado de 8 pisos con sistema aporticado, ubicada geográficamente en La Magdalena, Quito, Ecuador
- **Metodología de Diseño:** La estructura será analizada y diseñada exclusivamente bajo los principios del Diseño Basado en Desplazamientos (DBD).
- **Normativa:** El análisis y las comparaciones se realizarán en estricto cumplimiento con las disposiciones de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15), específicamente el espectro de desplazamiento de la zona. También se apoyará en el ASCE 41, definición de rotulas plásticas y en el SEAOC, derivas de piso para diferentes niveles de desempeño.
- **Análisis:** Se empleará el análisis no lineal Pushover a través de un software comercial (ETABS V 22.6.0).

- **Niveles de Desempeño:** El estudio se centrará en la evaluación comparativa de la respuesta de la estructura en tres niveles de desempeño distintos: Ocupación Inmediata, Seguridad de Vida y Prevención de Colapso.
- **Variables de Comparación:** Se realizará un análisis comparativo de la respuesta estructural entre los tres modelos de diseño independientes, evaluando las siguientes variables:

  Configuración Geométrica: Dimensionamiento de secciones transversales (vigas y columnas) y cuantías de refuerzo.

  Respuesta Global: Desplazamientos máximos, derivas de piso y cortante basal (capacidad estructural).

  Respuesta Interna: Distribución de fuerzas resultantes en los elementos principales para cada nivel de desempeño (OI, LS y CP).

CAPÍTULO II: MARCO CONCEPTUAL, FUNDAMENTOS TEÓRICOS Y MARCO TEÓRICO

2.1 Marco conceptual

- **Diseño Basado en Desplazamientos (DBD)**: Es un enfoque de diseño sísmico que establece como criterio principal el control de los desplazamientos en la estructura, en lugar de las fuerzas, considerando que estos están directamente relacionados con el daño estructural. Este método permite dimensionar la estructura para satisfacer un desplazamiento objetivo específico, asociado a un determinado nivel de desempeño sísmico. (Priestley et al., 2007).

- **Nivel de desempeño de Ocupación inmediata (IO: Immediate Occupancy)**: Estado en el que el daño estructural es relativamente limitado. La estructura mantiene una porción significativa de su resistencia original y casi toda su rigidez. Permite un pequeño comportamiento inelástico (FEMA, 2018).

- **Nivel de desempeño de Seguridad de vida (LS: Life Safety)**: Estado en el que un daño sustancial ocurre a la estructura y una pérdida significativa de su rigidez original. Luego de este límite existe un rango importante de deformación antes del colapso, hay un considerable comportamiento inelástico (FEMA, 2018).

- **Nivel de desempeño de prevención de colapso (CP: Collapse Prevention)**: Estado en el que el edificio experimenta un daño extremo. Si la estructura se desplaza lateralmente más de este punto la estructura será inestable y colapsará (FEMA, 2018).

- **Desplazamiento de Diseño**: Es el desplazamiento lateral máximo que se establece como límite para la estructura, el cual está directamente ligado al nivel de desempeño (o daño) deseado. (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda(MIDUVI) C. d., 2015)

- **Desplazamiento Característico:** Es el desplazamiento del oscilador de un grado de libertad (SGL) equivalente en su altura efectiva (Heff), que se calcula a partir del perfil de desplazamiento objetivo de la estructura real. (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda(MIDUVI) C. d., 2015)
- **Rigidez Efectiva:** Es la rigidez secante de la estructura en el desplazamiento objetivo. Representa una rigidez equivalente de un sistema lineal que alcanzaría el mismo desplazamiento máximo que la estructura no lineal bajo la misma fuerza sísmica. Se utiliza para relacionar la fuerza y el desplazamiento en el punto de desempeño. (M.J.N. PRIESTLEY, 2007)
- **Análisis estático no lineal o Pushover:** Consiste en un proceso sucesivo de análisis estáticos incrementales que toman en cuenta la variación de la rigidez de cada elemento. El análisis se efectúa incrementando la carga lateral hasta que la estructura alcanza ciertos límites de desplazamientos o se vuelva inestable. (ASCE-41, 2017)

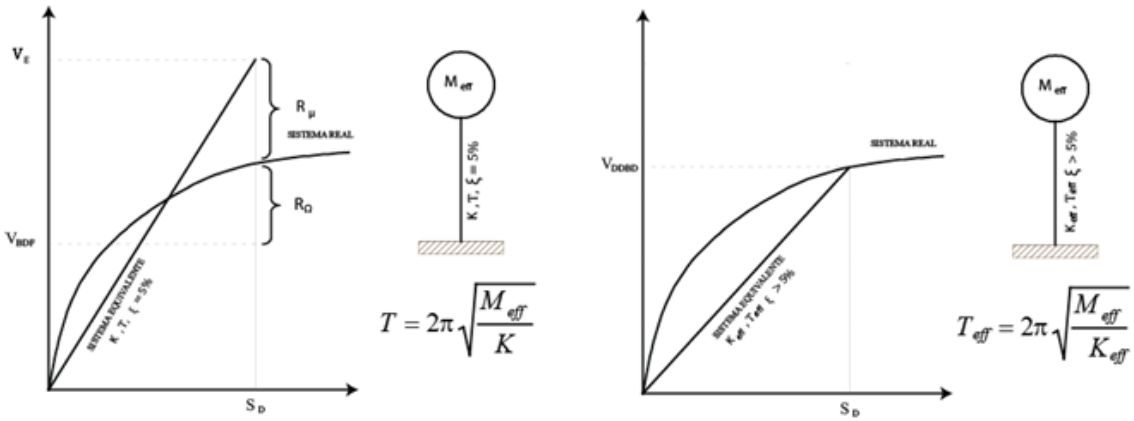
- **Punto de Desempeño:** Punto de equilibrio en la curva de capacidad que relaciona el cortante basal y el desplazamiento máximo para un nivel de amenaza sísmica específico, definiendo la capacidad real del sistema frente a la demanda (ATC-40, 1996).

2.2 Fundamentos teóricos del método basado en desplazamientos.

El diseño basado en desplazamientos (DBD) parte de un desplazamiento de diseño ($\Delta_{i\ cubierta}$)., que es función del desempeño (o nivel de daño) deseado en la estructura y busca proporcionar la resistencia lateral requerida en la estructura para alcanzar ese desempeño. Para asegurar la eficiencia del DBD, se utilizará los principios del diseño por capacidad para el detallamiento de los elementos del sistema sismo resistente, con el propósito de asegurar que el mecanismo dúctil seleccionado para ese edificio y solo ese, se desarrolle durante un evento sísmico. (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda(MIDUVI), 2015).

GM Calvi(2008), señala que el DBD utiliza una estructura equivalente de un grado de libertad. Y se basa en el hecho de que el primer modo de vibración es el que genera mayores demandas y desarrolla las rótulas plásticas. La demanda generada por los otros modos de vibración es considerada a través de factores de amplificación dinámica en el diseño de las secciones y elementos protegidos, es decir aquellos en los que no deben formarse rotulas plásticas. El DBD se fundamenta en el método de linealización equivalente, este método permite reemplazar la estructura inelástica en su máximo desplazamiento por el sistema elástico de un grado de libertad, que es equivalente al aplicar un amortiguamiento viscoso e histerético en la estructura real (Figura 1).

Figura 1. Linealización equivalente (curva bilineal de la respuesta lateral fuerza/desplazamiento)



Fuente: (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda(MIDUVI), 2015)

Los fundamentos del DBD se muestran en la Figura.2, consideran una estructura de varios pisos, que es un sistema de varios grados de libertad, en el que cada masa de cada piso es un grado de libertad, este sistema se reduce a la representación de un sistema de un grado de libertad (SDOF) con una sola masa equivalente, como se muestra en la Figura 2(a), aunque los fundamentos básicos son aplicables a todos los

tipos estructurales. La envolvente bilineal de la respuesta fuerza-desplazamiento lateral de la representación de SDOF se muestra en la Figura en la Figura.2(b).

Mientras que el diseño sísmico basado en fuerza caracteriza una estructura en términos de propiedades elásticas, previas al desempeño (Rigidez inicial Ki amortiguamiento elástico), el DBD caracteriza la estructura mediante la rigidez secante en el desplazamiento máximo Figura.2(b), y un nivel de amortiguamiento viscoso equivalente, representativo de la combinación del amortiguamiento elástico y la energía histéresis absorbida durante la repuesta inelástica. Por lo tanto, como se muestra en la Figura.2(c), para un nivel dado de demanda de ductilidad, a un edificio de estructura de acero con elementos compactos se le asignara un nivel de amortiguamiento viscoso equivalente mayor que a un puente de hormigón diseñado para el mismo nivel de demanda de ductilidad, como consecuencia de bucles de histéresis más anchos.

El **desplazamiento característico** es el desplazamiento del oscilador de un grado de libertad (SGL) equivalente en su altura efectiva (Heff).

Con el **desplazamiento característico** en la respuesta máxima determinada como se explicó anteriormente, y el amortiguamiento correspondiente estimado a partir de la demanda de ductilidad esperada, el periodo efectivo Teff en la respuesta de desplazamiento máximo, medido a la altura efectiva Heff (Figura 2(a)), puede leerse a partir de un conjunto de espectros de desplazamiento para diferentes niveles de amortiguamiento, como se muestra en el ejemplo de la Figura 2(d).

La rigidez Keff del sistema equivalente de grados de libertad (SDOF) en el desplazamiento máximo puede obtenerse invirtiendo la ecuación normal para el periodo de un oscilador SDOF para proporcionar:

$$K_{eff} = \frac{4\pi^2 M_{eff}}{T_{eff}^2}$$

Donde Meff es la masa efectiva de la estructura que participa en el modo fundamental de vibración. De la Figura.2(b), la fuerza lateral de diseño, que también es la fuerza cortante basal de diseño, es:

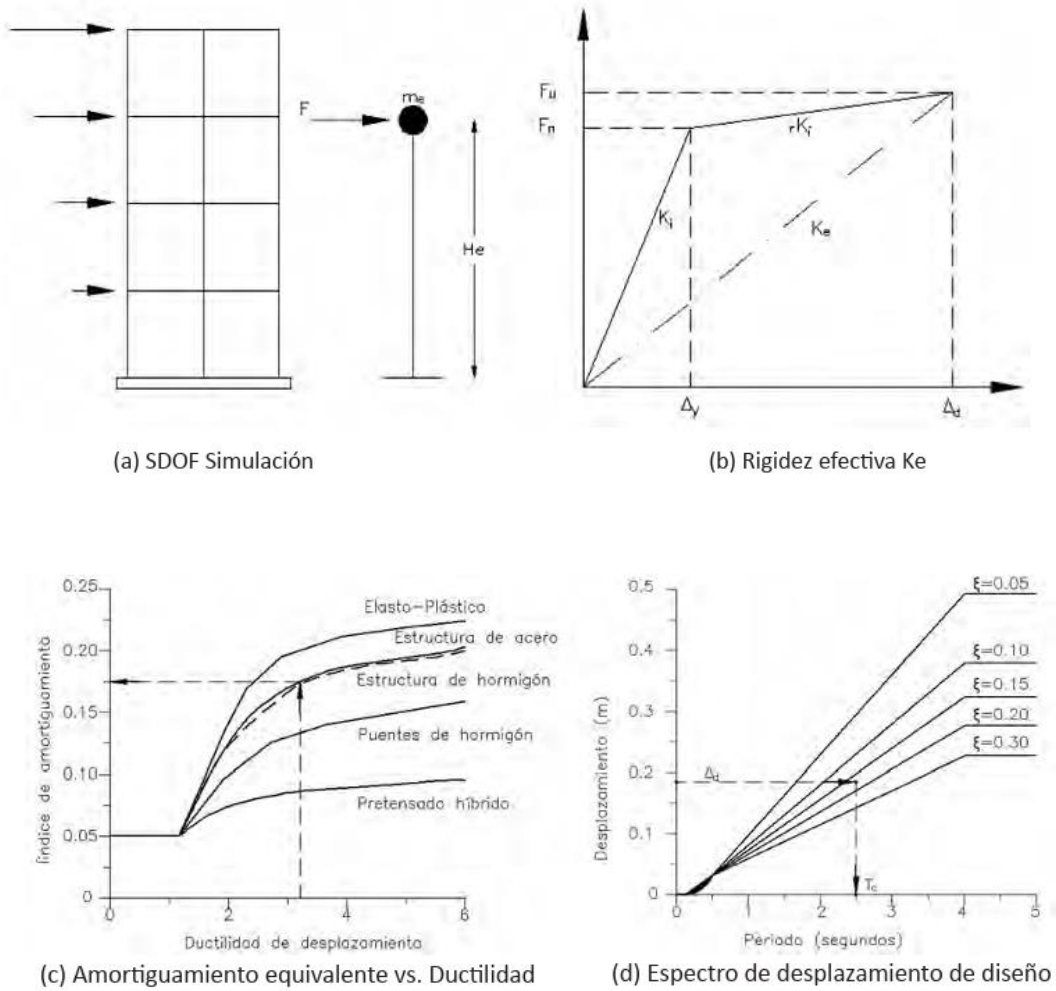
$$V_{DBD} = K_{eff} \times \Delta_d$$

Esta fuerza de diseño está directamente relacionada con el desplazamiento característico Δd, un parámetro clave en la filosofía del diseño por desempeño. Según GM Calvi (2008), este desplazamiento de la estructura sustituta depende de la deriva en estado límite del elemento más crítico de la estructura real y de una forma de desplazamiento asumida para la estructura. Esta forma de desplazamiento corresponde al primer modo inelástico en el nivel de diseño de excitación sísmica. Por lo tanto, los cambios en la forma del primer modo elástico, causados por la acción inelástica en las rótulas plásticas, se toman en cuenta al inicio del diseño. Representar el desplazamiento con la forma inelástica del primer modo en lugar de

la elástica es coherente con la caracterización de la estructura por su rigidez secante a la respuesta máxima. De hecho, las formas inelásticas y elásticas del primer modo suelen ser muy similares.

Por tanto, aunque el concepto de diseño es simple, su complejidad radica en la determinación de las características de la estructura equivalente de un grado de libertad (SDOF), la definición del desplazamiento de diseño y el desarrollo de espectros de desplazamiento de diseño.

Figura 2. Fundamentos del método del diseño basado en desplazamientos.



Fuente: (Ministerio de Desarrollo Urbano y vivienda S. d., 2016)

2.3 Marco teórico

Según Aguiar (2017), la ciudad de Quito es alargada con una longitud aproximada de 40 km y un ancho que varía entre 6 y 12 km, se sitúa sobre fallas ciegas inversas, geológicas activas. En 1587 se registró en el Norte de Quito un sismo de magnitud 6.4 asociado a uno de los segmentos de fallas ciegas, según lo señalado por *Beuval et al. (2010)*. Más aún desde 1994 hasta el 2009, se han registrado 1758 sismos con

magnitudes comprendidas entre 3.0 y 5.3; con una profundidad focal menor a 40 km (Alvarado et al., 2014).

En Ecuador y particularmente en Quito, las estructuras aporticadas de hormigón armado son ampliamente utilizadas en la construcción de edificaciones. Según un estudio realizado por la Cámara de la Construcción de Quito (2022), aproximadamente el 65% de los edificios de mediana altura (entre 5 y 12 pisos) en la ciudad utilizan sistemas aporticados como solución estructural. Esta predominancia hace que el estudio del comportamiento sísmico de este tipo de estructuras sea particularmente relevante para la seguridad de la infraestructura urbana de la ciudad.

Frente a esta realidad, la ingeniería sísmica ha evolucionado desde los enfoques prescriptivos tradicionales, basados principalmente en fuerzas, hacia metodologías más avanzadas centradas en el desempeño estructural. En este contexto, el Diseño Basado en Desplazamientos (DBD) emerge como un enfoque racional que busca garantizar un desempeño específico de la estructura ante cargas sísmicas, controlando sus deformaciones y asegurando un comportamiento dúctil. Este método se presenta como una alternativa prometedora para mitigar el riesgo sísmico en edificaciones como las que predominan en la capital.

La aplicabilidad y ventajas del DBD han sido analizadas por diversos autores en el contexto ecuatoriano. Ayala Mera (2021), por ejemplo, realizó una comparación entre el método de diseño por fuerzas y el método de diseño por desplazamientos utilizando análisis no lineal tiempo-historia para edificaciones típicas en Quito. Sus resultados mostraron diferencias significativas en las respuestas estructurales obtenidas con ambos métodos, resaltando las ventajas del DBD para el control de daños en estructuras sometidas a sismos de diferentes intensidades, lo que confirma su potencial para mejorar la seguridad de las construcciones locales.

No obstante, un grupo de autores, como Aporta, Guarnieri y Seguín (2003), señalan que la aplicación del DBD está limitada a aquellas estructuras sismo resistentes planas que puedan condensarse, con buena aproximación, a un vibrador equivalente de un grado de libertad.

El diseño de las estructuras en nuestro medio se realiza típicamente con el método basado en fuerzas y análisis lineal. A pesar de esto, es importante notar que varias normas y asociaciones internacionales, como la ASCE y la FEMA 58 (EE.UU.), así como la ACHISINA (Chile), promueven activamente el Diseño Basado en Desempeño. Este enfoque busca que las estructuras tengan un comportamiento predecible y seguro ante sismos severos. Por ello, el Diseño Basado en Desplazamientos, al ser un método que se alinea perfectamente con los principios del diseño por desempeño, se considera una alternativa viable y efectiva, respaldada por estos marcos normativos.

En este contexto, la Asociación Chilena de Sismología e Ingeniería Antisísmica (ACHISINA), en su publicación de 2017, ofrece un método alternativo basado en el desempeño para el análisis y diseño sísmico de edificios, con el objetivo de asegurar un

comportamiento predecible y seguro ante sismos severos. Aunque las propiedades de los materiales durante un sismo no se conocen con total precisión, el estudio de la respuesta en el rango no lineal proporciona una gran cantidad de información sobre las demandas de deformación en secciones críticas, la ubicación de estas, la resistencia necesaria de los elementos elásticos y los desplazamientos laterales que el edificio debe ser capaz de soportar. De este modo, la respuesta controlada por deformación promueve un comportamiento dúctil y permite alcanzar deformaciones inelásticas confiables sin pérdidas sustanciales de resistencia.

De manera similar, la FEMA 58 (2018) establece la siguiente distinción: mientras que el diseño prescriptivo se basa en cumplir requisitos mínimos de código para la configuración, sistema estructural, resistencia lateral y rigidez mínima, el diseño basado en desempeño empieza con una definición explícita del comportamiento deseado y evalúa el diseño para demostrar que este se puede lograr. El diseño resultante puede no cumplir con los requisitos prescriptivos, pero se espera que cumpla con los objetivos de desempeño establecidos.

Adicionalmente, la norma ASCE/41 complementa el diseño basado en desempeño al proveer una guía detallada para el análisis no lineal. Esta norma establece las capacidades de deformación para una amplia variedad de elementos estructurales, definiendo niveles de desempeño como IO (Ocupación Inmediata), LS (Seguridad de Vida) y CP (Prevención de Colapso), lo que refuerza el marco de evaluación de desempeño que proponen las demás normas.

2.3.1 Niveles de Amenaza Sísmica en la NEC-15

La verificación de desempeño, fundamentada en los principios de estas normativas internacionales, se adapta a las condiciones locales a través de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15). Para realizar esta verificación, es crucial considerar los diferentes niveles de amenaza sísmica.

La NEC-15 clasifica los sismos según sus niveles de peligro y periodo medio de retorno, tal como se muestra en la tabla 1:

Tabla 1: Niveles de amenaza sísmica

Nivel de sismo	Sismo	Probabilidad de excedencia en 50 años	Período de retorno T_r (años)	Tasa anual de excedencia ($1/T_r$)
1	Frecuente (menor)	50%	72	0.01389
2	Ocasional (moderado)	20%	225	0.00444
3	Raro (severo)	10%	475	0.00211
4	Muy raro* (extremo)	2%	2 500	0.00040

Fuente: (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda(MIDUVI), 2015)

Por otro lado, según VISION 2000 (SEAOC, 1995), en la tabla 2, un nivel desempeño sísmico (horizontal) versus un nivel de amenaza (Vertical), en donde se interceptan, establecen el objetico de desempeño esperado o estado de daño de las edificaciones.

La Tabla 2., muestra los niveles recomendados de desempeños esperados ante diferentes Niveles de amenaza para los distintos tipos de edificaciones, contemplados en dicho documento, los cuales se clasifican conforme a su uso y ocupación en: estructuras de ocupación normal, de ocupación especial y estructuras esenciales.

Tabla 2: Niveles recomendados de desempeños esperados según SEAOC, adaptados a la NEC-15.

1 ..Estructuras de Ocupación Normal u otras Estructuras 2 ..Estructuras de Ocupación Especial 3.. Estructuras Esenciales 0...Desempeño inaceptable		***Nivel de Desempeño Sísmico***			
		Operacional	*Ocupación Inmediata*	*Seguridad de Vida*	*Prevención al Colapso*
Nivel del sismo o Nivel de amenaza	***Frecuente***	1	0	0	0
	Ocasional	**2**	1	0	0
	Raro	3	**2**	1	0
	Muy Raro	-	3	**2**	1

Fuente: (SEAOC, 1995)

Esta matriz de desempeño, a diferencia de los métodos prescriptivos, guía la toma de decisiones del ingeniero. Con ella se establecen objetivos claros para cada nivel de amenaza, permitiendo un diseño seguro y eficiente que cumpla con las expectativas de la normativa y del propietario. Un ejemplo de esto lo observamos en un edificio de oficinas (Estructura de Ocupación normal), donde ante una amenaza sísmica representada por el sismo de diseño (raro, T=475 años), el objetivo que se espera un desempeño de Seguridad de vida, y para un sismo frecuente (T=72años), el objetivo que se espera un desempeño operacional. En nuestro caso nuestro **objetivo de desempeño es el de seguridad de vida**, según NEC-15.

2.3.2 Estrategia de control de daño y mecanismos dúctiles

Un pilar fundamental del Diseño Basado en Desempeño, y por ende del DBD, es el control del comportamiento no lineal de la estructura, que consiste en diseñar un mecanismo de falla dúctil, predefiniendo las ubicaciones específicas conocidas como rótulas plásticas donde se permitirá la concentración de daño.

Según LATBSDC (2017), las acciones no lineales solo se permitirán en zonas claramente delimitadas. Estas zonas, diseñadas para disipar energía, deben ser detalladas como zonas dúctiles y protegidas, de modo que los desplazamientos, rotaciones y deformaciones impuestas por el evento sísmico puedan absorberse con la capacidad de reserva suficiente para evitar el colapso.

El control efectivo del comportamiento no lineal se realiza a través del diseño por capacidad, una estrategia integral que establece un mecanismo de respuesta dúctil y predecible. Este diseño por capacidad asegura una jerarquía de resistencias donde, primero, se aplica el principio de "columna fuerte - viga débil" para dirigir la formación de rótulas plásticas a las vigas; segundo, se previene la falla frágil al garantizar que la capacidad a cortante supere la demanda asociada a la máxima flexión; y tercero, estas zonas de rótulas plásticas se detallan con un confinamiento riguroso para que puedan sostener grandes deformaciones de forma estable, garantizando así una disipación de energía controlada y segura.

Con el fin de indicar dónde deben ubicarse estas rótulas plásticas, a continuación, se presenta en la Tabla 3, una clasificación de las estructuras de hormigón armado en función del mecanismo dúctil esperado. Esta clasificación es un paso crucial en la aplicación del diseño por desempeño.

Tabla 3: Clasificación de edificios de hormigón armado según NEC-15

Sistema estructural	Elementos que resisten sismo	Ubicación de rótulas plásticas	Objetivo del detallamiento
Pórtico especial	Columnas y vigas descolgadas	Extremo de vigas y base de columnas 1er piso.	Columna fuerte, nudo fuerte, viga fuerte a corte pero débil en flexión.
Pórticos con vigas banda	Columnas y vigas banda	Extremo de vigas y base de columnas 1er piso.	Columna fuerte, nudo fuerte, viga fuerte a corte y punzonamiento pero débil en flexión.
Muros estructurales	Columnas y muros estructurales	En la base de los muros y columnas 1er piso (a nivel de la calle).	Muro fuerte en corte, débil en flexión. Columna no falla por corte.
Muros estructurales acoplados	Columnas, muros estructurales y vigas de acople	En la base de los muros y columnas 1er piso (a nivel de la calle). Extremos vigas de acople.	Muro fuerte en corte, débil en flexión. Columna no falla por corte. Viga de acople fuerte en corte, débil en flexión.

Fuente: (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda(MIDUVI) C. d., 2015)

2.3.3 Criterios de Desplazamiento y Deriva en el Diseño

Una vez definidas las zonas dúctiles, se deben establecer los límites de desplazamiento para la estructura. Estos límites de desplazamiento o límites de deriva son usados para calcular el desplazamiento de diseño ($\Delta_{i\ cubierta}$). Este desplazamiento de diseño ($\Delta_{i\ cubierta}$) es el desplazamiento máximo que se permite alcanzar generalmente al punto más alto de la **estructura real**, bajo un nivel de intensidad sísmica específico (sismo de diseño). Este desplazamiento de diseño se define en función del nivel de desempeño deseado, y se determina al construir el perfil de desplazamiento, que se explicará en la metodología del método basado en desplazamientos.

Según la NEC-15, la deriva máxima de cualquier piso no excederá los límites inelásticos establecidos en la Tabla 4. Esta tabla expresa la deriva máxima como un porcentaje de la altura de piso.

En la tabla 4 se indican los límites establecidos por la NEC 15 para la deriva máxima de cualquier piso. Esta tabla expresa la deriva máxima como un porcentaje de la altura de piso.

Tabla 4: Valores de ΔM máximos.

Estructuras de:	Δ_M máxima (sin unidad)
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.02
De mampostería	0.01

Fuente: (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda(MIDUVI), 2015)

Estas derivas máximas corresponden al nivel de desempeño de Seguridad de Vida (desempeño explicado como comentario de la tabla 2, y que establece la NEC-15). Sin embargo, para analizar otros niveles de desempeño, se utilizan los desplazamientos de diseño propuestos por VISION 2000 (SEAOC, 1995), los cuales se presentan en la Tabla 5.

Tabla 5: Valores de desplazamiento de diseño máximo para niveles de desempeño según SEAOC, adaptados a la NEC-15.

Nivel de desempeño	Desplazamiento objetivo Dt/H, %
Operacional	≤ 0.2
Ocupación Inmediata	≤ 0.5
Seguridad de vida	≤ 2
Prevención al colapso	≤ 2.5
Colapso	> 2.5

Fuente: (SEAOC, 1995)

2.3.4 Análisis No Lineal Estático o Pushover

Para verificar que la estructura cumple con estos límites de desplazamiento y deriva, se utiliza el Análisis No Lineal Estático o Pushover, según lo establecido en la ASCE/41. Esta herramienta de evaluación sísmica se basa en un modelo matemático de la estructura que incorpora directamente las características no lineales de carga-deformación de sus componentes.

El Diseño Basado en Desplazamientos (DBD) establece el proceso a la inversa del diseño tradicional: comienza fijando un desplazamiento objetivo o desplazamiento de diseño ($\Delta_{i\ cubierta}$) para la estructura real a partir de la deriva máxima permisible (por ejemplo, 2% para Seguridad de Vida). Este desplazamiento se utiliza para calcular el

desplazamiento característico (Δd) del sistema simplificado de un grado de libertad equivalente. Con Δd y un amortiguamiento efectivo, se obtienen las propiedades dinámicas (Teff, Keff) y, finalmente, la fuerza cortante basal de diseño (Vb) requerida y el vector de fuerzas laterales. Una vez diseñada la estructura, se realiza un análisis *Pushover* para verificar que el desplazamiento que la estructura puede alcanzar en su curva de capacidad sea igual o superior al desplazamiento característico establecido.

Este análisis **No Lineal Estático o Pushover** consiste en someter el modelo a cargas laterales crecientes (que representan las fuerzas de un sismo) hasta que el **desplazamiento característico** supere un objetivo de desempeño predefinido. Para lograrlo, se incluyen explícitamente en el modelo curvas de capacidad que definen la relación fuerza-desplazamiento de todos los componentes, considerando la degradación de la resistencia y la resistencia residual, si la hubiera.

Por lo tanto, el resultado principal y fundamental de este análisis para la estructura en estudio es la curva de capacidad, la cual se define a continuación.

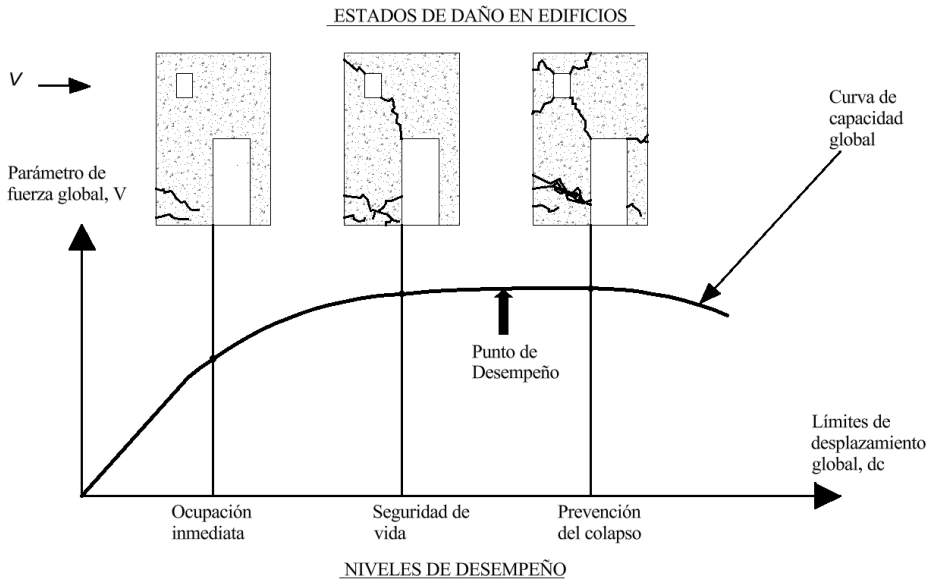
2.3.5 Curva de capacidad.

Según el ATC-40 (1996), la curva de capacidad es el parámetro principal tanto para la demanda como para la capacidad en los procedimientos estáticos no lineales.

La curva de capacidad es una relación idealizada de fuerza-desplazamiento para el análisis no lineal estático. Cada punto de esta curva representa un estado de daño específico, ya que la deformación de todos los componentes se relaciona con el desplazamiento global de la estructura.

Al correlacionar la curva de capacidad con la demanda sísmica de un movimiento de terreno específico, se puede encontrar un punto que estima el desplazamiento máximo del edificio que causará el sismo. Este punto se denomina punto de desempeño o desplazamiento máximo. La ubicación del punto de desempeño en la curva de capacidad determina si el Nivel u objetivo de desempeño se ha alcanzado (como se ve en la Figura 3).

Figura 3. Curva de capacidad de la edificación y capacidades de desplazamiento globales, dc, para varios niveles de desempeño.

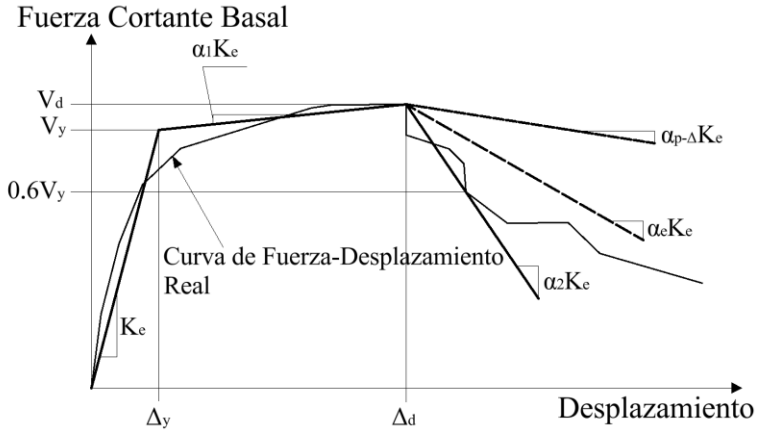


Fuente: (ATC-40, 1996)

2.3.5.1 Segmentos constitutivos de la curva de capacidad.

La relación no lineal real de la curva de capacidad se sustituye por una relación idealizada, tal como se muestra en la Figura 4.

Figura 4. Curvas idealizadas de fuerza-desplazamiento



Fuente: (ASCE-41, 2017)

Esta idealización se compone de tres segmentos de línea que representan el comportamiento del edificio:

El primer segmento de la curva idealizada fuerza-desplazamiento comenzará en el origen y tendrá una pendiente igual a la rigidez lateral efectiva, K_e. La rigidez lateral efectiva, K_e, representa la resistencia inicial a la deformación lateral de la estructura, dada por las secciones transversales de los elementos, se tomará como la rigidez secante

calculada para una fuerza cortante basal igual al 60 % del límite elástico efectivo de la estructura.

El límite elástico efectivo, V_y, no se considerará mayor que el límite elástico basal máximo en ningún punto de la curva fuerza-desplazamiento.

El segundo segmento de línea representará la pendiente positiva posterior a la fluencia ($\alpha_1 K_e$), determinada por un punto (V_d, Δ_d) y un punto en la intersección con el primer segmento de línea, de modo que las áreas por encima y por debajo de la curva real estén aproximadamente equilibradas. (V_d, Δ_d) será un punto en la curva fuerza-desplazamiento real en el desplazamiento característico calculado o en el desplazamiento correspondiente al esfuerzo cortante basal máximo, el que sea menor.

El tercer segmento de línea representará la pendiente negativa posterior a la fluencia ($\alpha_2 K_e$), determinada por el punto al final de la pendiente positiva posterior a la fluencia (V_d, Δ_d) y el punto en el que el esfuerzo cortante basal se degrada al 60 % de la resistencia a la fluencia efectiva.

2.3.6 Criterios de aceptación.

Los criterios de aceptación son un conjunto de requisitos y condiciones que una estructura debe cumplir para ser considerada segura y funcional bajo las solicitaciones de diseño. Estos criterios se aplican principalmente en el análisis de desempeño de un edificio, especialmente frente a eventos sísmicos.

Los criterios de aceptación definen límites de daño y deformación que se consideran aceptables para un edificio, dependiendo del nivel de desempeño deseado.

En este estudio se adoptarán los criterios de aceptación de la Norma Internacional ASCE/SEI 41, la cual provee las expresiones matemáticas para determinar las rotaciones plásticas que definen los valores máximos permisibles de deformación para las rótulas plásticas en vigas y columnas, datos que son esenciales y se ingresan en el modelo tridimensional del software ETABS; específicamente, para los componentes de hormigón armado, se aplicarán los parámetros de modelado y los criterios numéricos de aceptación detallados en la Tabla 6 para vigas y en la Tabla 7 para columnas, siendo cruciales para el cálculo de la capacidad de fuerza y deformación de cada componente.

Tabla 6: Parámetros de modelado y criterios numéricos de aceptación para procedimientos no lineales: vigas de hormigón armado

			Parámetros de modelado[b]			Criterios de aceptación.[a]		
			Ángulo de rotación plástica (radianes)		esfuerzo residual.	Ángulo de rotación plástica (radianes) Nivel de desempeño.		
Condiciones			**a**	**b**	**c**	**IO**	**LS**	**CP**
Condición i. Vigas controladas por flexión[d]								
$\frac{\rho-\rho'}{\rho_{bal}}$	Refuerzo transvers	$\frac{V^{d}}{b_w d\sqrt{f'_{ce}}}$						
≤ 0.0	C	≤3 (0.25)	0.025	0.05	0.2	0.010	0.025	0.05
≤ 0.0	C	≥6 (0.5)	0.02	0.04	0.2	0.005	0.02	0.04
≥ 0.5	C	≤3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≥ 0.5	C	≥6 (0.5)	0.015	0.02	0.2	0.005	0.015	0.02
≤ 0.0	NC	≤3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≤ 0.0	NC	≥6 (0.5)	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≤3 (0.25)	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≥6 (0.5)	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condición ii. Vigas controladas por cortante[d]								
Espaciado de estribos ≤ d/2			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.01	0.02
Espaciado de estribos > d/2			0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condición iii. Vigas controladas por un desarrollo o empalme inadecuado a lo largo del tramo.[d]								
Espaciado de estribos ≤ d/2			0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.01	0.02
Espaciado de estribos > d/2			0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.005	0.01
Condición iv. Vigas controladas por un empotramiento inadecuado en la unión viga-columna.[d]								
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.02	0.03

Nota: f'_{ce} en unidades de lb/pulg2

a. Los valores entre los que se enumeran en la tabla deben determinarse mediante interpolación li

b. Cuando se dé más de una de las condiciones de i, ii, iii y iv para un componente dado, utilice el valor numérico mínimo apropiado

c. "C" y "NC" son abreviaturas de refuerzo transversal conforme y no conforme, respectivamente. El refuerzo transversal es conforme si, dentro de la región de la rótula plástica de flexión, los aros están espaciados a ≤ d/3, y si, para componentes con una demanda de ductlidad moderada y alta, la resistencia proporcionada por los aros (V) es al menos 3/4 del diseño cortante. De lo contrario el refuerzo transeversal se considera no conforme.

d. V es la fuerza cortante de diseño de NSP o NDP

Fuente: (ASCE-41, 2017)

La tabla 6 contiene los Parámetros de Modelado y los Criterios de Aceptación basados en la Rotación Plástica para componentes de viga de concreto reforzado controlados por flexión o cortante.

Esta tabla es fundamental para realizar el Análisis Estático No Lineal (Pushover) en este caso en el DBD que es un método que se alinea perfectamente con los principios del diseño por desempeño, particularmente cuando se modelan rótulas plásticas en vigas.

2.3.6.1 Contenido de la Tabla Parámetros de modelado y criterios numéricos de aceptación para procedimientos no lineales: vigas de hormigón armado

La tabla está dividida en dos secciones principales: Parámetros de Modelado y Criterios de Aceptación.

1. Parámetros de Modelado

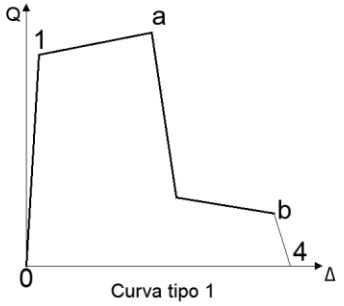
Los parámetros a, b, y c se utilizan para definir la curva idealizada de rótula plástica para el elemento de viga en el software de análisis. Esta curva representa la relación entre la fuerza o momento y la deformación (en este caso, el Ángulo de Rotación Plástica).

Los parámetros de modelado de la rótula plástica, fundamentales para el análisis de desempeño sísmico según ASCE/SEI 41, consisten en dos ángulos de rotación plástica y una relación de resistencia: el parámetro **a**, es el ángulo de rotación plástica que ocurre en el punto de Resistencia Máxima (Punto a de la curva de comportamiento), justo antes de que la capacidad del elemento comience a caer; el parámetro b, es el ángulo de

rotación plástica en el Límite de Ductilidad (Punto b), representando la máxima deformación que el elemento puede alcanzar mientras mantiene su resistencia residual; por último, el parámetro **c**, no es una rotación, sino la Relación de Resistencia Residual, un valor adimensional que define la magnitud del momento resistente remanente, expresada como una fracción de la resistencia máxima.

Según el **ASCE/SEI 41, 2017**, se establece un modelo de comportamiento dúctil para los componentes individuales de la estructura, siendo la **Curva Tipo 1** el modelo seleccionado para el presente trabajo. Esta curva, representada en la Figura 5, es característica del comportamiento dúctil al delimitar un rango elástico (puntos 0 a 1) y un rango **plástico** que se extiende desde la fluencia (punto 1) hasta el límite b. Dentro de la región plástica, el elemento puede exhibir una pendiente postelástica (positiva o negativa) desde el Punto 1 hasta la rotación a (máxima capacidad), seguida de una zona de **resistencia degradada** con una resistencia residual no despreciable para resistir fuerzas sísmicas y cargas gravitacionales (puntos a hasta b); finalmente, el modelo establece una **pérdida de la capacidad de resistencia** a fuerzas sísmicas en el punto b y la consecuente pérdida de la capacidad para sostener cargas gravitacionales en el Punto 4.

Figura 5. Curva de fuerza frente a deformación de los componentes (rótula plástica en vigas y columnas)



Fuente: (ASCE-41, 2017)

En el grafico Q es el Momento Resistente y Δ es el ángulo de rotación máxima.

2. Criterios de Aceptación

Los valores de IO Ocupación Inmediata, LS Seguridad de Vida, y CP Prevención de Colapso, son los límites de deformación (Ángulo de Rotación Plástica en radianes) que el elemento puede experimentar sin exceder el nivel de daño asociado con cada objetivo de desempeño, es decir definen el final de cada nivel de desempeño sísmico.

Al final del análisis estructural se compara la rotación plástica demandada por el sismo (obtenida del análisis no lineal) con los límites de la tabla para determinar si el componente de la viga satisface el objetivo de desempeño sísmico requerido por el proyecto (IO para un sismo frecuente, LS para un sismo raro).

3. Condiciones

Las filas de la tabla están organizadas según varias condiciones que describen las características de la viga, las cuales influyen en su capacidad de deformación. Estas incluyen:

- Vigas controladas por flexión:

Relación de refuerzo de la viga en comparación con la relación de refuerzo balanceada $(\rho - \rho')/\rho_{bal}$

- Refuerzo transversal: Se refiere al estribado; C para conformante y NC para no conformante. El refuerzo transversal de una viga se considera Conformante (C) si cumple con los requisitos esenciales de confinamiento y resistencia a cortante de los códigos de diseño sismorresistente actuales (o códigos de diseño con requisitos de ductilidad). Estos requisitos son espaciamiento normativo y resistencia a cortante adecuada. Las vigas con refuerzo conforme tienen alta capacidad de deformación (ductilidad).

El refuerzo transversal se considera No Conformante (NC) si no cumple con los criterios estrictos del refuerzo conformante. Es decir, tienen espaciamiento amplio y detallado pobre. Las vigas con refuerzo no conforme tienen baja capacidad de deformación (ductilidad), estas fallaran antes (de manera frágil) al no poder sostener las barras longitudinales ni confinar el concreto adecuadamente.

- Relación entre la fuerza cortante requerida y la resistencia nominal a cortante del elemento: $V/b_w \times d \times \sqrt{f'_{cE}}$:
- Vigas controladas por cortante.
- Vigas controladas por desarrollo inadecuado o empalme a lo largo del vano.
- Vigas controladas por anclaje inadecuado en la junta viga-columna.

Uso de la Tabla

Esta tabla es una guía para el análisis no lineal de estructuras de concreto reforzado, como las especificadas en documentos normativos de desempeño sísmico ASCE/SEI 41.

- Para Análisis No Lineal (Modelado)

Identificar la Condición de la Viga: Determine qué condición de la viga aplica (flexión, cortante, empalme, o junta) y qué subcondiciones (ej., $(\rho - \rho')/\rho_{bal}$, $V/b_w \times d \times \sqrt{f'_{cE}}$, estribado C/NC) se cumplen.

Obtener los Parámetros de Modelo: Utilice la fila correspondiente para extraer los valores (a,b) del ángulo de rotación plástica , siendo **c** el valor de Relación de Resistencia Residual.

Identificar la Condición y Obtener los Límites: Utilice la fila correspondiente para extraer los valores límite para IO, LS, y CP.

Ingresar estos valores en el software de análisis estructural no lineal para definir el comportamiento de la viga, específicamente el Momento flector resistente de la viga y la rotación plástica para los 3 niveles de desempeño IO, LS Y CP. Estos parámetros son cruciales para un análisis Pushover.

- Para Evaluación de Desempeño (Criterios de Aceptación)

Realizar el Análisis Estructural: Ejecutar el análisis no lineal de la estructura (ej., análisis Pushover) para determinar la rotación plástica máxima experimentada por el elemento de viga bajo la demanda sísmica del diseño.

- Comparar y Evaluar el Desempeño:

Comparar la rotación plástica demandada (obtenida del análisis) con los límites de rotación plástica para IO, LS, y CP (obtenidos de la tabla).

Tabla 7: Parámetros de modelado y criterios numéricos de aceptación para procedimientos no lineales: columnas de hormigón armado distintas de las circulares con refuerzo en espiral o aros sísmicos según se define en ACI 318

Parámetros de modelado	**Criterios de aceptación.**		
	Ángulo de rotación plástica (radianes).		
	Nivel de desarrollo.		
Ángulos de rotación plástica, a y b (radianes) **Relación de resistencia residual, c.**	**IO**	**LS**	**CP**
Columnas no controladas por el desarrollo o empalme inadecuado a lo largo de la altura libre. $a = \left(0.042 - 0.043\frac{N_{UD}}{A_g f'_{cE}} + 0.63\rho_t - 0.023\frac{V_{yE}}{V_{ColOE}}\right) \geq 0.0$ $For\ \frac{N_{UD}}{A_g f'_{cE}} \leq 0.5 \left\{ b = \frac{0.5}{5 + \frac{N_{UD}}{0.8 A_g f'_{cE}} \frac{1}{\rho_t} \frac{f'_{cE}}{f_{ytE}}} - 0.01 \geq a^a \right.$ $c = 0.24 - 0.4\frac{N_{UD}}{A_g f'_{cE}} \geq 0.0$	0.15 a ≤ 0.005	0.5b	0.7b
Columnas controladas por un desarrollo o empalme inadecuado a lo largo de la altura libre c. $a = \left(\frac{1}{8}\frac{\rho_t f_{ytE}}{\rho_l f_{ylE}}\right) \begin{matrix} \geq 0.0 \\ \leq 0.025^d \end{matrix}$ $b = \left(0.012 - 0.085\frac{N_{UD}}{A_g f'_{cE}} + 12\rho_t{}^e\right) \begin{matrix} \geq 0.0 \\ \geq a \\ \leq 0.06 \end{matrix}$ $c = 0.15 + 36\rho_t \leq 0.4$	0.0	0.5b	0.7b

Notas: ρ no debe tomarse como mayor que 0.0175 en ningún caso ni mayor que 0.0075 cuando los tirantes no estén adecuadamente anclados en el núcleo. Las ecuaciones de la tabla no son válidas para columnas con ρt menor que 0.0005.

V_{yE}/V_{ColOE} no debe tomarse como menor que 0.2.

N_{UD} será la carga axial de compresión máxima que tiene en cuenta los efectos de las fuerzas laterales como se describe en la ecuación (7-34). Alternativamente, se permitirá evaluar Nud con base en un análisis de estado límite.

a. b se reducirá linealment $N_{UD}/(A_g f'_{cE}) >$ 0.5 desde su valor e $N_{UD}/(A_g f'_{cE}) =$ 0.5 hasta cero en $N_{UD}/(A_g f'_{cE}) =$ 0.7, pero no será menor que a.

b. $N_{UD}/(A_g f'_{cE})$ no se tomará como menor que 0.1

c. se considera que las columnas están controladas por un desarrollo o empalmes inadecuados cuando la tensión de acero calculada en el empalme excede la tensión de acero especificada por la ecuación (10-1a) o (10-1b). El parámetro de modelado para columnas controladas por un desarrollo o empalme inadecuado nunca debe exceder el de las columnas no controladas por un desarrollo o empalmen inadecuado.

d. a para xolumnas controladas por un desarrollo o empalme inadecuado se tomará como cero si la región de empalme no está cruzada por al menos dos grupos de tirantes a lo largo de su longitud.

e. ρt no se tomorá como mayor que 0.007

Fuente: (ASCE-41, 2017)

2.3.6.2 Contenido de la tabla Parámetros de modelado y criterios numéricos de aceptación para procedimientos no lineales: columnas de hormigón armado distintas de las circulares con refuerzo en espiral o aros sísmicos según se define en ACI 318

La tabla proporciona los parámetros para definir la curva de comportamiento inelástico y los límites de daño para las columnas.

- Parámetros de Modelado

Esta sección define las ecuaciones para calcular los valores clave (a, b, c) para la curva de Momento-Rotación Plástica (o Fuerza-Deformación) de la columna. Estos valores dependen de las propiedades físicas y las fuerzas que actúan sobre la columna.

En el modelado de columnas de concreto bajo el estándar ASCE 41-17, la selección de los parámetros de Rotación Plástica (a, b, y c) depende críticamente de la causa principal del fallo esperado. Para las columnas no controladas por desarrollo o empalme inadecuado, que son aquellas cuya resistencia inelástica está gobernada por flexión (curvatura) y cortante, se emplean fórmulas complejas que ajustan los parámetros de ductilidad en función de la fuerza axial normalizada y la cuantía de refuerzo, reconociendo que la capacidad de deformación es una propiedad variable. En marcado contraste, las columnas controladas por desarrollo o empalme inadecuado a lo largo de su altura libre son propensas a una falla frágil en la zona de anclaje antes de desarrollar su capacidad dúctil por flexión; por ello, los valores de a, b y c se reducen drásticamente (llegando incluso a cero) para reflejar la pérdida abrupta de resistencia en la rótula plástica.

- Criterios de Aceptación

Estos son los límites de ángulo de Rotación Plástica que la columna no debe exceder para cada nivel de desempeño. Se calculan como fracciones o múltiplos de los valores a y b definidos en las fórmulas de la columna parámetros de modelado.

Uso de la Tabla

Esta tabla se usa en un análisis no lineal (como el análisis Pushover) siguiendo estos pasos:

1. Recopilar Información del Elemento

Se debe conocer los siguientes parámetros de la columna existente:

- Refuerzo Longitudinal (ρ_t): La relación de área de acero longitudinal a área de concreto bruto $\left({A_S}/{A_g}\right)$.
- Fuerza Axial Normalizada $\left({N_{UD}}/{(A_g \times f'_{cE})}\right)$: La relación entre la carga axial de diseño (máxima) proviene de la combinación más crítica y la capacidad axial

esperada del concreto (donde f'_{cE} es la resistencia esperada del concreto). No debe ser menor que 0.1.

- Capacidad a Cortante $\left({V_{yE}}/{V_{ColOE}}\right)$: La relación entre el cortante esperado en la rótula plástica y la resistencia nominal a cortante. No debe ser menor que 0.20.

1. Determinar la Condición de Control

Revisa la columna para ver si se encuentra en el caso de:

- Columnas no controladas por desarrollo o empalme inadecuado, que son regidas por Flexión/Cortante (se aplican las primeras fórmulas).
- Columnas controladas por desarrollo o empalme inadecuado (se aplican las segundas fórmulas, que resultan en menor ductilidad).

3. Calcular los Parámetros de Modelado (a, b, c)

Utiliza las ecuaciones correspondientes para obtener los valores de ángulos de Rotación Plástica (a, b, c), siendo la Relación de Resistencia Residual (c).

Ejemplo de ecuación para calcular a, b y c en columnas no controladas por desarrollo o empalme inadecuado:

$$\boldsymbol{a = \left(0.042 - 0.043 \times \frac{N_{UD}}{A_g \times f'_{CE}} + 0.63 \times \rho_t - 0.023 \times \frac{V_{yE}}{V_{ColOE}}\right) \geq 0.0}$$

Para $\frac{N_{UD}}{A_g \times f'_{CE}} \leq 0.5$; $\boldsymbol{b = \frac{0.5}{5 + \frac{N_{UD}}{0.8 \times A_g \times f'_{cE}} \times \frac{1}{\rho_t} \times \frac{f'_{cE}}{f_{ytE}}} - 0.01 \geq a}$

Si $\frac{N_{UD}}{A_g \times f'_{CE}} > 0.5$; b se reducirá linealmente para $\frac{N_{UD}}{A_g \times f'_{CE}} > 0.5$ desde su valor en

$\frac{N_{UD}}{A_g \times f'_{CE}} = 0.5$ hasta cero en $\frac{N_{UD}}{A_g \times f'_{CE}} = 0.7$, pero no será menor que a.

$$\boldsymbol{c = 0.24 - 0.4 \times \frac{N_{UD}}{A_g \times f'_{CE}} \geq 0}$$

4. Definir el Modelo y los Criterios de Aceptación

Modelado: Ingresa los valores a, b, y c en el software de análisis no lineal para crear la curva de rótula plástica.

Evaluación: Utiliza los valores de la derecha (IO, LS, CP) como los límites de Rotación Plástica que la columna no puede exceder bajo el sismo de diseño.

La tabla garantiza que las columnas con alta carga axial o poca armadura tendrán valores de a y b más bajos (menos dúctiles), forzando un comportamiento más frágil en el modelo.

CAPITULO III: MARCO METODOLOGICO

3.1 Marco Metodológico

La presente investigación se define bajo un enfoque cuantitativo de alcance descriptivo-comparativo. Es cuantitativa porque se basa en el levantamiento de datos numéricos (fuerzas, desplazamientos, rigideces) mediante modelos computacionales, y es comparativa porque busca contrastar la respuesta estructural de un mismo objeto de estudio (edificación de 8 pisos) bajo tres variantes de diseño independientes.

Las fases metodológicas serían:

- Recolección de Datos de Demanda y Caracterización

En esta fase se establecen las condiciones de contorno del proyecto. Se determinan los parámetros sísmicos para el sector de La Magdalena (Factor Z, tipo de suelo, coeficientes Fa, Fd, Fs) según la NEC-15. Además, se define el tipo de uso, sistema estructural, destino e importancia de la edificación, parámetros que permiten establecer los niveles de desempeño y el coeficiente de importancia (I) que se aplicará al diseño. La particularidad de esta fase es la definición de los objetivos de desempeño (IO, LS, CP) mediante las derivas límite del SEAOC-1995, que actuarán como la variable independiente de la investigación.

- Implementación del Algoritmo DBD según NEC-15(Variable de Diseño)

Una vez establecidos los puntos de partida, el proceso se desarrolla a través de una serie de pasos secuenciales basados en la filosofía del Diseño Basado en Desplazamientos. A diferencia del método tradicional basado en fuerzas, el primer hito metodológico del DBD es establecer un desplazamiento característico como objetivo de diseño, en lugar de verificarlo como un límite posterior. Se aplica la lógica de la "Estructura Sustituta" (Priestley et al., 2007) para transformar el edificio de múltiples grados de libertad en un Sistema de un Grado de Libertad Equivalente (SDOF), calculando la masa efectiva y la rigidez efectiva necesaria para alcanzar el desplazamiento característico.

- Modelado Numérico y Dimensionamiento Iterativo

Utilizando el software ETABS V 22.6.0, se construyen tres modelos numéricos. El procedimiento no es un diseño convencional, sino un proceso iterativo donde las secciones transversales de vigas y columnas se ajustan hasta que la rigidez del modelo coincida con la rigidez efectiva (Keff) requerida por el método DBD para cada estado límite. Este procedimiento iterativo es fundamental para garantizar que las variables dependientes (fuerzas y desplazamientos) que se obtendrán en la validación sean un reflejo fiel del objetivo de diseño inicial, permitiendo así una comparación estadística y técnica válida entre los tres modelos.

- Validación Inelástica y Análisis de Resultados

Se somete a los tres modelos finales a un Análisis Estático No Lineal (Pushover). Esta fase constituye la validación científica del diseño, permitiendo extraer las variables

dependientes: curva de capacidad, secuencia de formación de rótulas plásticas (según ASCE 41-17) y punto de desempeño real. Finalmente, la metodología integra una síntesis comparativa que vincula la respuesta de fuerza con la capacidad de deformación, permitiendo verificar la consistencia de los estados límite alcanzados frente a los objetivos de diseño iniciales.

Con el objetivo de evaluar el comportamiento sísmico de la edificación bajo la filosofía del Diseño Basado en Desplazamientos (DBD), es necesario clasificar las variables que intervienen en el estudio. La siguiente tabla detalla la jerarquía de los parámetros de control, diferenciando entre las condiciones de entrada (variables independientes) y las respuestas dinámicas de fuerza y deformación (variables dependientes) extraídas del modelo numérico.

Tabla 8: Clasificación y Caracterización de las variables de estudio

Variable	**Tipo**	**Indicador**	**Fuente de Datos**
Nivel de Desempeño	Independiente	Deriva de diseño (0.5%, 2%, 2.5%)	SEAOC-1995 / NEC-15
Deformación	Dependiente	Desplazamiento máximo	Resultados ETABS
Resistencia	Dependiente	Cortante basal (Vbase)	Curva de Capacidad
Fuerza	Dependiente	Momentos y Cortantes en elementos	Diagramas de esfuerzos

Fuente: Elaboración Propia

3.2 Resumen de pasos a seguir para la aplicación del método de diseño basado en desplazamientos:

1. Pre dimensionamiento de la estructura y definición de las propiedades de los materiales que tendrá la estructura
2. Escogimiento de la deriva de piso según el nivel de desempeño que va a analizar según la tabla del SEAOC-1995, para ocupación inmediata (IO) θ_{TIO}=0.5%, Seguridad de vida (LS) θ_{TLS}=2% y Prevención del Colapso θ_{TCP}=2.5%.
3. Perfil de desplazamiento de diseño
4. Determinación del Desplazamiento Característico (Δd), Masa efectiva (Meff) y altura efectiva(Heff).
5. Determinación del Desplazamiento de fluencia
6. Determinación de la Demanda de ductilidad

7. Determinación del Factor de reducción de demanda sísmica ($R\xi$)
8. Construcción del espectro reducido o espectro inelástico de desplazamientos
9. Determinación del Periodo Efectivo (Teff)
10. Determinación de la Rigidez efectiva (Keff)
11. Determinación del Cortante Basal de Diseño (V_{DBD})
12. Obtención del Vector de fuerzas laterales
13. Procedimiento de determinación e ingreso de parámetros en el software ETABS
14. Verificación de la Capacidad Estructural mediante Análisis Pushover en el software ETABS: curva de capacidad, rotulas plásticas.

3.3 Detalle Teórico de cada uno de los pasos para la aplicación del método de diseño basado en desplazamientos:

3.3.1 Pre dimensionamiento de la estructura o diseño previo de la misma, y definición de las propiedades de los materiales que tendrá la estructura:

Realizar una estimación inicial de las dimensiones de los elementos estructurales o un diseño previo, y definir parámetros como el módulo de elasticidad del hormigón y el acero de refuerzo, la resistencia a la compresión del hormigón y el límite de fluencia del acero.

3.3.2 Escogimiento de la deriva de piso:

Se realiza según el nivel de desempeño que va a analizar según la tabla del SEAOC-1996, para ocupación inmediata (IO) θ_{TIO}=0.5%, Seguridad de vida (LS) θ_{TLS}=2% y Prevención del Colapso θ_{TCP}=2.5%. Estos valores definen las derivas máximas permisibles asociadas a cada Nivel de Desempeño estudiado. La jerarquía establece que la deriva admisible para Ocupación Inmediata es la más restrictiva, seguida por Seguridad de Vida, y finalmente por Prevención al Colapso con la mayor deformación tolerable. Cuanto menor es la deriva máxima admisible para un nivel de desempeño determinado, mayor es la rigidez lateral que se exige a la estructura, lo cual se materializa en la necesidad de utilizar secciones transversales de elementos estructurales más robustas para limitar el desplazamiento sísmico.

3.3.3 Perfil de desplazamiento de diseño:

Es una representación gráfica de la distribución de los desplazamientos laterales de un edificio a lo largo de su altura, describe como se deforma la estructura bajo carga sismica.

Aquí se determina el desplazamiento de diseño, es decir el desplazamiento en el punto mas alto del edificio o estructura real.

Este desplazamiento se basa en la deriva de diseño admisible para el tipo de estructura y el nivel de desempeño, la altura total del edificio y un factor de amplificación dinámica de derivas que considera el comportamiento inelástico.

Partiendo de la geometría de la estructura se debe calcular el factor de amplificación dinámica ω_{θ}.

$$w_\theta = 1,15 - 0,0034H_n \leq 1$$

W_θ: factor de amplificación dinámica de derivas, es un coeficiente utilizado para ajustar el desplazamiento de una edificación, su propósito es ayudar a calcular el perfil de desplazamiento.

Hi: Altura de nivel i

θ_T: deriva de diseño

Partiendo de la deriva objetivo θ_T, se calculará el perfil de desplazamiento

θ_T: 0.005, 0.02 y 0.025; deriva según NEC-15 y SEAOC-1995, para el desempeño correspondiente

Para el diseño de edificios de cuatro pisos o menos, se asume un perfil de desplazamiento lineal.

Para edificios de más de cuatro pisos el perfil de desplazamientos es no-lineal y la deriva máxima ocurre en el primer piso.

Para construir el perfil de desplazamiento, se grafican los desplazamientos laterales de cada piso en el eje de las abscisas (x) y las alturas acumuladas en el eje de las ordenadas (y). La forma del perfil resultante, ya sea lineal o no lineal, dependerá del número de pisos del edificio.

Para n≤4:

$$\Delta_i = w_\theta \times H_i \times \theta_T$$

Para n>4:

$$\Delta_i = w_\theta \times H_i \times \theta_T \times \frac{4H_n - H_i}{4H_n - H_1}$$

Donde:

Hn: altura total del edificio

θ_T: deriva de diseño

Hi: Altura de nivel i

W_θ: factor de amplificación dinámica de derivas

Δi: desplazamiento de diseño, para el piso i calculada en el centro de masas del piso

3.3.4 Determinación del Desplazamiento Característico (Δd), Masa efectiva (Meff) y altura efectiva(Heff).

Como se explicó anteriormente en los fundamentos teóricos del DBD, una estructura de varios pisos es un sistema de varios grados de libertad, en el que cada masa de cada piso es un grado de libertad, este sistema se reduce a la representación de un sistema de un

grado de libertad (SDOF) con una sola masa equivalente, para este caso se calcula el desplazamiento característico.

El desplazamiento caracteristico es el desplazamiento maximo para el sistema equivalente de un grado de libertad de la estructura sustituta, es diferente al desplazamiento de diseño que ocurre en el punto mas alto del edificio o estructura real.

$$\boldsymbol{\Delta_d = \phi_p \times \phi_E \times \frac{\Sigma(m_i \times \Delta_i^2)}{\Sigma(m_i \times \Delta_i)}}$$

Donde:

ϕP, ϕE: factores de irregularidad en planta y en elevación.

mi: masa del piso i (corresponde a la masa de los elementos estructurales y no estructurales más 25% de la masa por carga viva).

Δi: desplazamiento de diseño para el piso i calculada en el centro de masas del piso

3.3.4.1 Estimación de las Propiedades de la Estructura Sustituta:

Se idealiza la estructura real, como un sistema de un grado de libertad equivalente (estructura sustituta), que representa el comportamiento global de la edificación en el desplazamiento de diseño.

Para esta estructura sustituta, se estiman propiedades como la masa efectiva (m_{eff}) y la altura efectiva (H_{eff}).

$$\boldsymbol{M_{eff} = \frac{\Sigma(m_i \times \Delta_i)}{\Delta_d}} \qquad \boldsymbol{H_{eff} = \frac{\Sigma(m_i \times \Delta_i \times H_i)}{\Sigma(m_i \times \Delta_i)}}$$

Donde:

Hi: Altura de nivel i

H_{eff}: altura efectiva (define el centroide de las fuerzas inerciales generadas por el primer modo de vibracion)

Meff: masa efectiva del sistema equivalente de un solo grado de libertad

Δi: desplazamiento de diseño para el piso i

mi: masa del piso i (corresponde a la masa de los elementos estructurales y no estructurales mas 25% de la masas por carga viva).

3.3.5 Determinación del Desplazamiento de fluencia

El desplazamiento de fluencia es la deformación lateral de una estructura en el punto en que el acero de refuerzo de sus elementos estructurales (vigas o columnas) **comienza a fluir**, es decir, a deformarse de manera plástica e irreversible. Es el punto en que la estructura deja de comportarse elásticamente.

Dependerá del material predominante, propiedades de los materiales y de la geometría existente. Primero se calcula la deriva de fluencia, en base a las dimensiones del

elemento estructural horizontal (viga) y la deformación unitaria del acero de refuerzo de 0.002. Posteriormente, este valor de la deriva de fluencia se multiplica por la altura equivalente para determinar el desplazamiento de fluencia.

Se calculará para la dirección X e Y.

Para pórticos de hormigón armado:

$$\boldsymbol{\theta_y = 0,5 \times \varepsilon_y \times \frac{L_b}{h_b}} \qquad \boldsymbol{\Delta_y = \theta_y \times H_{eff}}$$

Donde:

Δy: desplazamiento de fluencia

Θy: deriva de fluencia

H_{eff}: altura efectiva del sistema de un grado de libertad (define el centroide de las fuerzas inerciales generadas por el primer modo de vibracion)

ξy: deformacion unitaria de fluencia del acero de refuerzo

3.3.6 Determinación de la Demanda de ductilidad:

Con la determinación del desplazamiento característico y el desplazamiento de fluencia, se procede a calcular la demanda de ductilidad. En la figura 6. Puede verse esquemáticamente el desplazamiento característico y el desplazamiento de fluencia.

Se calcula como la razón entre el desplazamiento característico Δd y el desplazamiento de fluencia Δy. Se calcula para la dirección X e Y.

$$\boldsymbol{\mu = \frac{\Delta_d}{\Delta_y}}$$

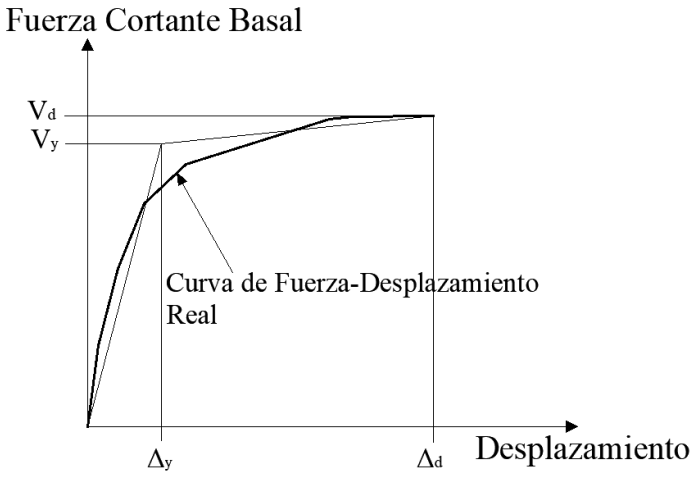
Donde:

μ: demanda por ductilidad, es una relación que representa la capacidad de la estructura para deformarse más allá del rango elástico, sin perdida sustancial de resistencia y rigidez, ante cargas laterales estáticas (sismo)

Δd: desplazamiento característico: desplazamiento máximo de la estructura idealizada de un grado de libertad

Δy: desplazamiento de fluencia: punto en que la estructura deja de comportarse elásticamente

Figura 6. Desplazamiento característico y desplazamiento de fluencia en la curva de capacidad.



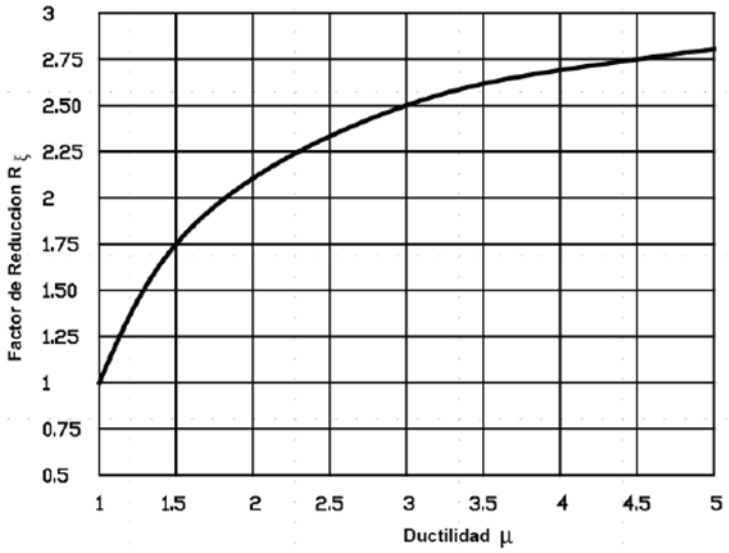
Fuente: (ASCE-41, 2017)

3.3.7 Determinación del Factor de reducción de demanda sísmica (Rξ)

Con la demanda de ductilidad calculada en el paso anterior y con ayuda del grafico Rξ-μ, que nos proporciona la NEC-15, se calcula el factor de reducción de demanda sísmica.

Al ingresar por las abscisas con el valor de la demanda de ductilidad, se traza una línea vertical y donde se corte con la curva, se traza una horizontal proyectándola al eje de ordenadas, determinando este valor de Rξ , este proceso se realiza para la dirección X e Y:

Figura 7. Factor de reducción de la demanda sísmica Rξ.



Fuente: (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda(MIDUVI), 2015)

3.3.8 Construcción del espectro elástico de desplazamientos:

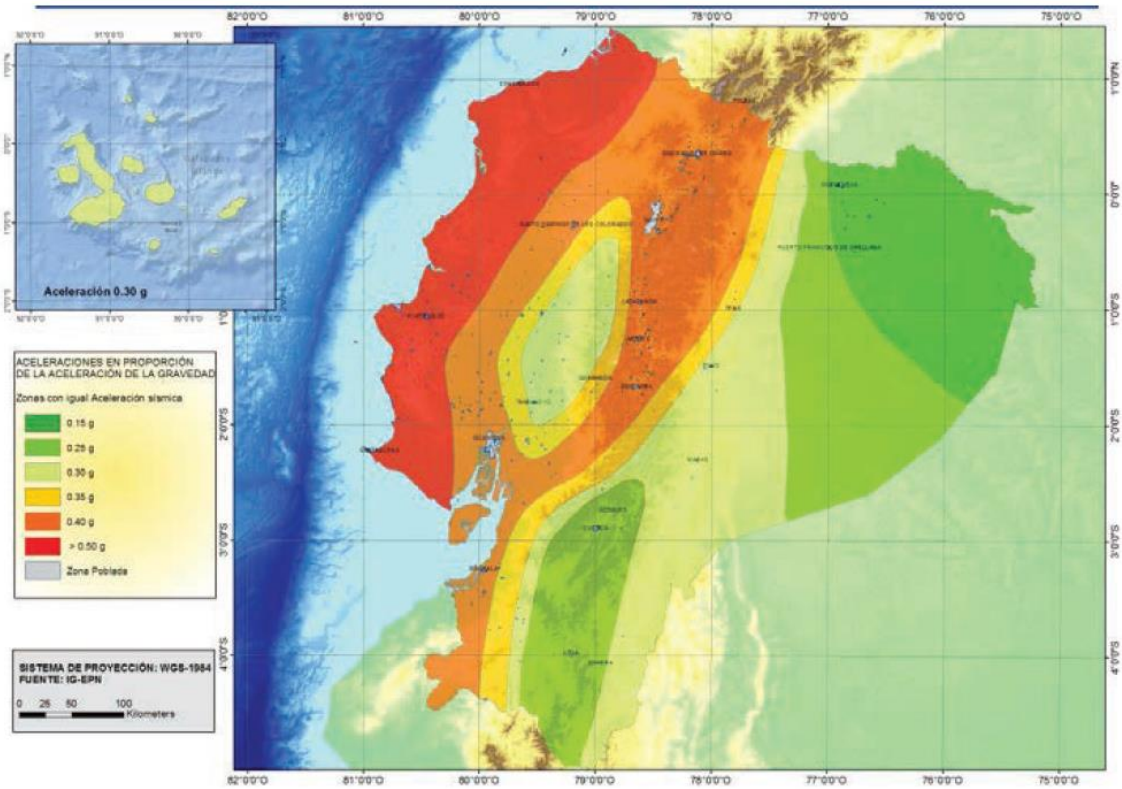
Se debe obtener el espectro elástico de aceleraciones, y mediante una serie de pasos que se describen a continuación, transformarlo a espectro elástico de desplazamientos.

A continuación, se presenta el proceso:

Se comienza con la determinación de la zona sísmica del Ecuador donde se ubicará la construcción, para obtener el factor de zona sísmica Z. Este valor es clave para estimar la demanda sísmica del sitio.

Este factor se encuentra en el mapa de zonificación sísmica.

Figura 8. Mapa de Zonificación sísmica



Fuente: (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda(MIDUVI) C. d., 2015)

El mapa de zonificación sísmica para diseño proviene del resultado del estudio de peligro sísmico para un 10% de excedencia en 50 años (período de retorno 475 años).

Una forma resumida de presentar la Zona sísmica y el valor del factor Z, se presenta en la siguiente tabla:

Tabla 9: Valor del factor Z en función de la zona sísmica adoptada

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Fuente: (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda(MIDUVI) C. d., 2015)

Una vez conocidos la zona sísmica y el factor de zona Z, se procede a la caracterización del suelo del sitio de emplazamiento, ya que sus propiedades influyen directamente en la respuesta sísmica de la estructura.

Se determina el tipo de suelo mediante un estudio de suelos, para saber si corresponde a un suelo tipo A, B, C, D, E o F.

Con la determinación de la zona sísmica, el factor Z, el tipo de suelo, se determinan los coeficientes de perfil de suelo Fa, Fd y Fs en base a las siguientes tablas:

Tabla 10: Tipos de suelo y factores de sitio Fa

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1.0	0.85
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.5.4					

Fuente: (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda(MIDUVI) C. d., 2015)

Entrando en la tabla con el tipo de suelo por la izquierda trazando una horizontal y con el factor de zona sísmica por arriba trazando una vertical, en donde se intersecten es el valor del Factor de sitio Fa, que corresponde al coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto, de la misma se procede con las otras tablas para determinación de Fd y Fs.

Tabla 11: Tipos de suelo y factores de sitio Fd

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Fuente: (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda(MIDUVI) C. d., 2015)

El factor de sitio Fd representa la amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca.

Tabla 12: Tipos de suelo y factores de sitio Fs

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Fuente: (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda(MIDUVI) C. d., 2015)

El factor de sitio Fs representa el comportamiento no lineal de los suelos.

Con el conocimiento de la zona sísmica, el factor de zona sísmica Z, el tipo de suelo y los factores de sitio Fa, Fd y Fs, se determina el valor de η, que toma valores de

1.80 para provincias de la Costa, 2.48 para provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos y de 2.60 para provincias del Oriente.

Cabe indicar que Z y η, para los niveles de desempeño de ocupación inmediata y prevención de colapso se obtienen de las curvas de peligro sísmico, como se expondrá en el desarrollo matemático en la fase de cálculos.

A continuación, se determinan los periodos T_0 y Tc, que son periodos límites de vibración, en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño, y T_L es el periodo límite de vibración utilizado para la definición de espectro de respuesta en desplazamientos, se calculan con las siguientes expresiones:

$$\boldsymbol{T_0 = 0.1 \times F_S \times \frac{F_d}{F_a}}$$

$$\boldsymbol{T_C = 0.55 \times F_S \times \frac{F_d}{F_a}}$$

$$\boldsymbol{T_L = 2.4 \times F_d}$$

Además, se utiliza un factor "r" que depende del tipo de suelo, de la siguiente forma:

r=1; para todos los suelos, con excepción del suelo tipo E;

r=1.5; para suelo tipo E.

Con estos valores definidos se procede a calcular el Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad g). Depende del periodo o modo de vibración de la estructura.

Para la construcción del espectro de respuesta elástico de aceleraciones, este se divide en 3 ramas: una ascendente, una meseta y una descendente, y se determinan con las siguientes expresiones:

Rama ascendente: $\boldsymbol{S_a = Z \times F_a \times \left(1 + (\eta - 1) \times \frac{T}{T_0}\right)}$

Meseta de Aceleraciones: $\boldsymbol{S_a = \eta \times Z \times F_a}$

Rama descendente: $\boldsymbol{S_a = \eta \times Z \times F_a \times \left(\frac{T_C}{T}\right)^r}$

Donde:

η: razón entre la aceleración espectral en un periodo de 0.1s (Sa(T=0.1s)) y el PGA (Peak Ground Acceleration), para el periodo de retorno seleccionado. Es un factor de amplificación que indica cuanto se espera que el suelo y las estructuras rígidas (con periodos de vibración muy cortos, 0.1s) amplifiquen la aceleración del terreno.

Z: factor de zona sismica Z, que representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad g.

Fa: Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de aceleraciones para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.

Fd: Coeficiente de amplificación de suelo, representa la amplificación de las ordenadas del "espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca", considerando los efectos de sitio.

Fs: Coeficiente de amplificación de suelo, representa el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del período del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos.

Sa: Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad g). Depende del periodo o modo de vibración de la estructura.

T: Periodo de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones

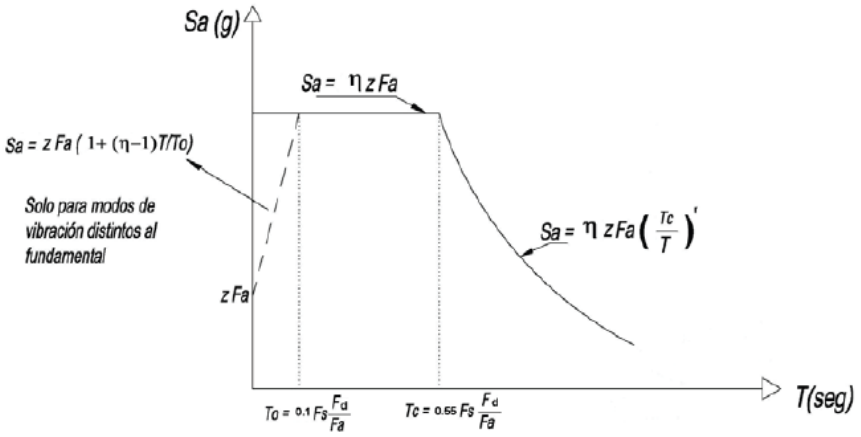
T_0: Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño

Tc: Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño

r: Factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen del tipo de suelo donde está ubicado el proyecto.

Al aplicar estas expresiones, para valores de periodos desde 0 hasta T_L, se obtiene la curva que representa el espectro de respuesta elástico de aceleraciones, como se muestra en la siguiente figura:

Figura 9. Espectro de respuesta elástico de aceleraciones



Fuente: (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda(MIDUVI) C. d., 2015)

Espectro elástico de diseño en desplazamientos.

Para la definición de los desplazamientos espectrales elásticos para diseño, correspondiente al nivel del sismo de diseño, se utilizará el siguiente espectro elástico de diseño de desplazamientos Sd (en metros) definido a partir del espectro de aceleraciones, mediante la siguiente fórmula:

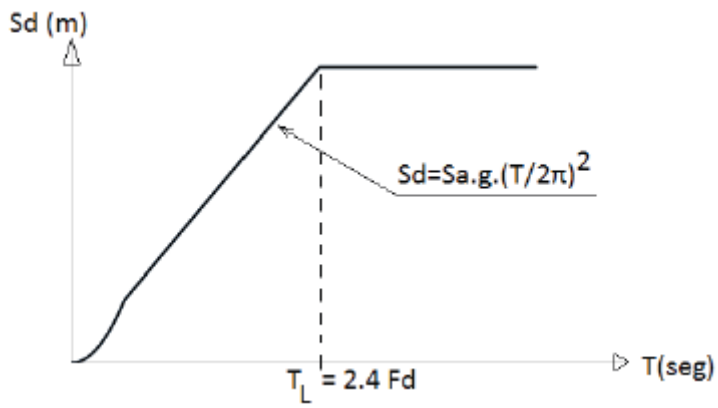
$S_d = S_a \times \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2$ para $0 \leq T \leq T_L$

$S_d = S_a \times \left(\frac{T_L}{2\pi}\right)^2$ para $T > T_L$

Para suelo D y E, los valores de TL se limitarán a 4 s, en los espectros de desplazamientos.

El espectro elástico de desplazamientos, construido tiene la siguiente forma.

Figura 10. Espectro elástico de desplazamientos



Fuente: (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda(MIDUVI) C. d., 2015)

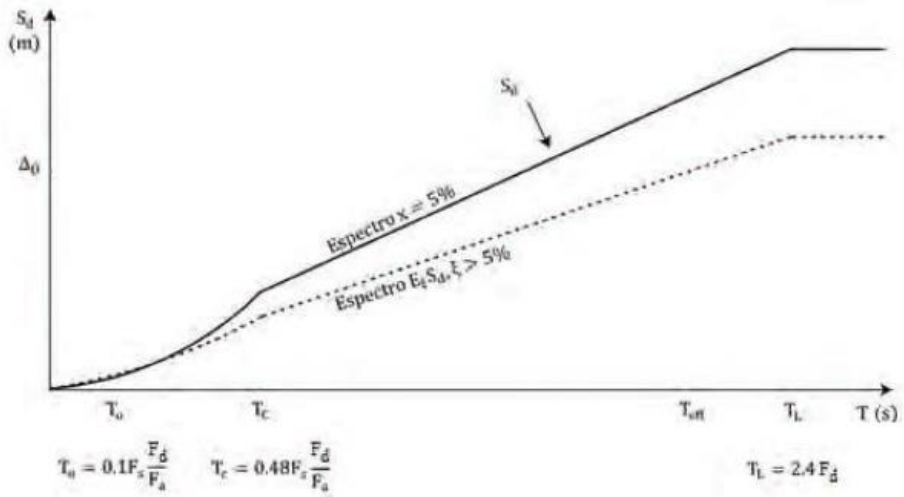
3.3.9 Determinación del Periodo Efectivo (Teff):

Una vez establecido el factor de reducción de demanda sísmica se procede a determinar el periodo.

El periodo efectivo se determina de dos formas ingresando con el desplazamiento característico al espectro elástico en desplazamientos y verificando que periodo le corresponde, y la segunda es usando las formulas de la NEC 15 en peligro sísmico diseño sismo resistente.

