



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

Evaluación Sísmico Estructural de una Edificación Aplicando el
Método Pushover para su Mejoramiento en Ayacucho, 2022

TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE:
Ingeniero Civil

AUTOR:

Huayhua Quispe, Carlos Alberto (orcid.org/0000-0002-8339-7183)

ASESOR:

Mg. Sigüenza Abanto, Robert Wilfredo (orcid.org/0000-0001-8850-8463)

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN:

Diseño Sísmico y Estructural

LÍNEA DE RESPONSABILIDAD SOCIAL UNIVERSITARIA:

Desarrollo Sostenible y Adaptación al Cambio Climático

Lima – Perú

(2022)

Dedicatoria

Dedico este trabajo principalmente a Dios, por haberme dado la vida y permitirme el haber llegado hasta este momento tan importante de mi formación profesional. A mi madre, a mis hermanas, por ser el pilar más importante y por demostrarme siempre su cariño y apoyo incondicional sin importar nuestras diferencias de opiniones.

Agradecimiento

Agradecimiento a mis hermanas Kety Yanina y Jackelin Lizbeth por su apoyo incondicional e incansable, que sin ellas no hubiese podido iniciar este proyecto. También agradezco al Mg. Sigüenza Abanto, Robert Wilfredo por ser guía y por su paciencia en todo este proceso.

Índice de contenidos

Carátula.....	ii
Dedicatoria	ii
Agradecimiento	iii
Índice de contenidos	iv
Índice de tablas	v
Índice de figuras	vii
Resumen.....	xi
Abstract	xii
I. INTRODUCCIÓN	1
II. MARCO TEÓRICO.....	6
III. METODOLOGÍA.....	45
3.1 Tipo y diseño de investigación.....	46
3.2 Variables y operacionalización	46
3.3 Población y muestra	48
3.4 Técnicas e instrumentos de recolección de datos	49
3.5 Procedimiento.....	49
3.6 Método de análisis de datos	50
3.7 Aspectos éticos.....	50
IV. RESULTADOS.....	51
V. DISCUSIÓN	102
VI. CONCLUSIONES	109
VII. RECOMENDACIONES	112
REFERENCIAS.....	114
ANEXOS	119

Índice de tablas

TABLA 1. DEFINICIÓN OPERACIONAL.....	47
TABLA 2. RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DEL CONCRETO ARMADO.....	53
TABLA 3. DETALLE DE COLUMNA DEL PRIMER NIVEL.....	54
TABLA 4. DETALLE DE VIGAS DEL PRIMER NIVEL.....	54
TABLA 5. DETALLE DE COLUMNA DEL SEGUNDO NIVEL.....	55
TABLA 6. DETALLE DE VIGAS DEL SEGUNDO NIVEL.....	56
TABLA 7. RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DEL CONCRETO ARMADO.....	58
TABLA 8. DEFINICIÓN DE CARGAS.....	61
TABLA 9. MASA PARTICIPATIVA MODAL.....	65
TABLA 10. PATRÓN DE FUERZAS LATERALES EN EL EJE X.....	66
TABLA 11. PATRÓN DE FUERZAS LATERALES EN EL EJE Y.....	67
TABLA 12. VERIFICACIÓN DE CUMPLIMIENTO DE ACERO REQUERIDO EN LAS VIGAS DEL PRIMER NIVEL.....	69
TABLA 13. VERIFICACIÓN DE CUMPLIMIENTO DE ACERO REQUERIDO EN LAS VIGAS DEL SEGUNDO NIVEL.....	71
TABLA 14. VERIFICACIÓN DE CUMPLIMIENTO DE ACERO REQUERIDO EN LAS COLUMNAS DEL PRIMER NIVEL.....	72
TABLA 15. VERIFICACIÓN DE CUMPLIMIENTO DE ACERO REQUERIDO EN LAS COLUMNAS DEL PRIMER NIVEL.....	73
TABLA 16. DEFINICIÓN DE LA UBICACIÓN DE LAS RÓTULAS PLÁSTICAS EN VIGAS.....	74
TABLA 17. DEFINICIÓN DE LA UBICACIÓN DE LAS RÓTULAS PLÁSTICAS EN COLUMNAS.....	74
TABLA 18. DETALLE DE LAS COLUMNAS DEL PRIMER NIVEL.....	84
TABLA 19. DETALLE DE LAS VIGAS DEL PRIMER NIVEL.....	85
TABLA 20. DETALLE DE LAS COLUMNAS DEL PRIMER NIVEL.....	86
TABLA 21. DETALLE DE LAS COLUMNAS DEL PRIMER NIVEL.....	86
TABLA 22. PATRÓN DE FUERZAS LATERALES OBTENIDAS DEL ANÁLISIS DINÁMICO LINEAL QUE HA CONSIDERADO TODOS LOS MODOS DE LA ESTRUCTURA EN EL EJE X.....	89
TABLA 23. PATRÓN DE FUERZAS LATERALES OBTENIDAS DEL ANÁLISIS DINÁMICO LINEAL QUE HA CONSIDERADO TODOS LOS MODOS DE LA ESTRUCTURA EN EL EJE Y.....	90
TABLA 24. VERIFICACIÓN DE CUMPLIMIENTO DE ACERO REQUERIDO EN LAS VIGAS DEL PRIMER NIVEL.....	92
TABLA 25. VERIFICACIÓN DE CUMPLIMIENTO DE ACERO REQUERIDO EN LAS VIGAS DEL SEGUNDO NIVEL.....	94
TABLA 26. VERIFICACIÓN DE CUMPLIMIENTO DE ACERO REQUERIDO EN LAS COLUMNAS DEL PRIMER NIVEL.....	94
TABLA 27. VERIFICACIÓN DE CUMPLIMIENTO DE ACERO REQUERIDO EN LAS COLUMNAS DEL PRIMER NIVEL.....	95
TABLA 28. DEFINICIÓN DE LA UBICACIÓN DE LAS RÓTULAS PLÁSTICAS EN VIGAS.....	96
TABLA 29. DEFINICIÓN DE RÓTULAS PLÁSTICAS EN LAS COLUMNAS.....	97
TABLA 30. RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DEL CONCRETO.....	103
TABLA 31. COMPARACIÓN DE CUANTÍAS DE ACERO EN LAS COLUMNAS.....	103
TABLA 32. COMPARACIÓN DE DIÁMETROS MÍNIMOS DE REFUERZO EN LAS VIGAS Y COLUMNAS.....	104
TABLA 33. NIVELES DE DEMANDA SÍSMICA.....	104
TABLA 34. DESEMPEÑO SÍSMICO DE LA ESTRUCTURA REAL.....	106

TABLA 35. DESEMPEÑO SÍSMICO DE LA ESTRUCTURA PROPUESTA.....	107
TABLA 36. DUCTILIDAD DE LA ESTRUCTURA REAL	107
TABLA 37. DUCTILIDAD DE LA ESTRUCTURA PROPUESTA	107

Índice de figuras

FIGURA 1. ONDAS PRIMARIAS O LONGITUDINALES (ZIGURAT, 2016)	13
FIGURA 2. ONDAS SECUNDARIAS (ZIGURAT, 2016)	13
FIGURA 3. ONDAS SUPERFICIALES RAYLEIGH (ZIGURAT, 2016).....	14
FIGURA 4. MICROZONIFICACIÓN SÍSMICA DEL PERÚ	14
FIGURA 5. FACTORES DE ZONA SÍSMICA	15
FIGURA 6. ESPECTRO DE RESPUESTA DE SISMOS REALES. (ACELERACIÓN VS PERIODO).....	16
FIGURA 7. ESPECTRO DE DISEÑO TÍPICAMENTE UTILIZADO POR LOS CÓDIGOS DE DISEÑO.	16
FIGURA 8. ESPECTROS PROMEDIO DE ACCELERACIÓN PARA DIFERENTES CONDICIONES DE SUELO.	16
FIGURA 9. VARIACIÓN REAL APROXIMADO DE LAS DEFORMACIONES UNITARIAS Y ESFUERZOS.	17
FIGURA 10. MODELO DE WHITNEY.....	18
FIGURA 11. MODELO DE HOGNESTAD.....	18
FIGURA 12. MODELO DE KENT & PARK PARA CONCRETO CONFINADO POR ESTRIBOS RECTANGULARES.	19
FIGURA 13. MODELO PARA CONCRETO CONFINADO	19
FIGURA 14. MODELO ELASTOPLÁSTICO DEL ACERO.	20
FIGURA 15. MODELO ESFUERZO – DEFORMACIÓN TRILITERAL PARA EL ACERO	21
FIGURA 16. DISTRIBUCIÓN DE CARGA LATERAL, CASO 1	24
FIGURA 17. DISTRIBUCIÓN DE CARGA LATERAL, CASO 2	24
FIGURA 18. DISTRIBUCIÓN DE CARGA LATERAL, CASO 3	25
FIGURA 19. DISTRIBUCIÓN DE CARGA LATERAL, CASO 4	26
FIGURA 20. DISTRIBUCIÓN DE CARGA LATERAL, CASO 5	26
FIGURA 21. COMPORTAMIENTO DEL CONCRETO Y DEL ACERO EN CONDICIÓN DE CEDENCIA.	27
FIGURA 22. COMPORTAMIENTO DEL CONCRETO Y DEL ACERO EN CONDICIÓN DE FLUENCIA. (WHITNEY, 1987).....	27
FIGURA 23. DUCTILIDAD DEL MATERIAL O DUCTILIDAD POR DEFORMACIÓN	28
FIGURA 24. DUCTILIDAD DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL.	28
FIGURA 25. DUCTILIDAD DEL MIEMBRO O CURVATURA DE ROTACIÓN	28
FIGURA 26. DUCTILIDAD DE LA ESTRUCTURA O DUCTILIDAD DE DESPLAZAMIENTO	29
FIGURA 27. DUCTILIDAD DE ENERGÍA	29
FIGURA 28. CURVATURA DE UN ELEMENTO.	30
FIGURA 29. DIAGRAMA DE MOMENTO CURVATURA. SECCIÓN 0.25x0.50. ACERO EN TRACCIÓN VARIABLE	31
FIGURA 30. DIAGRAMAS DE MOMENTO CURVATURA APROXIMADOS	31
FIGURA 31. RÓTULA PLÁSTICA.	32
FIGURA 32. DIAGRAMAS MOMENTO CURVATURA-DEFORMACIÓN: DEFORMACIÓN, RATIO DE DEFORMACIÓN, CRITERIOS DE ACEPTACIÓN DE LA DEFORMACIÓN DE UN COMPONENTE O ELEMENTO.	32
FIGURA 33. FORMACIÓN DE ROTULA PLÁSTICA EN LOS EXTREMOS DE VIGA.....	33
FIGURA 34. MECANISMO IDEAL DE FORMACIÓN DE RÓTULAS PLÁSTICAS EN UN PÓRTICO.	34
FIGURA 35. NIVELES DE PELIGRO SÍSMICO	34

FIGURA 36 NIVELES DE SISMO.....	36
FIGURA 37. NIVELES DE DESEMPEÑO.....	39
FIGURA 38. NIVELES DE DESEMPEÑO.....	41
FIGURA 39. OBJETIVOS DE DESEMPEÑO SÍSMICO	42
FIGURA 40. OBJETIVO DE DESEMPEÑO PARA ESTRUCTURAS CONVENCIONALES.....	43
FIGURA 41. UBICACIÓN DE LA EDIFICACIÓN	52
FIGURA 42. PLANO DE LA PRIMERA PLANTA.....	53
FIGURA 43. PLANO DE LA SEGUNDA PLANTA	53
FIGURA 44. DETALLE DE COLUMNA DEL PRIMER NIVEL	54
FIGURA 45. DETALLE DE VIGA DEL PRIMER NIVEL	55
FIGURA 46. DETALLE TÍPICO DE ALIGERADO DEL PRIMER NIVEL	55
FIGURA 47. DETALLE DE COLUMNA DEL SEGUNDO NIVEL	56
FIGURA 48. DETALLE DE LAS VIGAS DEL SEGUNDO NIVEL.....	56
FIGURA 49. DETALLE DEL ALIGERADO DEL SEGUNDO NIVEL	57
FIGURA 50. VISTA FRONTAL DEL MODELADO DE LA EDIFICACIÓN	57
FIGURA 51. VISTA POSTERIOR DEL MODELADO DE LA EDIFICACIÓN	57
FIGURA 52. ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA.....	58
FIGURA 53. DEFINICIÓN DEL CONCRETO.....	59
FIGURA 54. DEFINICIÓN DEL ACERO DE REFUERZO.....	60
FIGURA 55. DEFINICIÓN DE LAS SECCIONES PARA LA COLUMNA.....	60
FIGURA 56. DEFINICIÓN DE LAS SECCIONES PARA VIGAS	61
FIGURA 57. DEFINICIÓN DE CARGAS.....	62
FIGURA 58. COMBINACIÓN DE CARGAS.....	62
FIGURA 59. EXTRACCIÓN Y ESTUDIO DE ROCA	63
FIGURA 60. IRREGULARIDAD EN PLANTA	64
FIGURA 61. ESPECTROS DE DEMANDA Y APORTICADO	64
FIGURA 62. DEFINICIÓN DE LA FUENTE DE MASA.....	65
FIGURA 63. FUERZA CORTANTE EN EL EJE X DEBIDO AL SISMO EN X DEL PRIMER Y SEGUNDO NIVEL	66
FIGURA 64. FUERZA CORTANTE EN EL EJE Y DEBIDO AL SISMO EN Y DEL PRIMER Y SEGUNDO NIVEL.....	67
FIGURA 65. APLICACIÓN DE FUERZAS CORTANTES EN EL EJE X.....	68
FIGURA 66. APLICACIÓN DE FUERZAS CORTANTES EN EL EJE X.....	68
FIGURA 67. REQUERIMIENTO DE ACERO DE REFUERZO EN EL PRIMER NIVEL	69
FIGURA 68. REQUERIMIENTO DE ACERO DE REFUERZO EN EL PRIMER NIVEL.....	71
FIGURA 69. DEFINICIÓN DE LA CARGA GRAVITACIONAL NO LINEAL.....	76
FIGURA 70. CASOS DE CARGA NO LINEAL PUSH-FZAS X Y PUSH-FZAS Y.....	77
FIGURA 71. CASOS DE CARGA NO LINEAL PUSH-MODO 1 Y PUSH-MODO 2	78
FIGURA 72. EJECUCIÓN DE LOS CASOS DE CARGAS NO LINEALES	78

FIGURA 73. PUNTO DE DESEMPEÑO PARA EL SISMO DE SERVICIO EN EL EJE X.....	79
FIGURA 74. PUNTO DE DESEMPEÑO PARA EL SISMO DE DISEÑO EN EL EJE X.....	79
FIGURA 75. PUNTO DE DESEMPEÑO PARA EL SISMO MÁXIMO EN EL EJE X.....	80
FIGURA 76. PUNTO DE DESEMPEÑO PARA EL SISMO DE SERVICIO EN EL EJE Y.....	81
FIGURA 77. PUNTO DE DESEMPEÑO PARA EL SISMO DE DISEÑO EN EL EJE Y.....	82
FIGURA 78. PUNTO DE DESEMPEÑO PARA EL SISMO MÁXIMO EN EL EJE Y.....	82
FIGURA 79. ENCAMISADO DE COLUMNAS.....	83
FIGURA 80. DEFINICIÓN DEL CONCRETO DE 210 KGF/CM ²	84
FIGURA 81. DETALLE DE COLUMNA DEL PRIMER PISO.....	85
FIGURA 82. DETALLE DE VIGAS DEL PRIMER PISO.....	85
FIGURA 83. DETALLE DE COLUMNA DEL SEGUNDO PISO.....	86
FIGURA 84. DETALLE DE VIGAS DEL SEGUNDO PISO.....	87
FIGURA 85. DEFINICIÓN DE SECCIÓN DE COLUMNA DE 35x35.....	87
FIGURA 86. DEFINICIÓN DE SECCIÓN DE VIGA 1 DE 35x45.....	87
FIGURA 87. DEFINICIÓN DE SECCIÓN DE VIGA 2 DE 35x45.....	88
FIGURA 88. CORTANTE EN EL EJE X DEBIDO AL SISMO EN X DEL PRIMER Y SEGUNDO NIVEL.....	89
FIGURA 89. CORTANTE EN EL EJE Y DEBIDO AL SISMO EN Y DEL PRIMER Y SEGUNDO NIVEL.....	90
FIGURA 90. APLICACIÓN DE FUERZAS CORTANTES EN EL EJE X.....	91
FIGURA 91. APLICACIÓN DE FUERZAS CORTANTES EN EL EJE X.....	91
FIGURA 92. REQUERIMIENTO DE ACERO DE REFUERZO EN EL PRIMER NIVEL.....	92
FIGURA 93. REQUERIMIENTO DE ACERO DE REFUERZO EN EL SEGUNDO NIVEL.....	93
FIGURA 94. PUNTO DE DESEMPEÑO PARA EL SISMO DE SERVICIO EN EL EJE X.....	97
FIGURA 95. PUNTO DE DESEMPEÑO PARA EL SISMO DE SERVICIO EN EL EJE X.....	98
FIGURA 96. PUNTO DE DESEMPEÑO PARA EL SISMO MÁXIMO EN EL EJE X.....	98
FIGURA 97. PUNTO DE DESEMPEÑO PARA EL SISMO DE SERVICIO EN EL EJE Y.....	99
FIGURA 98. PUNTO DE DESEMPEÑO PARA EL SISMO DE DISEÑO EN EL EJE Y.....	100
FIGURA 99. PUNTO DE DESEMPEÑO PARA EL SISMO MÁXIMO EN EL EJE Y.....	100
FIGURA 100. PARÁMETROS Y CRITERIOS DE ACEPTACIÓN DE ROTULAS PLÁSTICAS EN VIGAS.....	105
FIGURA 101. PARÁMETROS Y CRITERIOS DE ACEPTACIÓN DE ROTULAS PLÁSTICAS EN VIGAS.....	105
FIGURA 102. ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA.....	120
FIGURA 103. ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA.....	121
FIGURA 104. ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA.....	122
FIGURA 105. UBICACIÓN DEL ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA.....	123
FIGURA 106. ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA.....	124
FIGURA 107. ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA.....	125
FIGURA 108. RESULTADOS DEL ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA.....	126
FIGURA 109. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES DEL ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA.....	127

FIGURA 110. LIMITACIONES EL ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA.....	128
FIGURA 111. DETERMINACIÓN DEL ÍNDICE DE REBOTE EN EL ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA	129
FIGURA 112. DETERMINACIÓN DEL ÍNDICE DE REBOTE EN EL ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA	130
FIGURA 113. DETERMINACIÓN DEL ÍNDICE DE REBOTE EN EL ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA	131
FIGURA 114. DETERMINACIÓN DEL ÍNDICE DE REBOTE EN EL ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA	132
FIGURA 115. DETERMINACIÓN DEL ÍNDICE DE REBOTE EN EL ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA	133
FIGURA 116. ÍNDICE DEL ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA.....	134
FIGURA 117. UBICACIÓN DEL ESTUDIO DE ROCA.....	135
FIGURA 118. PESO ESPECÍFICO EN EL ESTUDIO DE ROCA	136
FIGURA 119. ENSAYO DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIMPLE DE LA ROCA	137
FIGURA 120. CONCLUSIONES DE ESTUDIO DE ROCA.....	138
FIGURA 121. PESO ESPECÍFICO Y ABSORCIÓN DE PIEDRA PARA CIMIENTO CORRIDO EN ESTUDIO DE ROCA	139
FIGURA 122. ENSAYO DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIMPLE EN ESTUDIO DE ROCA.....	140
FIGURA 123. FOTOS DE ESTUDIO DE ROCA	141
FIGURA 124. FOTOS DE ESTUDIO DE ROCA	142
FIGURA 125. PLANO ARQUITECTÓNICO DE LA EDIFICACIÓN.....	143
FIGURA 126. PLANO ESTRUCTURAL, COLUMNAS, VIGAS Y ZAPATAS	144
FIGURA 127. PLANO ESTRUCTURAL DE LA PRIMERA PLANTA (CIMIENTO)	145
FIGURA 128. PLANO ESTRUCTURAL, VIGAS.....	145
FIGURA 129. PLANO ESTRUCTURAL DE LA PRIMERA PLANTA.....	146
FIGURA 130. PLANO ESTRUCTURAL DE LA SEGUNDA PLANTA.....	146

Resumen

El objetivo de la presente investigación es evaluar el desempeño sísmico de una edificación aplicando el método Pushover y proponer sistemas de reforzamiento para su mejoramiento, Ayacucho, 2022. El enfoque de investigación es cuantitativo, de alcance descriptivo y diseño de investigación no experimental transversal. Los resultados del análisis Pushover en el eje X e Y mostraron que la estructura real solo puede soportar una demanda de servicio con un desempeño de ocupación inmediata antes de su colapso, es una estructura frágil y que su capacidad es insuficiente para las demandas de sismo diseño y máximo. La propuesta de reforzamiento mediante la técnica de encamisado mostraron que en el eje X la estructura puede soportar las demandas de sismo de servicio con un desempeño de ocupación inmediata, sismo de diseño con un desempeño de ocupación inmediata, sismo máximo con un desempeño de ocupación inmediata, del mismo modo en el eje Y la estructura puede soportar las demandas sísmicas teniendo un desempeño de ocupación inmediata frente a un sismo de servicio, desempeño de ocupación inmediata para un sismo de diseño, desempeño de seguridad de vida frente a un sismo máximo.