La primera forma para determinar el periodo efectivo (Teff), en el espectro elástico de desplazamientos, por las ordenadas ingresamos con el desplazamiento Característico (Δd), trazamos una horizontal hasta interceptar la curva del espectro y de ahí trazamos una vertical, hasta interceptar el eje de las abscisas y encontramos el periodo efectivo. El periodo efectivo es más largo que el periodo elástico ya que una vez que la estructura ingresa en el rango inelástico degrada su rigidez y alarga su periodo.

Figura 11. Periodo efectivo de sistema equivalente de un grado de libertad.



Fuente: (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda(MIDUVI), 2015)

La segunda forma para determinar el periodo efectivo es aplicando las siguientes expresiones:

Si $T_c \leq T_{eff} \leq T_L$; $T_{eff} = \frac{\Delta_d R_\xi}{0.32 Z F_d}$

Si $T_{eff} > T_L$; $T_{eff} = T_L$

Donde:

T_L: ver Figura

Δd: desplazamiento característico

Rξ: Factor de reducción de demanda sísmica

Z: factor de zona

Fd: Factor de sitio

3.3.10 Determinación de la Rigidez efectiva

Con la masa efectiva (Meff), y el periodo efectivo de la estructura (Teff), se puede determinar la rigidez efectiva (Keff) requerida para alcanzar ese desplazamiento. Se calcula para la dirección X e Y.

$$K_{eff} = \frac{4\pi^2 M_{eff}}{T_{eff}^2}$$

Donde:

Keff: rigidez efectiva

Meff: masa efectiva del sistema equivalente de un solo grado de libertad

Teff: periodo efectivo

3.3.11 Determinación del Cortante Basal de Diseño (V_{DBD}):

El cortante V_{DBD}, es la resistencia requerida por la estructura cuando se alcanza el desplazamiento característico.

Según el método DBD, para la estructura sustituta, el V_{DBD} se calculará para las dos direcciones principales de la estructura, y se determinará a partir del desplazamiento caracteristico (Δd) y la rigidez efectiva (Keff) utilizando la relación:

$$\boldsymbol{V_{DBD} = K_{eff} \times \Delta_d}$$

Donde:

V_{DBD}: cortante basal de diseño obtenido por el DBD.

Keff: rigidez efectiva

Δd: desplazamiento característico

3.3.12 Obtención del Vector de fuerzas laterales

El Cortante basal V_{DBD} debe distribuirse en el centro de masa de cada piso de acuerdo con las siguientes expresiones:

Pisos 1 a (n-1):

$$\boldsymbol{F_i = \frac{k \times V_{DBD.real} \times (m_i \times \Delta_i)}{\Sigma(m_i \times \Delta_i)}}$$

Donde:

k: es un factor que afecta el cálculo o la distribución de las solicitaciones. Este coeficiente se establece en 0.9 para sistemas estructurales clasificados como pórticos o marcos rígidos (aporticados), y se asigna un valor de 1.0 para cualquier otro sistema estructural

mi: Masa Sísmica (mi) de cada piso i se define como la suma de la masa total de los elementos permanentes (estructurales y no estructurales) y el 25% de la masa correspondiente a la carga viva normativa.

Δi: deriva del piso i calculada en el centro de masas del piso

$V_{DBD.real}$: cortante basal de diseño obtenido por el DBD.

Techo o cubierta (Piso n):

$$\boldsymbol{F_i = \frac{(1-k) \times V_{DBD.real} + k \times V_{DBD.real} \times (m_n \times \Delta_n)}{\Sigma(m_i \times \Delta_i)}}$$

Donde:

Δn: desplazamiento de diseño del piso n del edificio

m_n: masa del piso n del edificio.

3.3.13 Procedimiento de determinacion e ingreso de parametros en el software ETABS

Se determinan secciones de vigas, columnas, losas.

Se determinan cargas muertas y vivas

Se determinan los valores de rotación de las rotulas plásticas según ASCE-41

Se determina la fuente de masas: D+0.25L

Se determinan los patrones de carga: carga muerta, carga viva, Sismo X, Sismo Y

Se determina los casos de carga especiales: modal, Pushover permanente no lineal, pushover X, Pushover Y

3.3.14 Verificación de la Capacidad Estructural mediante Análisis Pushover

En el marco del DBD, se analiza la estructura bajo la acción del vector de fuerza lateral de diseño para determinar el momento requerido en las rótulas plásticas, distribuyendo la resistencia en todos los elementos. Este análisis se basa en la rigidez efectiva de los miembros estructurales, la cual debe ser compatible con el perfil de desplazamiento objetivo previamente establecido.

Para verificar y comprobar que la respuesta de la estructura se ajusta a lo previsto, se utiliza un procedimiento de análisis no lineal estático, conocido como análisis Pushover. Este paso permite confirmar el comportamiento de la estructura bajo las cargas sísmicas.

Requisitos para realizar la técnica Pushover:

Para realizar este procedimiento es necesario:

- **Conocer las dimensiones y el acero en las secciones:** Estos datos se introducen directamente en el software. Son la base para calcular las propiedades de la sección (área, momento de inercia, etc.) y definir la curva momento-curvatura, que es la relación fundamental para modelar la no linealidad del material.
- **Determinar las propiedades no lineales de fuerzas y deformaciones en las secciones:** Esto implica definir los parámetros de las rótulas plásticas. Se especifica la relación fuerza-deformación (por ejemplo, momento-rotación) para cada rótula. Estos valores, se basan en la ASCE/41, y describen cómo se comporta el elemento más allá de su rango elástico, incluyendo su resistencia máxima y su capacidad de deformación antes de la falla.

Objetivos del Análisis Pushover

El análisis Pushover genera una curva de capacidad, la cual es la base para determinar cada uno de los objetivos de desempeño.

Esta curva se genera aplicando el vector de fuerzas laterales que se incrementan monotónicamente (paso a paso). En cada paso, el análisis registra el Cortante Basal (la

suma total de las fuerzas laterales aplicadas) y el Desplazamiento lateral máximo en el punto más alto de la estructura real. El proceso continúa hasta que la estructura alcanza su capacidad máxima o un límite de deformación preestablecido (desplazamiento característico).

Esta curva relaciona el cortante basal (fuerza sísmica total en la base) con el desplazamiento lateral en el punto más alto de la estructura real.

A continuación, se describen los principales objetivos determinados a partir de esta curva:

Determinar la capacidad lateral de la estructura: Se obtiene del punto de máxima resistencia (o punto pico) de la curva de capacidad. Este punto representa la fuerza lateral máxima que la estructura puede resistir antes de iniciar una degradación significativa de su resistencia lateral.

Conocer cuales elementos serán más susceptibles de fallar primero: Durante el análisis, el software simula el comportamiento inelástico. Para ello, es necesario haber modelado previamente los elementos no lineales (rótulas plásticas) en las zonas críticas (generalmente en los extremos de vigas y columnas).

Las rótulas plásticas (o hinges) se definen en el modelo estructural antes de la ejecución del análisis, especificando su localización (por ejemplo, a una distancia de la cara del apoyo) y sus propiedades de momento-rotación (basadas en la sección, material y refuerzo, siguiendo modelos en este caso del ASCE/SEI 41).

El orden de formación (o secuencia de plastificación) se observa en el software mediante la progresión de estados de daño de las rótulas a lo largo de los pasos de carga. Las rótulas se representan con un código de colores: el verde (B) señala el estado de Ocupación Inmediata (IO); el cian (C) corresponde al límite de Seguridad de Vida (LS); el magenta (D) corresponde al límite de Prevención del Colapso (LS); y el rojo (E) denota el punto de colapso.

Figura 12. Escala de Colores que representa los Niveles de Desempeño en ETABS 22.6.0

Fuente: Etabs

Por ejemplo, si la rótula es de color Magenta (D) indica que el elemento ha sobrepasado el estado límite de Seguridad de Vida (LS) y se encuentra en la etapa final de deformación inelástica, el límite de Prevención de Colapso (CP).

Determinar la ductilidad local de los elementos y global de la estructura:

Ductilidad local: Se calcula a partir de la rotación de las rótulas plásticas en los elementos individuales, comparando la rotación máxima con la rotación en el punto de fluencia.

La rotación máxima es la rotación plástica que alcanza la rótula en el punto de colapso global de la estructura, o la rotación en el estado límite de colapso definido en la normativa (ASCE 41).

Ductilidad global: Se determina dividiendo el desplazamiento máximo en el punto más alto de la estructura sustituta (en el punto de colapso) entre el desplazamiento en el punto más alto de la estructura sustituta en el punto de fluencia.

Verificar el concepto de vigas débiles y columnas fuertes: Se visualiza la distribución de las rótulas plásticas a través de la altura de la estructura. El diseño cumple con el criterio de vigas débiles y columnas fuertes si la mayoría de las rótulas (es decir, las primeras en plastificarse y las que alcanzan el estado de colapso) se forman predominantemente en los extremos de las vigas en lugar de en las columnas. La plastificación generalizada en las columnas de un piso (un "piso blando") es el modo de falla que se busca evitar.

El análisis Pushover permite ver el mecanismo de colapso de la estructura. El objetivo es confirmar que la incursión plástica se da por flexión de vigas y no por flexión de columnas.

Para verificar este concepto en ETABS, se sigue la progresión de las rótulas plásticas a lo largo de la curva de capacidad:

Tras correr el análisis Pushover, se usa la herramienta de visualización de resultados (generalmente en la opción Display > deformed shape >Case > Pushover X), para ver la formación de las rótulas en cada paso de carga:

- Primeros Pasos (Ocupación inmediata): se debe observar que las primeras rótulas en pasar al color Verde (Ocupación Inmediata) se localicen en los extremos de las vigas (especialmente en los pisos inferiores)
- Pasos Intermedios (Seguridad de Vida): A medida que la carga aumenta, las rótulas de las vigas deben progresar hacia el cian (Seguridad de Vida) y luego al Magenta (Prevención del colapso).
- Punto de Colapso: Al alcanzar el punto de desplazamiento máximo (colapso), la mayor concentración de rótulas en Rojo (Colapso) debe estar en las vigas a lo largo de todos los pisos.

El diseño cumple con el criterio de "Vigas Débiles - Columnas Fuertes" si se observa un mecanismo de viga o mecanismo global de piso:

Mecanismo de Viga (Deseado): La plastificación (rótulas rojas) se distribuye a lo largo de la altura, concentrándose en los extremos de las vigas de múltiples pisos. Las columnas permanecen predominantemente elásticas o solo alcanzan estados iniciales

de plastificación. Este mecanismo permite que la estructura tenga una gran capacidad para disipar energía a través de múltiples rótulas.

El diseño falla si se visualiza un mecanismo de columna o mecanismo de piso blando:

Mecanismo de Piso Blando (Indeseado): Si se observa una concentración de rótulas en Rojo (Colapso) en los extremos superior e inferior de las columnas de un solo piso (generalmente el primero). Esto indica una falla por corte o un colapso concentrado del piso, el cual es un modo de falla frágil y catastrófico. La plastificación de las columnas reduce drásticamente la capacidad de carga vertical y lateral del piso, llevando al colapso de la estructura.

Al inspeccionar la progresión de colores en la vista 3D de ETABS, estás verificando que el camino de daño sigue la ruta preestablecida por el Diseño por Capacidad (primero vigas y posteriormente columnas), asegurando un modo de falla dúctil y seguro.

Analizar la degradación global de la resistencia: Esto se observa en la curva de capacidad cuando, después de alcanzar el pico, la curva muestra una pendiente negativa. Esta caída en la curva indica una pérdida de resistencia de la estructura a medida que se deforma.

Analizar los desplazamientos relativos(deriva): El análisis proporciona los desplazamientos en cada nivel. La deriva de piso se calcula como la diferencia de desplazamiento entre dos pisos consecutivos, dividida por la altura de ese piso. Estos valores se comparan con los límites normativos.

Chequear los criterios de aceptación a nivel local de cada elemento: Para verificar el cumplimiento de los objetivos de desempeño, se realiza un chequeo riguroso de los criterios de aceptación a nivel local de cada elemento estructural. En este proceso, se comparan las deformaciones (o rotaciones) calculadas para cada rótula plástica con los límites de aceptación definidos por el ASCE/41.

Dado que la NEC-15 no profundiza en todos los aspectos del análisis no lineal, es práctica común complementar sus disposiciones con los criterios de aceptación explícitos de la ASCE/41. Esta norma proporciona valores detallados para niveles de desempeño como Ocupación Inmediata, Seguridad de Vida y prevención de colapso, lo que permite una verificación más precisa y completa del comportamiento de los elementos estructurales.

De esta manera, se asegura que cada elemento cumpla con los objetivos de desempeño establecidos, garantizando la respuesta esperada de la estructura ante un sismo.

CAPITULO IV: DESCRIPCION DETALLADA DE LA ESTRUCTURA CASO DE ESTUDIO

4.1 Descripción detallada de la Estructura caso de estudio

4.1.1 Información general y ubicación.

Ubicación y Sismicidad: la Estructura se encuentra en Ecuador, en el Sur de la ciudad de Quito, en la Parroquia la Magdalena.

Función: el edificio está destinado a oficinas.

4.1.2 Geometría general:

La estructura tiene geometría rectangular en planta, y tiene 8 pisos.

Los Pisos 1 al 8 tienen una altura de entrepiso de 3.00 m. En la dirección X se compone de 5 vanos de 6.00 m con voladizos de 0.90 m. En la dirección Y se compone de 2 vanos de 5.50 m con voladizos de 1.50 m.

4.1.3 Sistema estructural:

Tipo de sistema: Es un sistema aporticado en la dirección X e Y.

4.1.4 Dimensiones de los elementos:

A continuación, se detallan las secciones de los elementos estructurales principales por pisos.

Tabla 13: Secciones de los elementos estructurales.

NIVEL DE DESEMPEÑO DE SEGURIDAD DE VIDA			
Nivel(es)	Sección de Vigas (b x h)	Sección de Columnas (b x h)	Espesor de losa Nervada (e)
Piso 1 al 8	0.40×0.55 m	0.75×0.90 m	0.30 m
NIVEL DE DESEMPEÑO DE OCUPACION INMEDIATA			
Nivel(es)	Sección de Vigas (b x h)	Sección de Columnas (b x h)	Espesor de losa Nervada (e)
Piso 1 al 8	0.50×0.70 m	1.10×1.40 m	0.30 m
NIVEL DE DESEMPEÑO DE PREVENCION DE COLAPSO			
Nivel(es)	Sección de Vigas (b x h)	Sección de Columnas (b x h)	Espesor de losa Nervada (e)
Piso 1 al 8	0.40×0.60 m	0.80×0.95 m	0.30 m

Fuente: Elaboración Propia

4.1.5 Materiales:

- Hormigón Armado:
  - Resistencia a la compresión (fc′): para los diferentes elementos estructurales (columnas, vigas, losas) se usa un f'c=240 Kg/cm2
  - Límite de fluencia (fy) del acero de refuerzo Fy=4200 Kg/cm2.

4.1.6 Cargas y criterios de diseño:

- **Normativa Aplicada:** N**orma de diseño** utilizada NEC-15, ASCE 41/17, SEOAC 1995
- **Cargas Gravitacionales:**
  - **Carga muerta (permanente):** Los pesos están calculados por metro cuadrado.

4.1.6.1 Carga muerta LOSA 1er piso:

A continuación, se presentan las cargas que se ingresarán en el software ETABS para el modelado:

Tabla 14: Cargas en losa Maciza equivalente de primer piso

CARGAS EN LOSA MACIZA EQUIVALENTE DE PRIMER PISO		
CARGA MUERTA	LOSA MACIZA	0.322 T/m2
CARGA VIVA	Oficinas	0.245 T/m2
	Corredores y gradas	0.489m2

Fuente: Elaboración Propia

4.1.6.2 Carga muerta LOSA 2do piso al 7mo piso:

A continuación, se presentan las cargas que se ingresarán en el software ETABS para el modelado:

Tabla 15: Cargas en losa maciza equivalente de 2do piso-7mo piso

CARGAS EN LOSA MACIZA EQUIVALENTE DE 2DO PISO-7MO PISO		
CARGA MUERTA	LOSA MACIZA	0.322 T/m2
CARGA VIVA	Oficinas	0.245 T/m2
	Corredores y gradas	0.408T/m2

Fuente: Elaboración Propia

4.1.6.3 Carga muerta LOSA 8vo piso o cubierta Inaccesible:

A continuación, se presentan las cargas que se ingresarán en el software ETABS para el modelado:

Tabla 16: Cargas en losa maciza equivalente

CARGAS EN LOSA MACIZA EQUIVALENTE DE 8VO PISO (CUBIERTA INACCESIBLE)		
CARGA MUERTA	**LOSA MACIZA**	**0.096 T/m2**
CARGA VIVA	**Cubierta**	**0.71 T/m2**

Fuente: Elaboración Propia

4.1.7 Carga viva:

En la losa del primer piso en base a la tabla se considera una carga viva de oficinas de 2.4/9.81= 0.245 T/m2, y en los corredores y gradas una carga viva de 4.8/9.81= 0.489 T/m2

En la losa del segundo piso al séptimo piso en base a la tabla se considera una carga viva de oficinas de 2.4/9.81= 0.245 T/m2, y en los corredores y gradas una carga viva de 4.0/9.81= 0.408 T/m2

En la losa del octavo piso o cubierta en base a la tabla se considera una carga viva de cubierta plana de 0.70/9.81= 0.071 T/m2.

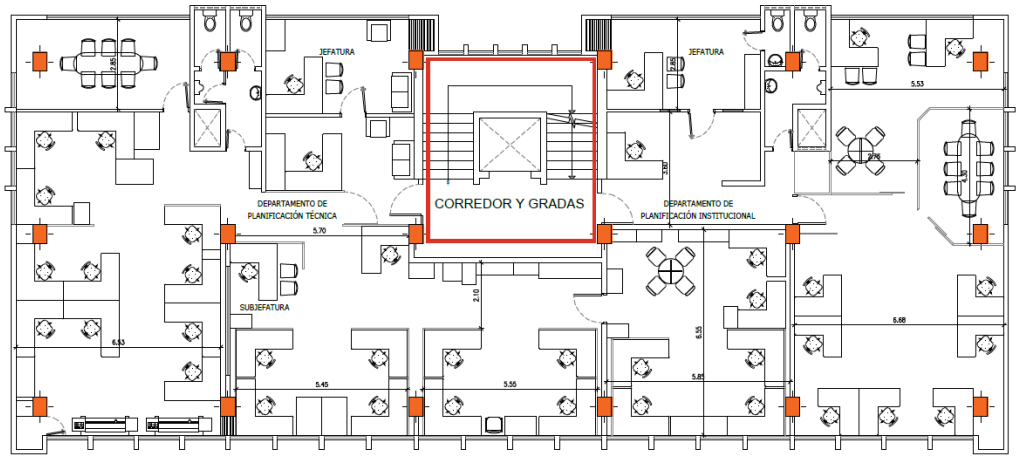
Tabla 17: Cargas vivas en edificios de oficinas

Ocupación o Uso	Carga uniforme (kN/m^2)	Carga concentrada (kN)
Cubiertas		
Cubiertas planas, inclinadas y curvas	0.70	
Edificios de oficinas		
Salas de archivo y computación (se diseñará para la mayor carga prevista)		
Áreas de recepción y corredores del primer piso	4.80	9.00
Oficinas	2.40	9.00
Corredores sobre el primer piso	4.00	9.00

Fuente: (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda(MIDUVI) C. d., 2015)

En la figura a continuación se muestra las áreas en donde se colocarán las cargas vivas de oficinas y gradas-corredores.

Figura 13. Losa de piso arquitectónica: oficinas y corredor-gradas



Fuente: elaboración propia

Tabla 18: Resumen de cargas sobre losa equivalente para software ETABS.

CARGAS EN LOSA MACIZA EQUIVALENTE DE PRIMER PISO		
CARGA MUERTA	**LOSA MACIZA**	**0.322 T/m2**
CARGA VIVA	**Oficinas**	**0.245 T/m2**
	Corredores y gradas	**0.489 T/m2**
CARGAS EN LOSA MACIZA EQUIVALENTE DE 2DO PISO-7MO PISO		
CARGA MUERTA	**LOSA MACIZA**	**0.322 T/m2**
CARGA VIVA	**Oficinas**	**0.245 T/m2**
	Corredores y gradas	**0.408 T/m2**
CARGAS EN LOSA MACIZA EQUIVALENTE DE 8VO PISO (CUBIERTA INACCESIBLE)		
CARGA MUERTA	**LOSA MACIZA**	**0.096 T/m2**
CARGA VIVA	**Cubierta**	**0.071 T/m2**

Fuente: Elaboración Propia

4.1.8 Parámetros de Diseño:

Ubicación Quito, Factor de zona sísmica Z=0.4

Suelo Tipo “D”

Fa=1.20

Fd=1.19

Fs=1.28

η=2.48; para Provincias de la Sierra, en este caso es Pichincha

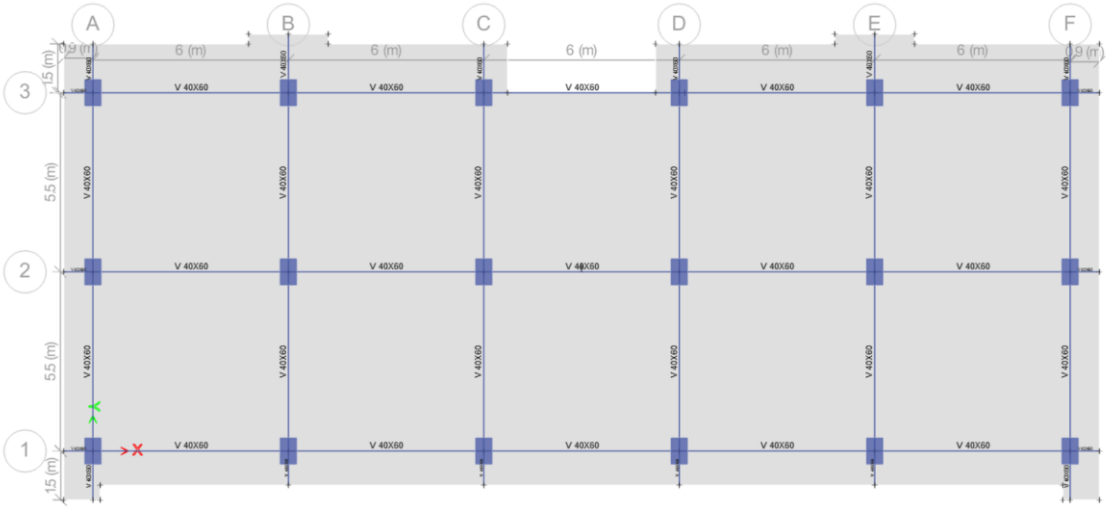
r=1; en este caso para suelo tipo D

I=1; coeficiente de importancia, para estructuras de uso normal como son las oficinas

ϕp=1; coeficiente de irregularidad en planta

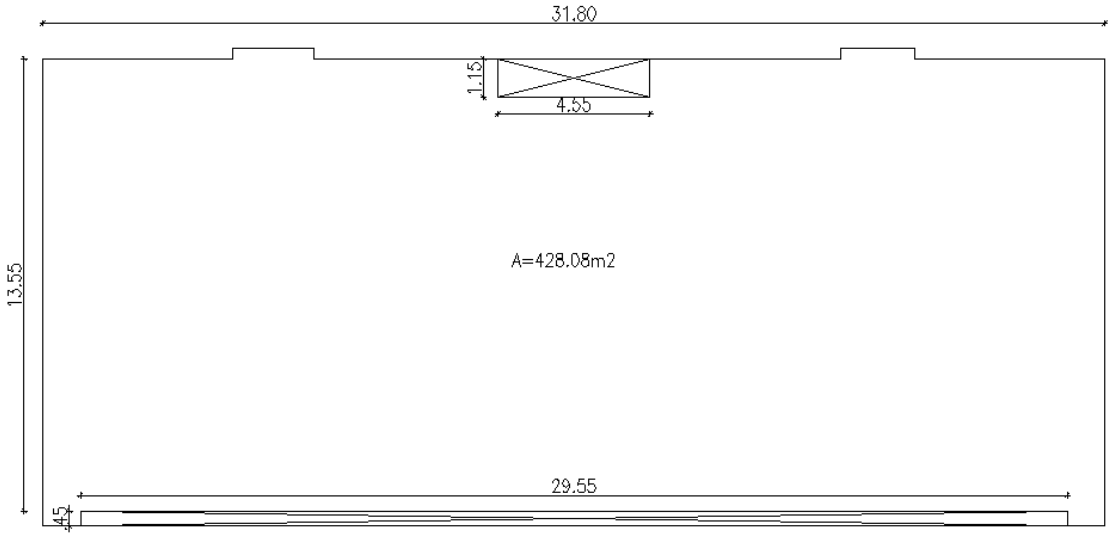
Masa Sísmica: 100% de la carga muerta + 25% de la carga viva

Figura 14. Losa de entrepiso tipo



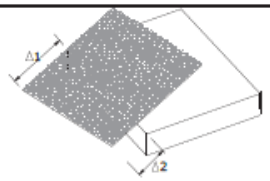
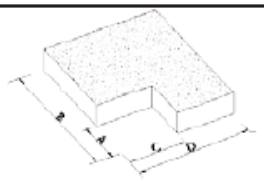
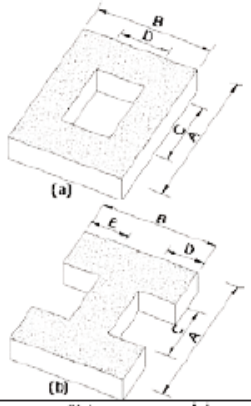
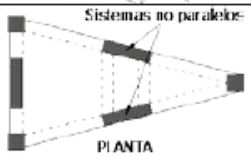
Fuente: Elaboración propia

Figura 15. Planta con dimensiones para determinar si existe irregularidad en planta



Fuente: Elaboración propia

Figura 16. Tipos de irregularidad en planta según NEC 15

Tipo 1 - Irregularidad torsional $\phi_{Pi}=0.9$ $\Delta > 1.2\frac{(\Delta 1+\Delta 2)}{2}$ Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.	
Tipo 2 - Retrocesos excesivos en las esquinas $\phi_{Pi}=0.9$ A > 0.15B y C > 0.15D La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.	
Tipo 3 -Discontinuidades en el sistema de piso $\phi_{Pi}=0.9$ a) CxD > 0.5AxB b) [CxD + CxE] > 0.5AxB La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.	
Tipo 4 - Ejes estructurales no paralelos $\phi_{Pi}=0.9$ La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.	
Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.	

Fuente: (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda(MIDUVI) C. d., 2015)

4.1.8.1 Coeficiente de irregularidad en planta:

Evaluamos la irregularidad en planta, en base al tipo 3 Discontinuidades en el sistema de piso:

CxD+CxE > 0.5AxB

4.55x1.15 > 0.5x31.80x13.55

5.23 > 215.45. NO OK. No hay irregularidad en planta.

$$\phi_P = \phi_{PA} \times \phi_{PB}$$

ϕ_{PA}=1 ; mínimo valor ϕ_{Pi} de cada piso i de la estructura en el caso de irregularidades tipo 1, 2 y/o 3

ϕ_{PB}=1; ; mínimo valor ϕ_{Pi} de cada piso i de la estructura en el caso de irregularidades tipo 4

$\phi_P = \phi_{PA} \times \phi_{PB}$ =1x1= 1,

este es el coeficiente de irregularidad en planta: $\phi_P = 1$

4.1.8.2 Coeficiente de irregularidad en elevación:

ϕ_E =1 ; El edificio no presenta irregularidades en elevación.

Este es el coeficiente de irregularidad en elevación: $\phi_E = 1$

CAPITULO V: APLICACIÓN DEL METODO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS (DBD) A LA ESTRUCTURA CASO DE ESTUDIO

Con un diseño previo de la estructura, y definición de las propiedades de los materiales que tendrá la estructura, se realiza el procedimiento del DBD, a la edificación planteada de 8 pisos, se empieza con el desempeño de seguridad de vida.

5.1 DESEMPEÑO DE SEGURIDAD DE VIDA

5.1.1 ANALISIS DBD EN SENTIDO X, NIVEL DE DESEMPEÑO DE SEGURIDAD DE VIDA:

A continuación, se presentan los parámetros derivados de la aplicación del método DBD para el nivel de desempeño de Seguridad de Vida en el sentido longitudinal (X). La Tabla 22 consolida las variables críticas de la estructura sustituta, los cuales sirven como base para el posterior modelado y verificación en el software ETABS.

Tabla 19: Resumen de parámetros de diseño para el método DBD - Nivel de Seguridad de vida (LS) sentido X.

NIVEL DE DESEMPEÑO DE SEGURIDAD DE VIDA SENTIDO X		
Variable	**Parámetros**	
Perfil de desplazamiento de diseño	Altura edificación Hn (m)=	24
	Desplazamiento de diseño Δi(m)=	0.372
ESTRUCTURA SUSTITUTA, sistema de 1 grado de libertad	Desplazamiento Característico Δd(m)=	0.268
	Altura efectiva Heff(m)=	16.05
	Masa efectiva(UTM)=	258.91
	Desplazamiento de fluencia Δy(m)=	0.175
	Ductilidad (μ)=	1.533
	Factor de reducción de demanda sísmica (Rξ)=	1.82
	Periodo Efectivo Teff(s)=	2.7
	Rigidez Efectiva Keff (T/m)=	1401.202
	Cortante Basal V_{DBD} (T)=	376.12
	Cortante Basal V_{DBD} afectado por factor k, en el vector de fuerzas laterales (T)=	339.05

Fuente: Elaboración Propia

Para el nivel de desempeño de Seguridad de Vida (LS), se obtuvo una ductilidad de 1.533 ($\mu > 1$), lo que confirma que la estructura incurre de manera controlada en el rango inelástico ante el sismo de diseño (Tr = 475 años). El desplazamiento característico ($\Delta d = 0.268$ m) supera el umbral de fluencia, lo que deriva en una flexibilización del sistema, alcanzando un periodo efectivo de 2.70 s. Este comportamiento garantiza el cumplimiento de la NEC-15, asegurando que, aunque existan daños estructurales moderados y degradación de la rigidez inicial (quedando en 1401.20 T/m), se preserva la estabilidad de la edificación y la integridad de los ocupantes. La respuesta obtenida valida la eficiencia del método DBD para equilibrar la

demanda de fuerzas con la capacidad de deformación de los pórticos de hormigón armado en la zona de La Magdalena.

Una vez determinado el vector de fuerzas laterales, se procede a la elaboración del modelo en ETABS, a continuación, se describe el procedimiento, para no redundar en todos los niveles de desempeño, se presentará completo, solo en este nivel de desempeño de seguridad de vida, sabiendo que es el mismo para los otros niveles de desempeño de ocupación inmediata y prevención de colapso.

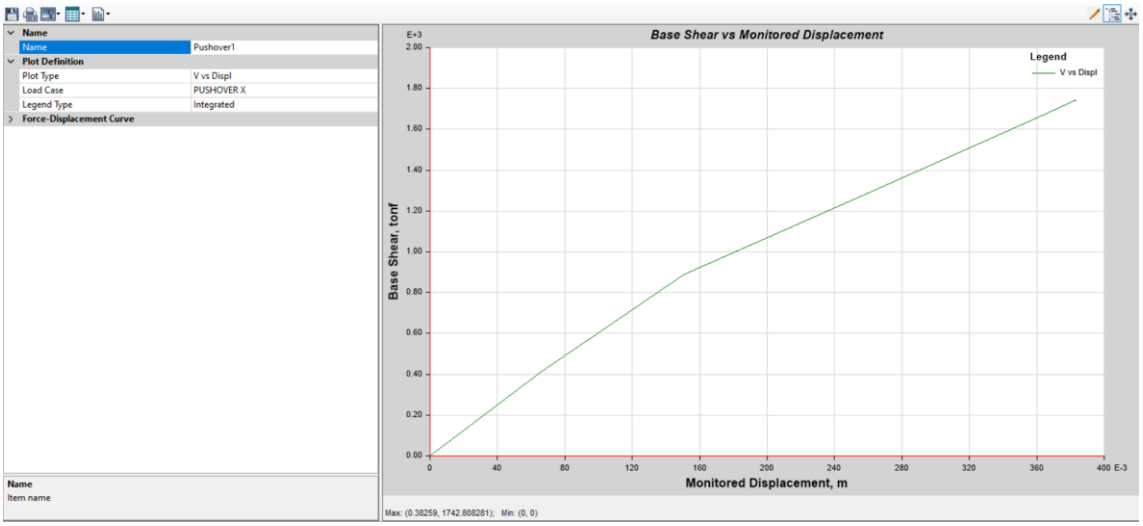
5.1.2 Procedimiento de determinación e ingreso de parámetros en el software ETABS SENTIDO X - LS

Una vez Ingresadas las secciones transversales, las cargas gravitacionales muerta(D) y viva(L) en cada piso, el vector de fuerzas laterales en cada losa de piso, las combinaciones de carga, la fuente de masas D+0.25L, la armadura de acero y los criterios de aceptación, se procede a correr el programa, para que este genere la curva de capacidad y las rotulas plásticas que se forman. El proceso detallado se muestra en los anexos.

A continuación, se presentan los resultados arrojados por el programa ETABS, para analizarlos.

5.1.3 Verificación de la Capacidad Estructural mediante Análisis Pushover ANALISIS SENTIDO X SEGURIDAD DE VIDA

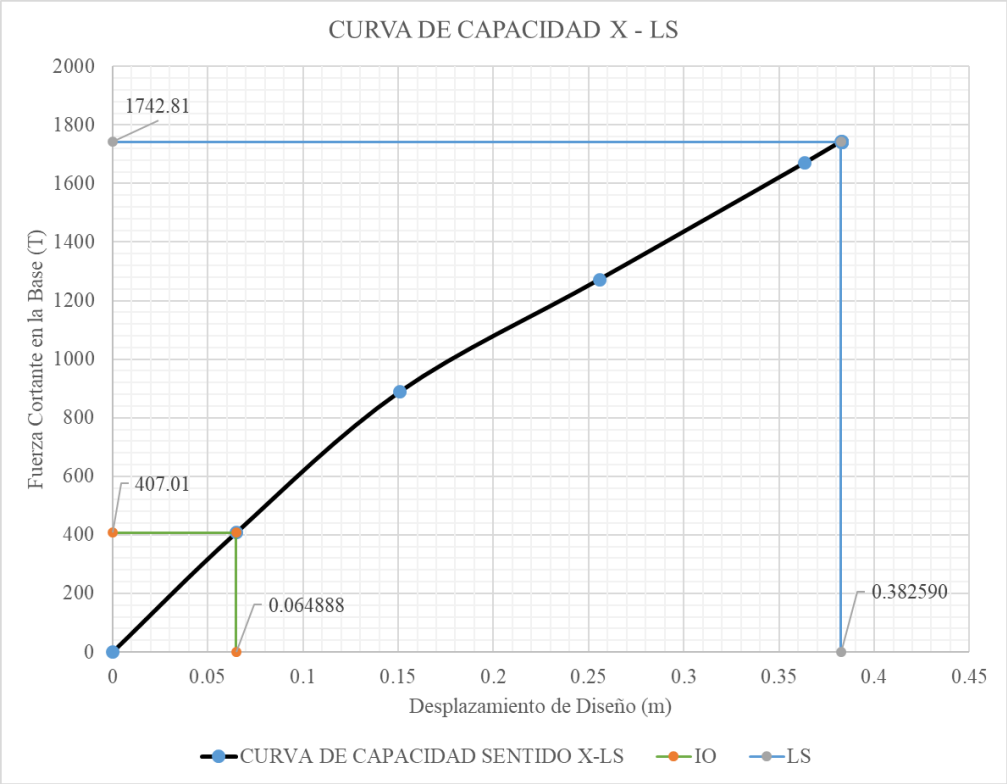
Figura 17. Curva de capacidad sentido X para el nivel de desempeño de seguridad de vida



Fuente: ETABS

En la figura anterior, se presenta la curva de Capacidad X-LS obtenida del software ETABS, y para visualizarla de mejor manera se la grafica en este formato que se presenta a continuación:

Figura 18. Curva de Capacidad X-LS



Fuente: Elaboración propia

La Figura Fuerza Cortante en la Base vs Desplazamiento de diseño, relaciona la fuerza total aplicada a la base (Fuerza Cortante en la Base) con el desplazamiento en la cubierta (Desplazamiento de diseño) y, crucialmente, el número acumulado de rótulas plásticas en cada nivel de desempeño.

El desplazamiento de diseño es el desplazamiento de la cubierta en metros. Esto representa el eje X de la curva de capacidad. Aumenta de 0 a 0.383 m (aproximadamente 38 cm).

La fuerza Cortante en la Base, es la fuerza cortante basal que la estructura está resistiendo en cada paso, representada por el eje Y de la curva de capacidad.

En este caso se pueden distinguir tres niveles de desempeño, el de ocupación inmediata con un desplazamiento de 0.06489m con una fuerza cortante en la base de 407.01 T, y el nivel de desempeño de seguridad de vida con un desplazamiento de 0.38259m con una fuerza cortante en la base de 1742.81 T.

Identificación del desempeño y Colapso.

Las columnas clave son las que marcan el número de rótulas plásticas que se han formado en los diferentes niveles de desempeño. De esta tabla se ha generado la curva de capacidad sentido X presentada anteriormente.

Tabla 20: Fuerza Cortante en la Base vs Desplazamiento de Diseño sentido X-LS

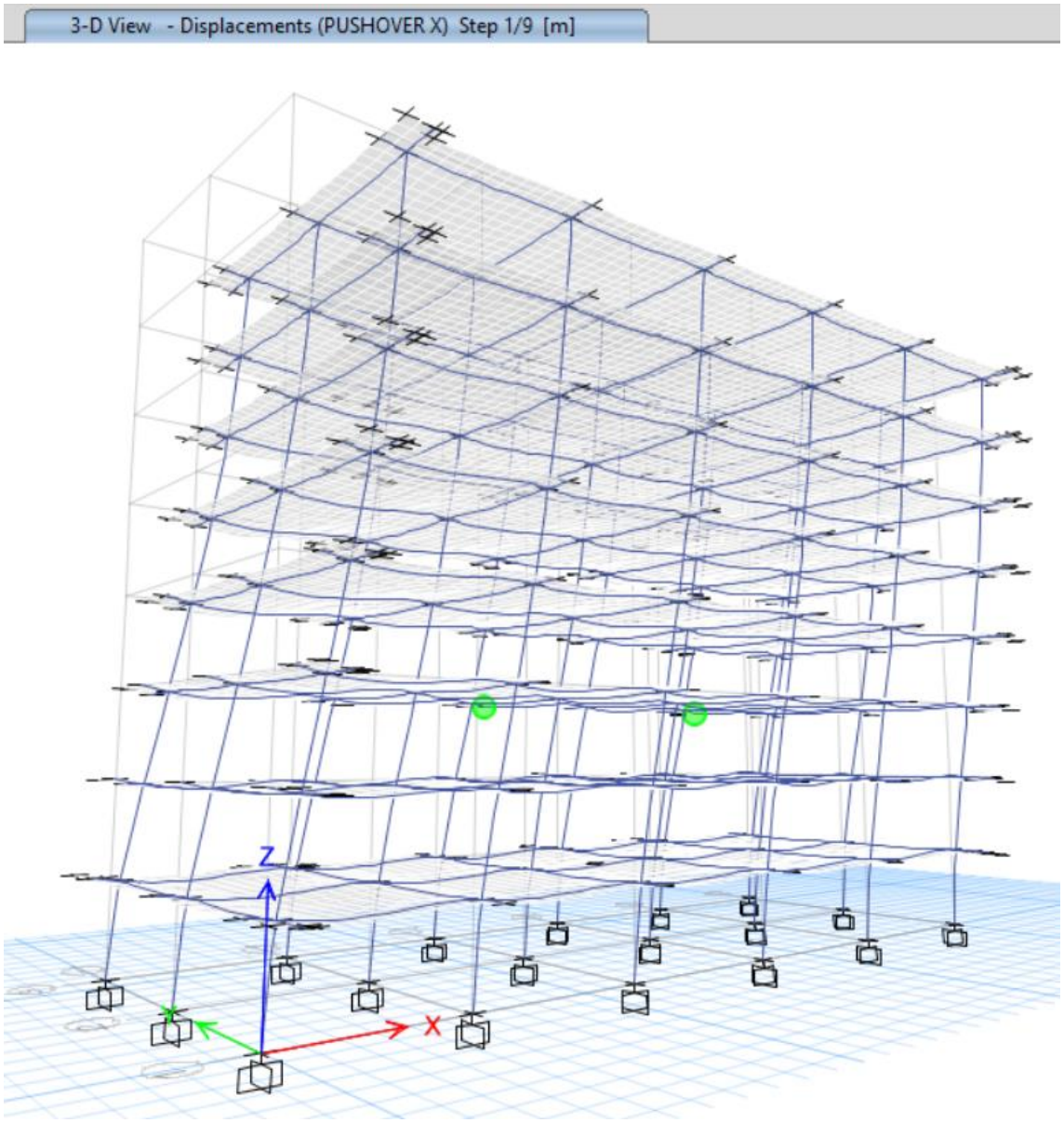
Fuerza Cortante en la Base vs Desplazamiento de Diseño						
Paso	**Desplazamiento de Diseño**	**Fuerza Cortante en la base**	**A-B**	**B-C**	**C-D**	**D-E**
	m	tonf	**A-IO**	**IO-LS**	**LS-CP**	**>CP**
0	0	0	720	0	0	0
1	0.064888	407.0054	718	2	0	0
2	0.150823	888.7624	537	183	0	0
3	0.25571	1272.0034	491	229	0	0
4	0.36339	1669.6107	461	259	0	0
5	0.38259	1742.8083	460	259	1	0
6	0.382917	1742.711	459	260	1	0
7	0.38294	1742.0758	459	260	1	0
8	0.382986	1739.5283	459	260	1	0
9	0.382987	1739.3649	459	260	1	0

Fuente: Elaboración Propia

Secuencia del daño en la estructura:

En el paso 1, ya se incursiona con 2 rotulas en el nivel de desempeño de ocupación inmediata, en el paso 5 se incursiona con una rotula en el nivel de desempeño de seguridad de vida.

Figura 19. Edificio desplazado en el 1er paso del pushover X , para el nivel de desempeño de seguridad de vida



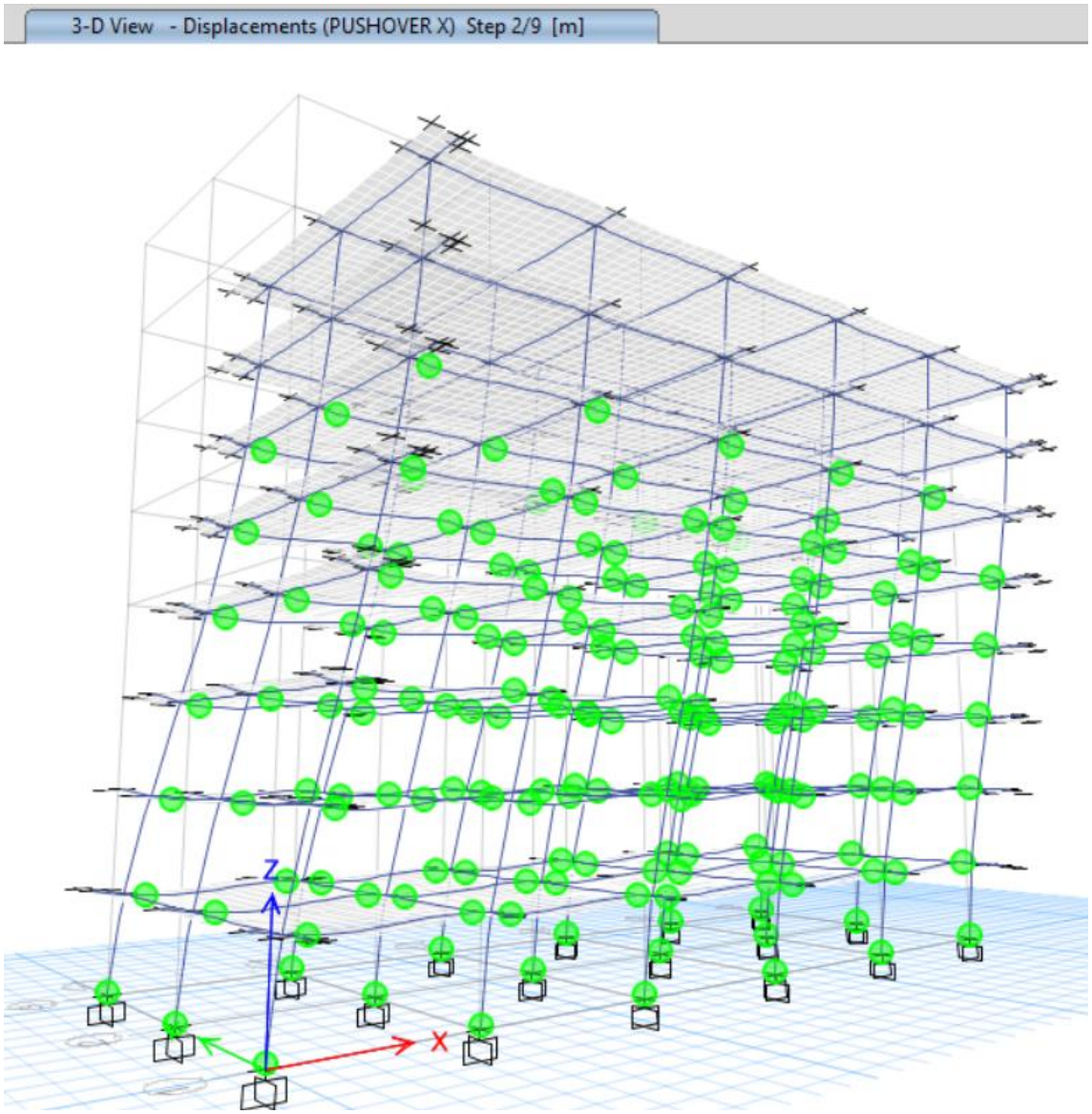
Fuente: ETABS

En el paso 1, 718 extremos de elementos se encuentran en el rango elástico, solo 2 extremos de elementos han alcanzado el Momento de fluencia y han ingresado en el rango No lineal.

El desplazamiento de la parte más alta de la estructura es de 0.0649m y la fuerza cortante basal es de 407.01 T

La estructura se encuentra en el desempeño de ocupación inmediata.

Figura 20. Edificio desplazado en el 2do paso del pushover X, para el nivel de desempeño de seguridad de vida



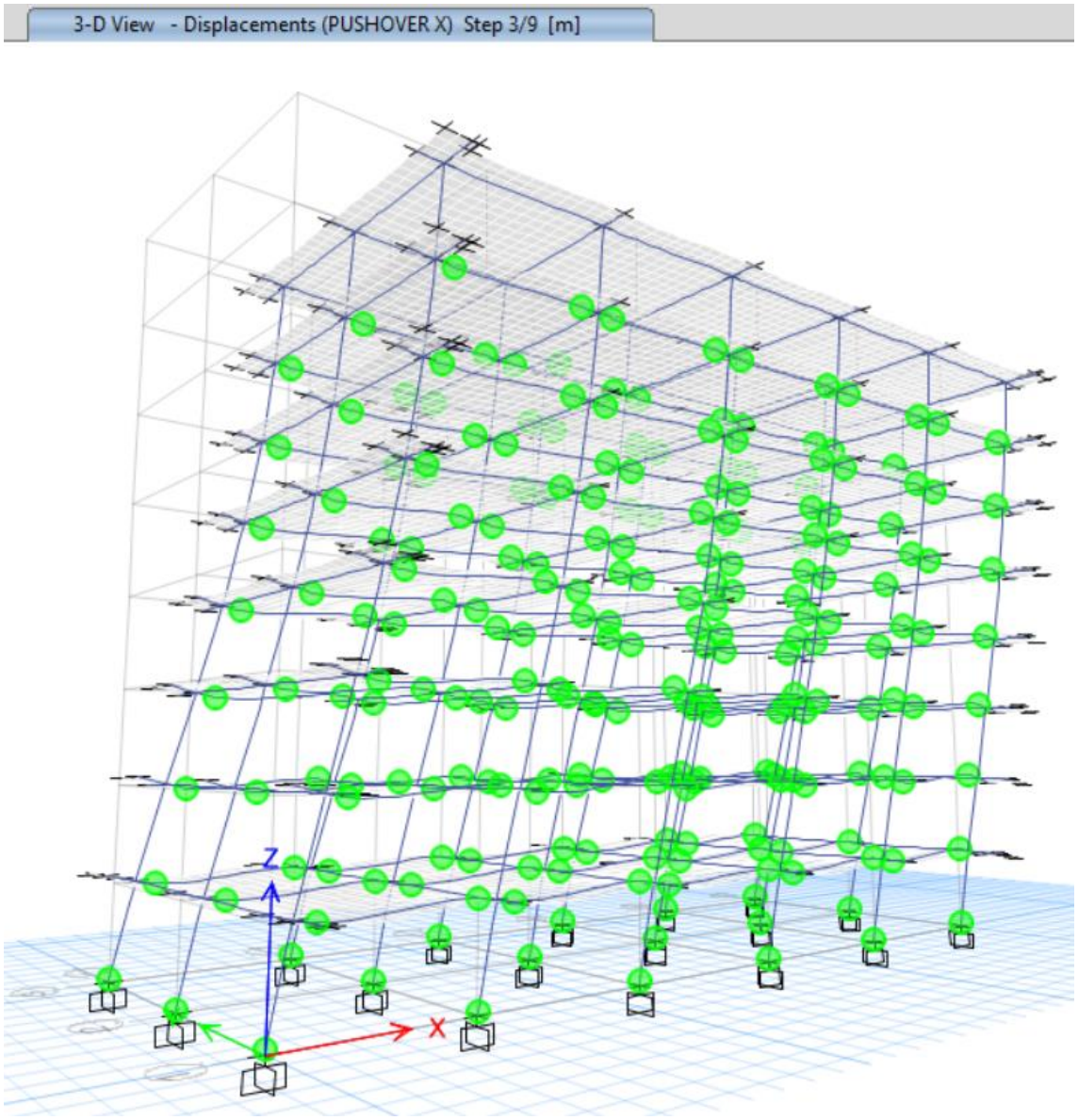
Fuente: ETABS

En el paso 2, 537 extremos de elementos se encuentran en el rango elástico, y 183 extremos de elementos han alcanzado el Momento de fluencia y han ingresado en el rango No lineal.

El desplazamiento de la parte más alta de la estructura es de 0.151m y la fuerza cortante basal es de 888.76 T

La estructura se encuentra en el desempeño de ocupación inmediata.

Figura 21. Edificio desplazado en el 3er paso del pushover X, para el nivel de desempeño de seguridad de vida



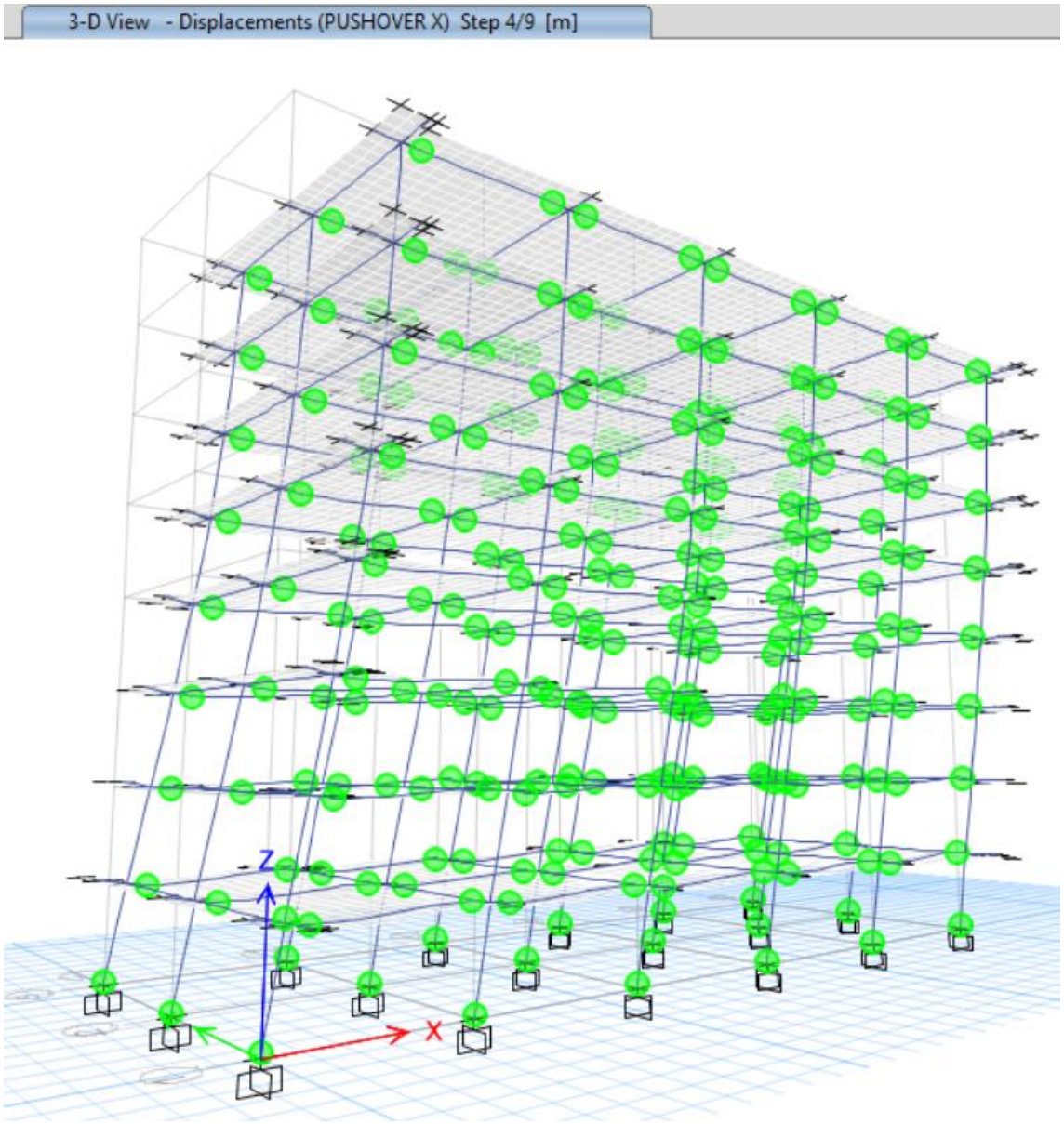
Fuente: ETABS

En el paso 3, 491 extremos de elementos se encuentran en el rango elástico, y 229 extremos de elementos han alcanzado el Momento de fluencia y han ingresado en el rango No lineal.

El desplazamiento de la parte más alta de la estructura es de 0.256m y la fuerza cortante basal es de 1272.00 T

La estructura se encuentra en el desempeño de ocupación inmediata.

Figura 22. Edificio desplazado en el 4to paso del pushover X, para el nivel de desempeño de seguridad de vida



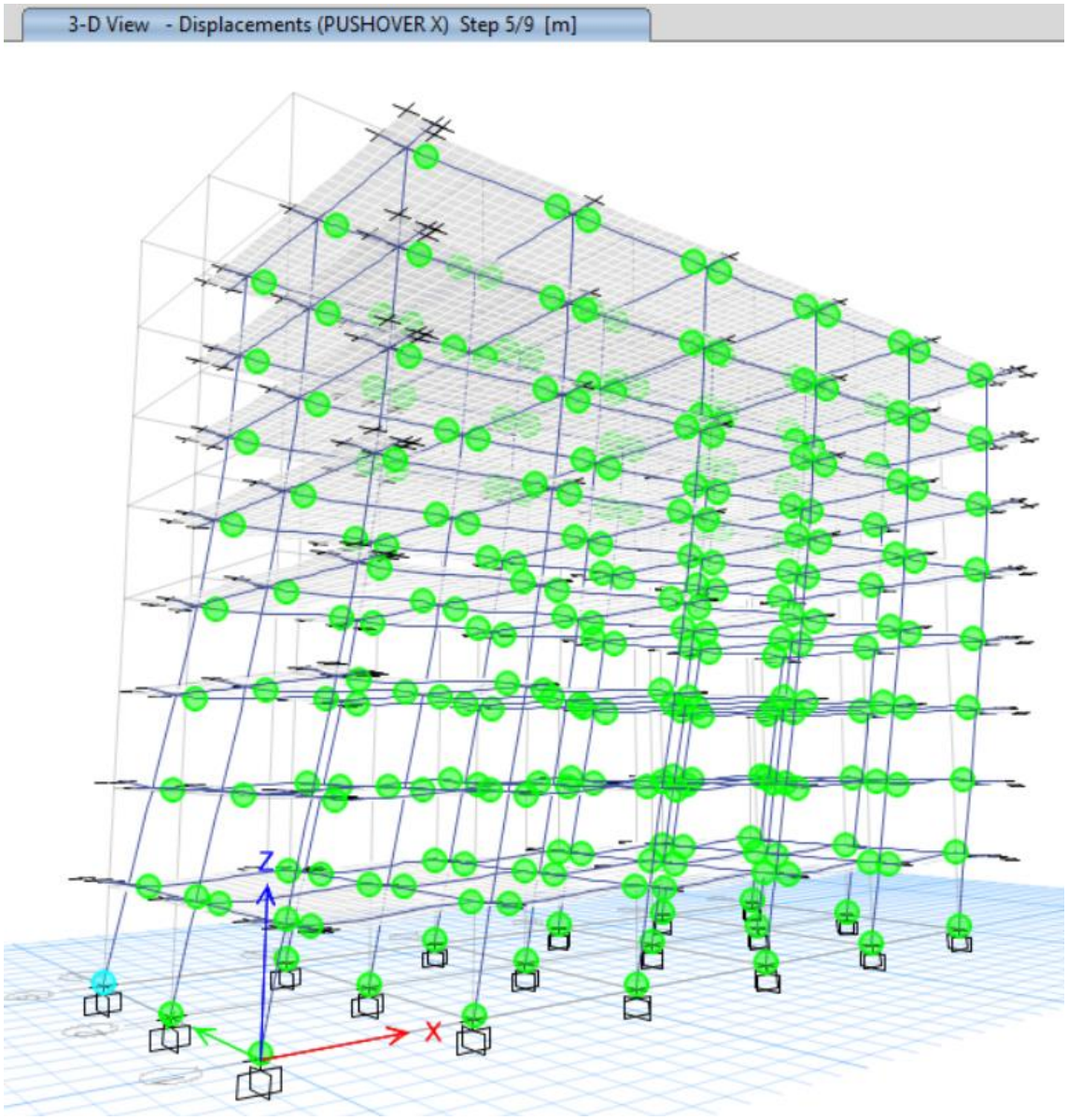
Fuente: ETABS

En el paso 4, 461 extremos de elementos se encuentran en el rango elástico, y 259 extremos de elementos han alcanzado el Momento de fluencia y han ingresado en el rango No lineal.

El desplazamiento de la parte más alta de la estructura es de 0.363m y la fuerza cortante basal es de 1669.611 T

La estructura se encuentra en el desempeño de ocupación inmediata.

Figura 23. Edificio desplazado en el 5to paso del pushover X, para el nivel de desempeño de seguridad de vida



Fuente: ETABS

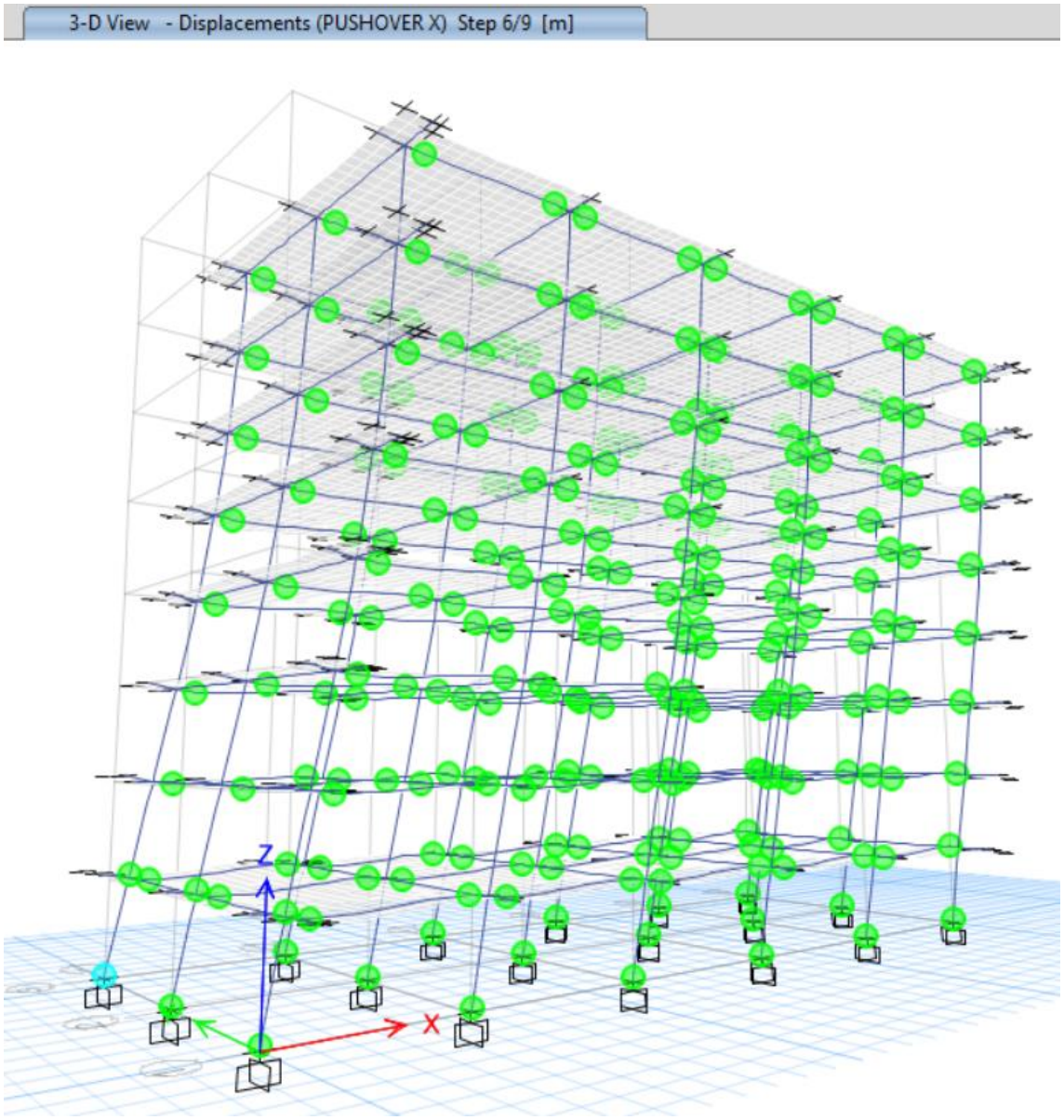
En el paso 5, 460 extremos de elementos se encuentran en el rango elástico, y 259 extremos de elementos han alcanzado el Momento de fluencia y han ingresado en el rango No lineal.

Pero 1 extremo de un elemento se encuentra con una rotula que ha avanzado en el rango no lineal, y ha ingresado en el desempeño de Seguridad de vida.

El desplazamiento de la parte más alta de la estructura es de 0.38259m y la fuerza cortante basal es de 1742.81 T.

La estructura se encuentra en el desempeño de Seguridad de vida.

Figura 24. Edificio desplazado en el 6to paso del pushover X, para el nivel de desempeño de seguridad de vida



Fuente: ETABS

En el paso 6, 459 extremos de elementos se encuentran en el rango elástico, y 260 extremos de elementos han alcanzado el Momento de fluencia y han ingresado en el rango No lineal.

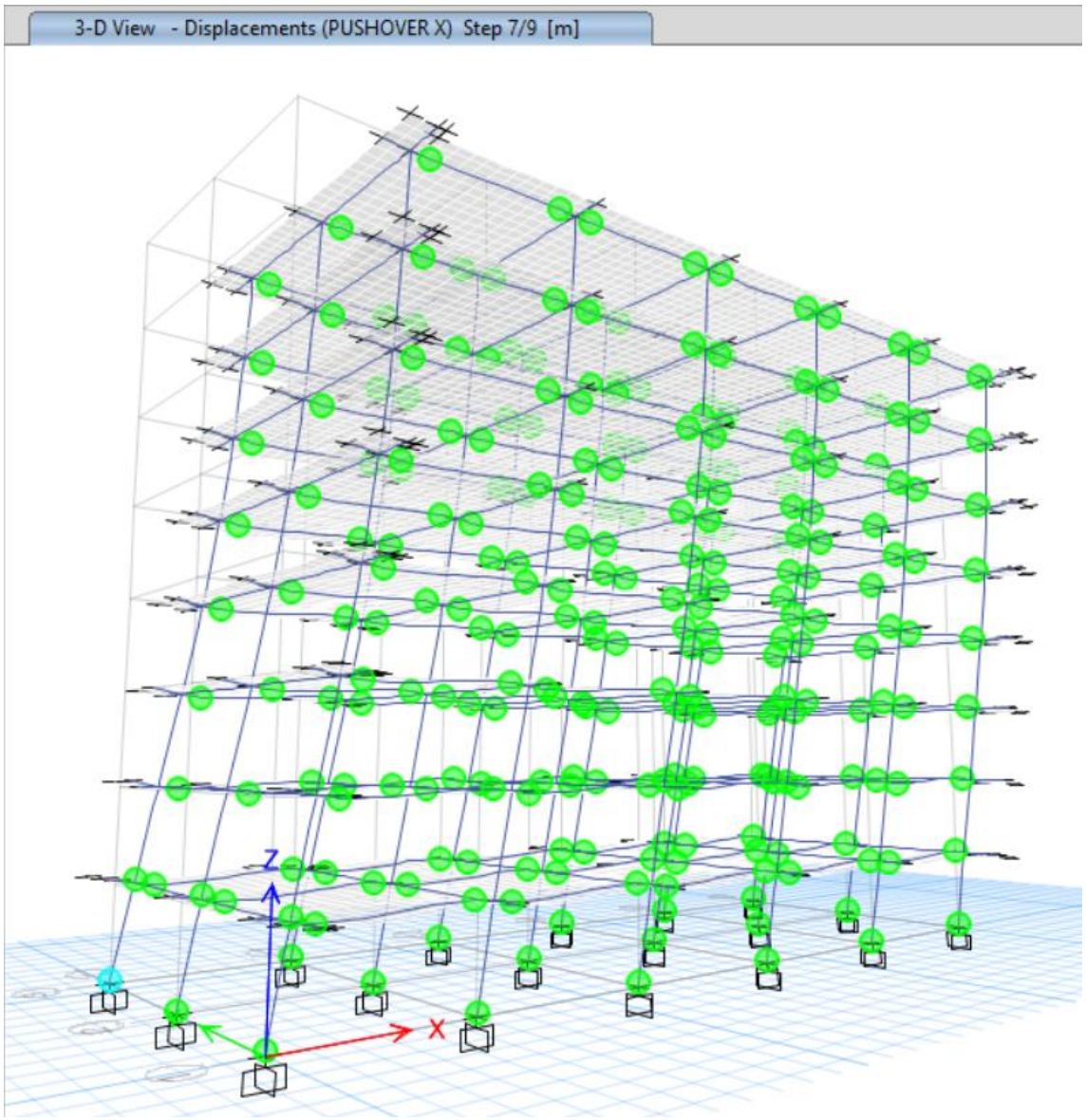
Pero 1 extremo de un elemento se encuentra con una rotula que ha avanzado en el rango no lineal, y ha ingresado en el desempeño de Seguridad de vida.

Este paso marca el inicio de la fase de degradación de la rigidez. El desplazamiento lateral continúa incrementándose a una tasa muy reducida, mientras que se produce una ligera disminución en la capacidad de la fuerza cortante resistida por la base.

El desplazamiento de la parte más alta de la estructura es de 0.382917m y la fuerza cortante basal es de 1742.71 T

La estructura se encuentra en el desempeño de Seguridad de vida.

Figura 25. Edificio desplazado en el 7mo paso del pushover X, para el nivel de desempeño de seguridad de vida



Fuente: ETABS

En el paso 7, al igual que el paso anterior, 459 extremos de elementos se encuentran en el rango elástico, y 260 extremos de elementos han alcanzado el Momento de fluencia y han ingresado en el rango No lineal.

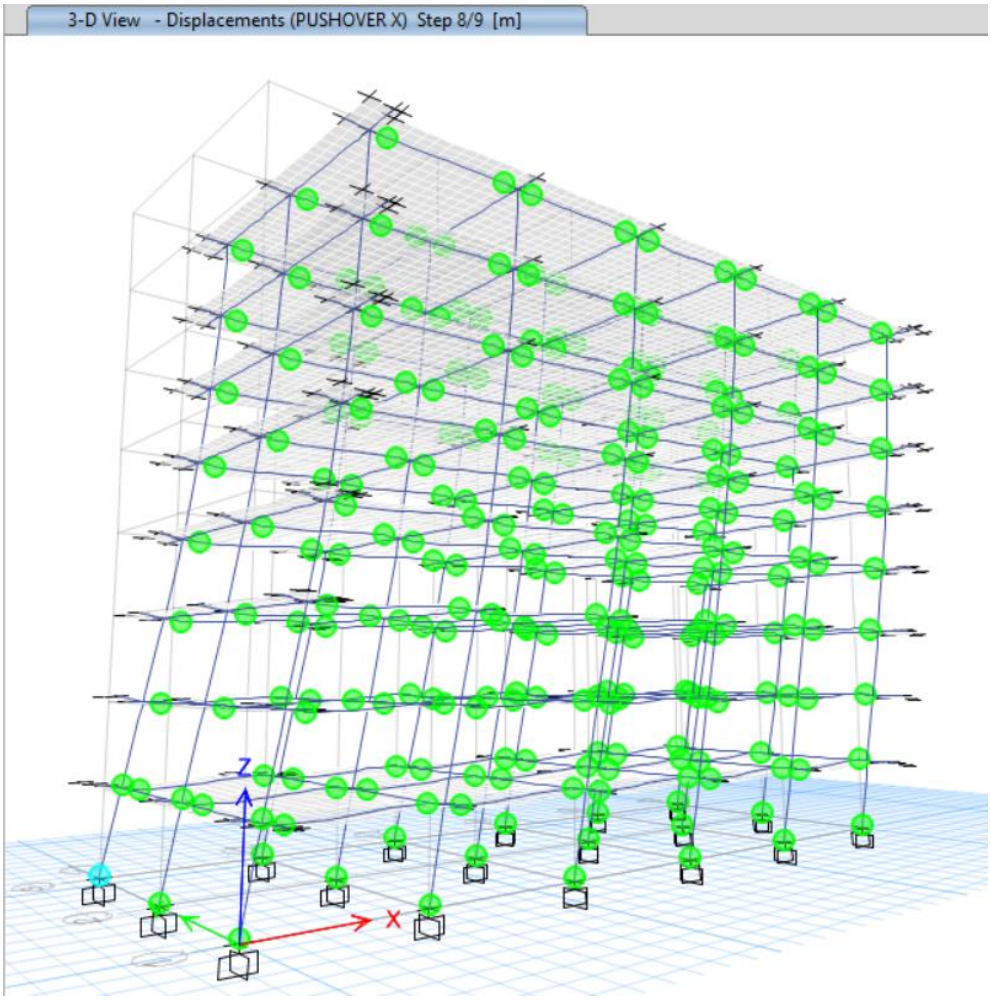
Pero 1 extremo de un elemento se encuentra con una rotula que ha avanzado en el rango no lineal, y ha ingresado en el desempeño de Seguridad de vida.

Continua la fase de degradación de la rigidez. El desplazamiento lateral continúa incrementándose a una tasa muy reducida, mientras que se produce una ligera disminución en la capacidad de la fuerza cortante resistida por la base.

El desplazamiento de la parte más alta de la estructura es de 0.38294m y la fuerza cortante basal es de 1742.08 T

La estructura se encuentra en el desempeño de Seguridad de vida.

Figura 26. Edificio desplazado en el 8vo paso del pushover X, para el nivel de desempeño de seguridad de vida



Fuente: ETABS

En el paso 8, al igual que el paso anterior, 459 extremos de elementos se encuentran en el rango elástico, y 260 extremos de elementos han alcanzado el Momento de fluencia y han ingresado en el rango No lineal.

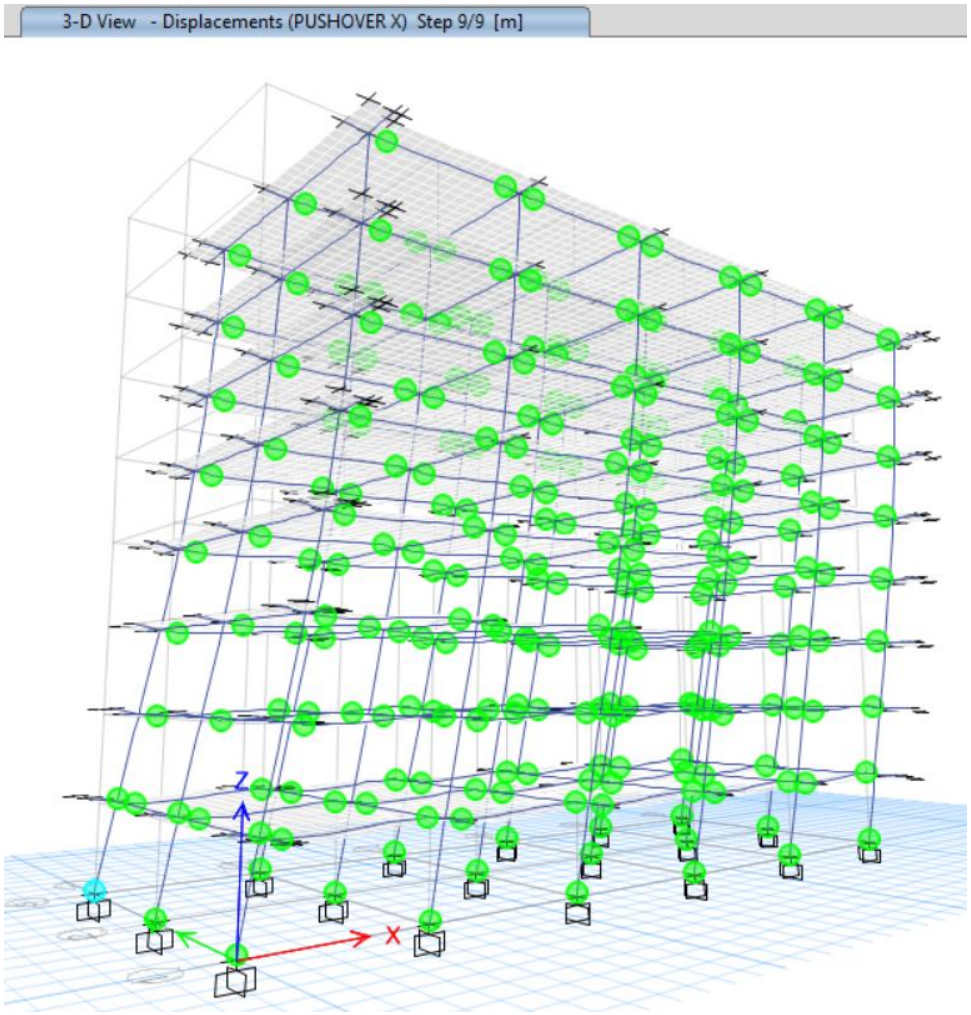
Pero 1 extremo de un elemento se encuentra con una rotula que ha avanzado en el rango no lineal, y ha ingresado en el desempeño de Seguridad de vida.

Continua la fase de degradación de la rigidez. El desplazamiento lateral continúa incrementándose a una tasa muy reducida, mientras que se produce una ligera disminución en la capacidad de la fuerza cortante resistida por la base.

El desplazamiento de la parte más alta de la estructura es de 0.382986m y la fuerza cortante basal es de 1739.53 T

La estructura se encuentra en el desempeño de Seguridad de vida.

Figura 27. Edificio desplazado en el 9no paso del pushover X, para el nivel de desempeño de seguridad de vida



Fuente: ETABS

En el paso 9, al igual que el paso anterior, 459 extremos de elementos se encuentran en el rango elástico, y 260 extremos de elementos han alcanzado el Momento de fluencia y han ingresado en el rango No lineal.

Pero 1 extremo de un elemento se encuentra con una rotula que ha avanzado en el rango no lineal, y ha ingresado en el desempeño de Seguridad de vida.

Continua la fase de degradación de la rigidez. El desplazamiento lateral continúa incrementándose a una tasa muy reducida, mientras que se produce una ligera disminución en la capacidad de la fuerza cortante resistida por la base.

El desplazamiento de la parte más alta de la estructura es de 0.382987m y la fuerza cortante basal es de 1739.36 T

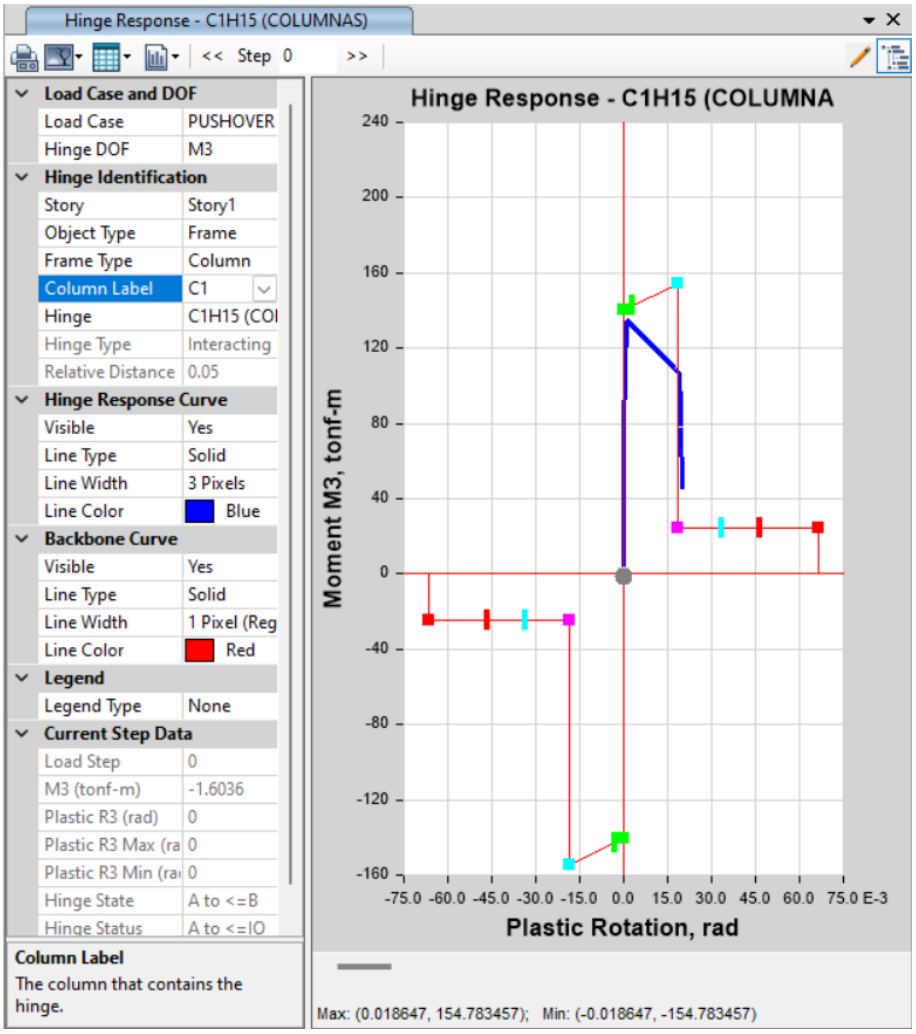
La estructura se encuentra en el desempeño de Seguridad de vida, y próxima a ingresar en el desempeño de prevención al colapso.

Análisis de rotulas plásticas sentido X-LS

El software ETABS realiza una corrección automática de la ductilidad al generar la curva de capacidad del elemento. Los valores de rotación plástica introducidos por el usuario para la definición de la rótula (puntos C, D y E) resultaron ser excesivamente altos para la capacidad física de la sección. Como se evidencia en la curva de respuesta (línea azul), la caída de resistencia no puede ocurrir en un rango de desempeño de Ocupación Inmediata (IO) en una columna bien detallada. Por lo tanto, el programa ejecuta un análisis interno para determinar la capacidad real de deformación de la columna bajo la carga axial específica, reajustando los puntos de la curva de definición a una posición físicamente coherente, pero manteniendo la clasificación del daño en función de la capacidad real de la sección.

A continuación, se presenta el modelo de rotula plástica generada por ETABS, para la columna critica, con los criterios de aceptación adoptados.