Palabras clave: Pushover, sismo, desempeño, ductilidad.

Abstract

The objective of this research is to evaluate the seismic performance of a building by applying the Pushover method and to propose reinforcement systems for its improvement, Ayacucho, 2022. The research approach is quantitative, with a descriptive scope and a non-experimental cross-sectional research design. The results of the Pushover analysis in the X and Y axis showed that the real structure can only support a service demand with an immediate occupation performance before its collapse, it is a fragile structure and that its capacity is insufficient for the earthquake design demands. and max. The reinforcement proposal using the cladding technique showed that in the X axis the structure can withstand the demands of service earthquake with immediate occupation performance, design earthquake with immediate occupation performance, maximum earthquake with immediate occupation performance. In the same way, in the Y axis, the structure can withstand seismic demands, having an immediate occupation performance against a service earthquake, immediate occupation performance for a design earthquake, life safety performance against a maximum earthquake.

Keywords:

Pushover, earthquake, performance, ductility.

I. INTRODUCCIÓN

El territorio peruano se encuentra situado en una zona de alta sismicidad debido a que sus costas están ubicadas en el Cinturón de fuego de Pacífico y en la zona de convergencia entre la Placa Sudamericana y la Placa de Nazca, por ello es importante conocer la situación de nuestras edificaciones para estar provistos ante un fenómeno sísmico.

El Centro Sismológico Nacional del IGP ha reportado 809 sismos en el año 2020 y durante el año 2021 un total de 802 eventos sísmicos. Anualmente en estos últimos cinco años se han reportado un promedio de 1000 sismos en todo el país.

Durante los siglos 20 y 21 se han registrado sismos catastróficos entre los cuales destacamos el terremoto del 31/05/1970 en Ancash, de magnitud 7.8 con un saldo de 67 mil muertos; el terremoto del 03/10/1974 en Lima, de magnitud 8.0 con un saldo de 252 muertos; el terremoto del 29/05/1990 en las regiones de San Martín, Cajamarca, Chachapoyas, Amazonas, Rioja, Moyobamba, Jaén y Bagua con un saldo de 77 muertos; El terremoto del 23/06/2001 en Moquegua, Tacna y Arequipa de magnitud 6.9 con un saldo de 74 fallecidos, el terremoto del 15/08/2007 en Ica, Lima, Ayacucho, Huancavelica y Junín de magnitud de Magnitud 7.9 con un saldo de 596 muertos, entre otros.

El terremoto y maremoto más fuerte reportado en la historia del Perú ocurrió el 28/10/1749, con una duración de tres a cuatro minutos, según datos históricos recopilados fue en promedio de magnitud 9.0 y dejó un saldo de 10000 muertos para una población aproximada de 60000 habitantes.

Según los informes de INDECI en el Perú existen tres zonas de acoplamiento sísmico que ocasionarán eventos sísmicos de gran magnitud y tamaño, de las cuales la más resaltante es la que está ubicada en la costa de las regiones de Ancash y Lima. Los investigadores proyectan que podría acontecer un terremoto de magnitud 8.8 Mw en caso se libere la energía acumulada durante todos estos años desde el terremoto sucedido en 1946 con un saldo de 11,296,352 habitantes y 2,298,305 viviendas afectadas. Solo en Lima y Callao en caso ocurra un sismo se proyecta que podría haber un total de 110,313 fallecidos (2% de la población de Lima), 2,096,835 heridos (20% de la población de Lima), 353,497 viviendas destruidas (10% de las viviendas en Lima) y 623,882 viviendas inhabitables (19% de las viviendas en Lima).

En el Perú las construcciones informales llegan a casi el 80% de las cuales el 50% son altamente vulnerables, estas construcciones informales no tienen licencia de construcción, se construye sin una adecuada supervisión ni seguridad de ingeniería, en consecuencia, si una edificación no se construye con lo que establecen mínimamente las normas técnicas ni calidad de materiales supervisados, ni un diseño hecho por profesionales, entonces, pondrá en riesgo de vida a sus habitantes y terceros.

Actualmente la mayoría de los análisis y diseño de construcción se realizan con métodos simplificados establecidos en las Normas tales como la NTE E.030, no obstante, estos diseños son demasiado conservadores, poco económicas y no reflejan el comportamiento real de la edificación lo que ocasiona problemas e incertidumbre a los propietarios.

Debido a que los análisis que establecen las normas técnicas peruanas no ofrecen resultados próximos al comportamiento real de las edificaciones, se tiene como una alternativa el Análisis Pushover el cual consiste en ir aplicando cargas laterales de forma progresiva hasta llevar a la estructura al límite del colapso o hasta un punto determinado. El Análisis Estático no Lineal PUSHOVER es un método que refleja de manera más aproximada al comportamiento real de las edificaciones ante un evento sísmico y actualmente ya es posible aplicar debido al avance tecnológico y a la disponibilidad de herramientas de computación mucho más ágiles.

En la presente investigación se plantea como **problema general**: ¿Cuál es el desempeño sísmico de una edificación aplicando el método Pushover para su mejoramiento, Ayacucho, 2022? Del mismo modo se plantean los siguientes **problemas específicos**: ¿Cuáles son las características físicas y mecánicas de la edificación, Ayacucho 2022?, ¿Cuál es la demanda sísmica de la edificación aplicando el método Pushover para su mejoramiento, Ayacucho, 2022?, ¿Cómo determinar la formación de las rotulas plásticas de los elementos estructurales de la edificación aplicando el método Pushover para su mejoramiento, Ayacucho, 2022?, ¿Cuáles son los niveles de desempeño para los diferentes niveles de amenaza sísmica de la edificación aplicando el método Pushover para su mejoramiento, Ayacucho, 2022?, ¿Cuál es el nivel de ductilidad de los elementos estructurales de la edificación aplicando el método Pushover para su mejoramiento, Ayacucho, 2022?, ¿Cuál es la propuesta de sistema de reforzamiento estructural

de la edificación aplicando el método Pushover para su mejoramiento, Ayacucho, 2022?. Esta investigación nos ayudará a determinar el nivel de desempeño sísmico para así conocer con mejor precisión el comportamiento de la edificación frente sismos de diferentes niveles con el propósito de proponer un reforzamiento en la estructura con la finalidad de reducir el posible número de víctimas y daños estructurales en el caso de un evento, siendo los habitantes de la edificación los beneficiarios directos, asimismo, esta investigación servirá como antecedente para otras investigaciones relacionadas que no están dentro de su alcance.

Se plantea como **objetivo general**: Evaluar el desempeño sísmico de la edificación aplicando el Método Pushover y proponer sistemas de reforzamiento para su mejoramiento, Ayacucho 2022; y como **objetivos específicos**: Determinar las características físicas y mecánicas de la edificación, Ayacucho 2022, determinar la demanda sísmica de una edificación aplicando el método Pushover para su mejoramiento, Ayacucho, 2022, evaluar y cuantificar la formación de las rotulas plásticas de los elementos estructurales de la edificación aplicando el método Pushover para su mejoramiento, Ayacucho, 2022; evaluar los niveles de desempeño para los diferentes niveles de amenaza sísmica de la edificación aplicando el método Pushover para su mejoramiento, Ayacucho, 2022, evaluar el nivel de ductilidad de los elementos estructurales de la edificación aplicando el método Pushover para su mejoramiento, Ayacucho, 2022; y plantear y proponer un sistema de reforzamiento estructural de la edificación aplicando el método Pushover para su mejoramiento, Ayacucho, 2022. Se plantea como **hipótesis general**: el desempeño sísmico de la edificación influye en el método Pushover para su mejoramiento, Ayacucho, 2022. Y como **hipótesis específicas**: las características físicas y mecánicas de la edificación influyen en el análisis estático no lineal Pushover para su mejoramiento, Ayacucho, 2022, el desarrollo de las rotulas plásticas en la edificación repercute en el análisis Pushover para su mejoramiento, Ayacucho, 2022, los niveles de demanda sísmica de la edificación afecta en los resultados del análisis estático no lineal Pushover para su mejoramiento, Ayacucho, 2022, los diferentes niveles de desempeño de la edificación se relacionan con el análisis estático no lineal Pushover para su mejoramiento, Ayacucho,2022, el nivel de ductilidad de la edificación se relacionan con el análisis Pushover para su mejoramiento, Ayacucho, 2022, la propuesta de

un sistema de reforzamiento estructural de la edificación se relaciona con el análisis Pushover para su mejoramiento, Ayacucho, 2022.

II. MARCO TEÓRICO

Fuentes (2018) en su investigación del Desempeño sísmico de un edificio de cinco niveles de concreto armado mediante el análisis estático no lineal "Pushover, empleó el enfoque de tipo cualitativo y cuantitativo y de tipo aplicada, nivel de investigación correlacional y un diseño de investigación no experimental transversal. La población y muestra estuvo compuesta por una edificación de cinco pisos de concreto reforzado constituido por pórticos y muros de corte, en la ciudad de Lima. La resistencia a la compresión de toda la estructura fue diseñada con un valor de 210 kg/cm², en la que se hizo una verificación exhaustiva de los datos recopilados y la aplicación del método Pushover. El resultado fue que la estructura logra su máxima capacidad cuando se ha alcanzado un desplazamiento de 15.62cm y una fuerza cortante de 1,406.00 toneladas aproximadamente. En conclusión, para la demanda de diseño, y demanda máxima el resultado fue de un nivel de desempeño de seguridad de vida y estabilidad estructural, cumpliendo así con lo planteado por el código ATC-40 (1996).

Paredes (2020), en su investigación sobre la Evaluación del desempeño sísmico de un edificio de muros estructurales de 14 pisos mediante análisis estático no lineal "Pushover" , empleo el enfoque cuantitativo de tipo aplicada, con un diseño de investigación no experimental – descriptiva, población constituida por todas las edificaciones de concreto reforzado con sistema estructural de muros estructurales de 14 pisos de la ciudad de Trujillo. Se utilizó un muestreo no probabilístico por juicio de experto, obteniendo así una muestra constituida por un edificio de concreto reforzado con un sistema estructural de muros estructurales de 14. Para la recogida de información se utilizaron fichas y formatos, el estudio se realizó mediante la técnica descriptiva. Finalmente, los resultados mostraron que el punto de desempeño en la dirección del eje X para los eventos sísmicos frecuente, ocasional, raro y muy raro se encuentra dentro de la curva de capacidad; en la dirección del eje Y el punto de desempeño para los eventos sísmicos frecuente, ocasional se encuentran fuera del rango de la curva de capacidad.

Cumpa y Quispe (2019), su objetivo fue comprobar el desempeño de la estructura de la Institución Educativa N° 50217 de la comunidad de Umachurco – San Salvador, evaluándolos según las normas FEMA 356 y ATC-40, para las diferentes demandas sísmicas, aplicando el método Pushover, para ello empleó el enfoque de tipo cuantitativo con un nivel de investigación descriptiva, se usó el método

hipotético deductivo y diseño de investigación experimental. La población de estudio es la Institución Educativa N°50217 de la comunidad de Umachurco del departamento de Cusco, la muestra fue el bloque uno de la I.E., la muestra es no probabilística ya que su elección fue tomando en cuenta ciertos aspectos como el factor de importancia o de uso de la edificación. Finalmente, los resultados demostraron que para una demanda sísmica ocasional el punto de desempeño tiene un desplazamiento lateral de 2.26cm con una fuerza cortante de 183.71 Ton. lo que significa que no cumple con los lineamientos del ATC – 40, del mismo modo para una demanda sísmica de diseño el punto de desempeño tiene un desplazamiento lateral de 3.67 cm con una fuerza cortante de 231.47 Ton. que tampoco cumple con la norma ATC-40. En conclusión, la estructura no cumple con los niveles de desempeño establecidos por la norma ATC-40.

Llocle (2021), en su investigación sobre la Evaluación de desempeño estructural utilizando Análisis Estático no lineal (Pushover) del bloque del nivel secundario del colegio Emblemático Ladislao Espinar ubicado en la ciudad de Espinar – Cusco, de tipo cuantitativa y cualitativa, nivel de estudio descriptivo, diseño de investigación no experimental transeccional. Después del Análisis Estático no Lineal se obtuvieron los siguientes resultados, un desplazamiento total máximo del 15.67 mm en el eje X-X, 13.03 mm en la dirección Y-Y, frente a una demanda de sismo de servicio, un desplazamiento total máximo de 59.21 mm en el eje X-X, 26.07 mm en la dirección Y-Y para el sismo de diseño, un desplazamiento total máximo de 120.23 mm en la dirección X-X, 32.45 mm en la dirección Y-Y frente a la demanda de sismo máximo. En conclusión, el desempeño estructural para un sismo de servicio y el sismo de diseño es de ocupación inmediata, mientras que para el sismo máximo es operacional.

Cahuana y Ccaso (2021), su objetivo fue evaluar el desempeño sísmico aplicando el análisis estático no lineal (PUSHOVER) del Módulo de la Comisaría de Ciudad Nueva, Tacna 2021, con una investigación de nivel descriptivo, tipo básica según el propósito y un diseño documental. La población estuvo compuesta por la comisaría de Ciudad Nueva y la muestra fue el Módulo I2 de la comisaría. La técnica para la recolección de datos fue la recopilación documental a través de fichas de inspección y fichas de gabinete, se realizó primer lugar el análisis lineal de acuerdo a la norma E.030, luego se realizó el análisis estático no lineal (PUSHOVER),

ambos con el programa ETABS, obteniéndose así una curva capacidad en el eje X donde hay un desplazamiento máximo del 0.154 m con un cortante en la base de 488014.84 kgf y para el eje Y se tiene un desplazamiento de 0.082 m y un cortante de 425582.07 kgf. Después de aplicar el análisis estático no lineal se concluye que la edificación no cumple con los objetivos de desempeño establecidos por el Comité VISION2000 ya que frente a un nivel de peligro sísmico frecuente el nivel de desempeño es totalmente operacional, frente a la demanda de un sismo raro el nivel de desempeño está en el rango de seguridad de vida y para la demanda de sismo muy raro el nivel de desempeño está cerca al colapso.

Torre (2019), su objetivo fue determinar el análisis no lineal estático de una edificación de albañilería confinada en la ciudad de Huancavelica – 2018 de tipo aplicada, para ello empleó un nivel de investigación descriptiva, la población estuvo compuesta por una estructura de albañilería confinada y como muestra fue la misma población, es decir que la muestra es la misma población. Las técnicas de recolección fueron la observación, el análisis documental, los instrumentos de recolección fueron medios electrónicos, fichas de observación. Para el análisis de datos se utilizó la estadística descriptiva, paquetes de software como Excel SAP2000, Etabs, Autocad, los resultados demostraron que en el eje X para una fuerza cortante de 175.75 t. hay un desplazamiento de 2.74 cm y en el eje Y para una fuerza cortante de 153.19 t. hay un desplazamiento de 2.90 cm. En conclusión, después de la aplicación de A.E.N.L. los niveles de desempeño se encuentran en un nivel de la ocupación inmediata.

Segura (2021), su objetivo fue comparar el nivel de desempeño sísmico de dos edificaciones ubicadas en zona de amenaza sísmica alta con grado de disipación de energía DES, con similar disposición geométrica en planta y altura, por el método Pushover, para ello escogió una edificación ubicada en una zona altamente sísmica, a continuación hizo el predimensionamiento, diseño de los elementos estructurales de acuerdo a la normativa NSR-10 y bajo la filosofía de diseño por desempeño, la modelación del software busco simular de la mejor manera el comportamiento de la estructura real, se modelo siguiendo lo establecido por la Norma ASCE/SEI 41-17 para el modelamiento y diseño, se determinó el nivel de desempeño para los diferentes sismos y evaluar el comportamiento de la edificación, para la evaluar el nivel de daño en los componentes estructurales de

cuantificó las rotulas plásticas en cada uno de los niveles de desempeño, se pudo observar la redistribución de las fuerzas en los elementos estructurales y su comportamiento, para finalmente interpretar los resultados del diseño y del A.E.N.L. y así discutir la ventajas y deficiencias de la metodología planteada por el AIS 114-17 para edificios en zona de amenaza sísmica alta con sistema estructural combinada. En conclusión, se pudo observar que el método AIS 114-17 requieren para su procedimiento gran cantidad de hojas de cálculo, tiempo y recursos a diferencia de usar softwares especializados los cuales realizan el análisis de manera mucho más rápido y menos conservadora. El desempeño sísmico de la edificación ante el sismo de diseño se desplazó 24cm en ambas direcciones X e Y llegando al punto de desempeño de ocupación inmediata (OI) generando daños leves en las vigas de los tres primeros pisos.

Yugcha (2018), su objetivo fue realizar la evaluación estructural aplicando el método PUSHOVER en una construcción informal para determinar el punto de desempeño ante un evento sísmico, sector La Forestal, Cantón Quito, Provincia de Pichincha, para su desarrollo se inició revisando métodos para realizar la evaluación estructural, se presentó el marco teórico relevante al Análisis estático no lineal, se realizaron ensayos para determinar las propiedades geométricas y estructurales de la estructura, luego se pasó a modelar la estructura para determinar los niveles de daño, finalmente se comparan los daños de la estructura con los niveles de daño propuestos por la Norma Ecuatoriana y el Comité VISION 2000 para que se pueda determinar una estrategia de rehabilitación. Los resultados del análisis estático no lineal demostraron que la estructura tiene una alta vulnerabilidad sísmica debido a que se construyó sin ninguna norma de construcción y sin ningún control durante su construcción, los ensayos mostraron que la estructura no cumple con las cuantías mínimas de acero de acuerdo a la Norma NEC 2015, los ensayos de esclerometría demostraron que los valores de resistencia de las columnas fueron entre 70kg/cm y 230 kg/cm lo que indica una baja resistencia.

Duarte, Martínez y Santamaria (2017), su objetivo fue utilizar el análisis estático no lineal "Pushover" para evaluar el comportamiento y funcionalidad estructural del cuerpo central del edificio de la Facultad de Medicina de la Universidad de El Salvador, la metodología para la evaluación estructural por desempeño se basó en

los lineamientos de FEMA-356 y ATC-40, antes del análisis Pushover se revisa las condiciones de la estructura, planos, deterioros en los elementos estructurales, ensayos para corroborar la cantidad de acero y su disposición, posterior a estas revisiones previas, se procedió con el A.E.N.L. Pushover a través de un software de análisis y diseño estructural para obtener la curva capacidad, demanda de sismos y el punto de desempeño de la estructura. En conclusión, luego de las revisiones previas y el análisis estático no lineal se determinó el punto de desempeño con un desplazamiento de 15.89 cm para una fuerza cortante de 2523.41 ton el cual cumple con el nivel de desempeño de seguridad de vida para la demanda establecida en la NTDS manteniendo un margen de deformaciones antes del límite de control de daños en la estructura de 20.59 cm y antes del límite de seguridad de vida de 32.75 cm, mediante la aplicación del método ATC-40 realizado con el software SAP2000 se obtuvo un desplazamiento de 10.94 cm para una fuerza cortante de 2258.87 ton cumpliendo con el nivel de desempeño de seguridad de vida.

Orellana y Parra (2017), en su investigación Evaluación de desempeño sísmico de un edificio aporricado de hormigón armado según la norma ecuatoriana de construcción (NEC-SE-RE,2015), realiza un análisis estático no lineal "Pushover" para obtener el punto de desempeño mediante los métodos ATC-40 y FEMA 440, luego se realiza el análisis dinámico no lineal para finalmente comparar estos métodos empleados. Según los resultados obtenidos se concluye que el beneficio de la aplicación del Análisis dinámico no lineal es que permite determinar con mayor precisión los desplazamientos en la estructura en comparación con el A.E.N.L. Pushover, por otro lado el desempeño de la estructura es inadecuado porque presento fallas en las vigas porque las derivas no superaron el límite máximo permisible de 2% llegando a valores de 1.84 para el análisis ATC-40, 1.8% para FEMA 440 y 1.77% para el ADNL, los resultados de las rotulas plásticas en las vigas muestran que la estructura presenta daños en ambos métodos AENL y ADNL, que superaron el nivel de desempeño de colapso, mientras que las rotulas de las columnas han alcanzado el nivel de desempeño de ocupación inmediata cumpliendo con lo que establece en el FEMA 356 para el nivel de desempeño estructural, finalmente concluyendo que la edificación no cumple con las solicitaciones de desempeño establecidos para una estructura esencial.

Castillo (2016), en su investigación evalúa el daño sísmico esperado en una estructura de mampostería reforzada típica en la República Dominicana mediante la aplicación del A.E.N.L. con el objetivo de definir el espectro de capacidad, su punto de desempeño y las curvas de fragilidad, comparando los resultados con los obtenidos al aplicar un modelo de daño propuesto recientemente por Pujades et al (2015), en el trabajo aplica dos métodos para la definición del daño estructural, el propuesto en el proyecto RISK-UE de nivel 2 en su paquete de trabajo WP4 que evalúa el escenario sísmico en términos espectrales y se utiliza para obtener las curvas de fragilidad, el punto de desempeño y la matriz de probabilidad de los daños del edificio, esta técnica considera cuatro etapas de daño no nulo 1. Leve, 2. Moderado, 3. Extensivo y 4. Completo, por otro lado, el modelo paramétrico de Pujades et al (2005) que permite aislar el comportamiento lineal y no lineal de la curva capacidad. En conclusión, la estructura es más frágil en el eje Y, los daños son moderados y completo de acuerdo a los requisitos que establece la norma y respecto al daño esperado la edificación tiene elevadas probabilidades de incursionar en el daño moderado, severo y llegar al límite del colapso.

Los sismos son vibraciones de la superficie de la tierra que son ocasionadas por distintas anomalías tales como erupciones volcánicas, fenómenos ocasionados en las cavernas subterráneas y hasta por explosiones. No obstante, los eventos sísmicos más fuertes son de origen tectónico (Bazán y Meli, 2004) que se deben a la liberación repentina de energía que se han ido acumulando bajo la corteza terrestre debido a las enormes presiones entre las placas tectónicas y que se exteriorizan en formas de eventos sísmicos. (Zigurat, 2017)".

Las ondas sísmicas son consecuencia de la reproducción de un evento sísmico que se propagan desde el hipocentro, el cual genera tipos de ondas: ondas de cuerpo que son ondas internas y ondas superficiales (Herráiz Sarrachaga).

Podemos distinguir cuatro tipologías de ondas sísmicas:

Las Ondas P (primarias) son ondas que aplastan y expanden las rocas y se propagan en la misma dirección de la onda, tienen la propiedad de viajar a través de los sólidos, líquidos y gases.

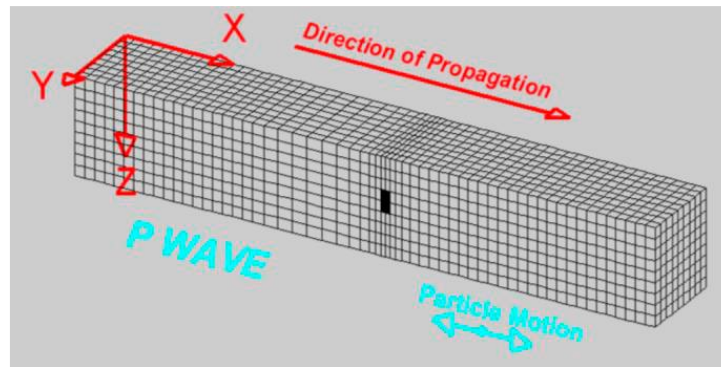


Figura 1. Ondas Primarias o longitudinales

Fuente: Zigurat 2017

Las Ondas S son ondas de corte causan deformaciones por corte y sacuden la roca en forma perpendicular a como se propaga la energía que se libera en el hipocentro, estas ondas no pueden viajar a través de fluidos tales como el aire y los líquidos. Las ondas S tienen dos componentes: las ondas Sv que es de movimiento vertical y las ondas SH que son de movimiento horizontal y que en muchos casos son determinantes para los análisis de respuesta de sitio. Las ondas primarias se desplazan con mayor rapidez que las ondas secundarias.

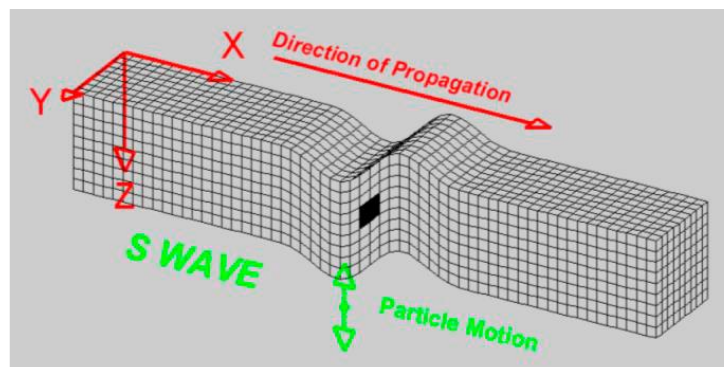


Figura 2. Ondas Secundarias

Fuente: Zigurat 2017

Las Ondas R (Ondas Rayleigh) son ondas que desplazan las rocas de forma perpendicular a la superficie con forma elíptica, generalmente son de periodos largos.

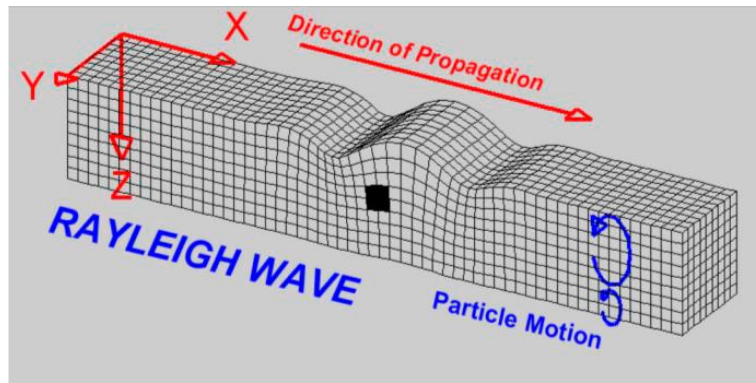


Figura 3. Ondas superficiales Rayleigh (Zigurat, 2016)

Fuente: Zigurat 2017

Las Ondas L (Ondas Love) son ondas que se desplazan en la superficie en Angulo recto a la de su expansión y resultan de la interacción de las ondas Sh con la superficie terrestre, estas ondas carecen del componente vertical y para que se formen requieren de un suelo estratificado.

El peligro sísmico se relaciona con la posibilidad de que ocurra un sismo en una zona dada con una cierta magnitud o superior. Según el ASCE-SEI 41-13 el peligro sísmico estará basado en la ubicación de la edificación con respecto a las fallas que la ocasionan. (ASCE-SEI 41-13, 2013)

La NTP E.030 ha dividido al territorio peruano en cuatro zonas



Figura 4. Microzonificación sísmica del Perú

Fuente: NTP E.030

la NTP E.030 fija un factor Z según la zona se ubique el área geográfica, este factor Z se manifiesta como un factor de la gravedad e indica la aceleración máxima horizontal en suelo rígido con una posibilidad de excedencia del 10% en cincuenta años.

Factores de zona sísmica.

Factores de Zona "Z"		
	4	0.45
	3	0.35
	2	0.25
	1	0.10

Figura 5. Factores de zona sísmica

Fuente: NTP E.030

Efecto sísmico en las estructuras, Las fuerzas sísmicas ocasionan daños a las estructuras son debido a la interacción entre la aceleración de un evento sísmico y la masa estructural. El daño estructural dependerá de la masa de la estructura y las fuerzas del evento sísmico.

Las fuerzas de un sismo se transmiten a la edificación a través de su cimiento, mientras la edificación por inercia trata de mantenerse en su estado de reposo, es entonces que estas fuerzas de inercia ponen en riesgo de dañar a la edificación. El sismo está conformado por dos componentes, una vertical y otra horizontal, como ya se mencionó anteriormente el sismo horizontal será la que defina el comportamiento de la estructura y su grado de amplificación dependerá del amortiguamiento, y la relación entre los periodos de la estructura y el suelo. Un movimiento del suelo con periodos largos afectara en mayor medida a edificios altos, mientras que los movimientos con periodos cortos afectaran a los edificios de menor altura debido a su rigidez. Los sismos moderados pueden ser calculados con una muy buena aproximación por los métodos de lineales ya que las estructuras tienen un comportamiento dentro del rango elástico, pero a medida que estos sismos se van haciendo más severos la edificación incursionará en el rango plástico y se reducirá su rigidez. (Bazán & Meli, 2004)

Los espectros de respuestas son un conjunto de oscilaciones con una irregularidad alta que representa un sismo real, su esquema representa de forma detallada el contenido de frecuencias. (Zigurat, 2016)

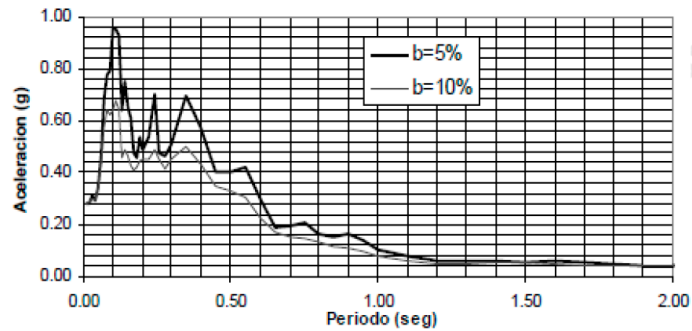


Figura 6. Espectro de respuesta de sismos reales. (Aceleración vs Período).

Fuente: Zigurat 2017

El espectro de diseño es el producto de promediar varios espectros de respuesta con múltiples movimientos sísmicos y regularmente tienen curvas suavizadas.

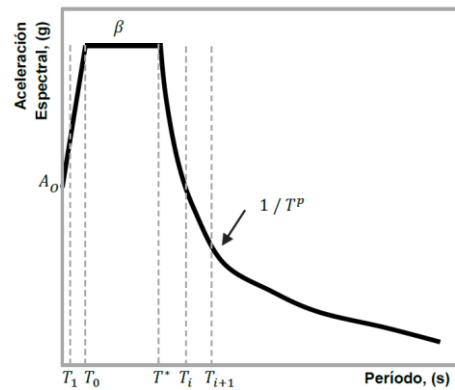


Figura 7. Espectro de diseño típicamente utilizado por los códigos de diseño.

Fuente: Alonso, J. 2007

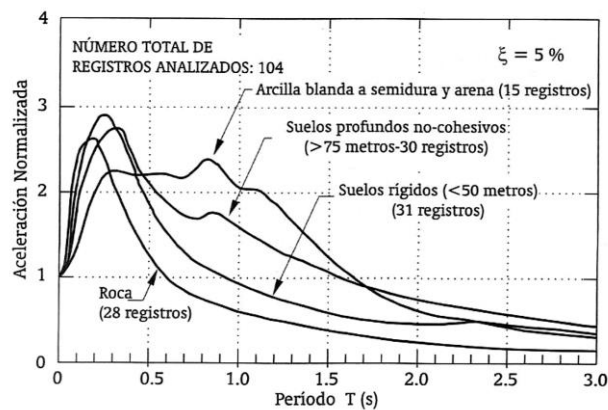


Figura 8. Espectros promedio de aceleración para diferentes condiciones de suelo.

Fuente: Alonso, J. 2007

El Espectro de respuesta inelástica es obtenido de multiplicar el espectro de respuesta elástico por un factor de reducción que dependerá del tipo de estructura. Debido a que diseñar una estructura con el espectro elástico implica construir una estructura que responda elásticamente a sismos de gran magnitud sin sufrir ningún daño y que resulta costoso es poco conveniente considerando que la ocurrencia de estos eventos sísmicos tiene una baja probabilidad, es mejor usar un espectro de respuesta inelástica. (Zigurat, 2016)

El factor o coeficiente de reducción “R” es obtenido de la multiplicación de los factores de irregularidad estructural en planta, irregularidad estructural en altura y el coeficiente básico de reducción.

$$R = R_0 \cdot I_a \cdot I_p \quad \text{Ecuación Factor de reducción}$$

R_0 : Coeficiente básico de reducción

I_a : factor de irregularidad estructural en altura

I_p : factor de irregularidad estructural en planta

Modelos esfuerzo - deformación para el concreto confinado, La deformación unitaria del hormigón en una viga varia proporcionalmente desde cero en eje neutro hasta un valor máximo en la fibra extrema de la viga, a su vez la posición del eje neutro depende de la magnitud de los esfuerzos, el historial de cargas pasadas, el revenimiento del concreto, el tamaño y la separación entre las grietas, la rapidez de la carga, etc.

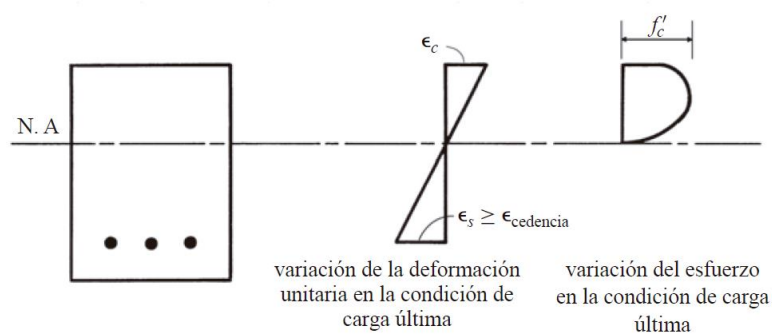


Figura 9. Variación real aproximado de las deformaciones unitarias y esfuerzos.

Fuente: McCormac, 2008

EL modelo de Whitney logro reemplazar el bloque curvo de esfuerzos por un rectangular equivalente, de intensidad $0.85f'_c$ y altura $a = \beta_1 * c$, este bloque curvo debe ser equivalente a la del bloque curvo de esfuerzos y los centroides de los

bloques también corresponderse. El valor de β_1 es igual a 0.85 para resistencias del concreto menores a 30MPa y debe reducirse 0.05 cada 7MPa que aumenta su resistencia. McCormac (2008). Este modelo es bastante utilizado por varias normas, pero resulta muy conservador. (Vergara y Zevallos, 2014)

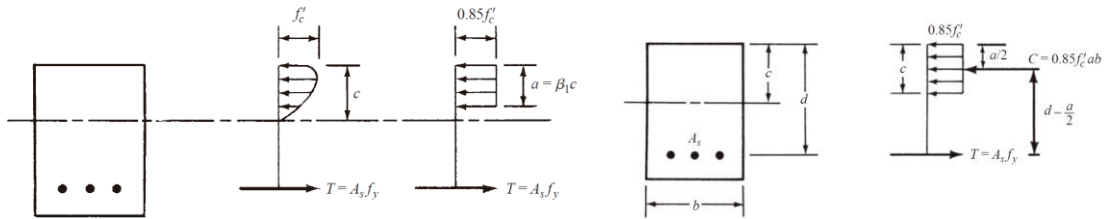


Figura 10. Modelo de Whitney.

Fuente: McCormac, 2008

El Modelo de Hognestad está compuesto por un tramo lineal y otro de segundo grado (parabólico) (Choque y Luque, 2019), adopta el valor de deformación del concreto de $\epsilon_0=0.002$ para su resistencia máxima f'_c y una deformación máxima ϵ_{cu} comprendido entre 0.003 y 0.004 antes de su ruptura. (Ottazzi, 2011).

$$f_c = \left[\frac{2\epsilon_c}{\epsilon_0} - \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_0} \right)^2 \right] \quad \text{Ecuación del tramo parabólico}$$

$$f_c = f'_c [1 - k(\epsilon_c - \epsilon_0)] \quad \text{Ecuación del tramo lineal}$$

$$k = \frac{0.15}{0.0038 - \epsilon_0}$$

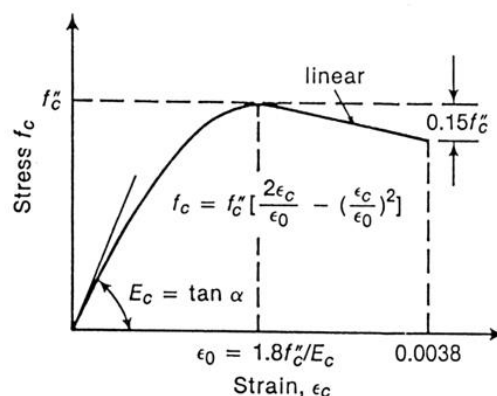


Figura 11. Modelo de Hognestad

Fuente: Ottazzi, 2011

El Modelo de Kent y Park, en este modelo la presencia de los estribos ayuda en la resistencia del concreto y a mantener su ductilidad ante las deformaciones

excesivas. Este refuerzo de confinamiento a su vez depende del volumen del acero transversal, su espaciamiento, su f'_c y el área de su sección. (Vergara y Zeballos, 2014). Este modelo consta de tres secciones: la primera que tiene una relación con la resistencia máxima a la compresión f'_c y la deformación unitaria $\epsilon_0 \approx 0.002$, la segunda que es una pendiente negativa y que se relaciona con acero de refuerzo transversal y la tercera que es una pendiente igual a cero y que no es capaz de absorber mas cargas pero si deformaciones.

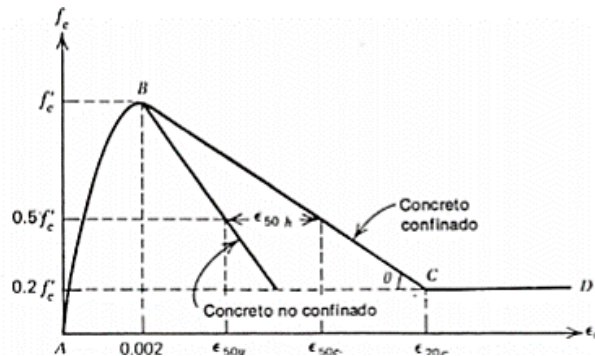


Figura 12. Modelo de Kent & Park para concreto confinado por estribos rectangulares.

Fuente: Ottazzi, 2011

En el Modelo confinado de Mander se puede aplicar tanto para miembros rectangulares como circulares (Chavesta, 2019), es uno de los que más se usa investigaciones del comportamiento de elementos de concreto a flexión y flexo compresión (Ottazzi), considera las variables del nivel de confinamiento, espaciamiento (Cahuana y Ccaso, 2021), Mander afirma que el confinamiento mejora la resistencia del concreto y su deformación unitaria.