Figura 28. Respuesta de la rótula plástica en la columna C1H15

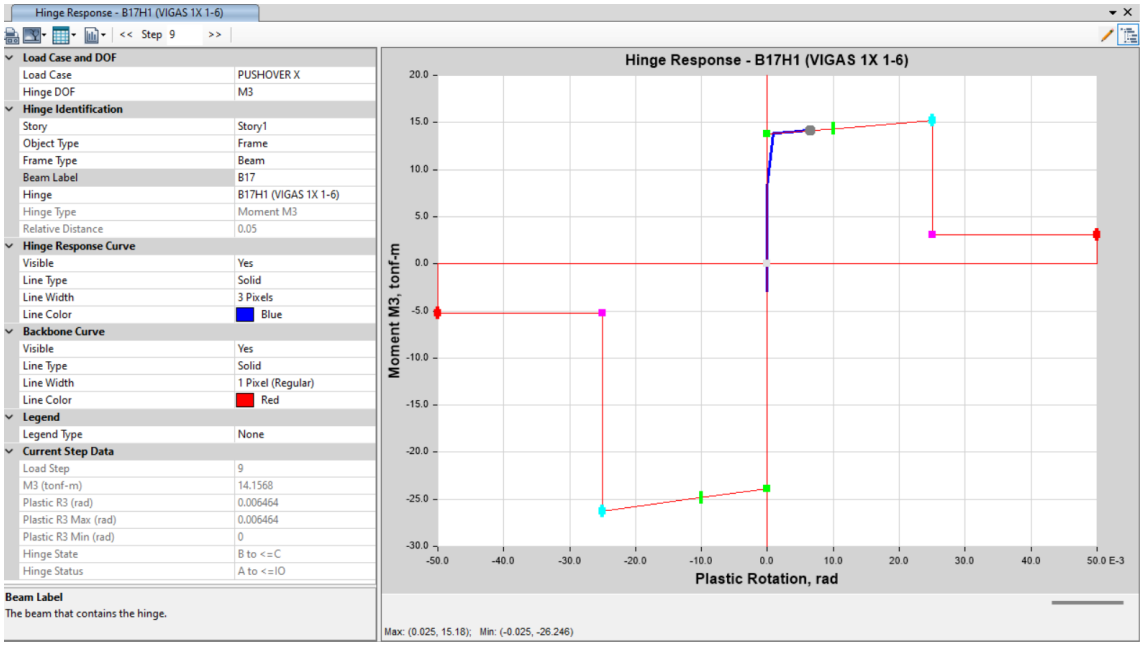


Fuente: ETABS

La rotación máxima que alcanza esta columna en su base es de 0.02021 rad, y se encuentra en el Nivel de desempeño de seguridad de vida, porque ha ingresado en este límite de aceptación representado con el color cian.

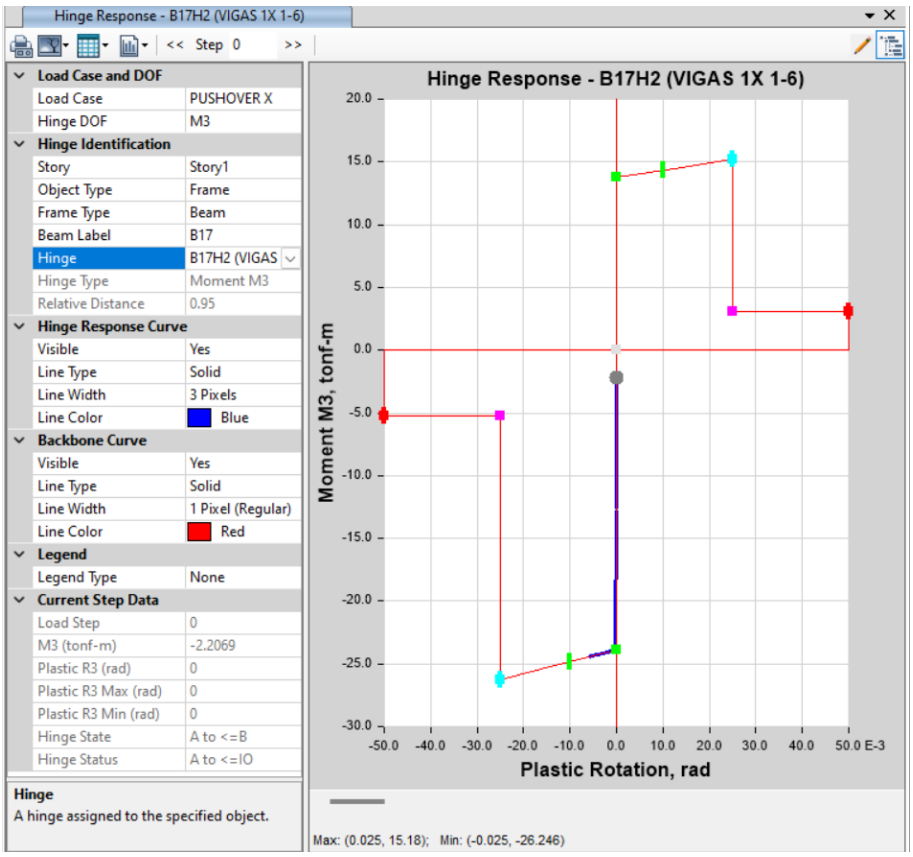
A continuación, se presenta el modelo de rotula plástica generada por ETABS, para la viga critica, con los criterios de aceptación adoptados.

Figura 29. Respuesta de la rótula plástica en la Viga B17



Fuente: ETABS

Figura 30. Respuesta de la rótula plástica en la Viga B17



Fuente: ETABS

La rotación máxima que alcanza esta viga en su extremo izquierdo es de 0.006464 rad, y en su extremo derecho es de -0.005846 rad, y se encuentran en el Nivel de desempeño de Ocupación inmediata.

5.1.4 ANALISIS DBD EN SENTIDO Y, NIVEL DE DESEMPEÑO DE SEGURIDAD DE VIDA:

A continuación, se presentan los parámetros derivados de la aplicación del método DBD para el nivel de desempeño de Seguridad de Vida en el sentido longitudinal (Y). La Tabla 24 consolida las variables críticas de la estructura sustituta, los cuales sirven como base para el posterior modelado y verificación en el software ETABS.

Tabla 21: Resumen de parámetros de diseño para el método DBD - Nivel de Seguridad de vida (LS) sentido Y.

NIVEL DE DESEMPEÑO DE SEGURIDAD DE VIDA SENTIDO Y		
Variable	**Parámetros**	
Perfil de desplazamiento de diseño	Altura edificación Hn (m)=	24
	Desplazamiento de diseño Δi(m)=	0.372
ESTRUCTURA SUSTITUTA, sistema de 1 grado de libertad	Desplazamiento Característico Δd(m)=	0.268
	Altura efectiva Heff(m)=	16.05
	Masa efectiva(UTM)=	258.91
	Desplazamiento de fluencia Δy(m)=	0.16
	Ductilidad (μ)=	1.673
	Factor de reducción de demanda sísmica (Rξ)=	1.92
	Periodo Efectivo Teff(s)=	2.85
	Rigidez Efectiva Keff (T/m)=	1259.044
	Cortante Basal V_{DBD} (T)=	337.96
	Cortante Basal V_{DBD} afectado por factor k, en el vector de fuerzas laterales (T)=	304.652

Fuente: Elaboración Propia

Para el nivel de desempeño de Seguridad de Vida (LS), en el sentido Y, se obtuvo una ductilidad de 1.673 ($\mu > 1$), confirmando la incursión controlada en el rango inelástico. La flexibilización del sistema en esta dirección alcanza un periodo efectivo de 2.85 s, el más alto registrado para este estado, lo que permite equilibrar la demanda sísmica con una rigidez efectiva de 1259.04 T/m, se preserva la estabilidad de la edificación y la integridad de los ocupantes. La respuesta obtenida valida la eficiencia del método DBD para equilibrar la demanda de fuerzas con la capacidad de deformación de los pórticos de hormigón armado en la zona de La Magdalena.

5.1.5 Procedimiento de determinación e ingreso de parámetros en el software ETABS SENTIDO Y - LS

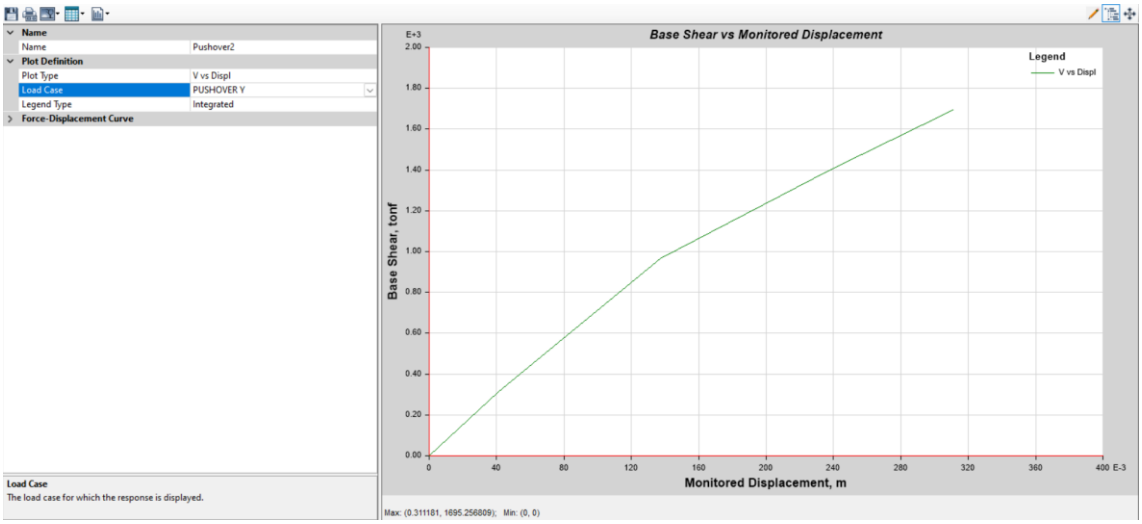
Una vez Ingresadas las secciones transversales, las cargas gravitacionales muerta(D) y viva(L) en cada piso, el vector de fuerzas laterales en cada losa de piso, las combinaciones de carga, la fuente de masas D+0.25L, la armadura de acero y los criterios de aceptación, se procede a correr el programa, para que este genere la

curva de capacidad y las rotulas plásticas que se forman. El proceso detallado se muestra en los anexos.

A continuación, se presentan los resultados arrojados por el programa ETABS, para analizarlos.

5.1.6 Verificación de la Capacidad Estructural mediante Análisis Pushover ANALISIS SENTIDO Y SEGURIDAD DE VIDA

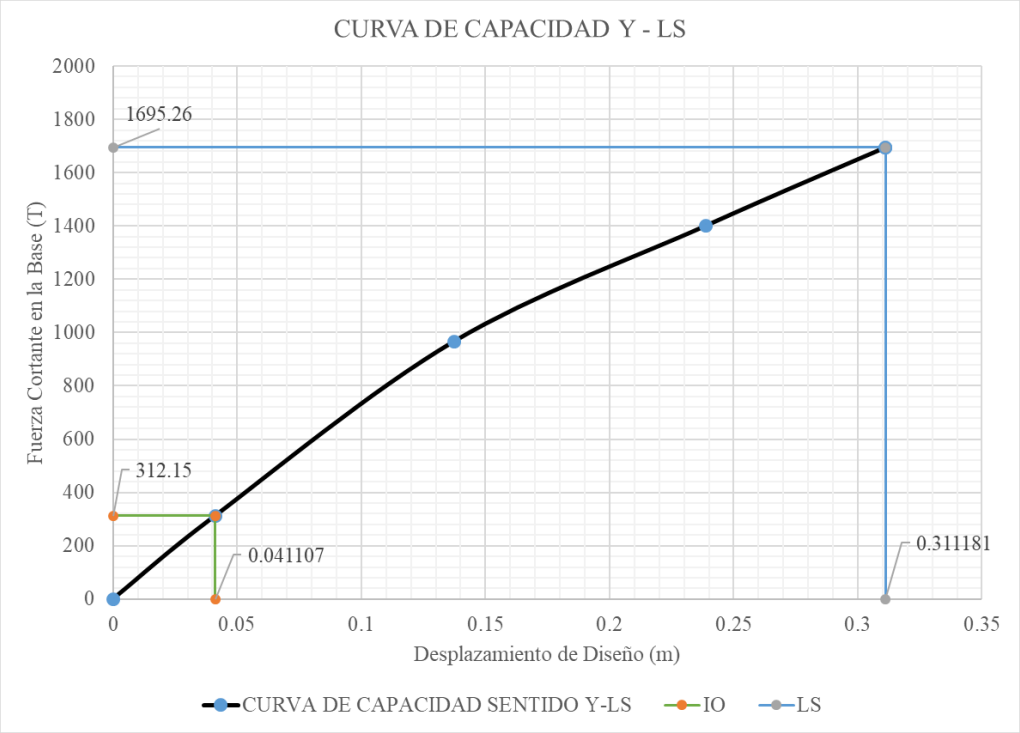
Figura 31. Curva de capacidad sentido Y para el nivel de desempeño de seguridad de vida



Fuente: ETABS

En la figura anterior, se presenta la curva de Capacidad Y-LS obtenida del software ETABS, y para visualizarla de mejor manera se la grafica en este formato que se presenta a continuación:

Figura 32. Curva de Capacidad Y-LS



Fuente: ETABS

La Figura Fuerza Cortante en la Base vs Desplazamiento Monitoreado, relaciona la fuerza total aplicada a la base (Fuerza Cortante en la Base) con el desplazamiento en la cubierta (Desplazamiento de diseño) y, crucialmente, el número acumulado de rótulas plásticas en cada nivel de desempeño.

El desplazamiento de diseño es el desplazamiento de la cubierta en metros. Esto representa el eje X de la curva de capacidad. Aumenta de 0 a 0.311 m (aproximadamente 31 cm).

La fuerza Cortante en la Base, es la fuerza cortante basal que la estructura está resistiendo en cada paso, representada por el eje Y de la curva de capacidad.

En este caso se pueden distinguir dos niveles de desempeño, el de ocupación inmediata con un desplazamiento de 0.0411m con una fuerza cortante en la base de 312.15 T, y el nivel de desempeño de seguridad de vida con un desplazamiento de 0.3112m con una fuerza cortante en la base de 1695.26 T.

Identificación del desempeño y Colapso.

Las columnas clave son las que marcan el número de rótulas plásticas que se han formado en los diferentes niveles de desempeño. De esta tabla se ha generado la curva de capacidad sentido Y presentada anteriormente.

Tabla 22: Fuerza Cortante en la Base vs Desplazamiento de Diseño sentido Y-LS

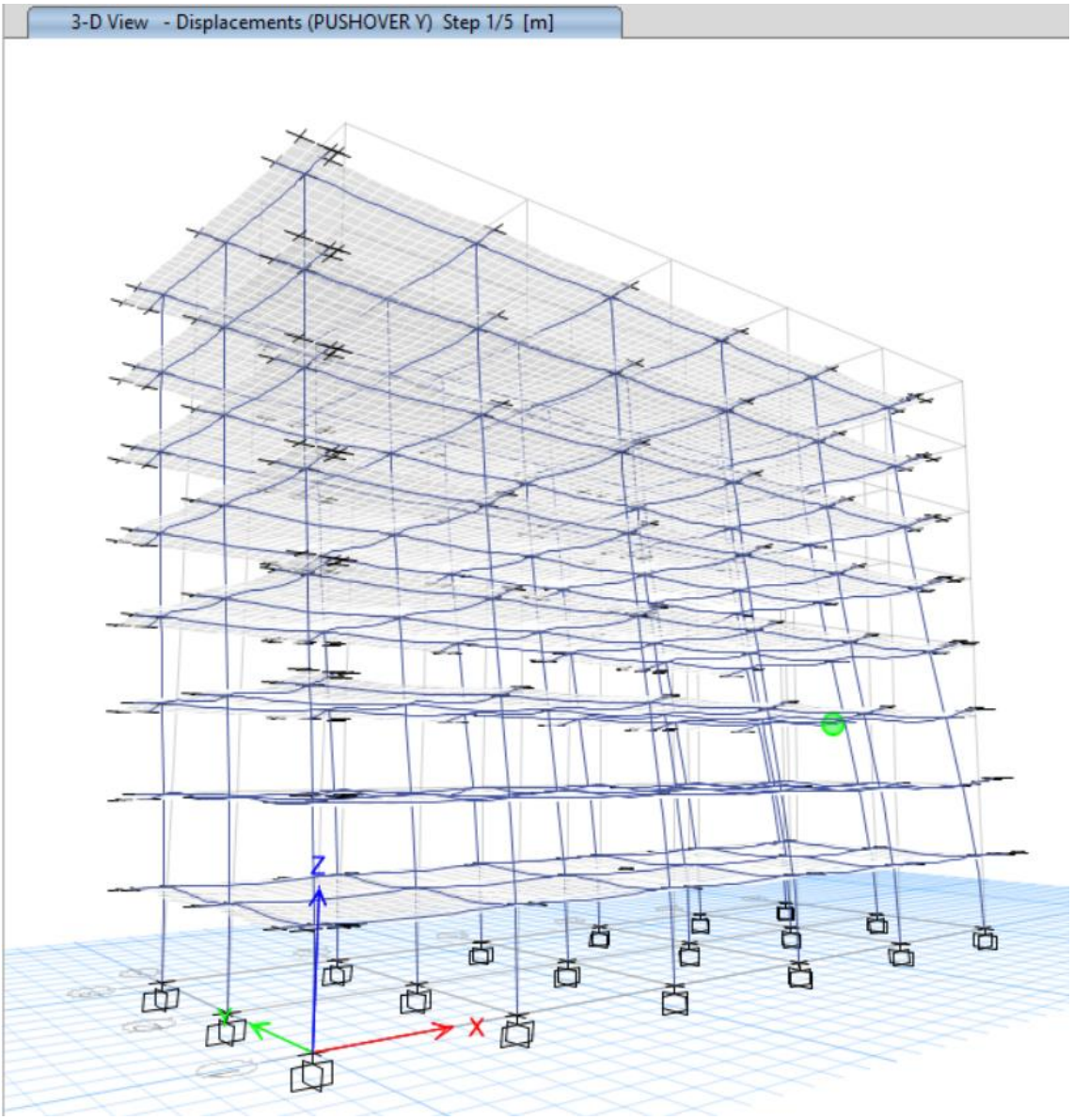
Paso	Desplazamiento de Diseño	Fuerza Cortante en la base	A-B	B-C	C-D	D-E
	m	tonf	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP
0	0	0	720	0	0	0
1	0.041107	312.1479	719	1	0	0
2	0.137333	966.7937	525	195	0	0
3	0.238693	1400.731	505	215	0	0
4	0.311181	1695.2568	495	224	1	0
5	0.311047	1694.2869	494	225	1	0

Fuente: Elaboración Propia

En el paso 1, ya se incursiona con una rotula en el nivel de desempeño de ocupación inmediata, y en el paso 4 se incursiona con una rotula en el nivel de desempeño de seguridad de vida.

Secuencia del daño en la estructura:

Figura 33. Edificio desplazado en el 1er paso del pushover Y, para el nivel de desempeño de seguridad de vida



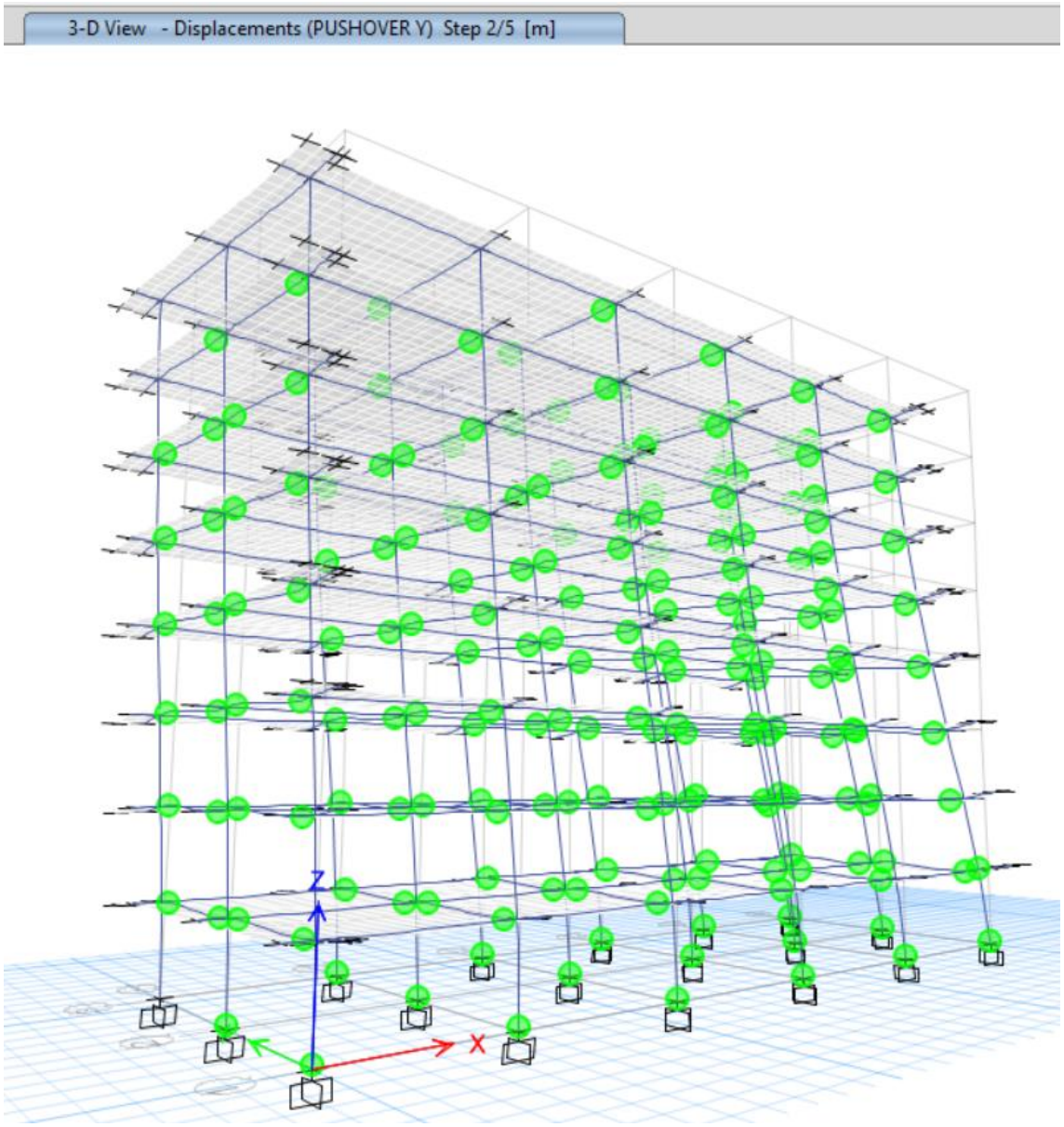
Fuente: ETABS

En el paso 1, 719 extremos de elementos se encuentran en el rango elástico, solo 1 extremo de elemento ha alcanzado el Momento de fluencia y ha ingresado en el rango No lineal.

El desplazamiento de la parte más alta de la estructura es de 0.0411m y la fuerza cortante basal es de 312.15 T.

La estructura se encuentra en el desempeño de ocupación inmediata.

Figura 34. Edificio desplazado en el 2do paso del pushover Y, para el nivel de desempeño de seguridad de vida



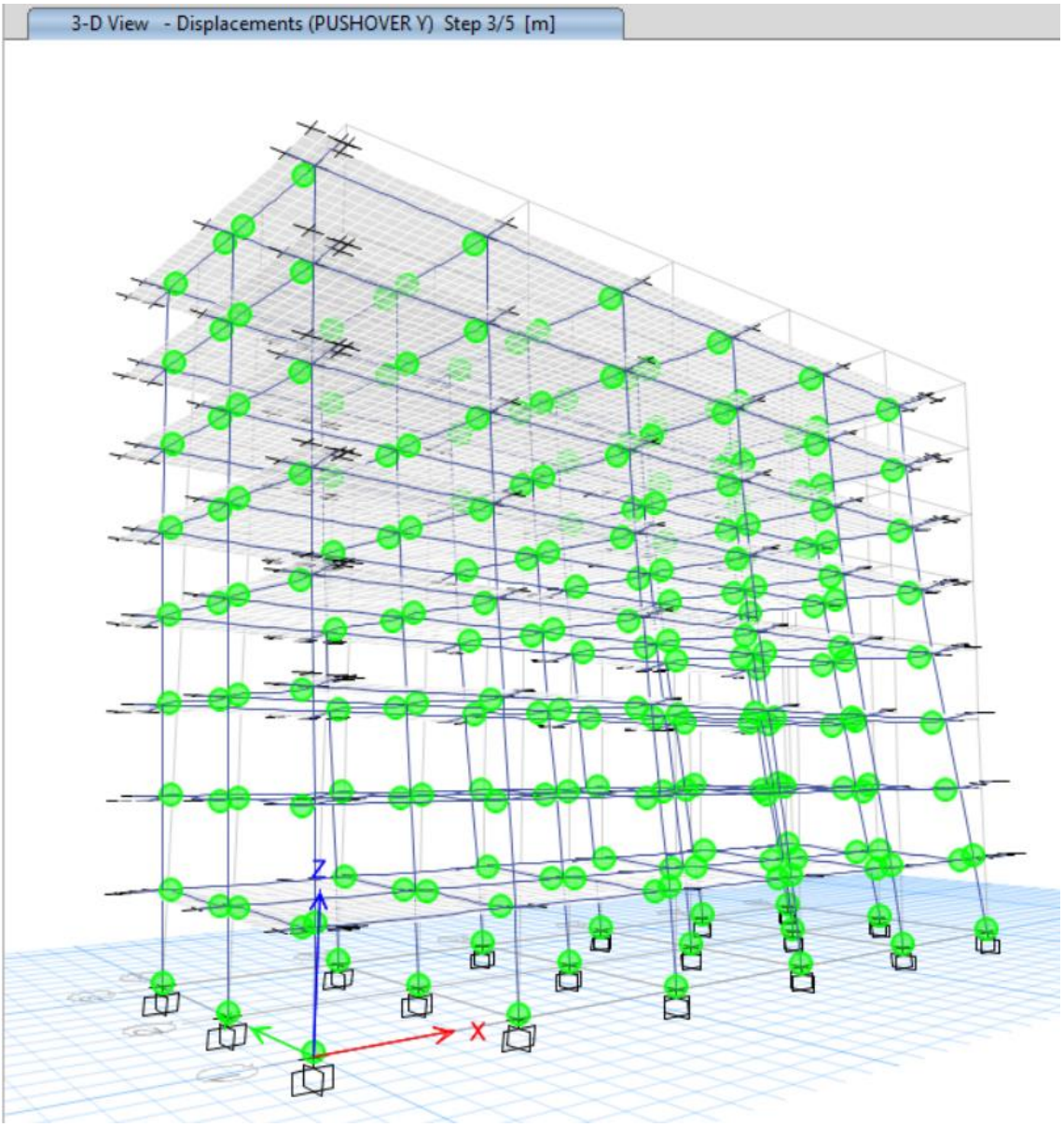
Fuente: ETABS

En el paso 2, 525 extremos de elementos se encuentran en el rango elástico, y 195 extremos de elementos han alcanzado el Momento de fluencia y han ingresado en el rango No lineal.

El desplazamiento de la parte más alta de la estructura es de 0.137m y la fuerza cortante basal es de 966.79 T

La estructura se encuentra en el desempeño de ocupación inmediata.

Figura 35. Edificio desplazado en el 3er paso del pushover Y, para el nivel de desempeño de seguridad de vida



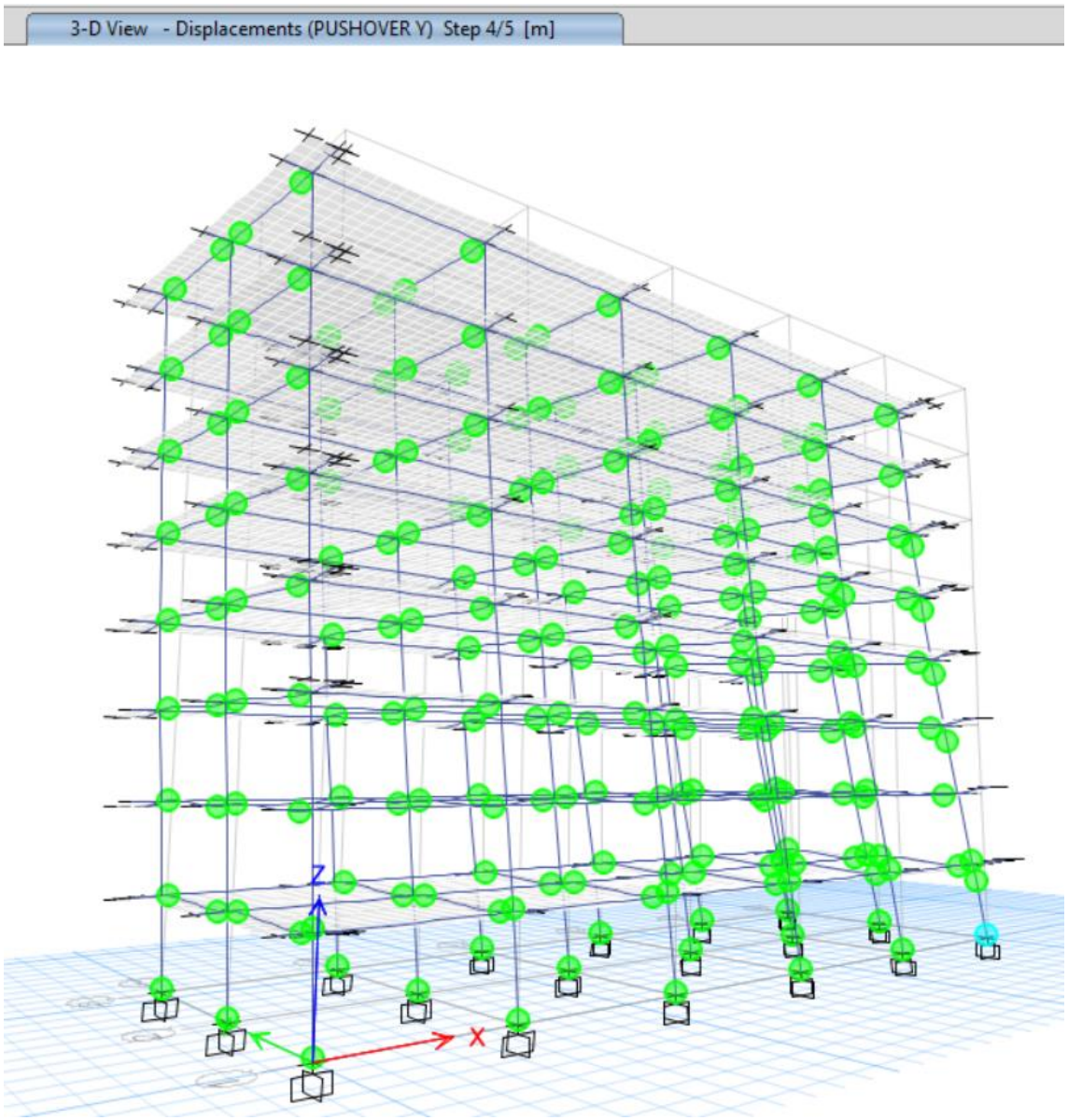
Fuente: ETABS

En el paso 3, 505 extremos de elementos se encuentran en el rango elástico, y 215 extremos de elementos han alcanzado el Momento de fluencia y han ingresado en el rango No lineal.

El desplazamiento de la parte más alta de la estructura es de 0.239m y la fuerza cortante basal es de 1400.731 T

La estructura se encuentra en el desempeño de ocupación inmediata.

Figura 36. Edificio desplazado en el 4to paso del pushover Y, para el nivel de desempeño de seguridad de vida



Fuente: ETABS

En el paso 4, 495 extremos de elementos se encuentran en el rango elástico, y 224 extremos de elementos han alcanzado el Momento de fluencia y han ingresado en el rango No lineal.

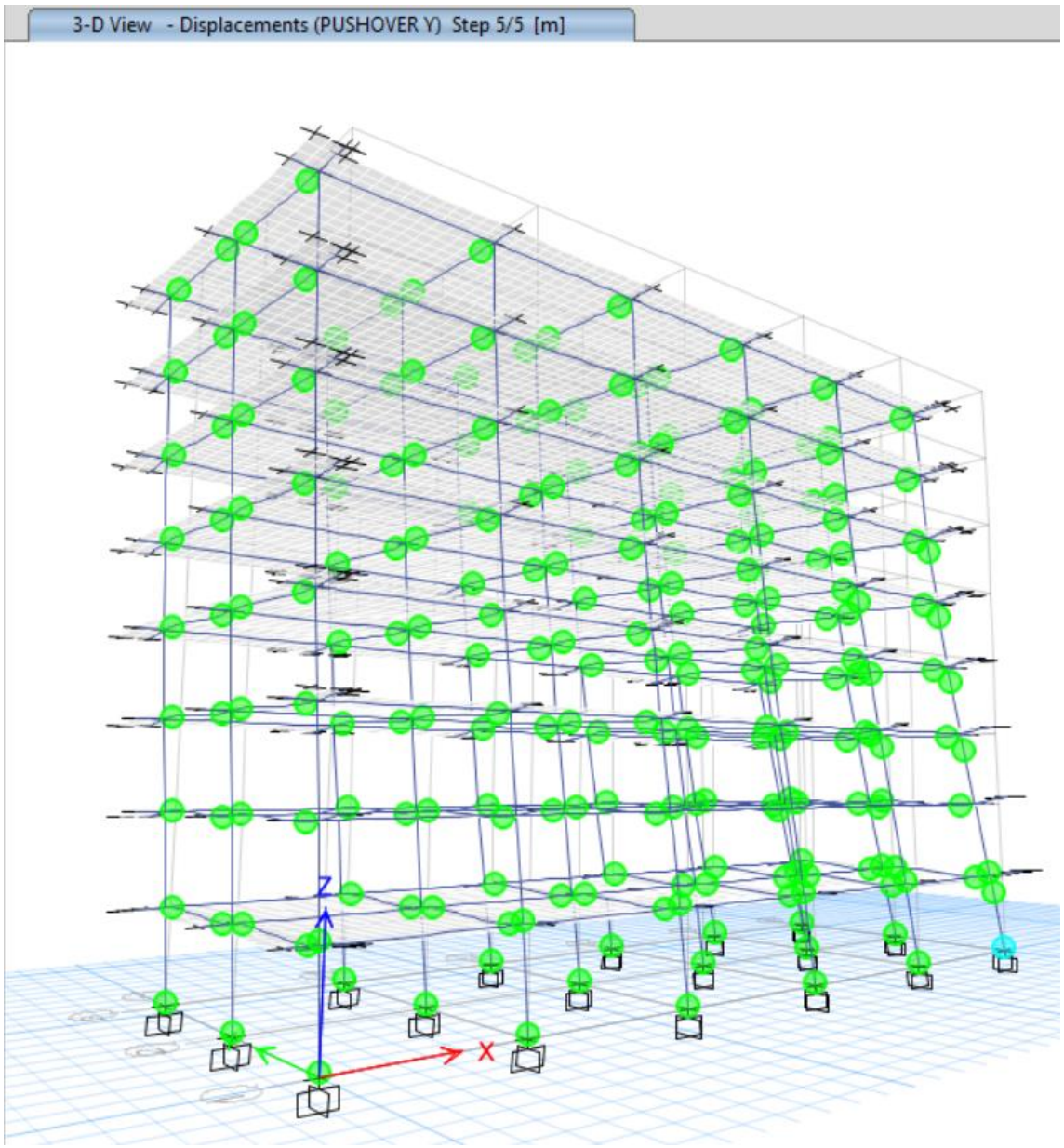
Pero 1 extremo de un elemento se encuentra con una rotula que ha avanzado en el rango no lineal, y ha ingresado en el desempeño de Seguridad de vida.

Este paso marca el inicio de la fase de degradación de la rigidez. El desplazamiento lateral continúa incrementándose a una tasa muy reducida, mientras que se produce una ligera disminución en la capacidad de la fuerza cortante resistida por la base.

El desplazamiento de la parte más alta de la estructura es de 0.311m y la fuerza cortante basal es de 1695.26 T

La estructura se encuentra en el desempeño de seguridad de vida.

Figura 37. Edificio desplazado en el 5to paso del pushover Y, para el nivel de desempeño de seguridad de vida



Fuente: ETABS

En el paso 5, 494 extremos de elementos se encuentran en el rango elástico, y 225 extremos de elementos han alcanzado el Momento de fluencia y han ingresado en el rango No lineal.

Pero 1 extremo de un elemento se encuentra con una rotula que ha avanzado en el rango no lineal, y ha ingresado en el desempeño de Seguridad de vida.

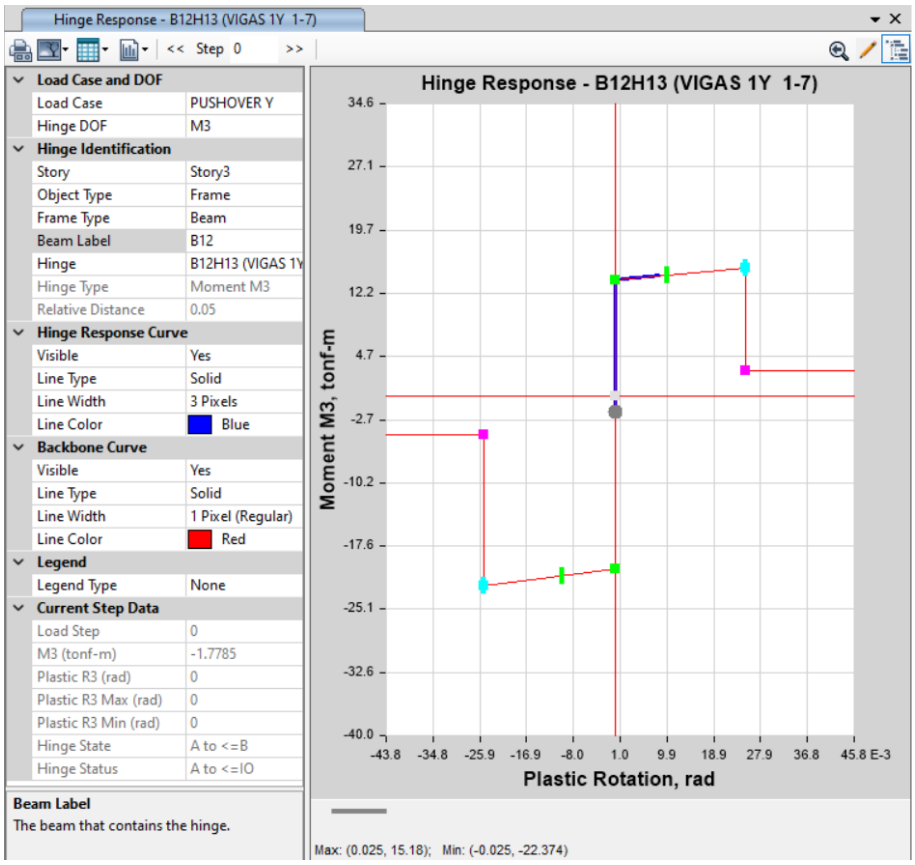
El desplazamiento de la parte más alta de la estructura es de 0.311047m y la fuerza cortante basal es de 1694.29 T

La estructura se encuentra en el desempeño de Seguridad de vida.

Análisis de rotulas plásticas sentido Y LS

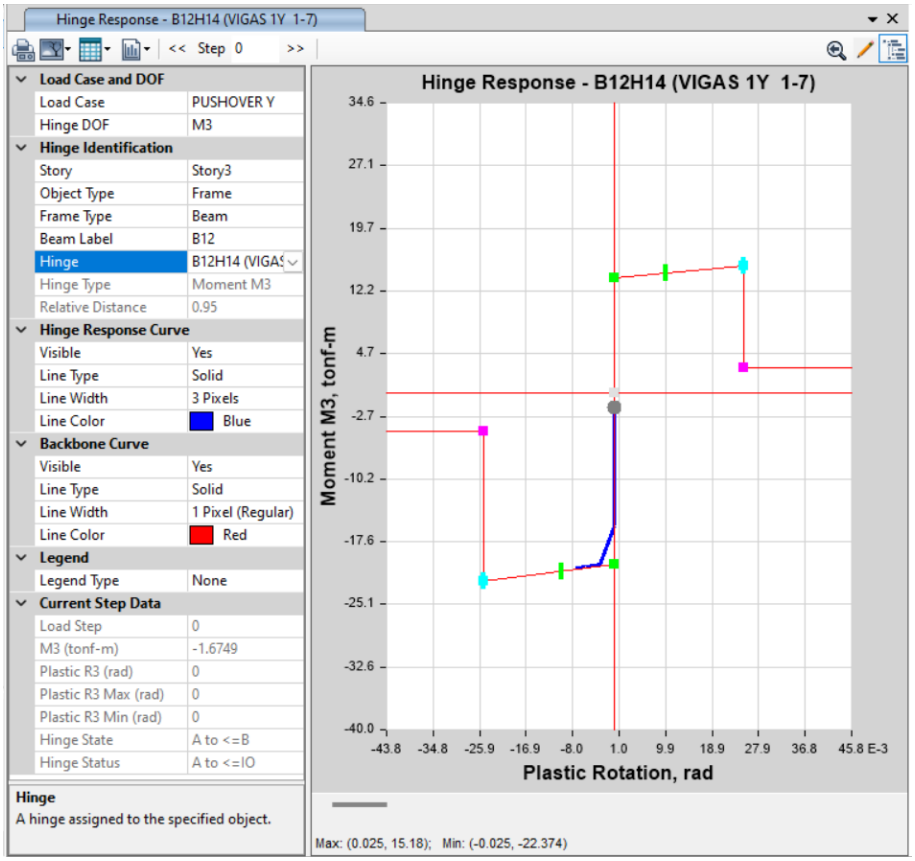
A continuación, se presenta el modelo de rotula plástica generada por ETABS, para la viga critica, con los criterios de aceptación adoptados.

Figura 38. Respuesta de la rótula plástica en la viga B12H13



Fuente: ETABS

Figura 39. Respuesta de la rótula plástica en la viga B12H14



Fuente: ETABS

La rotación máxima que alcanza esta viga en su extremo izquierdo es de 0.008526 rad, y en su extremo derecho es de -0.007253 rad, y se encuentran en el Nivel de desempeño de Ocupación inmediata.

5.2 DESEMPEÑO DE OCUPACION INMEDIATA

5.2.1 ANALISIS DBD EN SENTIDO X, NIVEL DE DESEMPEÑO DE OCUPACION INMEDIATA:

A continuación, se presentan los parámetros derivados de la aplicación del método DBD para el nivel de desempeño de Ocupación inmediata en el sentido longitudinal (X). La Tabla 26 consolida las variables críticas de la estructura sustituta, los cuales sirven como base para el posterior modelado y verificación en el software ETABS.

Tabla 23: Resumen de parámetros de diseño para el método DBD - Nivel de Ocupación Inmediata (IO) sentido X.

NIVEL DE DESEMPEÑO DE OCUPACIÓN INMEDIATA SENTIDO X		
Variable	**Parámetros**	
Perfil de desplazamiento de diseño	Altura edificación Hn (m)=	24
	Desplazamiento de diseño Δi(m)=	0.093
ESTRUCTURA SUSTITUTA, sistema de 1 grado de libertad	Desplazamiento Característico Δd(m)=	0.067
	Altura efectiva Heff(m)=	16.05
	Masa efectiva(UTM)=	258.91
	Desplazamiento de fluencia Δy(m)=	0.138
	Ductilidad (μ)=	0.488
	Factor de reducción de demanda sísmica (Rξ)=	1
	Periodo Efectivo Teff(s)=	1.68
	Rigidez Efectiva Keff (T/m)=	3621.577
	Cortante Basal V_{DBD} (T)=	243.03
	Cortante Basal V_{DBD} afectado por factor k, en el vector de fuerzas laterales (T)=	220.128

Fuente: Elaboración Propia

La ductilidad obtenida es inferior a la unidad ($\mu < 1$), lo que ratifica que la estructura se mantiene en el rango elástico, dado que el desplazamiento de diseño es menor al desplazamiento de fluencia calculado. Esta respuesta garantiza la ausencia de daños estructurales y la continuidad de la funcionalidad, cumpliendo estrictamente con el objetivo de desempeño de Ocupación Inmediata según los lineamientos de Visión 2000 (SEAOC 1995).

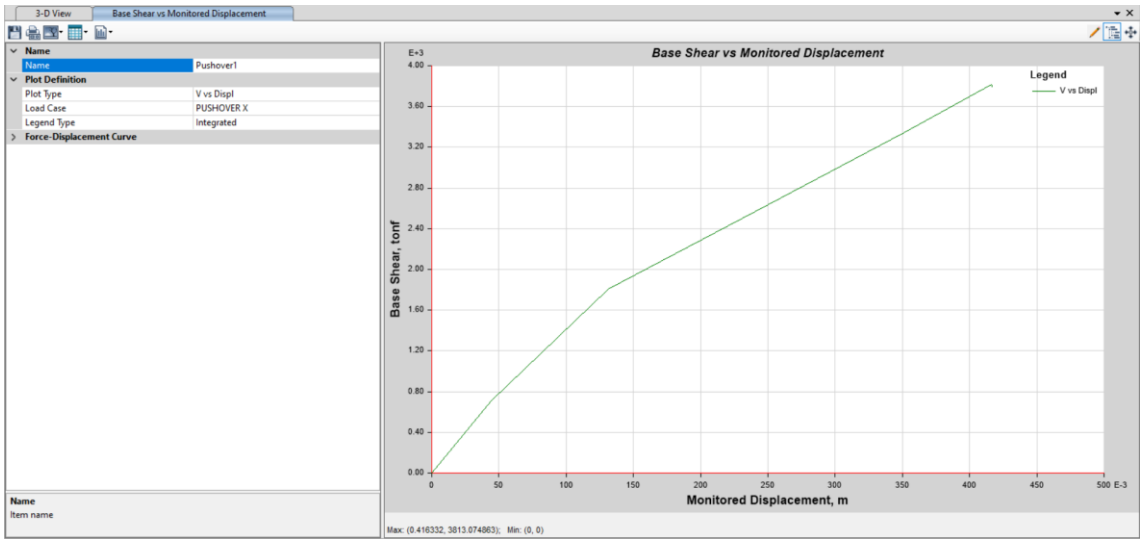
Una vez Ingresadas las secciones transversales, las cargas gravitacionales muerta(D) y viva(L) en cada piso, el vector de fuerzas laterales en cada losa de piso, las combinaciones de carga, la fuente de masas D+0.25L, la armadura de acero y los criterios de aceptación, se procede a correr el programa, para que este genere la curva de capacidad y las rotulas plásticas que se forman.

A continuación, se presentan los resultados arrojados por el programa ETABS, para analizarlos.

5.2.2 Verificación de la Capacidad Estructural mediante Análisis Pushover

ANALISIS SENTIDO X OCUPACION INMEDIATA

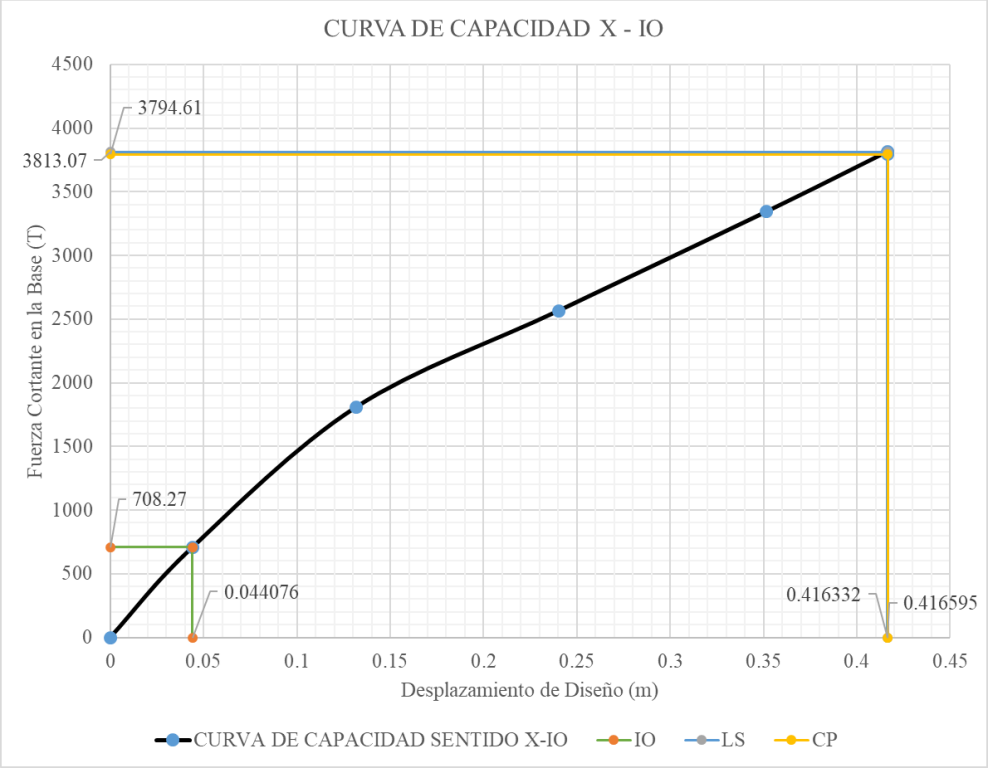
Figura 40. Curva de capacidad sentido X para el nivel de desempeño de ocupación inmediata



Fuente: ETABS

En la figura anterior, se presenta la curva de Capacidad X-IO obtenida del software ETABS, y para visualizarla de mejor manera se la grafica en este formato que se presenta a continuación:

Figura 41. Curva de Capacidad X-IO



Fuente: ETABS

La figura Fuerza Cortante en la Base vs Desplazamiento Monitoreado, relaciona la fuerza total aplicada a la base (Fuerza Cortante en la Base) con el desplazamiento en la cubierta (Desplazamiento de diseño) y, crucialmente, el número acumulado de rótulas plásticas en cada nivel de desempeño.

El desplazamiento de diseño es el desplazamiento de la cubierta en metros. Esto representa el eje X de la curva de capacidad. Aumenta de 0 a 0.416 m (aproximadamente 42 cm).

La fuerza Cortante en la Base, es la fuerza cortante basal que la estructura está resistiendo en cada paso, representada por el eje Y de la curva de capacidad.

En este caso se pueden distinguir tres niveles de desempeño, el de ocupación inmediata con un desplazamiento de 0.044076m con una fuerza cortante en la base de 708.27 T, el nivel de desempeño de seguridad de vida con un desplazamiento de 0.4163m con una fuerza cortante en la base de 3813.07 T y el nivel de desempeño de prevención de colapso con un desplazamiento de 0.4165m con una fuerza cortante en la base de 3794.61 T.

Identificación del desempeño y Colapso.

Las columnas clave son las que marcan el número de rótulas plásticas que se han formado en los diferentes niveles de desempeño. De esta tabla se ha generado la curva de capacidad sentido X presentada anteriormente.

Tabla 24: Fuerza Cortante en la Base vs Desplazamiento de Diseño sentido X-IO

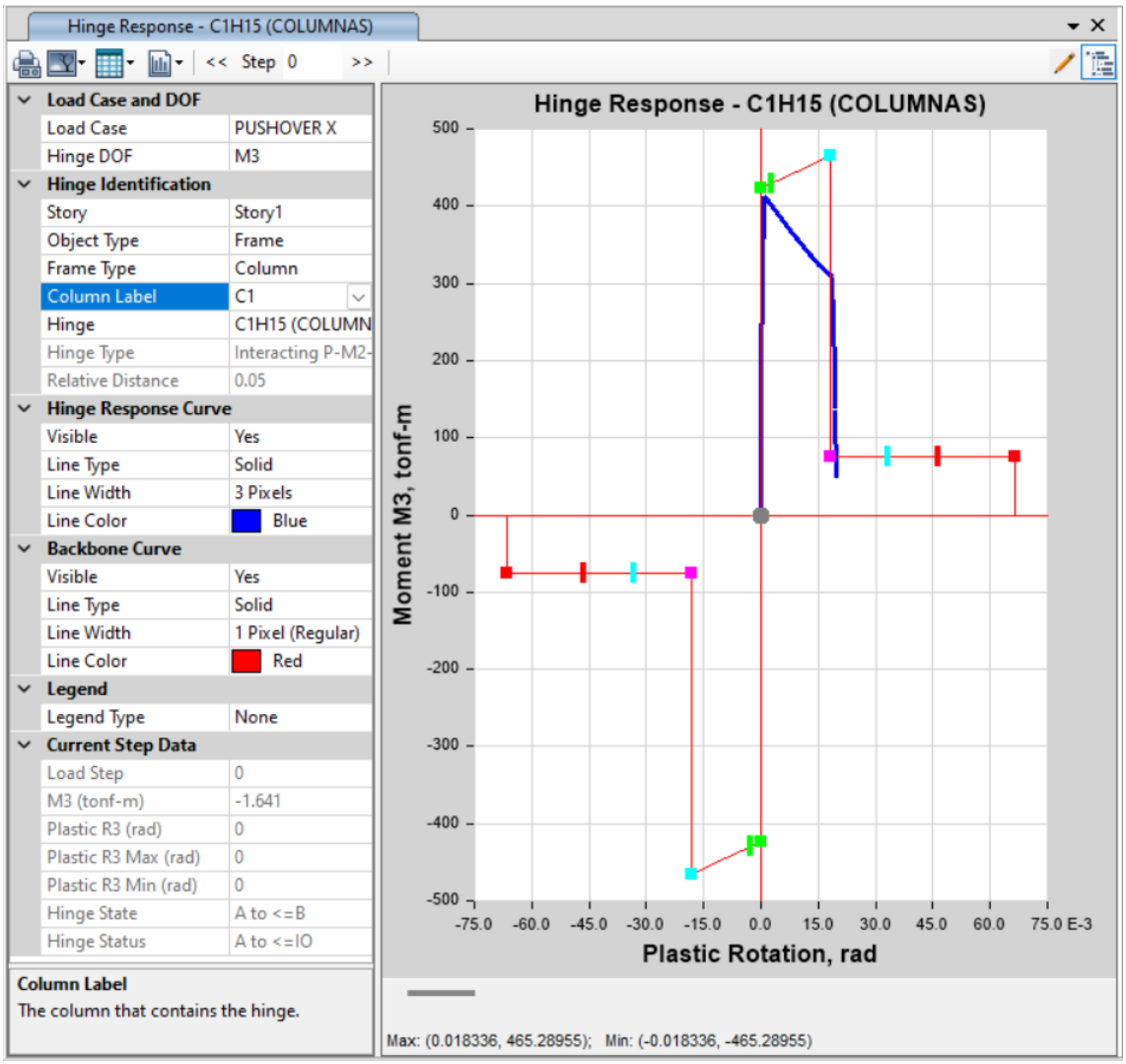
Paso	Desplazamiento de Diseño	Fuerza Cortante en la base	A-B	B-C	C-D	D-E
	m	tonf	A-IO	IO-LS	LS-CP	CP - C
0	0	0	720	0	0	0
1	0.044076	708.2708	718	2	0	0
2	0.131657	1807.4463	462	258	0	0
3	0.240481	2566.7629	462	258	0	0
4	0.351505	3342.7925	461	259	0	0
5	0.416332	3813.0749	459	260	1	0
6	0.416492	3805.0387	459	260	1	0
7	0.41654	3801.2704	459	260	1	0
8	0.416595	3794.6095	459	260	0	1

Fuente: Elaboración Propia

En el paso 1, ya se incursiona con 2 rotulas en el nivel de desempeño de ocupación inmediata, en el paso 5 se incursiona con una rotula en el nivel de desempeño de seguridad de vida, y en el paso 8 se incursiona con una rotula en el nivel de desempeño de prevención de colapso.

A continuación, se presenta el modelo de rotula plástica generada por ETABS, para la columna critica, con los criterios de aceptación adoptados.

Figura 42. Respuesta de la rótula plástica en la columna C1H15



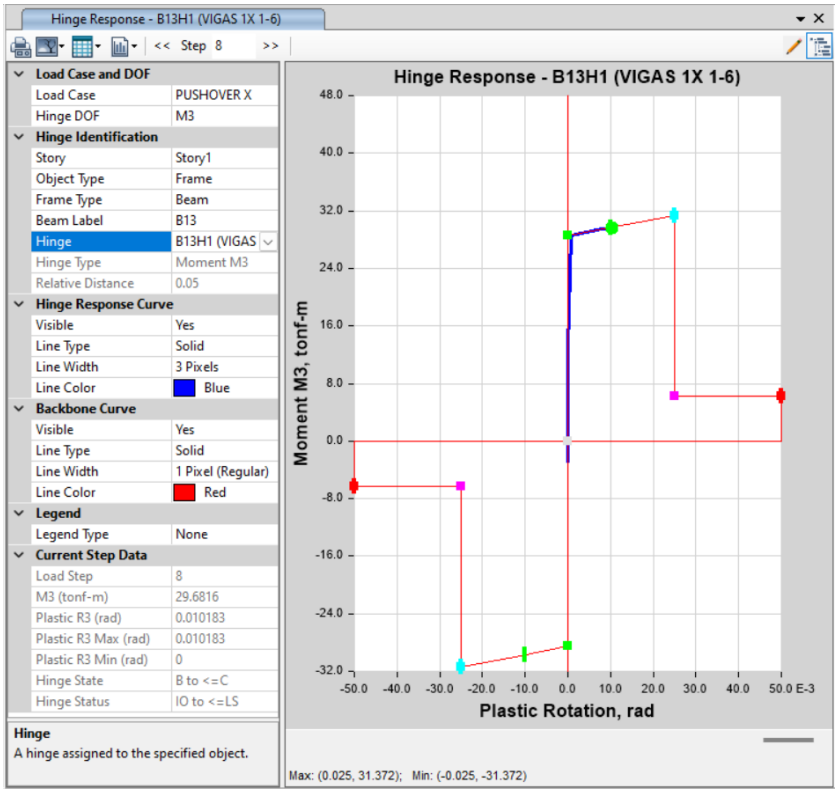
Fuente: ETABS

La rotación máxima que alcanza esta columna en su base es de 0.01987 rad, y se encuentra en el Nivel de desempeño de Prevención del colapso.

La rotación máxima que alcanza esta columna en su base es de 0.02144 rad, y se encuentra en el Nivel de desempeño de Prevención del colapso, porque ha ingresado en este límite de aceptación representado con el color magenta.

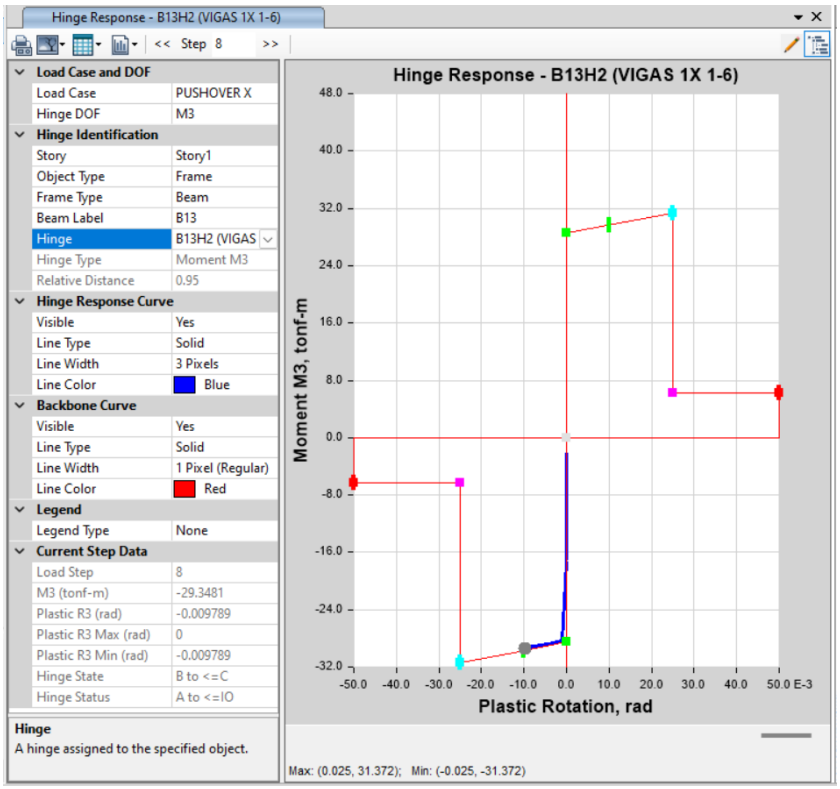
A continuación, se presenta el modelo de rotula plástica generada por ETABS, para la viga critica, con los criterios de aceptación adoptados.

Figura 43. Respuesta de la rótula plástica en la viga B13H1



Fuente: ETABS

Figura 44. Respuesta de la rótula plástica en la viga B13H2



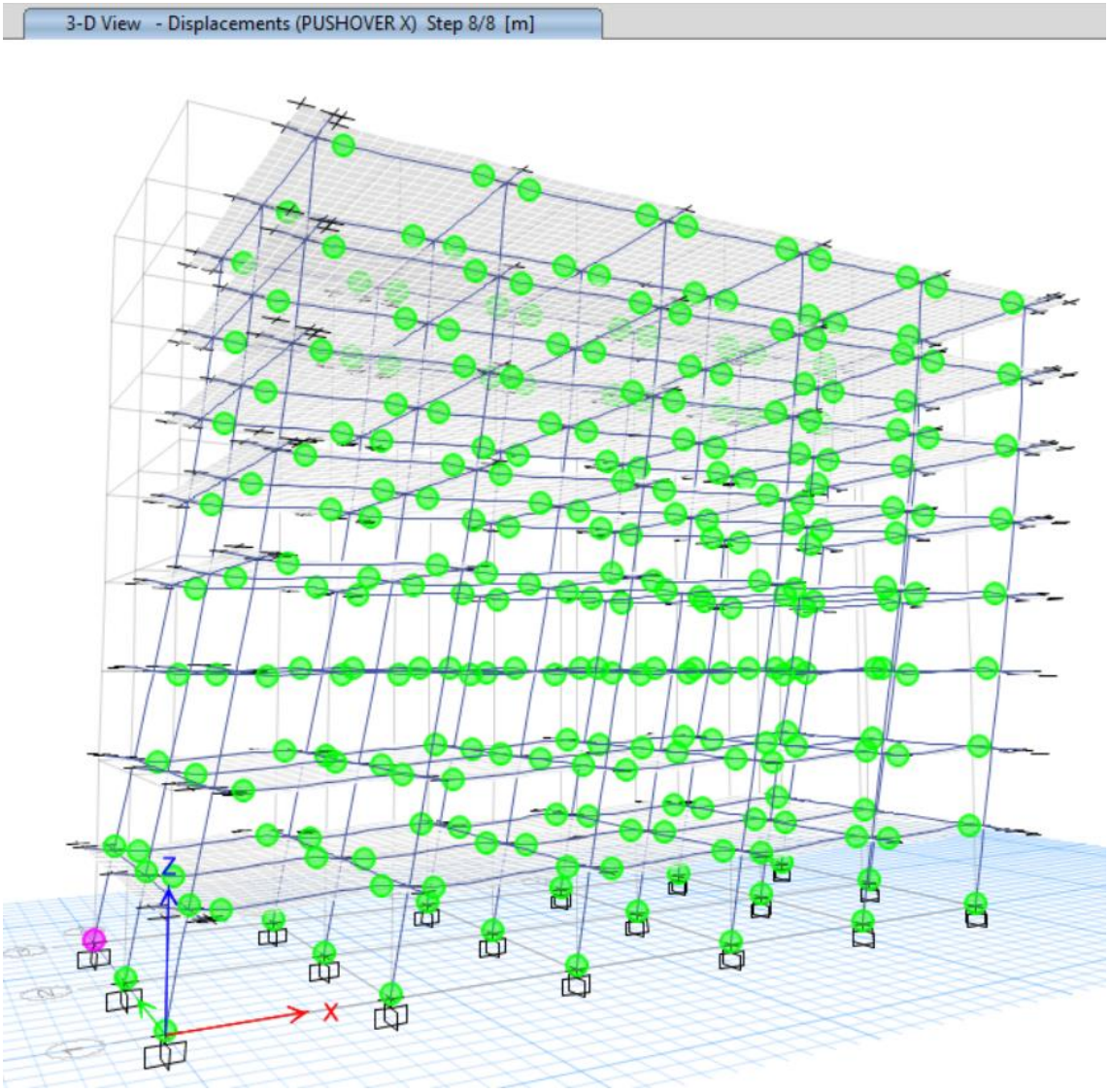
Fuente: ETABS

La rotación máxima que alcanza esta viga en su extremo izquierdo es de 0.010183 rad, y en su extremo derecho es de -0.009789 rad, y se encuentran en el Nivel de desempeño de Ocupación inmediata.

A continuación, se indica el paso final, 8vo paso, del modelo pushover en sentido X.

Se observa una rótula plástica en la base de la columna 1, esta rotula se encuentra de color magenta, que indica que se encuentra en nivel de desempeño de prevención de colapso.

Figura 45. Edificio desplazado en el 8vo paso del pushover X, para el nivel de desempeño de ocupación inmediata



Fuente: ETABS

5.2.3 ANALISIS DBD EN SENTIDO Y, NIVEL DE DESEMPEÑO DE OCUPACION INMEDIATA:

A continuación, se presentan los parámetros derivados de la aplicación del método DBD para el nivel de desempeño de Ocupación inmediata en el sentido longitudinal (Y). La Tabla 28 consolida las variables críticas de la estructura sustituta, los cuales sirven como base para el posterior modelado y verificación en el software ETABS.

Tabla 25: Resumen de parámetros de diseño para el método DBD - Nivel de Ocupación Inmediata (IO) sentido Y.

NIVEL DE DESEMPEÑO DE OCUPACIÓN INMEDIATA SENTIDO Y		
Variable	**Parámetros**	
Perfil de desplazamiento de diseño	Altura edificación Hn (m)=	24
	Desplazamiento de diseño Δi(m)=	0.093
ESTRUCTURA SUSTITUTA, sistema de 1 grado de libertad	Desplazamiento Característico Δd(m)=	0.067
	Altura efectiva Heff(m)=	16.05
	Masa efectiva(UTM)=	258.91
	Desplazamiento de fluencia Δy(m)=	0.120
	Ductilidad (μ)=	0.588
	Factor de reducción de demanda sísmica (Rξ)=	1
	Periodo Efectivo Teff(s)=	1.68
	Rigidez Efectiva Keff (T/m)=	3621.577
	Cortante Basal V_{DBD} (T)=	243.03
	Cortante Basal V_{DBD} afectado por factor k, en el vector de fuerzas laterales (T)=	220.128

Fuente: Elaboración Propia

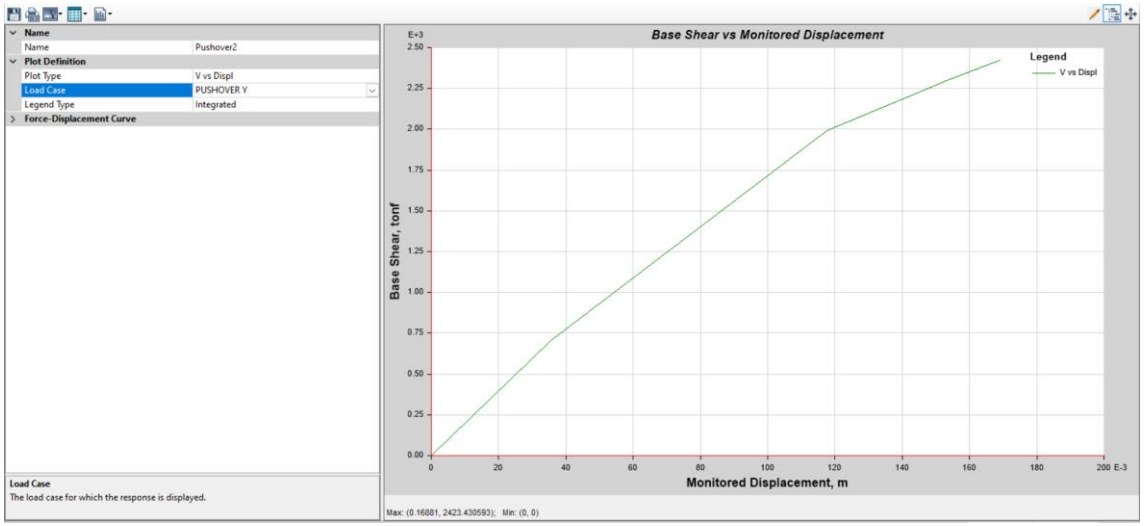
La ductilidad obtenida en el sentido Y es de 0.588, ligeramente superior a la del sentido X pero manteniéndose inferior a la unidad ($\mu < 1$), lo que ratifica que la estructura se mantiene en el rango elástico, dado que el desplazamiento de diseño es menor al desplazamiento de fluencia calculado. Esta respuesta garantiza la ausencia de daños estructurales y la continuidad de la funcionalidad, cumpliendo estrictamente con el objetivo de desempeño de Ocupación Inmediata según los lineamientos de Visión 2000 (SEAOC 1995).

Una vez Ingresadas las secciones transversales, las cargas gravitacionales muerta(D) y viva(L) en cada piso, el vector de fuerzas laterales en cada losa de piso, las combinaciones de carga, la fuente de masas D+0.25L, la armadura de acero y los criterios de aceptación, se procede a correr el programa, para que este genere la curva de capacidad y las rotulas plásticas que se forman. En los anexos se muestra el procedimiento detallado.

A continuación, se presentan los resultados arrojados por el programa ETABS, para analizarlos.

5.2.4 Verificación de la Capacidad Estructural mediante Análisis Pushover ANALISIS SENTIDO Y OCUPACION INMEDIATA

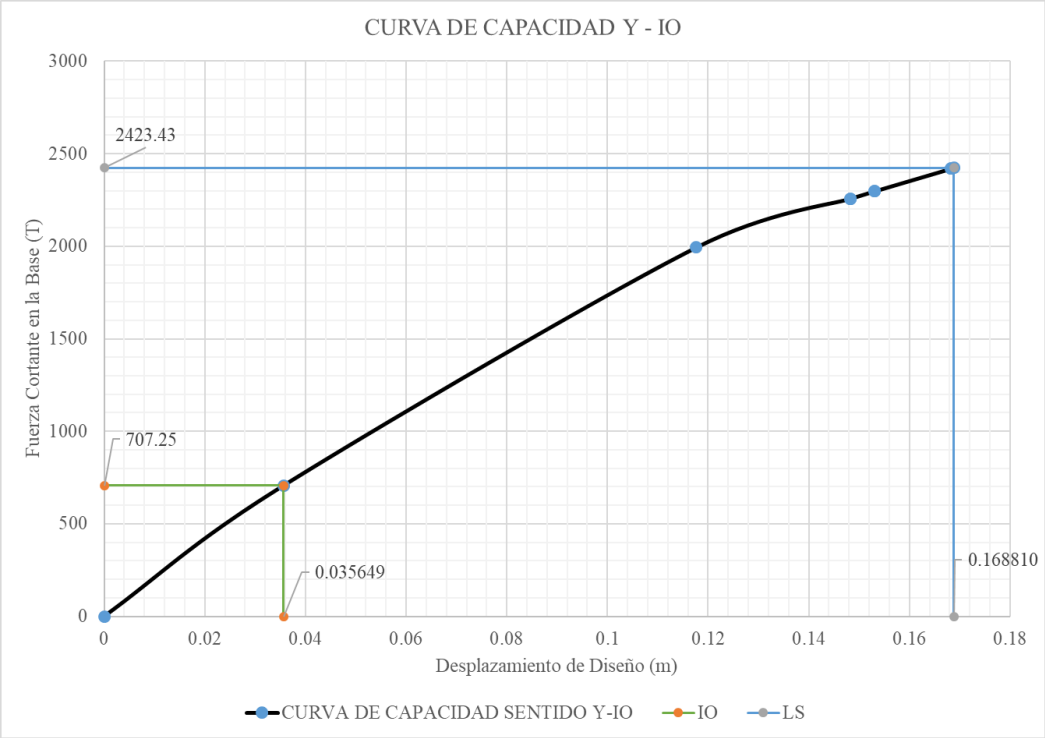
Figura 46. Curva de capacidad sentido Y para el nivel de desempeño de ocupación inmediata



Fuente: ETABS

En la figura anterior, se presenta la curva de Capacidad Y-IO obtenida del software ETABS, y para visualizarla de mejor manera se la grafica en este formato que se presenta a continuación:

Figura 47. Curva de Capacidad Y-IO



Fuente: Elaboración Propia

La Figura Fuerza Cortante en la Base vs Desplazamiento Monitoreado, relaciona la fuerza total aplicada a la base (Fuerza Cortante en la Base) con el desplazamiento en la cubierta (Desplazamiento de diseño) y, crucialmente, el número acumulado de rótulas plásticas en cada nivel de desempeño.

El desplazamiento de diseño es el desplazamiento de la cubierta en metros. Esto representa el eje X de la curva de capacidad. Aumenta de 0 a 0.169 m (aproximadamente 17 cm).

La fuerza Cortante en la Base, es la fuerza cortante basal que la estructura está resistiendo en cada paso, representada por el eje Y de la curva de capacidad.

En este caso se pueden distinguir dos niveles de desempeño, el de ocupación inmediata con un desplazamiento de 0.035649m con una fuerza cortante en la base de 707.25 T, y el nivel de desempeño de seguridad de vida con un desplazamiento de 0.1688m con una fuerza cortante en la base de 2423.43 T.

Identificación del desempeño y Colapso.

Las columnas clave son las que marcan el número de rótulas plásticas que se han formado en los diferentes niveles de desempeño. De esta tabla se ha generado la curva de capacidad sentido Y presentada anteriormente.

Tabla 26: Fuerza Cortante en la Base vs Desplazamiento de Diseño sentido Y-IO

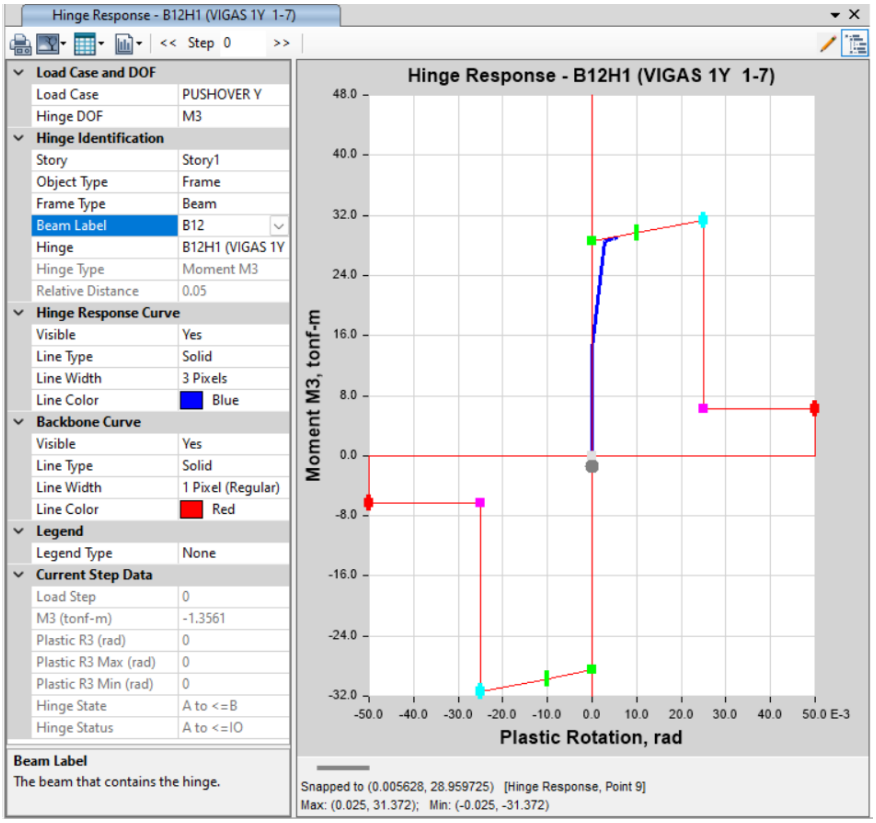
Paso	Desplazamiento de Diseño	Fuerza Cortante en la base	A-B	B-C	C-D	D-E
	m	tonf	A-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C
0	0	0	720	0	0	0
1	0.035649	707.2489	719	1	0	0
2	0.11761	1993.0472	510	210	0	0
3	0.14828	2257.2452	507	213	0	0
4	0.148335	2257.5422	507	213	0	0
5	0.153067	2297.1008	507	213	0	0
6	0.153122	2297.3133	507	213	0	0
7	0.168249	2419.0699	505	215	0	0
8	0.168296	2419.2617	505	215	0	0
9	0.16881	2423.4306	505	215	0	0

Fuente: Elaboración Propia

En el paso 1, ya se incursiona con una rotula en el nivel de desempeño de ocupación inmediata, y en los demás pasos continua en el mismo nivel de desempeño.

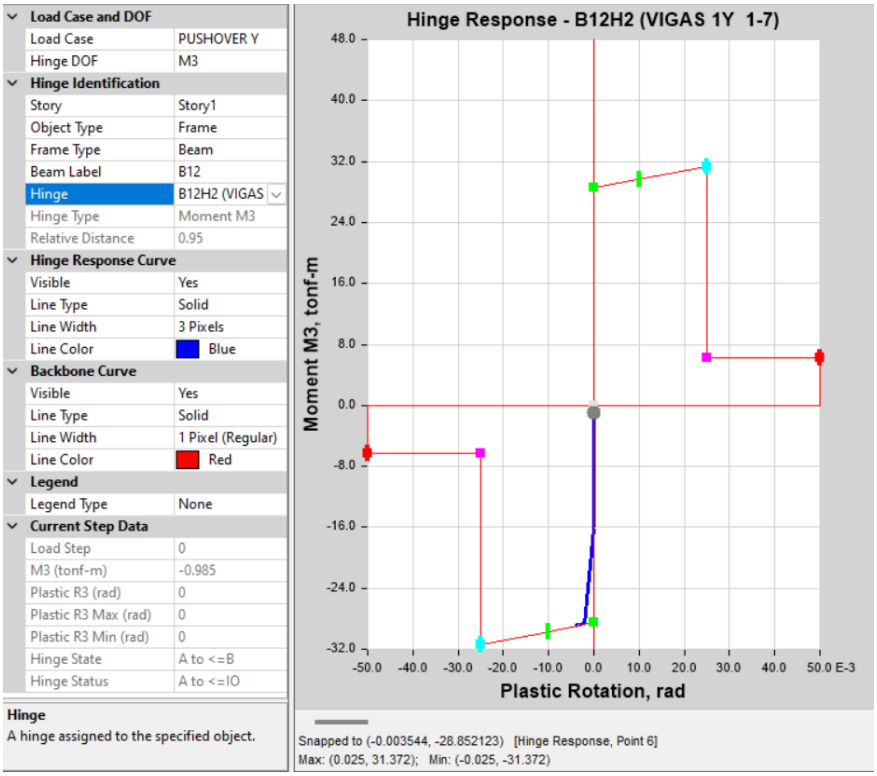
A continuación, se presenta el modelo de rotula plástica generada por ETABS, para la viga critica, con los criterios de aceptación adoptados.

Figura 48. Respuesta de la rótula plástica en la viga B12H1



Fuente: ETABS

Figura 49. Respuesta de la rótula plástica en la viga B12H2



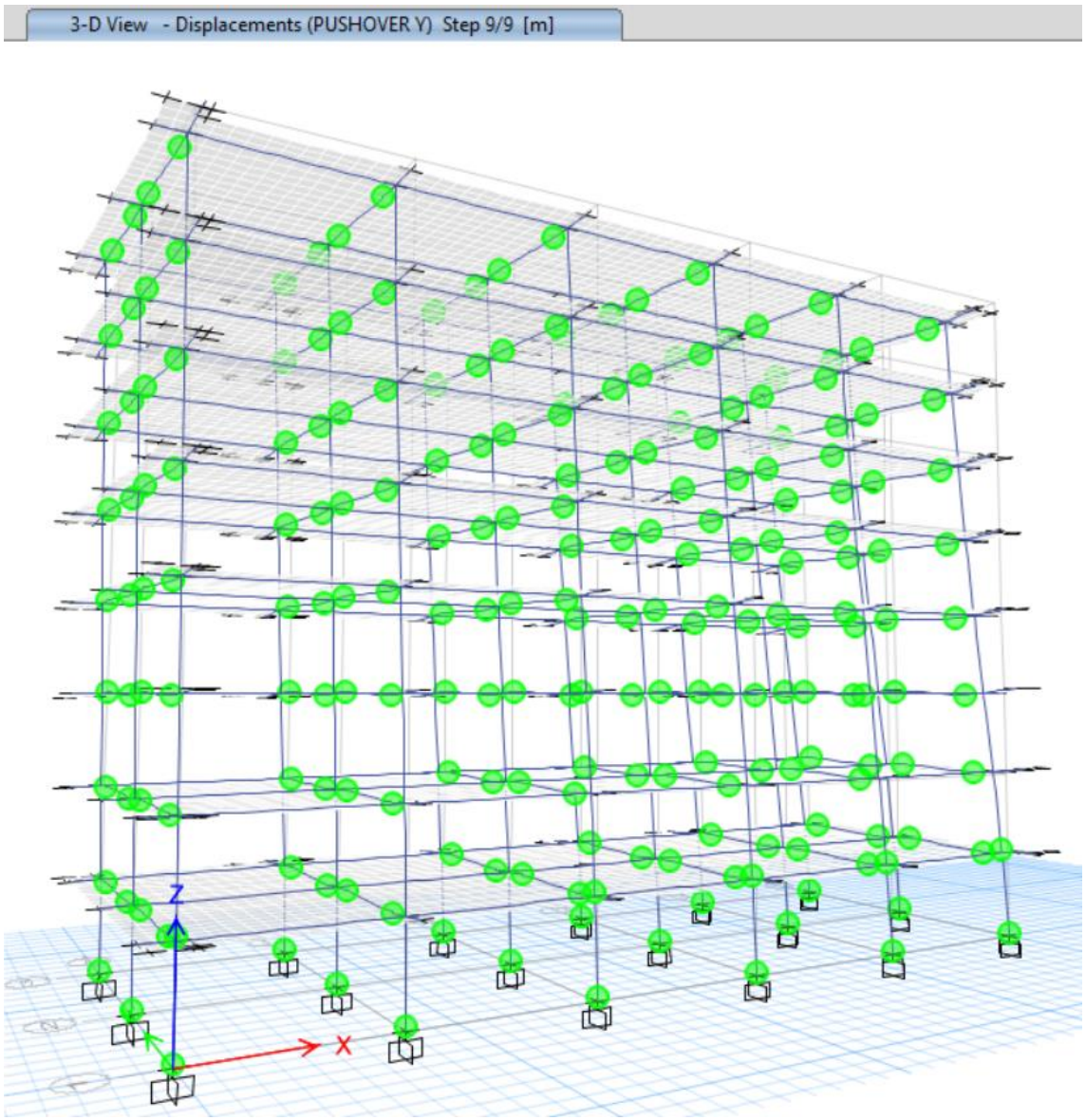
Fuente: ETABS

La rotación máxima que alcanza esta viga en su extremo izquierdo es de 0.005628 rad, y en su extremo derecho es de -0.004149 rad, y se encuentran en el Nivel de desempeño de Ocupación inmediata.