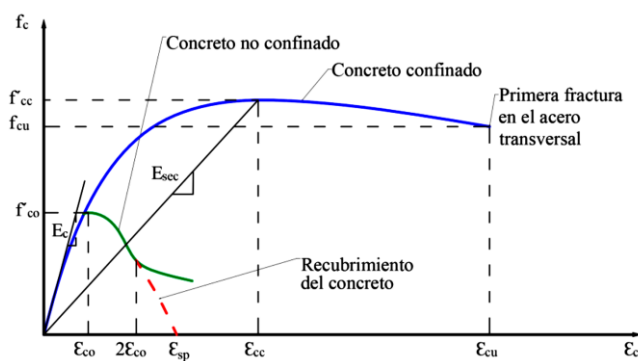


Figura 13. Modelo para concreto confinado

Fuente: Mander, Priestley y Park, 1988

El concreto tiene una elevada resistencia a la compresión, sin embargo, su resistencia a la tracción se reduce a un 10%, es por ello que es importante el uso del acero como refuerzo a la tracción, por lo que es necesario mostrar algunos modelos de comportamiento de este elemento:

Modelo elastoplástico, Para Hernández & Mieles (2015) el modelo elastoplástico está compuesta por dos curvas, la primera que representa a la zona elásticamente perfecta y que su comportamiento cumple con la ley de Hooke y la segunda curva representa a la zona inelástica o plástica, es decir cuando el acero a alcanzado su cedencia. Esta curva ignora el comportamiento posterior de la resistencia despues de haber alcanzado la fluencia y asume que tiene un comportamiento plástico constante.

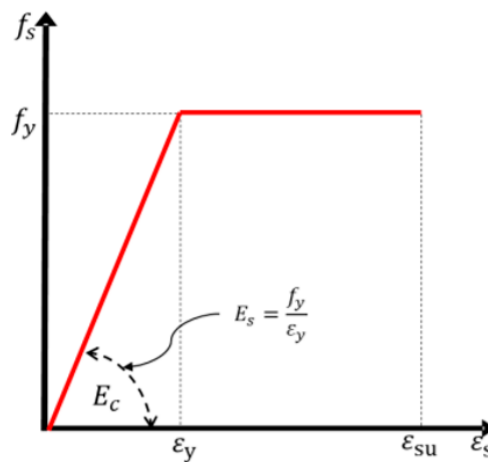


Figura 14. Modelo elastoplástico del acero.

Fuente: Hernández & Mieles, 2015

El Modelo trilineal tiene tres fases: la fase elástica en la que el comportamiento de la estructura cumple con la ley de Hooke, la zona de fluencia en la que el acero se deforma sin un incremento de cargas y la fase de post fluencia en la que el acero sufre un endurecimiento admitiendo un aumento de resistencia y deformación y se representa mediante un aumento de su pendiente. (Aguilar, 2015)

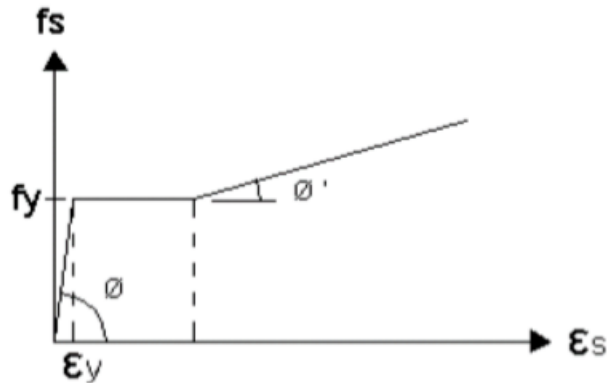


Figura 15. Modelo esfuerzo – deformación trilateral para el acero

Fuente: Vergara & Zeballos, 2014

El Análisis estático no lineal – Pushover consiste en aplicar un patrón de fuerzas laterales a una estructura que está sometida a cargas gravitacionales constantes, este patrón de fuerzas se incrementa de forma secuencial hasta un desplazamiento objetivo o al punto del colapso, es decir a su máxima capacidad de desplazamiento antes que la estructura falle. (Llocle, 2021). Es así que podemos observar cómo incursiona en la zona no lineal y se produce agrietamientos en el concreto, la cedencia, formación de las primeras rótulas, hasta llegar al punto de falla de los elementos estructurales (Cumpa y Quispe 2019).

En el proceso de la aplicación del AENL la estructura inicia con comportamiento elástico que está asociado a su rigidez inicial, luego de que se incrementa las fuerzas laterales los elementos estructurales superarán su resistencia elástica lo que producirá una reducción de rigidez y su incursión en el rango plástico en relación a su ductilidad (Yucra 2019). A cada componente estructural se le fijan rótulas en las zonas donde se espera que tenga un comportamiento plástico en función del tipo de falla, los cuales indican su capacidad de cedencia y última en términos de curvaturas, rotaciones o desplazamientos (Torre 2018). A medida que van aumentando las fuerzas laterales sobre la estructura van apareciendo las rótulas en cada uno de los elementos mostrando el mecanismo de falla ya sea dúctil (que admite grandes deformaciones antes de llegar a la ruptura) o falla frágil (fracturarse con facilidad sufriendo poca o nula deformación) y dependiendo de ello puede llevar al colapso de la edificación. La edificación seguirá deformándose en el rango plástico entre tanto los elementos sean lo suficientemente dúctiles o los elementos frágiles no comprometan su estabilidad. (Chiuyari y Olivas 2018).

El A.E.N.L. transforma el sistema de múltiples grados de libertad a un sistema de un grado de libertad equivalente con características de histéresis adecuados (Paredes, 2020).

Con la aplicación del A.E.N.L. podemos determinar la capacidad de resistencia que tiene la edificación y cotejarla con la demanda establecida por un evento sísmico o de otra naturaleza. La capacidad resistente depende de las características propias de la estructura tales como su geometría, la cantidad de acero longitudinal y transversal y su disposición, la rigidez, deformación, ductilidad, etc. que son valores constantes, mientras que la demanda depende de la amenaza sísmica, su emplazamiento, duración, periodo, aceleración y otras características globales, es decir, fuerzas externas variables a las que será sometida la estructura. (Ramírez 2013)

Si bien es cierto el A.D.N.L. tiempo historia hace un análisis más completo y sus resultados de respuesta sísmica son más realistas ante una demanda sísmica, resulta poco aplicable debido a su complejidad, mientras que el AENL es un método mucho más simplificado y resulta muy práctico. Entonces, el A.E.N.L. sería un paso intermedio entre análisis lineal estático y el análisis tiempo historia. (Paredes 2020) Duarte, Martínez y Santamaria (2017) Para poder realizar este análisis es preciso contar con la siguiente información: a) Características del material de la cual está compuesta la estructura, b) Las dimensiones geométricas de cada elemento estructural, cantidad y detallado del refuerzo longitudinal y transversal que lo componen, c) Las cargas gravitacionales aplicadas sobre la estructura, d) La resistencia de cada elemento estructural (losas, columnas y vigas), e) Colocación de rótulas plásticas según el tipo de elemento estructural y sus propiedades de esfuerzo deformación, f) Cargas laterales aplicadas de manera distribuida en los centros de masas de cada piso provenientes de la aplicación del primer modo de vibración.

(Zigurat, 2017) propone un procedimiento para el AENL: 1) Se define un primer caso en el que el modelo que incluya el efecto de la carga gravitacional (cargas permanentes y variables), 2) Se define un segundo caso en la que se aplica un patrón de cargas laterales de modo que alguno de sus elementos estructurales esté sometido a esfuerzos al menos del 10% de su resistencia. El segundo caso inicia al final del primer caso, 3) Se define un punto de control, que generalmente está

ubicado en el último piso, desde el cual se controlara el desplazamiento a medida que se va incrementando la fuerza cortante. 4) Asignar las rótulas plásticas en cada elemento estructural basados en los documentos FEMA 356 o ASCE/SEI 41, 5) Se obtienen el patrón de rotulas plásticas y la curva de capacidad expresada en términos del desplazamiento en el nodo de control vs las fuerzas cortantes aplicadas.

Definición del patrón de cargas laterales, Cuando se realiza el A.E.N.L. Pushover es fundamental el correcto patrón de fuerzas laterales que se va a aplicar ya que este influye en la determinación de la curva de capacidad. Debido a las cargas laterales no tienen un patrón único, estas pueden caracterizarse por tener formas triangulares, parabólicas, uniformes, entre otros. Debemos tener en cuenta que para obtener una representación que se asemeje a la realidad, el patrón de fuerzas laterales aplicados debe ser similares a las fuerzas sísmicas estáticas equivalentes. para ello mostraremos 5 casos que engloben todas las opciones para plantear nuestro patrón de cargas laterales:

Caso 1: Se asocia a la distribución vertical proporcional a la forma del modo fundamental de vibración en la dirección bajo consideración y que de manera general podemos esperar una distribución triangular no exacta pero que tiende a esa distribución. Cuando hablamos de modo fundamental hablamos de modo uno, el modo principal de la estructura, aquel que tiene mayor incidencia en la respuesta dinámica de la misma, para casos de estructuras regulares el modo 1 tiene a acumular mas del 80% de la masa participativa y por ello es de mayor importancia. (Zigurat, 2017)

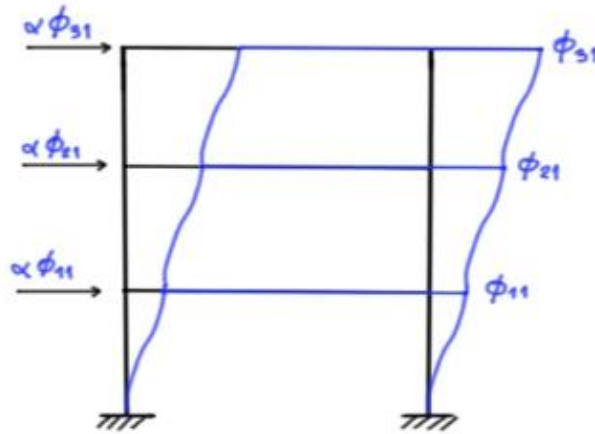


Figura 16. Distribución de carga lateral, Caso 1

Fuente: Zigurat, 2016

Caso 2: Distribución de las fuerzas laterales en cada piso, proporcional a la masa total de cada nivel, es decir tratar de representar un patrón de cargas asociado a la masa de cada nivel, evidentemente si las masas son iguales tendríamos fuerzas iguales aplicadas en cada uno de los niveles.

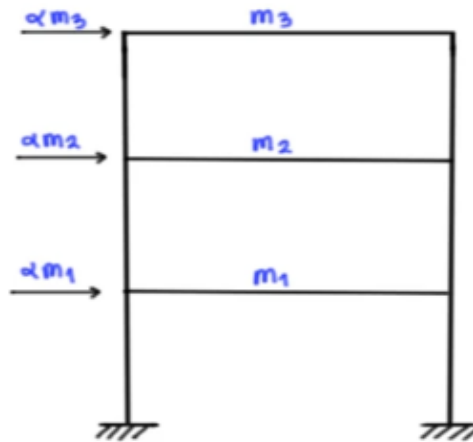


Figura 17. Distribución de carga lateral, Caso 2

Fuente: Zigurat, 2016

Caso 3, Distribución vertical proporcional a la distribución de fuerzas de piso, calculadas al combinar respuestas modales de un análisis espectral de la estructura, incluyendo suficientes modos que sumen al menos el 90% de la masa total del edificio, y utilizando el espectro apropiado. Cabe destacar que esta distribución es importante utilizarla cuando el periodo del modo fundamental excede un segundo $T \geq 1$ seg, donde α es una relación de proporcionalidad. Algo importante

a considerar en esta distribución de fuerzas de piso es que toman en cuenta todos los modos que hayan permitido acumular el 90% de la masa total del edificio.

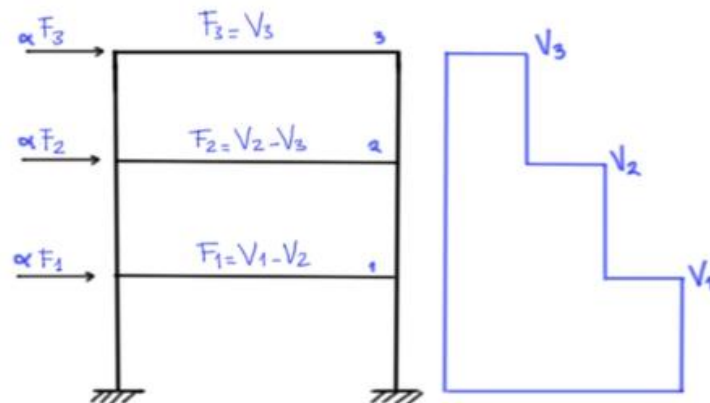


Figura 18. Distribución de carga lateral, Caso 3

Fuente: Zigurat, 2016

Caso 4, Distribución vertical de carga proporcional a los valores del factor de distribución vertical C_{vx} , este es un método estático que viene a medir un poco el peso del nivel respecto al peso total y por consiguiente en la medida de que la estructura sea regular también se producirá una distribución de fuerzas laterales de tipo triangular

C_{vx} : factor de distribución vertical de carga

K : 2.0 para $T > 2.5$ seg | 1.0 para $T < 0.5$ seg (interpolación lineal en valores intermedios de T)

W_x : fracción del peso total de la edificación en el piso X

H_x : altura (en pies) desde la base hasta el piso x

W_i : fracción del peso total de la edificación en el piso i

H_i : altura (en pies) desde la base hasta el piso i .

Nota: valido cuando la masa participativa en modo fundamental $\beta_1 \geq 75\%$.

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k}$$

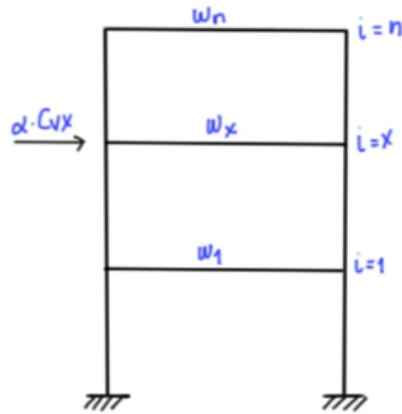


Figura 19. Distribución de carga lateral, Caso 4

Fuente: Zigurat, 2016

Caso 5, distribución de cargas adaptativas mientras la edificación esta siendo desplazada, considera las propiedades de la edificación en cedencia tales como la reducción de rigidez y el aumento del amortiguamiento.

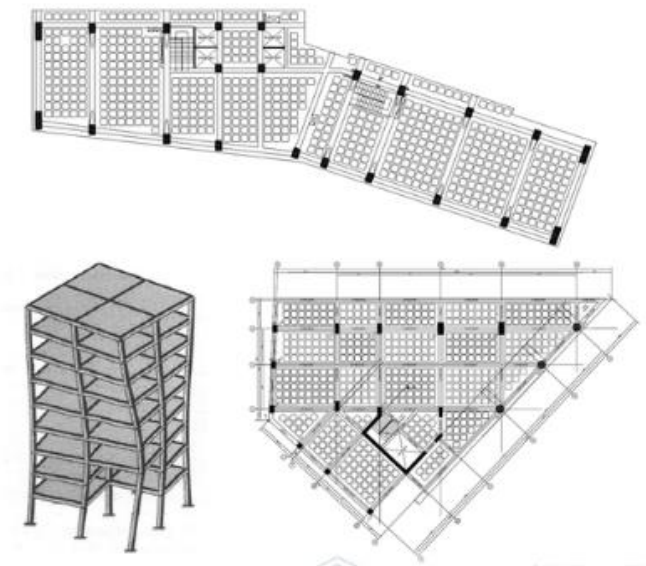


Figura 20. Distribución de carga lateral, Caso 5

Fuente: Zigurat, 2016

(Paredes, 2020) La ductilidad es la cualidad de un elemento de deformarse en el rango inelástico con una disminución de rigidez y resistencia poco significativas, se puede determinar mediante la relación entre el punto de cedencia y el punto de deformación última. El acero de refuerzo define la ductilidad de un elemento de concreto reforzado ya que dependiendo de la cantidad y su disposición se puede conseguir grandes deformaciones después de superar el límite elástico, esto significa que a mayor cuantía de acero menor será la ductilidad, también si la

distancia entre el acero a tracción y el acero a compresión sea mayor, la ductilidad será menor. Si una estructura tiene poca ductilidad podría presentar fallas frágiles, entonces lo que se pretende es que la estructura tenga un alto grado de ductilidad de tal modo que tenga la capacidad de disipar mayor cantidad de energía ante la presencia de un evento sísmico.

Para comprender la ductilidad de un elemento estructural es indispensable examinar tres condiciones del concreto reforzado: agrietamiento, cedencia y agotamiento.

Condición de cedencia

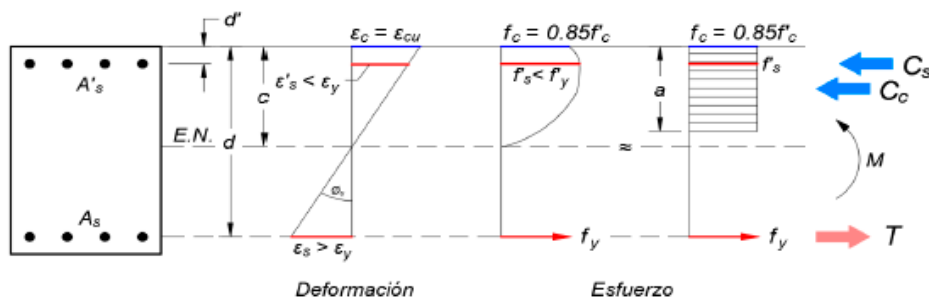


Figura 21. Comportamiento del concreto y del acero en condición de cedencia.

Fuente: Whitney, 1987

Condición última

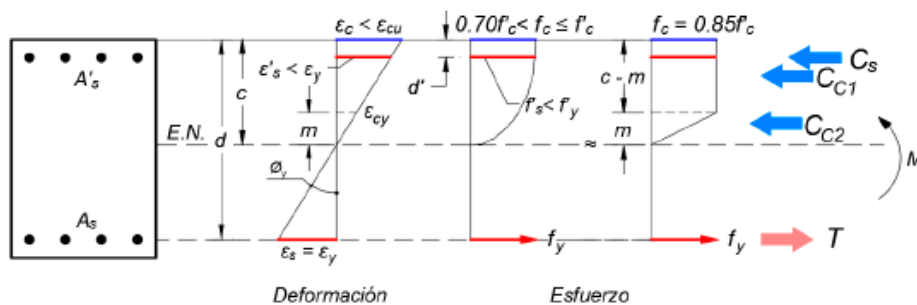


Figura 22. Comportamiento del concreto y del acero en condición de fluencia.

Fuente: Whitney, 1987

Los siguientes tipos de ductilidad son ampliamente usados

Ductilidad del material o ductilidad por deformación, el cual se identifica por la deformación inelástica del material bajo diferentes tipos de carga.

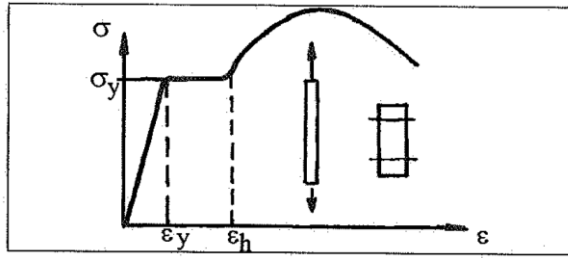


Figura 23. Ductilidad del material o ductilidad por deformación

Fuente: Gioncu y Mazzolani, 2002

$$\mu_{\varepsilon} = \frac{\varepsilon_h - \varepsilon_y}{\varepsilon_y}$$

Ductilidad de la sección transversal, o ductilidad de curvatura, el cual se refiere a la deformación plástica de la sección transversal considerando la interacción entre las mismas partes que componen la sección transversal.

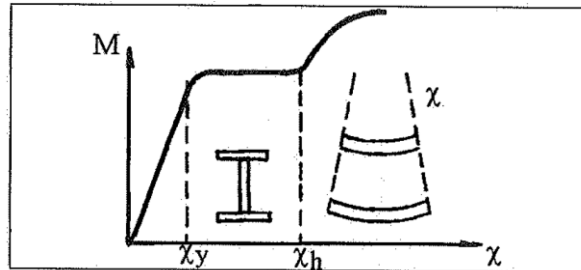


Figura 24. Ductilidad de la sección transversal.