A continuación, se indica el paso final, 9no paso, del modelo pushover en sentido Y.

Se observa que todas las rotulas se encuentra de color verde, que indica que se encuentra en nivel de desempeño de ocupación inmediata.

Figura 50. Edificio desplazado en el 9no paso del pushover Y, para el nivel de desempeño de ocupación inmediata



Fuente: ETABS

5.3 DESEMPEÑO DE PREVENCION DE COLAPSO

5.3.1 ANALISIS DBD EN SENTIDO X, NIVEL DE DESEMPEÑO DE PREVENCION DE COLAPSO

A continuación, se presentan los parámetros derivados de la aplicación del método DBD para el nivel de desempeño de Prevención de Colapso en el sentido longitudinal (X). La Tabla 30 consolida las variables críticas de la estructura sustituta, los cuales sirven como base para el posterior modelado y verificación en el software ETABS.

Tabla 27: Resumen de parámetros de diseño para el método DBD - Nivel de Prevención de Colapso (CP) sentido X.

NIVEL DE DESEMPEÑO DE PREVENCIÓN DE COLAPSO SENTIDO X		
Variable	**Parámetros**	
Perfil de desplazamiento de diseño	Altura edificación Hn (m)=	24
	Desplazamiento de diseño Δi(m)=	0.465
ESTRUCTURA SUSTITUTA, sistema de 1 grado de libertad	Desplazamiento Característico Δd(m)=	0.336
	Altura efectiva Heff(m)=	16.05
	Masa efectiva(UTM)=	258.91
	Desplazamiento de fluencia Δy(m)=	0.16
	Ductilidad (μ)=	2.091
	Factor de reducción de demanda sísmica (Rξ)=	2.14
	Periodo Efectivo Teff(s)=	2.42
	Rigidez Efectiva Keff (T/m)=	1748.128
	Cortante Basal V_{DBD} (T)=	586.56
	Cortante Basal V_{DBD} afectado por factor k, en el vector de fuerzas laterales (T)=	528.577

Fuente: Elaboración Propia

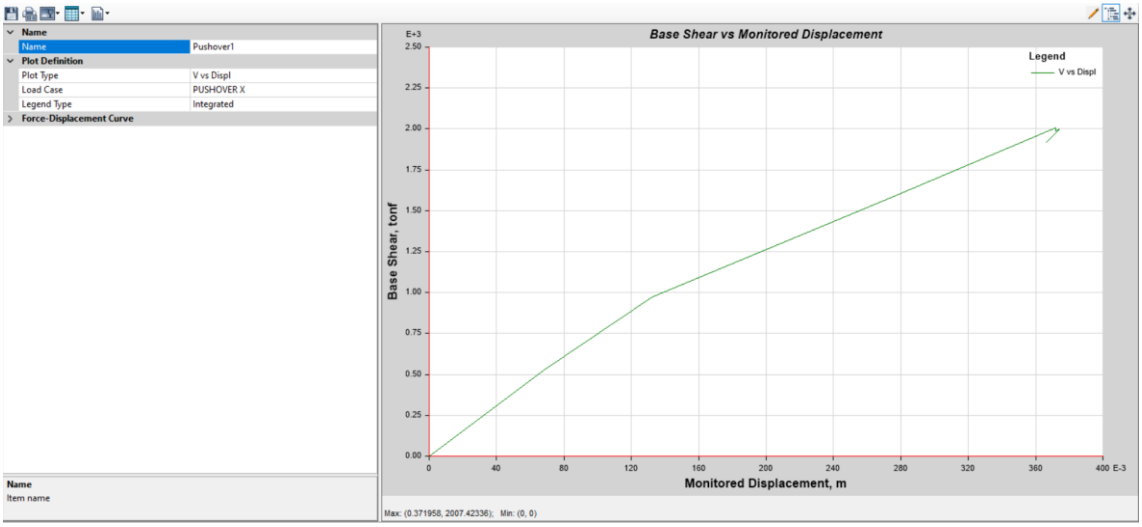
Para el nivel de desempeño de Prevención de Colapso (CP), se obtuvo una ductilidad de 2.091 (μ >1), lo que evidencia una incursión significativa en el rango inelástico. Al superar el desplazamiento de fluencia (Δy = 0.16 m), la estructura experimenta una degradación de rigidez controlada, reflejada en el incremento del periodo efectivo a 2.42 s. Este comportamiento es consistente con los lineamientos de Visión 2000 (SEAOC 1995), donde se acepta la presencia de daños estructurales severos y deformaciones permanentes, siempre que se garantice la estabilidad global y se evite el colapso total ante un evento sísmico muy raro (Tr = 2475 años). El incremento en el cortante basal respecto a los niveles anteriores valida que la estructura moviliza su máxima capacidad de resistencia y disipación de energía para cumplir con el objetivo de prevención de colapso (seguridad de vida extremo).

Una vez Ingresadas las secciones transversales, las cargas gravitacionales muerta(D) y viva(L) en cada piso, el vector de fuerzas laterales en cada losa de piso, las combinaciones de carga, la fuente de masas D+0.25L, la armadura de acero y los criterios de aceptación, se procede a correr el programa, para que este genere la curva de capacidad y las rotulas plásticas que se forman. En los anexos se muestra el procedimiento detallado.

A continuación, se presentan los resultados arrojados por el programa ETABS, para analizarlos.

5.3.2 Verificación de la Capacidad Estructural mediante Análisis Pushover ANALISIS SENTIDO X PREVENCION DE COLAPSO

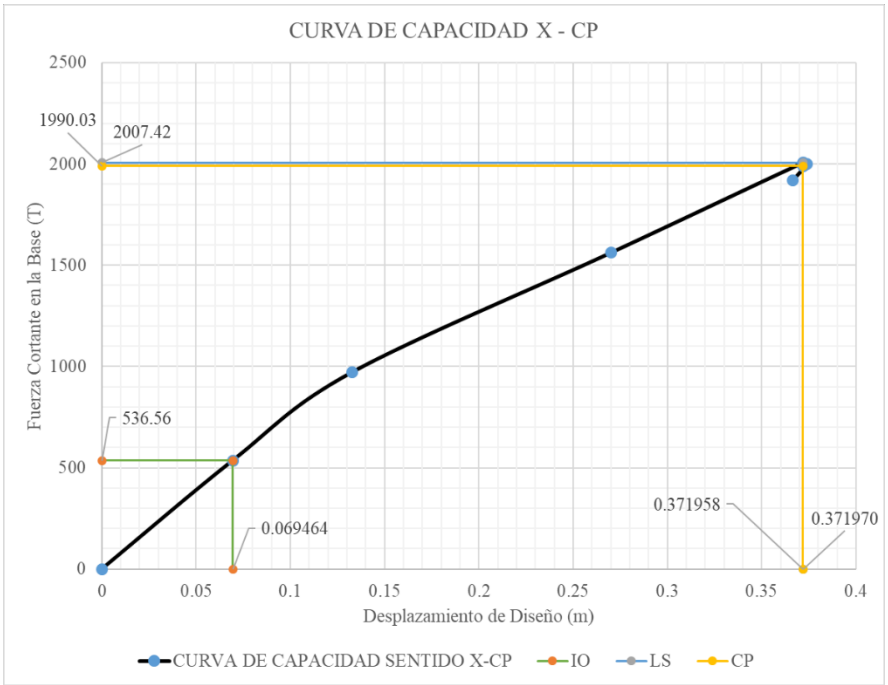
Figura 51. Curva de capacidad sentido X para el nivel de desempeño de prevención de colapso



Fuente: ETABS

En la figura anterior, se presenta la curva de Capacidad X-CP obtenida del software ETABS, y para visualizarla de mejor manera se la gráfica en este formato que se presenta a continuación:

Figura 52. Curva de Capacidad X-CP



Fuente: ETABS

La Figura Fuerza Cortante en la Base vs Desplazamiento Monitoreado, relaciona la fuerza total aplicada a la base (Fuerza Cortante en la Base) con el desplazamiento en la cubierta (Desplazamiento de diseño) y, crucialmente, el número acumulado de rótulas plásticas en cada nivel de desempeño.

El desplazamiento de diseño es el desplazamiento de la cubierta en metros. Esto representa el eje X de la curva de capacidad. Aumenta de 0 a 0.372 m (aproximadamente 37 cm).

La fuerza Cortante en la Base, es la fuerza cortante basal que la estructura está resistiendo en cada paso, representada por el eje Y de la curva de capacidad.

En este caso se pueden distinguir tres niveles de desempeño, el de ocupación inmediata con un desplazamiento de 0.069464m con una fuerza cortante en la base de 536.56 T, y el nivel de desempeño de seguridad de vida con un desplazamiento de 0.371958m con una fuerza cortante en la base de 2007.42 T, además se incursiona en el nivel de desempeño de prevención de colapso con un desplazamiento de 0.371970m con una fuerza cortante en la base de 1990.03 T.

Identificación del desempeño y Colapso.

Las columnas clave son las que marcan el número de rótulas plásticas que se han formado en los diferentes niveles de desempeño. De esta tabla se ha generado la curva de capacidad sentido X presentada anteriormente.

Tabla 28: Fuerza Cortante en la Base vs Desplazamiento de Diseño sentido X-CP

Paso	**Desplazamiento de Diseño**	**Fuerza Cortante en la base**	**A-B**	**B-C**	**C-D**	**D-E**
	m	tonf	**A-IO**	**IO-LS**	**LS-CP**	**CP - C**
0	0	0	720	0	0	0
1	0.069464	536.5565	718	2	0	0
2	0.132618	971.7985	568	152	0	0
3	0.270302	1563.8797	492	228	0	0
4	0.371958	2007.4234	460	259	1	0
5	0.37197	1990.0304	459	260	0	1
6	0.373386	1997.0256	459	259	1	1
7	0.374071	1998.4977	459	257	3	1
8	0.36659	1920.4896	458	258	0	4

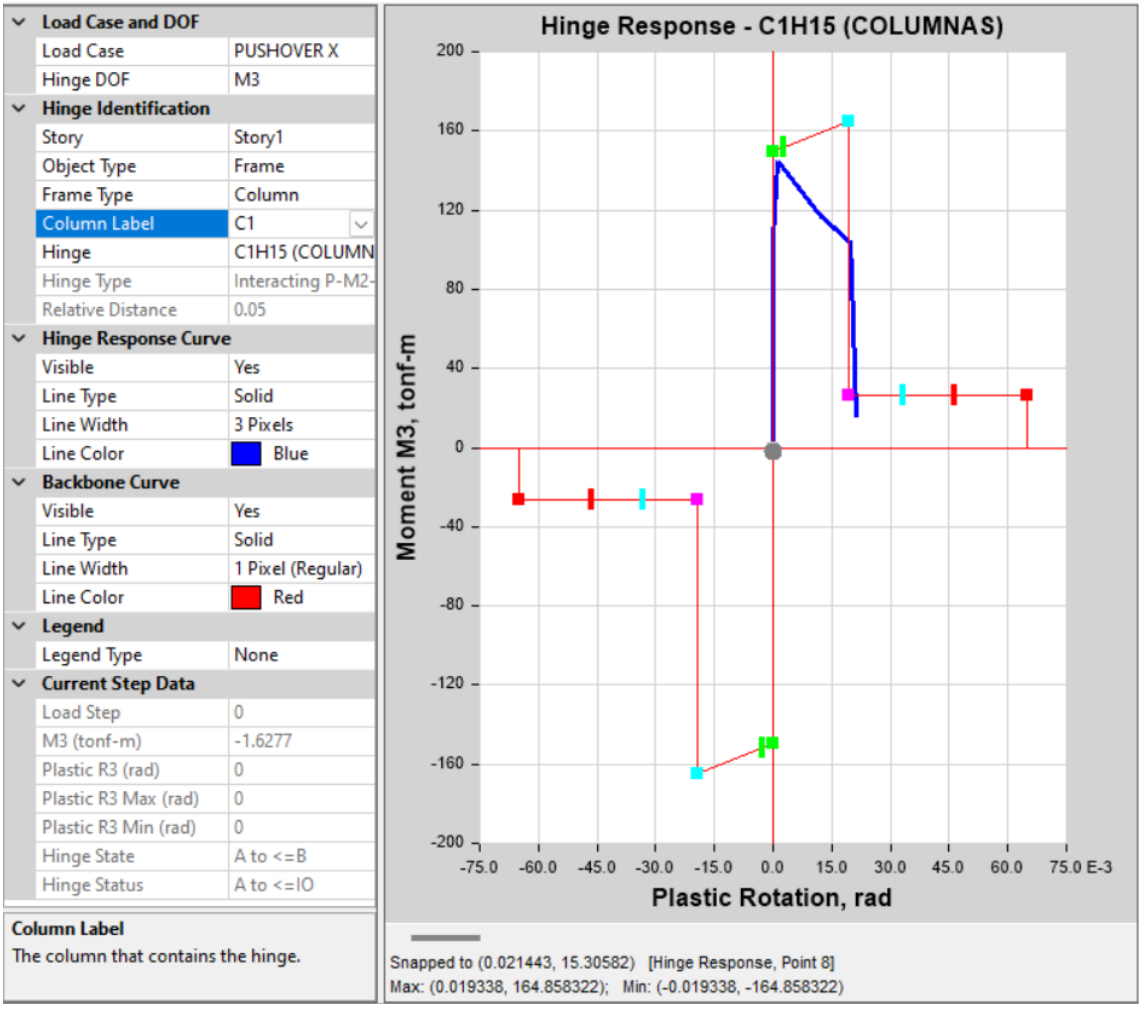
Fuente: Elaboración Propia

En el paso 1, ya se incursiona con 2 rotulas en el nivel de desempeño de ocupación inmediata, en el paso 4 se incursiona cgon una rotula en el nivel de desempeño de

seguridad de vida, y en el paso 5 se incursiona con una rotula en el nivel de desempeño de prevención de colapso.

A continuación, se presenta el modelo de rotula plástica generada por ETABS, para la columna critica, con los criterios de aceptación adoptados.

Figura 53. Respuesta de la rótula plástica en la columna C1H15

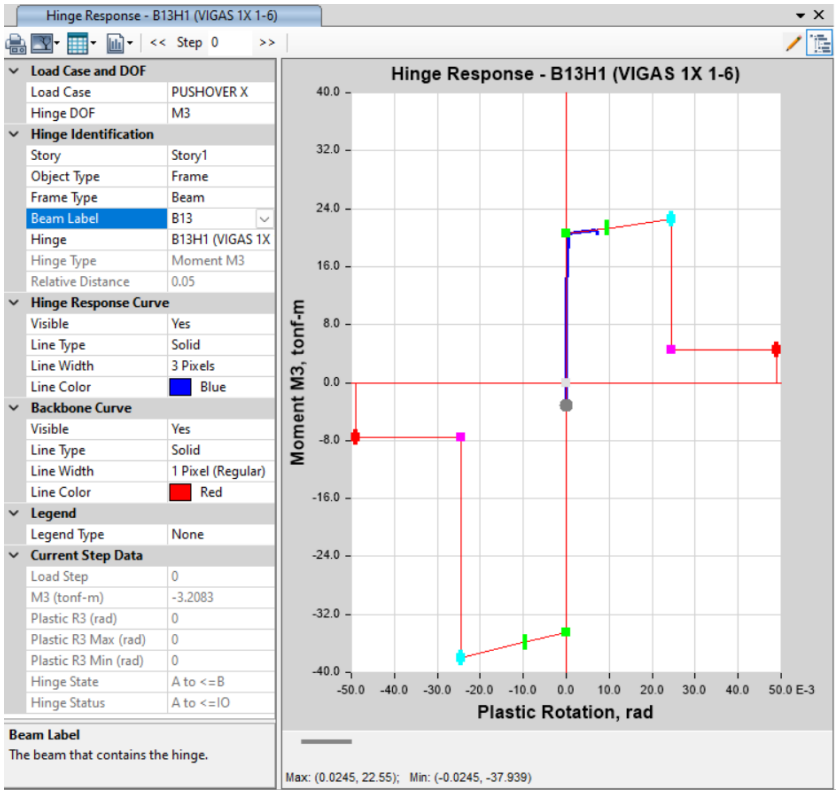


Fuente: ETABS

La rotación máxima que alcanza esta columna en su base es de 0.02144 rad, y se encuentra en el Nivel de desempeño de Prevención del colapso, porque ha ingresado en este límite de aceptación representado con el color magenta.

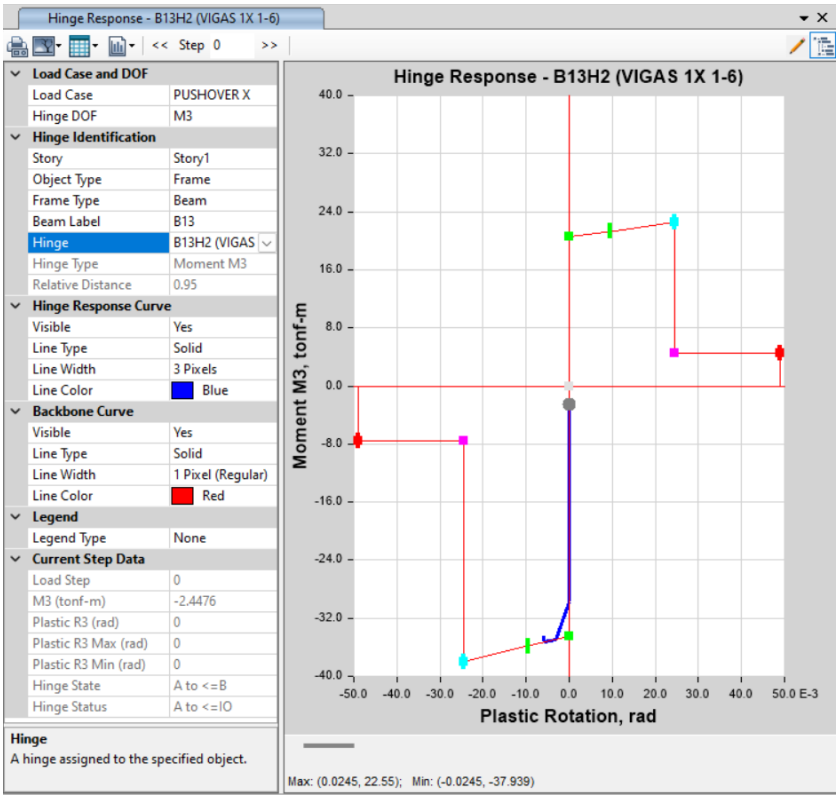
A continuación, se presenta el modelo de rotula plástica generada por ETABS, para la viga critica, con los criterios de aceptación adoptados.

Figura 54. Respuesta de la rótula plástica en la viga B13H1



Fuente: ETABS

Figura 55. Respuesta de la rótula plástica en la viga B13H2



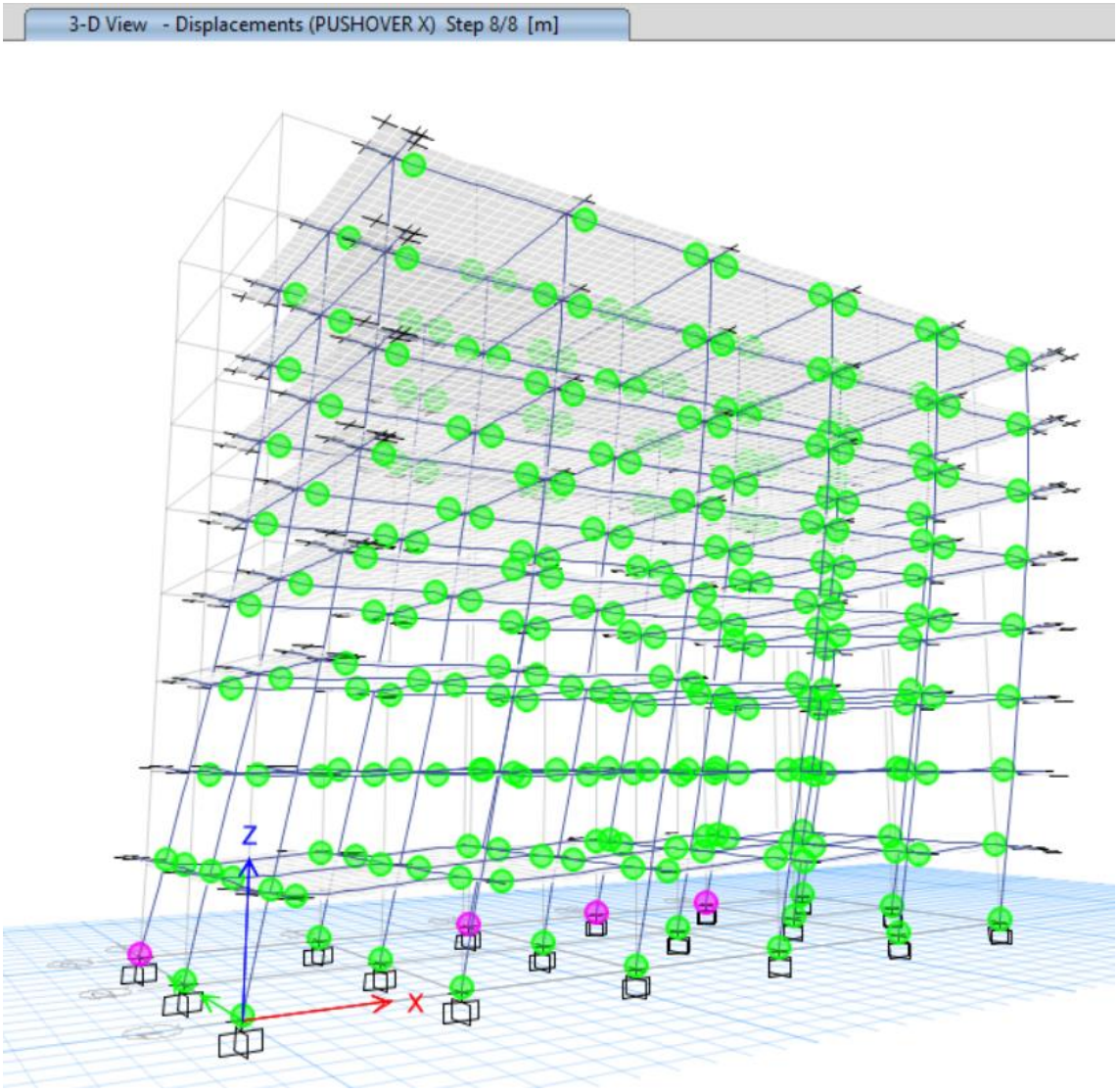
Fuente: ETABS

La rotación máxima que alcanza esta viga en su extremo izquierdo es de 0.007221 rad, y en su extremo derecho es de -0.005949 rad, y se encuentran en el Nivel de desempeño de Ocupación inmediata.

A continuación, se indica el paso final, 8vo paso, del modelo pushover en sentido X.

Se observa una rótula plástica en la base de cada una de las columnas 1, 3, 4 y 5, esta rotula se encuentra de color magenta, que indica que se encuentra en nivel de desempeño de prevención de colapso.

Figura 56. Edificio desplazado en el 8vo paso del pushover X, para el nivel de desempeño de prevención de colapso



Fuente: ETABS

5.3.3 ANALISIS DBD EN SENTIDO Y, NIVEL DE DESEMPEÑO DE PREVENCION DE COLAPSO:

A continuación, se presentan los parámetros derivados de la aplicación del método DBD para el nivel de desempeño de Prevención de Colapso en el sentido longitudinal (Y). La Tabla 32 consolida las variables críticas de la estructura sustituta, los cuales sirven como base para el posterior modelado y verificación en el software ETABS.

Tabla 29: Resumen de parámetros de diseño para el método DBD - Nivel de Prevención de Colapso (CP) Sentido Y.

NIVEL DE DESEMPEÑO DE PREVENCIÓN DE COLAPSO SENTIDO Y		
Variable	**Parámetros**	
Perfil de desplazamiento de diseño	Altura edificación Hn (m)=	24
	Desplazamiento de diseño Δi(m)=	0.465
ESTRUCTURA SUSTITUTA, sistema de 1 grado de libertad	Desplazamiento Característico Δd(m)=	0.336
	Altura efectiva Heff(m)=	16.05
	Masa efectiva(UTM)=	258.91
	Desplazamiento de fluencia Δy(m)=	0.147
	Ductilidad (μ)=	2.281
	Factor de reducción de demanda sísmica (Rξ)=	2.25
	Periodo Efectivo Teff(s)=	2.54
	Rigidez Efectiva Keff (T/m)=	1581.378
	Cortante Basal V_{DBD} (T)=	530.61
	Cortante Basal V_{DBD} afectado por factor k, en el vector de fuerzas laterales (T)=	478.157

Fuente: Elaboración Propia

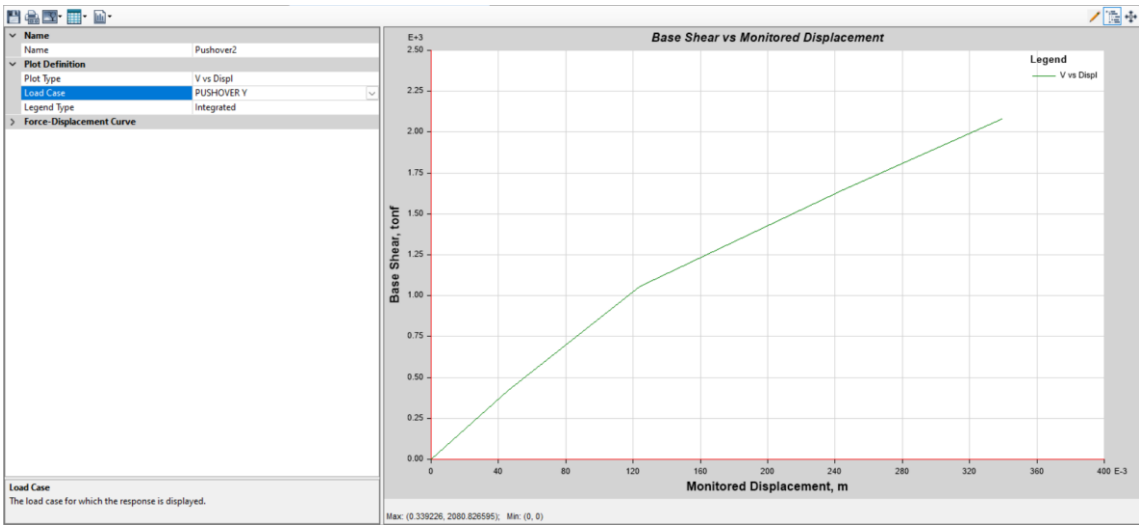
Para el nivel de desempeño de Prevención de Colapso (CP) en el sentido Y, se obtuvo una ductilidad de 2.281 (μ >1), lo que evidencia una mayor demanda inelástica en esta dirección en comparación con el sentido X. Al superar el desplazamiento de fluencia (Δy = 0.147 m), la estructura experimenta una degradación de rigidez controlada, reflejada en el incremento del periodo efectivo a 2.54 s. Este comportamiento es consistente con los lineamientos de Visión 2000 (SEAOC 1995), donde se acepta la presencia de daños estructurales severos y deformaciones permanentes, siempre que se garantice la estabilidad global y se evite el colapso total ante un evento sísmico muy raro (Tr = 2475 años). El incremento en el cortante basal respecto a los niveles anteriores valida que la estructura moviliza su máxima capacidad de resistencia y disipación de energía para cumplir con el objetivo de prevención de colapso (seguridad de vida extremo).

Una vez Ingresadas las secciones transversales, las cargas gravitacionales muerta(D) y viva(L) en cada piso, el vector de fuerzas laterales en cada losa de piso, las combinaciones de carga, la fuente de masas D+0.25L, la armadura de acero y los criterios de aceptación, se procede a correr el programa, para que este genere la curva de capacidad y las rotulas plásticas que se forman. En los anexos se muestra el procedimiento de forma detallada.

A continuación, se presentan los resultados arrojados por el programa ETABS, para analizarlos.

5.3.4 Verificación de la Capacidad Estructural mediante Análisis Pushover ANALISIS SENTIDO Y PREVENCION DE COLAPSO

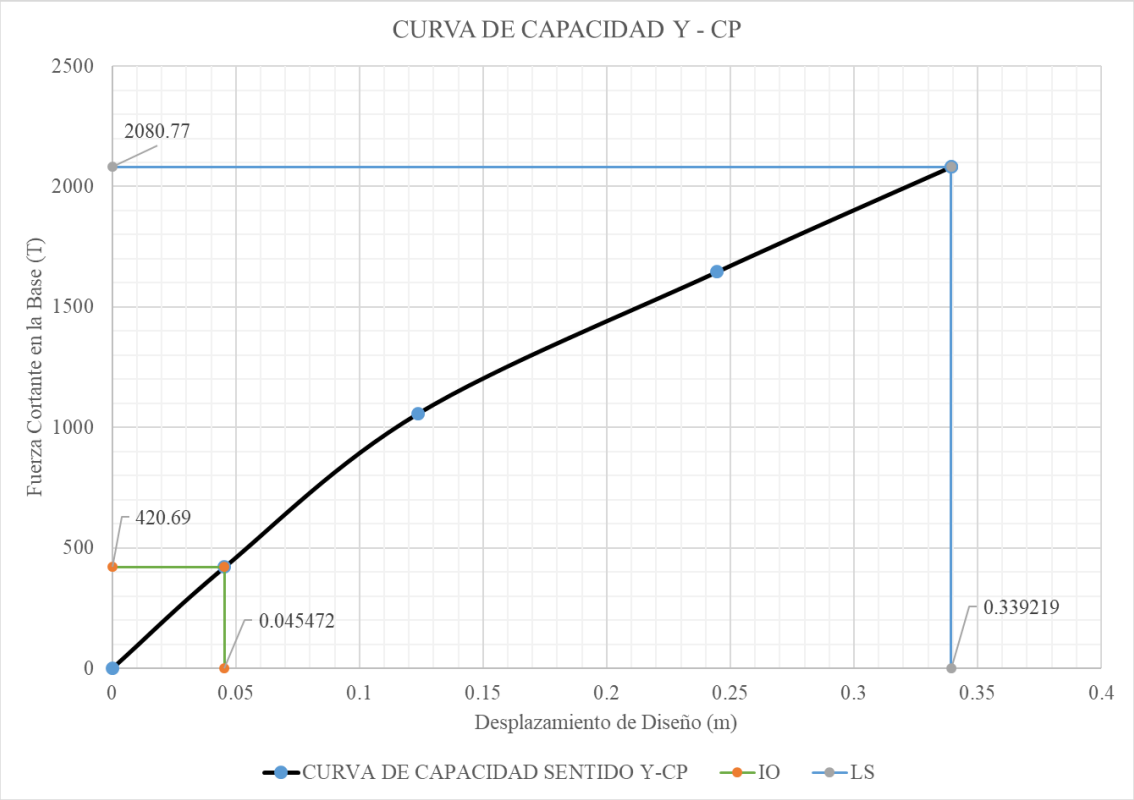
Figura 57. Curva de capacidad sentido Y para el nivel de desempeño de ocupación inmediata



Fuente: ETABS

En la figura anterior, se presenta la curva de Capacidad Y-CP obtenida del software ETABS, y para visualizarla de mejor manera se la grafica en este formato que se presenta a continuación:

Figura 58. Curva de Capacidad Y-CP



Fuente: ETABS

La Figura Fuerza Cortante en la Base vs Desplazamiento Monitoreado, relaciona la fuerza total aplicada a la base (Fuerza Cortante en la Base) con el desplazamiento en la cubierta (Desplazamiento de diseño) y, crucialmente, el número acumulado de rótulas plásticas en cada nivel de desempeño.

El desplazamiento de diseño es el desplazamiento de la cubierta en metros. Esto representa el eje X de la curva de capacidad. Aumenta de 0 a 0.339 m (aproximadamente 34 cm).

La fuerza Cortante en la Base, es la fuerza cortante basal que la estructura está resistiendo en cada paso, representada por el eje Y de la curva de capacidad.

En este caso se pueden distinguir dos niveles de desempeño, el de ocupación inmediata con un desplazamiento de 0.045472m con una fuerza cortante en la base de 420.69 T, y el nivel de desempeño de seguridad de vida con un desplazamiento de 0.339219m con una fuerza cortante en la base de 2080.77 T.

Identificación del desempeño y Colapso.

Las columnas clave son las que marcan el número de rótulas plásticas que se han formado en los diferentes niveles de desempeño. De esta tabla se ha generado la curva de capacidad sentido Y presentada anteriormente.

Tabla 30: Fuerza Cortante en la Base vs Desplazamiento de Diseño sentido Y-CP

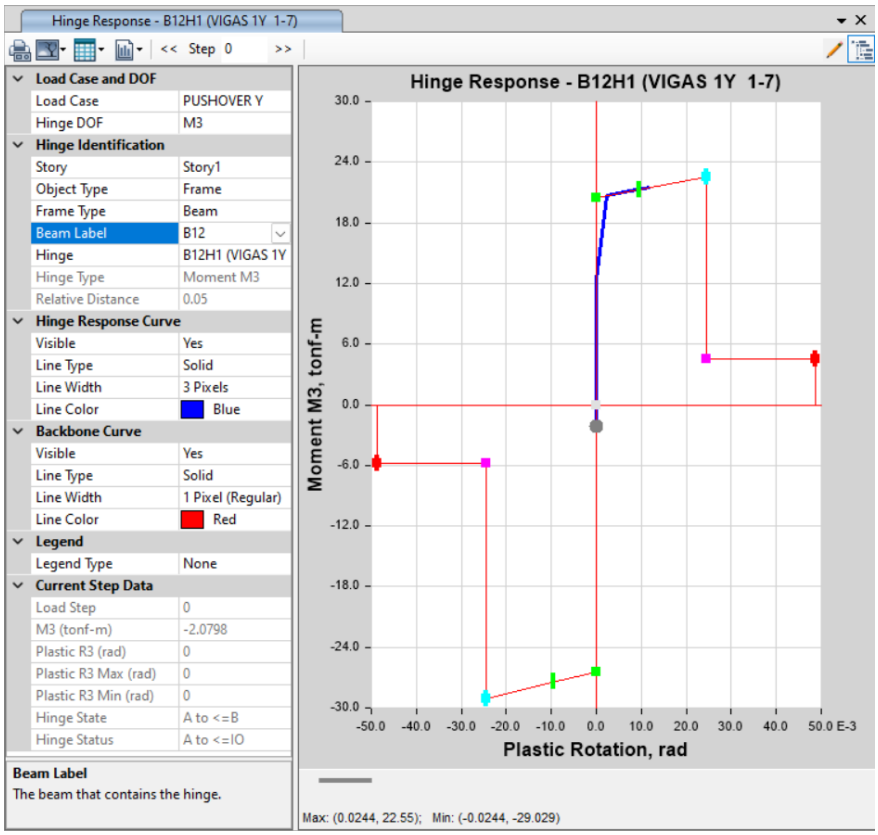
Paso	Desplazamiento de Diseño	Fuerza Cortante en la base	A-B	B-C	C-D	D-E
	m	tonf	A-IO	IO-LS	LS-CP	CP - C
0	0	0	720	0	0	0
1	0.045472	420.6865	719	1	0	0
2	0.123737	1058.0531	527	193	0	0
3	0.244705	1646.1153	502	218	0	0
4	0.339219	2080.7682	466	253	1	0
5	0.339226	2080.8266	466	253	1	0

Fuente: Elaboración Propia

En el paso 1, ya se incursiona con una rotula en el nivel de desempeño de ocupación inmediata, y en el paso 4 se incursiona con una rotula en el nivel de desempeño de seguridad de vida.

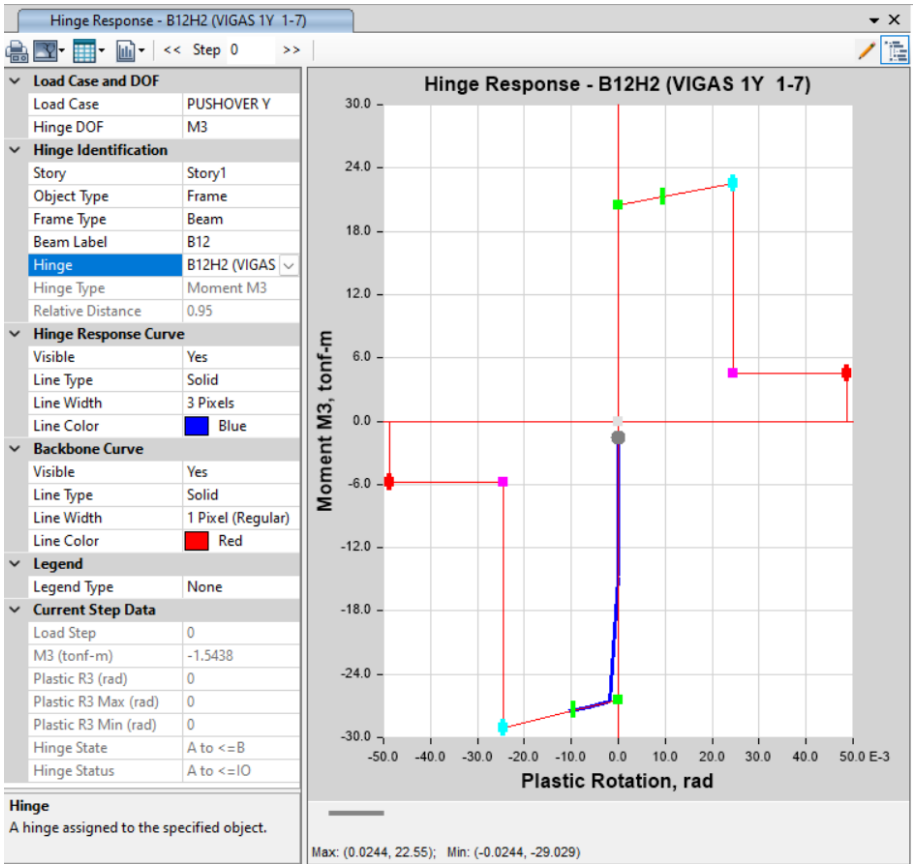
A continuación, se presenta el modelo de rotula plástica generada por ETABS, para la viga critica, con los criterios de aceptación adoptados.

Figura 59. Respuesta de la rótula plástica en la viga B12H1



Fuente: ETABS

Figura 60. Respuesta de la rótula plástica en la viga B12H2



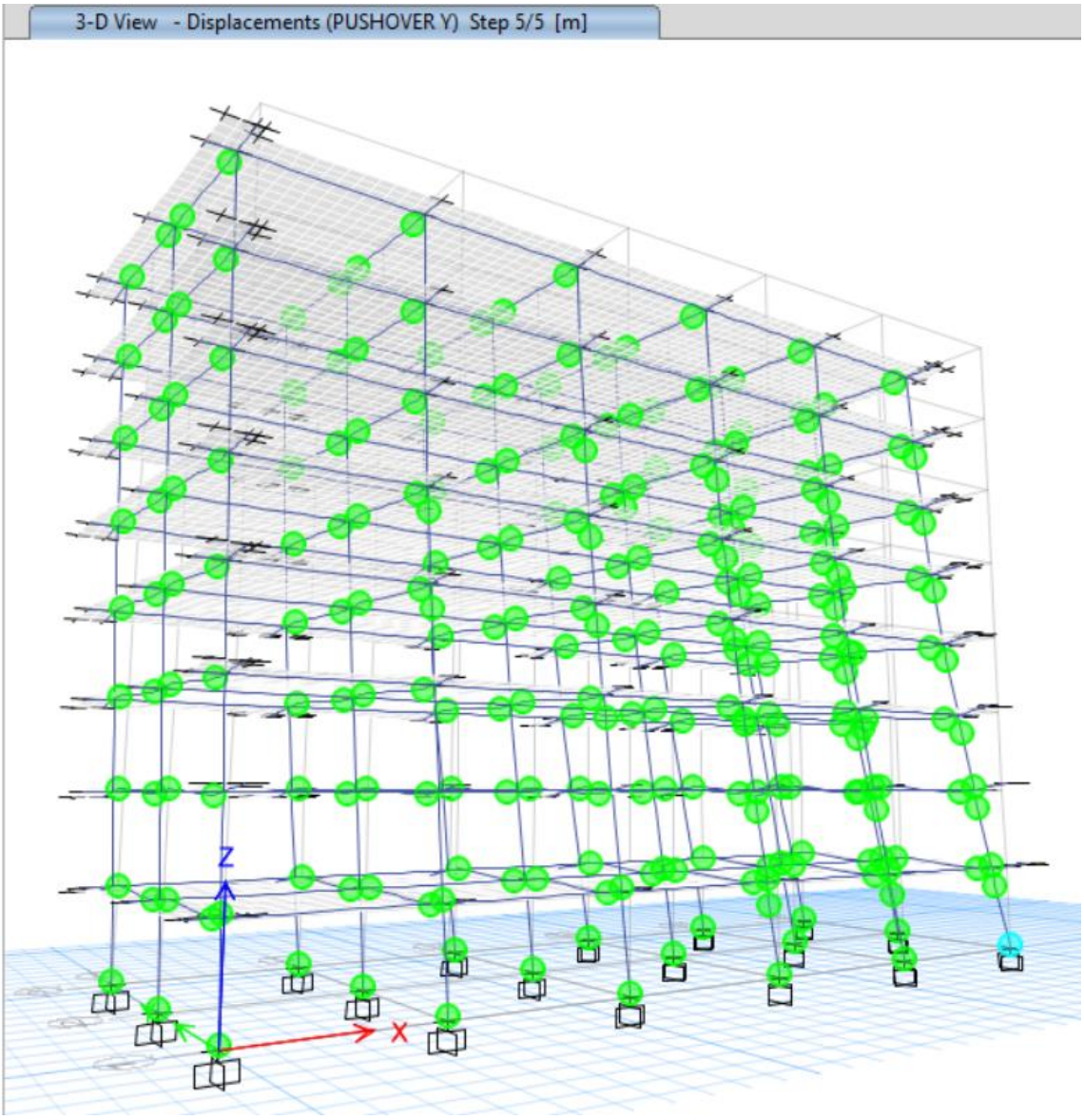
Fuente: ETABS

La rotación máxima que alcanza esta viga en su extremo izquierdo es de 0.01183 rad, y en su extremo derecho es de -0.0105 rad, y se encuentran en el Nivel de desempeño de Ocupación inmediata.

A continuación, se indica el paso final, 5to paso, del modelo pushover en sentido Y.

Se observa una rótula plástica en la base de la columna 18, esta rotula se encuentra de color cian, que indica que se encuentra en nivel de desempeño de seguridad de vida.

Figura 61. Edificio desplazado en el 8vo paso del pushover Y, para el nivel de desempeño de prevención de colapso



Fuente: ETABS

CAPITULO VI: RESULTADOS Y ANALISIS

6.1 Resultados y análisis

A continuación, se presentan los parámetros derivados de la aplicación del método DBD para el nivel de desempeño de Ocupación inmediata en el sentido longitudinal (X e Y). La Tabla 34 consolida las variables críticas de la estructura sustituta, y muestra una comparación entre ellas.

Tabla 31: Resumen de parámetros de diseño para el método DBD - Nivel de Ocupación Inmediata (IO) sentido X e Y.

NIVEL DE DESEMPEÑO DE OCUPACIÓN INMEDIATA SENTIDO X e Y			
Variable	**Parámetros**		
		Sentido X	**Sentido Y**
Perfil de desplazamiento de diseño	Altura edificación Hn (m)=	24	24
	Desplazamiento de diseño Δi(m)=	0.093	0.093
ESTRUCTURA SUSTITUTA, sistema de 1 grado de libertad	Desplazamiento Característico Δd(m)=	0.067	0.067
	Altura efectiva Heff(m)=	16.05	16.05
	Masa efectiva(UTM)=	258.91	258.91
	Desplazamiento de fluencia Δy(m)=	0.138	0.120
	Ductilidad (μ)=	0.488	0.588
	Factor de reducción de demanda sísmica (Rξ)=	1	1
	Periodo Efectivo Teff(s)=	1.68	1.68
	Rigidez Efectiva Keff (T/m)=	3621.577	3621.577
	Cortante Basal V_{DBD} (T)=	243.03	243.03
	Cortante Basal V_{DBD} afectado por factor k, en el vector de fuerzas laterales (T)=	220.128	220.128

Fuente: Elaboración Propia

En el nivel de Ocupación Inmediata (IO), se observa una respuesta estructural simétrica en cuanto a rigidez efectiva (3621.58 T/m) y periodo efectivo (1.68 s) en ambas direcciones. No obstante, el desplazamiento de fluencia (Δy) es menor en el sentido Y (0.120 m) respecto al sentido X (0.138 m), lo que resulta en una ductilidad ligeramente superior en Y (0.588 vs 0.488). En ambos casos, al ser la ductilidad inferior a la unidad ($\mu < 1$), se ratifica que la estructura permanece en el rango elástico, garantizando la continuidad operativa y la ausencia de daños ante sismos ocasionales.

A continuación, se presentan los parámetros derivados de la aplicación del método DBD para el nivel de desempeño de Prevención de Colapso en el sentido longitudinal (X e Y). La Tabla 35 consolida las variables críticas de la estructura sustituta, y muestra una comparación entre ellas.

Tabla 32: Resumen de parámetros de diseño para el método DBD - Nivel de Prevención de Colapso (CP) sentido X e Y.

NIVEL DE DESEMPEÑO DE PREVENCION DE COLAPSO SENTIDO X e Y			
Variable	**Parámetros**		
		Sentido X	**Sentido Y**
Perfil de desplazamiento de diseño	Altura edificación Hn (m)=	24	24
	Desplazamiento de diseño Δi(m)=	0.465	0.465
ESTRUCTURA SUSTITUTA, sistema de 1 grado de libertad	Desplazamiento Característico Δd(m)=	0.336	0.336
	Altura efectiva Heff(m)=	16.05	16.05
	Masa efectiva(UTM)=	258.91	258.91
	Desplazamiento de fluencia Δy(m)=	0.16	0.147
	Ductilidad (μ)=	2.091	2.281
	Factor de reducción de demanda sísmica (Rξ)=	2.14	2.25
	Periodo Efectivo Teff(s)=	2.42	2.54
	Rigidez Efectiva Keff (T/m)=	1748.128	1581.378
	Cortante Basal V_{DBD} (T)=	586.56	530.61
	Cortante Basal V_{DBD} afectado por factor k, en el vector de fuerzas laterales (T)=	528.577	478.157

Fuente: Elaboración Propia

En el nivel de Prevención de Colapso (CP), la estructura alcanza su máxima incursión inelástica. El sentido Y presenta una degradación de rigidez más acentuada (1581.38 T/m) y una ductilidad de 2.281, superando la respuesta del sentido X (μ = 2.091). El incremento del cortante basal a niveles de 528.58 T (X) y 478.16 T (Y) demuestra la movilización de la reserva de resistencia estructural. Estos parámetros son consistentes con los objetivos de Visión 2000, permitiendo daños severos bajo un evento sísmico muy raro (Tr = 2475 años) siempre que se evite el colapso global

A continuación, se presentan los parámetros derivados de la aplicación del método DBD para el nivel de desempeño de Seguridad de vida en el sentido longitudinal (X e Y). La Tabla 36 consolida las variables críticas de la estructura sustituta, y muestra una comparación entre ellas.

Tabla 33: Resumen de parámetros de diseño para el método DBD - Nivel de Seguridad de vida (LS) sentido X e Y.

NIVEL DE DESEMPEÑO DE SEGURIDAD DE VIDA SENTIDO X e Y			
Variable	**Parámetros**		
		Sentido X	**Sentido Y**
Perfil de desplazamiento de diseño	Altura edificación Hn (m)=	24	24
	Desplazamiento de diseño Δi(m)=	0.372	0.372
ESTRUCTURA SUSTITUTA, sistema de 1 grado de libertad	Desplazamiento Característico Δd(m)=	0.268	0.268
	Altura efectiva Heff(m)=	16.05	16.05
	Masa efectiva(UTM)=	258.91	258.91
	Desplazamiento de fluencia Δy(m)=	0.175	0.16
	Ductilidad (μ)=	1.533	1.673
	Factor de reducción de demanda sísmica (Rξ)=	1.82	1.92
	Periodo Efectivo Teff(s)=	2.7	2.85
	Rigidez Efectiva Keff (T/m)=	1401.202	1259.044
	Cortante Basal V_{DBD} (T)=	376.12	337.96
	Cortante Basal V_{DBD} afectado por factor k, en el vector de fuerzas laterales (T)=	339.05	304.652

Fuente: Elaboración Propia

Para el nivel de Seguridad de Vida (LS), los resultados reflejan la flexibilidad intrínseca del sistema ante el sismo de diseño (Tr = 475 años). Se evidencia que el sentido Y es más flexible, alcanzando un periodo efectivo de 2.85 s frente a los 2.70 s del sentido X. Esta diferencia se traduce en una mayor demanda de ductilidad en el sentido Y (μ = 1.673), requiriendo una mayor capacidad de disipación de energía. Ambos sentidos cumplen con los límites de deriva de la NEC-15, aceptando daños moderados reparables sin comprometer la integridad de los ocupantes.

La respuesta dinámica de la edificación está estrechamente ligada a su configuración en planta, la cual presenta una geometría alargada en el sentido X. Esta disposición permite una mayor cantidad de vanos en dicha dirección, otorgando al sistema una rigidez lateral superior; esto se traduce en un desplazamiento de fluencia (Δy) y un periodo fundamental más bajos en comparación con el sentido opuesto. Por el contrario, el menor número de vanos en el sentido Y justifica técnicamente la mayor flexibilidad observada en los resultados del DBD, donde los periodos efectivos alcanzan valores de hasta 2.85 s en LS y 2.54 s en CP. Esta asimetría ortogonal explica por qué el sentido Y experimenta una mayor demanda de ductilidad, obligando a los elementos estructurales en esta dirección a una incursión inelástica más pronunciada para disipar la energía sísmica y satisfacer los objetivos de desempeño planteados.

Como culminación del análisis, se presenta la Tabla 37, la cual integra de manera comparativa los indicadores clave de respuesta para los tres niveles de desempeño estudiados. Esta matriz de resultados permite visualizar la evolución de la estructura desde un estado puramente elástico hasta la incursión inelástica profunda, relacionando directamente las decisiones de dimensionamiento geométrico con la capacidad de disipación de energía. La tabla consolida la respuesta ortogonal (X/Y), permitiendo contrastar cómo la relación de aspecto de la planta y la configuración de las secciones transversales de vigas y columnas gobiernan la rigidez, el periodo y la ductilidad final del sistema.

Tabla 34: Resumen Comparativo de Objetivos de Desempeño (Sentido X e Y)

Indicador Clave	**Ocupación Inmediata (OI)**	**Seguridad de Vida (LS)**	**Prevención de Colapso (CP)**
Tr (Años)	225	475	2475
Geometría en Planta (m)	**Lx = 31.80 / Ly = 14.00**	**Lx = 31.80 / Ly = 14.00**	**Lx = 31.80 / Ly = 14.00**
Sección Columnas (m)	1.10x1.40	0.75x0.90	0.80x0.95
Sección Vigas (m)	0.50x0.70	0.40x0.55	0.40x0.60
Desplazamiento característico Δd (m) [X/Y]	0.067 / 0.067	0.268 / 0.268	0.336 / 0.336
Ductilidad (μ) [X / Y]	0.49 / 0.59	1.53 / 1.67	2.09 / 2.28
Periodo Teff (s) [X / Y]	1.68 / 1.68	2.70 / 2.85	2.42 / 2.54
Rigidez Keff (T/m) [X / Y]	3621 / 3621	1401 / 1259	1748 / 1581
Deriva Técnica Máx.	0.50%	2.00%	2.50%

Indicador Clave	Ocupación Inmediata (OI)	Seguridad de Vida (LS)	Prevención de Colapso (CP)
Cortante Basal (T) [X / Y]	243 / 243	376 / 338	586 / 531

Fuente: Elaboración Propia

La selección de las dimensiones de las vigas para cada nivel de desempeño no fue arbitraria, ya que en la metodología DBD, el desplazamiento de fluencia (Δy) está gobernado por la geometría de la viga (peralte de la viga: h_b). Al dimensionar vigas de 0.70m para IO y 0.55m para LS, se buscó calibrar el punto de fluencia de la estructura para asegurar que el mecanismo de disipación de energía(dúctil) se concentre en los elementos horizontales, garantizando así el cumplimiento de la jerarquía de resistencia Columna Fuerte - Viga Débil.

La comparativa global de resultados evidencia la eficiencia del método de Diseño Basado en Desplazamientos (DBD) para gestionar la respuesta de la edificación mediante la optimización de tres modelos estructurales independientes. Se observa que la geometría alargada en el sentido X (31.80 m frente a los 14.00m en Y) con una relación de aspecto de 2.27, que marca una diferencia fundamental en la respuesta dinámica: la mayor continuidad de pórticos y número de vanos en el sentido longitudinal otorga una rigidez superior, lo que se traduce en periodos efectivos y demandas de ductilidad menores en comparación con el sentido transversal (Y).La demanda de desplazamiento característico (Δd) se incrementa significativamente al transitar del nivel de Ocupación Inmediata al de Prevención de Colapso, validando una jerarquía de daño donde la estructura se flexibiliza para disipar la energía de sismos extremos. Esta transición se refleja directamente en la variabilidad de las secciones: mientras que el modelo de IO utiliza columnas robustas de 1.10x1.40m para garantizar un comportamiento elástico ($\mu < 1$), los modelos de LS y CP permiten una degradación de rigidez programada al optimizar estas secciones, elevando los periodos hasta 2.85s en el eje Y. Finalmente, es notable que el modelo de CP recupera rigidez respecto al de LS al incrementar las secciones de elementos estructurales, un ajuste necesario para resistir el cortante basal extremo de 586T y asegurar la estabilidad global ante el evento sísmico de 2475 años.

Limitaciones del Método de Diseño Basado en Desplazamientos (DBD)

A pesar de las ventajas del DBD para predecir el desempeño sísmico, es fundamental reconocer las limitaciones inherentes al método aplicadas a este proyecto:

- **Simplificación al Sistema de un Grado de Libertad (SDF):** El DBD se basa en la suposición de que la respuesta de la edificación está dominada por el primer modo de vibración. En edificios de 8 pisos con irregularidades o configuraciones alargadas, los efectos de los modos superiores pueden subestimar las fuerzas en los niveles superiores y las demandas de cortante en la base, lo que requiere validaciones adicionales mediante análisis dinámicos no lineales.
- **Dependencia del Perfil de Desplazamiento y la Ductilidad:** El método asume un perfil de deformación objetivo para calcular el desplazamiento del sistema sustituto (Δd). Sin embargo, la precisión del diseño depende críticamente de la estimación de la ductilidad (μ), la cual está intrínsecamente ligada al Factor de reducción de la demanda sísmica ($R\xi$).

La determinación de $R\xi$ se basa en modelos de amortiguamiento viscoso equivalente que capturan la disipación de energía. Una limitación crítica es que, al aumentar la ductilidad estimada, el factor $R\xi$ crece, provocando una disminución drástica de las fuerzas de diseño laterales. Si la ductilidad real de los pórticos de hormigón es menor a la asumida, estaríamos diseñando para fuerzas reducidas que no corresponden a la capacidad de deformación de las secciones, comprometiendo la estabilidad estructural en los niveles LS y CP.

- **Sensibilidad al efecto P-\Delta:** En estructuras con periodos largos y altas demandas de ductilidad, los efectos de segundo orden pueden reducir drásticamente la capacidad de recuperación de la estructura. El DBD simplificado no siempre captura con precisión la inestabilidad potencial por efectos P-Delta en el rango de grandes deformaciones sin un análisis de estabilidad riguroso.

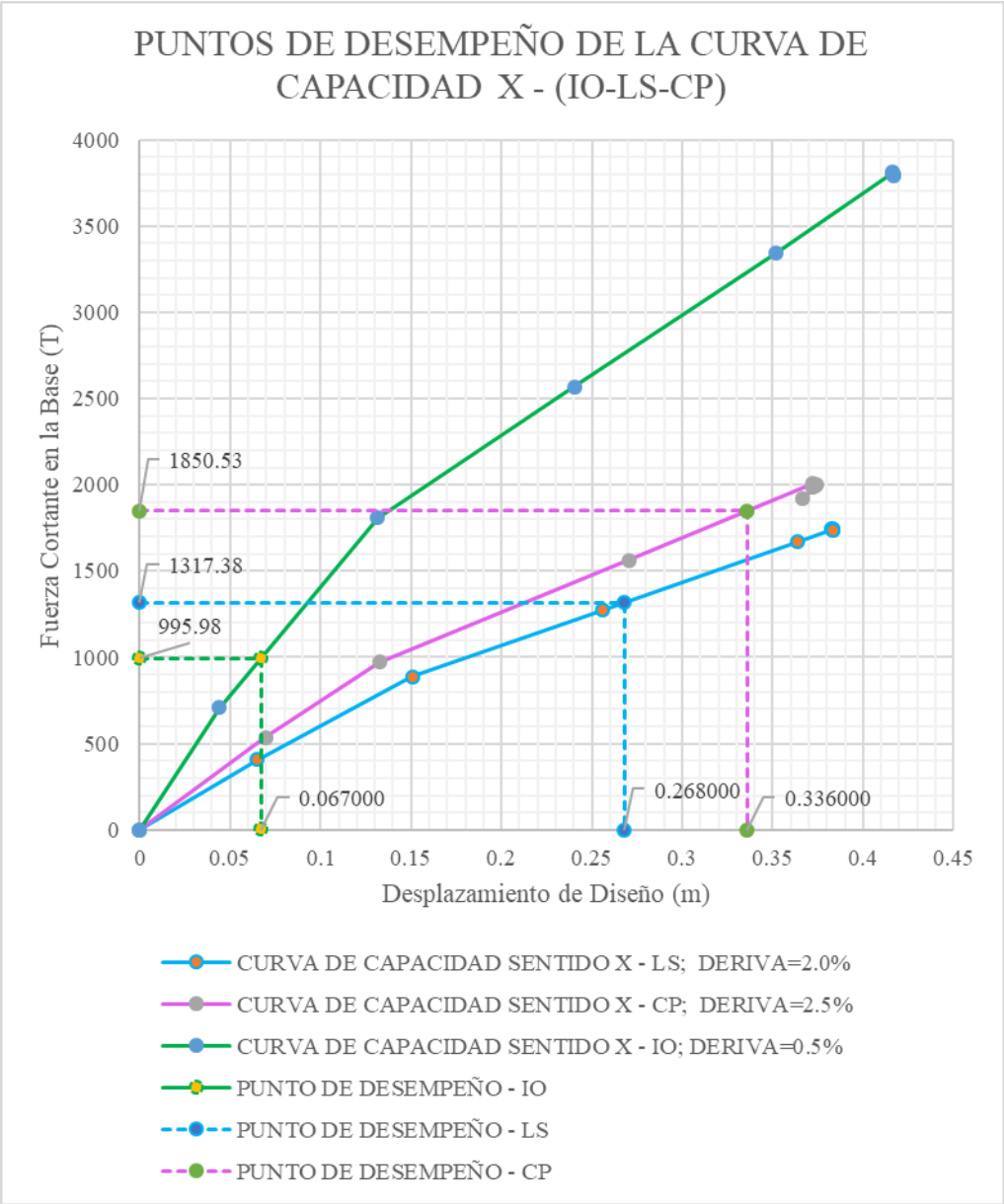
5.1.1 Comparación de las curvas de capacidad y obtención de los puntos de desempeño, mediante DBD.

Una vez realizado el Pushover y al haberse obtenido las curvas de capacidad para los tres niveles de desempeño, ocupación inmediata, seguridad y prevención de colapso, con el desplazamiento característico obtenido para cada nivel de desempeño, se acude a la curva de capacidad y se ingresa este desplazamiento característico en las abscisas y se traza una línea vertical y donde corta la curva se traza una horizontal se obtiene la Fuerza Cortante basal inelástica, que es la resistencia lateral requerida máxima para limitar el daño en la estructura, al nivel de desempeño deseado.

En este punto de desempeño se debe verificar que ninguna rotula debe haber excedido el límite de aceptación local (en vigas o columnas) asociado a ese nivel de desempeño.

A continuación, se presentan las curvas de capacidad para el sentido X y las tablas con la formación de rotulas, para los tres niveles de desempeño estudiados, verificando que la estructura cumpla con cada nivel de desempeño solicitado.

Figura 62. Puntos de Desempeño de las Curvas de Capacidad sentido X para los Niveles de desempeño de ocupación inmediata, Seguridad de vida y Prevención de colapso



Fuente: Elaboración propia

Si se analiza la curva de Capacidad para el nivel de desempeño de ocupación inmediata(IO), se tiene que para el desplazamiento característico de 0.067m en las abscisas, trazando una vertical hasta cortar la curva y desde ahí trazando una horizontal hasta cortar el eje de ordenadas, se obtiene una Fuerza Cortante basal de 998.98 T, que

es la resistencia lateral requerida máxima para el nivel de desempeño de ocupación inmediata(IO).

Con la fuerza cortante basal de 998.98 T, se revisa la tabla y se observa que esta fuerza se encuentra entre el paso 1 y 2, y que a partir del paso 1 hasta el paso 4, las rotulas se encuentran en nivel de desempeño de ocupación inmediata, por ende, esta fuerza se encuentra este nivel de desempeño, es decir cumple con el nivel de desempeño de ocupación inmediata.

Tabla 35: Fuerza Cortante en la Base vs Desplazamiento de Diseño sentido X – IO (Ocupación inmediata)

Paso	Desplazamiento de Diseño	Fuerza Cortante en la base	**A-B**	**B-C**	**C-D**	**D-E**	**>E**
	m	tonf	**A-IO**	**IO-LS**	**LS-CP**	**CP-C**	
0	0	0	720	0	0	0	0
1	0.044076	708.2708	718	2	0	0	0
2	0.131657	1807.4463	462	258	0	0	0
3	0.240481	2566.7629	462	258	0	0	0
4	0.351505	3342.7925	461	259	0	0	0
5	0.416332	3813.0749	459	260	1	0	0
6	0.416492	3805.0387	459	260	1	0	0
7	0.41654	3801.2704	459	260	1	0	0
8	0.416595	3794.6095	459	260	0	1	0

Fuente: Elaboración Propia

De la misma manera, si se analiza la curva de Capacidad para el nivel de desempeño de seguridad de vida(LS), se tiene que para el desplazamiento característico de 0.268m en las abscisas, trazando una vertical hasta cortar la curva y desde ahí trazando una horizontal hasta cortar el eje de ordenadas, se obtiene una Fuerza Cortante basal de 1317.38 T, que es la resistencia lateral requerida máxima para el nivel de desempeño de seguridad de vida(LS).

Con la fuerza cortante basal de 1317.38 T, se revisa la tabla y se observa que esta fuerza se encuentra entre el paso 3 y 4, y que a partir del paso 5, las rotulas se encuentran en nivel de desempeño de seguridad de vida, por ende, esta fuerza se encuentra en el nivel de desempeño de ocupación inmediata, es decir cumple con el nivel de desempeño de seguridad de vida(LS).

Tabla 36: Fuerza Cortante en la Base vs Desplazamiento de Diseño sentido X – LS (Seguridad de vida)

Paso	Desplazamiento de Diseño	Fuerza Cortante en la base	A-B	B-C	C-D	D-E	>E
	m	tonf	A-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	
0	0	0	720	0	0	0	0
1	0.064888	407.0054	718	2	0	0	0
2	0.150823	888.7624	537	183	0	0	0
3	0.25571	1272.0034	491	229	0	0	0
4	0.36339	1669.6107	461	259	0	0	0
5	0.38259	1742.8083	460	259	1	0	0
6	0.382917	1742.711	459	260	1	0	0
7	0.38294	1742.0758	459	260	1	0	0
8	0.382986	1739.5283	459	260	1	0	0
9	0.382987	1739.3649	459	260	1	0	0

Fuente: Elaboración Propia

Así como también, si se analiza la curva de Capacidad para el nivel de desempeño de prevención de colapso(CP), se tiene que para el desplazamiento característico de 0.336m en las abscisas, trazando una vertical hasta cortar la curva y desde ahí trazando una horizontal hasta cortar el eje de ordenadas, se obtiene una Fuerza Cortante basal de 1850.53 T, que es la resistencia lateral requerida máxima para el nivel de desempeño de prevención de colapso (CP).

Con la fuerza cortante basal de 1850.53 T, se revisa la tabla y se observa que esta fuerza se encuentra entre el paso 3 y 4, y que a partir del paso 5, las rotulas se encuentran en nivel de desempeño de prevención de colapso, por ende, esta fuerza se encuentra en el nivel de desempeño de ocupación inmediata, es decir cumple con el nivel de desempeño de prevención de colapso(CP).

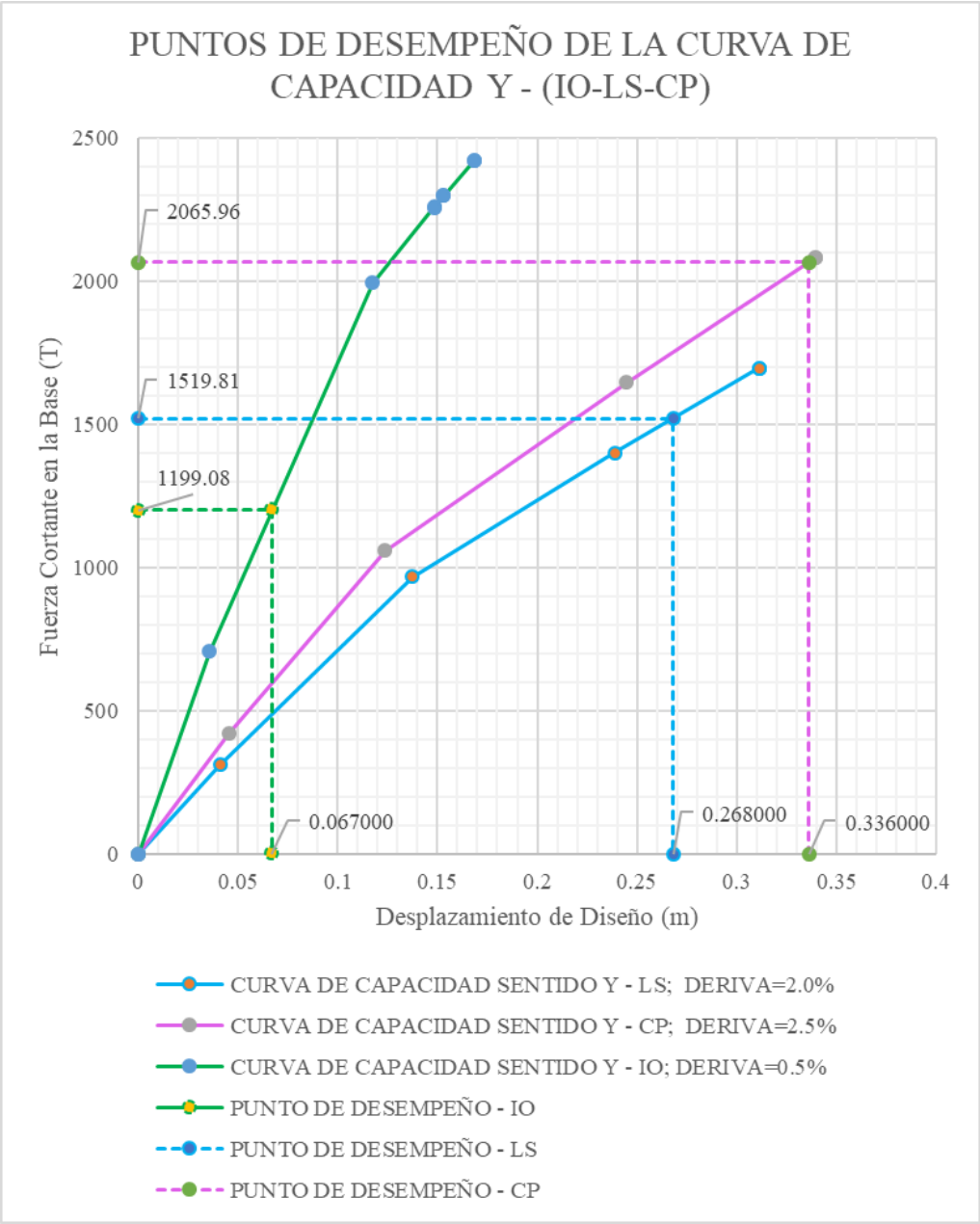
Tabla 37: Fuerza Cortante en la Base vs Desplazamiento de Diseño sentido X – CP (Prevención de Colapso)

Paso	Desplazamiento de Diseño	Fuerza Cortante en la base	A-B	B-C	C-D	D-E	>E
	m	tonf	A-IO	IO-LS	LS-CP	CP - C	
0	0	0	720	0	0	0	0
1	0.069464	536.5565	718	2	0	0	0
2	0.132618	971.7985	568	152	0	0	0
3	0.270302	1563.8797	492	228	0	0	0
4	0.371958	2007.4234	460	259	1	0	0
5	0.37197	1990.0304	459	260	0	1	0
6	0.373386	1997.0256	459	259	1	1	0
7	0.374071	1998.4977	459	257	3	1	0
8	0.36659	1920.4896	458	258	0	4	0

Fuente: Elaboración Propia

A continuación, se presentan las curvas de capacidad para el sentido Y, también las tablas con la formación de rotulas, para los tres niveles de desempeño estudiados, verificando que la estructura cumpla con cada nivel de desempeño solicitado.

Figura 63. Puntos de Desempeño de las Curvas de Capacidad sentido Y para los Niveles de desempeño de ocupación inmediata, Seguridad de vida y Prevención de colapso



Fuente: Elaboración propia

Si se analiza la curva de Capacidad para el nivel de desempeño de ocupación inmediata(IO), se tiene que para el desplazamiento característico de 0.067m en las abscisas, trazando una vertical hasta cortar la curva y desde ahí trazando una horizontal hasta cortar el eje de ordenadas, se obtiene una Fuerza Cortante basal de 1199.08 T, que es la resistencia lateral requerida máxima para el nivel de desempeño de ocupación inmediata(IO).

Con la fuerza cortante basal de 1199.08 T, se revisa la tabla y se observa que esta fuerza se encuentra entre el paso 1 y 2, y que a partir del paso 1, las rotulas se encuentran en nivel de desempeño de ocupación inmediata, por ende, esta fuerza se encuentra este nivel de desempeño, es decir cumple con el nivel de desempeño de ocupación inmediata.

Tabla 38: Fuerza Cortante en la Base vs Desplazamiento de Diseño sentido Y – IO (Ocupación inmediata)

Paso	Desplazamiento de Diseño	Fuerza Cortante en la base	**A-B**	**B-C**	**C-D**	**D-E**	**>E**
	m	tonf	**A-IO**	**IO-LS**	**LS-CP**	**CP-C**	
0	0	0	720	0	0	0	0
1	0.035649	707.2489	719	1	0	0	0
2	0.11761	1993.0472	510	210	0	0	0
3	0.14828	2257.2452	507	213	0	0	0
4	0.148335	2257.5422	507	213	0	0	0
5	0.153067	2297.1008	507	213	0	0	0
6	0.153122	2297.3133	507	213	0	0	0
7	0.168249	2419.0699	505	215	0	0	0
8	0.168296	2419.2617	505	215	0	0	0
9	0.16881	2423.4306	505	215	0	0	0

Fuente: Elaboración Propia

De la misma manera, si se analiza la curva de Capacidad para el nivel de desempeño de seguridad de vida(LS), se tiene que para el desplazamiento característico de 0.268m en las abscisas, trazando una vertical hasta cortar la curva y desde ahí trazando una horizontal hasta cortar el eje de ordenadas, se obtiene una Fuerza Cortante basal de 1519.81 T, que es la resistencia lateral requerida máxima para el nivel de desempeño de seguridad de vida(LS).

Con la fuerza cortante basal de 1519.81 T, se revisa la tabla y se observa que esta fuerza se encuentra entre el paso 3 y 4, y que a partir del paso 4, las rotulas se encuentran en nivel de desempeño de seguridad de vida, por ende, esta fuerza se encuentra en el nivel de desempeño de ocupación inmediata, es decir cumple con el nivel de desempeño de seguridad de vida(LS).

Tabla 39: Fuerza Cortante en la Base vs Desplazamiento de Diseño sentido Y – LS (Seguridad de vida)

Paso	Desplazamiento de Diseño	Fuerza Cortante en la base	A-B	B-C	C-D	D-E	>E
	m	tonf	A-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	
0	0	0	720	0	0	0	0
1	0.041107	312.1479	719	1	0	0	0
2	0.137333	966.7937	525	195	0	0	0
3	0.238693	1400.731	505	215	0	0	0
4	0.311181	1695.2568	495	224	1	0	0
5	0.311047	1694.2869	494	225	1	0	0

Fuente: Elaboración Propia

Así como también, si se analiza la curva de Capacidad para el nivel de desempeño de prevención de colapso(CP), se tiene que para el desplazamiento característico de 0.336m en las abscisas, trazando una vertical hasta cortar la curva y desde ahí trazando una horizontal hasta cortar el eje de ordenadas, se obtiene una Fuerza Cortante basal de 2065.96 T, que es la resistencia lateral requerida máxima para el nivel de desempeño de prevención de colapso (CP).

Con la fuerza cortante basal de 2065.96 T, se revisa la tabla y se observa que esta fuerza se encuentra entre el paso 3 y 4, y que a partir del paso 5, las rotulas recién se encuentran en nivel de desempeño de seguridad de vida, por ende, esta fuerza se encuentra en el nivel de desempeño de ocupación inmediata, es decir cumple con el nivel de desempeño de prevención de colapso(CP).

Tabla 40: Fuerza Cortante en la Base vs Desplazamiento de Diseño sentido Y – LS (Seguridad de vida)

Paso	Desplazamiento de Diseño	Fuerza Cortante en la base	A-B	B-C	C-D	D-E	>E
	m	tonf	A-IO	IO-LS	LS-CP	CP - C	
0	0	0	720	0	0	0	0
1	0.045472	420.6865	719	1	0	0	0
2	0.123737	1058.0531	527	193	0	0	0
3	0.244705	1646.1153	502	218	0	0	0
4	0.339219	2080.7682	466	253	1	0	0
5	0.339226	2080.8266	466	253	1	0	0

Fuente: Elaboración Propia

Es importante presentar el punto de desempeño, que corresponde al desplazamiento característico y al cortante basal máximo admisible para un nivel de desempeño especifico, para los sentidos X e Y.

Tabla 41: Fuerza Cortante admisible en la Base vs Desplazamiento Característico sentido X (Punto de desempeño)

FUERZA CORTANTE BASAL ADMISIBLE– DESPLAZAMIENTO CARACTERISTICO (IO) SENTIDO X		
PASO	DESPLAZAMIENTO CARACTERISTICO (m)	FUERZA CORTANTE ADMISIBLE EN LA BASE (T)
ENTRE 1-2	0.067	995.98
FUERZA CORTANTE BASAL ADMISIBLE– DESPLAZAMIENTO CARACTERISTICO (LS) SENTIDO X		
PASO	DESPLAZAMIENTO CARACTERISTICO (m)	FUERZA CORTANTE ADMISIBLE EN LA BASE (T)
ENTRE 3-4	0.268	1317.38
FUERZA CORTANTE BASAL ADMISIBLE– DESPLAZAMIENTO CARACTERISTICO (CP) SENTIDO X		
PASO	DESPLAZAMIENTO CARACTERISTICO (m)	FUERZA CORTANTE ADMISIBLE EN LA BASE (T)
ENTRE 3-4	0.336	1850.53

Fuente: Elaboración propia

Tabla 42: Fuerza Cortante admisible en la Base vs Desplazamiento Característico sentido Y (Punto de desempeño)

FUERZA CORTANTE BASAL ADMISIBLE– DESPLAZAMIENTO CARACTERISTICO (IO) SENTIDO Y		
PASO	DESPLAZAMIENTO CARACTERISTICO (m)	FUERZA CORTANTE ADMISIBLE EN LA BASE (T)
ENTRE 1-2	0.067	1199.08
FUERZA CORTANTE BASAL ADMISIBLE– DESPLAZAMIENTO CARACTERISTICO (LS) SENTIDO X		
PASO	DESPLAZAMIENTO CARACTERISTICO (m)	FUERZA CORTANTE ADMISIBLE EN LA BASE (T)
ENTRE 3-4	0.268	1519.81
FUERZA CORTANTE BASAL ADMISIBLE– DESPLAZAMIENTO CARACTERISTICO (CP) SENTIDO X		

PASO	DESPLAZAMIENTO CARACTERISTICO (m)	FUERZA CORTANTE ADMISIBLE EN LA BASE (T)
ENTRE 3-4	0.336	2065.96

Fuente: Elaboración propia

Para complementar el análisis se presenta una tabla donde consta el desplazamiento de diseño máximo y la fuerza Cortante máxima en la base máxima, en sentido Y.

Tabla 43: Fuerza Cortante máxima en la Base vs Desplazamiento de Diseño sentido Y

FUERZA CORTANTE BASAL MAXIMA – DESPLAZAMIENTO MAXIMO (IO) SENTIDO Y		
PASO	DESPLAZAMIENTO DE DISEÑO (m)	FUERZA CORTANTE EN LA BASE (T)
8	0.16881	2423.43
FUERZA CORTANTE BASAL MAXIMA – DESPLAZAMIENTO MAXIMO (LS) SENTIDO Y		
PASO	DESPLAZAMIENTO DE DISEÑO (m)	FUERZA CORTANTE EN LA BASE (T)
9	0.311047	1694.29
FUERZA CORTANTE BASAL MAXIMA – DESPLAZAMIENTO MAXIMO (CP) SENTIDO Y		
PASO	DESPLAZAMIENTO DE DISEÑO (m)	FUERZA CORTANTE EN LA BASE (T)
8	0.339226	2080.83

Fuente: Elaboración propia

A continuación, se presentan las secciones transversales de los elementos estructurales, para cada nivel de desempeño.

Tabla 44: Secciones de los elementos estructurales.

NIVEL DE DESEMPEÑO DE SEGURIDAD DE VIDA			
Nivel(es)	Sección de Vigas (b x h)	Sección de Columnas (b x h)	Espesor de losa Nervada (e)
Piso 1 al 8	0.40×0.55 m	0.75×0.90 m	0.30 m
NIVEL DE DESEMPEÑO DE OCUPACION INMEDIATA			
Nivel(es)	Sección de Vigas (b x h)	Sección de Columnas (b x h)	Espesor de losa Nervada (e)
Piso 1 al 8	0.50×0.70 m	1.10×1.40 m	0.30 m
NIVEL DE DESEMPEÑO DE PREVENCION DE COLAPSO			

Nivel(es)	Sección de Vigas (b x h)	Sección de Columnas (b x h)	Espesor de losa Nervada (e)
Piso 1 al 8	0.40×0.60 m	0.80×0.95 m	0.30 m

Fuente: Elaboración Propia

A continuación, se presentan las fuerzas internas en los elementos, vigas y columnas:

Tabla 45: Fuerzas internas para el Nivel de desempeño de Seguridad de vida

Fuerzas internas para los elementos principales Sentido X pisos 1-6			
Viga : 40x55cm	Momento (+) (Txm)	Momento (-) (Txm)	Corte (T)
	13.80	23.86	82.69
Columna : 75x90cm	Momento (Txm)	Corte (T)	Axial (T)
	179.25	203.81	427.88
Fuerzas internas para los elementos principales Sentido X pisos 7-8			
Viga : 40x55cm	Momento (+) (Txm)	Momento (-) (Txm)	Corte (T)
	13.80	18.56	82.59
Fuerzas internas para los elementos principales Sentido Y pisos 1-7			
Viga : 40x55cm	Momento (+) (Txm)	Momento (-) (Txm)	Corte (T)
	13.80	20.34	82.59
Fuerzas internas para los elementos principales Sentido Y piso 8			
Viga : 40x55cm	Momento (+) (Txm)	Momento (-) (Txm)	Corte (T)
	12.58	16.25	82.59

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 46: Fuerzas internas para el Nivel de desempeño de Ocupación inmediata

Fuerzas internas para los elementos principales Sentido X pisos 1-6			
Viga : 50x70cm	Momento (+) (Txm)	Momento (-) (Txm)	Corte (T)
	28.56	28.56	112.75
Columna : 110x140cm	Momento (Txm)	Corte (T)	Axial (T)
	529.22	517.57	512.79
Fuerzas internas para los elementos principales Sentido X pisos 7-8			
Viga : 50x70cm	Momento (+) (Txm)	Momento (-) (Txm)	Corte (T)
	28.52	28.52	112.75

Fuerzas internas para los elementos principales Sentido Y pisos 1-7			
Viga : 50x70cm	Momento (+) (Txm)	Momento (-) (Txm)	Corte (T)
	28.52	28.52	112.75
Fuerzas internas para los elementos principales Sentido Y piso 8			
Viga : 50x70cm	Momento (+) (Txm)	Momento (-) (Txm)	Corte (T)
	28.52	28.52	112.75

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 47: Fuerzas internas para el Nivel de desempeño de Prevención de colapso

Fuerzas internas para los elementos principales Sentido X pisos 1-6			
Viga : 40x60cm	Momento (+) (Txm)	Momento (-) (Txm)	Corte (T)
	20.50	34.49	90.93
Columna : 80x95cm	Momento (Txm)	Corte (T)	Axial (T)
	215.73	215.81	437.18
Fuerzas internas para los elementos principales Sentido X pisos 7-8			
Viga : 40x60cm	Momento (+) (Txm)	Momento (-) (Txm)	Corte (T)
	20.50	26.39	90.93
Fuerzas internas para los elementos principales Sentido Y pisos 1-7			
Viga : 40x60cm	Momento (+) (Txm)	Momento (-) (Txm)	Corte (T)
	20.50	26.39	90.93
Fuerzas internas para los elementos principales Sentido Y piso 8			
Viga : 40x60cm	Momento (+) (Txm)	Momento (-) (Txm)	Corte (T)
	13.87	17.94	90.93

Fuente: Elaboración Propia

Para validar la efectividad de la metodología de Diseño Basado en Desplazamientos (DBD) frente a las exigencias normativas de la NEC-15, se ha estructurado un análisis comparativo en tres etapas clave que se detallan a continuación. En primera instancia, se presenta la demanda de rigidez efectiva y períodos teóricos (Tabla 41), sirviendo como el objetivo de diseño inicial. Posteriormente, se contrastan estos valores con la capacidad elástica inicial del modelo tridimensional en ETABS (Tabla 42), evidenciando el impacto de la masa sísmica real y el control de derivas. Finalmente, se ratifica la capacidad inelástica y sobrerresistencia de la estructura mediante la Curva de Capacidad Pushover (Tabla 43), confirmando la activación controlada de los mecanismos de disipación de energía sísmica en el Punto de Desempeño.