Fuente: Gioncu y Mazzolani, 2002

$$\mu_{\chi} = \frac{\chi_h - \chi_y}{\chi_y}$$

Ductilidad del miembro, o curvatura de rotación, cuando las propiedades de los miembros son consideradas.

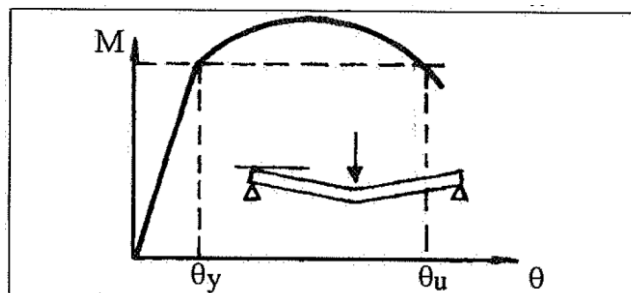


Figura 25. Ductilidad del miembro o curvatura de rotación

Fuente: Gioncu y Mazzolani, 2002

$$\mu_{\theta} = \frac{\theta_u - \theta_y}{\theta_y}$$

Ductilidad de la estructura, o ductilidad de desplazamiento, el cual considera el comportamiento de toda la estructura

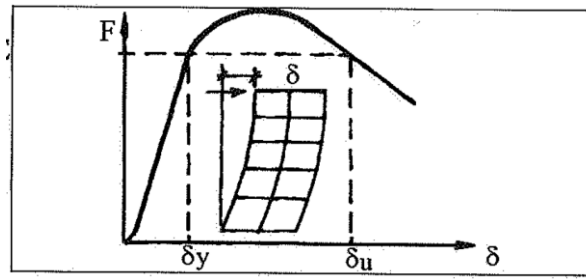


Figura 26. Ductilidad de la estructura o ductilidad de desplazamiento

Fuente: Gioncu y Mazzolani, 2002

$$\mu_{\delta} = \frac{\delta_u}{\delta_y}$$

Ductilidad de energía, cuando la ductilidad es considerada al nivel de la energía sísmica disipada.

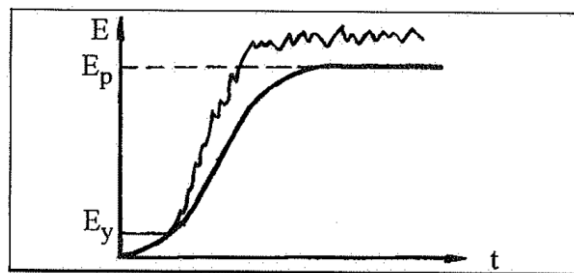


Figura 27. Ductilidad de energía

Fuente: Gioncu y Mazzolani, 2002

$$\mu_E = \frac{E_p - E_y}{E_y}$$

El Diagrama Momento Curvatura nos permite conocer la relación que existe entre la aplicación de un momento y el cambio de ángulo (rotación) en una sección de un elemento estructural, esta relación depende del tamaño de la sección, su geometría, la cantidad de acero de refuerzo transversal y longitudinal, su disposición (Yugcha 2018). Nos permite visualizar la capacidad de ductilidad por curvatura, es decir, la capacidad a flexión de los elementos estructurales (Orellana 2017). A través de este diagrama podemos distinguir a) el punto inicio de agrietamiento del concreto a flexión en la que ocurre una reducción de rigidez, b) el límite elástico y el inicio de fluencia del acero considerando que el concreto a compresión no ha llegado a su máxima resistencia c) la resistencia ultima en el que

el concreto ha alcanzado su agotamiento (Cumpa y Quispe 2019). Obtener el diagrama de momento curvatura nos permite saber la capacidad de deformación inelástica o disipación de energía del miembro, compararla con la demanda y determinar si estas pueden soportar eventos sísmicos sin colapsar (Orellana 2017). Los diagramas de momento curvatura regularmente se construyen para cada sección de un elemento estructural de concreto armado y es importante porque a través de ello podemos conocer cual es la ductilidad de cada sección para comprender como se van formando las rótulas plásticas y como se redistribuyen los momentos elásticos antes que colapse el elemento estructural (Ottazzi 2011).

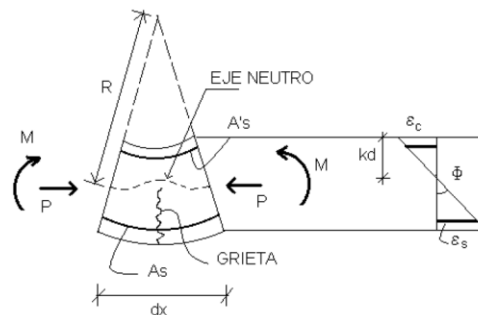


Figura 28. Curvatura de un elemento.

Fuente: Ottazzi 2011

Factores que influyen en los diagramas de momento curvatura y en la ductilidad en una sección de un elemento estructural

- A mayor cuantía del refuerzo a tracción se reduce su ductilidad
- A mayor cantidad de refuerzo a compresión aumenta su ductilidad
- El área y geometría de la zona en compresión
- A mayor resistencia a compresión del concreto mayor será su ductilidad
- Mientras mayor sea deformación unitaria ultima del concreto mayor será su ductilidad
- A mayor intensidad de la carga axial menor es la ductilidad

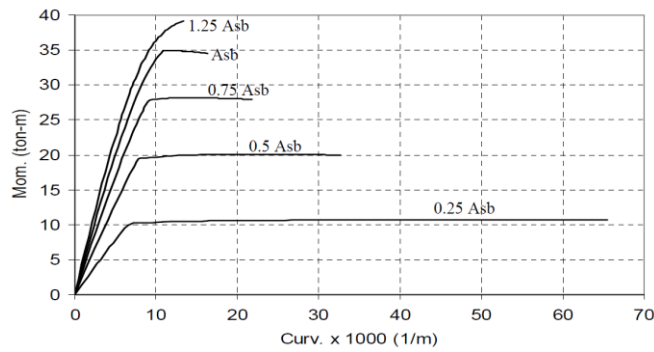


Figura 29. Diagrama de momento curvatura. Sección 0.25x0.50. Acero en tracción variable

Fuente: Ottazzi 2011

Para realizar cálculos mas rápidos podemos encontrar diagramas de momento curvatura aproximados tales como el diagrama bilineal, diagrama bilineal simplificado y el diagrama trilineal que resalta tres puntos: el punto de agrietamiento, el inicio de la fluencia y el punto de falla del elemento estructural.

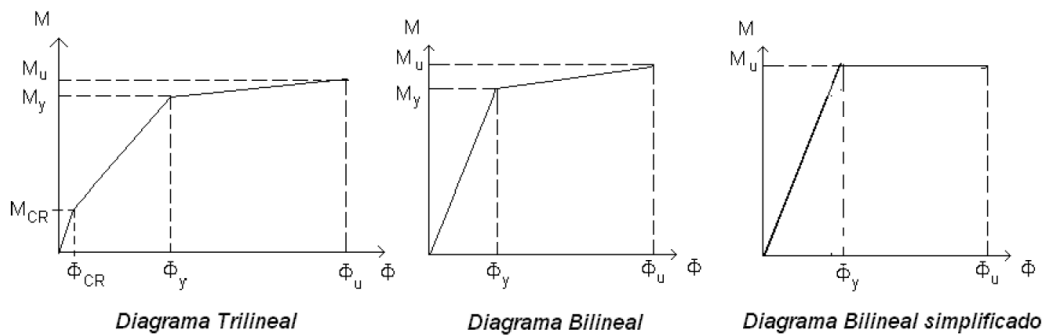


Figura 30. Diagramas de momento curvatura aproximados

Fuente: Ottazzi 2011

El Diagrama momento rotación a diferencia del diagrama de momento curvatura que relaciona el momento y el cambio de ángulo en un diferencial de longitud fisurada de un elemento estructural de concreto armado, el diagrama de momento rotación relaciona el momento con el cambio de ángulo de una longitud del elemento que se ubica en la zona donde se forma la rótula plástica. Este mecanismo de momento rotación permite la redistribución de momentos mientras las secciones donde se forma la articulación plástica tengan esa capacidad de rotación inelástica. El diagrama momento curvatura nos sirve para calcular el giro o rotación que se ha producido en la zona donde se ubica la rótula plástica. La zona donde se ubica la rótula plástica se le denomina longitud plastificada equivalente (L_p) ubicada entre los puntos A y B y que contiene un conjunto de grietas.



Figura 31. Rótula plástica.

Fuente: Merma, 2018

$$\theta_{AB} = \int_A^B \varphi \cdot dx$$

Donde:

θ : ángulo de rotación en la rótula (radianes)

φ : curvatura por unidad de longitud

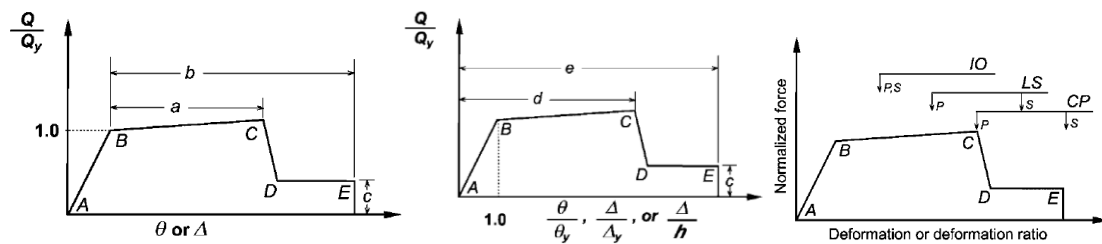


Figura 32. Diagramas momento curvatura-deformación: deformación, ratio de deformación, criterios de aceptación de la deformación de un componente o elemento.

Fuente: ASCE – SEI41-13

Donde:

Q: Carga aplicada en un componente

Q_y : límite elástico de un componente

θ : ángulo de rotación en la rótula (radianes)

θ_y : límite de rotación elástica (radianes)

Δ : deformación en la rótula (radianes)

Δ_y : límite de deformación elástica (radianes)

Q/Q_y : Carga normalizada

θ/θ_y : ratio de giro

Δ/Δ_y : ratio de deformación

Entre estas grietas hay concreto que no se ha fisurado aún, es precisamente este concreto no agrietado el que reduce la deformación unitaria del acero y se le conoce como rigidización por tensión, esta rigidización hace que el resultado de la rotación inelástica de la zona de rótula plástica sea menor a la supuesta. Debido a esta complejidad del cálculo de la rotación inelástica existen expresiones empíricas que simplifican su resolución. (Ottazzi 2011)

La Rótula plástica es la longitud plástica (L_p) que generalmente está ubicada en los nudos extremos del elemento estructural en donde se desarrolla toda la deformación inelástica (Cumpa y quispe, 2019) que absorbe la energía del momento a flexión ocasionadas por un evento sísmico manteniendo su resistencia con una variación mínima casi constante. (Choque y Luque, 2019) Son dispositivos que amortiguan las fuerzas externas de un evento sísmico a través de su deformación plástica. (Tobar, 2022) cuya formación se inicia cuando este supera el límite elástico, teniendo grandes deformaciones sin un aumento notable de la carga hasta su agotamiento (Paredes, 2020).

Se estima que la longitud plástica es del 40 a 50% del peralte del elemento estructural (Cumpa y Quispe, 2020).

En el método de A.E.N.L. es imprescindible establecer rótulas plásticas y su comportamiento en las vigas y columnas (Tobar 2022) siendo deseable que se formen en las columnas ya que de lo contrario la estructura podría llegar a colapsar (Yucra, 2019).

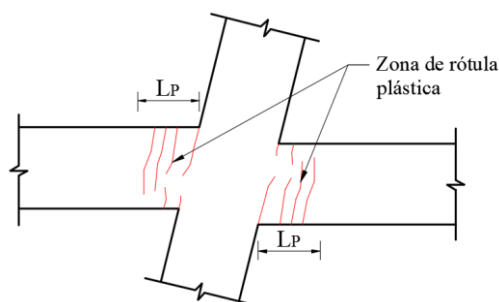


Figura 33. Formación de rótula plástica en los extremos de viga.

Fuente: Choque y Luque, 2019

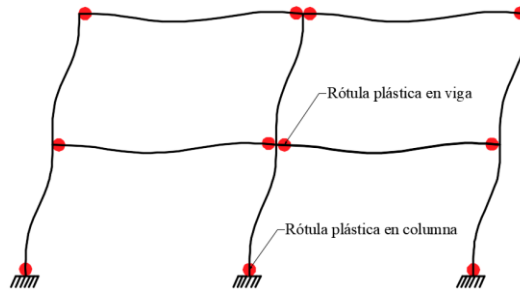


Figura 34. Mecanismo ideal de formación de rótulas plásticas en un pórtico.

Fuente: Choque y Luque, 2019

La demanda sísmica es movimiento del suelo ocasionado por un evento sísmico y estará representado por un espectro de diseño que relaciona el periodo y la aceleración. (Chopra, 2014)

Niveles de Peligro Sísmico Según Comité VISIÓN 2000, La SEAOC (1995) plantea 4 niveles de sismo: sismo frecuente, sismo ocasional, sismo raro y sismo muy raro, tal como se muestra en la siguiente tabla. La fórmula para el período de retorno es la siguiente:

$$T_R = \frac{t}{\ln(1 - p_e)}$$

$$T_R = \frac{t}{1 - (1 - p_e)^{\frac{1}{t}}}$$

Ecuación del Periodo de Retorno

T_R : Período de retorno (años)

t : Tiempo de exposición (años), vida útil de la edificación

p_e : Probabilidad de excedencia

Nivel de peligro sísmico	Vida útil de la estructura (años)	Probabilidad de excedencia	Periodo medio de retorno T (años)
frecuente	30	0.5	43
Ocasional	50	0.5	72
Raro	50	0.1	475
Muy raro	100	0.1	970

Figura 35. Niveles de peligro sísmico

Fuente: SEAOC Vision 2000 Committee, 1995

El ATC 40 define tres niveles de peligro sísmico: Sismo de Servicio (SE), El sismo de servicio se define probabilísticamente como el nivel de movimiento del suelo que tiene un 50 por ciento de probabilidad de ser excedido en un período de 50 años. Este nivel de movimiento sísmico del suelo suele ser aproximadamente 0,5 veces el nivel de movimiento del suelo del sismo de Diseño. Sismo de Diseño (DE), El sismo de diseño se define probabilísticamente como el nivel de movimiento del suelo que tiene un 10 por ciento de probabilidad de ser excedido en un período de 50 años. Sismo Máximo (ME), Se define de manera determinista como el nivel máximo de movimiento sísmico que se puede esperar en el sitio de construcción dentro del marco geológico segado. En las Zonas Sísmicas 3 y 4, esta intensidad del movimiento del suelo se puede calcular como el nivel de movimiento del suelo sísmico que tiene un 5 por ciento de posibilidad de ser superado en un período de 50 años. Este nivel de movimiento del suelo suele ser de 1,25 a 1,5 veces el nivel de movimiento del suelo del sismo de diseño.

El ASCE/SEI 41-17 (2017) establece 5 niveles de peligro sísmico, se usan para determinar los objetivos de desempeño de una estructura.

Sismo con una probabilidad de excedencia de 50% en 50 años con un periodo de retorno medio de 72 años. Es el equivalente al sismo ocasional de la Tabla 2-7.

BSE-1E, Sismo de seguridad básica - 1 para usar con el objetivo de desempeño básico para estructuras que ya existen, considerado como un riesgo sísmico con un 20 % de probabilidad de superación en 50 años, pero no mayor que el BSE-1N, en un sitio, BSE-2E, Sismo de Seguridad Básica - 2 para usar con el Objetivo de Desempeño Básico para estructuras que ya existen, tomado como un riesgo sísmico con un 5% de probabilidad de excedencia en 50 años, pero no mayor que el BSE-2N, en un sitio, BSE-1N, Sismo de seguridad básica: 1 para usar con el objetivo de rendimiento básico equivalente a los nuevos estándares de construcción, tomado como dos tercios del BSE-2N en un sitio, BSE-2N, Sismo de seguridad básica-2 para usar con el objetivo de rendimiento básico equivalente a los nuevos estándares de construcción, tomado como el movimiento del suelo basado en el sismo máximo considerado como objetivo de riesgo (MCE R) según ASCE 7 en un sitio.

Nivel de peligro sísmico	Periodo medio de retorno en (años)	Probabilidad de excedencia (% en 50 años)	Descripción
-	72	50	Equivalente al sismo ocasional
BSE -1E	225	20	-
BSE -2E	975	5	-
BSE -1N	475	10	Corresponde a 2/3 del BSE-2N. es 1.5 veces el sismo de diseño
BSE -2N	2475	2	

Figura 36 Niveles de sismo

Fuente: ASCE/SEI 41-17

El Desempeño sísmico se define como la capacidad de una estructura para soportar sismos sin arriesgar la vida de sus habitantes y sin derrumbarse. En otras palabras, la estructura debe atender la demanda producida por los sismos de tal manera que se verifique que la edificación no presente daños más allá de los límites establecidos por los objetivos de desempeño. El desempeño sísmico está basado en tres fundamentos: capacidad de la estructura, demanda sísmica y desempeño. Los Niveles de Desempeño se describen como estado límite de daño de una estructura y se evalúa considerando tres aspectos; el daño físico en los componentes estructurales y no estructurales, la amenaza sobre la seguridad de los ocupantes ocasionados por el daño y el funcionamiento de la edificación antes, durante y después del sismo

La Propuesta del Comité Visión 2000 define cuatro niveles: Totalmente Operacional, en este nivel los deterioros son casi nulos. La estructura es segura para los que la ocupan. Todos los elementos y los servicios se encuentran operativos y necesita reparación; Operacional, en este nivel los deterioros ocasionados son leves en los elementos no estructurales, daños imperceptibles en los miembros de la estructura. Algunos miembros de la edificación y servicios pueden estar inoperativos y requiere de rehabilitaciones menores; Seguridad de Vida, este nivel existen daños leves en elementos estructurales y no estructurales, así como en algunos contenidos de la edificación. Se reduce la rigidez lateral de la edificación y su margen capacidad de soportar cargas adicionales, pero aún mantiene un margen de seguridad frente al colapso. Los daños ocasionados pueden limitar la ocupación inmediata al sismo y es probable que necesite una

rehabilitación; Prevención de colapso, en este nivel la reducción de la rigidez lateral es grande, los daños son severos puede que no sea posible su reparación técnicamente ni económicamente sea necesario su demolición.

El ATC-40 precisa niveles de desempeño para los elementos estructurales y para los elementos no estructurales por separado.

Los Niveles de desempeño para Elementos Estructurales Son asignados por un número n, llamado número de desempeño estructural y se identifican con la abreviatura SP-n (Structural Performance): Ocupación Inmediata, **SP-1**: Es el estado de daño posterior al sismo en el que los daños estructurales muy pequeños. Los sistemas que resisten fuerzas verticales y laterales del edificio se mantienen casi intactos. El riesgo de contusiones con riesgo de muerte por daños estructurales es mínimo, y el edificio debe ser seguro para la salida, entrada y ocupación ilimitadas; Control de daño, SP-2, no es un nivel propiamente dicho y esta entre el SP-1 y SP-3; Seguridad de Vida, SP-3, En este estado puede que hayan daños en las estructuras pero los elementos estructurales principales aun se mantienen en pie y aún mantienen un margen de resistencia antes del colapso, hay un riesgo de sufrir lesiones pero con riesgo de muerte son mínimas. Antes de su ocupación se debe realizar una reparación bastante importante de la estructura y probablemente sea económicamente inviable; Seguridad Limitada, SP-4, este no es precisamente un nivel si no que un estado intermedio entre el SP-3 y el SP-5, esta entre un estado parcial de seguridad de vida y estabilidad estructural; Estabilidad Estructural, SP-5, en este estado la estructura está a punto de colapsar, hay un daño bastante significativo en la edificación, una reducción grande de la rigidez y resistencia a las fuerzas laterales. Una réplica puede hacer colapsar a la estructura, en edificaciones antiguas lo mas probable es que ya no sea posible una reparación; No Considerado, SP-6, este no es un nivel de desempeño, pero proporciona un marcador de posición para situaciones en las que solo se realiza una evaluación o reacondicionamiento sísmico no estructural.

A Los Niveles de desempeño para Elementos No Estructurales podemos identificarlos con las abreviaturas NP-n (Nonstructural Performance): Operacional, NP-A, es un estado en el que los componentes no estructurales sufren daños insignificantes despues del evento sísmico; Ocupación Inmediata, NP-B, los componentes no estructurales están en su sitio, puede haber daños en los equipos

y maquinarias debido a las sacudidas, pero el estado de la seguridad sísmica de la estructura se mantiene aún intacto; Seguridad de Vida, NP-C, hay daños bastante importantes en los elementos no estructurales, aunque aún se mantienen en pie por lo que el riesgo de lesiones graves por la caída de estos elementos son mínimos o casi nulos, otros daños son, daños en tuberías, puede que los equipos y maquinarias estén dañadas y necesiten reemplazo; Peligro Reducido, NP-D, Hay daños considerables en los elementos no estructurales, pero aún no colapsan, el riesgo de sufrir lesiones graves debido a la caída de estos elementos estructurales es muy bajo; No Considerado, NP-E, no se evalúan los elementos no estructurales, excepto aquellos que tienen un efecto sobre la respuesta estructural.

Niveles de desempeño para las Estructuras, aquí se combina el desempeño de los componentes estructurales y no estructurales para evaluar el desempeño global de la estructura: Operacional, 1-A, El daño a la edificación es mínima, las reparaciones son mínimas, se garantiza la ocupación sin interrupciones de las actividades y en la funcionalidad del edificio; Ocupación inmediata, 1-B, en esta fase puede algunos servicios estén inoperables, pero generalmente toda la estructura este habilitado para su uso; Seguridad de Vida, 3-C, la posibilidad del riesgo de seguridad de vida es baja ya sea por la inestabilidad de la estructura o por caída de elementos no estructurales, hay peligro de incendio, fuga de gases químicos, Estabilidad Estructural, 5-E, hay peligro de inestabilidad de componentes estructurales y caída de elementos no estructurales, y es probable que la edificación colapse ante una réplica, puede que la vida de los que ocupan la edificación corra peligro debido a la caída de elementos no estructurales o debido a la inestabilidad de elementos estructurales.

NIVELES DE DESEMPEÑO NO ESTRUCTURAL	NIVELES DE DESEMPEÑO ESTRUCTURAL					
	SP1 Ocupación inmediata	SP2 Control de daño	SP3 Seguridad de vida	SP4 Seguridad limitada	SP5 Estabilidad estructural	SP6 No considerado
NP-A Operacional	1-A Operacional	2-A	NR	NR	NR	NR
NP-B Ocupación inmediata	1-B Ocupación inmediata	2-B	3-B	NR	NR	NR
NP-C Seguridad de vida	1-C	2-C	3-C Seguridad	4-C	5-C	6-C
NP-D Peligro reducido	NR	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
NP-E No considerado	NR	NR	3-E	4-E	5-E Estabilidad estructural	No aplica

NR: Combinación No Recomendada

Figura 37. Niveles de desempeño.

Fuente: ATC-40

El ASCE/SEI 41-13 establece que el nivel de desempeño de una estructura es la combinación de un nivel de desempeño estructural y un nivel desempeño no estructural.

Niveles y Rangos de Desempeño Estructural: Ocupación Inmediata (S-1), Garantiza la seguridad de su ocupación después de que haya ocurrido el sismo, su rigidez y resistencia no se ven afectadas y se mantienen casi intactas; Rango de Seguridad Mejorado, es un nivel intermedio entre los niveles S-1 y S-2; Control de daño (S-2), este estado está entre los niveles de S-1 y S-3, en este estado hay daño en la edificación pero todavía mantiene una tolerancia respecto al límite del colapso; Rango de Seguridad Reducida, está entre los niveles de S-3 y S-5; Seguridad Limitada (S-4), esta entre los niveles de S-3 y S-5; Prevención de Colapso (S-5), En este estado la estructura aún se mantiene de pie pero ya no es capaz de

soportar una réplica porque no tiene una tolerancia respecto al límite del colapso; No Considerado (S-6), en este estado ya no es posible hacer una reparación o rehabilitación en la estructura.

Niveles y Rangos de Desempeño No Estructural: Operacional (N-A), en este estado una vez ocurrido el sismo, el estado de los elementos estructurales garantizan su funcionamiento como antes de haber ocurrido del sismo; Retención de posición (N-B), en este estado puede que los elementos estructurales hayan sufrido daños, pero aún se mantienen en su sitio, no corre el peligro que estos elementos estructurales se desplomen, también puede que se interrumpa la funcionalidad de los servicios y conexiones de los servicios públicos; Seguridad de vida (N-C), este es el estado en el que los elementos no estructurales pueden haber sufrido daños, pero aun garantizan la seguridad de vida; Peligros reducidos (N-D), en este estado ya no es posible la reparación de los elementos no estructurales.

NIVELES DE DESEMPEÑO	NIVELES DE DESEMPEÑO ESTRUCTURAL					
	SP1	SP2	SP3	SP4	SP5	SP6
Operacional	Ocupación inmediata	Control de daño	Seguridad de vida	Seguridad limitada	Estabilidad estructural	No considerado
NP-A	1-A	2-A	NR	NR	NR	NR
NP-B	1-B	2-B	3-B	NR	NR	NR
Ocupación inmediata	Ocupación inmediata					
NP-C	1-C	2-C	3-C	4-C	5-C	6-C
Seguridad de vida			Seguridad			
NP-D	NR	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
Peligro reducido						
NP-E	NR	NR	3-E	4-E	5-E	No aplica
No considerado					Estabilidad estructural	

NR: Combinación No Recomendada

Figura 38. Niveles de desempeño

Fuente: ASCE/SEI 41-13, 2014

los objetivos de desempeño dependen de las solicitudes del cliente basados principalmente en la economía, los objetivos mínimos que establecen los códigos, el peligro sísmico, entre otros. Regularmente se establecen objetivos tales como seguridad de vida frente a un sismo muy raro hasta operacional en un sismo muy

raro. El objetivo de desempeño relaciona la demanda sísmica con un nivel de desempeño tanto estructural como no estructural.

El Comité Visión 2000 propone lo siguiente: Objetivos mínimos, en el que los objetivos básicos esta referido al objetivo de desempeño para las edificaciones comunes, mientras que los objetivos esenciales y los objetivos de seguridad critica están definidos para las edificaciones esenciales tales como establecimientos de salud, instituciones educativas, aeropuertos, etc; Objetivos mejorados, estos objetivos son de mayor desempeño o reducción de riesgos respecto a los objetivos mínimos.

		Nivel de Desempeño sísmico			
		Totalmente operacional	Operacional	Seguridad de vida	Prevención de colapso
Sismo de diseño	Frecuente (43 años)	Objetivos básicos	Desempeño inaceptable	Desempeño inaceptable	Desempeño inaceptable
	Ocasional (72 años)	Objetivos esenciales	Objetivos básicos	Desempeño inaceptable	Desempeño inaceptable
	Raro (475 años)	Objetivos de seguridad critica	Objetivos esenciales	Objetivos básicos	Desempeño inaceptable
	Muy raro (970 años)		Objetivos de seguridad critica	Objetivos esenciales	Objetivos básicos

Figura 39. Objetivos de desempeño sísmico

Fuente: SEAOC VISION 2000, Committe, 1995

La propuesta ATC-40 combina un nivel de desempeño y un nivel de demanda de sismo para establecer el objetivo de desempeño, pero también puede haber desempeños múltiples, esto se hace combinando mas niveles de desempeño con diferentes demandas de sismo.

OBJETIVO DE DESEMPEÑO BÁSICO DE SEGURIDAD				
Nivel de movimiento sísmico	Nivel de desempeño de la estructural			
	Operacional	Ocupación inmediata	Seguridad de vida	Estabilidad estructural
Sismo de servicio SE		✓		
Sismo de diseño SD			✓	
Sismo máximo SM				✓

Figura 40. Objetivo de desempeño para estructuras convencionales

Fuente: ATC-40

El punto de desempeño es la estimación del estado de máxima capacidad inelástica de la estructura, se encuentra mediante la comparación entre el espectro de capacidad y el espectro de demanda deseado. Existen varios métodos para encontrar o calcular el punto de desempeño, resaltaremos dos de ellos que son el método de espectro de capacidad y el método de coeficientes.

Método del Espectro de Capacidad, Choque y Luque (2019), este método, mediante una linealización equivalente, estima el sistema inelástico del espectro capacidad a partir del sistema elástico cuyo periodo y amortiguamiento son mayores que el sistema no lineal. Este método comienza con la elaboración de la curva de capacidad de la edificación mediante el método del A.E.N.L. Pushover, después estos resultados de la curva capacidad que está en el formato fuerza cortante vs desplazamiento es convertido en el formato espectro de respuesta de aceleración-desplazamiento ADRS del mismo modo también se transforma la demanda sísmica al formato ADRS. El periodo se representa como una línea radial que sale desde el origen del espectro. Este método aplica técnicas gráficas y analíticas que previamente debe realizar la transformación de la curva capacidad al formato ADRS, para ello es necesario calcular el factor de participación modal, el coeficiente de masa modal, el periodo equivalente y el amortiguamiento

equivalente. Las normas ATC – 40, FEMA 440 establecen procedimientos para su realización.

Método de Coeficientes, Choque y Luque (2019), este método, desarrollado por la norma FEMA-356, a diferencia del método de espectro de capacidad no utiliza técnicas gráficas, si no que define un modelo matemático que través de la multiplicación con coeficientes C_0 , C_1 , C_2 , y C_3 modifica el sistema elástico lineal para estimar el desplazamiento objetivo. Este método comienza con la elaboración de la curva de capacidad de la edificación mediante el método estático no lineal Pushover, luego se desarrolla la representación de la curva capacidad, se calcula el periodo fundamental efectivo para finalmente calcular el desplazamiento objetivo.

III. METODOLOGÍA

3.1 Tipo y diseño de investigación

La ruta de investigación es cuantitativa porque para su comprobación se realizan conteos y estadística. (Hernández y Mendoza, 2018)

El alcance de la presente investigación es descriptivo porque describe las características de la edificación, su comportamiento. (Hernández y Mendoza, 2018)

Tipo de investigación

Diseño de investigación

El diseño de la investigación es no experimental porque la información de la estructura encontrada ya no se puede manipular solo se recogen los datos y se evalúan mediante cálculos desarrollados manualmente y mediante el software ETABS, es decir no podemos manipular la información para su variación. (Hernández y Mendoza, 2018). Es transeccional o transversal porque se recogen los datos en un instante dado. (Hernández y Mendoza, 2018)

3.2 Variables y operacionalización

Definición conceptual

Variable independiente

Análisis estático no lineal (PUSHOVER): el análisis estático no lineal consiste en aplicar fuerzas sucesivamente de manera gradual y evaluar su comportamiento hasta que llegue al punto del colapso o hasta un punto que se establezca, mediante este análisis podemos definir la curva capacidad de capacidad de cada elemento que compone la edificación, así como de toda la estructura. Este análisis nos sirve para evaluar el comportamiento de la estructura frente a sollicitaciones sísmicas según lo establezca el requerimiento o importancia de la estructura.

Variable dependiente

Desempeño Sísmico: el desempeño sísmico relaciona la demanda sísmica con la capacidad de la estructura, se evalúan los daños que tiene la estructura y las posibles lesiones o peligro de vida de los ocupantes frente a un sismo dado.

Tabla 1. Definición operacional

VARIABLE	DEFINICIÓN OPERACIONAL	DIMENSIONES	INDICADOR
VARIABLE INDEPENDIENTE Análisis estático no lineal Pushover	el Análisis el análisis estático no lineal consiste en aplicar fuerzas sucesivamente de manera gradual y evaluar su comportamiento hasta que llegue al punto del colapso o hasta un punto que se establezca, mediante este análisis podemos definir la curva capacidad de capacidad de cada elemento que compone la edificación, así como de toda la estructura. Este análisis nos sirve para evaluar el comportamiento de la estructura frente a sollicitaciones sísmicas según lo establezca el requerimiento o importancia de la estructura.	- Curva de capacidad - Rotulas plásticas	- Derivas de la estructura - Desplazamientos laterales máximos - Fuerza cortante basal - Rotulas plásticas
VARIABLE DEPENDIENTE Desempeño sísmico	el desempeño sísmico relaciona la demanda sísmica con la capacidad de la estructura, se evalúan los daños que tiene la estructura y las posibles lesiones o peligro de vida de los ocupantes frente a un sismo dado.	Niveles de desempeño Niveles de peligro sísmico Punto de desempeño	- Totalmente operacional - operacional - Seguridad de vida - Prevención del colapso - Colapso - Sismo frecuente - Sismo ocasional - Sismo raro - Sismo muy raro - Desplazamiento lateral - Fuerza cortante

Fuente: elaboración propia

Indicadores

Variable independiente: Análisis estático no lineal

- Derivas de la estructura
- Desplazamientos laterales máximos
- Fuerza cortante basal
- Rotulas plásticas

Variable dependiente: Desempeño sísmico

- Niveles de desempeño
 - o Totalmente operacional
 - o operacional
 - o Seguridad de vida
 - o Prevención del colapso
 - o Colapso
- Niveles de peligro sísmico
 - o Sismo frecuente
 - o Sismo ocasional
 - o Sismo raro
 - o Sismo muy raro
- Punto de desempeño
 - o Desplazamiento lateral
 - o Fuerza cortante

3.3 Población y muestra

Población

Este compuesto por una edificación de concreto armado de dos pisos construidas el año 1985 ubicada en la Plazoleta de Capillapata N° 100 de la ciudad de Ayacucho, 2022.

Muestra

conformada por la misma población.

Muestreo

La muestra que se seleccionó es no probabilística, esta elección se hizo previa verificación de cumplimiento con ciertos criterios, características y objetivos planteados para la investigación, los criterios para su elección fueron: su importancia, la documentación pertinente tales como planos y otros documentos relacionados,

también se tomó en cuenta la importancia de dicha estructura, regularidad estructural, entre otros (cumpa y quispe 2019)

3.4 Técnicas e instrumentos de recolección de datos

- Técnicas
 - o Recopilación de información a través de la observación documental, análisis de documentos, fichas de inspección, fichas de gabinete, normas, códigos, información de la infraestructura.
 - o Procesamiento de los datos
 - o Análisis de datos con técnicas estadísticas
 - o Investigación en procesos no lineales
- Instrumentos
 - o Word
 - o Excel
 - o Etabs
 - o Mathcad Prime

3.5 Procedimiento

- Descripción de las dimensiones de los componentes estructurales
- Modelamiento de la estructura
- Definición de los materiales
- Definición de las secciones
- Definición de los patrones, casos y combinaciones de carga
- Establecimiento de los espectros de demanda
- Evaluación dinámico lineal de la estructura
- Fuerza cortante y su distribución en cada nivel
- Comprobación y replanteo de los aceros de refuerzo
- Definición de rotulas plásticas en los elementos estructurales (columnas y vigas)
- Establecimiento de los tipos de demanda sísmica
- Análisis Pushover mediante el método ASCE/SEI 41-13
- Evaluación del desempeño de la estructura según el ATC-40
- Verificación de las derivas de la estructura
- Revisión de la ductilidad de la estructura

3.6 Método de análisis de datos

- Se utilizaron cuadros de comparación obtenidos del Análisis Pushover entre la información de la edificación inicial y la propuesta planteada para el análisis de los datos.

3.7 Aspectos éticos

La investigación se ha desarrollado en base a investigaciones realizadas anteriormente y respetando su autoría, los análisis y resultados son propias de la investigación desarrollada garantizando su originalidad.

IV. RESULTADOS

Ubicación

La estructura está ubicada en la Plazoleta de Capillapata 100 del distrito de San Juan Bautista, provincia de Huamanga del departamento de Ayacucho con el siguiente detalle.



Figura 41. Ubicación de la edificación

Fuente: Elaboración propia

La estructura es una edificación que consta de 2 pisos construida sobre un terreno de 136 metros cuadrados, fue construida en el año 1985, esta construcción inicialmente fue construida para vivienda, actualmente el propósito de la estructura es funcionar como una estructura aporricada por lo que para su evaluación no se considerarán los muros de albañilería.

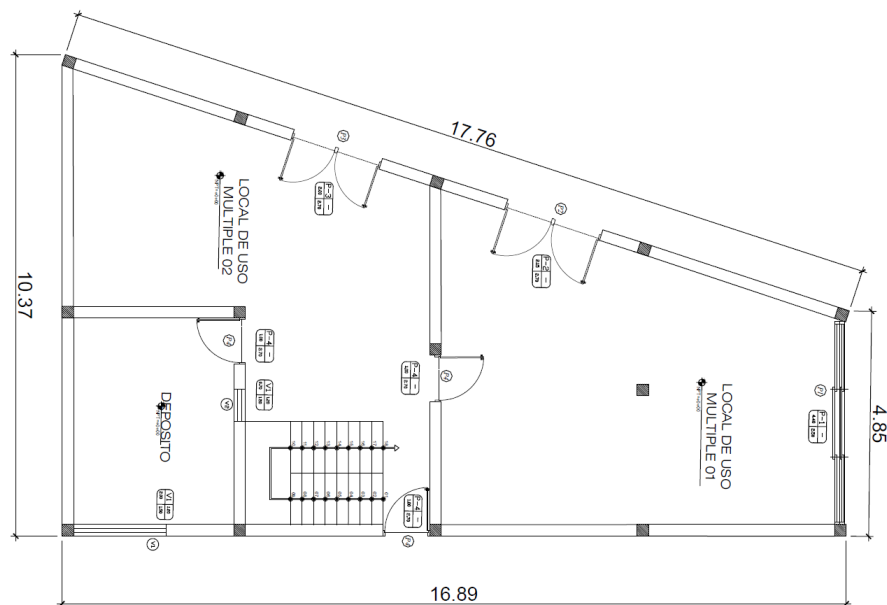


Figura 42. Plano de la primera planta

Fuente: Elaboración propia

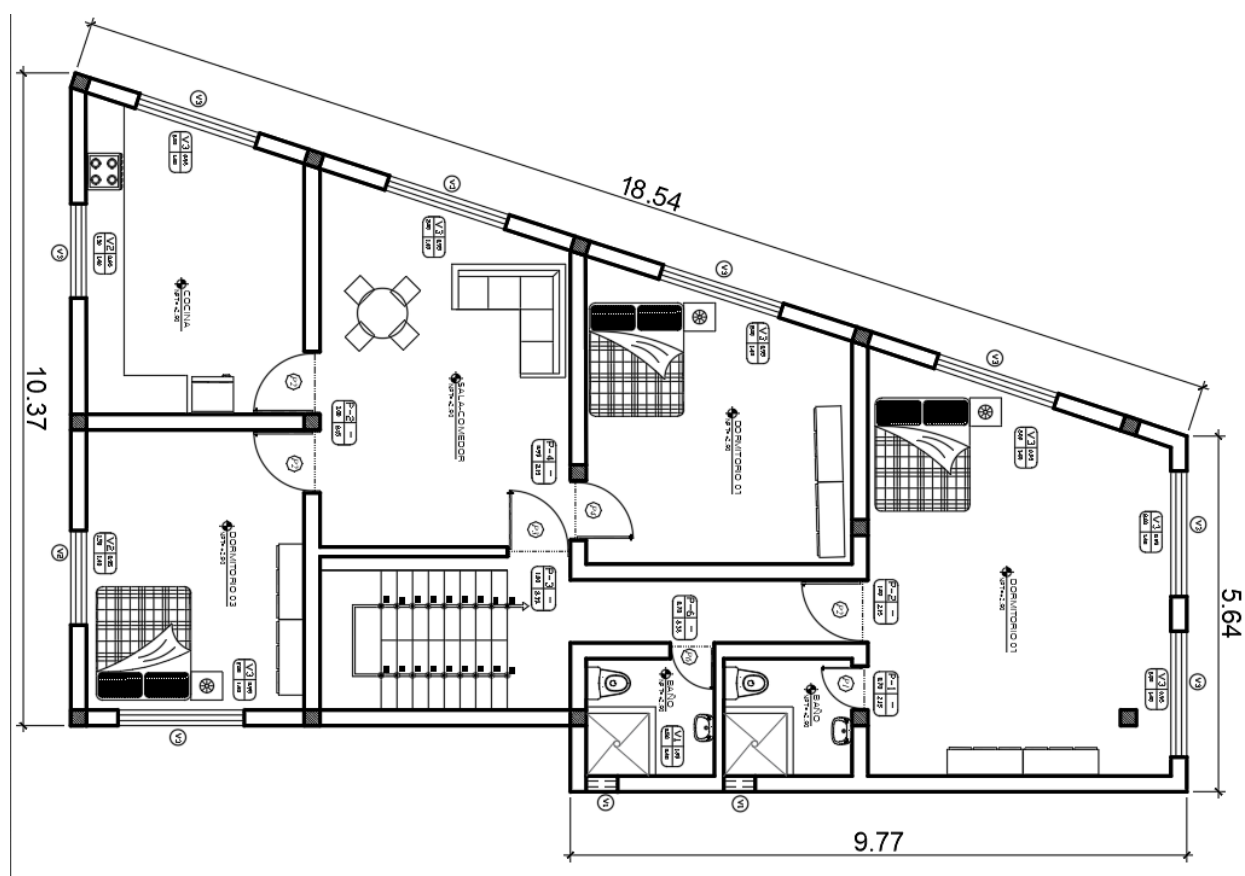


Figura 43. Plano de la segunda planta

Fuente: Elaboración propia

MATERIALES

Tabla 2. Resistencia a la compresión del concreto armado

Nº de ensayo	Estructura ensayada	Resistencia Alcanzada (F'C=KG/CM2)
01	columna segundo piso entre el eje 2-2 Y el eje D-D	270.90
02	viga segundo piso del eje e-e entre los ejes 1' -1' y 2-2	243.80
03	viga segundo piso del eje e-e entre los ejes 1-1 y 1' -1'	255.30

04 columna segundo piso entre el eje 1'-1' y el eje E-E 290.40

Fuente: Elaboración propia.