Tabla 48: DBD NEC-15 REQUERIMIENTO TEORICO

DBD NEC-15 (REQUERIMIENTO TEORICO)							
NIVEL	**M(UTM)**	Vx(T)	Vy(T)	**Tx(s)**	**Ty(s)**	**Kx(T/m)**	**Ky(T/m)**
IO	258.91	243.03	243.03	**1.68**	**1.68**	**3622**	**3622**
LS	258.91	376.12	337.96	**2.70**	**2.85**	**1401**	**1259**
CP	258.91	586.56	530.61	**2.42**	**2.54**	**1748**	**1581**

Fuente: Elaboración Propia

Esta tabla detalla los parámetros obtenidos mediante el algoritmo de Diseño Basado en Desplazamientos (DBD) bajo los lineamientos de la NEC-15, representando la demanda teórica ideal para cada nivel de desempeño. La rigidez efectiva (K) y el período de vibración (T) actúan como objetivos de diseño y sirven como línea base para la modelación computacional. Se destaca la sensibilidad del método ante los límites de deriva impuestos para los niveles IO, LS y CP. Cabe mencionar que, por simplificación inicial y ante la incertidumbre de las secciones finales, en esta etapa se consideró únicamente el peso propio de las losas para estandarizar la demanda de rigidez, resultando en modelos más flexibles para LS y CP, y un modelo predominantemente rígido para el nivel IO.

Tabla 49: ETABS (CAPACIDAD ELASTICA)

ETABS (CAPACIDAD ELÁSTICA)						
NIVEL	**w(T)**	**M(UTM)**	**Tx(s)**	**Ty(s)**	**Kx(T/m)**	**Ky(T/m)**
IO	5501.61	560.82	**0.87**	**0.85**	**29251**	**30644**
LS	4292.91	437.60	**1.272**	**1.269**	**10677**	**10728**
CP	4226.38	430.82	**1.37**	**1.29**	**9062**	**10221**

Fuente: Elaboración Propia

Presenta las propiedades dinámicas y elásticas de la estructura modelada en ETABS tras el proceso de refinamiento de secciones, representando la respuesta antes de la incursión en el rango inelástico. Se observa un incremento significativo en la masa sísmica reactiva (M) respecto al requerimiento teórico, debido a la integración detallada de cargas muertas totales y el 25% de la carga viva normativa. Como consecuencia, los períodos elásticos obtenidos (Tx, Ty) son menores a los teóricos del DBD, confirmando una elevada rigidez inicial derivada de las exigencias del control de derivas de la NEC-15.

Tabla 50: CURVA DE CAPACIDAD PUSHOVER (RESPUESTA REAL)

CURVA CAPACIDAD PUSHOVER (RESPUESTA REAL)								
NIVEL	**M(UTM)**	Δd(m)	Vx(T)	Vy(T)	**Kx(T/m)**	**Ky(T/m)**	**Tx(s)**	**Ty(s)**
IO	560.82	0.067	995.98	1199.08	**14865**	**17897**	**1.22**	**1.11**
LS	437.60	0.268	1317.38	1519.81	**4916**	**5671**	**1.87**	**1.75**
CP	430.82	0.336	1850.53	2065.96	**5508**	**6149**	**1.76**	**1.66**

Fuente: Elaboración Propia

La tabla 43 resume los resultados del análisis estático no lineal, vinculando la capacidad de fuerza (cortante basal) con la capacidad de deformación en el Punto de Desempeño. Los datos ratifican una sobrerresistencia sustancial, especialmente en el nivel CP, donde el cortante basal real (2065.96 T) supera ampliamente la demanda teórica inicial. A partir del cortante y el desplazamiento característico en el punto de desempeño, se determinó la rigidez secante de la estructura. Los valores de rigidez y períodos inelásticos aquí presentados confirman que la edificación es capaz de disipar energía de forma controlada, manteniendo la estabilidad global dentro de los parámetros de seguridad planificados para La Magdalena - Quito.

La transición entre los requerimientos teóricos del algoritmo DBD (Tabla 1) y la respuesta real obtenida mediante el análisis Pushover (Tabla 3) revela la complejidad intrínseca del diseño sismorresistente en edificaciones de mediana altura. Mientras que el modelo teórico establece una línea base de rigidez efectiva, la realidad geométrica y de carga integrada en ETABS (Tabla 2) que incluye la totalidad de la masa sísmica reactiva desplaza la respuesta estructural hacia rangos de rigidez inicial considerablemente más elevados. No obstante, la convergencia final se verifica en el Punto de Desempeño, donde la estructura demuestra una sobrerresistencia de hasta el 350% en niveles críticos como el CP. Este excedente de capacidad, lejos de ser un error de diseño, es la evidencia de una estructura redundante y dúctil que, al cumplir estrictamente con los límites de deriva de la NEC-15, garantiza una reserva de seguridad vital para la resiliencia urbana en entornos de alta peligrosidad sísmica.

CAPITULO VII: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1 CONCLUSIONES:

- Todos estos pasos metodológicos y teóricos culminan en la evaluación del desempeño sísmico de la estructura un edificio aporticado de hormigón armado de 8 pisos ubicado en La Magdalena, Quito, Ecuador. La evaluación se realizó para distintos niveles de desempeño —ocupación inmediata, seguridad de vida y prevención de colapso—, utilizando el método de diseño basado en desplazamientos, en estricta conformidad con la NEC-15, apoyo de ASCE 41/17, SEAOC 1995, y con el soporte del software Etabs V 22.6.0, a través de un análisis detallado de desplazamientos, fuerzas y capacidad estructural.
- La Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15) , al limitar la especificación de desempeño únicamente a la deriva máxima admisible para el Nivel de Seguridad de Vida (LS) (Sismo de Diseño de 475 años), exige la necesidad de adoptar criterios suplementarios para una evaluación integral del desempeño. Por consiguiente, este trabajo correlaciona las derivadas piso para los niveles de desempeño de Ocupación Inmediata (IO) y Prevención de Colapso (CP), basados en guías internacionales como SEAOC-1995, con la amenaza sísmica definida por el período de retorno correspondiente en la NEC-15. Este enfoque es fundamental ya que el DBD se sustenta en la coherencia de relacionar el daño estructural (deriva y rotación plástica) con la probabilidad de ocurrencia del evento sísmico (amenaza), logrando así la compatibilidad necesaria para la aplicación del análisis.
- El análisis comparativo ratifica la eficacia del Diseño Basado en Desplazamientos (DBD) como una metodología precisa para la gestión de la respuesta no lineal. La marcada asimetría geométrica de la edificación (relación de aspecto 2.27) condiciona el comportamiento dinámico, evidenciando que la mayor continuidad de pórticos en el sentido longitudinal optimiza la rigidez y reduce significativamente la demanda de ductilidad. Asimismo, la jerarquía de daño programada (validada por la transición del desplazamiento característico entre los niveles de Ocupación Inmediata y Prevención de Colapso) demuestra que es posible flexibilizar la estructura para la disipación de energía sin comprometer la estabilidad global, incluso ante eventos sísmicos extremos con periodos de retorno de 2,475 años.
- El análisis del comportamiento no lineal permitió identificar que los valores de rotación plástica introducidos inicialmente para la definición de rótulas pueden resultar excesivos frente a la capacidad confinada de la sección. En consecuencia, se validó que el software ejecute una corrección intrínseca de la ductilidad, reajustando la curva de capacidad del elemento. Este hallazgo confirma que, en secciones con un adecuado detallado sísmico, el agotamiento de la resistencia se desplaza hacia rangos de deformación compatibles con la física del material, evitando así inconsistencias numéricas en los estados límite de los niveles de desempeño evaluados.
- El diseño de la estructura se rigió por los siguientes Niveles de desempeño sísmico: Ocupación Inmediata (IO) con un límite de deriva del 0.5\%(para un período de retorno Tr=225 años), Seguridad de Vida (LS) con 2.0%(para Tr=475 años), y Prevención de Colapso (CP) con 2.5% para Tr=2500 años). Esta gradación de límites

de deformación tuvo un impacto directo en el dimensionamiento: la exigencia de un daño mínimo (deriva del 0.5%) en el nivel IO requirió el uso de secciones transversales más grandes y rígidas en comparación con los niveles LS y CP. En esencia, para limitar la deformación a un nivel muy bajo (IO), fue necesario aumentar la rigidez de los elementos estructurales.

- El análisis comparativo, basado en tres modelos Pushover configurados individualmente para simular los límites de deformación de los niveles Ocupación Inmediata (IO), Seguridad de Vida (LS) y Prevención de Colapso (CP), en el sentido X, demuestra que la estructura posee una gran capacidad de deformación y alta ductilidad al alcanzar el final de la curva de capacidad en cada escenario. Los modelos fueron diseñados con secciones (IO: C110x140cm, V50x 70cm; LS: C75x90cm, V40x55cm; CP: C80x95cm, V40x60cm), revelando una extrema sobre resistencia en la respuesta de fuerza, con un cortante basal máximo en el nivel IO de 3794.61 T (desplazamiento 0.4166 m), seguido por LS con 1739.36 T (0.3830 m) y CP con 1920.49 T (0.3666 m).
- El análisis comparativo, basado en tres modelos Pushover configurados individualmente para simular los límites de deformación de los niveles Ocupación Inmediata (IO), Seguridad de Vida (LS) y Prevención de Colapso (CP), en el sentido Y, demuestra que la estructura posee una gran capacidad de deformación y alta ductilidad al alcanzar el final de la curva de capacidad en cada escenario. Los modelos fueron diseñados con secciones (IO: C110x140cm, V50x 70cm; LS: C75x90cm, V40x55cm; CP: C80x95cm, V40x60cm), revelando una extrema sobre resistencia en la respuesta de fuerza, con un cortante basal máximo en el nivel IO de 2423.43 T (desplazamiento 0.1688 m), seguido por LS con 1694.29 T (0.3110 m) y CP con 2080.83 T (0.3392 m).
- El Análisis Pushover genera la curva de capacidad de la estructura, la cual define el comportamiento en el rango no lineal mediante la relación entre el cortante basal y el desplazamiento máximo de diseño para cada nivel de desempeño. No obstante, la tarea crítica en el Diseño Basado en Desempeño (DBD) consiste en determinar el punto de desempeño. Este punto relaciona el desplazamiento característico y el cortante basal máximo admisible para un nivel de desempeño específico, y también establece rigurosamente los límites de deformación y fuerza lateral que la estructura puede tolerar ante la amenaza sísmica de diseño, siendo estos valores los que definen la capacidad real del sistema.
- Los resultados del Análisis Pushover en la dirección X confirman que la estructura exhibe una respuesta coherente con el Diseño Basado en Desempeño (DBD). Los Puntos de Desempeño para los niveles IO, LS y CP se localizan dentro del rango de desempeño requerido o, incluso, con una sobre resistencia que los sitúan en un nivel de daño inferior al esperado (por el lado de la seguridad). La capacidad de la estructura se define por los siguientes parámetros en cada punto de desempeño: IO (Cortante Basal:995.98 T, Desplazamiento Característico: 0.067m), LS (Cortante Basal: 1317.38 T, Desplazamiento Característico: 0.268 m) y CP (Cortante Basal: 1850.53 T, Desplazamiento Característico: 0.336 m), sin que ninguna rótula plástica exceda el límite de rotación de su respectivo nivel de desempeño.

- Los resultados del Análisis Pushover en la dirección Y confirman que la estructura exhibe una respuesta coherente con el Diseño Basado en Desempeño (DBD). Los Puntos de Desempeño para los niveles IO, LS y CP se localizan dentro del rango de desempeño requerido o, incluso, con una sobre resistencia que los sitúan en un nivel de daño inferior al esperado (por el lado de la seguridad). La capacidad de la estructura se define por los siguientes parámetros en cada punto de desempeño: IO (Cortante Basal:1199.08 T, Desplazamiento Característico: 0.067m), LS (Cortante Basal: 1519.81 T, Desplazamiento Característico: 0.268 m) y CP (Cortante Basal: 2065.96 T, Desplazamiento Característico: 0.336 m), sin que ninguna rótula plástica exceda el límite de rotación de su respectivo nivel de desempeño.
- Las dimensiones actuales de las secciones transversales adoptadas para las columnas (110x140cm) y vigas (50x70cm) demuestran un exceso de rigidez para el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata (IO), dado que la estructura apenas ingresa al comienzo de esta zona. Por lo tanto, las secciones pueden ser optimizadas y reducidas. Esta optimización estratégica tiene como objetivo desplazar el Punto de Desempeño hacia el límite superior de la zona IO, asegurando que los elementos operen cerca de su capacidad máxima de deformación sin comprometer el nivel de desempeño requerido.
- Las dimensiones actuales de las secciones transversales adoptadas para las columnas (80x95cm) y vigas (40x60cm) demuestran un exceso de rigidez para el nivel de desempeño de Prevención de colapso (CP), dado que la estructura apenas se encuentra en el nivel de desempeño de ocupación inmediata(IO). Por lo tanto, las secciones pueden ser optimizadas y reducidas. Esta optimización estratégica tiene como objetivo desplazar el Punto de Desempeño hacia el límite superior de la zona LS o el comienzo de la zona CP, asegurando que los elementos operen cerca de su capacidad máxima de deformación sin comprometer el nivel de desempeño requerido.
- Las dimensiones actuales de las secciones transversales adoptadas para las columnas (75x90cm) y vigas (40x55cm) demuestran un exceso de rigidez para el nivel de desempeño de Seguridad de vida (LS), dado que la estructura apenas se encuentra en el nivel de desempeño de ocupación inmediata(IO). Por lo tanto, las secciones pueden ser optimizadas y reducidas. Esta optimización estratégica tiene como objetivo desplazar el Punto de Desempeño hacia el límite superior de la zona LS, asegurando que los elementos operen cerca de su capacidad máxima de deformación sin comprometer el nivel de desempeño requerido.
- Se concluye que el análisis Pushover funcionó como una herramienta de diagnóstico crítica al revelar que, a pesar de haber dispuesto la cuantía mínima de refuerzo longitudinal ($\rho = 1\%$) en las columnas, se produjo la formación de rótulas plásticas en la base de los elementos verticales para los tres niveles de desempeño. Específicamente, en el sentido X, se identificó la fluencia de una rótula para los niveles IO y LS, y de cuatro rótulas para el nivel CP en los últimos pasos de carga; este comportamiento indica un incumplimiento parcial del mecanismo de Columna Fuerte - Viga Débil, derivando en una plastificación localizada en la base. Este hallazgo es fundamental, pues demuestra que la elevada demanda de rigidez impuesta por la NEC-

15 puede provocar que las columnas alcancen su límite elástico antes que las vigas. En consecuencia, los resultados indican que para garantizar una sobrerresistencia a flexión que evite mecanismos de columna débil, puede requerirse incrementar la cuantía de acero ($\rho \geq 1\%$) y mejorar el detallamiento de confinamiento, asegurando así la ductilidad global y la estabilidad ante eventos sísmicos extremos.

- Desde una perspectiva de costo-beneficio y seguridad ciudadana en Quito, el diseño para el nivel Seguridad de Vida (LS) se consolida como el estándar técnico más eficiente. A diferencia del nivel de Ocupación Inmediata (OI), que exige un sobredimensionamiento extremo para el control de derivas, el nivel LS permite una estructura más liviana y dúctil que optimiza la disipación de energía sísmica dentro de los límites de la NEC-15. Si bien el nivel de Prevención de Colapso (CP) desarrolla la máxima capacidad de endurecimiento por deformación tras la formación generalizada de rótulas plásticas, el nivel LS es técnicamente preferible; este alcanza una resistencia considerable manteniendo las deformaciones en un umbral donde el daño no es irreparable, garantizando así una operatividad residual superior y una rehabilitación post-sismo económicamente viable.
- Una de las fuentes principales de la brecha observada entre el pre-dimensionamiento analítico y el modelado computacional radica en la estimación de la masa reactiva. Mientras que en la fase inicial de diseño (algoritmo DBD) se consideró una simplificación basada predominantemente en el peso propio de las losas, el modelo en ETABS integró la carga muerta mas 25% de la carga viva. Este incremento en la masa sísmica del modelo digital no solo aumentó la demanda de fuerza cortante, sino que obliga a un refinamiento de las secciones para mantener los desplazamientos dentro de los límites de desempeño, demostrando que la precisión en la definición de cargas es determinante para la convergencia del método.
- La validez de los modelos numéricos reside en la convergencia analítica entre la rigidez efectiva teórica (Keff) del sistema SDOF y la rigidez secante obtenida en el punto de desempeño. Si bien se identificó una brecha inicial entre estos valores, este hallazgo resultó valioso para determinar que la complejidad de una estructura real de ocho niveles demanda un proceso de refinamiento iterativo para alcanzar la coincidencia plena. En este contexto, la rigidez del algoritmo DBD actúa como el objetivo de diseño, mientras que la rigidez en ETABS representa la realidad geométrica; por lo tanto, el éxito de la metodología radica en la capacidad para iterar el modelo hasta que dicha realidad satisfaga el objetivo de desempeño. Bajo este enfoque, la precisión del diseño no solo depende del cumplimiento de la normativa NEC-15, sino de una transición fluida entre el pre-dimensionamiento analítico y el modelado estructural, garantizando que los mecanismos de plastificación se alineen estrictamente con los umbrales de seguridad y la demanda de desplazamiento planificada.
- La sobrerresistencia observada en la curva de capacidad donde la resistencia última alcanzó los 2066 T, superando significativamente la demanda teórica del algoritmo DBD constituye un aporte fundamental a la seguridad estructural de la edificación. Este fenómeno es la consecuencia técnica de priorizar el control de derivas de la NEC-15, lo cual exige secciones de columnas y vigas con una rigidez lateral

superior a la estrictamente necesaria para resistir el cortante basal mínimo. Esta configuración dota a la estructura de una reserva de capacidad inelástica que asegura que la edificación mantenga su capacidad de carga y no colapse ante terremotos de intensidad extrema. En consecuencia, esta sobrerresistencia actúa como un seguro de desempeño, permitiendo que el daño estructural se concentre de manera prevista en las vigas (formación de rótulas plásticas), protegiendo así la integridad de los elementos no estructurales y garantizando la operatividad en zonas de alta peligrosidad sísmica como Quito.

- El Diseño Basado en Desplazamientos (DBD) constituye una metodología superior para la gestión del comportamiento inelástico, al priorizar la deformación real de la estructura sobre las fuerzas laterales aisladas. Al definir un desplazamiento característico desde la fase de pre-dimensionamiento, el método asegura que la edificación posea la ductilidad necesaria para satisfacer la demanda sísmica de diseño sin exceder los umbrales de daño preestablecidos. La validez de este enfoque se confirmó plenamente mediante la determinación del punto de desempeño en el análisis inelástico, donde se verificó que la estructura no solo alcanza el desplazamiento objetivo, sino que lo hace de forma controlada, garantizando que los mecanismos de disipación de energía se activen dentro de los límites de seguridad operativa previstos para la ciudad de Quito.
- Pregunta de Investigación

¿De qué manera el dimensionamiento de secciones transversales específicas para tres niveles de desempeño distintos (OI, LS y CP) modifica y correlaciona la respuesta de deformación, resistencia y fuerza en una edificación de hormigón armado de 8 pisos en el sector de La Magdalena, Quito, bajo la metodología de Diseño Basado en Desplazamientos (DBD)?

En síntesis, el dimensionamiento de secciones específicas para cada nivel de desempeño modifica la respuesta estructural al alterar la rigidez lateral del sistema. Se evidencia una correlación directa donde, a menor límite de deriva (OI), mayor es la demanda de sección transversal, resultando en una estructura con una resistencia de fuerza extrema. Por el contrario, en los niveles LS y CP, el diseño permite una transición hacia la ductilidad, donde la resistencia se estabiliza y la capacidad de deformación inelástica se convierte en el mecanismo principal de seguridad sísmica, validando así la aplicación de la metodología DBD en el contexto sísmico de Quito.

7.2 RECOMENDACIONES:

- Se recomienda a las entidades reguladoras la implementación del Diseño Basado en Desplazamientos (DBD), ya que permite obtener estructuras de gran ductilidad y optimización económica al situar la capacidad de la edificación en el límite superior del nivel de desempeño requerido.
- Se recomienda a los calculistas locales utilizar el espectro de desplazamientos de la NEC-15 en conjunto con los límites de deriva del SEAOC, permitiendo una evaluación más realista de la respuesta estructural en proyectos de mediana altura
- Se debe integrar el análisis Pushover como una etapa obligatoria de validación. Este procedimiento permite identificar vulnerabilidades localizadas, como la fluencia prematura de elementos verticales, invisibles en análisis elásticos.
- En zonas de alta sismicidad como Quito, se sugiere no limitarse a la cuantía mínima del 1% en columnas. Un incremento preventivo y un confinamiento riguroso son esenciales para garantizar el mecanismo de Columna Fuerte - Viga Débil ante altas demandas de rigidez.
- Se recomienda para futuros diseños definitivos bajo la metodología DBD, agotar el proceso iterativo de dimensionamiento hasta lograr una convergencia estricta entre la rigidez elástica del modelo numérico y la rigidez efectiva teórica (Keff). Si bien en la presente investigación la estructura resultante posee una reserva de rigidez intrínseca derivada del cumplimiento estricto de las cuantías mínimas normativas y secciones impuestas, es imperativo que en aplicaciones de alta precisión se minimice la tolerancia de error. Esto garantizará que el punto de desempeño final coincida con el desplazamiento objetivo de diseño, optimizando la ductilidad y evitando una sobreestimación de la capacidad resistente del sistema.
- Para edificios de 8 niveles, el nivel de Seguridad de Vida (LS) ofrece el mejor equilibrio entre ductilidad y control de daños, cumpliendo eficientemente con las derivas de la NEC-15 y el SEAOC.
- Debido a la formación de rótulas en la base observada en el sentido X, se recomienda extremar el detallamiento de estribos en el primer nivel para asegurar la capacidad de rotación sin pérdida de carga vertical.

BIBLIOGRAFÍA

ACHISINA, (. C. (2017). *DISEÑO SISMICO BASADO EN DESEMPEÑO UN PROCEDIMIENTO ALTERNATIVO PARA EL ANALISIS Y DISEÑO SISMICO DE EDIFICIOS.* Chile.

Aguiar, R. (2017). *Microzonificación Sismica de Quito, segunda edición.* Valle de los Chillos, Ecuador.

Aporta, W. (2003). Diseño sísmico por desplazamientos. Revista Internacional de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil. Quito, Ecuador.

ASCE-41. (2017). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings.* Virginia: American Society of Civil Engineers.

ATC-40. (1996). *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings.* California: Report sse 96-01.

Ayala, C. G. (2022). Desarrollo de programas para el analisis de estructuras aporticadas usando el método de diseño directo basado en desplazamientos para el software diseniosm. Quito.

Camicon. (2022). Informe Anual sobre sistemas constructivos en Quito. *Cámara de la construcción de Quito*.

FEMA-58. (2018). *FEMA 58 Guidelines for Performance-Based Seismic Design of Buildings.* Washinton, D.C.

GM Calvi, M. P. (2008). Diseño sísmico de estructuras basado en desplazamiento. *Earthquake Spectra*, 24.

LATBSDC. (2017). *AN ALTERNATIVE PROCEDURE FOR SEISMIC ANALYSIS AND DESIGN OF TALL BUILDINGS LOCATED IN THE LOS ANGELES REGION.* Los Angeles.

M.J.N. PRIESTLEY, G. M. (2007). *Displacement-Based Seismic Design of Structures.* Pavia, Italy: IUSS PRESS.

Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda(MIDUVI), C. d. (2015). *NEC-15. NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCION. PELIGRO SISMICO. DISEÑO SISMORESISTENTE. CODIGO NEC-SE-DS.* QUITO: Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.

Ministerio de Desarrollo Urbano y vivienda, C. d. (2015). *NEC-15, NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCION, ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO, CODIGO NEC-SE-HM.* Quito: Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.

Ministerio de Desarrollo Urbano y vivienda, S. d. (2016). *Guía práctica para evaluación sísmica y rehabilitación de estrucutras, de conformidad con la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015.* Quito: Imprenta Activa.

V.Suarez. (2009). Diseño Basado en Desplazamientos, una Alternativa Racional al Diseño basado en Fuerzas. *Revista Tecnologica ESPOL-RTE,Vol.22,N.2,47-59,(Noviembre 2009)*, 13.

FIRMAS

---	---
Alberto Icaza	Jorge Luis Guama Villacis
TUTOR	ESTUDIANTE

ANEXOS

A continuación, se presenta el análisis de cargas gravitacionales:

4.1.6.4 Carga muerta LOSA 1er piso:

La carpeta de compresión de la losa es de 5cm, y el peso específico del hormigón es de 2.4 T/m3.

Peso propio de loseta = 1m x 1m x 0.05m x 2.4 T/m3 = 0.12 T/m2

En un metro cuadrado de losa, hay 4 nervios, 2 en sentido X y 2 en sentido Y.

Peso propio de nervio = 0.10 m x 0.25m x 4 nervios x 2.4 T/m3 = 0.24 T/m2

El alivianamiento de bloque de pómez de 40x20x25cm tiene un peso de 16.33 Kg, y en 1m2 de losa entran 8 bloques de pómez.

Peso propio de bloque de pómez (alivianamiento) = 8u x 16.33 Kg / 1000 = 0.131 T/m2

Se coloca 1 capa de enlucido de 1,5cm de espesor en la parte superior y una capa de enlucido de 1,5cm de espesor en la parte inferior de la losa.

El enlucido tiene un peso específico de 1.8 T/m3.

Peso propio de enlucido = 1m x 1m x 0.015m x 2u x 1.8 T/m3 = 0.054 T/m2

La baldosa tiene un peso aproximado de 20 Kg/m2

Peso propio de baldosa = 0.02 T/m2

Se presenta un cuadro resumen del cálculo del peso de la mampostería de bloque de pómez:

pared

a	b	A (m2)
1	2.4	2.4

bloque con mortero

a	b	A (m2)	num	e (m)	Vol (m3)
0.42	0.22	0.0924	25.97	0.15	0.36
num base	num h	num total	w_{bloque}(Kg)	**q (Kg/m)**	
2.380952	10.90909091	25.97403	10.14	**263.377**	

bloque sin mortero

a	b	A (m2)	num	e (m)	Vol (m3)
0.4	0.2	0.08	25.97	0.15	0.31
Δvol (m3)	p.esp (Kg/m3)	**q (Kg/m)**			
0.05	2200	**106.29**			

masillado

A (m2)	e (m)	V (m3)	num	esp (Kg/m	**q (Kg/m)**
2.4	0.01	0.024	2	2200	**105.6**
					q (Kg/m)
					475.26

Longitud de paredes=	**228.66**	m
peso paredes =	**108673**	Kg
Area en planta=	428.08	m2
peso de mamposteria de pared =	**253.86**	Kg/m2

Para calcular el peso de la mampostería (paredes de bloque de pómez) de 40x20x15cm, espesor 15cm y masillado de 1cm en cada cara, con altura libre de 2.4m, se determina la carga por metro lineal que en este caso es de 475.26 Kg/m, se calcula la longitud de las paredes de bloque en metros en este caso 228.66m, se multiplica la carga por metro lineal por la longitud de paredes para obtener el peso de paredes por piso 475.26 Kg/m x 228.66m = 108673 Kg, se determina el área en planta de la losa de piso en este caso 428.08m2, y por último se divide el peso de paredes en Kg para el área en planta de la losa de piso en m2, para tener el peso en Kg/m2 de mampostería de bloque de pómez, en este caso 108673/428.08= **253.86 Kg/m2**.

Peso propio de mampostería de bloque de pómez = 0.254 T/m2

Se determina el peso de instalaciones, esto corresponde a cielo raso, que conservadoramente se coloca un peso de 20 Kg/m2.

Peso propio de instalaciones = 0.02 T/m2

Tabla 51: Cargas en losa Nervada de primer piso

CARGAS EN LOSA NERVADA DE PRIMER PISO		
CARGA MUERTA	**Peso propio de loseta**	0.12 T/m2
	Peso propio de nervio	0.24 T/m2
	Peso propio de bloque de pómez (alivianamiento)	0.131 T/m2

	Peso propio de enlucido	0.054 T/m2
	Peso propio de baldosa	0.02 T/m2
	Peso propio de mampostería de bloque de pómez	0.254 T/m2
	Peso propio de instalaciones	0.02 T/m2
	TOTAL	**0.839 T/m2**
CARGA VIVA	**Oficinas**	**0.245 T/m2**
	Corredores y gradas	**0.489 T/m2**

Fuente: Elaboración Propia

Las cargas mostradas son para losas nervadas, pero para mayor simplicidad se va a considerar una losa maciza equivalente, que se determina al igualar las inercias de ambas losas, entonces para una losa nervada de 30cm, se tiene una losa maciza equivalente de 21.54cm. El resumen del cálculo se presenta a continuación:

INERCIA PARA UNA VIGA T

	a=	100	cm		
carpeta	**b=**	5	cm	h=	30
hnervio	**c=**	25	cm		
bnervio	**d=**	20	cm		

y*=	20	cm

Ic	Ar^2	**It**	
26042	28125	54167	
1041.7	28125	29167	
		83333	cm2

VIGA RECTANGULAR

a=	100	cm
h=	**21.54**	**cm**

Entonces se modifican las cargas para el caso de una losa maciza equivalente de 21.54cm de espesor, de la siguiente manera:

Peso de la losa equivalente = 1m x 1m x 0.2154m x 2.4 T/m3 = 0.517 T/m2

Carga muerta total en la losa Nervada = 0.839 T/m2

Carga muerta a colocarse en la losa maciza equivalente = (0.839-0.517) T/m2= 0.322 T/m2

Tabla 52: Cargas en losa Maciza equivalente de primer piso

CARGAS EN LOSA MACIZA EQUIVALENTE DE PRIMER PISO		
CARGA MUERTA	**LOSA MACIZA**	**0.322 T/m2**
CARGA VIVA	**Oficinas**	**0.245 T/m2**
	Corredores y gradas	**0.490m2**

Fuente: Elaboración Propia

4.1.6.2 Carga muerta LOSA 2do piso al 7mo piso:

La carpeta de compresión de la losa es de 5cm, y el peso específico del hormigón es de 2.4 T/m3.

Peso propio de loseta = 1m x 1m x 0.05m x 2.4 T/m3 = 0.12 T/m2

En un metro cuadrado de losa, hay 4 nervios, 2 en sentido X y 2 en sentido Y.

Peso propio de nervio = 0.10 m x 0.25m x 4 nervios x 2.4 T/m3 = 0.24 T/m2

El alivianamiento de bloque de pómez de 40x20x25cm tiene un peso de 16.33 Kg, y en 1m2 de losa entran 8 bloques de pómez.

Peso propio de bloque de pómez (alivianamiento) = 8u x 16.33 Kg / 1000 = 0.131 T/m2

Se coloca 1 capa de enlucido de 1,5cm de espesor en la parte superior y una capa de enlucido de 1,5cm de espesor en la parte inferior de la losa.

El enlucido tiene un peso específico de 1.8 T/m3.

Peso propio de enlucido = 1m x 1m x 0.015m x 2u x 1.8 T/m3 = 0.054 T/m2

La baldosa tiene un peso aproximado de 20 Kg/m2

Peso propio de baldosa = 0.02 T/m2

Se presenta un cuadro resumen del cálculo del peso de la mampostería de bloque de pómez:

pared

a	b	A (m2)
1	2.4	2.4

bloque con mortero

a	b	A (m2)	num	e (m)	Vol (m3)
0.42	0.22	0.0924	25.97	0.15	0.36
num base	num h	num total	w_{bloque}(Kg)	**q (Kg/m)**	
2.380952	10.90909091	25.97403	10.14	**263.377**	

bloque sin mortero

a	b	A (m2)	num	e (m)	Vol (m3)
0.4	0.2	0.08	25.97	0.15	0.31
Δvol (m3)	p.esp (Kg/m3)	**q (Kg/m)**			
0.05	2200	**106.29**			

masillado

A (m2)	e (m)	V (m3)	num	esp (Kg/m	**q (Kg/m)**
2.4	0.01	0.024	2	2200	**105.6**
					q (Kg/m)
					475.26

Longitud de paredes=	**228.66**	m
peso paredes =	**108673**	Kg
Area en planta=	428.08	m2
peso de mamposteria de pared =	**253.86**	Kg/m2

Para calcular el peso de la mampostería (paredes de bloque de pómez) de 40x20x15cm, espesor 15cm y masillado de 1cm en cada cara, con altura libre de 2.4m, se determina la carga por metro lineal que en este caso es de 475.26 Kg/m, se calcula la longitud de las paredes de bloque en metros en este caso 228.66m, se multiplica la carga por metro lineal por la longitud de paredes para obtener el peso de paredes por piso 475.26 Kg/m x 228.66m = 108673 Kg, se determina el área en planta de la losa de piso en este caso 428.08m2, y por último se divide el peso de paredes en Kg para el área en planta de la losa de piso en m2, para tener el peso en Kg/m2 de mampostería de bloque de pómez, en este caso 108673/428.08= **253.86 Kg/m2**.

Peso propio de mampostería de bloque de pómez = 0.254 T/m2

Se determina el peso de instalaciones, esto corresponde a cielo raso, que conservadoramente se coloca un peso de 20 Kg/m2.

Peso propio de instalaciones = 0.02 T/m2

Tabla 53:Cargas en losa Nervada de 2do piso – 7mo piso

CARGAS EN LOSA NERVADA DE 2DO PISO-7MO PISO		
CARGA MUERTA	**Peso propio de loseta**	0.12 T/m2
	Peso propio de nervio	0.24 T/m2
	Peso propio de bloque de pómez (alivianamiento)	0.131 T/m2
	Peso propio de enlucido	0.054 T/m2
	Peso propio de baldosa	0.02 T/m2
	Peso propio de mampostería de bloque de pómez	0.254 T/m2
	Peso propio de instalaciones	0.02 T/m2
	TOTAL	**0.839 T/m2**
CARGA VIVA	**Oficinas**	**0.245 T/m2**
	Corredores y gradas	**0.407 T/m2**

Fuente: Elaboración Propia

Las cargas mostradas son para losas nervadas, pero para mayor simplicidad se va a considerar una losa maciza equivalente, que se determina al igualar las inercias de ambas losas, entonces para una losa nervada de 30cm, se tiene una losa maciza equivalente de 21.54cm. El resumen del cálculo se presenta a continuación:

INERCIA PARA UNA VIGA T

	a=	100	cm		
carpeta	**b=**	5	cm	h=	30
hnervio	**c=**	25	cm		
bnervio	**d=**	20	cm		

y*=	20	cm

Ic	Ar^2	**It**	
26042	28125	54167	
1041.7	28125	29167	
		83333	cm2

VIGA RECTANGULAR

a=	100	cm
h=	**21.54**	**cm**

Entonces se modifican las cargas para el caso de una losa maciza equivalente de 21.54cm de espesor, de la siguiente manera:

Peso de la losa equivalente = 1m x 1m x 0.2154m x 2.4 T/m3 = 0.517 T/m2

Carga muerta total en la losa Nervada = 0.839 T/m2

Carga muerta a colocarse en la losa maciza equivalente = (0.839-0.517) T/m2= 0.322 T/m2

Tabla 54: Cargas en losa maciza equivalente de 2do piso-7mo piso

CARGAS EN LOSA MACIZA EQUIVALENTE DE 2DO PISO-7MO PISO		
CARGA MUERTA	**LOSA MACIZA**	**0.322 T/m2**
CARGA VIVA	**Oficinas**	**0.245 T/m2**
	Corredores y gradas	**0.409T/m2**

Fuente: Elaboración Propia

4.1.6.3 Carga muerta LOSA 8vo piso o cubierta Inaccesible:

La carpeta de compresión de la losa es de 5cm, y el peso específico del hormigón es de 2.4 T/m3.

Peso propio de loseta = 1m x 1m x 0.05m x 2.4 T/m3 = 0.12 T/m2

En un metro cuadrado de losa, hay 4 nervios, 2 en sentido X y 2 en sentido Y.

Peso propio de nervio = 0.10 m x 0.25m x 4 nervios x 2.4 T/m3 = 0.24 T/m2

El alivianamiento de bloque de pómez de 40x20x25cm tiene un peso de 16.33 Kg, y en 1m2 de losa entran 8 bloques de pómez.

Peso propio de bloque de pómez (alivianamiento) = 8u x 16.33 Kg / 1000 = 0.131 T/m2

Se coloca 1 capa de enlucido de 1,5cm de espesor en la parte superior y una capa de enlucido de 1,5cm de espesor en la parte inferior de la losa.

El enlucido tiene un peso específico de 1.8 T/m3.

Peso propio de enlucido = 1m x 1m x 0.015m x 2u x 1.8 T/m3 = 0.054 T/m2

Se presenta un cuadro resumen del cálculo del peso de la mampostería de bloque de pómez:

pared

a	b	A (m2)
1	1.1	1.1

bloque con mortero

a	b	A (m2)	num	e (m)	Vol (m3)
0.42	0.22	0.0924	11.90	0.15	0.165
num base	num h	num total	w_{bloque}(Kg)	**q (Kg/m)**	
2.380952	5	11.90476	10.14	**120.714**	

bloque sin mortero

a	b	A (m2)	num	e (m)	Vol (m3)
0.4	0.2	0.08	11.90	0.15	0.14
Δvol (m3)	p.esp (Kg/m3)	**q (Kg/m)**			
0.02	2200	**48.71**			

masillado

A (m2)	e (m)	V (m3)	num	esp (Kg/m	**q (Kg/m)**
1.1	0.01	0.011	2	2200	**48.4**

	q (Kg/m)	
	217.83	
Longitud de paredes=	**94**	m
peso paredes =	**20475.9**	Kg
Area en planta=	428.08	m2
peso de mamposteria de pared =	**47.83**	Kg/m2

Para calcular el peso de la mampostería (paredes de bloque de pómez) de 40x20x15cm, espesor 15cm y masillado de 1cm en cada cara, con altura libre de 1.1m, se determina la carga por metro lineal que en este caso es de 217.83 Kg/m, se calcula la longitud de las paredes de bloque en metros en este caso 94m, se multiplica la carga por metro lineal por la longitud de paredes para obtener el peso de paredes por piso 217.83 Kg/m x 94m = 20475.9 Kg, se determina el área en planta de la losa de piso en este caso 428.08m2, y por último se divide el peso de paredes en Kg para el área en planta de la losa de piso en m2, para tener el peso en Kg/m2 de mampostería de bloque de pómez, en este caso 20475.93/428.08= **47.83 Kg/m2**.

Peso propio de mampostería de bloque de pómez = 0.048 T/m2

Se determina el peso de instalaciones, esto corresponde a cielo raso, que conservadoramente se coloca un peso de 20 Kg/m2.

Peso propio de instalaciones = 0.02 T/m2

Tabla 55:Cargas en losa Nervada de octavo piso (cubierta)

CARGAS EN LOSA NERVADA DE OCTAVO PISO (CUBIERTA)		
CARGA MUERTA	**Peso propio de loseta**	0.12 T/m2
	Peso propio de nervio	0.24 T/m2
	Peso propio de bloque de pómez (alivianamiento)	0.131 T/m2
	Peso propio de enlucido	0.054 T/m2
	Peso propio de mampostería de bloque de pómez	0.048 T/m2
	Peso propio de instalaciones	0.02 T/m2
	TOTAL	**0.613 T/m2**
CARGA VIVA	**Cubierta**	**0.071 T/m2**

Fuente: Elaboración Propia

Las cargas mostradas son para losas nervadas, pero para mayor simplicidad se va a considerar una losa maciza equivalente, que se determina al igualar las inercias de ambas losas, entonces para una losa nervada de 30cm, se tiene una losa maciza equivalente de 21.54cm. El resumen del cálculo se presenta a continuación:

INERCIA PARA UNA VIGA T

	a=	100	cm		
carpeta	**b=**	5	cm	h=	30
hnervio	**c=**	25	cm		
bnervio	**d=**	20	cm		

y*=	20	cm

Ic	Ar^2	**It**	
26042	28125	54167	
1041.7	28125	29167	
		83333	cm2

VIGA RECTANGULAR

a=	100	cm
h=	**21.54**	**cm**

Entonces se modifican las cargas para el caso de una losa maciza equivalente de 21.54cm de espesor, de la siguiente manera:

Peso de la losa equivalente = 1m x 1m x 0.2154m x 2.4 T/m3 = 0.517 T/m2

Carga muerta total en la losa Nervada = 0.613 T/m2

Carga muerta a colocarse en la losa maciza equivalente = (0.613-0.517) T/m2= 0.096 T/m2

Tabla 56: Cargas en losa maciza equivalente

CARGAS EN LOSA MACIZA EQUIVALENTE DE 8VO PISO (CUBIERTA INACCESIBLE)		
CARGA MUERTA	LOSA MACIZA	0.096 T/m2
CARGA VIVA	Cubierta	0.72 T/m2

Fuente: Elaboración Propia

5.1.1 ANALISIS DBD EN SENTIDO X, NIVEL DE DESEMPEÑO DE SEGURIDAD DE VIDA:

Perfil de desplazamiento de diseño

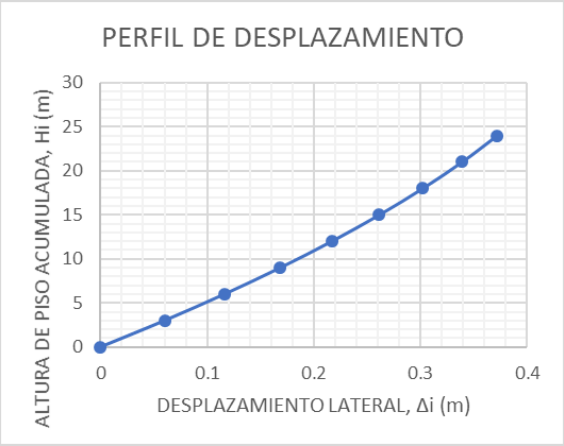
$$w_\theta = 1,15 - 0,0034H_n \leq 1$$

Hn=	24	m
wθ=	1.07	≤1
wθ=	**1**	

$$\Delta_i = w_\theta \times H_i \times \theta_T \times \frac{4H_n - H_i}{4H_n - H_1}$$ para n>4

	wθ	Hi (m)	Hn (m)	θT	Δi (m)
0	1	0	24	0.02	0
1	1	3	24	0.02	0.060
2	1	6	24	0.02	0.116
3	1	9	24	0.02	0.168
4	1	12	24	0.02	0.217
5	1	15	24	0.02	0.261
6	1	18	24	0.02	0.302
7	1	21	24	0.02	0.339
8	1	24	24	0.02	0.372

Figura 1. Perfil de desplazamiento



Fuente: Elaboración Propia

Determinación del Desplazamiento Característico (Δd), Masa efectiva (Meff) y altura efectiva(Heff).

Desplazamiento característico

$$\Delta_d = \phi_p \times \phi_E \times \frac{\Sigma(m_i \times \Delta_i^2)}{\Sigma(m_i \times \Delta_i)}$$

φp=	1
φE=	1

	wi (T)	mi (UTM)	Δi (m)	mi*Δi (UTM*m)	mi*Δi^2 (UTM*m^2)	Δd (m)
1	399.4948	40.723	0.06	2.443	0.147	**0.268**
2	396.8218	40.451	0.12	4.698	0.546	
3	396.8218	40.451	0.17	6.811	1.147	
4	396.8218	40.451	0.22	8.769	1.901	
5	396.8218	40.451	0.26	10.569	2.762	
6	396.8218	40.451	0.30	12.214	3.688	
7	396.8218	40.451	0.34	13.701	4.641	
8	271.7687	27.703	0.37	10.295	3.826	
				69.500	**18.656**	

Altura efectiva

$$H_{eff} = \frac{\Sigma(m_i \times \Delta_i \times H_i)}{\Sigma(m_i \times \Delta_i)}$$

	mi (UTM)	Δi (m)	Hi (m)	mi*Δi*Hi (UTM*m2)	mi*Δi (UTM*m)	Heff(m)
1	40.723	0.060	3	7.330	2.443	**16.05**
2	40.451	0.116	6	28.185	4.698	
3	40.451	0.168	9	61.302	6.811	
4	40.451	0.217	12	105.224	8.769	
5	40.451	0.261	15	158.541	10.569	
6	40.451	0.302	18	219.843	12.214	
7	40.451	0.339	21	287.722	13.701	
8	27.703	0.372	24	247.077	10.295	
				1115.225	**69.500**	

Masa efectiva

$$M_{eff} = \frac{\Sigma(m_i \times \Delta_i)}{\Delta_d}$$

mi (UTM)	Δi (m)	mi*Δi (UTM*m)	Δd (m)	Meff (UTM)
40.723	0.06	2.443	0.268427474	**258.91**
40.451	0.116129032	4.698		
40.451	0.168387097	6.811		
40.451	0.216774194	8.769		
40.451	0.261290323	10.569		
40.451	0.301935484	12.214		
40.451	0.338709677	13.701		
27.703	0.371612903	10.295		
		69.500		

Determinación del Desplazamiento de fluencia

$$\boldsymbol{\theta_y = 0,5 \times \varepsilon_y \times \frac{L_b}{h_b}}$$ para pórticos de hormigón armado

ξy=	0.002		acero de refuerzo en tensión
Lb=	6	m	Luz Viga
hb=	0.55	m	Altura Viga

θy=	**0.01**

Deriva de fluencia

$$\boldsymbol{\Delta_y = \theta_y \times H_{eff}}$$

Δy=	**0.175**	**m**

Desplazamiento de fluencia

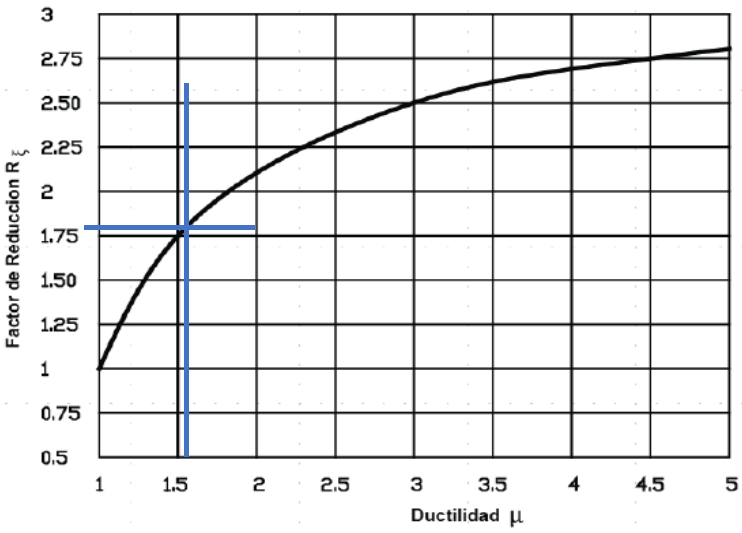
Determinación de la Demanda de ductilidad

$$\boldsymbol{\mu = \frac{\Delta_d}{\Delta_y}}$$

Δd=	0.268	m
Δy=	0.175	m
μ=	**1.533**	

Determinación del Factor de reducción de demanda sísmica (Rξ)

Figura 2. Factor de reducción de demanda sísmica (Rξ)



del grafico

Rξ=	**1.82**

Fuente: Elaboración propia

Construcción del espectro elástico de desplazamientos:

Primero se determinan los parámetros de diseño para construir el espectro elástico de aceleraciones:

DATOS NEC					
η=	2.48				
Z=	0.4	**r=**	1	I=	1
Fa=	1.2	**T0=**	0.127	φp=	1
Fd=	1.19	**Tc=**	0.698	φE=	1
Fs=	1.28	**TL=**	2.856	R=	8

Se construye el espectro elástico de aceleraciones con las siguientes expresiones:

Rama ascendente: $\boldsymbol{S_a = Z \times F_a \times \left(1 + (\eta - 1) \times \frac{T}{T_0}\right)}$

Meseta de Aceleraciones: $\boldsymbol{S_a = \eta \times Z \times F_a}$

Rama descendente: $\boldsymbol{S_a = \eta \times Z \times F_a \times \left(\frac{T_C}{T}\right)^r}$

Con el espectro de aceleraciones se procede a construir el espectro de desplazamientos, con las siguientes expresiones:

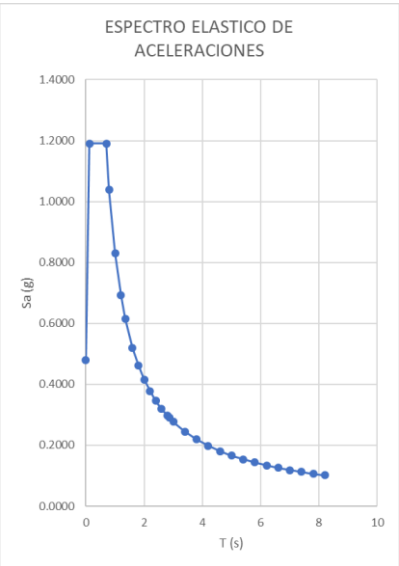
$$\boldsymbol{S_d = S_a \times \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2} \textbf{ para } \mathbf{0 \leq T \leq T_L}$$

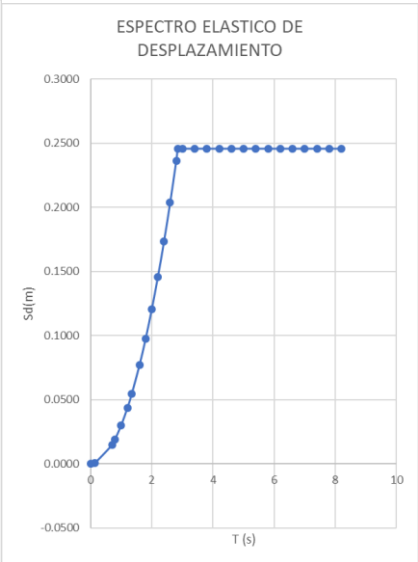
$$\boldsymbol{S_d = S_a \times \left(\frac{T_L}{2\pi}\right)^2} \textbf{ para } \mathbf{T > T_L}$$

A continuación, se presenta la tabla elaborada con las expresiones matemáticas anteriormente indicadas, y se muestran los espectros de aceleración y desplazamiento construidos.

Figura 3. Espectro elástico de aceleraciones y espectro elástico de desplazamientos

	T(s)	Sa (g)	Sd (m)
	0	0.4800	0.0000
T0	0.127	1.1904	0.0005
Tc	0.698	1.1904	0.0147
	0.8	1.0388	0.0193
	1	0.8311	0.0302
	1.2	0.6925	0.0434
	1.349	0.6161	0.0549
	1.6	0.5194	0.0772
	1.8	0.4617	0.0977
	2	0.4155	0.1206
	2.2	0.3778	0.1459
	2.4	0.3463	0.1737
	2.6	0.3196	0.2038
	2.8	0.2968	0.2364
TL	2.856	0.2910	0.2460
	3	0.2770	0.2460
	3.4	0.2444	0.2460
	3.8	0.2187	0.2460
	4.2	0.1979	0.2460
	4.6	0.1807	0.2460
	5	0.1662	0.2460
	5.4	0.1539	0.2460
	5.8	0.1433	0.2460
	6.2	0.1340	0.2460
	6.6	0.1259	0.2460
	7	0.1187	0.2460
	7.4	0.1123	0.2460
	7.8	0.1065	0.2460
	8.2	0.1013	0.2460



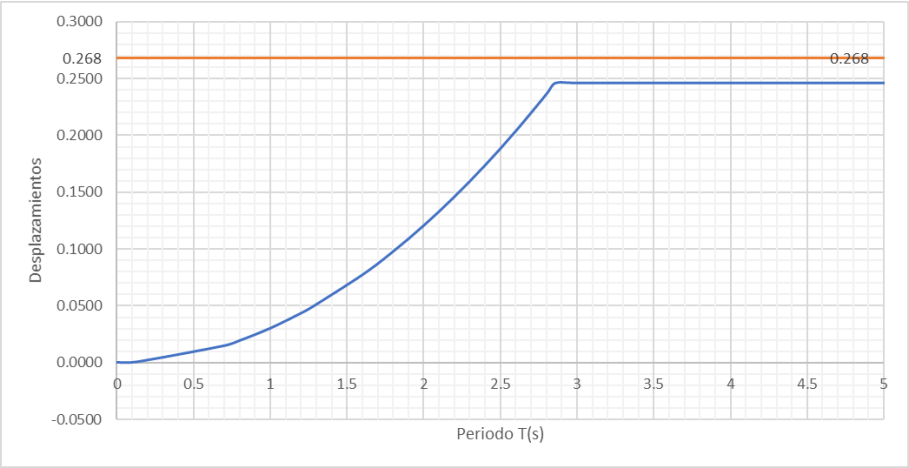


Fuente: Elaboracion propia

Determinación del Periodo Efectivo (Teff)

Se procede a realizar la primera manera de determinar el periodo efectivo, se ingresa con el desplazamiento característico 0.268m, por las ordenadas, pero en este caso no corta o intercepta la curva del espectro de desplazamiento, por ende de esta manera no se puede determinar el periodo efectivo.

Figura 4. Espectro elástico de desplazamientos y desplazamiento característico



Fuente: Elaboración propia

Se procede a realizar la segunda manera de determinar el periodo efectivo (Teff), por medio de la siguiente expresión matemática:

$$T_{eff} = \frac{\Delta_d \times R_\xi}{0,38 \times Z \times F_d}$$

Δd =	**0.268**	**m**
Rξ=	1.82	
Z=	0.4	
Fd=	1.19	

Teff=	**2.70**	s

T0=	0.127	s
Tc=	0.698	s
TL=	2.856	s

Si $T_c \leq T_{eff} \leq T_L$: $T_{eff} = \frac{\Delta_d R_\xi}{0.38 Z F_d}$

Si $T_{eff} > T_L$: $T_{eff} = T_L$

T_L=	**2.86**	s

Como el periodo efectivo es menor que TL, se acoge este valor Teff=2.70 s.

Determinación de la Rigidez efectiva (Keff)

$$K_{eff} = \frac{4\pi^2 M_{eff}}{T_{eff}^2}$$

Meff=	258.91	UTM
Teff=	**2.70**	s

Keff=	**1401.202**	T/m

Determinación del Cortante Basal de Diseño (V_{DBD})

$$V_{DBD} = K_{eff} \times \Delta_d$$

VDBD=	**376.12**	T

Obtención del Vector de fuerzas laterales

$$F_i = \frac{k \times V_{DBD} \times (m_i \times \Delta_i)}{\Sigma(m_i \times \Delta_i)}$$

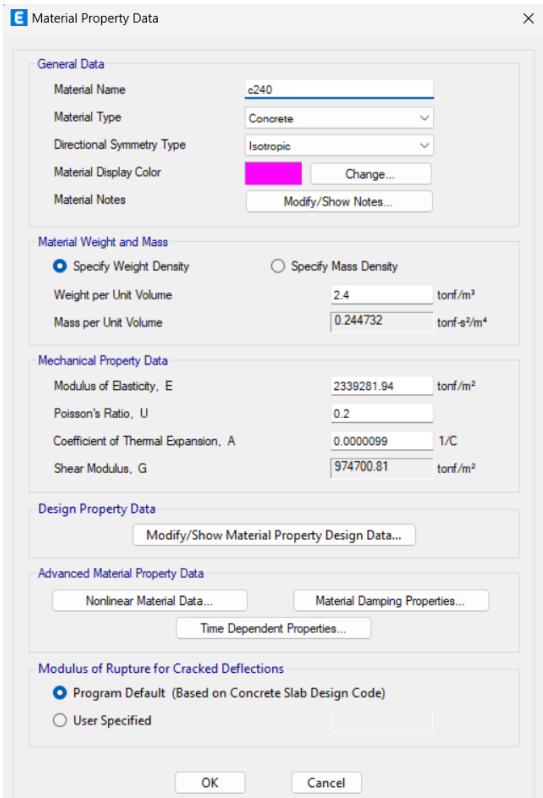
$$F_i = \frac{(1-k) \times V_{DBD} + k \times V_{DBD} \times (m_n \times \Delta_n)}{\Sigma(m_i \times \Delta_i)}$$

	k	V_{DBD} (T)	mi (UTM)	Δi (m)	mi*Δi (UTM*m)	Fi (T)
1	0.9	376.12	40.723	0.06	2.443	**11.901**
2	0.9	376.12	40.451	0.116129032	4.698	**22.880**
3	0.9	376.12	40.451	0.168387097	6.811	**33.176**
4	0.9	376.12	40.451	0.216774194	8.769	**42.709**
5	0.9	376.12	40.451	0.261290323	10.569	**51.480**
6	0.9	376.12	40.451	0.301935484	12.214	**59.488**
7	0.9	376.12	40.451	0.338709677	13.701	**66.733**
8	0.9	376.12	27.703	0.371612903	10.295	**50.684**
					69.500	**339.050**

5.1.2 Procedimiento de determinación e ingreso de parámetros en el software ETABS SENTIDO X - LS

Definición de materiales en el software ETABS 22.6.0

Figura 5. Parámetros definidos en ETABS para el material Hormigón f'c=240 Kg/cm2.

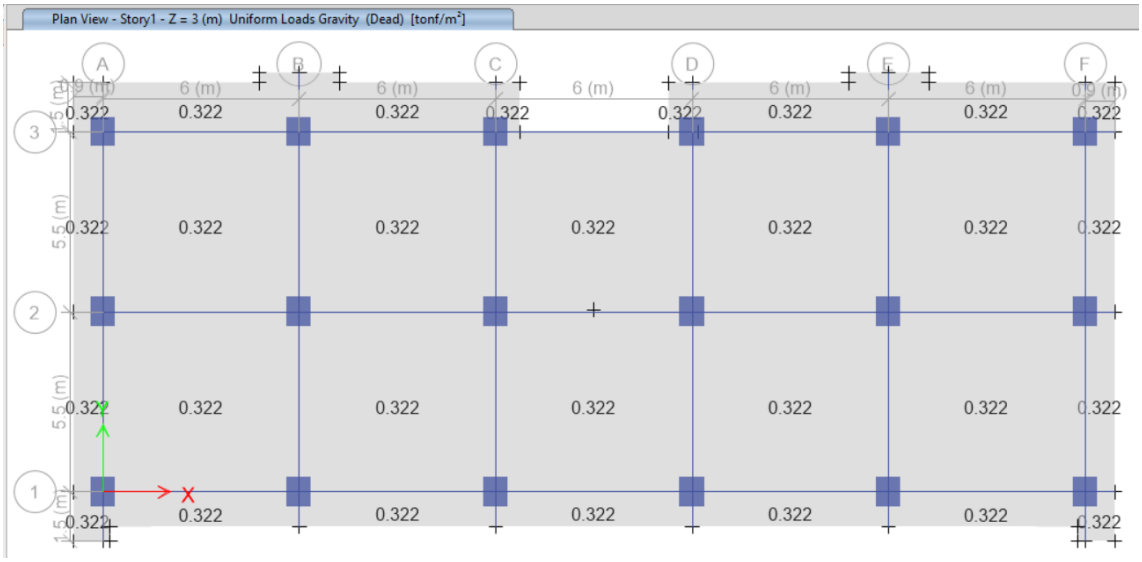


Fuente: ETABS

Definición de Cargas Gravitacionales en el software ETABS 22.6.0

Se colocan las cargas muertas que se determinaron anteriormente en el análisis de cargas, para los pisos del primero al séptimo, en T/m2.

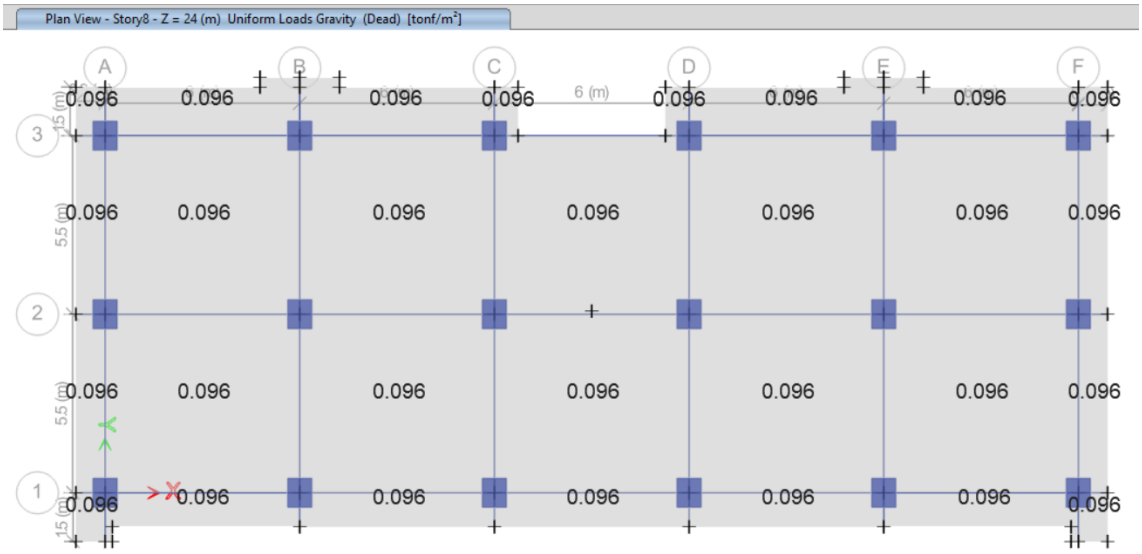
Figura 6. Carga Muerta Piso 1-7



Fuente: ETABS

Se colocan las cargas muertas que se determinaron anteriormente en el análisis de cargas, para el octavo piso, en T/m2.

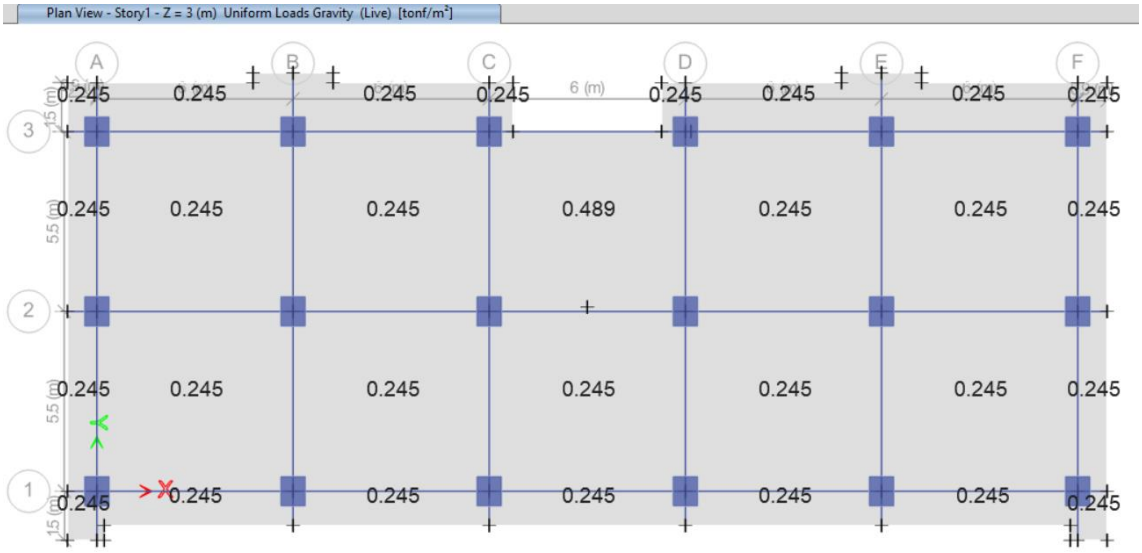
Figura 7. Carga Muerta Piso 8



Fuente: ETABS

Se colocan las cargas vivas que se determinaron anteriormente en el análisis de cargas, para el primer piso, en T/m2.

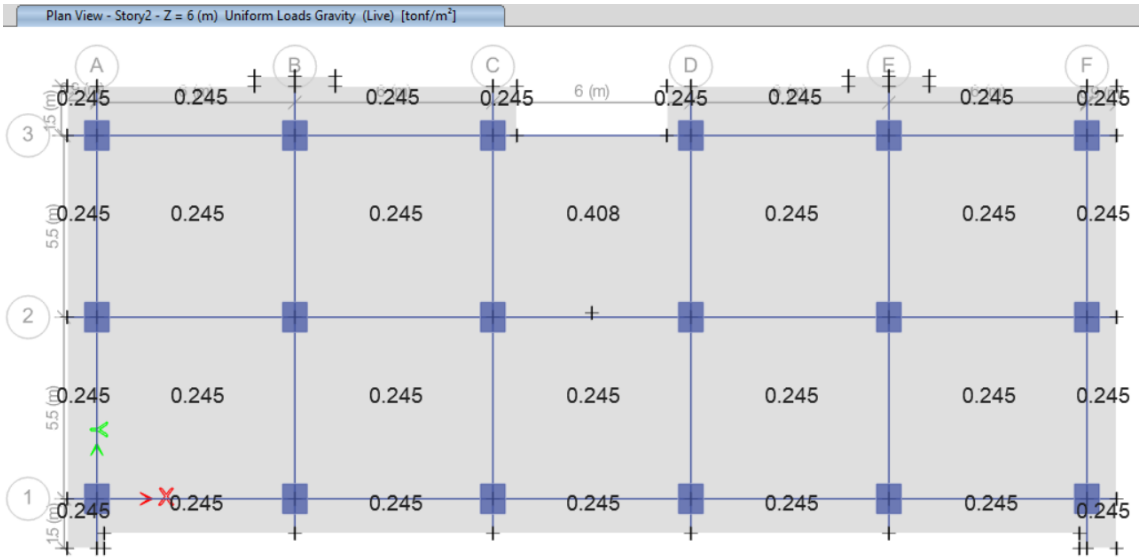
Figura 8. Carga Viva Piso 1



Fuente: ETABS

Se colocan las cargas vivas que se determinaron anteriormente en el análisis de cargas, para los pisos del segundo al séptimo, en T/m2.

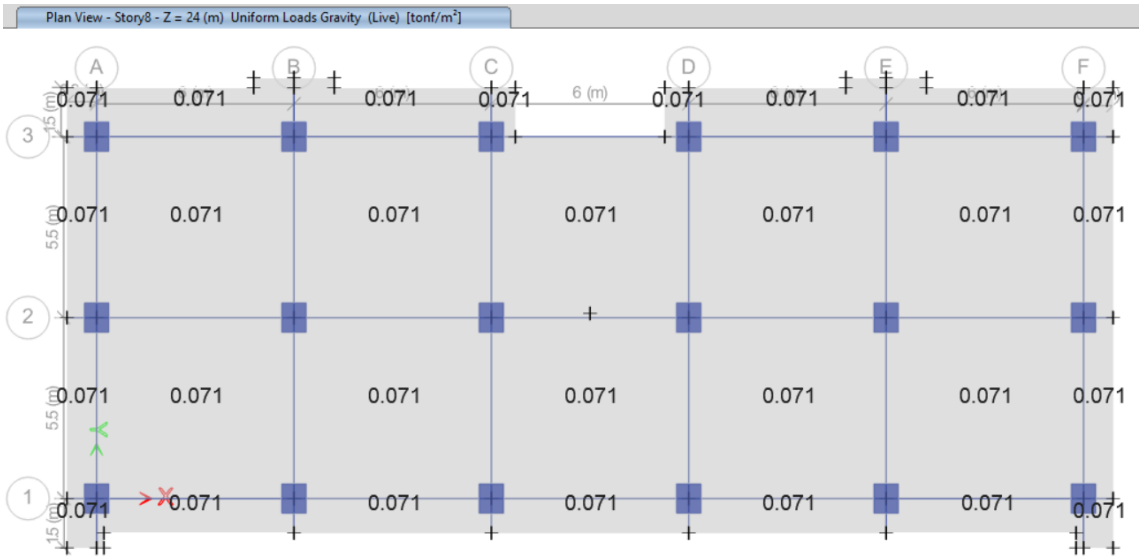
Figura 9. Carga Viva Piso 2-7



Fuente: ETABS

Se colocan las cargas vivas que se determinaron anteriormente en el análisis de cargas, para el octavo piso, en T/m2.

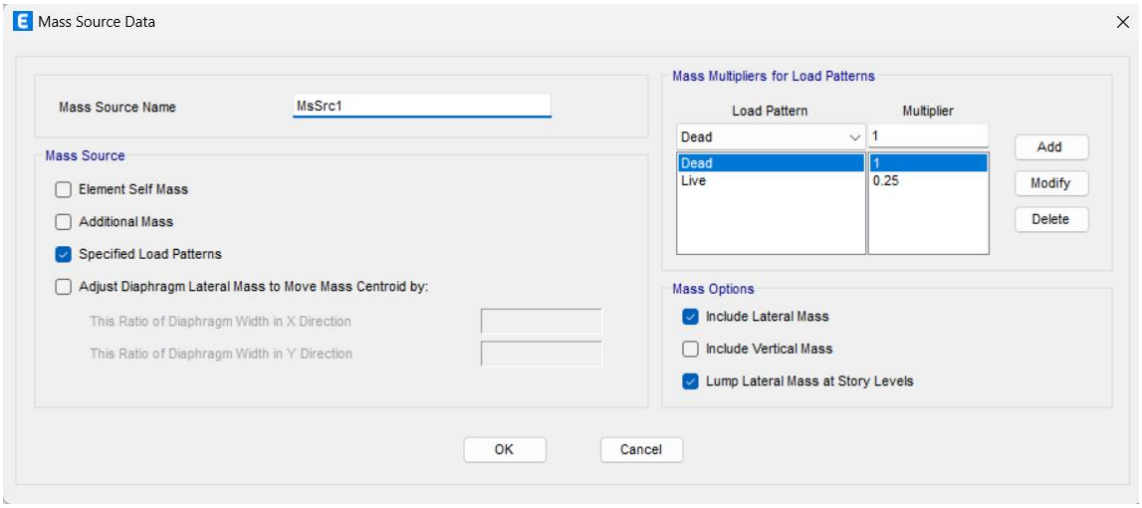
Figura 10. Carga Viva Piso 8



Fuente: ETABS

Para el procedimiento del DBD, el método sugiere utilizar una fuente de masas sísmicas del 100% de la carga muerta más un 25% de la carga viva.

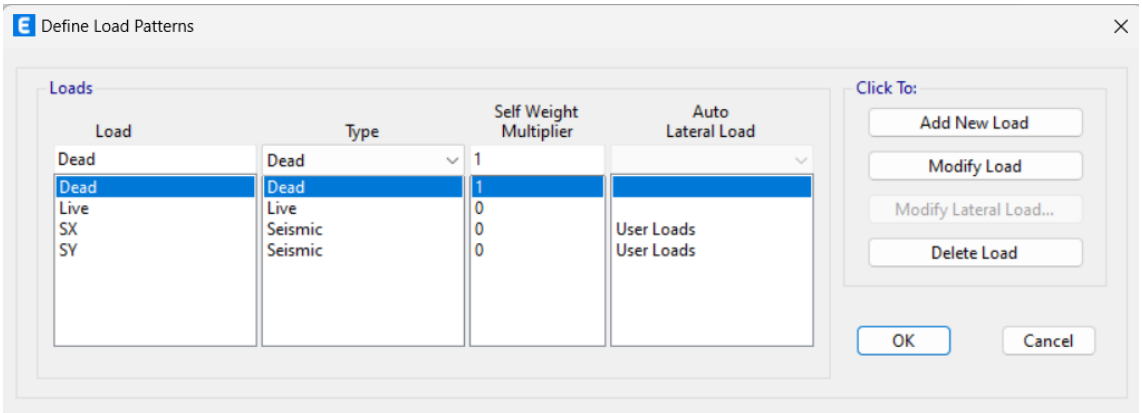
Figura 11. Definición de fuente de masas para el modelo sísmico: D+0.25L



Fuente: ETABS

Los patrones de carga son los diferentes tipos de cargas que actuaran sobre la estructura, en este caso la carga muerta, la carga viva, y el sismo en dirección X e Y.

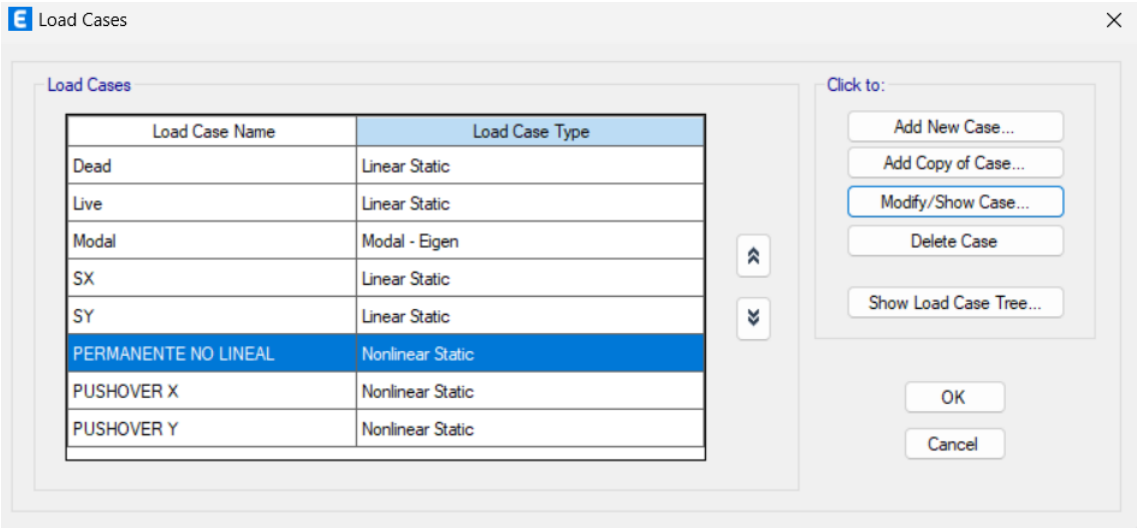
Figura 12. Patrones de carga para el modelo en ETABS



Fuente: ETABS

Para completar los estados de carga a definir, se ingresan los casos de carga tipo Pushover: el permanente no lineal (carga muerta), el pushover en X e Y.

Figura 13. Casos de carga para el modelo en ETABS



Fuente: ETABS

A continuación, se ingresa en ETABS, el Patrón de cargas laterales sismo en X, definido por el vector de fuerzas laterales del método basado en desplazamientos, cargas que son aplicadas en el centro de masas de cada diafragma de piso (losa).

Figura 14. Patrón de cargas laterales sismo en X

User Seismic Loads on Diaphragms

Number of Load Sets 1

Load Set 1 of 1

Story	Diaphragm	Fx tonf	Fy tonf	Mz tonf-m
Story8	D8	50.684	0	0
Story7	D7	66.733	0	0
Story6	D6	59.488	0	0
Story5	D5	51.48	0	0
Story4	D4	42.709	0	0
Story3	D3	33.176	0	0
Story2	D2	22.88	0	0
Story1	D1	11.901	0	0

Fuente: ETABS

A continuación, se ingresa en ETABS, Patrón de cargas laterales sismo en Y, definido por el vector de fuerzas laterales del método basado en desplazamientos, cargas que son aplicadas en el centro de masas de cada diafragma de piso (losa).

Figura 15. Patrón de cargas laterales sismo en Y

User Seismic Loads on Diaphragms

Number of Load Sets 1

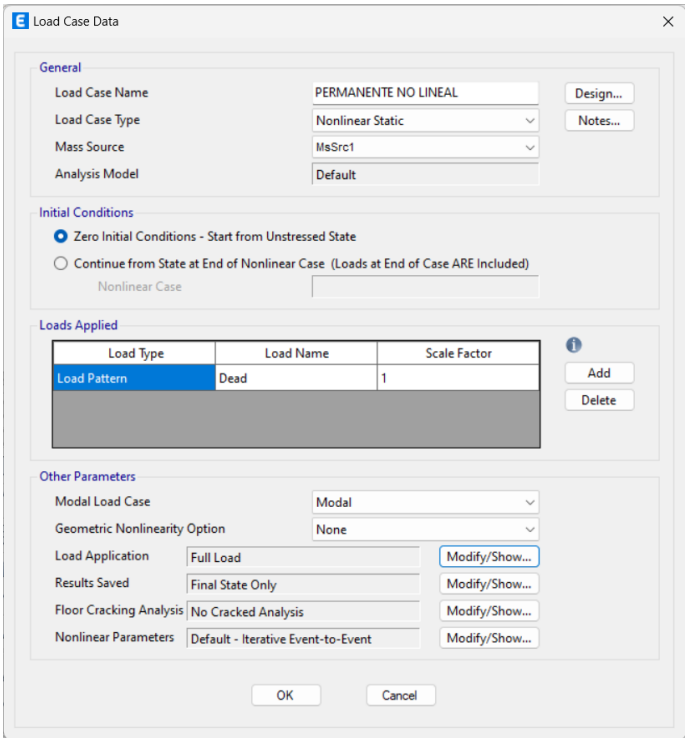
Load Set 1 of 1

Story	Diaphragm	Fx tonf	Fy tonf	Mz tonf-m
Story8	D8	0	45.542	0
Story7	D7	0	59.963	0
Story6	D6	0	53.452	0
Story5	D5	0	46.257	0
Story4	D4	0	38.376	0
Story3	D3	0	29.81	0
Story2	D2	0	20.559	0
Story1	D1	0	10.694	0

Fuente: ETABS

Para el análisis Pushover se empieza con un caso de carga permanente no lineal, caso estático, porque cuando la estructura está cargada con carga muerta (permanente), ya se deforma inicialmente.

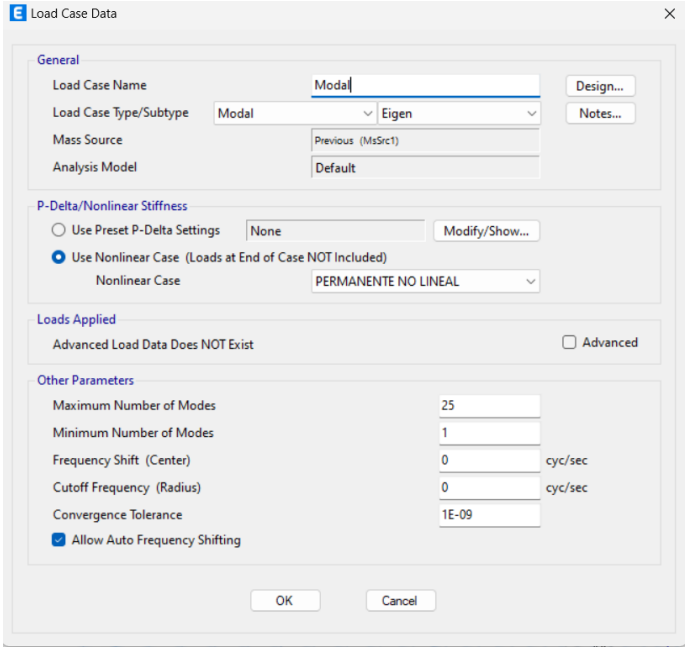
Figura 16. Definición de caso de carga permanente No lineal



Fuente: ETABS

Posteriormente se realiza el cambio en el análisis modal, realizando un P-Delta usando el caso permanente No lineal.