Primer nivel

Columnas

En el primer piso se encontró que todas las columnas tienen una sola dimensión de 25 cm x 25 cm.

Tabla 3. Detalle de columna del primer nivel

Elemento	Ancho	Altura	Refuerzo longitudinal	Estribos
COLUMNA	25 cm	25 cm	4 Φ de 1/2"	Φ de 1/4 " 1 @ 5 cm 5 @ 10 cm 3 @ 15 cm Rto @ 20 cm

Fuente: Elaboración propia.

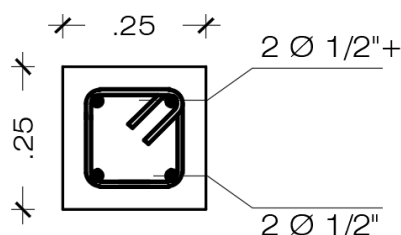


Figura 44. Detalle de columna del primer nivel

Vigas

En el primer piso se encontró que todas las vigas tienen una sola dimensión de 25 cm x 20 cm.

Tabla 4. Detalle de vigas del primer nivel

Elemento	Ancho	Altura	Refuerzo longitudinal	Estribos
VIGA 1	25 cm	20 cm	4 Φ de 1/2"	Φ de 1/4 " 1 @ 5 cm 5 @ 10 cm 3 @ 15 cm Rto @ 20 cm

Fuente: Elaboración propia.

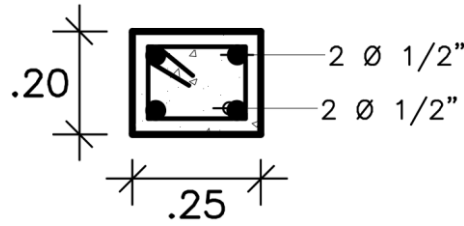


Figura 45. Detalle de viga del primer nivel

Aligerado

El aligerado tiene una altura de 20 cm con ladrillos de 30 cm x 15 cm, losa de concreto de 5 cm, vigueta de 10 cm de ancho, refuerzo longitudinal de 1/2", resistencia de concreto de 210 kgf/cm².

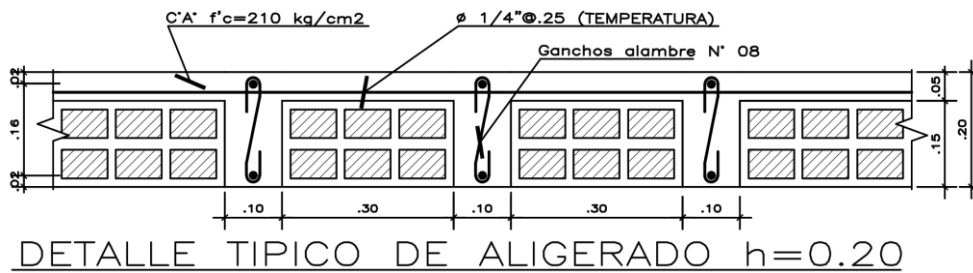


Figura 46. Detalle típico de aligerado del primer nivel

Fuente: Elaboración propia

Segundo nivel

Columnas

En el segundo piso se encontró que todas las columnas tienen una sola dimensión de 25 cm x 25 cm.

Tabla 5. Detalle de columna del segundo nivel

Elemento	Ancho	Altura	Refuerzo longitudinal	Estribos
COLUMNA	25 cm	25 cm	4 Φ de 1/2"	Φ de 1/4 " 1 @ 5 cm 5 @ 10 cm 3 @ 15 cm Rto @ 20 cm

Fuente: Elaboración propia.

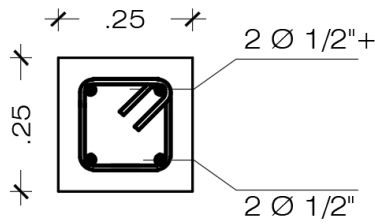


Figura 47. Detalle de columna del segundo nivel

Fuente: Elaboración propia

Vigas

En el primer piso se encontró dos tipos de vigas con diferente diámetro de aceros de refuerzo

Tabla 6. Detalle de vigas del segundo nivel

Elemento	Ancho	Altura	Refuerzo longitudinal	Estribos
VIGA TIPO 1	25 cm	20 cm	4 Φ de $\frac{1}{2}$ "	Φ de $\frac{1}{4}$ " 1 @ 5 cm 5 @ 10 cm 3 @ 15 cm Rto @ 20 cm
VIGA TIPO 2	25 cm	40 cm	6 Φ de $\frac{1}{2}$ "	Φ de $\frac{1}{4}$ " 1 @ 5 cm 5 @ 10 cm 3 @ 15 cm Rto @ 20 cm

Fuente: Elaboración propia.

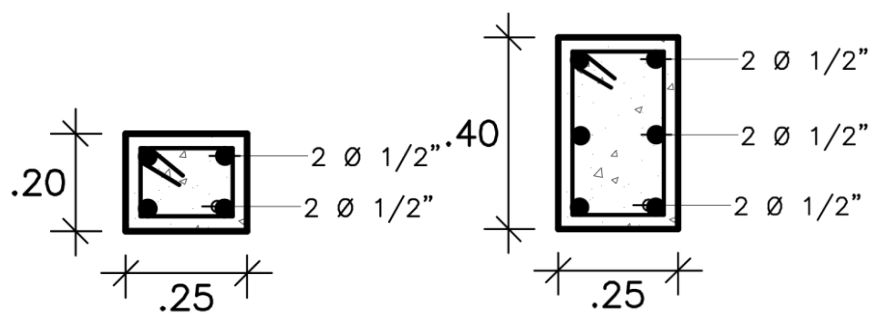


Figura 48. Detalle de las vigas del segundo nivel

Fuente: Elaboración propia

Aligerado

El aligerado tiene las mismas dimensiones que el primer nivel.

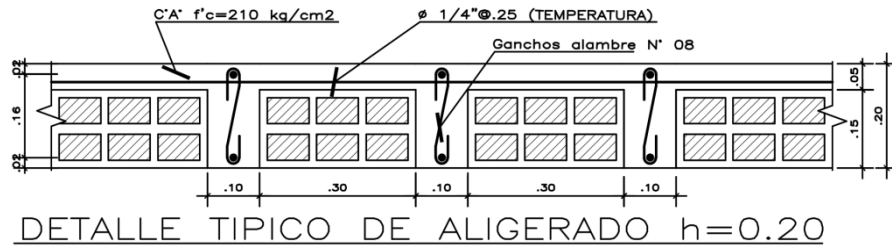


Figura 49. Detalle del aligerado del segundo nivel

Fuente: Elaboración propia

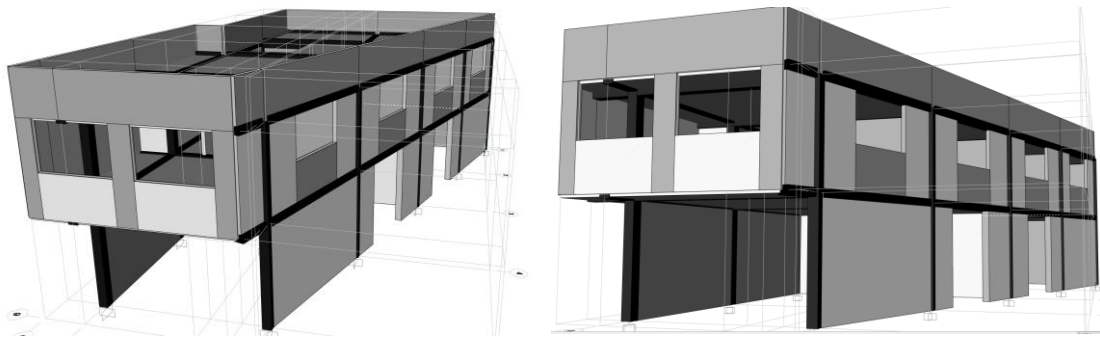


Figura 50. Vista frontal del modelado de la edificación

Fuente: Elaboración propia

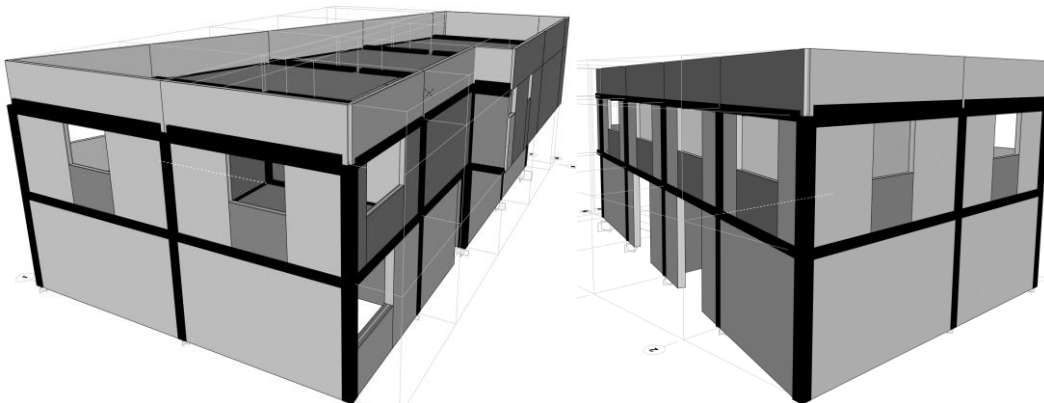


Figura 51. Vista posterior del modelado de la edificación

Fuente: Elaboración propia

Modelamiento

Para la evaluación de las condiciones iniciales de la estructura se hizo el modelamiento utilizando el software ETABS 20 con los siguientes parámetros obtenidos de la inspección de la estructura.

Tabla 7. Resistencia a la compresión del concreto armado

Descripción	Dato
Resistencia a la compresión del concreto f'_c	260 kgf/cm ²
Límite de fluencia del refuerzo longitudinal y transversal	4200 kgf/cm ²
Módulo de elasticidad del concreto	$15000 \cdot (f'_c)^2$ kgf/cm ² = 241867.73 kgf/cm ²
Módulo de elasticidad del acero	2100000 kgf/cm ²

Fuente: Elaboración propia.

Definición de materiales

Concreto

para la definición de los materiales se hizo un promedio de las resistencias obtenidas de los ensayos de esclerometría en las columnas y las vigas: 270.90 kgf/cm², 243.80 kgf/cm², 255.30 kgf/cm² y 290.40 kgf/cm² promediando aproximadamente a 260 kgf/cm². Para las losas se usó como f'_c 210 kgf/cm².



Figura 52. Ensayo de esclerometría

Fuente: Elaboración propia.

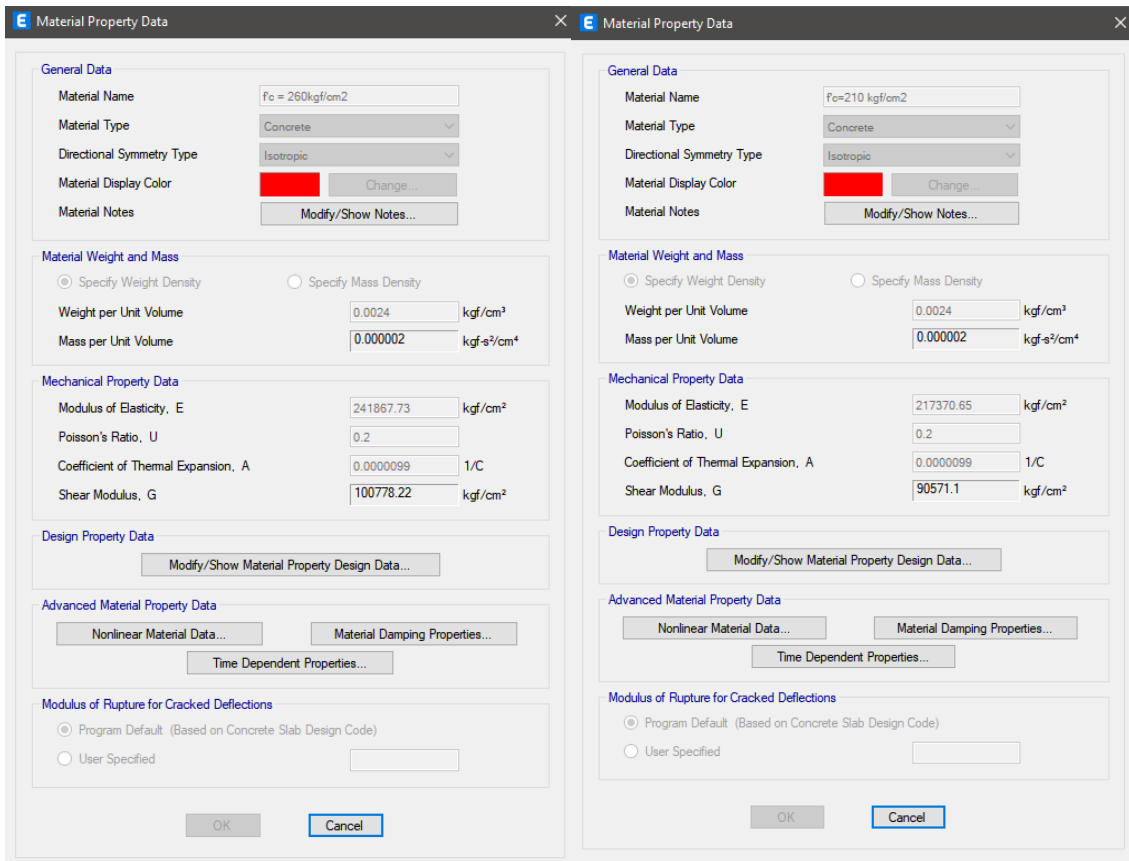


Figura 53. Definición del concreto

Fuente: Elaboración propia.

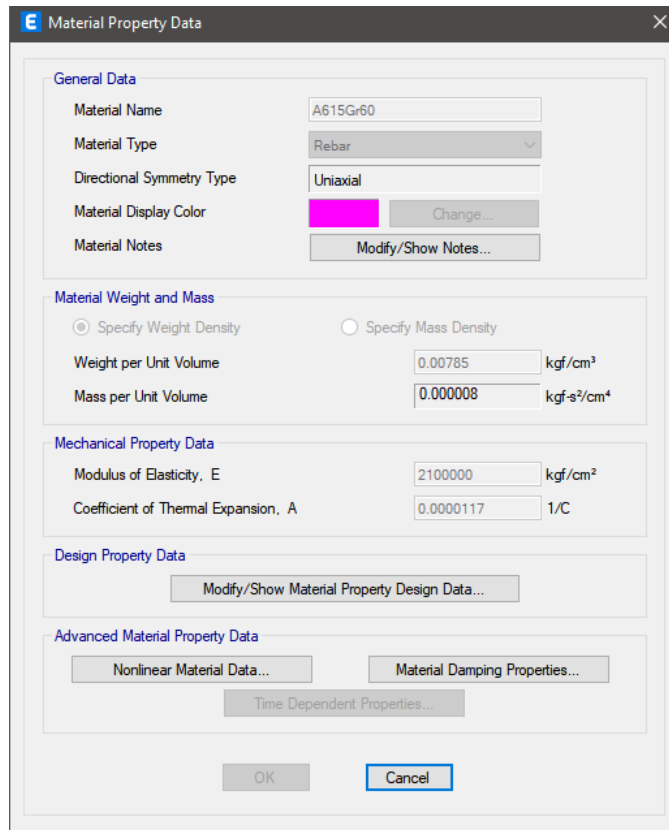


Figura 54. Definición del acero de refuerzo

Fuente: Elaboración propia.

Secciones

Como ya se había mencionado anteriormente en la edificación solo se encontró 2 tipos de secciones en las columnas y 1 sección.

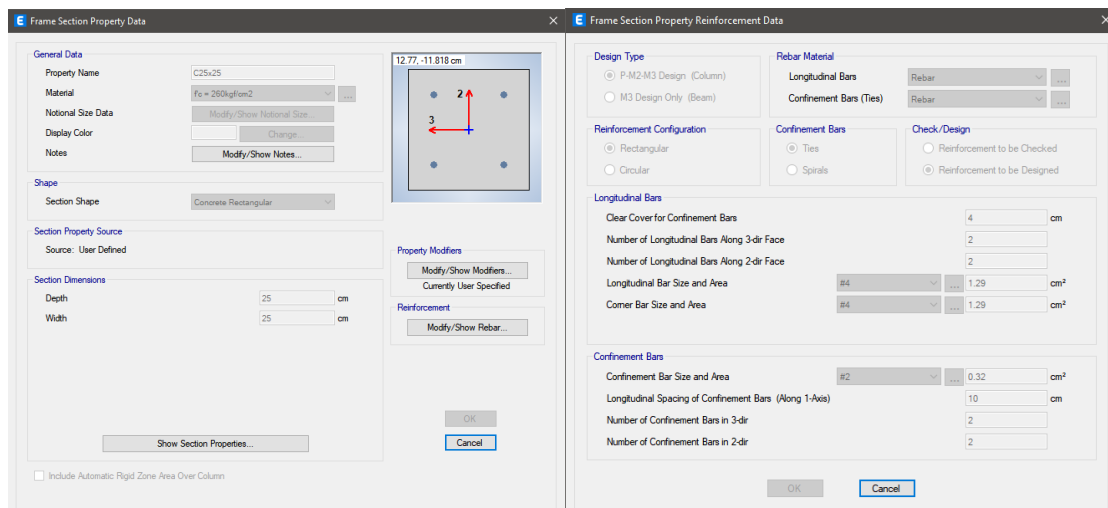


Figura 55. Definición de las secciones para la columna

Fuente: Elaboración propia.