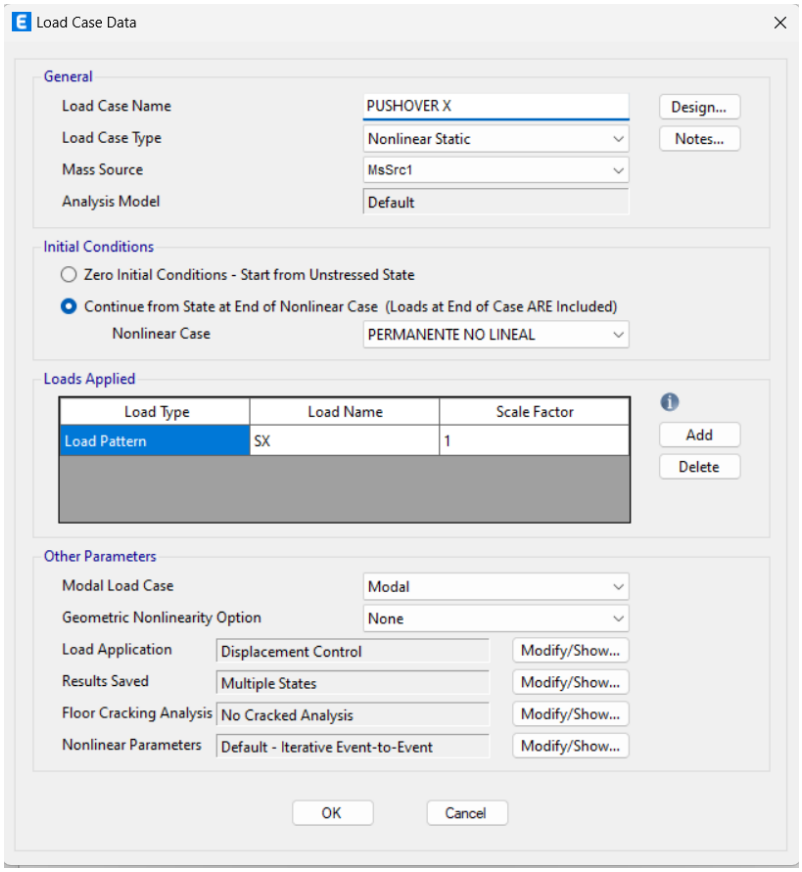
Figura 17. Definición de caso Modal No lineal



Fuente: ETABS

Se realiza el análisis Pushover en la dirección X, a partir del caso de carga permanente No lineal, que es el caso estático.

Figura 18. Definición de caso Pushover en la dirección X



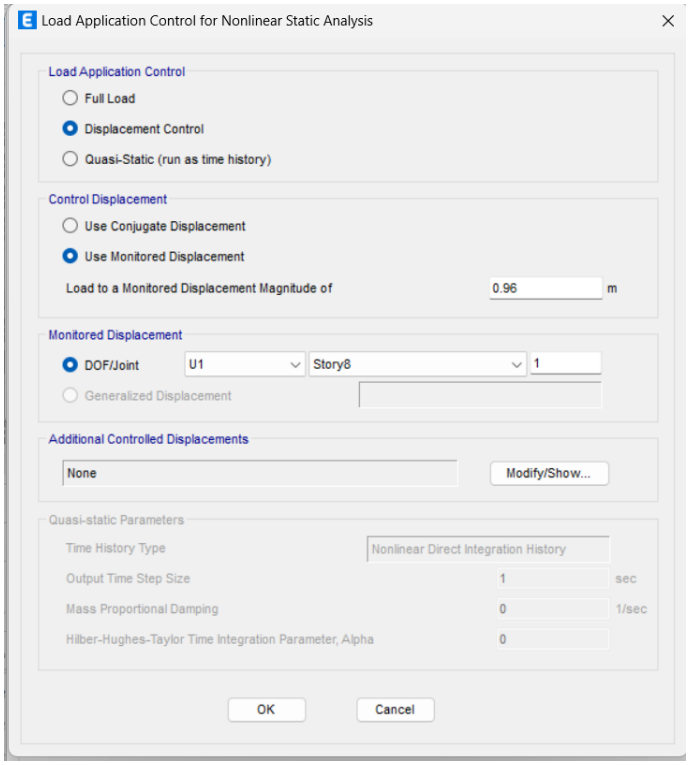
Fuente: ETABS

El pushover en dirección X, se realiza utilizando el Sismo en X para empujar gradualmente la estructura, haciendo que pase por los diferentes Objetivos de desempeño.

El análisis **Pushover** en la dirección X se realiza hasta un desplazamiento que se estima **duplica la deriva permisible** del 2%, en el rango No lineal. Dado que la altura total de la edificación es 24 m, el desplazamiento permisible es 0.48 m (0.02×24 m). Por consiguiente, el análisis se extiende hasta un desplazamiento de 0.96 m (2×0.48 m), rango en el cual se espera que la estructura **alcance el estado límite de colapso**.

En la figura (load application control for nonlinear static analysis), control de aplicación de carga para análisis estático No lineal, es para la carga lateral representada por el vector de fuerzas laterales en X, se ingresa este desplazamiento de 96cm, y se define el nudo de control, que se encuentra en la cubierta, en este caso en el piso 8.

Figura 19. Control de aplicación de carga para análisis estático No lineal sentido X

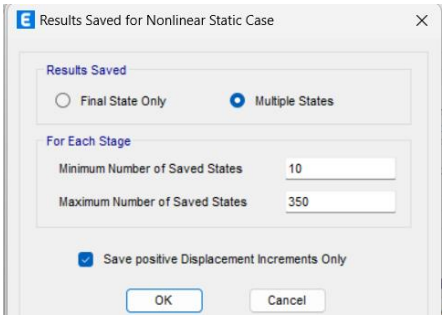


Fuente: ETABS

A continuación, se configura la visualización del análisis Pushover en la dirección X. Se debe especificar si se mostrará únicamente el resultado final o la secuencia completa de los múltiples pasos de carga (steps).

Es crucial definir el número mínimo y máximo de pasos de estado a analizar. Este ajuste es fundamental, ya que un mayor número de pasos incrementa la profundidad y la precisión del análisis no lineal, permitiendo al programa generar una curva de capacidad más completa. Una curva más detallada asegura que se capturen con exactitud los cambios de rigidez y que se identifique un mayor número de objetivos de desempeño y estados de daño de las rótulas. Se utiliza la opción de "múltiples estados" para poder analizar dónde caen exactamente tus rótulas (IO, LS, CP) en la curva de capacidad.

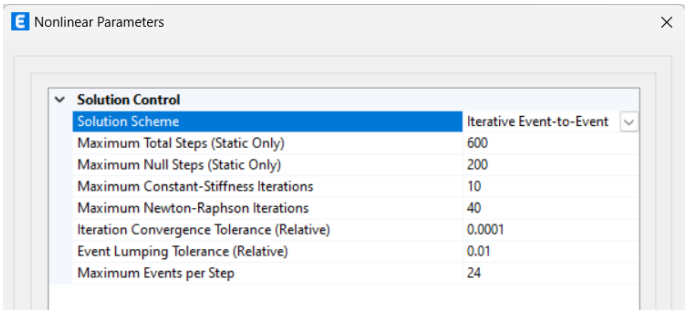
Figura 20. Control de aplicación de carga para análisis estático No lineal, para X e Y.



Fuente: ETABS

También es importante definir principalmente el número de pasos totales máximos, en la ventana de parámetros No lineales, un valor alto asegura que la curva de capacidad alcance la falla total o el límite de desplazamiento. Así como también es importante definir el número de pasos nulos, que es el número máximo de pasos sin un incremento significativo de desplazamiento.

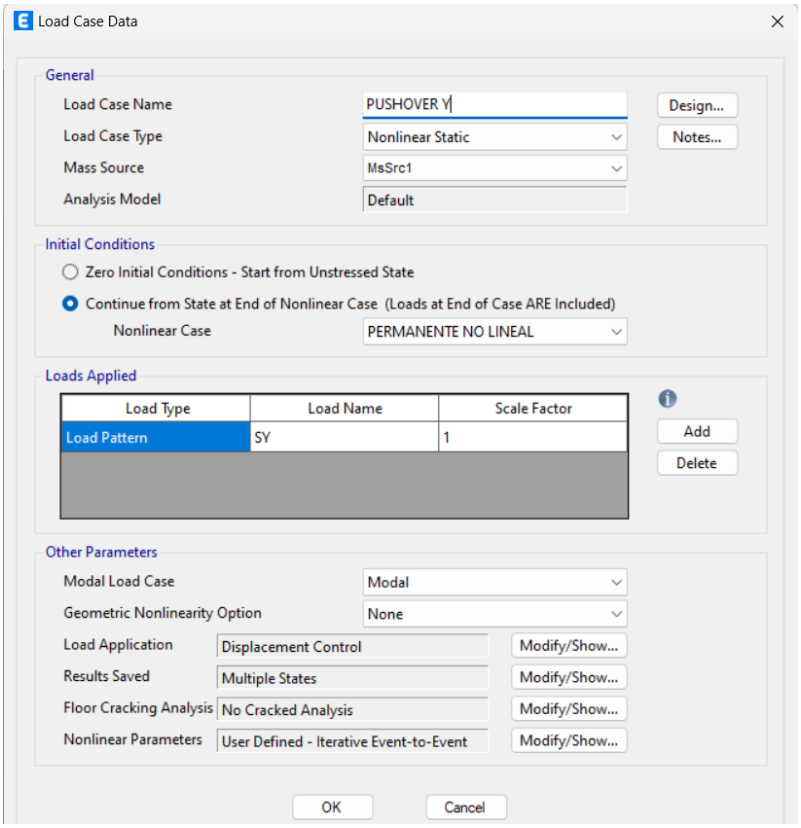
Figura 21. parámetros No lineales, para X e Y.



Fuente: ETABS

Se realiza el análisis Pushover en la dirección Y, a partir del caso de carga permanente No lineal, que es el caso estático.

Figura 22. Definición de caso Pushover en la dirección Y



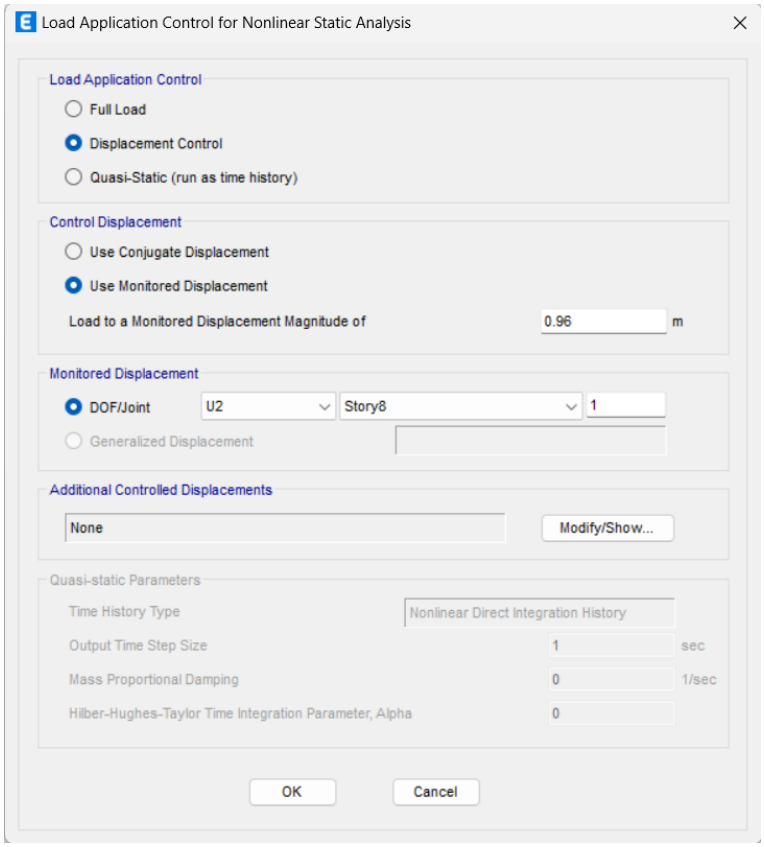
Fuente: ETABS

El análisis **Pushover** en la dirección Y se realiza hasta un desplazamiento que se estima **duplica la deriva permisible** del 2%, en el rango No lineal. Dado que la altura total de la edificación es 24 m, el desplazamiento permisible es 0.48 m (0.02×24 m). Por consiguiente, el análisis se extiende hasta un desplazamiento de 0.96 m (2×0.48 m), rango en el cual se espera que la estructura **alcance el estado límite de colapso**.

El pushover en dirección Y, se realiza utilizando el Sismo en Y para empujar gradualmente la estructura.

En la figura (load application control for nonlinear static analysis), control de aplicación de carga para análisis estático No lineal, es para la carga lateral representada por el vector de fuerzas laterales en Y, se ingresa este desplazamiento de 96cm, y se define el nudo de control, que se encuentra en la cubierta, en este caso en el piso 8.

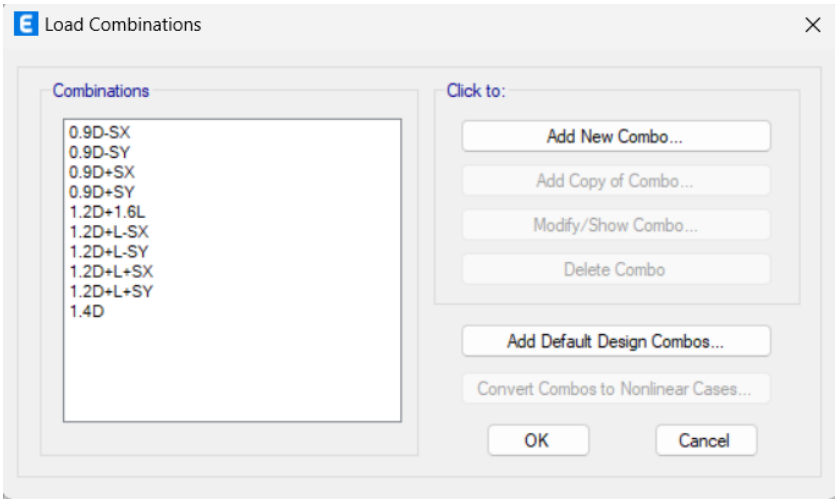
Figura 23. Control de aplicación de carga para análisis estático No lineal sentido Y



Fuente: ETABS

Se procede a definir las combinaciones de carga, para análisis gravitacional y sísmico, según la NEC-15.

Figura 24. Definición de combinaciones de carga

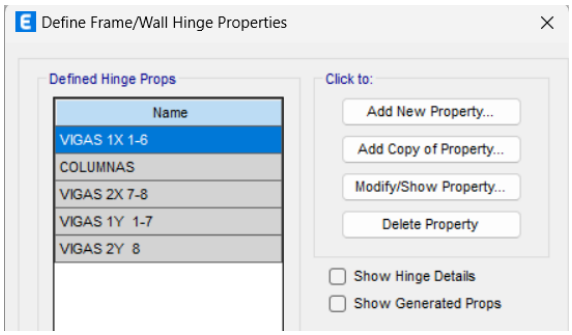


Fuente: ETABS

Asignación de rotulas en vigas

En este caso se ha clasificado las vigas de acuerdo al piso, son en total 4 grupos, en el primer grupo que se llama VIGAS 1X 1-6 se encuentran todas las vigas en sentido X, del primero al sexto piso. En el segundo grupo que se llama VIGAS 2X 7-8 se encuentran todas las vigas en sentido X, del séptimo y octavo piso. En el tercer grupo que se llama VIGAS 1Y 1-7 se encuentran todas las vigas en sentido Y, del primero al séptimo piso. Y finalmente, en el segundo grupo que se llama VIGAS 2Y-8 se encuentran todas las vigas en sentido Y, del octavo piso.

Figura 25. Definición de rotulas

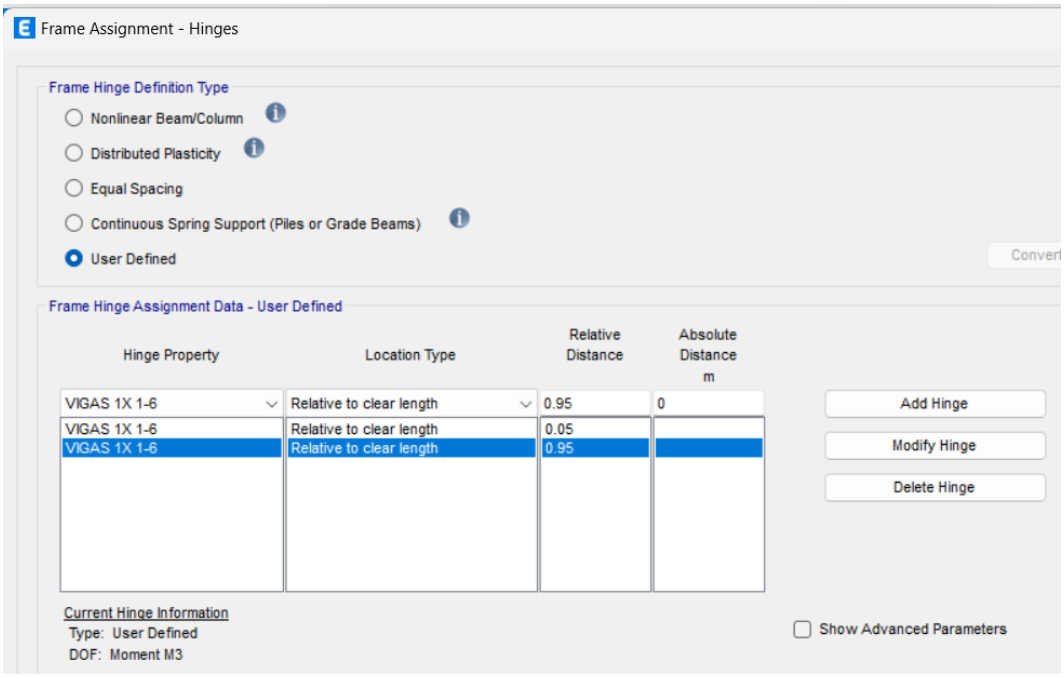


Fuente: ETABS

Se seleccionan las vigas según la clasificación, y se asigna el tipo de rotula previamente definido, en el ejemplo a continuación se coloca en las VIGAS 1X 1-6 en sentido X, del primero al sexto piso.

En este caso, se ha colocado la misma longitud y ubicación de la rótula plástica que se forme en los extremos de todas las vigas, a 0.05L y a 0.95L.

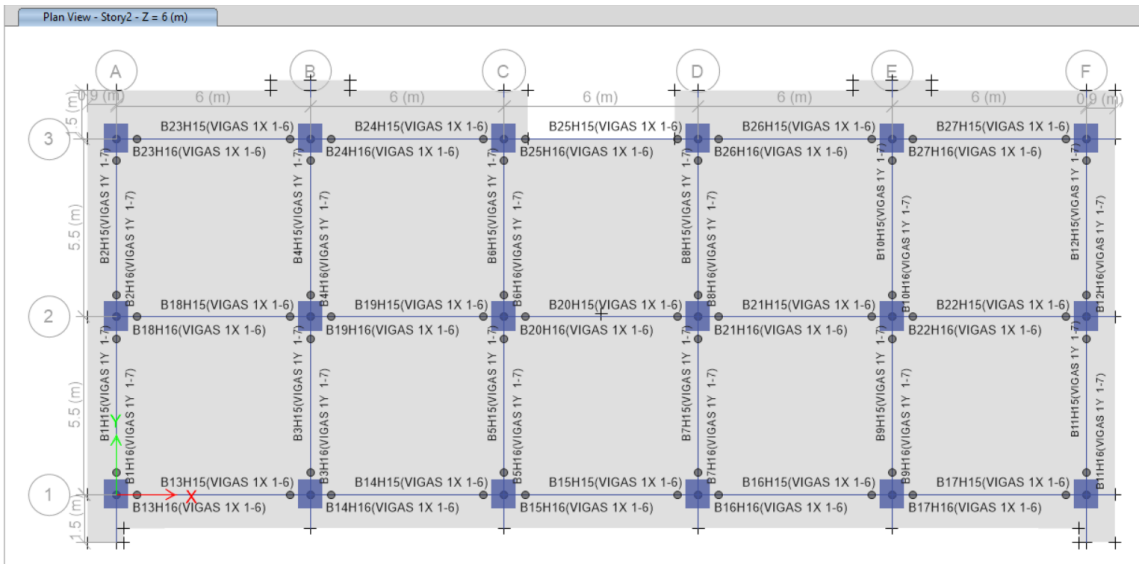
Figura 26. Asignación, longitud y ubicación del tipo de rotulas en vigas



Fuente: ETABS

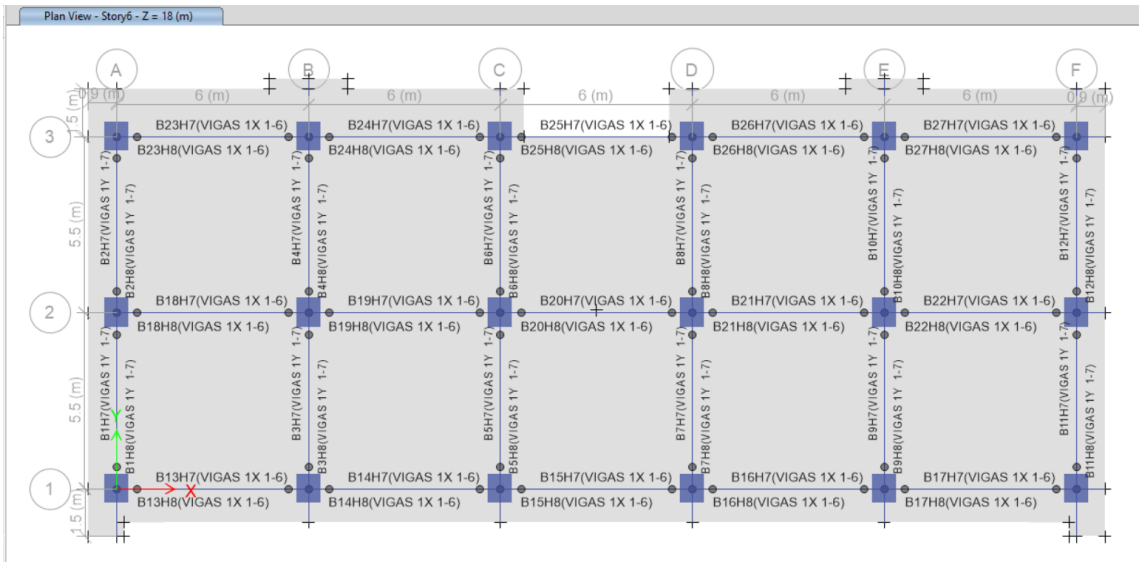
Al asignar las rotulas en los extremos de los elementos, en los diferentes pisos, el software ETABS, muestra la asignación como se indica en las figuras:

Figura 27. PISO 2, Asignación de rotulas en vigas VIGAS 1X 1-6 en sentido X, del primero al sexto piso y VIGAS 1Y 1-7 en sentido Y, del primero al séptimo piso.



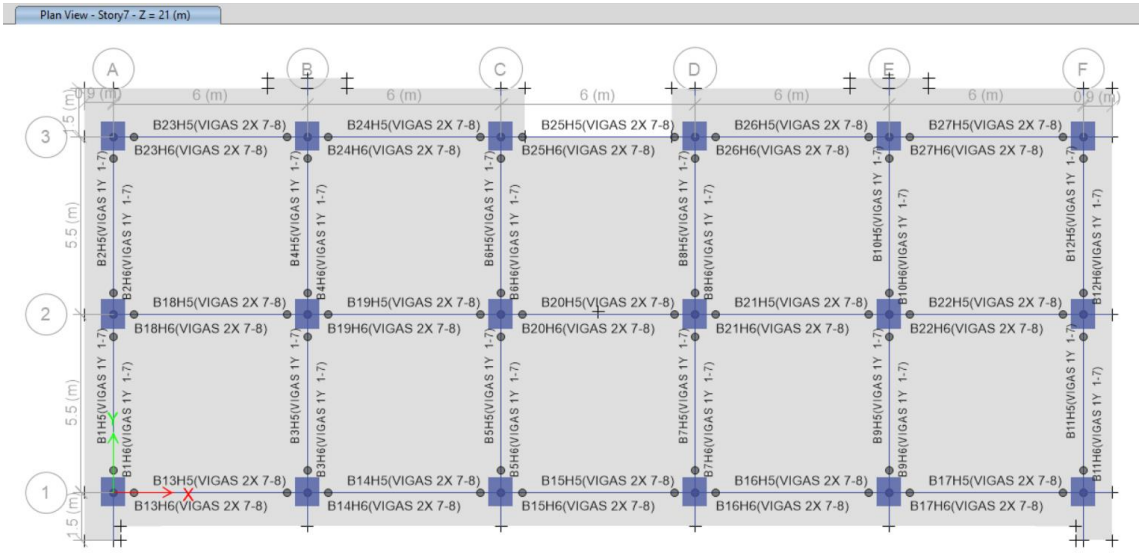
Fuente: ETABS

Figura 28. PISO 6, Asignación de rotulas en vigas VIGAS 1X 1-6 en sentido X, del primero al sexto piso y VIGAS 1Y 1-7 en sentido Y, del primero al séptimo piso.



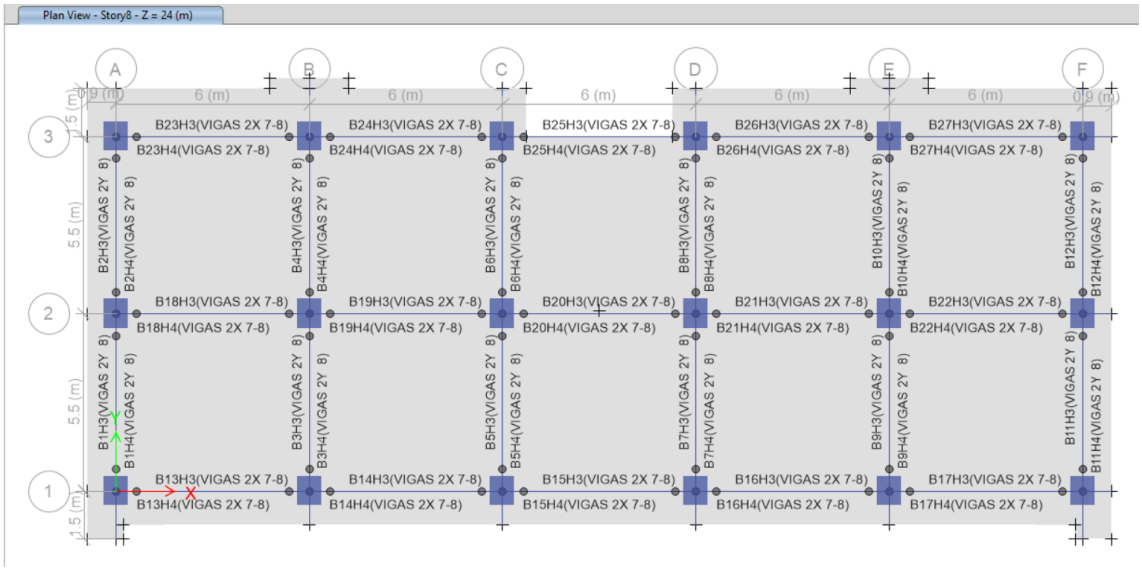
Fuente: ETABS

Figura 29. PISO 7, Asignación de rotulas en vigas VIGAS 2X 7-8 en sentido X, del séptimo al octavo piso y VIGAS 1Y 1-7 en sentido Y, del primero al séptimo piso.



Fuente: ETABS

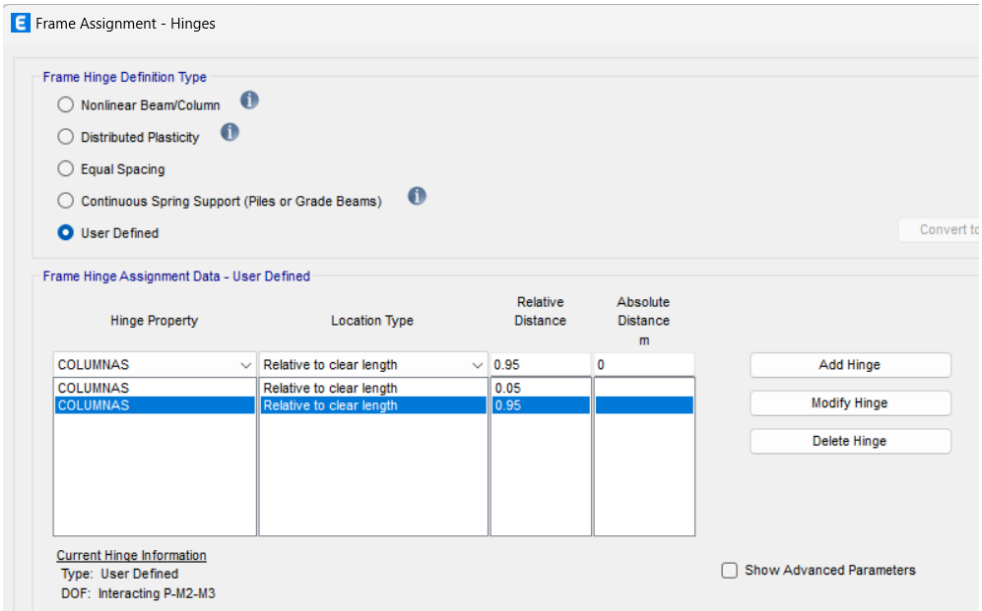
Figura 30. PISO 8, Asignación de rotulas en vigas VIGAS 2X 7-8 en sentido X, del séptimo al octavo piso y VIGAS 1Y 8 en sentido Y, del octavo piso.



Fuente: ETABS

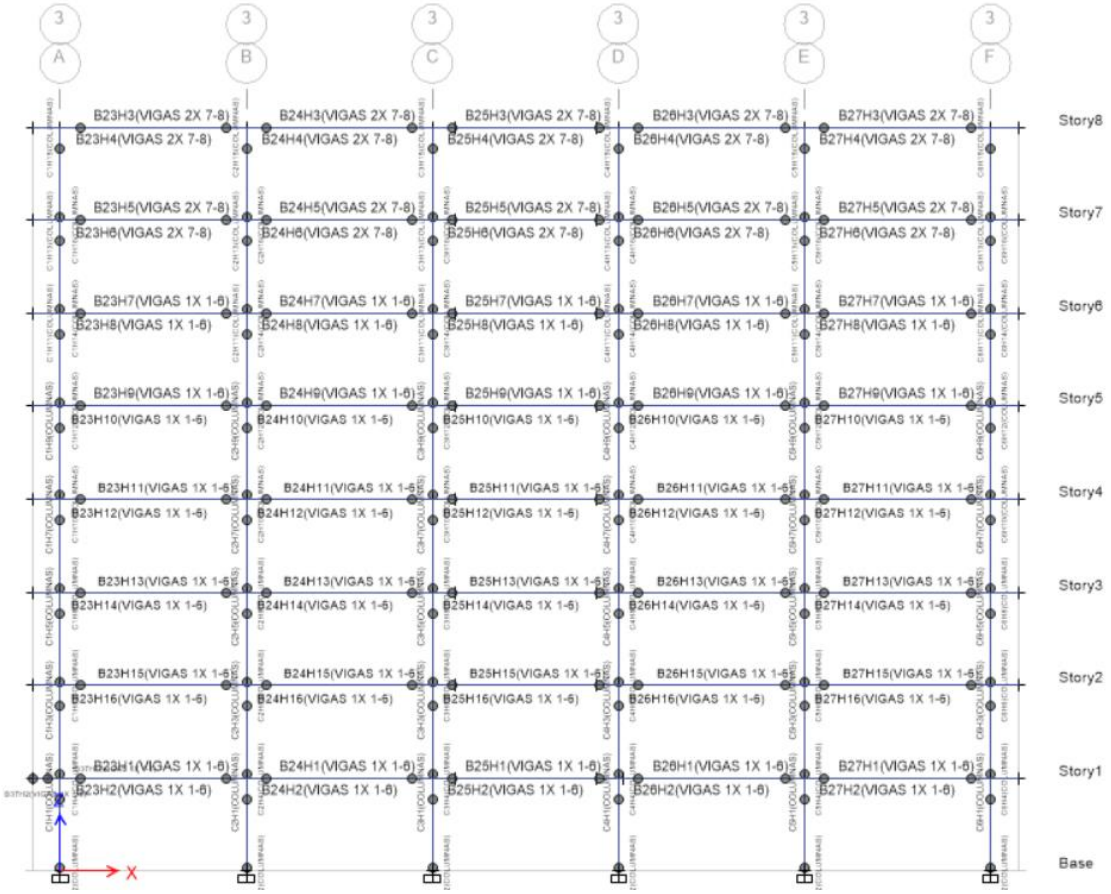
De la misma manera que se realizó en las vigas, se selecciona las columnas y se realiza la Asignación de rotulas en columnas. En este caso, se ha colocado la misma longitud y ubicación de la rótula plástica que se forme en los extremos de todas las columnas, a 0.05L y a 0.95L.

Figura 31. Asignación, longitud y ubicación del tipo de rotulas en columnas



Fuente: ETABS

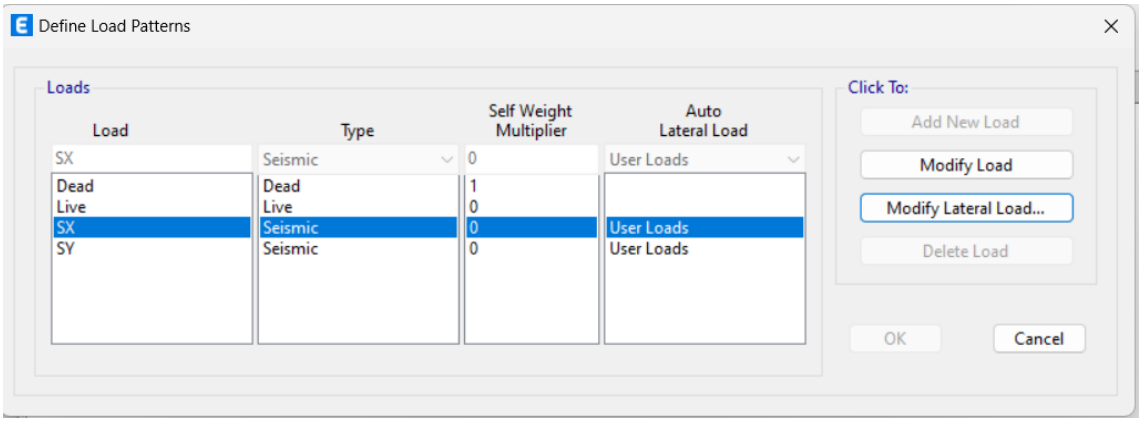
Figura 32. Asignación de rotulas en pórtico sentido X, en vigas VIGAS 1X 1-6, del primero al sexto piso, VIGAS 2X 7-8 en sentido X, del séptimo al octavo piso y COLUMNAS.



Fuente: ETABS

Estas cargas laterales que representan el sismo de diseño, se ingresan en el centro de gravedad de las losas de los diferentes pisos, en el programa ETABS, en el sentido X.

Figura 33. Patrones de carga



Fuente: ETABS

Figura 34. Vector de fuerzas laterales aplicado a la estructura en cada uno de los pisos

User Seismic Loads on Diaphragms

Number of Load Sets 1

Load Set 1 of 1

Story	Diaphragm	Fx tonf	Fy tonf	Mz tonf-m
Story8	D8	50.684	0	0
Story7	D7	66.733	0	0
Story6	D6	59.488	0	0
Story5	D5	51.48	0	0
Story4	D4	42.709	0	0
Story3	D3	33.176	0	0
Story2	D2	22.88	0	0
Story1	D1	11.901	0	0

Fuente: ETABS

Se escoge la armadura de refuerzo de las vigas de 40x55cm en el eje X para los pisos 1 a 6, del mismo software ETABS (previo al análisis pushover), generalizando la misma armadura de refuerzo en las vigas, y se calcula la Capacidad de Momento Nominal resistente de estas vigas.

SENTIDO X: PISOS 1 AL 6

MOMENTO EN VIGAS

$$M_n = F_y \times A_s \left(d - \frac{F_y \times A_s}{1.70 \times f_c' \times B} \right)$$

f'c=	240	Kg/cm2
Fy=	4200	Kg/cm2

B=	40	cm
H=	55	cm
rec=	3	cm
fi est=	1	cm
fi var long=	1.6	cm

d=	50.2	cm

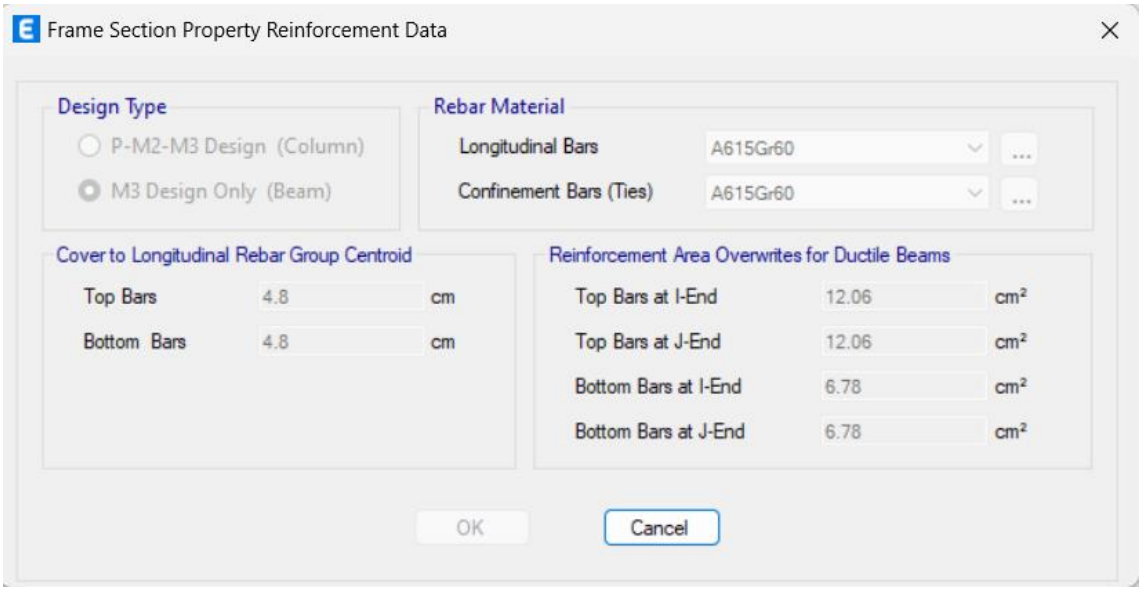
A's=	6fi16	**12.06**	cm2	acero superior, NEGATIVO
As=	6fi12	**6.78**	cm2	acero inferior, POSITIVO

INFERIOR	Mn=	1379809	Kg*cm
POSITIVO	**Mn=**	**13.80**	**T*m**

SUPERIOR	Mn=	2385523	Kg*cm
NEGATIVO	**Mn=**	**23.86**	**T*m**

El acero que se escogió, se coloca en definición de la sección del programa ETABS, imponiendo esta armadura en la sección de las vigas de 40x55cm en el eje X para los pisos 1 a 6.

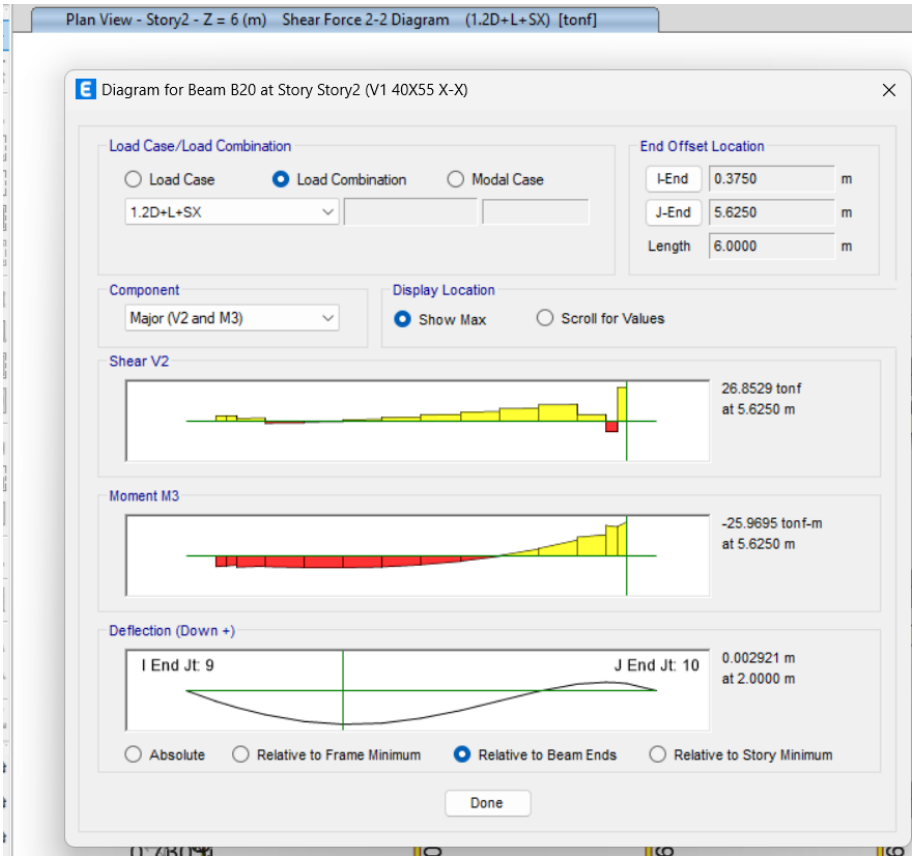
Figura 35. Ingreso del área de acero de refuerzo longitudinal en la viga tipo de 40x55cm



Fuente: ETABS

A continuación, se determina el corte en la viga correspondiente a la combinación critica 1.2D+L+SX

Figura 36. Solicitación a corte de la viga critica de 40x55cm



Fuente: ETABS

El corte critico es de 26.85 T, que transformado es 263496.6 N.

Vu=	263496.6	N
bw=	400	mm
d=	489	mm
f'ce^0.5=	5.585696018	N/mm2

$$\frac{V}{b_w \times d \times \sqrt{f'_{cE}}} = 0.241$$

VIGAS

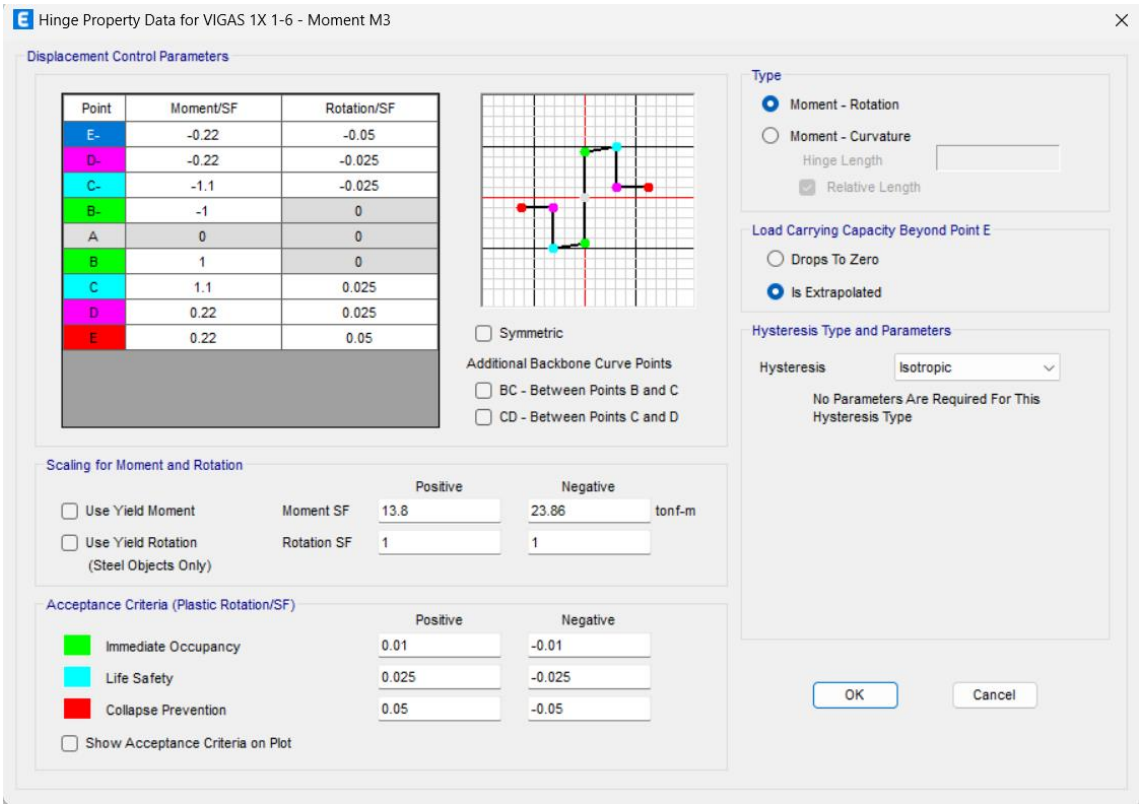
a	b	c	IO	LS	CP
0.025	**0.05**	**0.2**	**0.01**	**0.025**	**0.05**

Momento SF (residual)

0.2*1.1=	0.22

A continuación, se coloca los Momentos Nominales resistentes positivo y negativo, y los criterios de aceptación ASCE 41 de estas vigas de 40x55cm en el eje X para los pisos 1 a 6.

Figura 37. Momentos nominales y criterios de aceptación en vigas 1x 1-6



Fuente: ETABS

Se escoge la armadura de refuerzo de las vigas de 40x55cm en el eje X para los pisos 7 a 8, del mismo software ETABS (previo al análisis pushover), generalizando la misma armadura de refuerzo en las vigas, y se calcula la Capacidad de Momento Nominal resistente de estas vigas.

SENTIDO X: PISOS 7 AL 8
MOMENTO EN VIGAS

$$M_n = F_y \times A_s \left(d - \frac{F_y \times A_s}{1.70 \times f'_c \times B} \right)$$

f'c=	240	Kg/cm2
Fy=	4200	Kg/cm2

B=	40	cm
H=	55	cm
rec=	3	cm
fi est=	1	cm
fi var long=	1.6	cm

d=	50.2	cm

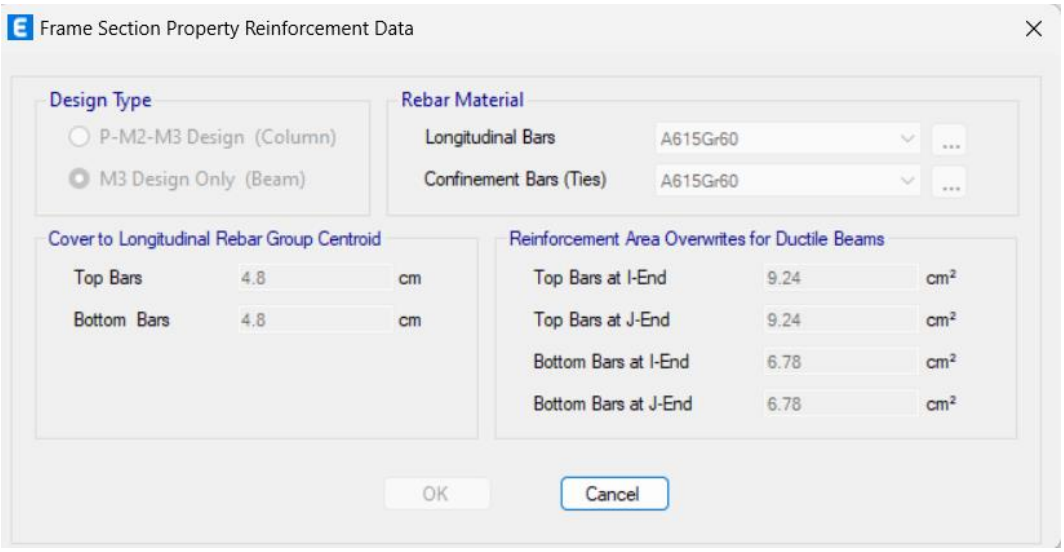
A's=	6fi14	**9.24**	cm2	acero superior, NEGATIVO
As=	6fi12	**6.78**	cm2	acero inferior, POSITIVO

INFERIOR	Mn=	1379809	Kg*cm
POSITIVO	**Mn=**	**13.80**	**T*m**

SUPERIOR	Mn=	1855878	Kg*cm
NEGATIVO	**Mn=**	**18.56**	**T*m**

El acero que se escogió, se coloca en definición de la sección del programa ETABS, imponiendo esta armadura en la sección de las vigas de 40x55cm en el eje X para los pisos 7 a 8

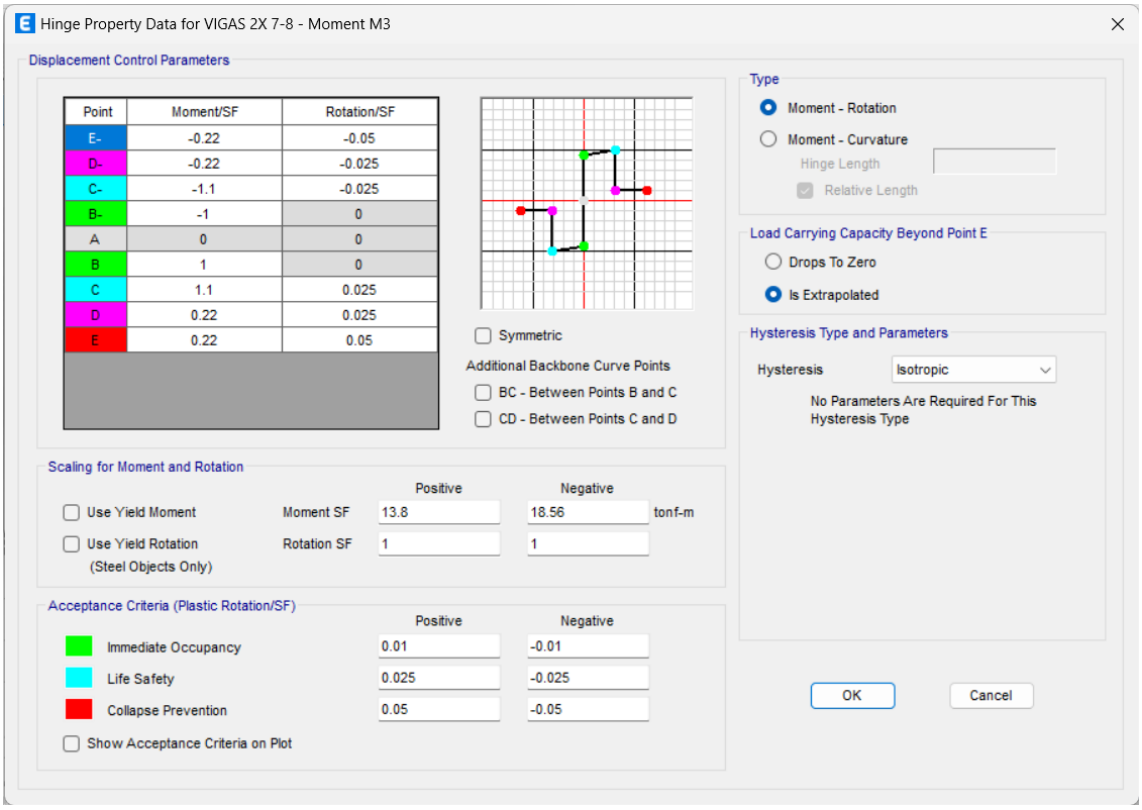
Figura 38. Ingreso del área de acero de refuerzo longitudinal en la viga tipo de 40x55cm



Fuente: ETABS

A continuación, se coloca los Momentos Nominales resistentes positivo y negativo, y los criterios de aceptación ASCE 41 de estas vigas de 40x55cm en el eje X para los pisos 7 a 8.

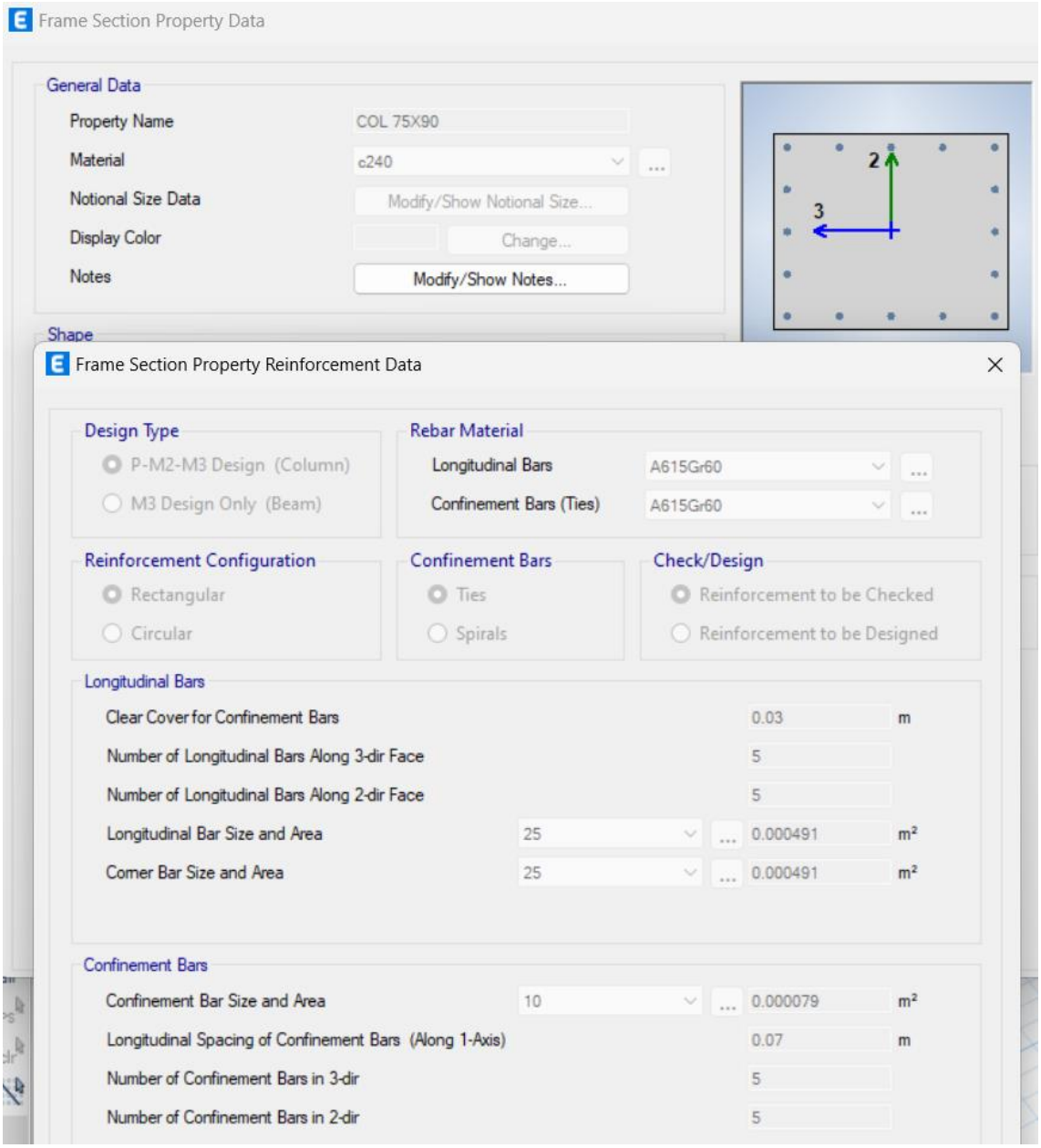
Figura 39. Momentos nominales y criterios de aceptación en vigas 2x 7-8



Fuente: ETABS

A continuación, se presenta la sección transversal y el armado que se le proporcionó a esta columna, tiene sección de 75x90cm, con 16 barras diámetro 25mm, además de 5 ramas de estribo en X e Y con espaciamiento de 70mm.

Figura 40. Definición de la columna tipo e ingreso de datos de acero longitudinal y transversal Nivel de desempeño de seguridad de vida



Fuente: ETABS

A continuación, se coloca los criterios de aceptación de la columna tipo de 75x90cm.

Tabla: Valores del diagrama de interacción dela columna de 75x90cm

	P	M3
1	1092.3128	0
2	1092.3128	60.6172
3	1024.5796	96.9671
4	874.4262	123.865
5	712.3954	142.7524
6	535.1563	154.9214
7	467.8816	173.2176
8	377.0918	185.4606
9	196.3831	151.3969
10	-14.8035	94.0847
11	-298.1983	0

Fuente: ETABS

Determinación del Corte probable

P	M
467.8816	173.2176
423.12	179.254
377.0918	185.4606

Mpr,sup=	178.612	Txm
Mpr,inf=	179.254	Txm

Vg=	0.66	T

L_{libre}=	2.45	m

$$V_{yE} = V_g + \frac{M_{pr,sup} + M_{pr,inf}}{L}$$

VyE=	**146.73**	**T**

Determinación del corte Nominal y relación de cortantes.

S=	70	mm
Fy=	420	N/mm2
n_{ramas}=	5	u
Av=	392.5	mm2

$$V_S = \frac{A_v \times F_y \times d}{S}$$

$$V_n = V_C + V_S$$

Vs=	1999395	N
V_{ColOE}=Vs=	**203.81**	**T**

$$\frac{V_{yE}}{V_{ColOE}} = \boxed{0.720}$$

Determinación de los puntos para la idealización y criterios de aceptación de la rótula en la columna tipo de 75x90cm

$$\frac{V_{yE}}{V_{ColOE}} = 0.72$$

N_{UD}=	4197502.8	N
Ag=	675000	mm2
f'cE=	30.61	N/mm2

As=	7853.982	mm2

ρt=As/Ag=	0.01164

$$\frac{N_{UD}}{A_g \times f'_{cE}} = 0.20317189$$

Fyte=	455.21	N/mm2

f'ce/Fyte=	0.0672

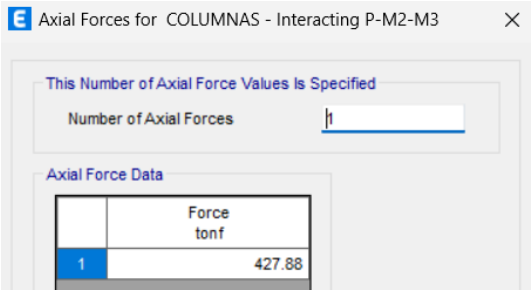
COLUMNAS

a	b	c	IO	LS	CP
0.024034	**0.067308749**	**0.15873**	**0.00361**	**0.03365**	**0.04712**

Momento SF (residual)

0.1587*1.1=	0.1746

Figura 41. Carga axial Nu, proveniente de la combinación sísmica mas critica 1.2D+L+Sy

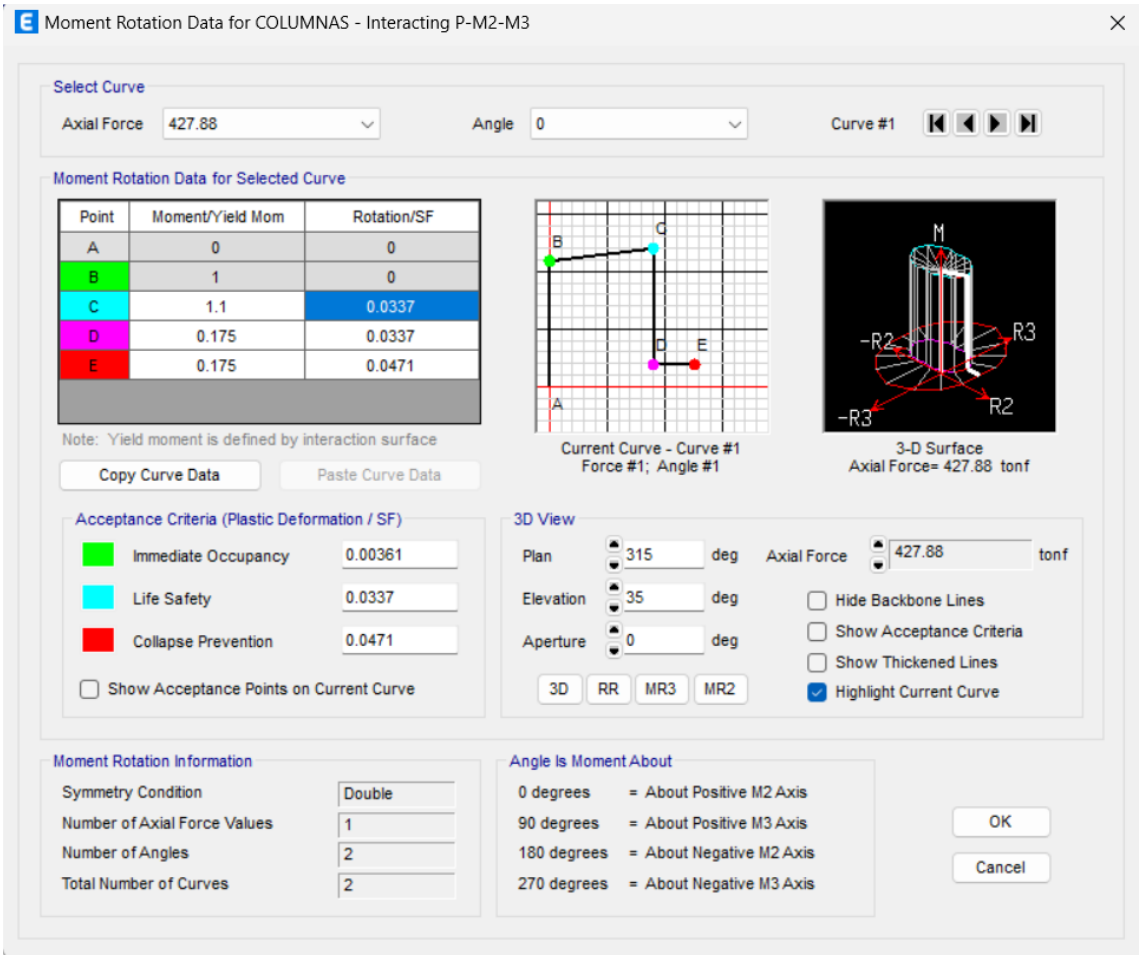


Fuente: ETABS

Las rotulas plásticas se colocan en los extremos de los elementos, en donde se espera que se deformen y fallen.

A continuación, se presenta el ingreso de los criterios de aceptación ASCE 41 para la columna tipo:

Figura 42. Criterios de aceptación para la columna tipo de 75x90cm



Fuente: ETABS

5.1.3 ANALISIS DBD EN SENTIDO Y, NIVEL DE DESEMPEÑO DE SEGURIDAD DE VIDA:

Perfil de desplazamiento de diseño

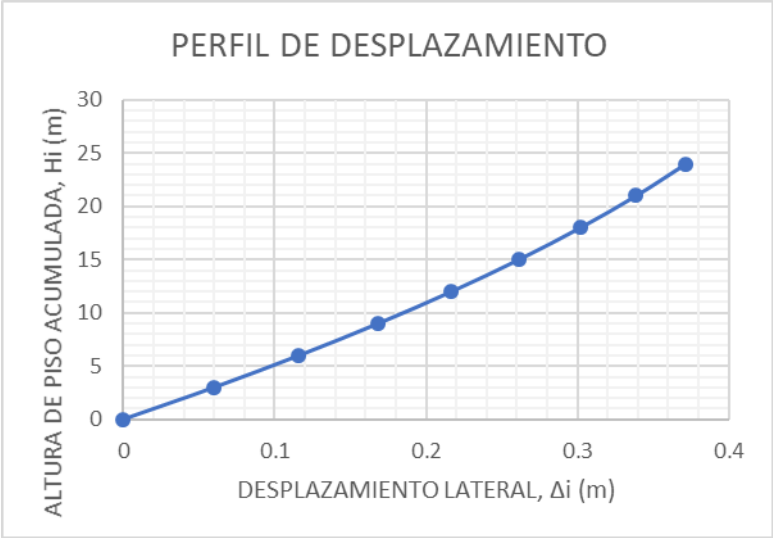
$$w_\theta = 1,15 - 0,0034H_n \leq 1$$

Hn=	24	m
wθ=	1.07	≤1
wθ=	**1**	

$$\Delta_i = w_\theta \times H_i \times \theta_T \times \frac{4H_n - H_i}{4H_n - H_1}$$ para n>4

	wθ	Hi (m)	Hn (m)	θT	Δi (m)
0	1	0	24	0.02	0
1	1	3	24	0.02	0.060
2	1	6	24	0.02	0.116
3	1	9	24	0.02	0.168
4	1	12	24	0.02	0.217
5	1	15	24	0.02	0.261
6	1	18	24	0.02	0.302
7	1	21	24	0.02	0.339
8	1	24	24	0.02	0.372

Figura 43. Perfil de desplazamiento Y - IO



Fuente: Elaboración Propia

Determinación del Desplazamiento Característico (Δd), Masa efectiva (Meff) y altura efectiva(Heff).

Desplazamiento característico

$$\Delta_d = \phi_p \times \phi_E \times \frac{\Sigma(m_i \times \Delta_i^2)}{\Sigma(m_i \times \Delta_i)}$$

φp=	1
φE=	1

	wi (T)	mi (UTM)	Δi (m)	mi*Δi (UTM*m)	mi*Δi^2 (UTM*m^2)	Δd (m)
1	399.495	40.723	0.060	2.443	0.147	**0.268**
2	396.822	40.451	0.116	4.698	0.546	
3	396.822	40.451	0.168	6.811	1.147	
4	396.822	40.451	0.217	8.769	1.901	
5	396.822	40.451	0.261	10.569	2.762	
6	396.822	40.451	0.302	12.214	3.688	
7	396.822	40.451	0.339	13.701	4.641	
8	271.769	27.703	0.372	10.295	3.826	
				69.500	**18.656**	

Altura efectiva

$$H_{eff} = \frac{\Sigma(m_i \times \Delta_i \times H_i)}{\Sigma(m_i \times \Delta_i)}$$

	mi (UTM)	Δi (m)	Hi (m)	mi*Δi*Hi (UTM*m2)	mi*Δi (UTM*m)	Heff(m)
1	40.723	0.060	3	7.330	2.443	**16.05**
2	40.451	0.116	6	28.185	4.698	
3	40.451	0.168	9	61.302	6.811	
4	40.451	0.217	12	105.224	8.769	
5	40.451	0.261	15	158.541	10.569	
6	40.451	0.302	18	219.843	12.214	
7	40.451	0.339	21	287.722	13.701	
8	27.703	0.372	24	247.077	10.295	
				1115.225	**69.500**	

Masa efectiva

$$M_{eff} = \frac{\Sigma(m_i \times \Delta_i)}{\Delta_d}$$

mi (UTM)	Δi (m)	mi*Δi (UTM*m)	Δd (m)	Meff (UTM)
40.723	0.060	2.443	0.268427474	**258.91**
40.451	0.116	4.698		
40.451	0.168	6.811		
40.451	0.217	8.769		
40.451	0.261	10.569		
40.451	0.302	12.214		
40.451	0.339	13.701		
27.703	0.372	10.295		
		69.500		

Determinación del Desplazamiento de fluencia

$$\theta_y = 0,5 \times \varepsilon_y \times \frac{L_b}{h_b}$$ para pórticos de hormigón armado

ξy=	0.002		acero de refuerzo en tensión
Lb=	5.5	m	Luz Viga
hb=	0.55	m	Altura Viga

θy=	**0.01**	Deriva de fluencia

$$\Delta_y = \theta_y \times H_{eff}$$

Δy=	**0.160**	**m**	Desplazamiento de fluencia

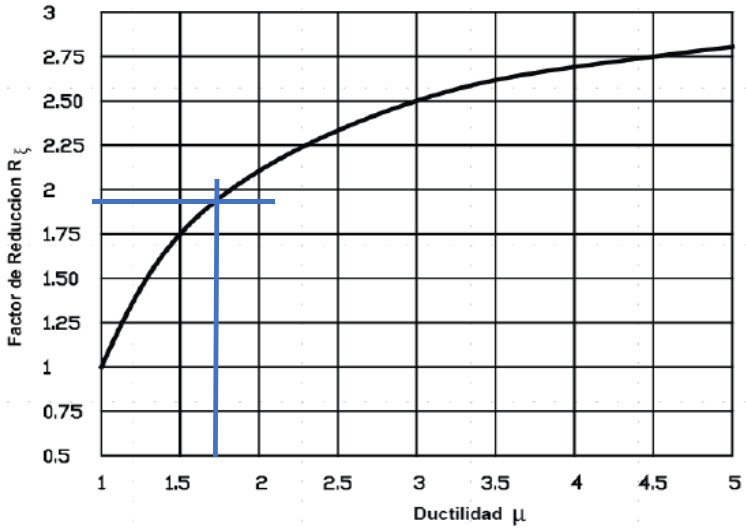
Determinación de la Demanda de ductilidad

$$\mu = \frac{\Delta_d}{\Delta_y}$$

Δd=	0.268	m
Δy=	0.160	m
μ=	**1.673**	

Determinación del Factor de reducción de demanda sísmica (Rξ)

Figura 44. Factor de reducción de demanda sísmica (Rξ)



del grafico

Rξ=	**1.92**

Fuente: Elaboración propia

Construcción del espectro elástico de desplazamientos:

Primero se determinan los parámetros de diseño para construir el espectro elástico de aceleraciones:

DATOS NEC					
η=	2.48				
Z=	0.4	**r=**	1	I=	1
Fa=	1.2	**T0=**	0.127	φp=	1
Fd=	1.19	**Tc=**	0.698	φE=	1
Fs=	1.28	**TL=**	2.856	R=	8

Se debe construir el espectro elástico de aceleraciones, con las siguientes expresiones:

Rama ascendente: $\boldsymbol{S_a = Z \times F_a \times \left(1 + (\eta - 1) \times \frac{T}{T_0}\right)}$

Meseta de Aceleraciones: $\boldsymbol{S_a = \eta \times Z \times F_a}$

Rama descendente: $\boldsymbol{S_a = \eta \times Z \times F_a \times \left(\frac{T_C}{T}\right)^r}$

Se construye el espectro elástico de desplazamientos con las siguientes expresiones:

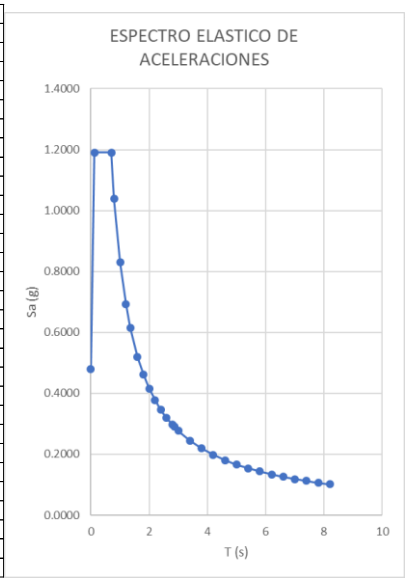
$$\boldsymbol{S_d = S_a \times \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2} \textbf{ para } \mathbf{0 \leq T \leq T_L}$$

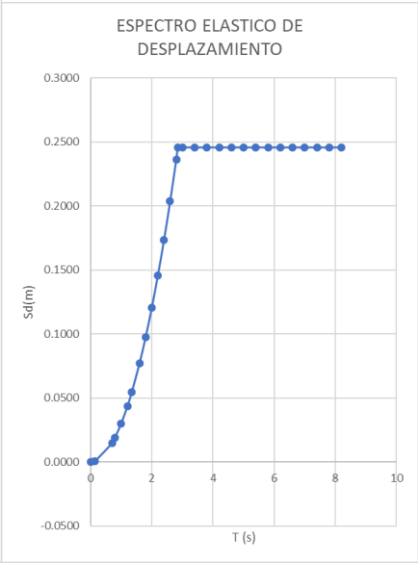
$$\boldsymbol{S_d = S_a \times \left(\frac{T_L}{2\pi}\right)^2} \textbf{ para } \mathbf{T > T_L}$$

A continuación, se presenta la tabla elaborada con las expresiones matemáticas anteriormente indicadas, y se muestran los espectros de aceleración y desplazamiento construidos.

Figura 45. Espectro elástico de aceleraciones y espectro elástico de desplazamientos

	T(s)	Sa (g)	Sd (m)
	0	0.4800	0.0000
T0	0.127	1.1904	0.0005
Tc	0.698	1.1904	0.0147
	0.8	1.0388	0.0193
	1	0.8311	0.0302
	1.2	0.6925	0.0434
	1.349	0.6161	0.0549
	1.6	0.5194	0.0772
	1.8	0.4617	0.0977
	2	0.4155	0.1206
	2.2	0.3778	0.1459
	2.4	0.3463	0.1737
	2.6	0.3196	0.2038
	2.8	0.2968	0.2364
TL	2.856	0.2910	0.2460
	3	0.2770	0.2460
	3.4	0.2444	0.2460
	3.8	0.2187	0.2460
	4.2	0.1979	0.2460
	4.6	0.1807	0.2460
	5	0.1662	0.2460
	5.4	0.1539	0.2460
	5.8	0.1433	0.2460
	6.2	0.1340	0.2460
	6.6	0.1259	0.2460
	7	0.1187	0.2460
	7.4	0.1123	0.2460
	7.8	0.1065	0.2460
	8.2	0.1013	0.2460



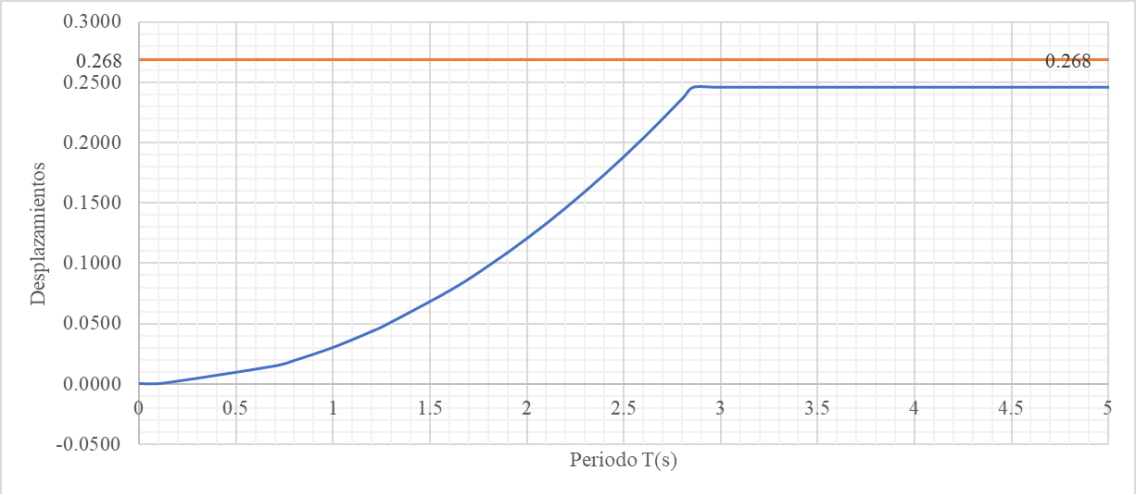


Fuente: Elaboracion propia

Determinación del Periodo Efectivo (Teff)

Se procede a realizar la primera manera de determinar el periodo efectivo, se ingresa con el desplazamiento característico 0.268m, por las ordenadas, pero en este caso no corta o intercepta la curva del espectro de desplazamiento, por ende de esta manera no se puede determinar el periodo efectivo.

Figura 46. Espectro elástico de desplazamientos y desplazamiento característico



Fuente: Elaboracion propia

Se procede a realizar la segunda manera de determinar el periodo efectivo (Teff), por medio de la siguiente expresión matemática:

$$T_{eff} = \frac{\Delta_d \times R_\xi}{0,38 \times Z \times F_d}$$

Δd =	**0.268**	**m**
Rξ=	1.92	
Z=	0.4	
Fd=	1.19	

Teff =	**2.85**

T0=	0.127	s
Tc=	0.698	s
TL=	2.856	s

Si $T_c \leq T_{eff} \leq T_L$: $T_{eff} = \frac{\Delta_d R_\xi}{0.38 Z F_d}$

Si $T_{eff} > T_L$: $T_{eff} = T_L$

T_L=	**2.86**

Como el periodo efectivo es menor que TL, se acoge este valor Teff=2.85 s.

Determinación de la Rigidez efectiva (Keff)

$$K_{eff} = \frac{4\pi^2 M_{eff}}{T_{eff}^2}$$

Meff=	258.91	UTM
Teff=	**2.85**	s

Keff=	**1259.044**	T/m

Determinación del Cortante Basal de Diseño (V_{DBD})

$$V_{DBD} = K_{eff} \times \Delta_d$$

VDBD=	337.96	T

Obtención del Vector de fuerzas laterales

$$F_i = \frac{k \times V_{DBD} \times (m_i \times \Delta_i)}{\Sigma(m_i \times \Delta_i)}$$

$$F_i = \frac{(1-k) \times V_{DBD} + k \times V_{DBD} \times (m_n \times \Delta_n)}{\Sigma(m_i \times \Delta_i)}$$

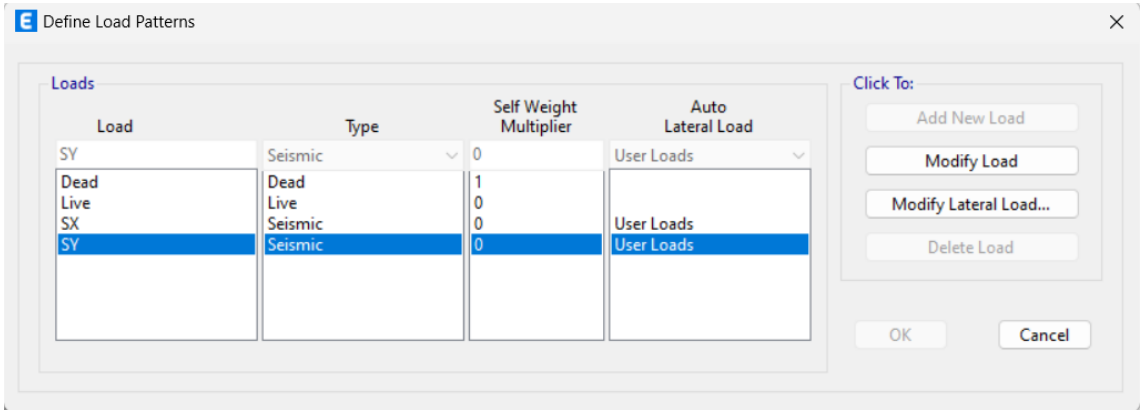
	k	V_{DBD} (T)	mi (UTM)	Δi (m)	mi*Δi (UTM*m)	Fi (T)
1	0.9	337.96	40.723	0.06	2.443	**10.694**
2	0.9	337.96	40.451	0.116129032	4.698	**20.559**
3	0.9	337.96	40.451	0.168387097	6.811	**29.810**
4	0.9	337.96	40.451	0.216774194	8.769	**38.376**
5	0.9	337.96	40.451	0.261290323	10.569	**46.257**
6	0.9	337.96	40.451	0.301935484	12.214	**53.452**
7	0.9	337.96	40.451	0.338709677	13.701	**59.963**
8	0.9	337.96	27.703	0.371612903	10.295	**45.542**
					69.500	**304.652**

Estas cargas laterales que representan el sismo de diseño, se ingresan en el centro de gravedad de las losas de los diferentes pisos, en el sentido Y.

Estas cargas laterales que representan el sismo de diseño, se ingresan en el centro de gravedad de las losas de los diferentes pisos, en el programa ETABS, en el sentido Y.

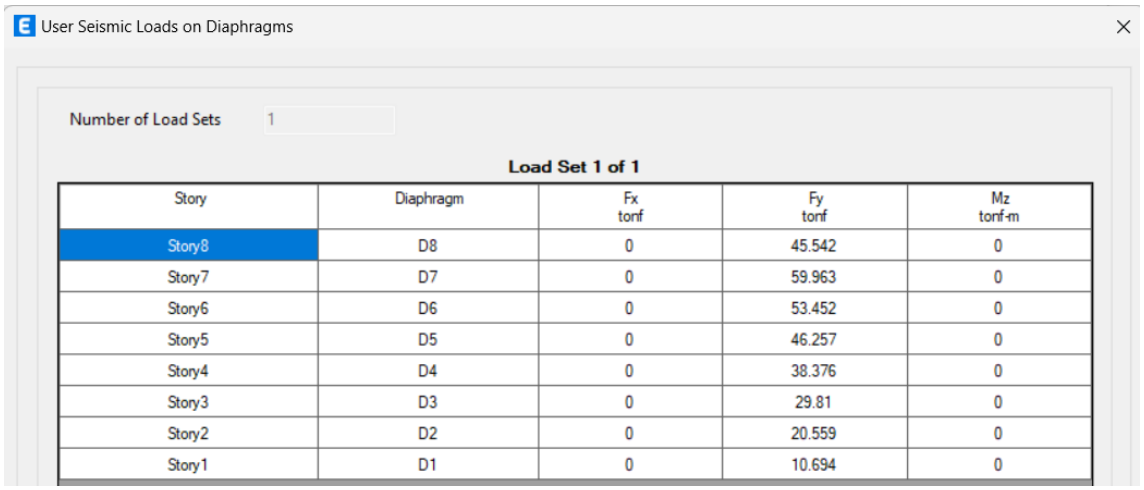
5.1.4 Procedimiento de determinación e ingreso de parámetros en el software ETABS SENTIDO Y - LS

Figura 47. Patrones de carga



Fuente: ETABS

Figura 48. Vector de fuerzas laterales aplicado a la estructura en cada uno de los pisos



Story	Diaphragm	Fx tonf	Fy tonf	Mz tonf-m
Story8	D8	0	45.542	0
Story7	D7	0	59.963	0
Story6	D6	0	53.452	0
Story5	D5	0	46.257	0
Story4	D4	0	38.376	0
Story3	D3	0	29.81	0
Story2	D2	0	20.559	0
Story1	D1	0	10.694	0

Fuente: ETABS

Se escoge la armadura de refuerzo de las vigas en el eje Y para los pisos 1 a 7, del mismo software ETABS (previo al análisis pushover), generalizando la misma armadura de refuerzo en las vigas, y se calcula la Capacidad de Momento Nominal resistente de estas vigas.

SENTIDO Y: PISOS 1 AL 7

MOMENTO EN VIGAS

$$M_n = F_y \times A_s \left(d - \frac{F_y \times A_s}{1.70 \times f'_c \times B} \right)$$

f'c=	240	Kg/cm2
Fy=	4200	Kg/cm2

B=	40	cm
H=	55	cm
rec=	3	cm
fi est=	1	cm
fi var long=	1.6	cm

d=	50.2	cm

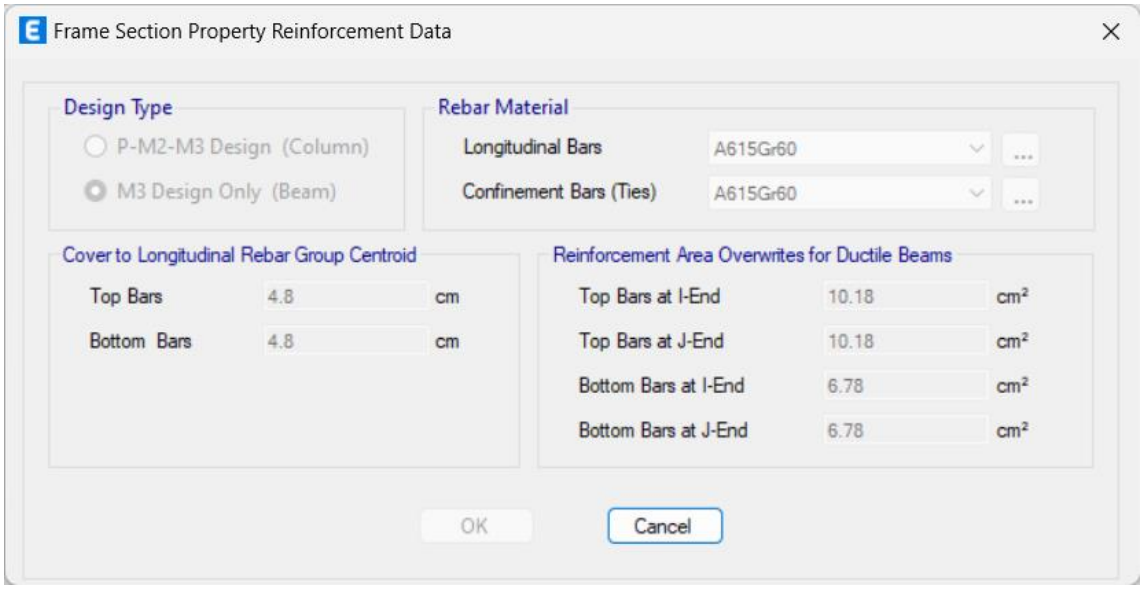
A's=	2fi16+4fi14	**10.18**	cm2	acero superior, NEGATIVO
As=	6fi12	**6.78**	cm2	acero inferior, POSITIVO

INFERIOR	Mn=	1379809	Kg*cm
POSITIVO	**Mn=**	**13.80**	**T*m**

SUPERIOR	Mn=	2034337	Kg*cm
NEGATIVO	**Mn=**	**20.34**	**T*m**

El acero que se escogió, se coloca en definición de la sección del programa ETABS, imponiendo esta armadura en la sección de las vigas de 40x55cm en el eje Y para los pisos 1 a 7.

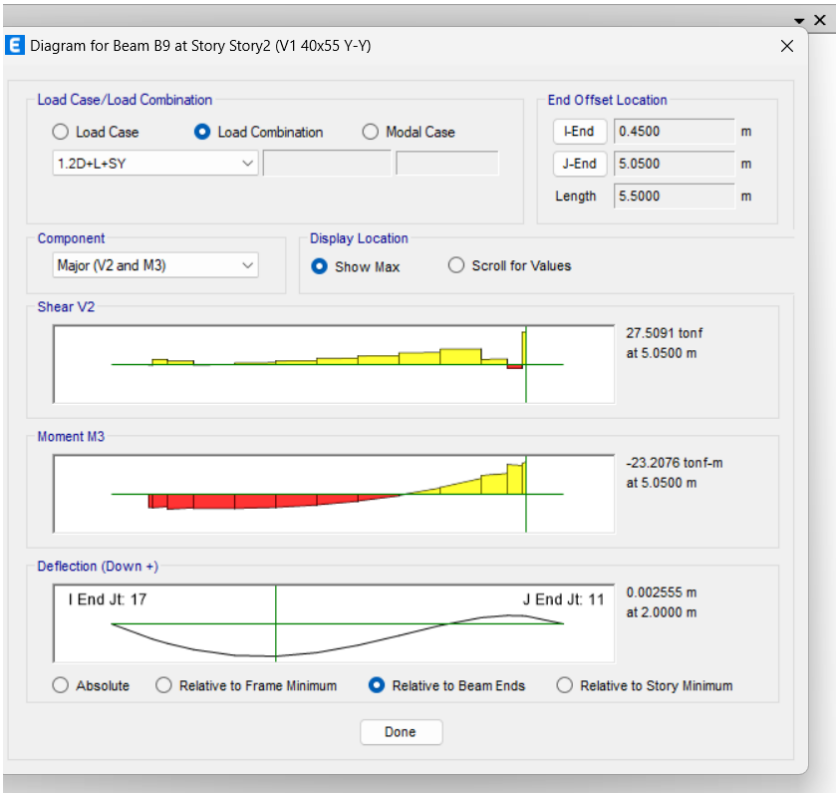
Figura 49. Ingreso del área de acero de refuerzo longitudinal en la viga tipo de 40x55cm



Fuente: ETABS

A continuación, se determina el corte en la viga correspondiente a la combinación critica 1.2D+L+SY

Figura 50. Solicitación a corte de la viga critica



Fuente: ETABS

El corte critico es de 27.51 T, que transformado es 269873.1 N.

Vu=	269873.1	N
bw=	400	mm
d=	489	mm
f'ce^0.5=	5.585696018	N/mm2

$$\frac{V}{b_w \times d \times \sqrt{f'_{cE}}} = \boxed{0.247}$$

VIGAS

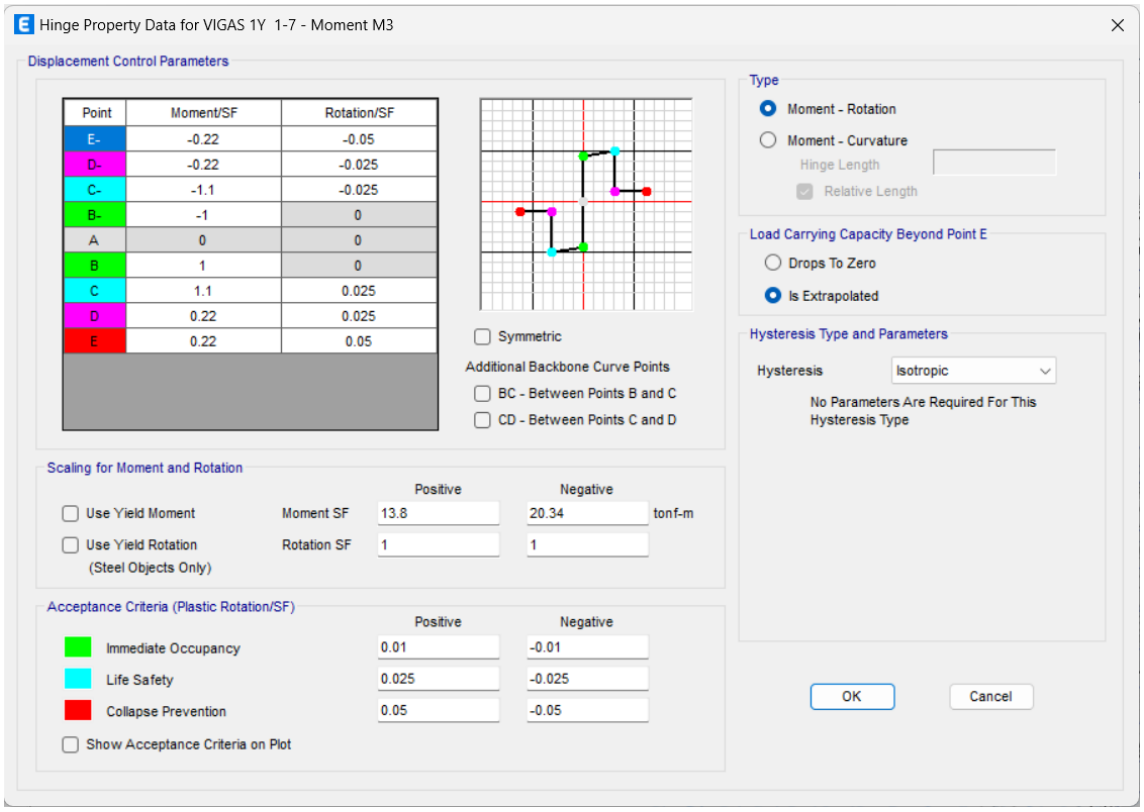
a	b	c	IO	LS	CP
0.025	**0.05**	**0.2**	**0.01**	**0.025**	**0.05**

Momento SF (residual)

0.2*1.1=	0.22

A continuación, se coloca los Momentos Nominales resistentes positivo y negativo, y los criterios de aceptación de estas vigas de 40x55cm en el eje Y para los pisos 1 a 7.

Figura 51. Momentos nominales y criterios de aceptación en vigas 1Y 1-7



Fuente: ETABS

Se escoge la armadura de refuerzo de las vigas de 40x55cm en el eje Y para el piso 8, del mismo software ETABS (previo al análisis pushover), generalizando la misma armadura de refuerzo en las vigas de 40x60cm, y se calcula la Capacidad de Momento Nominal resistente de estas vigas.

SENTIDO Y: PISO 8

MOMENTO EN VIGAS

$$M_n = F_y \times A_s \left(d - \frac{F_y \times A_s}{1.70 \times f'_c \times B} \right)$$

f'c=	240	Kg/cm2
Fy=	4200	Kg/cm2

B=	40	cm
H=	55	cm
rec=	3	cm
fi est=	1	cm
fi var long=	1.6	cm

d=	50.2	cm

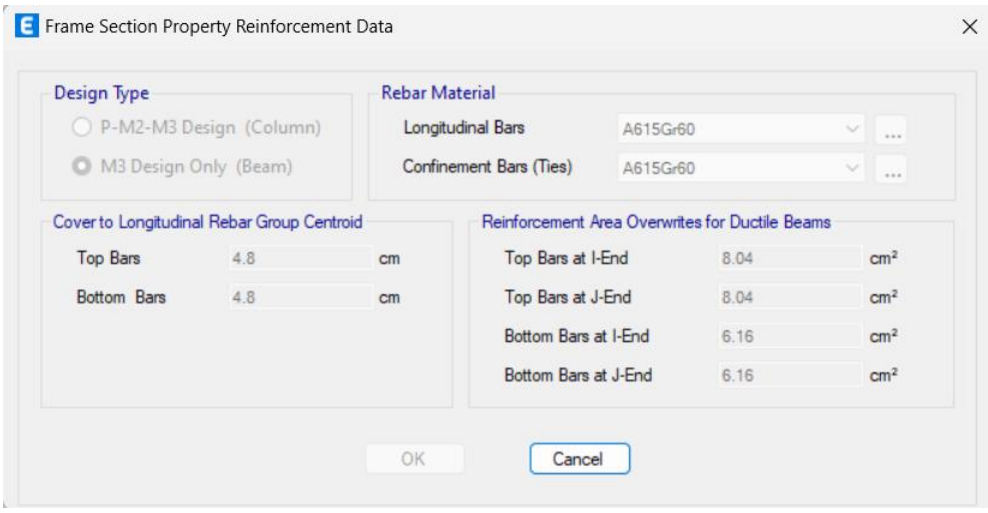
A's=	4fi16	**8.04**	cm2	acero superior, NEGATIVO
As=	6fi14	**6.16**	cm2	acero inferior, POSITIVO

INFERIOR	Mn=	1257760	Kg*cm
POSITIVO	**Mn=**	**12.58**	**T*m**

SUPERIOR	Mn=	1625284	Kg*cm
NEGATIVO	**Mn=**	**16.25**	**T*m**

El acero que se escogió, se coloca en definición de la sección del programa ETABS, imponiendo esta armadura en la sección de las vigas de 40x55cm en el eje Y para el piso 8.

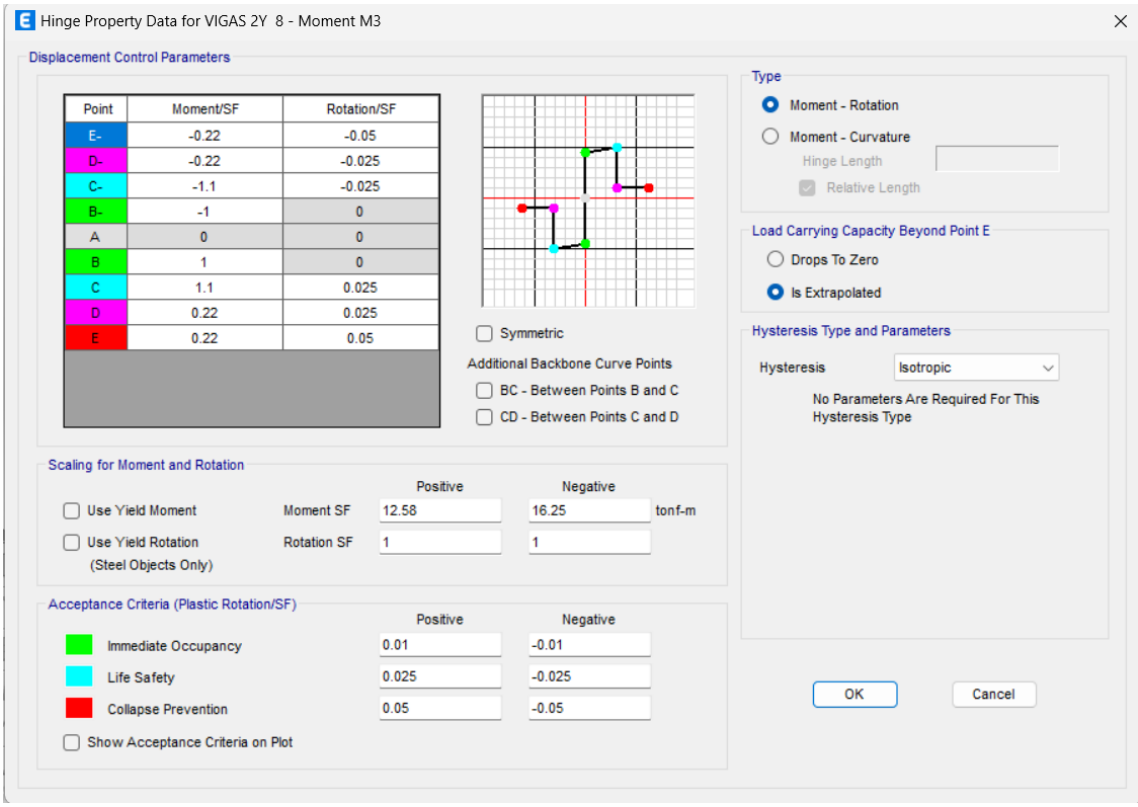
Figura 52. Ingreso del área de acero de refuerzo longitudinal en la viga tipo de 40x55cm



Fuente: ETABS

A continuación, se coloca los Momentos Nominales resistentes positivo y negativo, y los criterios de aceptación de estas vigas de 40x55cm en el eje Y para el piso 8.

Figura 53. Momentos nominales y criterios de aceptación en vigas 2Y 8



Fuente: ETABS

5.1.5 ANALISIS DBD EN SENTIDO X, NIVEL DE DESEMPEÑO DE OCUPACION INMEDIATA:

Perfil de desplazamiento de diseño

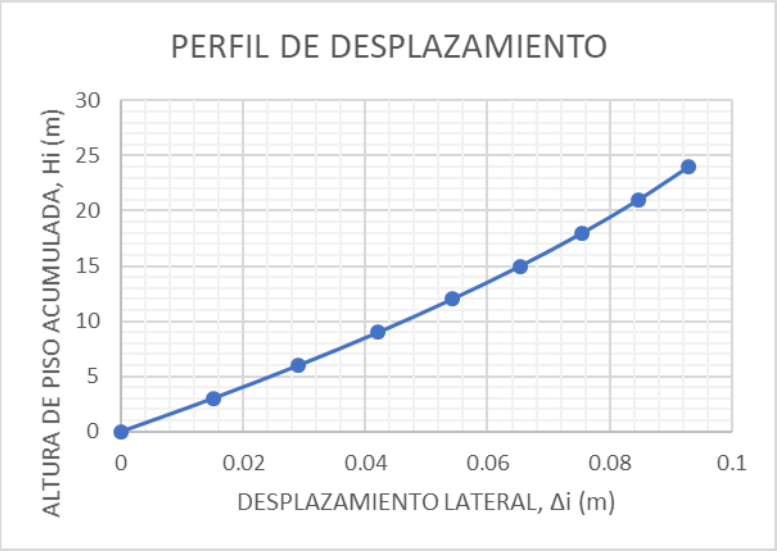
$$w_\theta = 1,15 - 0,0034H_n \leq 1$$

Hn=	24	m
wθ=	1.07	≤1
wθ=	**1**	

$$\Delta_i = w_\theta \times H_i \times \theta_T \times \frac{4H_n - H_i}{4H_n - H_1}$$ para n>4

	wθ	Hi (m)	Hn (m)	θT	Δi (m)
0	1	0	24	0.005	0
1	1	3	24	0.005	0.015
2	1	6	24	0.005	0.029
3	1	9	24	0.005	0.042
4	1	12	24	0.005	0.054
5	1	15	24	0.005	0.065
6	1	18	24	0.005	0.075
7	1	21	24	0.005	0.085
8	1	24	24	0.005	0.093

Figura 54. Perfil de desplazamiento IO-X



Fuente: Elaboración Propia

Determinación del Desplazamiento Característico (Δd), Masa efectiva (Meff) y altura efectiva(Heff).

Desplazamiento característico

$$\Delta_d = \phi_p \times \phi_E \times \frac{\Sigma(m_i \times \Delta_i^2)}{\Sigma(m_i \times \Delta_i)}$$

φp=	1
φE=	1

	wi (T)	mi (UTM)	Δi (m)	mi*Δi (UTM*m)	mi*Δi^2 (UTM*m^2)	Δd (m)
1	399.4948	40.723	0.015	0.611	0.009	**0.067**
2	396.8218	40.451	0.03	1.174	0.034	
3	396.8218	40.451	0.04	1.703	0.072	
4	396.8218	40.451	0.05	2.192	0.119	
5	396.8218	40.451	0.07	2.642	0.173	
6	396.8218	40.451	0.08	3.053	0.230	
7	396.8218	40.451	0.08	3.425	0.290	
8	271.7687	27.703	0.09	2.574	0.239	
				17.375	**1.166**	

Altura efectiva

$$H_{eff} = \frac{\Sigma(m_i \times \Delta_i \times H_i)}{\Sigma(m_i \times \Delta_i)}$$

	mi (UTM)	Δi (m)	Hi (m)	mi*Δi*Hi (UTM*m2)	mi*Δi (UTM*m)	Heff(m)
1	40.723	0.015	3	1.833	0.611	**16.05**
2	40.451	0.029	6	7.046	1.174	
3	40.451	0.042	9	15.326	1.703	
4	40.451	0.054	12	26.306	2.192	
5	40.451	0.065	15	39.635	2.642	
6	40.451	0.075	18	54.961	3.053	
7	40.451	0.085	21	71.931	3.425	
8	27.703	0.093	24	61.769	2.574	
				278.806	**17.375**	

Masa efectiva

$$M_{eff} = \frac{\Sigma(m_i \times \Delta_i)}{\Delta_d}$$

mi (UTM)	Δi (m)	mi*Δi (UTM*m)	Δd (m)	Meff (UTM)
40.723	0.015	0.611	0.067106868	**258.91**
40.451	0.029032258	1.174		
40.451	0.042096774	1.703		
40.451	0.054193548	2.192		
40.451	0.065322581	2.642		
40.451	0.075483871	3.053		
40.451	0.084677419	3.425		
27.703	0.092903226	2.574		
		17.375		

Determinación del Desplazamiento de fluencia

$$\theta_y = 0,5 \times \varepsilon_y \times \frac{-b}{h_b}$$ para pórticos de hormigón armado

ξy=	0.002		acero de refuerzo en tensión
Lb=	6	m	Luz Viga
hb=	0.7	m	Altura Viga

θy=	**0.01**	Deriva de fluencia

$$\Delta_y = \theta_y \times H_{eff}$$

Δy=	**0.138**	**m**	Desplazamiento de fluencia

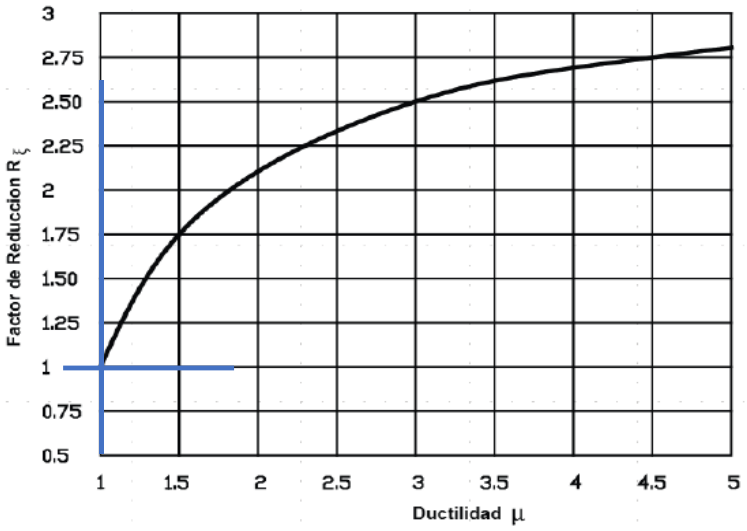
Determinación de la Demanda de ductilidad

$$\mu = \frac{\Delta_d}{\Delta_y}$$

Δd=	0.067	m
Δy=	0.138	m
μ=	**0.488**	

Determinación del Factor de reducción de demanda sísmica (Rξ)

Figura 55. Factor de reducción de demanda sísmica (Rξ)



del grafico

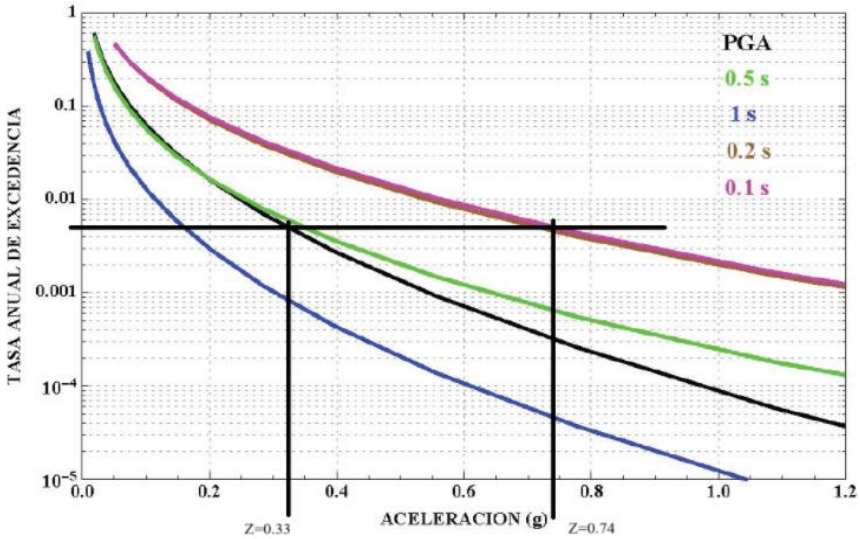
Rξ=	**1**

Fuente: Elaboración Propia

Construcción del espectro elástico de desplazamientos:

Primero se determinan los parámetros de diseño para construir el espectro elástico de aceleraciones, y con la ayuda de las curvas de peligro sísmico NEC-15, para la ciudad de Quito, se obtienen los valores de n y Z, para el periodo de retorno de 225 años correspondiente al Nivel de desempeño de Ocupación inmediata:

Figura 56. Curva de peligro sísmico Quito y Determinación de Z



Fuente: Elaboración Propia

TASA ANUAL DE EXCEDENCIA 225 AÑOS NEC 15

$$TASA\ ANUAL\ DE\ EXCEDENCIA = \frac{1}{Tr}$$

$$\eta = \frac{S_{a\,(T=0.1s)}}{PGA}$$

Tr=	**225**	años
T.A.E=	**0.0044**	
PGA=Z_{225}=	**0.33**	

Sa $_{(T=0.1s)}$=	**0.74**
PGA=Z_{225}=	**0.33**
η=	**2.25**

DATOS NEC					
η=	2.25				
Z=	0.33	**r=**	1	I=	1
Fa=	1.27	**T0=**	0.120	φp=	1
Fd=	1.312	**Tc=**	0.658	φE=	1
Fs=	1.158	**TL=**	3.149	R=	8

Se debe construir el espectro elástico de aceleraciones, con las siguientes expresiones:

Rama ascendente: $\boldsymbol{S_a = Z \times F_a \times \left(1 + (\eta - 1) \times \frac{T}{T_0}\right)}$

Meseta de Aceleraciones: $\boldsymbol{S_a = \eta \times Z \times F_a}$

Rama descendente: $\boldsymbol{S_a = \eta \times Z \times F_a \times \left(\frac{T_C}{T}\right)^r}$

Se construye el espectro elástico de desplazamientos con las siguientes expresiones:

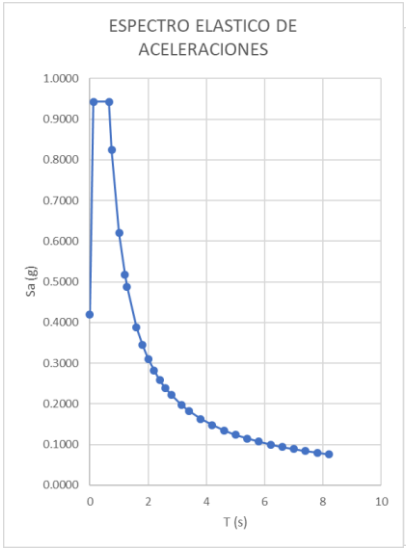
$$\boldsymbol{S_d = S_a \times \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2} \textbf{ para } \mathbf{0 \leq T \leq T_L}$$

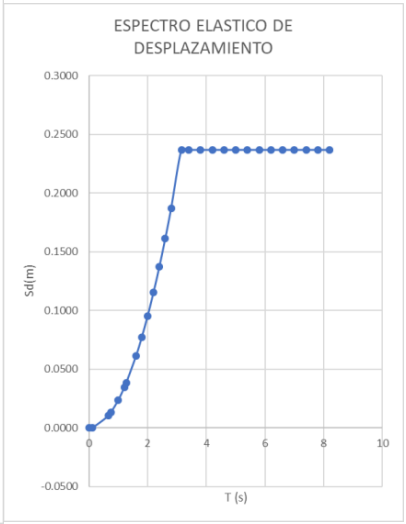
$$\boldsymbol{S_d = S_a \times \left(\frac{T_L}{2\pi}\right)^2} \textbf{ para } \mathbf{T > T_L}$$

A continuación, se presenta la tabla elaborada con las expresiones matemáticas anteriormente indicadas, y se muestran los espectros de aceleración y desplazamiento construidos.

Figura 57. Espectro elástico de aceleraciones y espectro elástico de desplazamientos

	T(s)	Sa (g)	Sd (m)
	0	0.4191	0.0000
T0	0.120	0.9430	0.0003
Tc	0.658	0.9430	0.0103
	0.753	0.8240	0.0135
	1	0.6204	0.0239
	1.2	0.5170	0.0344
	1.27	0.4885	0.0385
	1.6	0.3878	0.0611
	1.8	0.3447	0.0774
	2	0.3102	0.0955
	2.2	0.2820	0.1156
	2.4	0.2585	0.1376
	2.6	0.2386	0.1615
	2.8	0.2216	0.1873
T_L	3.149	0.1970	0.2368
	3.4	0.1825	0.2368
	3.8	0.1633	0.2368
	4.2	0.1477	0.2368
	4.6	0.1349	0.2368
	5	0.1241	0.2368
	5.4	0.1149	0.2368
	5.8	0.1070	0.2368
	6.2	0.1001	0.2368
	6.6	0.0940	0.2368
	7	0.0886	0.2368
	7.4	0.0838	0.2368
	7.8	0.0795	0.2368
	8.2	0.0757	0.2368



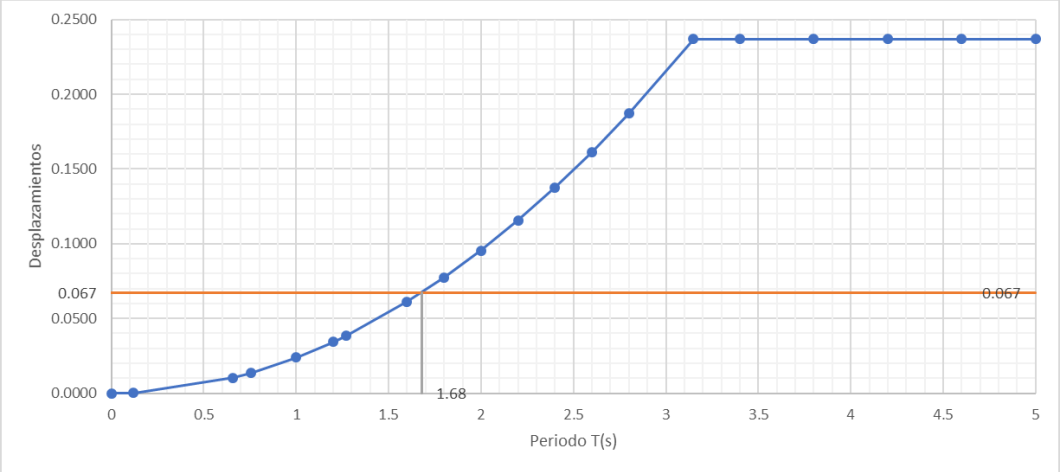


Fuente: Elaboración Propia

Determinación del Periodo Efectivo (Teff)

Se procede a realizar la primera manera de determinar el periodo efectivo, se ingresa con el desplazamiento característico 0.067m, por las ordenadas, en este caso el desplazamiento característico si corta al espectro de desplazamiento, por tanto, en donde corta se traza una vertical, y en las abscisas se encuentra el periodo efectivo que se constata al ingresar el valor y reemplazarlo en la formula.

Figura 58. Espectro elástico de desplazamiento y desplazamiento característico



Fuente: Elaboración Propia

$$S_d = S_a(g) \times \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2$$ para 0<=T<=TL

$$S_d = S_a(g) \times \left(\frac{T_L}{2\pi}\right)^2$$ para T>TL

Sa=	0.943		
Teff=	**1.68**	**s**	obtenido del espectro de desplazamientos
Sd=	0.067	m	DESPLAZAMIENTO CARACTERISTICO

El periodo efectivo es Teff=1.68 s.

Determinación de la Rigidez efectiva (Keff)

$$K_{eff} = \frac{4\pi^2 M_{eff}}{T_{eff}^2}$$

Meff=	258.91	UTM
Teff=	**1.68**	s

Keff=	**3621.577**	T/m

Determinación del Cortante Basal de Diseño (V_{DBD})

$$V_{DBD} = K_{eff} \times \Delta_d$$

VDBD=	**243.03**	T

Obtención del Vector de fuerzas laterales

$$F_i = \frac{k \times V_{DBD} \times (m_i \times \Delta_i)}{\Sigma(m_i \times \Delta_i)}$$

$$F_i = \frac{(1-k) \times V_{DBD} + k \times V_{DBD} \times (m_n \times \Delta_n)}{\Sigma(m_i \times \Delta_i)}$$

	k	VDBD (T)	mi (UTM)	Δi (m)	mi*Δi (UTM*m)	Fi (T)
1	0.9	243.03	40.723	0.0150	0.611	**7.690**
2	0.9	243.03	40.451	0.0290	1.174	**14.784**
3	0.9	243.03	40.451	0.0421	1.703	**21.437**
4	0.9	243.03	40.451	0.0542	2.192	**27.597**
5	0.9	243.03	40.451	0.0653	2.642	**33.264**
6	0.9	243.03	40.451	0.0755	3.053	**38.438**
7	0.9	243.03	40.451	0.0847	3.425	**43.120**
8	0.9	243.03	27.703	0.0929	2.574	**33.799**
					17.375	**220.128**

Estas cargas laterales que representan el sismo de diseño, se ingresan en el centro de gravedad de las losas de los diferentes pisos, en el programa ETABS, en el sentido X.

5.1.6 Procedimiento de determinación e ingreso de parámetros en el software ETABS SENTIDO X – IO

Figura 59. Patrones de carga

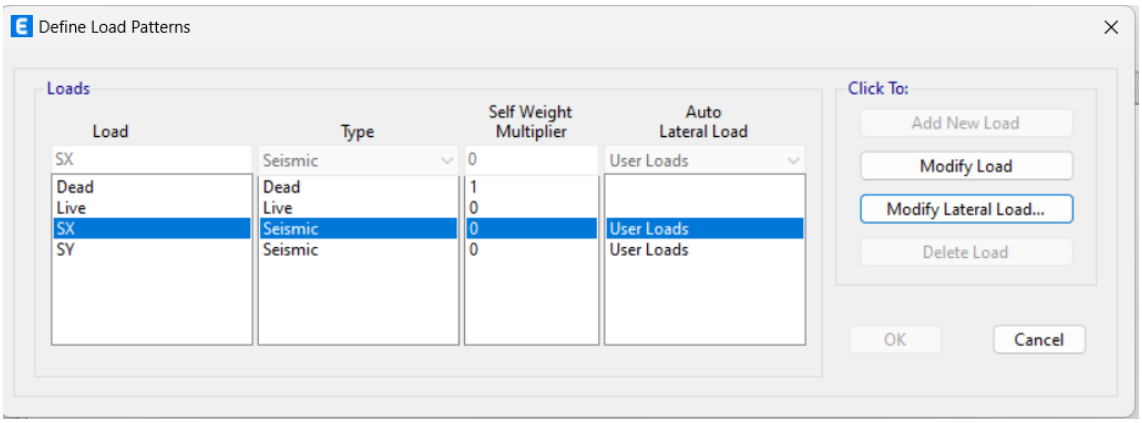
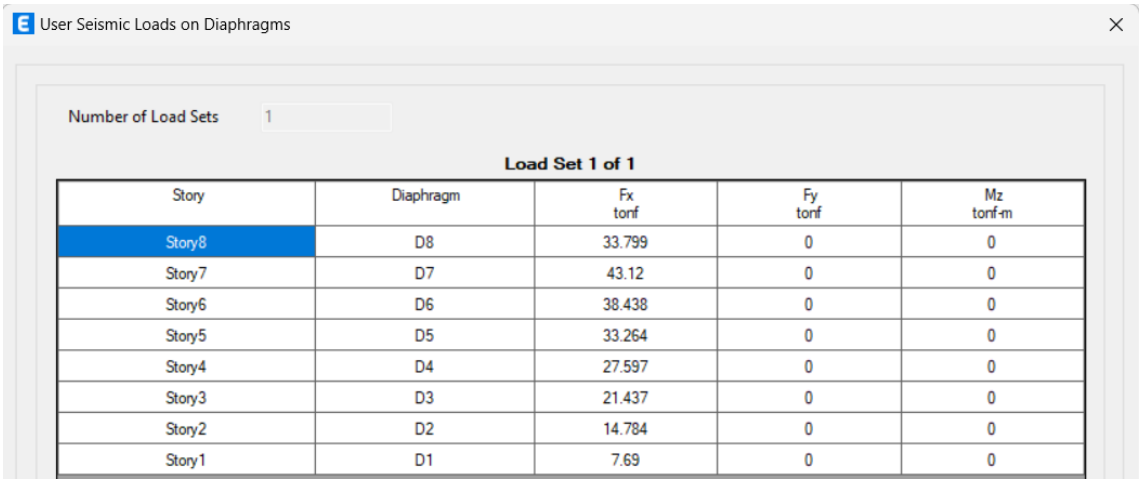


Figura 60. Vector de fuerzas laterales aplicado a la estructura en cada uno de los pisos



Story	Diaphragm	Fx tonf	Fy tonf	Mz tonf-m
Story8	D8	33.799	0	0
Story7	D7	43.12	0	0
Story6	D6	38.438	0	0
Story5	D5	33.264	0	0
Story4	D4	27.597	0	0
Story3	D3	21.437	0	0
Story2	D2	14.784	0	0
Story1	D1	7.69	0	0

Fuente: ETABS

Se escoge la armadura de refuerzo de las vigas en el eje X para los pisos 1 a 6, del mismo software ETABS (previo al análisis pushover), generalizando la misma armadura de refuerzo en las vigas, y se calcula la Capacidad de Momento Nominal resistente de estas vigas.

SENTIDO X: PISOS 1 AL 6

MOMENTO EN VIGAS

$$M_n = F_y \times A_s \left(d - \frac{F_y \times A_s}{1.70 \times f_c' \times B} \right)$$

f'c=	240	Kg/cm2
Fy=	4200	Kg/cm2

B=	50	cm
H=	70	cm
rec=	3	cm
fi est=	1	cm
fi var long=	1.4	cm

d=	65.3	cm

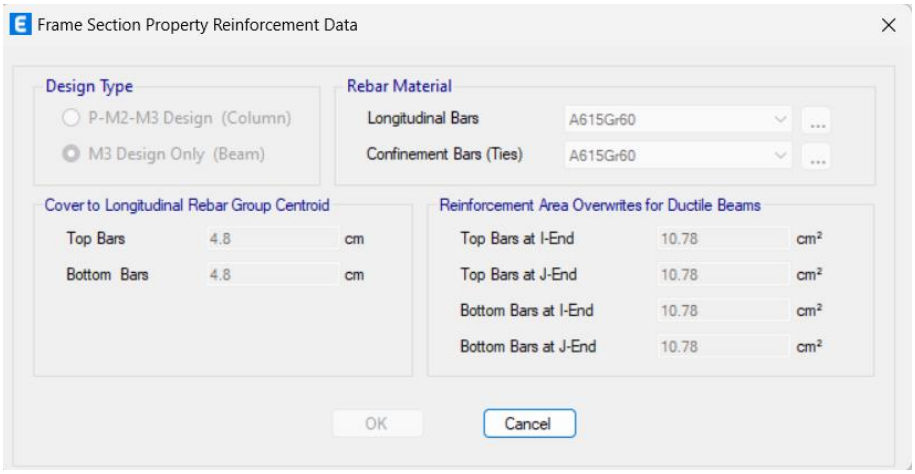
A's=	7fi14	**10.78**	cm2	acero superior, NEGATIVO
As=	7fi14	**10.78**	cm2	acero inferior,POSITIVO

INFERIOR	Mn=	2856036.7	Kg*cm
POSITIVO	**Mn=**	**28.56**	**T*m**

SUPERIOR	Mn=	2856036.7	Kg*cm
NEGATIVO	**Mn=**	**28.56**	**T*m**

El acero que se escogió, se coloca en definición de la sección del programa ETABS, imponiendo esta armadura en la sección de las vigas de 50x70cm en el eje X para los pisos 1 a 6.

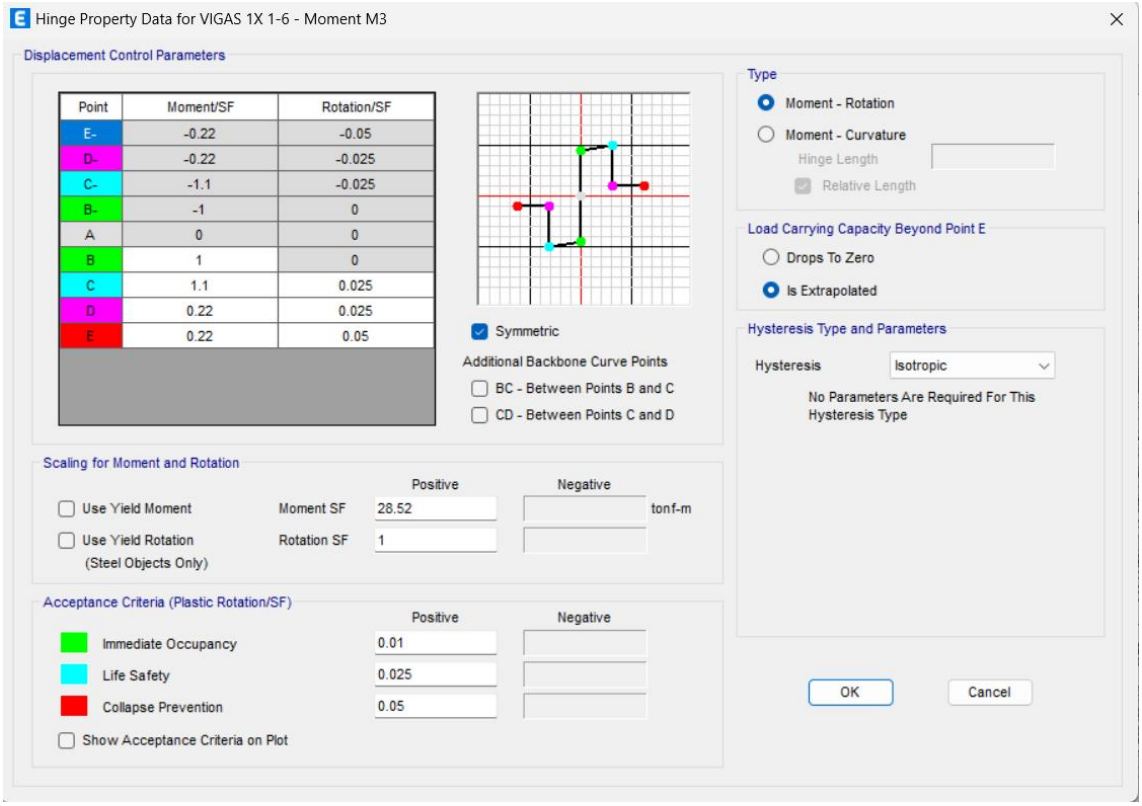
Figura 61. Ingreso del área de acero de refuerzo longitudinal en la viga tipo de 50x70cm



Fuente: ETABS

A continuación, se coloca los Momentos Nominales resistentes positivo y negativo, y los criterios de aceptación de estas vigas de 50x70cm en el eje X para los pisos 1 a 6.

Figura 62. Momentos nominales y criterios de aceptación en vigas 1X 1-6



Fuente: ETABS

Se escoge la armadura de refuerzo de las vigas de 50x70cm en el eje X para los pisos 7 a 8, del mismo software ETABS (previo al análisis pushover), generalizando la misma armadura de refuerzo en las vigas, y se calcula la Capacidad de Momento Nominal resistente de estas vigas.

SENTIDO X: PISOS 7 AL 8

MOMENTO EN VIGAS

$$M_n = F_y \times A_s \left(d - \frac{F_y \times A_s}{1.70 \times f_c' \times B} \right)$$

f'c=	240	Kg/cm2
Fy=	4200	Kg/cm2

B=	50	cm
H=	70	cm
rec=	3	cm
fi est=	1	cm
fi var long=	1.6	cm

d=	65.2	cm

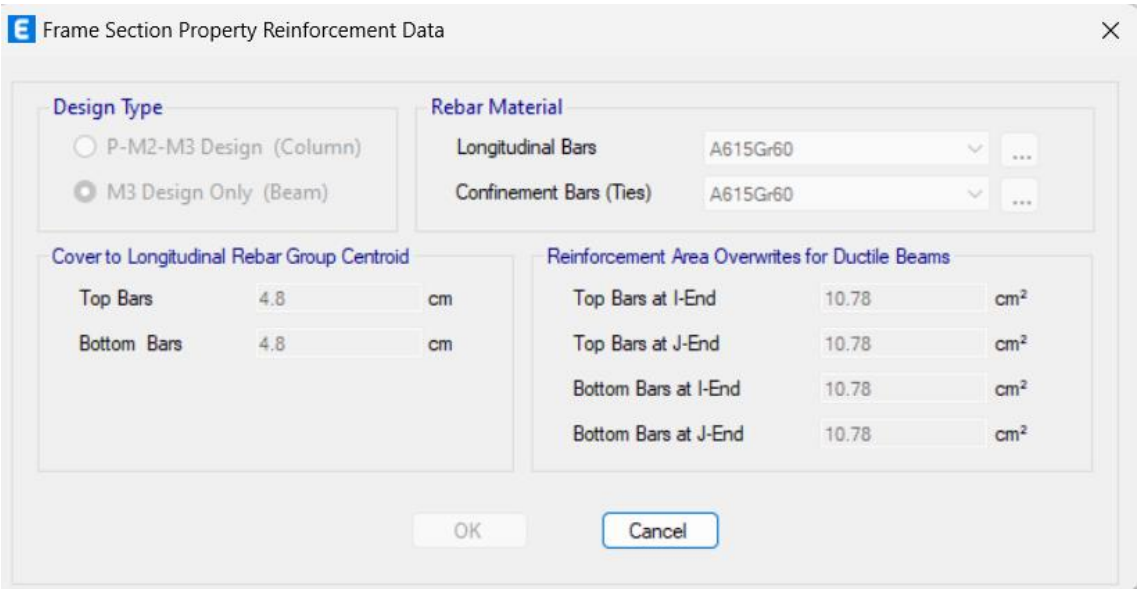
A's=	7fi14	**10.78**	cm2	acero superior, NEGATIVO
As=	7fi14	**10.78**	cm2	acero inferior,POSITIVO

INFERIOR	Mn=	2851509.1	Kg*cm
POSITIVO	**Mn=**	**28.52**	**T*m**

SUPERIOR	Mn=	2851509.1	Kg*cm
NEGATIVO	**Mn=**	**28.52**	**T*m**

El acero que se escogió, se coloca en definición de la sección del programa ETABS, imponiendo esta armadura en la sección de las vigas de 50x70cm en el eje X para los pisos 7 a 8

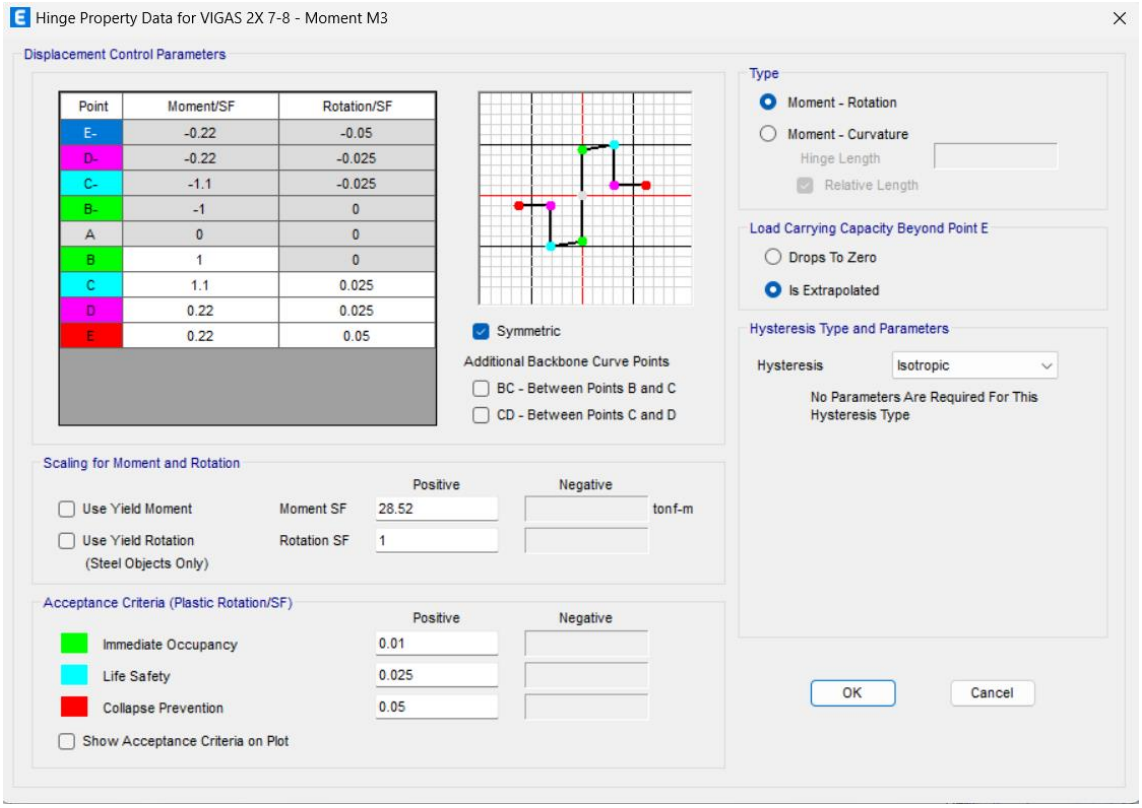
Figura 63. Ingreso del área de acero de refuerzo longitudinal en la viga tipo de 50x70cm



Fuente: ETABS

A continuación, se coloca los Momentos Nominales resistentes positivo y negativo, y los criterios de aceptación de estas vigas de 50x70cm en el eje X para los pisos 7 a 8.

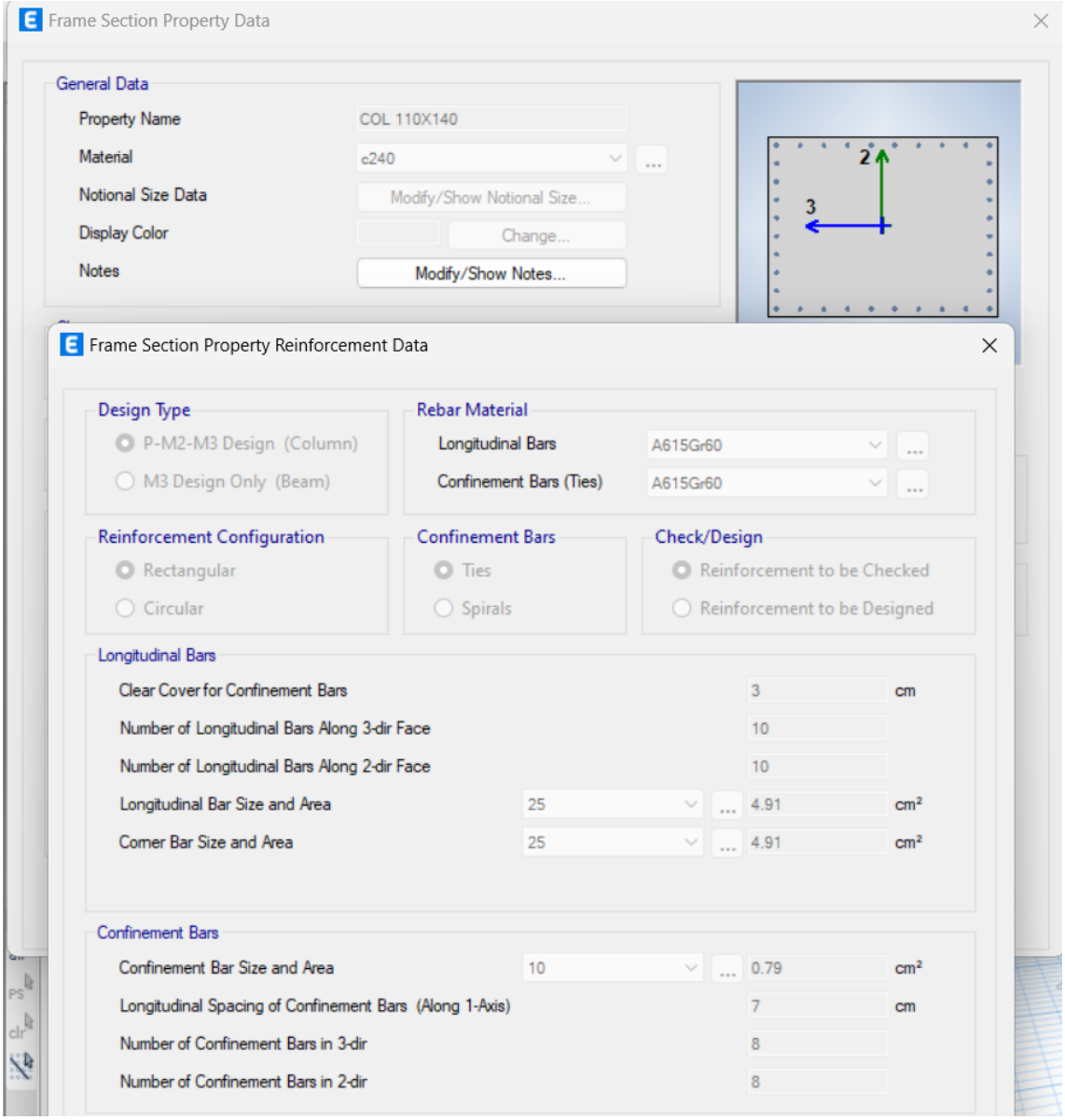
Figura 64. Momentos nominales y criterios de aceptación en vigas 2X 7-8



Fuente: ETABS

A continuación, se presenta la sección transversal y el armado que se le proporcionó a esta columna, tiene sección de 80x95cm, con 36 barras diámetro 25mm, además de 8 ramas de estribo en X e Y con espaciamiento de 70mm.

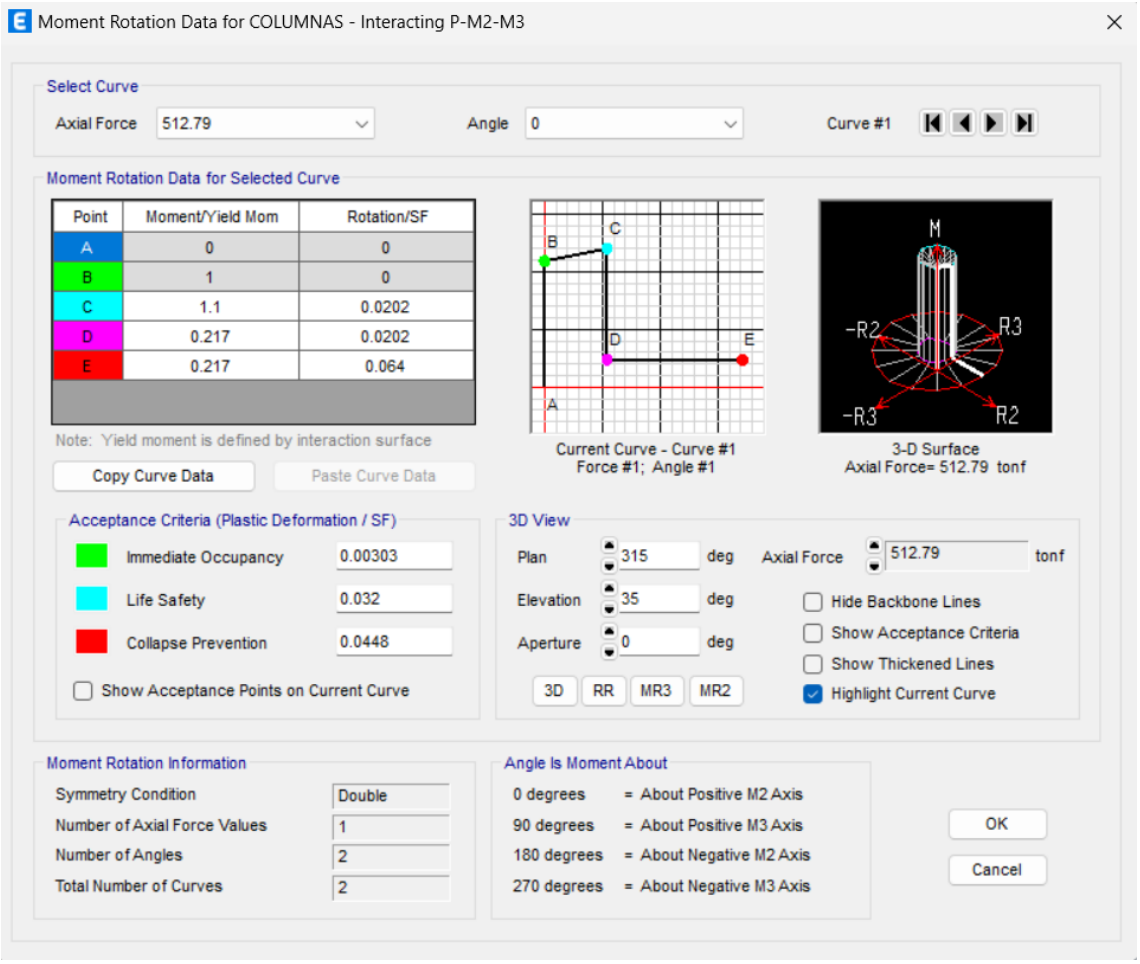
Figura 65. Definición de la columna tipo e ingreso de datos de acero longitudinal y transversal Nivel de desempeño de ocupación inmediata



Fuente: ETABS

A continuación, se coloca los criterios de aceptación de la columna tipo de 110x140cm.

Figura 66. Momentos nominales y criterios de aceptación en columna tipo



Fuente: ETABS

5.1.7 ANALISIS DBD EN SENTIDO Y, NIVEL DE DESEMPEÑO DE OCUPACION INMEDIATA:

Perfil de desplazamiento de diseño

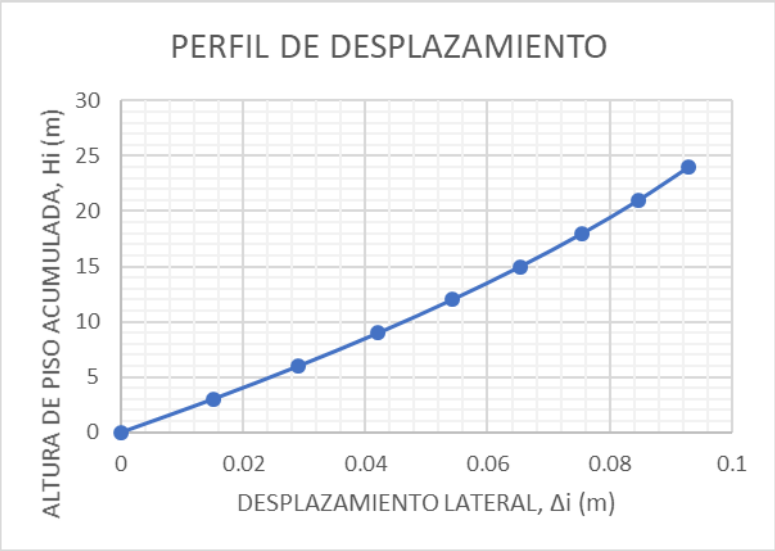
$$w_\theta = 1,15 - 0,0034H_n \leq 1$$

Hn=	24	m
wθ=	1.07	≤1
wθ=	**1**	

$$\Delta_i = w_\theta \times H_i \times \theta_T \times \frac{4H_n - H_i}{4H_n - H_1}$$ para n>4

	wθ	Hi (m)	Hn (m)	θT	Δi (m)
0	1	0	24	0.005	0
1	1	3	24	0.005	0.015
2	1	6	24	0.005	0.029
3	1	9	24	0.005	0.042
4	1	12	24	0.005	0.054
5	1	15	24	0.005	0.065
6	1	18	24	0.005	0.075
7	1	21	24	0.005	0.085
8	1	24	24	0.005	0.093

Figura 67. Perfil de desplazamiento



Fuente: Elaboración Propia

Determinación del Desplazamiento Característico (Δd), Masa efectiva (Meff) y altura efectiva(Heff).

Desplazamiento característico

$$\Delta_d = \phi_p \times \phi_E \times \frac{\Sigma(m_i \times \Delta_i^2)}{\Sigma(m_i \times \Delta_i)}$$

φp=	1
φE=	1

	wi (T)	mi (UTM)	Δi (m)	mi*Δi (UTM*m)	mi*Δi^2 (UTM*m^2)	Δd (m)
1	399.4948	40.723	0.015	0.611	0.009	**0.067**
2	396.8218	40.451	0.03	1.174	0.034	
3	396.8218	40.451	0.04	1.703	0.072	
4	396.8218	40.451	0.05	2.192	0.119	
5	396.8218	40.451	0.07	2.642	0.173	
6	396.8218	40.451	0.08	3.053	0.230	
7	396.8218	40.451	0.08	3.425	0.290	
8	271.7687	27.703	0.09	2.574	0.239	
				17.375	**1.166**	

Altura efectiva

$$H_{eff} = \frac{\Sigma(m_i \times \Delta_i \times H_i)}{\Sigma(m_i \times \Delta_i)}$$

	mi (UTM)	Δi (m)	Hi (m)	mi*Δi*Hi (UTM*m2)	mi*Δi (UTM*m)	Heff(m)
1	40.723	0.015	3	1.833	0.611	**16.05**
2	40.451	0.029	6	7.046	1.174	
3	40.451	0.042	9	15.326	1.703	
4	40.451	0.054	12	26.306	2.192	
5	40.451	0.065	15	39.635	2.642	
6	40.451	0.075	18	54.961	3.053	
7	40.451	0.085	21	71.931	3.425	
8	27.703	0.093	24	61.769	2.574	
				278.806	**17.375**	

Masa efectiva

$$M_{eff} = \frac{\Sigma(m_i \times \Delta_i)}{\Delta_d}$$

mi (UTM)	Δi (m)	mi*Δi (UTM*m)	Δd (m)	Meff (UTM)
40.723	0.015	0.611	0.067106868	**258.91**
40.451	0.029032258	1.174		
40.451	0.042096774	1.703		
40.451	0.054193548	2.192		
40.451	0.065322581	2.642		
40.451	0.075483871	3.053		
40.451	0.084677419	3.425		
27.703	0.092903226	2.574		
		17.375		

Determinación del Desplazamiento de fluencia

$$\theta_y = 0,5 \times \varepsilon_y \times \frac{L_b}{h_b}$$

para pórticos de hormigón armado

ξy=	0.002		acero de refuerzo en tensión
Lb=	6	m	Luz Viga
hb=	0.8	m	Altura Viga

θy=	**0.01**	Deriva de fluencia

$$\Delta_y = \theta_y \times H_{eff}$$

Δy=	**0.120**	**m**	Desplazamiento de fluencia

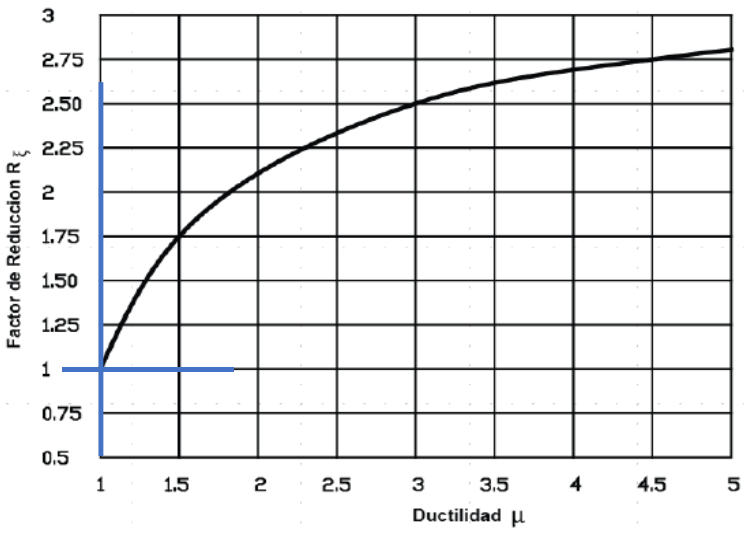
Determinación de la Demanda de ductilidad

$$\mu = \frac{\Delta_d}{\Delta_y}$$

Δd=	0.067	m
Δy=	0.120	m
μ=	**0.558**	

Determinación del Factor de reducción de demanda sísmica (Rξ)

Figura 68. Factor de reducción de demanda sísmica (Rξ)



del grafico

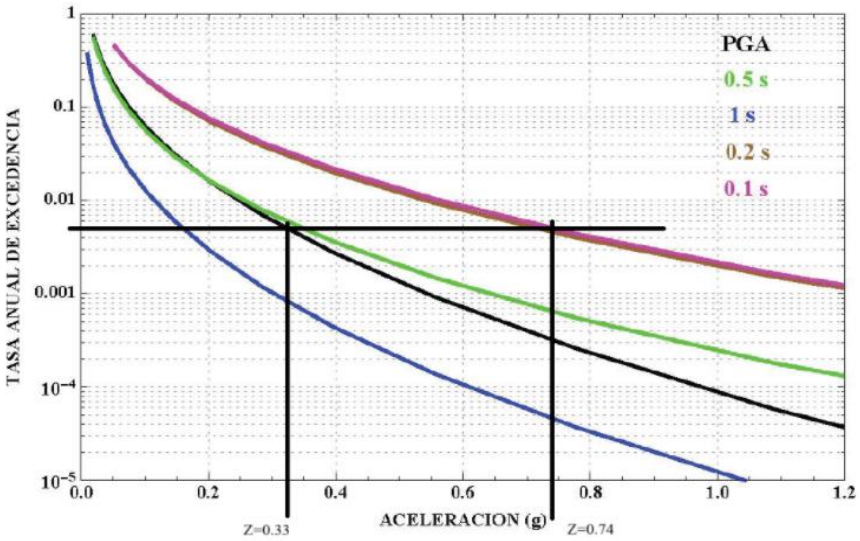
Rξ=	**1**

Fuente: Elaboración Propia

Construcción del espectro elástico de desplazamientos:

Primero se determinan los parámetros de diseño para construir el espectro elástico de aceleraciones, y con la ayuda de las curvas de peligro sísmico NEC-15, para la ciudad de Quito, se obtienen los valores de n y Z, para el periodo de retorno de 225 años correspondiente al Nivel de desempeño de Ocupación inmediata:

Figura 69. Curva de peligro sísmico Quito y Determinación de Z



Fuente: Elaboración Propia

TASA ANUAL DE EXCEDENCIA 225 AÑOS NEC 15

$$TASA\ ANUAL\ DE\ EXCEDENCIA = \frac{1}{Tr}$$

$$\eta = \frac{S_{a\,(T=0.1s)}}{PGA}$$

Tr=	**225**	años
T.A.E=	**0.0044**	
PGA=Z_{225}=	**0.33**	

Sa $_{(T=0.1s)}$=	**0.74**
PGA=Z_{225}=	**0.33**
η=	**2.25**

DATOS NEC					
η=	2.25				
Z=	0.33	**r=**	1	I=	1
Fa=	1.27	**T0=**	0.120	φp=	1
Fd=	1.312	**Tc=**	0.658	φE=	1
Fs=	1.158	**TL=**	3.149	R=	8

Se debe construir el espectro elástico de aceleraciones, con las siguientes expresiones:

Rama ascendente: $\boldsymbol{S_a = Z \times F_a \times \left(1 + (\eta - 1) \times \frac{T}{T_0}\right)}$

Meseta de Aceleraciones: $\boldsymbol{S_a = \eta \times Z \times F_a}$

Rama descendente: $\boldsymbol{S_a = \eta \times Z \times F_a \times \left(\frac{T_C}{T}\right)^r}$

Se construye el espectro elástico de desplazamientos con las siguientes expresiones:

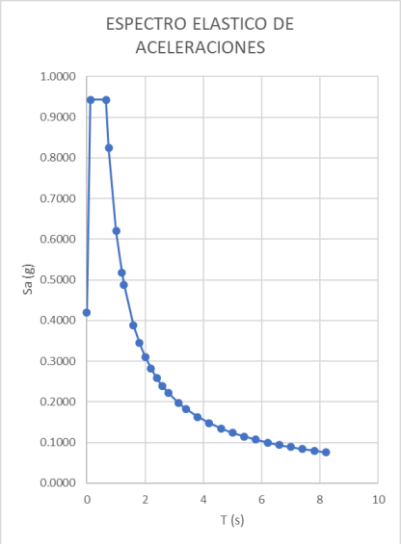
$$\boldsymbol{S_d = S_a \times \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2} \textbf{ para } \mathbf{0 \leq T \leq T_L}$$

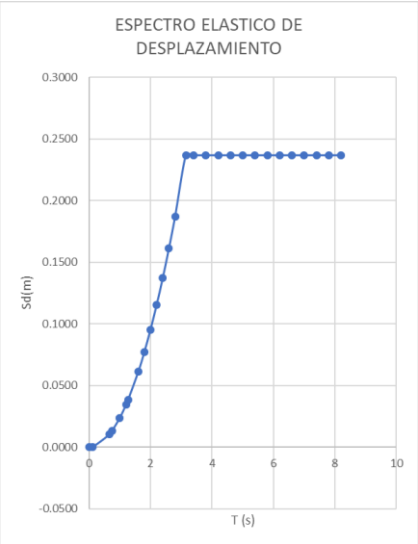
$$\boldsymbol{S_d = S_a \times \left(\frac{T_L}{2\pi}\right)^2} \textbf{ para } \mathbf{T > T_L}$$

A continuación, se presenta la tabla elaborada con las expresiones matemáticas anteriormente indicadas, y se muestran los espectros de aceleración y desplazamiento construidos.

Figura 70. Espectro elástico de aceleraciones y espectro elástico de desplazamientos

	T(s)	Sa (g)	Sd (m)
	0	0.4191	0.0000
T0	0.120	0.9430	0.0003
Tc	0.658	0.9430	0.0103
	0.753	0.8240	0.0135
	1	0.6204	0.0239
	1.2	0.5170	0.0344
	1.27	0.4885	0.0385
	1.6	0.3878	0.0611
	1.8	0.3447	0.0774
	2	0.3102	0.0955
	2.2	0.2820	0.1156
	2.4	0.2585	0.1376
	2.6	0.2386	0.1615
	2.8	0.2216	0.1873
TL	3.149	0.1970	0.2368
	3.4	0.1825	0.2368
	3.8	0.1633	0.2368
	4.2	0.1477	0.2368
	4.6	0.1349	0.2368
	5	0.1241	0.2368
	5.4	0.1149	0.2368
	5.8	0.1070	0.2368
	6.2	0.1001	0.2368
	6.6	0.0940	0.2368
	7	0.0886	0.2368
	7.4	0.0838	0.2368
	7.8	0.0795	0.2368
	8.2	0.0757	0.2368



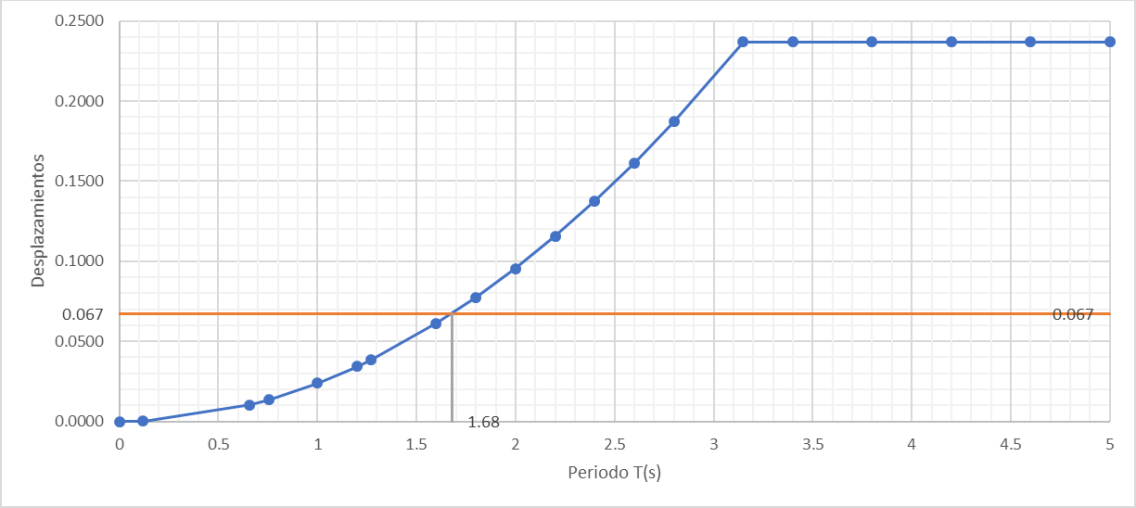


Fuente: Elaboración Propia

Determinación del Periodo Efectivo (Teff)

Se procede a realizar la primera manera de determinar el periodo efectivo, se ingresa con el desplazamiento característico 0.067m, por las ordenadas, en este caso el desplazamiento característico si corta al espectro de desplazamiento, por tanto, en donde corta se traza una vertical, y en las abscisas se encuentra el periodo efectivo que se constata al ingresar el valor y reemplazarlo en la formula.

Figura 71. Espectro elástico de desplazamiento y desplazamiento característico



Fuente: Elaboración Propia

$$S_d = S_a(g) \times \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2$$ para 0<=T<=TL

$$S_d = S_a(g) \times \left(\frac{T_L}{2\pi}\right)^2$$ para T>TL

Sa=	0.943		
Teff=	**1.68**	**s**	obtenido del espectro de desplazamientos
Sd=	0.067	m	DESPLAZAMIENTO CARACTERISTICO

El periodo efectivo es Teff=1.68 s.

Determinación de la Rigidez efectiva (Keff)

$$K_{eff} = \frac{4\pi^2 M_{eff}}{T_{eff}^2}$$

Meff=	258.91	UTM
Teff=	**1.68**	s

Keff=	**3621.577**	T/m

Determinación del Cortante Basal de Diseño (V_{DBD})

$$V_{DBD} = K_{eff} \times \Delta_d$$

VDBD=	**243.03**	T

Obtención del Vector de fuerzas laterales

$$F_i = \frac{k \times V_{DBD} \times (m_i \times \Delta_i)}{\Sigma(m_i \times \Delta_i)}$$

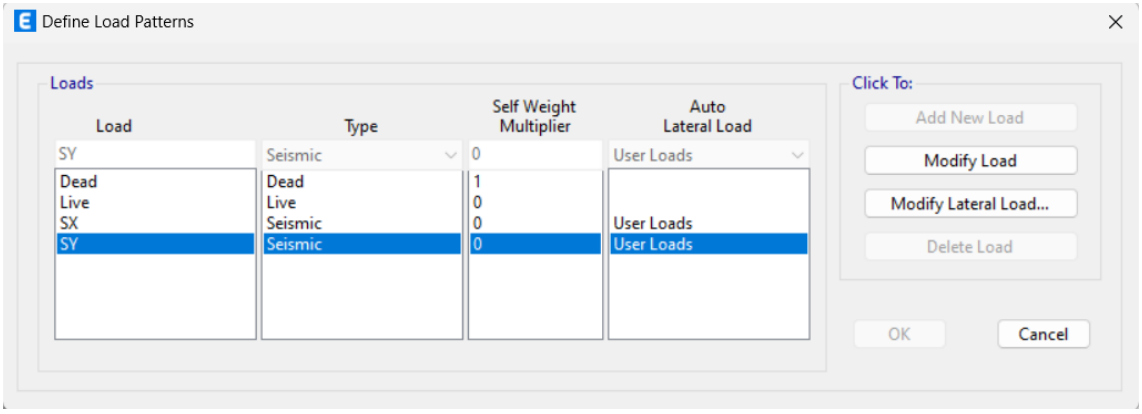
$$F_i = \frac{(1-k) \times V_{DBD} + k \times V_{DBD} \times (m_n \times \Delta_n)}{\Sigma(m_i \times \Delta_i)}$$

	k	VDBD (T)	mi (UTM)	Δi (m)	mi*Δi (UTM*m)	Fi (T)
1	0.9	243.03	40.723	0.015	0.611	**7.690**
2	0.9	243.03	40.451	0.029032258	1.174	**14.784**
3	0.9	243.03	40.451	0.042096774	1.703	**21.437**
4	0.9	243.03	40.451	0.054193548	2.192	**27.597**
5	0.9	243.03	40.451	0.065322581	2.642	**33.264**
6	0.9	243.03	40.451	0.075483871	3.053	**38.438**
7	0.9	243.03	40.451	0.084677419	3.425	**43.120**
8	0.9	243.03	27.703	0.092903226	2.574	**33.799**
					17.375	**220.128**

Estas cargas laterales que representan el sismo de diseño, se ingresan en el centro de gravedad de las losas de los diferentes pisos, en el programa ETABS, en el sentido Y.

5.1.8 Procedimiento de determinación e ingreso de parámetros en el software ETABS SENTIDO Y - IO

Figura 72. Patrones de carga



Fuente: ETABS

Figura 73. Vector de fuerzas laterales aplicado a la estructura en cada uno de los pisos

User Seismic Loads on Diaphragms

Number of Load Sets 1

Load Set 1 of 1

Story	Diaphragm	Fx tonf	Fy tonf	Mz tonf-m
Story8	D8	0	33.799	0
Story7	D7	0	43.12	0
Story6	D6	0	38.438	0
Story5	D5	0	33.264	0
Story4	D4	0	27.597	0
Story3	D3	0	21.437	0
Story2	D2	0	14.784	0
Story1	D1	0	7.69	0

Fuente: ETABS

Se escoge la armadura de refuerzo de las vigas en el eje Y para los pisos 1 a 7, del mismo software ETABS (previo al análisis pushover), generalizando la misma armadura de refuerzo en las vigas, y se calcula la Capacidad de Momento Nominal resistente de estas vigas.

SENTIDO Y: PISOS 1 AL 7

MOMENTO EN VIGAS

$$M_n = F_y \times A_s \left(d - \frac{F_y \times A_s}{1.70 \times f'_c \times B} \right)$$

f'c=	240	Kg/cm2
Fy=	4200	Kg/cm2

B=	50	cm
H=	70	cm
rec=	3	cm
fi est=	1	cm
fi var long=	1.6	cm

d=	65.2	cm

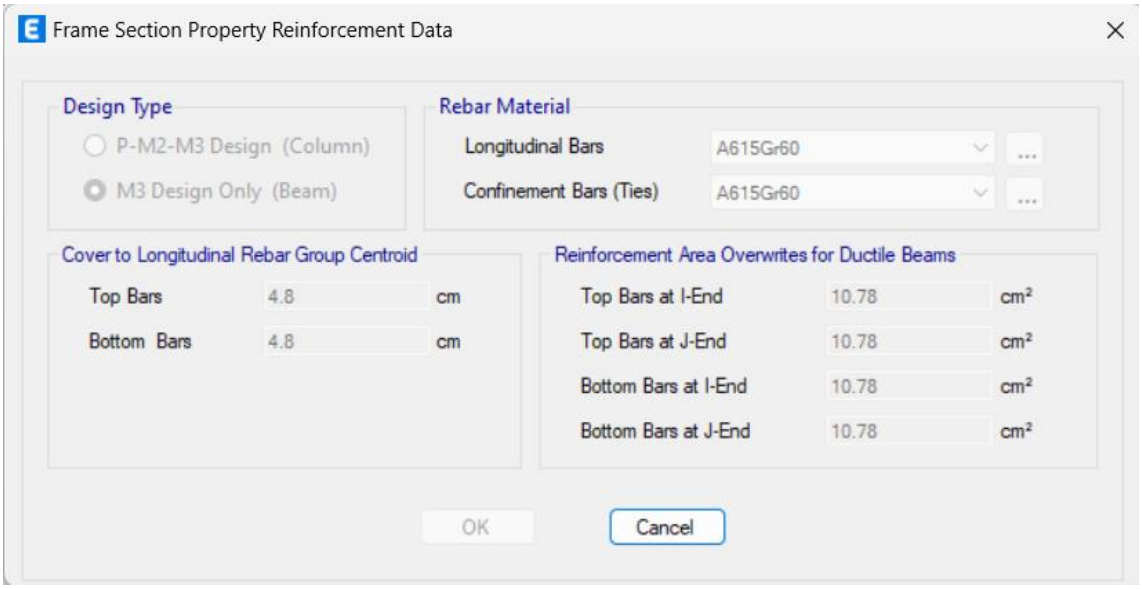
A's=	7fi14	**10.78**	cm2	acero superior, NEGATIVO
As=	7fi14	**10.78**	cm2	acero inferior,POSITIVO

INFERIOR	Mn=	2851509	Kg*cm
POSITIVO	**Mn=**	**28.52**	**T*m**

SUPERIOR	Mn=	2851509	Kg*cm
NEGATIVO	**Mn=**	**28.52**	**T*m**

El acero que se escogió, se coloca en definición de la sección del programa ETABS, imponiendo esta armadura en la sección de las vigas de 50x70cm en el eje Y para los pisos 1 a 7.

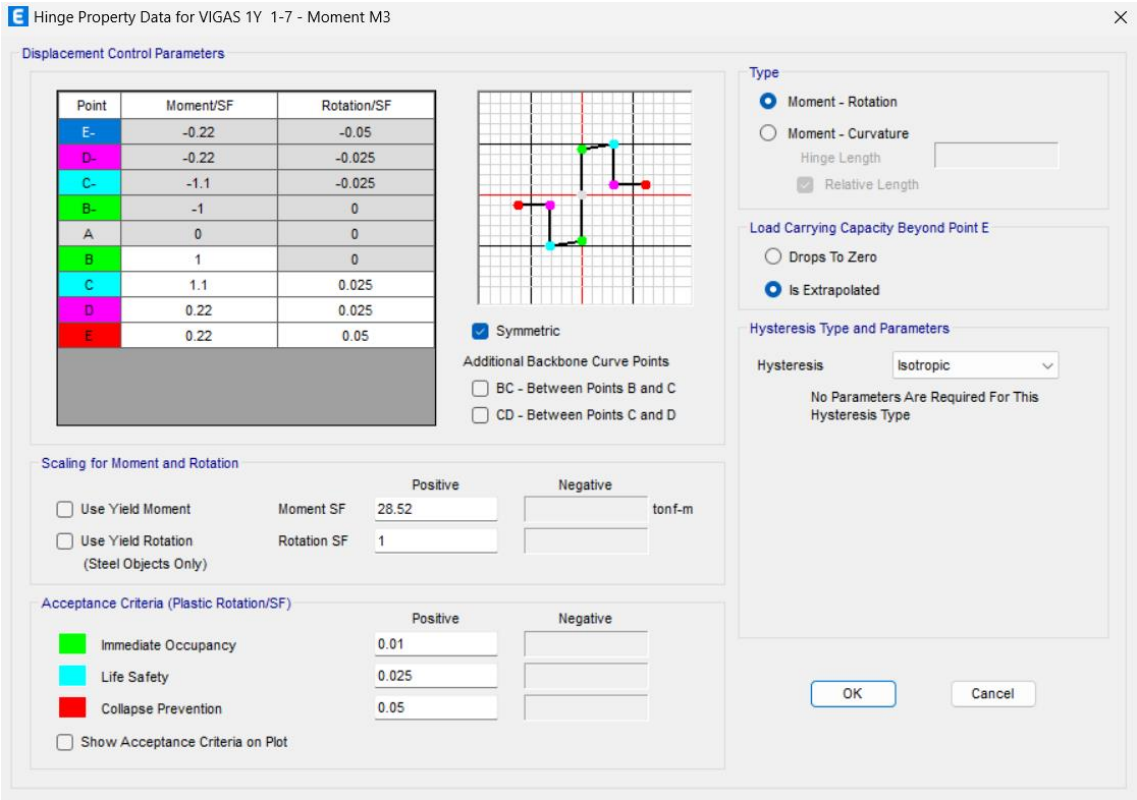
Figura 74. Ingreso del área de acero de refuerzo longitudinal en la viga tipo de 50x70cm



Fuente: ETABS

A continuación, se coloca los Momentos Nominales resistentes positivo y negativo, y los criterios de aceptación de estas vigas de 50x70cm en el eje Y para los pisos 1 a 7.

Figura 75. Momentos nominales y criterios de aceptación en vigas 1Y 1-7



Fuente: ETABS

Se escoge la armadura de refuerzo de las vigas de 50x70cm en el eje Y para el piso 8, del mismo software ETABS (previo al análisis pushover), generalizando la misma armadura de refuerzo en las vigas de 50x70cm, y se calcula la Capacidad de Momento Nominal resistente de estas vigas.

SENTIDO Y: PISO 8
MOMENTO EN VIGAS

$$M_n = F_y \times A_s \left(d - \frac{F_y \times A_s}{1.70 \times f'_c \times B} \right)$$

f'c=	240	Kg/cm2
Fy=	4200	Kg/cm2

B=	50	cm
H=	70	cm
rec=	3	cm
fi est=	1	cm
fi var long=	1.6	cm

d=	65.2	cm

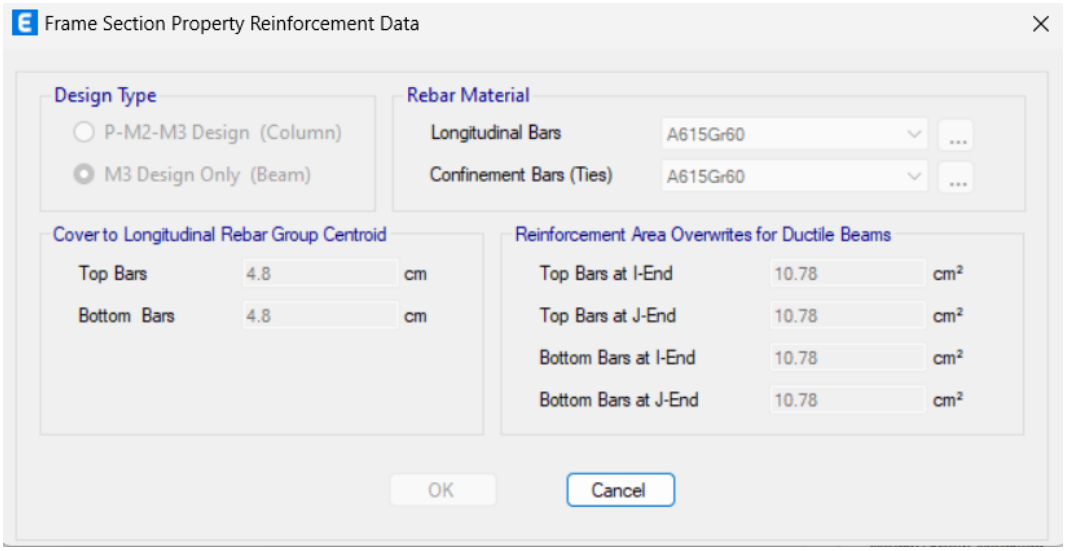
A's=	7fi14	**10.78**	cm2	acero superior, NEGATIVO
As=	7fi14	**10.78**	cm2	acero inferior,POSITIVO

INFERIOR	Mn=	2851509	Kg*cm
POSITIVO	**Mn=**	**28.52**	**T*m**

SUPERIOR	Mn=	2851509	Kg*cm
NEGATIVO	**Mn=**	**28.52**	**T*m**

El acero que se escogió, se coloca en definición de la sección del programa ETABS, imponiendo esta armadura en la sección de las vigas de 50x70cm en el eje Y para el piso 8.

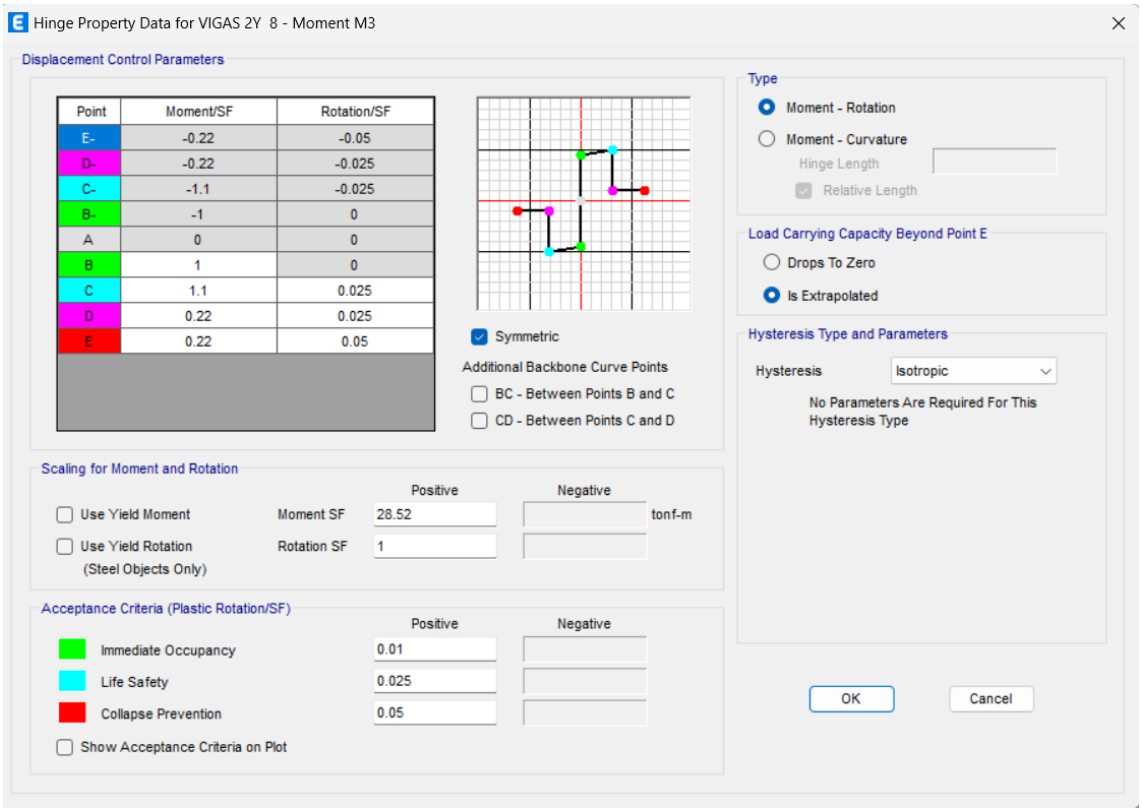
Figura 76. Ingreso del área de acero de refuerzo longitudinal en la viga tipo de 50x70cm



Fuente: ETABS

A continuación, se coloca los Momentos Nominales resistentes positivo y negativo, y los criterios de aceptación de estas vigas de 50x70cm en el eje Y para el piso 8.

Figura 77. Momentos nominales y criterios de aceptación en vigas 2Y 8



Fuente: ETABS

5.1.9 ANALISIS DBD EN SENTIDO X, NIVEL DE DESEMPEÑO DE PREVENCION DE COLAPSO

Perfil de desplazamiento de diseño

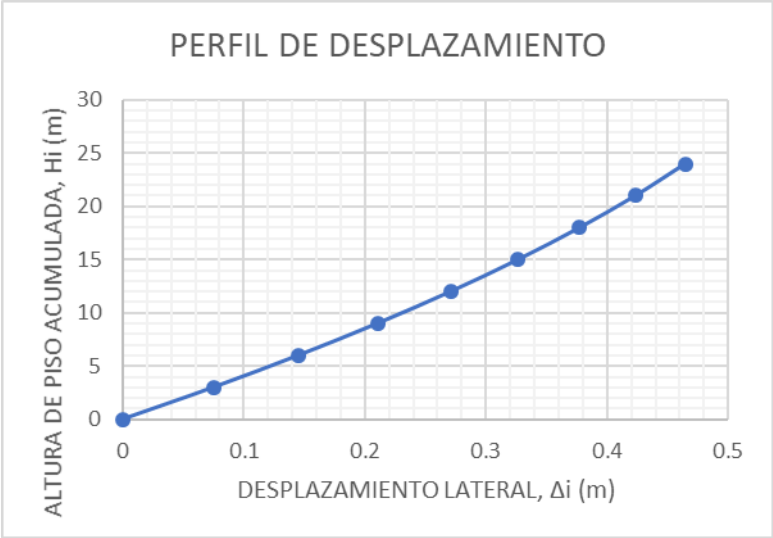
$$w_\theta = 1,15 - 0,0034H_n \leq 1$$

Hn=	24	m
wθ=	1.07	≤1
wθ=	**1**	

$$\Delta_i = w_\theta \times H_i \times \theta_T \times \frac{4H_n - H_i}{4H_n - H_1}$$ para n>4

	wθ	Hi (m)	Hn (m)	θT	Δi (m)
0	1	0	24	0.025	0
1	1	3	24	0.025	0.075
2	1	6	24	0.025	0.145
3	1	9	24	0.025	0.210
4	1	12	24	0.025	0.271
5	1	15	24	0.025	0.327
6	1	18	24	0.025	0.377
7	1	21	24	0.025	0.423
8	1	24	24	0.025	0.465

Figura 78. Perfil de desplazamiento



Fuente: Elaboración Propia

Determinación del Desplazamiento Característico (Δd), Masa efectiva (Meff) y altura efectiva(Heff).

Desplazamiento característico

$$\Delta_d = \phi_p \times \phi_E \times \frac{\Sigma(m_i \times \Delta_i^2)}{\Sigma(m_i \times \Delta_i)}$$

φp=	1
φE=	1

	wi (T)	mi (UTM)	Δi (m)	mi*Δi (UTM*m)	mi*Δi^2 (UTM*m^2)	Δd (m)
1	399.4948	40.723	0.075	3.054	0.229	**0.336**
2	396.8218	40.451	0.15	5.872	0.852	
3	396.8218	40.451	0.21	8.514	1.792	
4	396.8218	40.451	0.27	10.961	2.970	
5	396.8218	40.451	0.33	13.212	4.315	
6	396.8218	40.451	0.38	15.267	5.762	
7	396.8218	40.451	0.42	17.126	7.251	
8	271.7687	27.703	0.46	12.869	5.978	
				86.875	**29.149**	

Altura efectiva

$$H_{eff} = \frac{\Sigma(m_i \times \Delta_i \times H_i)}{\Sigma(m_i \times \Delta_i)}$$

	mi (UTM)	Δi (m)	Hi (m)	mi*Δi*Hi (UTM*m2)	mi*Δi (UTM*m)	Heff(m)
1	40.723	0.075	3	9.163	3.054	**16.05**
2	40.451	0.145	6	35.231	5.872	
3	40.451	0.210	9	76.628	8.514	
4	40.451	0.271	12	131.530	10.961	
5	40.451	0.327	15	198.176	13.212	
6	40.451	0.377	18	274.804	15.267	
7	40.451	0.423	21	359.653	17.126	
8	27.703	0.465	24	308.846	12.869	
				1394.031	**86.875**	

Masa efectiva

$$M_{eff} = \frac{\Sigma(m_i \times \Delta_i)}{\Delta_d}$$

mi (UTM)	Δi (m)	mi*Δi (UTM*m)	Δd (m)	Meff (UTM)
40.723	0.075	3.054	0.336	**258.91**
40.451	0.14516129	5.872		
40.451	0.210483871	8.514		
40.451	0.270967742	10.961		
40.451	0.326612903	13.212		
40.451	0.377419355	15.267		
40.451	0.423387097	17.126		
27.703	0.464516129	12.869		
		86.875		

Determinación del Desplazamiento de fluencia

$$\theta_y = 0,5 \times \varepsilon_y \times \frac{L_b}{h_b}$$ para pórticos de hormigón armado

ξy=	0.002		acero de refuerzo en tensión
Lb=	6	m	Luz Viga
hb=	0.6	m	Altura Viga

θy=	**0.01**	Deriva de fluencia

$$\Delta_y = \theta_y \times H_{eff}$$

Δy=	**0.160**	**m**	Desplazamiento de fluencia

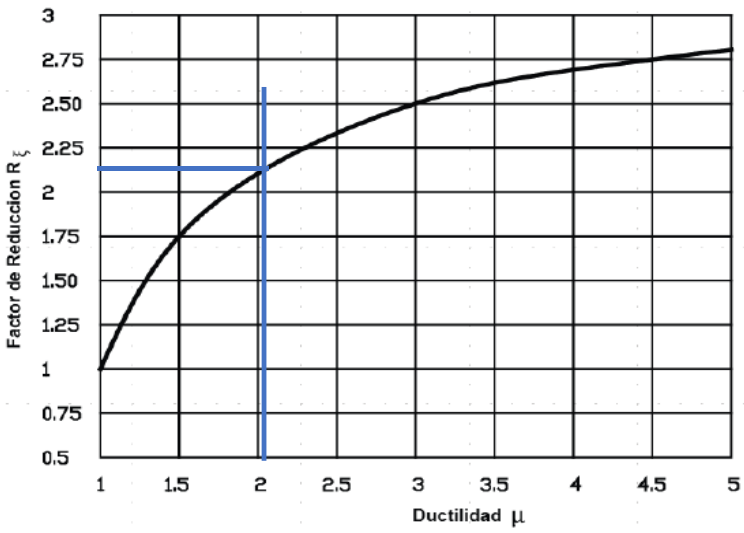
Determinación de la Demanda de ductilidad

$$\mu = \frac{\Delta_d}{\Delta_y}$$

Δd=	0.336	m
Δy=	0.160	m
μ=	**2.091**	

Determinación del Factor de reducción de demanda sísmica (Rξ)

Figura 79. Factor de reducción de demanda sísmica (Rξ)



del grafico

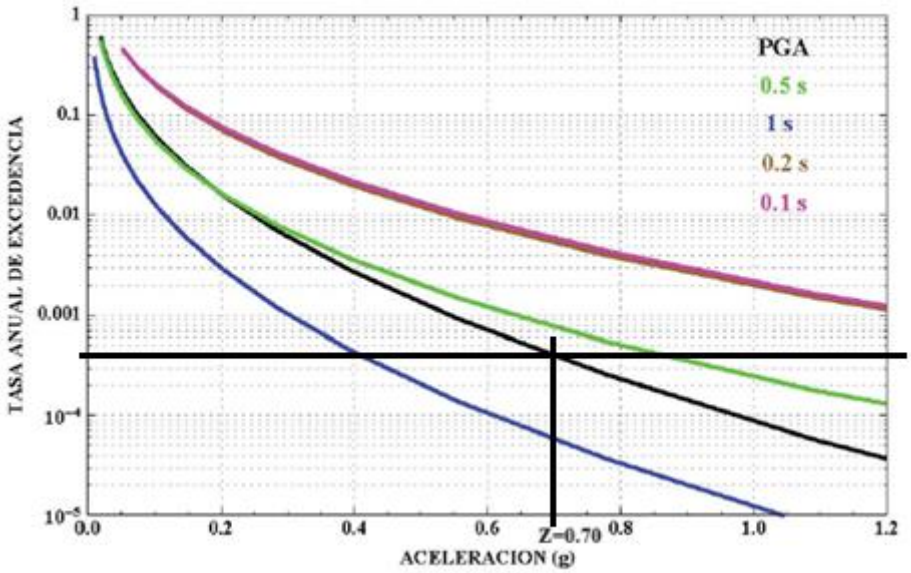
Rξ=	**2.14**

Fuente: Elaboración Propia

Construcción del espectro elástico de desplazamientos:

Primero se determinan los parámetros de diseño para construir el espectro elástico de aceleraciones, y con la ayuda de las curvas de peligro sísmico NEC-15, para la ciudad de Quito, se obtienen los valores de n y Z, para el periodo de retorno de 2500 años correspondiente al Nivel de desempeño de Prevención de Colapso:

Figura 80. Curva de peligro sísmico Quito y Determinación de Z



Fuente: Elaboración Propia

TASA ANUAL DE EXCEDENCIA 2500 AÑOS NEC 15

$$TASA\ ANUAL\ DE\ EXCEDENCIA = \frac{1}{Tr}$$

$$\eta = \frac{S_{a\,(T=0.1s)}}{PGA}$$

Tr=	**2500**	años	Sa $_{(T=0.1s)}$=	**1.20**
T.A.E=	**0.0004**		**PGA=Z_{225}=**	**0.704**
PGA=Z_{2500}=	**0.704**		η=	**1.705**

DATOS NEC					
η=	1.705				
Z=	0.704	**r=**	1	I=	1
Fa=	1.12	**T0=**	0.139	φp=	1
Fd=	1.11	**Tc=**	0.763	φE=	1
Fs=	1.4	**TL=**	2.664	R=	8

Se debe construir el espectro elástico de aceleraciones, con las siguientes expresiones:

Rama ascendente: $\boldsymbol{S_a = Z \times F_a \times \left(1 + (\eta - 1) \times \frac{T}{T_0}\right)}$

Meseta de Aceleraciones: $\boldsymbol{S_a = \eta \times Z \times F_a}$

Rama descendente: $\boldsymbol{S_a = \eta \times Z \times F_a \times \left(\frac{T_C}{T}\right)^r}$

Se construye el espectro elástico de desplazamientos con las siguientes expresiones:

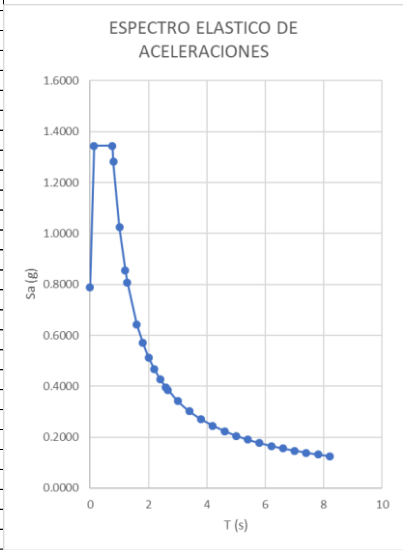
$$\boldsymbol{S_d = S_a \times \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2} \textbf{ para } \mathbf{0 \leq T \leq T_L}$$

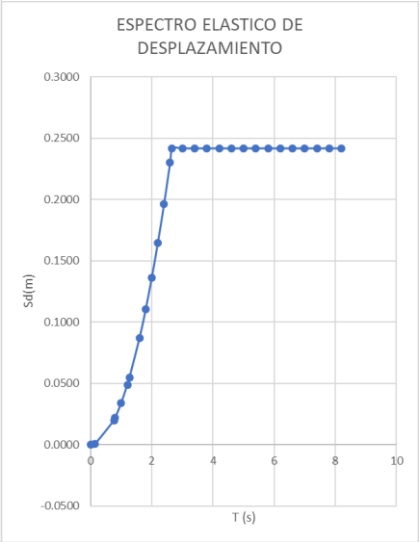
$$\boldsymbol{S_d = S_a \times \left(\frac{T_L}{2\pi}\right)^2} \textbf{ para } \mathbf{T > T_L}$$

A continuación, se presenta la tabla elaborada con las expresiones matemáticas anteriormente indicadas, y se muestran los espectros de aceleración y desplazamiento construidos.

Figura 81. Espectro elástico de aceleraciones y espectro elástico de desplazamientos

	T(s)	Sa (g)	Sd (m)
	0	0.7885	0.0000
T0	0.139	1.3444	0.0007
Tc	0.763	1.3444	0.0198
	0.8	1.2824	0.0218
	1	1.0259	0.0341
	1.2	0.8549	0.0490
	1.27	0.8078	0.0549
	1.6	0.6412	0.0872
	1.8	0.5700	0.1103
	2	0.5130	0.1362
	2.2	0.4663	0.1648
	2.4	0.4275	0.1961
	2.6	0.3946	0.2302
TL	2.664	0.3851	0.2417
	3	0.3420	0.2417
	3.4	0.3017	0.2417
	3.8	0.2700	0.2417
	4.2	0.2443	0.2417
	4.6	0.2230	0.2417
	5	0.2052	0.2417
	5.4	0.1900	0.2417
	5.8	0.1769	0.2417
	6.2	0.1655	0.2417
	6.6	0.1554	0.2417
	7	0.1466	0.2417
	7.4	0.1386	0.2417
	7.8	0.1315	0.2417
	8.2	0.1251	0.2417



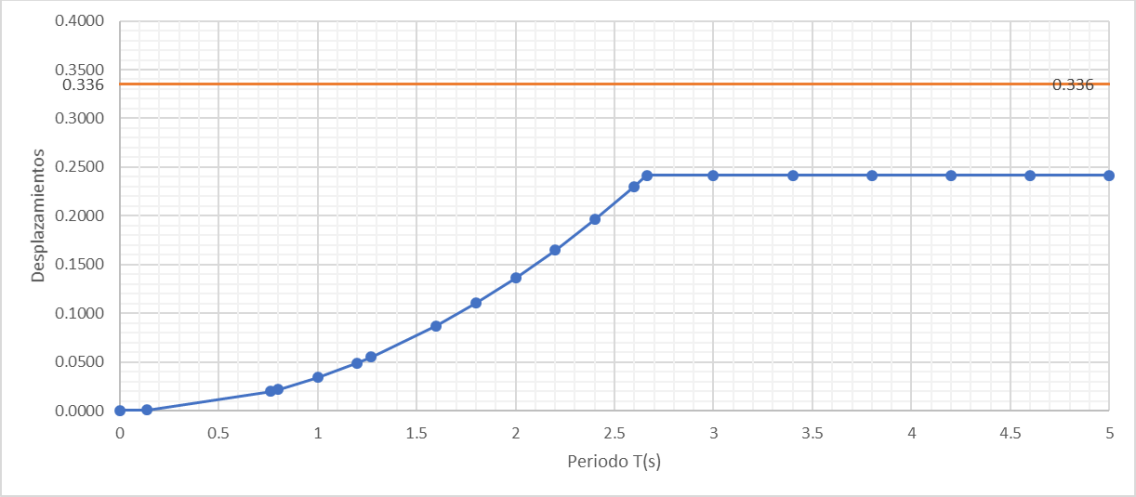


Fuente: Elaboración Propia

Determinación del Periodo Efectivo (Teff)

Se procede a realizar la primera manera de determinar el periodo efectivo, se ingresa con el desplazamiento característico 0.268m, por las ordenadas, pero en este caso no corta o intercepta la curva del espectro de desplazamiento, por ende de esta manera no se puede determinar el periodo efectivo.

Figura 82. Espectro elástico de desplazamiento y desplazamiento característico



Fuente: Elaboración Propia

Se procede a realizar la segunda manera de determinar el periodo efectivo (Teff), por medio de la siguiente expresión matemática:

$$T_{eff} = \frac{\Delta_d \times R_\xi}{0,38 \times Z \times F_d}$$

Δd =	**0.336**	**m**
Rξ=	2.14	
Z=	0.704	
Fd=	1.11	

Teff=	**2.42**	s

T0=	0.139	s
Tc=	0.763	s
TL=	2.664	s

Si $T_c \leq T_{eff} \leq T_L$: $T_{eff} = \frac{\Delta_d R_\xi}{0.38 Z F_d}$

Si $T_{eff} > T_L$: $T_{eff} = T_L$

T_L=	**2.66**	s

Como el periodo efectivo es menor que TL, se acoge este valor Teff=2.42 s.

Determinación de la Rigidez efectiva (Keff)

$$K_{eff} = \frac{4\pi^2 M_{eff}}{T_{eff}^2}$$

Meff=	258.91	UTM
Teff=	**2.42**	s

Keff=	**1748.128**	T/m

Determinación del Cortante Basal de Diseño (V_{DBD})

$$V_{DBD} = K_{eff} \times \Delta_d$$

VDBD=	**586.56**	T

Obtención del Vector de fuerzas laterales

$$F_i = \frac{k \times V_{DBD} \times (m_i \times \Delta_i)}{\Sigma(m_i \times \Delta_i)}$$

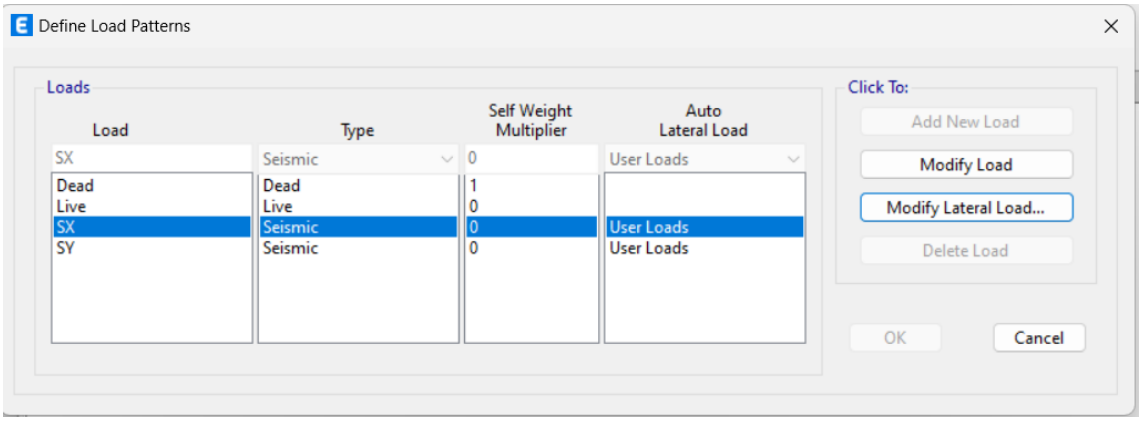
$$F_i = \frac{(1-k) \times V_{DBD} + k \times V_{DBD} \times (m_n \times \Delta_n)}{\Sigma(m_i \times \Delta_i)}$$

	k	VDBD (T)	mi (UTM)	Δi (m)	mi*Δi (UTM*m)	Fi (T)
1	0.9	586.56	40.723	0.075	3.054	**18.559**
2	0.9	586.56	40.451	0.145	5.872	**35.681**
3	0.9	586.56	40.451	0.210	8.514	**51.737**
4	0.9	586.56	40.451	0.271	10.961	**66.604**
5	0.9	586.56	40.451	0.327	13.212	**80.282**
6	0.9	586.56	40.451	0.377	15.267	**92.770**
7	0.9	586.56	40.451	0.423	17.126	**104.069**
8	0.9	586.56	27.703	0.465	12.869	**78.872**
					86.875	**528.577**

Estas cargas laterales que representan el sismo de diseño, se ingresan en el centro de gravedad de las losas de los diferentes pisos, en el programa ETABS, en el sentido X.

5.1.10 Procedimiento de determinación e ingreso de parámetros en el software ETABS SENTIDO X – CP

Figura 83. Patrones de carga



Fuente: ETABS

Figura 84. Vector de fuerzas laterales aplicado a la estructura en cada uno de los pisos

User Seismic Loads on Diaphragms

Number of Load Sets 1

Load Set 1 of 1

Story	Diaphragm	Fx tonf	Fy tonf	Mz tonf-m
Story8	D8	78.872	0	0
Story7	D7	104.069	0	0
Story6	D6	92.77	0	0
Story5	D5	80.282	0	0
Story4	D4	66.604	0	0
Story3	D3	51.737	0	0
Story2	D2	35.681	0	0
Story1	D1	18.559	0	0

Fuente: ETABS

Se escoge la armadura de refuerzo de las vigas de 40x60cm en el eje X para los pisos 1 a 6, del mismo software ETABS (previo al análisis pushover), generalizando la misma armadura de refuerzo en las vigas, y se calcula la Capacidad de Momento Nominal resistente de estas vigas.

SENTIDO X: PISOS 1 AL 6

MOMENTO EN VIGAS

$$M_n = F_y \times A_s \left(d - \frac{F_y \times A_s}{1.70 \times f_c' \times B} \right)$$

f'c=	240	Kg/cm2
Fy=	4200	Kg/cm2

B=	40	cm
H=	60	cm
rec=	3	cm
fi est=	1	cm
fi var long=	1.6	cm

d=	55.2	cm

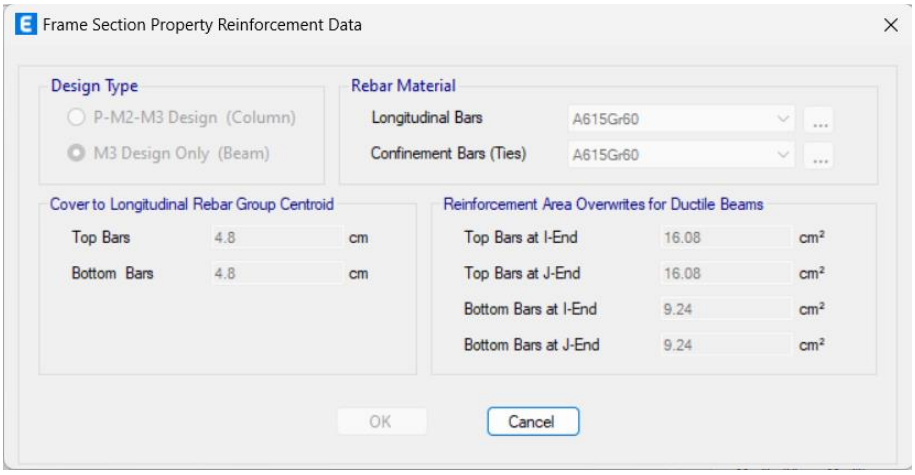
A's=	8fi16	**16.08**	cm2	acero superior, NEGATIVO
As=	6fi14	**9.24**	cm2	acero inferior, POSITIVO

INFERIOR	Mn=	2049918	Kg*cm
POSITIVO	**Mn=**	**20.50**	**T*m**

SUPERIOR	Mn=	3448507	Kg*cm
NEGATIVO	**Mn=**	**34.49**	**T*m**

El acero que se escogió, se coloca en definición de la sección del programa ETABS, imponiendo esta armadura en la sección de las vigas de 40x60cm en el eje X para los pisos 1 a 6.

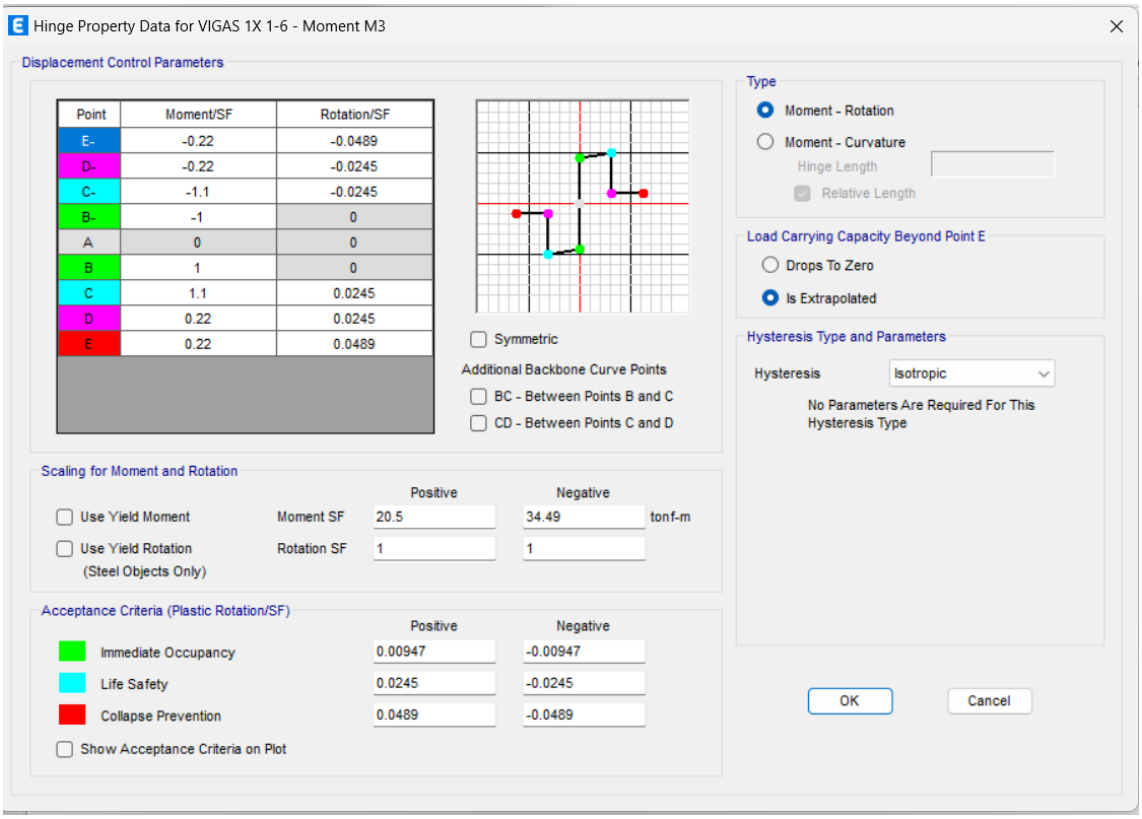
Figura 85. Ingreso del área de acero de refuerzo longitudinal en la viga tipo de 40x60cm



Fuente: ETABS

A continuación, se coloca los Momentos Nominales resistentes positivo y negativo, y los criterios de aceptación de estas vigas de 40x60cm en el eje X para los pisos 1 a 6.

Figura 86. Momentos nominales y criterios de aceptación en vigas 1X 1-6



Fuente: ETABS

Se escoge la armadura de refuerzo de las vigas de 40x60cm en el eje X para los pisos 7 a 8, del mismo software ETABS (previo al análisis pushover), generalizando la misma armadura de refuerzo en las vigas, y se calcula la Capacidad de Momento Nominal resistente de estas vigas.

SENTIDO X: PISOS 7 AL 8
MOMENTO EN VIGAS

$$M_n = F_y \times A_s \left(d - \frac{F_y \times A_s}{1.70 \times f_c' \times B} \right)$$

f'c=	240	Kg/cm2
Fy=	4200	Kg/cm2

B=	40	cm
H=	60	cm
rec=	3	cm
fi est=	1	cm
fi var long=	1.6	cm

d=	55.2	cm

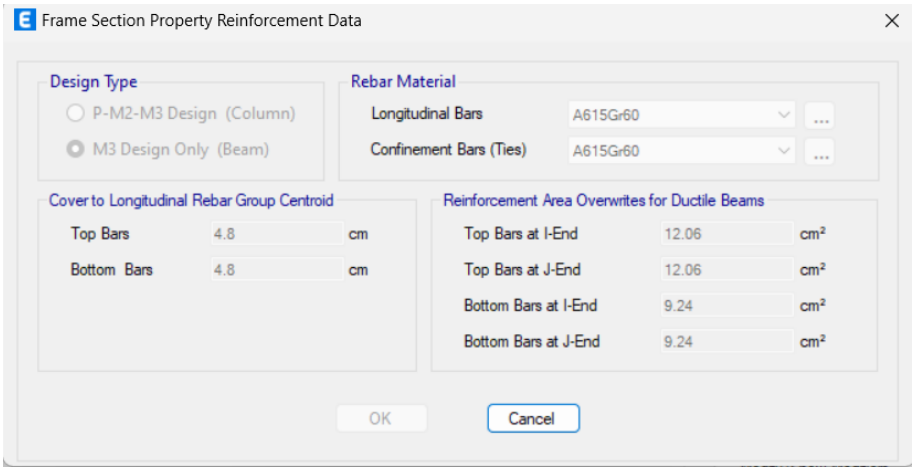
A's=	6fi16	**12.06**	cm2	acero superior, NEGATIVO
As=	6fi14	**9.24**	cm2	acero inferior, POSITIVO

INFERIOR	Mn=	2049918	Kg*cm
POSITIVO	**Mn=**	**20.50**	**T*m**

SUPERIOR	Mn=	2638783	Kg*cm
NEGATIVO	**Mn=**	**26.39**	**T*m**

El acero que se escogió, se coloca en definición de la sección del programa ETABS, imponiendo esta armadura en la sección de las vigas de 40x60cm en el eje X para los pisos 7 a 8

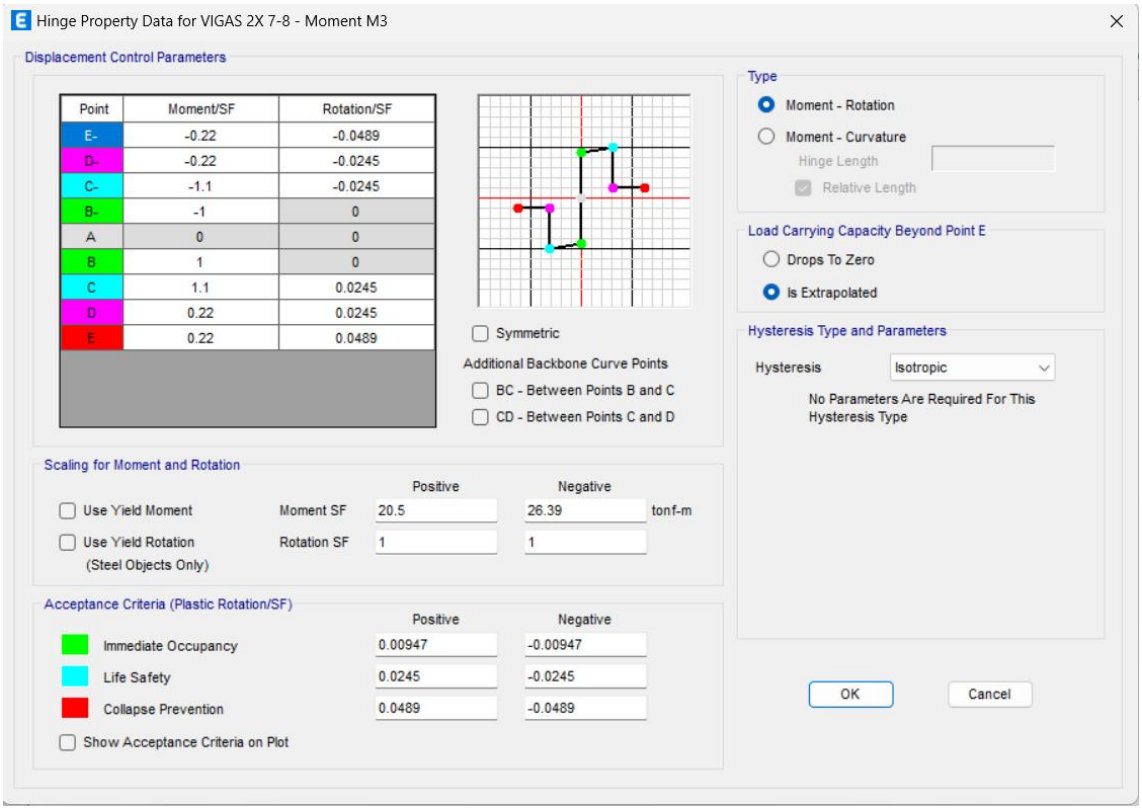
Figura 87. Ingreso del área de acero de refuerzo longitudinal en la viga tipo de 40x60cm



Fuente: ETABS

A continuación, se coloca los Momentos Nominales resistentes positivo y negativo, y los criterios de aceptación de estas vigas de 40x60cm en el eje X para los pisos 7 a 8.

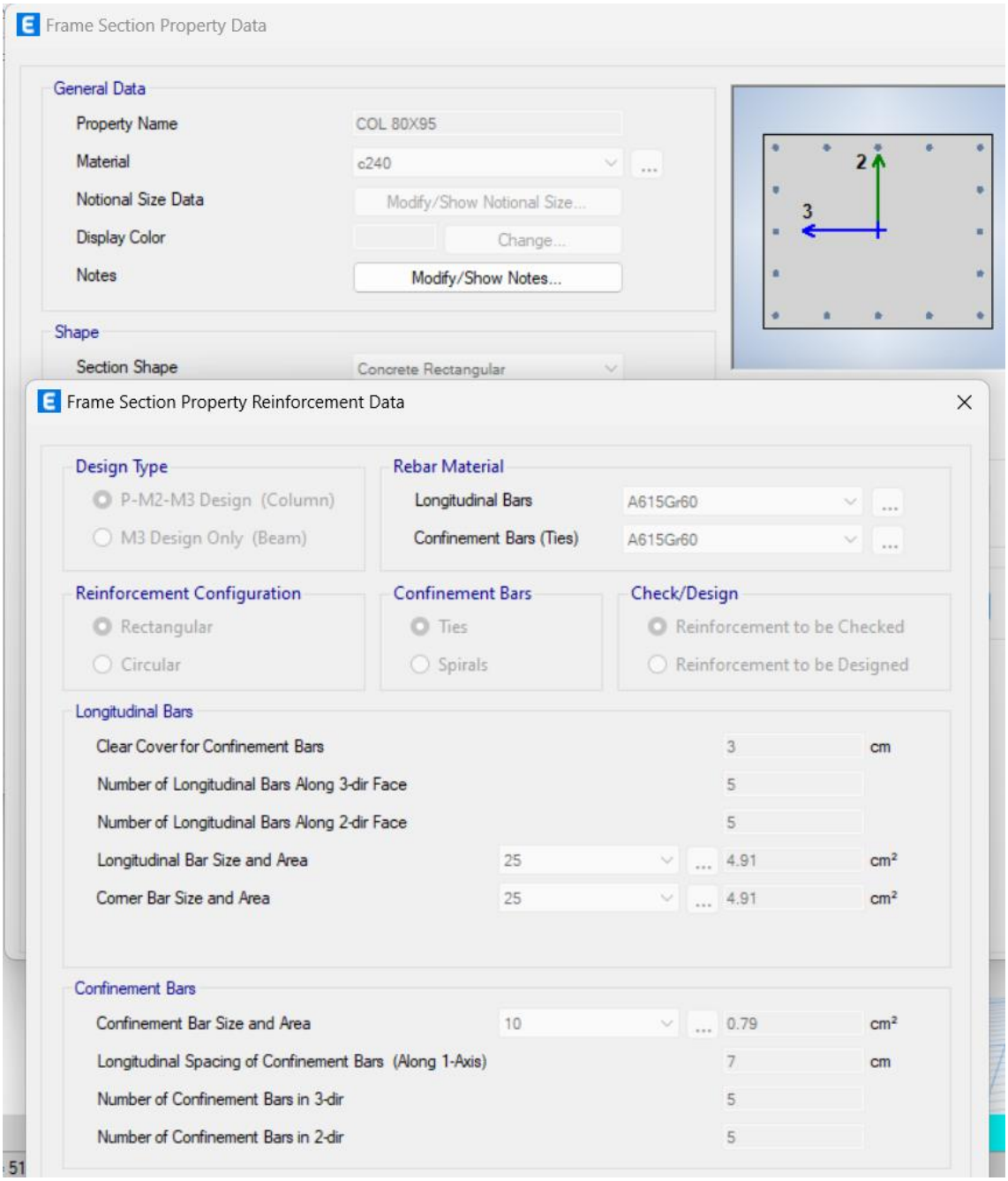
Figura 88. Momentos nominales y criterios de aceptación en vigas 2X 7-8



Fuente: ETABS

A continuación, se presenta la sección transversal y el armado que se le proporcionó a esta columna, tiene sección de 80x95cm, con 16 barras diámetro 25mm, además de 5 ramas de estribo en X e Y con espaciamiento de 70mm.

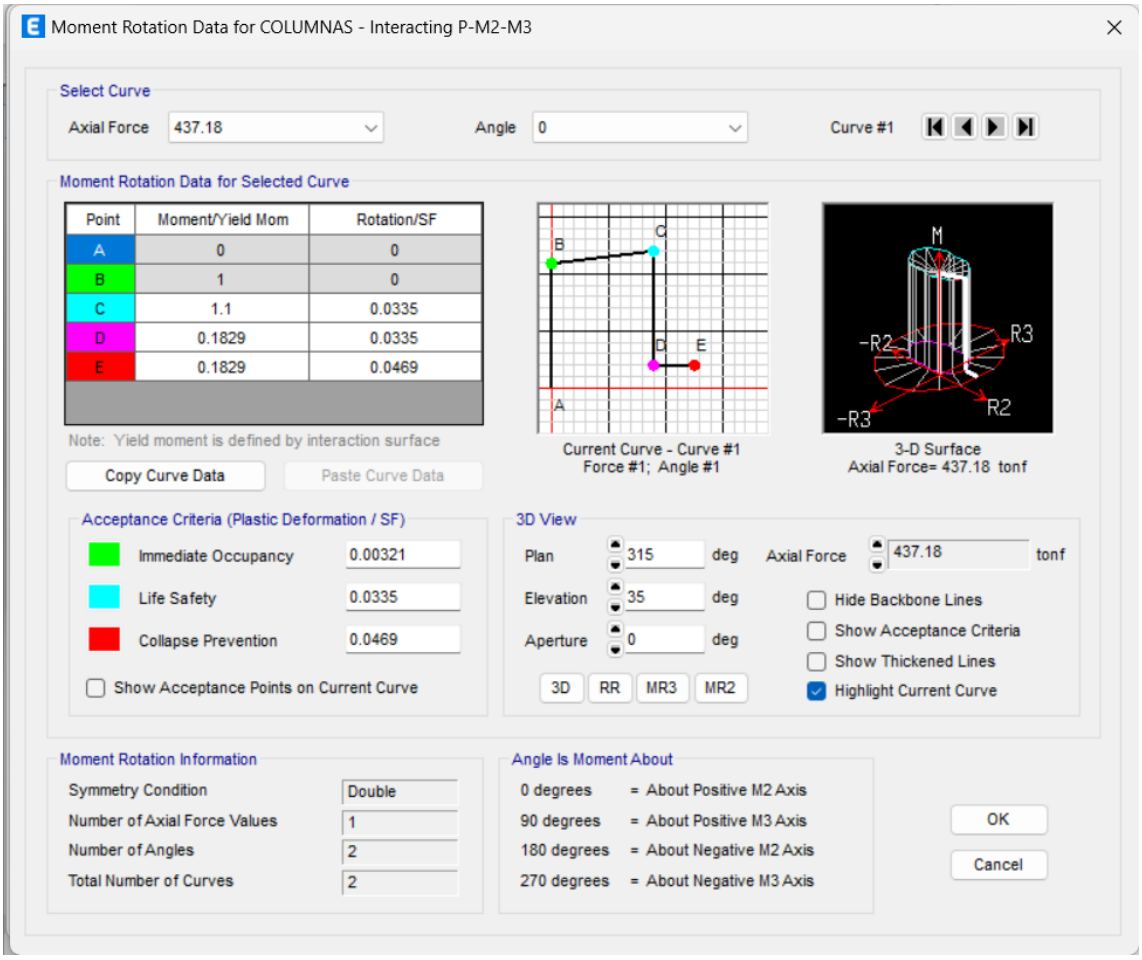
Figura 89. Definición de la columna tipo e ingreso de datos de acero longitudinal y transversal Nivel de desempeño de prevención de colapso



Fuente: ETABS

A continuación, se coloca los criterios de aceptación de la columna tipo de 80x95cm.

Figura 90. Momentos nominales y criterios de aceptación en columna tipo



Fuente: ETABS

5.1.11 ANALISIS DBD EN SENTIDO Y, NIVEL DE DESEMPEÑO DE PREVENCION DE COLAPSO:

Perfil de desplazamiento de diseño

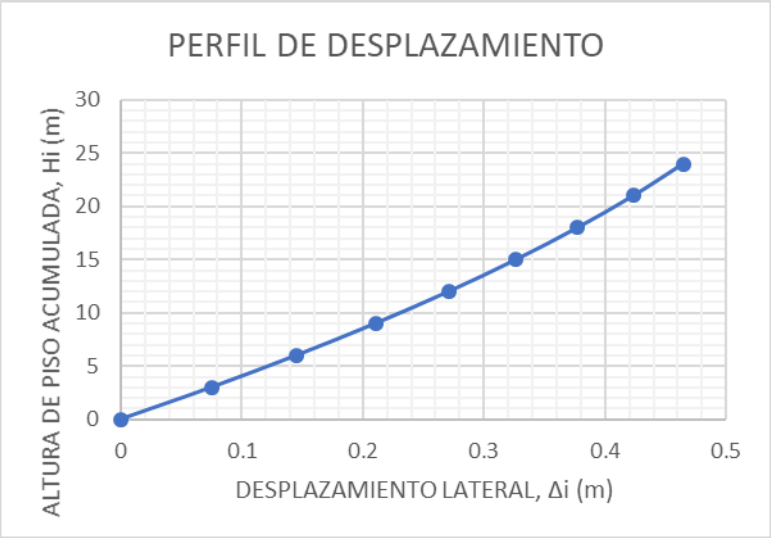
$$w_\theta = 1,15 - 0,0034H_n \leq 1$$

Hn=	24	m
wθ=	1.07	≤1
wθ=	**1**	

$$\Delta_i = w_\theta \times H_i \times \theta_T \times \frac{4H_n - H_i}{4H_n - H_1}$$ para n>4

	wθ	Hi (m)	Hn (m)	θT	Δi (m)
0	1	0	24	0.025	0
1	1	3	24	0.025	0.075
2	1	6	24	0.025	0.145
3	1	9	24	0.025	0.210
4	1	12	24	0.025	0.271
5	1	15	24	0.025	0.327
6	1	18	24	0.025	0.377
7	1	21	24	0.025	0.423
8	1	24	24	0.025	0.465

Figura 91. Perfil de desplazamiento



Fuente: Elaboración Propia

Determinación del Desplazamiento Característico (Δd), Masa efectiva (Meff) y altura efectiva(Heff).

Desplazamiento característico

$$\Delta_d = \phi_p \times \phi_E \times \frac{\Sigma(m_i \times \Delta_i^2)}{\Sigma(m_i \times \Delta_i)}$$

φp=	1
φE=	1

	wi (T)	mi (UTM)	Δi (m)	mi*Δi (UTM*m)	mi*Δi^2 (UTM*m^2)	Δd (m)
1	399.4948	40.723	0.075	3.054	0.229	**0.336**
2	396.8218	40.451	0.15	5.872	0.852	
3	396.8218	40.451	0.21	8.514	1.792	
4	396.8218	40.451	0.27	10.961	2.970	
5	396.8218	40.451	0.33	13.212	4.315	
6	396.8218	40.451	0.38	15.267	5.762	
7	396.8218	40.451	0.42	17.126	7.251	
8	271.7687	27.703	0.46	12.869	5.978	
				86.875	**29.149**	

Altura efectiva

$$H_{eff} = \frac{\Sigma(m_i \times \Delta_i \times H_i)}{\Sigma(m_i \times \Delta_i)}$$

	mi (UTM)	Δi (m)	Hi (m)	mi*Δi*Hi (UTM*m2)	mi*Δi (UTM*m)	Heff(m)
1	40.723	0.075	3	9.163	3.054	**16.05**
2	40.451	0.145	6	35.231	5.872	
3	40.451	0.210	9	76.628	8.514	
4	40.451	0.271	12	131.530	10.961	
5	40.451	0.327	15	198.176	13.212	
6	40.451	0.377	18	274.804	15.267	
7	40.451	0.423	21	359.653	17.126	
8	27.703	0.465	24	308.846	12.869	
				1394.031	**86.875**	

Masa efectiva

$$M_{eff} = \frac{\Sigma(m_i \times \Delta_i)}{\Delta_d}$$

mi (UTM)	Δi (m)	mi*Δi (UTM*m)	Δd (m)	Meff (UTM)
40.723	0.075	3.054	0.336	**258.91**
40.451	0.14516129	5.872		
40.451	0.210483871	8.514		
40.451	0.270967742	10.961		
40.451	0.326612903	13.212		
40.451	0.377419355	15.267		
40.451	0.423387097	17.126		
27.703	0.464516129	12.869		
		86.875		

Determinación del Desplazamiento de fluencia

$$\theta_y = 0,5 \times \varepsilon_y \times \frac{L_b}{h_b}$$ para pórticos de hormigón armado

ξy=	0.002		acero de refuerzo en tensión
Lb=	5.5	m	Luz Viga
hb=	0.6	m	Altura Viga

θy=	**0.01**	Deriva de fluencia

$$\Delta_y = \theta_y \times H_{eff}$$

Δy=	**0.147**	**m**	Desplazamiento de fluencia

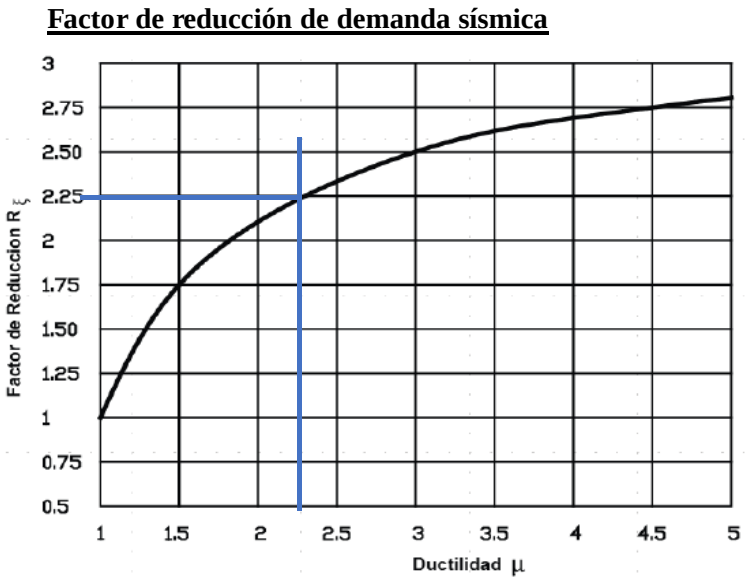
Determinación de la Demanda de ductilidad

$$\mu = \frac{\Delta_d}{\Delta_y}$$

Δd=	0.336	m
Δy=	0.147	m
μ=	**2.281**	

Determinación del Factor de reducción de demanda sísmica (Rξ)

Figura 92. Factor de reducción de demanda sísmica (Rξ)



del grafico

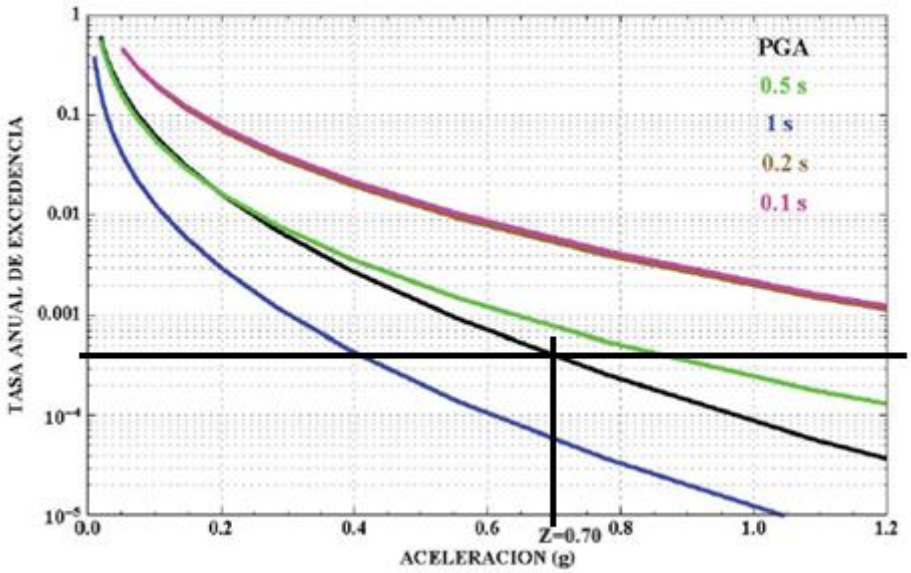
Rξ=	**2.25**

Fuente: Elaboración Propia

Construcción del espectro elástico de desplazamientos:

Primero se determinan los parámetros de diseño para construir el espectro elástico de aceleraciones, y con la ayuda de las curvas de peligro sísmico NEC-15, para la ciudad de Quito, se obtienen los valores de n y Z, para el periodo de retorno de 2500 años correspondiente al Nivel de desempeño de Prevención de Colapso:

Figura 93. Curva de peligro sísmico Quito y Determinación de Z



Fuente: Elaboración Propia

TASA ANUAL DE EXCEDENCIA 2500 AÑOS NEC 15

$$TASA\ ANUAL\ DE\ EXCEDENCIA = \frac{1}{Tr}$$

$$\eta = \frac{S_{a\,(T=0.1s)}}{PGA}$$

Tr=	**2500**	años
T.A.E=	**0.0004**	
PGA=Z_{2500}=	**0.704**	

Sa $_{(T=0.1s)}$=	**1.20**
PGA=Z_{225}=	**0.704**
η=	**1.705**

DATOS NEC					
η=	1.705				
Z=	0.704	**r=**	1	I=	1
Fa=	1.12	**T0=**	0.139	φp=	1
Fd=	1.11	**Tc=**	0.763	φE=	1
Fs=	1.4	**TL=**	2.664	R=	8

Se debe construir el espectro elástico de aceleraciones, con las siguientes expresiones:

Rama ascendente: $\boldsymbol{S_a = Z \times F_a \times \left(1 + (\eta - 1) \times \frac{T}{T_0}\right)}$

Meseta de Aceleraciones: $\boldsymbol{S_a = \eta \times Z \times F_a}$

Rama descendente: $\boldsymbol{S_a = \eta \times Z \times F_a \times \left(\frac{T_C}{T}\right)^r}$

Se construye el espectro elástico de desplazamientos con las siguientes expresiones:

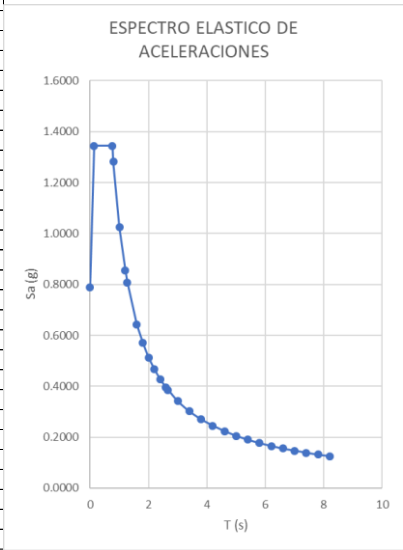
$$\boldsymbol{S_d = S_a \times \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2} \textbf{ para } \mathbf{0 \leq T \leq T_L}$$

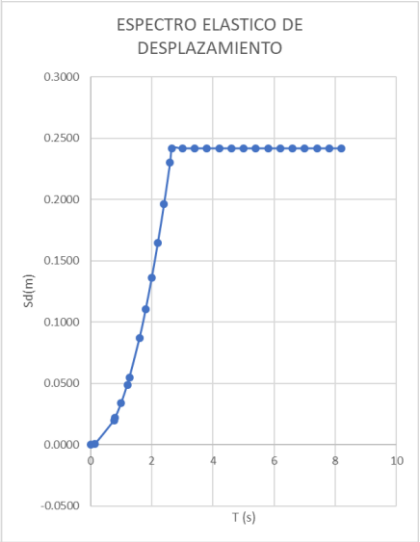
$$\boldsymbol{S_d = S_a \times \left(\frac{T_L}{2\pi}\right)^2} \textbf{ para } \mathbf{T > T_L}$$

A continuación, se presenta la tabla elaborada con las expresiones matemáticas anteriormente indicadas, y se muestran los espectros de aceleración y desplazamiento construidos.

Figura 94. Espectro elástico de aceleraciones y espectro elástico de desplazamientos

	T(s)	Sa (g)	Sd (m)
	0	0.7885	0.0000
T0	0.139	1.3444	0.0007
Tc	0.763	1.3444	0.0198
	0.8	1.2824	0.0218
	1	1.0259	0.0341
	1.2	0.8549	0.0490
	1.27	0.8078	0.0549
	1.6	0.6412	0.0872
	1.8	0.5700	0.1103
	2	0.5130	0.1362
	2.2	0.4663	0.1648
	2.4	0.4275	0.1961
	2.6	0.3946	0.2302
TL	2.664	0.3851	0.2417
	3	0.3420	0.2417
	3.4	0.3017	0.2417
	3.8	0.2700	0.2417
	4.2	0.2443	0.2417
	4.6	0.2230	0.2417
	5	0.2052	0.2417
	5.4	0.1900	0.2417
	5.8	0.1769	0.2417
	6.2	0.1655	0.2417
	6.6	0.1554	0.2417
	7	0.1466	0.2417
	7.4	0.1386	0.2417
	7.8	0.1315	0.2417
	8.2	0.1251	0.2417



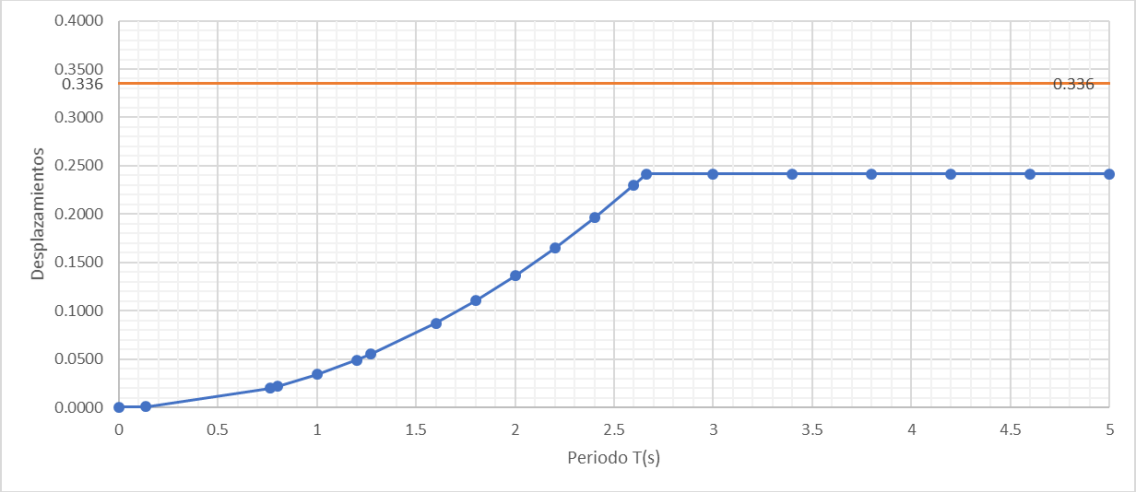


Fuente: Elaboración Propia

Determinación del Periodo Efectivo (Teff)

Se procede a realizar la primera manera de determinar el periodo efectivo, se ingresa con el desplazamiento característico 0.268m, por las ordenadas, pero en este caso no corta o intercepta la curva del espectro de desplazamiento, por ende de esta manera no se puede determinar el periodo efectivo.

Figura 95. Espectro elástico de desplazamiento y desplazamiento característico



Fuente: Elaboración Propia

Se procede a realizar la segunda manera de determinar el periodo efectivo (Teff), por medio de la siguiente expresión matemática:

$$T_{eff} = \frac{\Delta_d \times R_\xi}{0,38 \times Z \times F_d}$$

Δd =	**0.336**	**m**
Rξ=	2.25	
Z=	0.704	
Fd=	1.11	

Teff=	**2.54**	s

T0=	0.139	s
Tc=	0.763	s
TL=	2.664	s

Si Tc $\leq$ $\mathbf{T_{eff}}$ $\leq$ $\mathbf{T_L}$: $T_{eff} = \frac{\Delta_d R_\xi}{0.38 Z F_d}$

Si $T_{eff} > T_L : T_{eff} = T_L$

T_L=	**2.66**	s

Como el periodo efectivo es menor que TL, se acoge este valor Teff=2.42 s.

Determinación de la Rigidez efectiva (Keff)

$$K_{eff} = \frac{4\pi^2 M_{eff}}{T_{eff}^2}$$

Meff=	258.91	UTM
Teff=	**2.54**	s

Keff=	**1581.378**	T/m

Determinación del Cortante Basal de Diseño (V_{DBD})

$$V_{DBD} = K_{eff} \times \Delta_d$$

VDBD=	**530.61**	T

Obtención del Vector de fuerzas laterales

$$F_i = \frac{k \times V_{DBD} \times (m_i \times \Delta_i)}{\Sigma(m_i \times \Delta_i)}$$

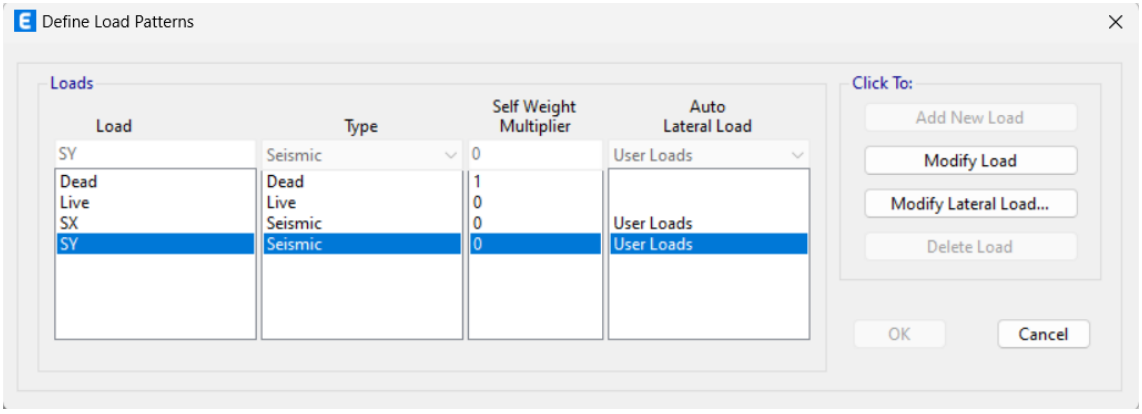
$$F_i = \frac{(1-k) \times V_{DBD} + k \times V_{DBD} \times (m_n \times \Delta_n)}{\Sigma(m_i \times \Delta_i)}$$

	k	V_{DBD} (T)	mi (UTM)	Δi (m)	mi*Δi (UTM*m)	Fi (T)
1	0.9	530.61	40.723	0.075	3.054	**16.789**
2	0.9	530.61	40.451	0.14516129	5.872	**32.277**
3	0.9	530.61	40.451	0.210483871	8.514	**46.802**
4	0.9	530.61	40.451	0.270967742	10.961	**60.251**
5	0.9	530.61	40.451	0.326612903	13.212	**72.624**
6	0.9	530.61	40.451	0.377419355	15.267	**83.921**
7	0.9	530.61	40.451	0.423387097	17.126	**94.143**
8	0.9	530.61	27.703	0.464516129	12.869	**71.349**
					86.875	**478.157**

Estas cargas laterales que representan el sismo de diseño, se ingresan en el centro de gravedad de las losas de los diferentes pisos, en el programa ETABS, en el sentido Y.

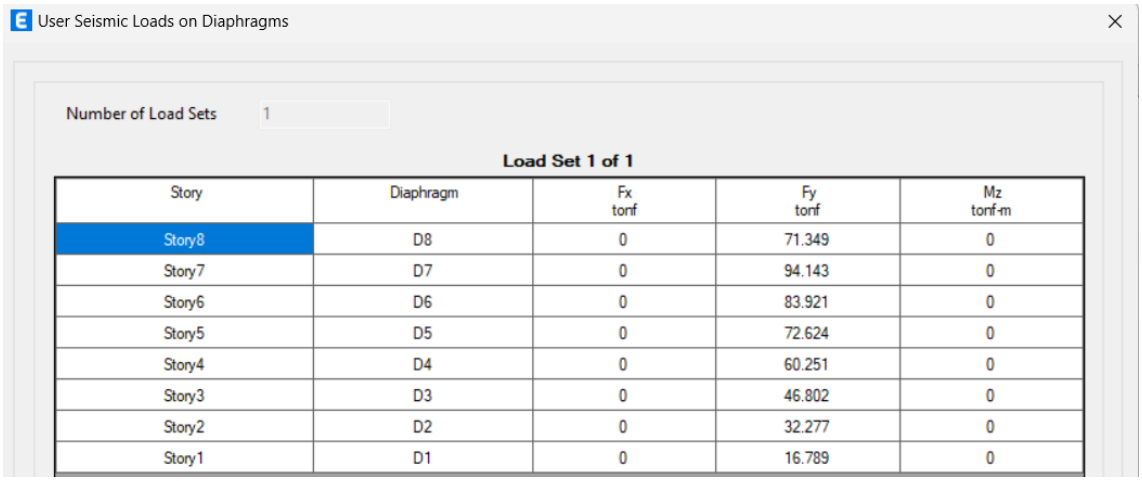
5.1.12 Procedimiento de determinación e ingreso de parámetros en el software ETABS SENTIDO Y – CP

Figura 96. Patrones de carga



Fuente: ETABS

Figura 97. Vector de fuerzas laterales aplicado a la estructura en cada uno de los pisos



Story	Diaphragm	Fx tonf	Fy tonf	Mz tonf-m
Story8	D8	0	71.349	0
Story7	D7	0	94.143	0
Story6	D6	0	83.921	0
Story5	D5	0	72.624	0
Story4	D4	0	60.251	0
Story3	D3	0	46.802	0
Story2	D2	0	32.277	0
Story1	D1	0	16.789	0

Fuente: ETABS

Se escoge la armadura de refuerzo de las vigas en el eje Y para los pisos 1 a 7, del mismo software ETABS (previo al análisis pushover), generalizando la misma armadura de refuerzo en las vigas, y se calcula la Capacidad de Momento Nominal resistente de estas vigas.

SENTIDO Y: PISOS 1 AL 7

MOMENTO EN VIGAS

$$M_n = F_y \times A_s \left(d - \frac{F_y \times A_s}{1.70 \times f'_c \times B} \right)$$

f'c=	240	Kg/cm2
Fy=	4200	Kg/cm2

B=	40	cm
H=	60	cm
rec=	3	cm
fi est=	1	cm
fi var long=	1.6	cm

d=	55.2	cm

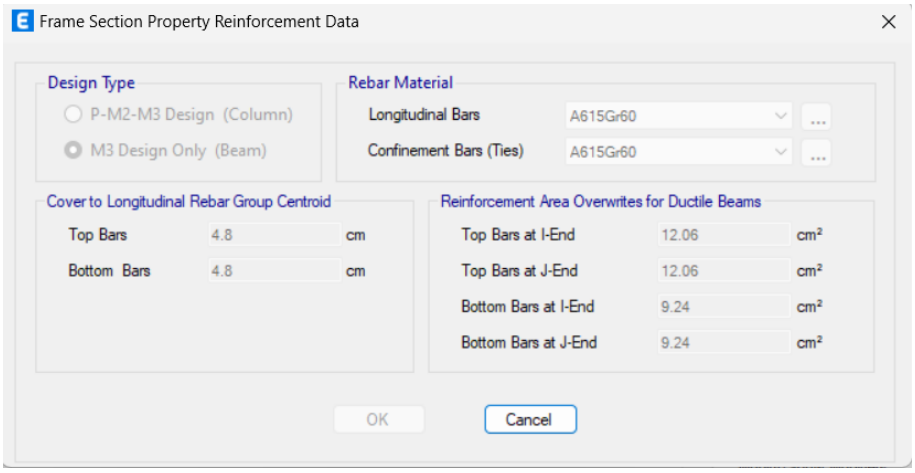
A's=	6fi16	**12.06**	cm2	acero superior, NEGATIVO
As=	6fi14	**9.24**	cm2	acero inferior, POSITIVO

INFERIOR	Mn=	2049918	Kg*cm
POSITIVO	**Mn=**	**20.50**	**T*m**

SUPERIOR	Mn=	2638783	Kg*cm
NEGATIVO	**Mn=**	**26.39**	**T*m**

El acero que se escogió, se coloca en definición de la sección del programa ETABS, imponiendo esta armadura en la sección de las vigas de 40x60cm en el eje Y para los pisos 1 a 7.

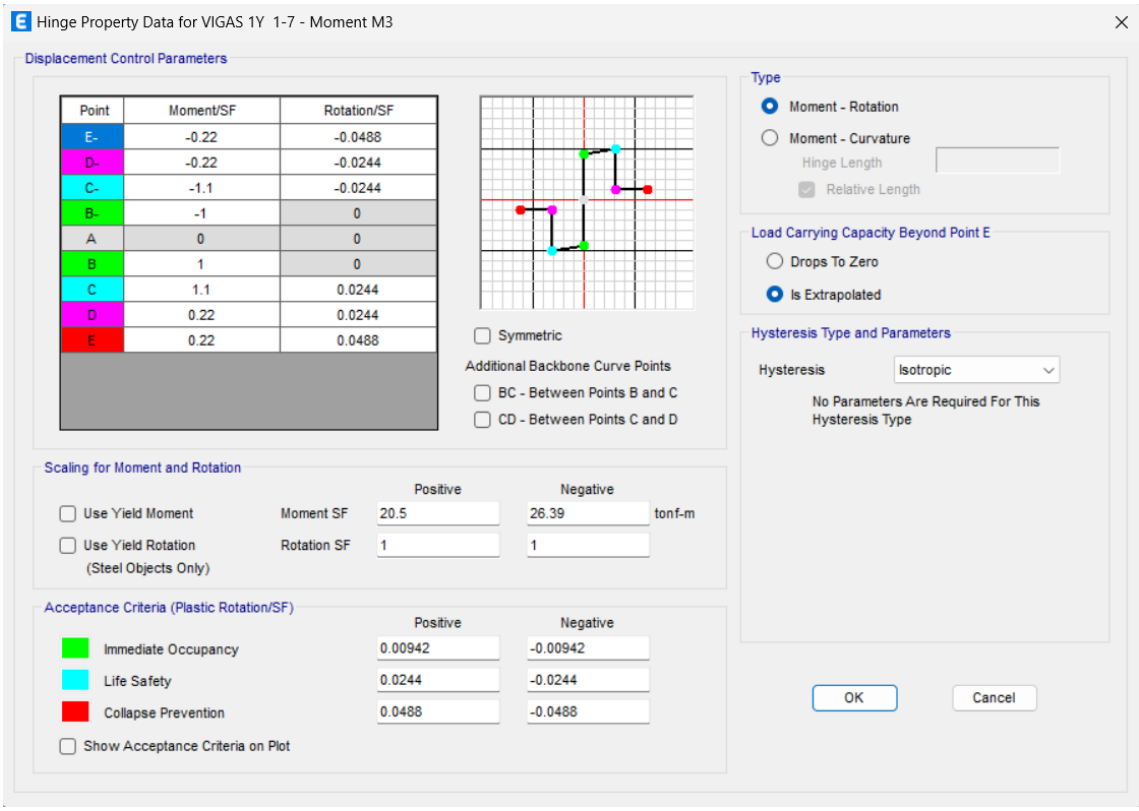
Figura 98. Ingreso del área de acero de refuerzo longitudinal en la viga tipo de 40x60cm



Fuente: ETABS

A continuación, se coloca los Momentos Nominales resistentes positivo y negativo, y los criterios de aceptación de estas vigas de 40x60cm en el eje Y para los pisos 1 a 7.

Figura 99. Momentos nominales y criterios de aceptación en vigas 1Y 1-7



Fuente: ETABS

Se escoge la armadura de refuerzo de las vigas de 40x60cm en el eje Y para el piso 8, del mismo software ETABS (previo al análisis pushover), generalizando la misma armadura de refuerzo en las vigas de 40x60cm, y se calcula la Capacidad de Momento Nominal resistente de estas vigas.

SENTIDO Y: PISO 8

MOMENTO EN VIGAS

$$M_n = F_y \times A_s \left(d - \frac{F_y \times A_s}{1.70 \times f'_c \times B} \right)$$

f'c=	240	Kg/cm2
Fy=	4200	Kg/cm2

B=	40	cm
H=	60	cm
rec=	3	cm
fi est=	1	cm
fi var long=	1.6	cm

d=	55.2	cm

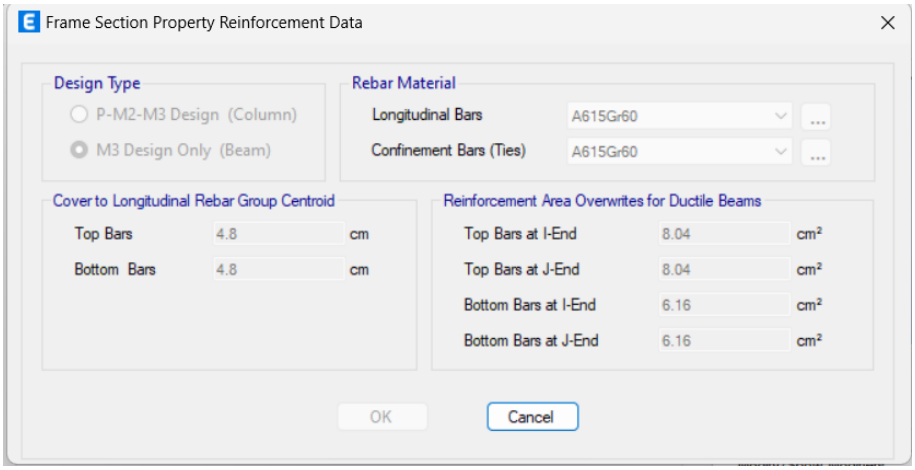
A's=	4fi16	**8.04**	cm2	acero superior, NEGATIVO
As=	6fi14	**6.16**	cm2	acero inferior, POSITIVO

INFERIOR	Mn=	1387120	Kg*cm
POSITIVO	**Mn=**	**13.87**	**T*m**

SUPERIOR	Mn=	1794124	Kg*cm
NEGATIVO	**Mn=**	**17.94**	**T*m**

El acero que se escogió, se coloca en definición de la sección del programa ETABS, imponiendo esta armadura en la sección de las vigas de 40x60cm en el eje Y para el piso 8.

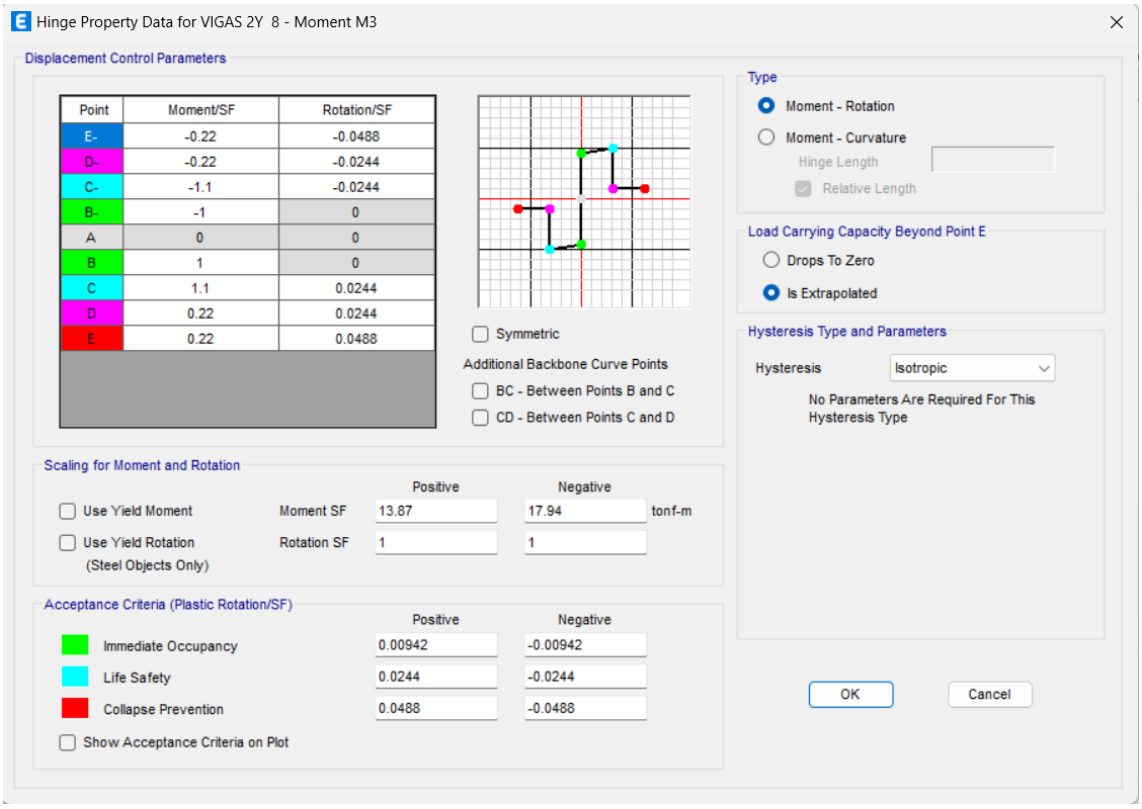
Figura 100. Ingreso del área de acero de refuerzo longitudinal en la viga tipo de 40x60cm



Fuente: ETABS

A continuación, se coloca los Momentos Nominales resistentes positivo y negativo, y los criterios de aceptación de estas vigas de 40x60cm en el eje Y para el piso 8.

Figura 101. Momentos nominales y criterios de aceptación en vigas 2Y 8



Fuente: ETABS