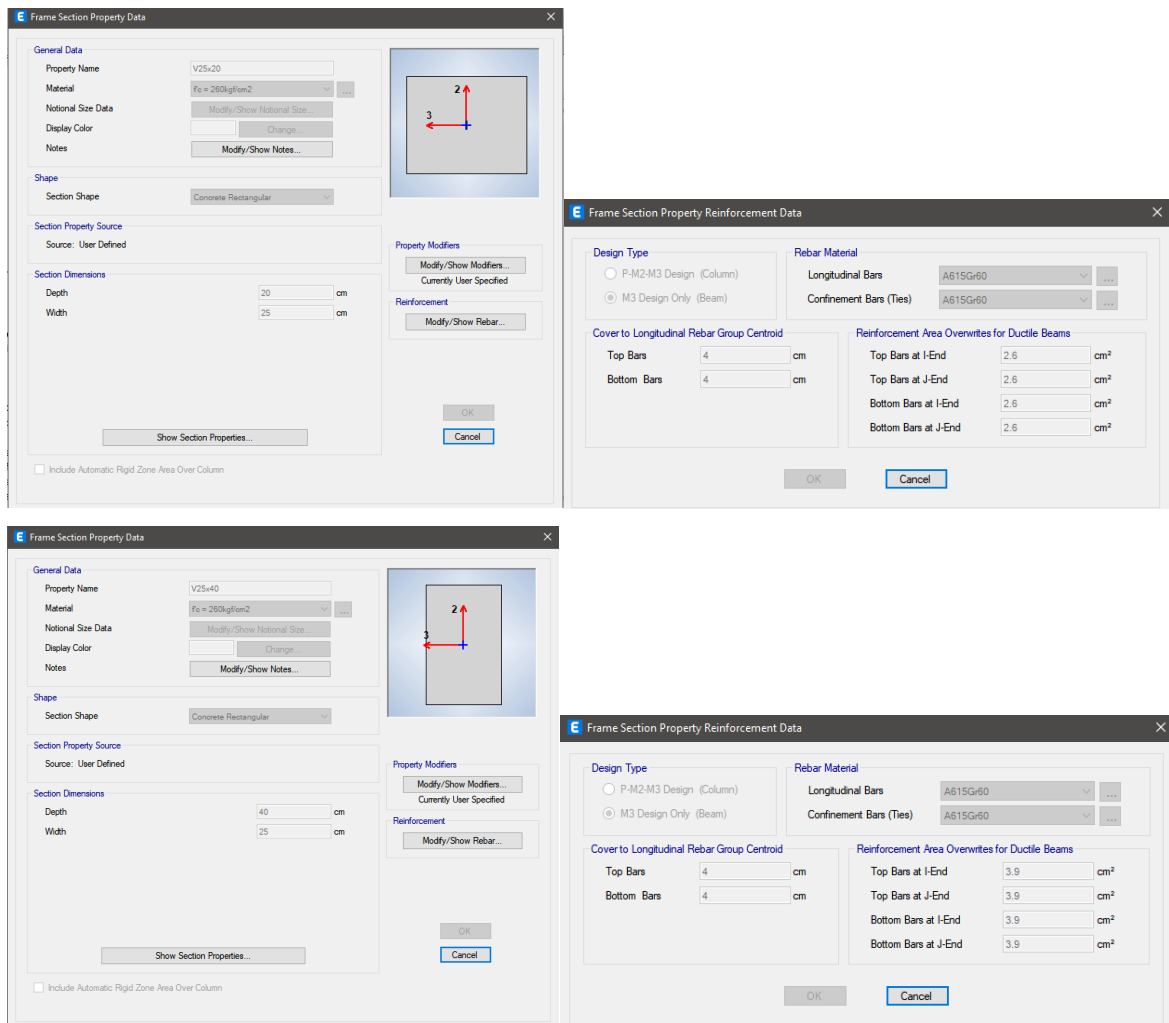


Figura 56. Definición de las secciones para vigas

Fuente: Elaboración propia.

Cargas

Para la definición de cargas se tuvo en cuenta la norma técnica E-020 para viviendas.

Tabla 8. Definición de cargas

Descripción	Dato
Peso específico del concreto	2400 kgf/m ³
Acabados	100 kgf/m ²
Tabiquería	150 kgf/m ²
Carga viva	200 kgf/m ²
Carga viga de techo	100 kgf/m ²

Fuente: Elaboración propia.

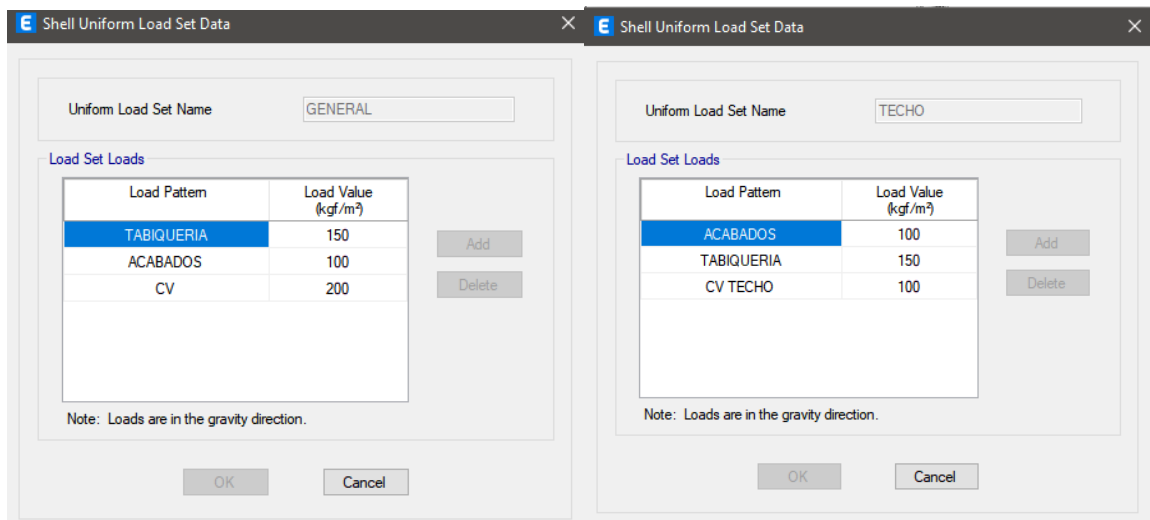


Figura 57. Definición de cargas

Fuente: Elaboración propia.

Combinación de cargas

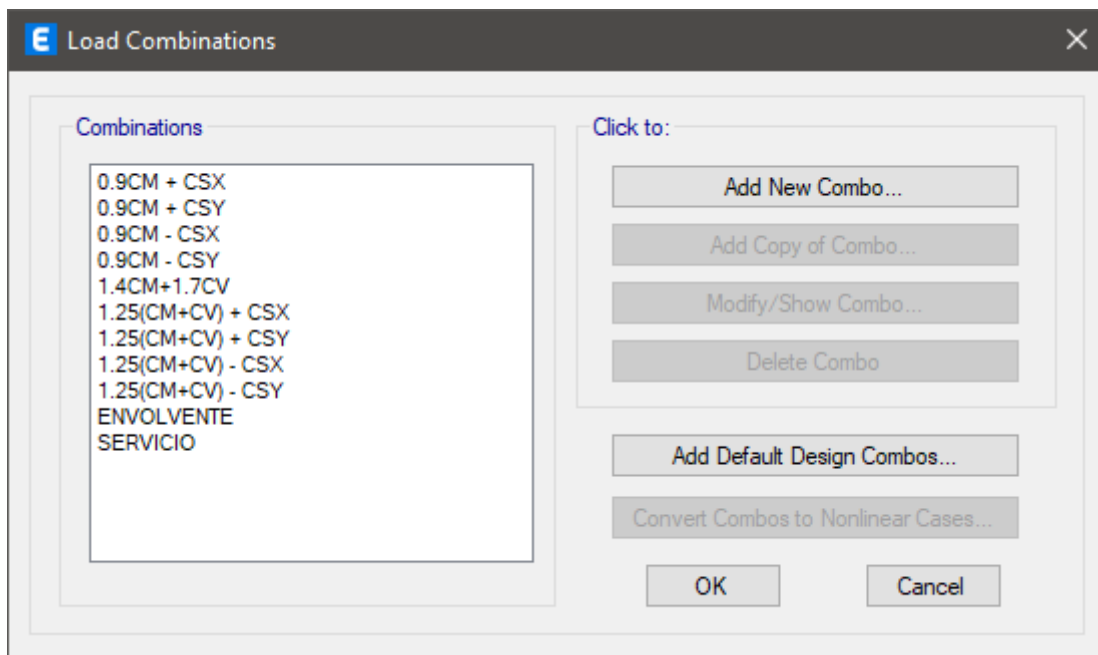


Figura 58. Combinación de cargas

Fuente: Elaboración propia.

Espectro de demanda

Para la definición de la demanda sísmica se tomó en consideración la norma técnica peruana E-030 Diseño Sismorresistente.

Zona sísmica: La edificación se encuentra ubicada en el distrito de San Juan Bautista, provincia de Huamanga, Departamento de Ayacucho, por lo que esta ubicada en una zona sísmica = 3.

Categoría de la edificación: la estructura esta destinada para vivienda, es decir como una edificación común, que según la NTP E-030 esta dentro de la categoría “C” con un factor de uso de 1.

Perfiles de suelo: el suelo está compuesto por roca volcánica de composición andesítica y por la característica y ensayo a la resistencia a la compresión simple de la roca analizada el perfil del suelo corresponde al tipo S1(Roca o Suelo muy rígido).



Figura 59. Extracción y estudio de roca

Fuente: Elaboración propia.

Sistema Estructural: Inicialmente la edificación fue construida como albañilería confinada para vivienda, pero debido a que la estructura se quiere destinar al comercio los muros se cambiaran por elementos de tabiquería por lo que la estructura solo funcionara como un sistema aporticado

Irregularidad en planta: La norma califica como irregularidad de esquina entrante cuando sus esquinas entrantes tienen distancias mayores al 20% de la distancia total en planta, en nuestra estructura 5.52 m es el 53% de 10.37 m por lo que se considera una irregularidad en planta igual a $I_p=0.9$.

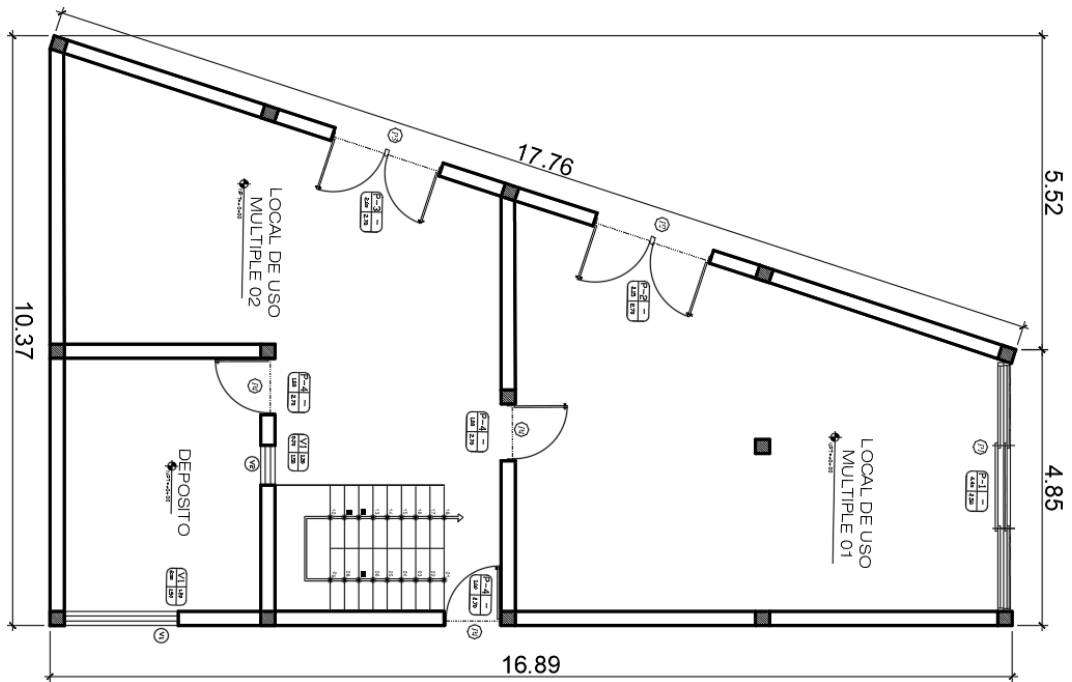


Figura 60. Irregularidad en planta

Fuente: Elaboración propia.

Espectros

Se han definido 2 espectros uno de demanda y otro espectro reducido para un sistema aporticado con el que se definirán las cargas de sismo.

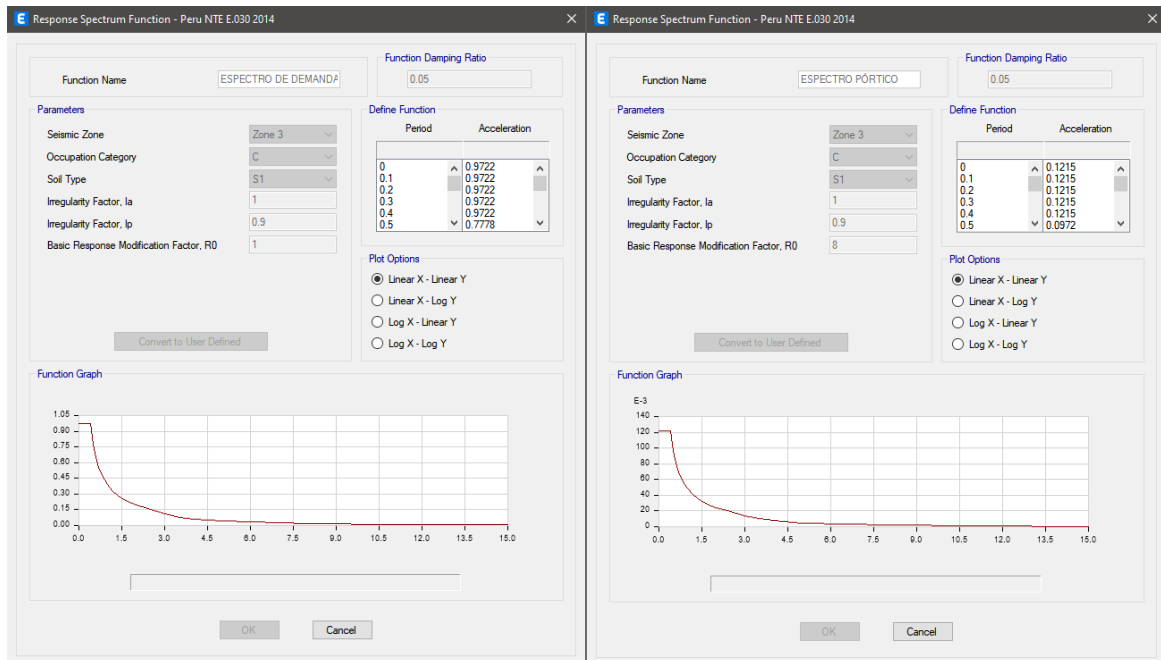


Figura 61. Espectros de demanda y aporticado

Fuente: Elaboración propia.

Análisis dinámico lineal

El propósito del análisis dinámico lineal es obtener toda la respuesta dinámica, específicamente como se generan los cortes de piso para llegar a las fuerzas de piso y finalmente saber cómo es el patrón de las fuerzas laterales, introducir esas fuerzas en los nodos y ya con eso entonces tener el Pushover del modo 1 (eje x), el Pushover del modo 2 (eje Y) y el Pushover de fuerzas laterales ya completamente configurados. Para ello primero definiremos la masa

Fuente de masa

Es la masa de la estructura que en nuestro caso estará compuesta por el peso propio de la estructura, los acabados, la tabiquería y el 25% de la carga viga. La fuente de masa (Mass Source Data) es necesario para calcular la cortante base de la estructura.

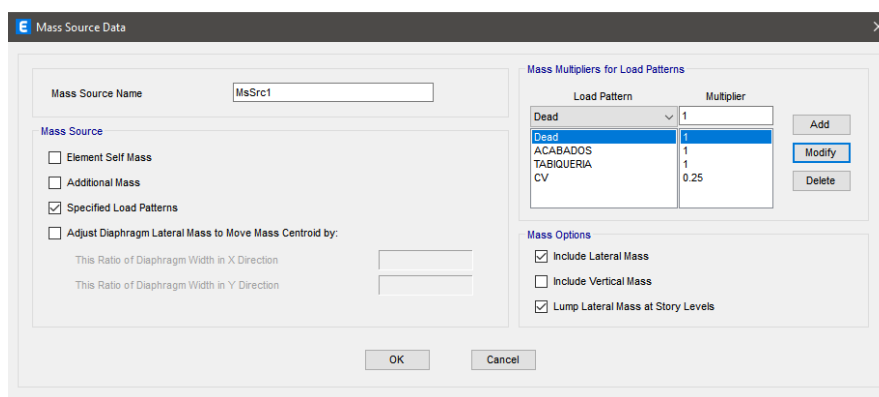


Figura 62. Definición de la fuente de masa

Fuente: Elaboración propia.

Al realizar el análisis dinámico lineal podemos observar que la masa participativa modal llega al 90% en el cuarto modo y al 99% en su quinto modo, lo que indica que los primeros modos concentran el mayor porcentaje de la masa participativa

Tabla 9. Masa participativa modal

Modo	Periodo (s)	Masa participativa en X	Masa Participativa en Y	Masa participativa acumulada en X	Masa participativa acumulada en Y
1	0.819	0.0169	0.8668	0.0169	0.8668
2	0.692	0.9063	0.017	0.9232	0.8839
3	0.619	0.0144	0.0002	0.9376	0.884
4	0.205	0.0001	0.1157	0.9377	0.9997

5	0.165	0.0565	0.0001	0.9942	0.9998
6	0.148	0.0058	0.0002	1	1
7	0.008	0	0	1	1
8	0.007	0	0	1	1

Fuente: Elaboración propia.

Como se puede observar la siguiente tabla alcanzamos el 100% de la masa participativa en el modo 6, el modo 1 y el modo 2 acumula la mayor masa participativa.

Fuerza cortante en el eje X

Además de verificar la masa participativa modal podemos conocer cual es la fuerza cortante en cada nivel en el eje X, estas fuerzas laterales son obtenidas del análisis dinámico lineal que ha considerado todos los modos de la estructura en el eje X.

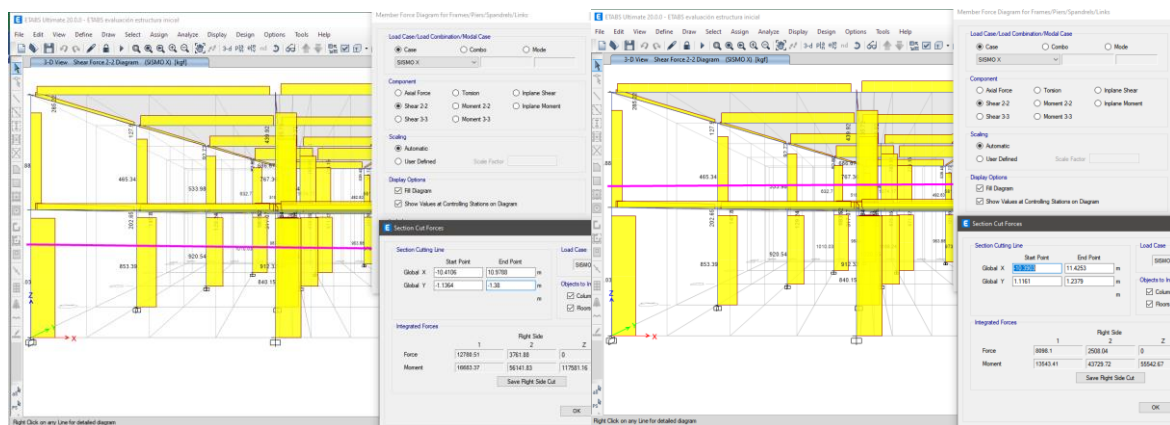


Figura 63. Fuerza cortante en el eje X debido al sismo en X del primer y segundo nivel

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 10. Patrón de fuerzas laterales en el eje X

NIVEL	CORTE (kgf)	FUERZA (kgf)	FACTOR	PUSH-FZAS (kgf)
2	8098	8098	1.73	1730
1	12780	4682	1.00	1000
ESCALA:	1000			

Fuente: Elaboración propia.

Fuerza cortante en el eje Y

Además de verificar la masa participativa modal podemos conocer cual es la fuerza cortante en cada nivel en el eje X, estas fuerzas laterales son obtenidas del análisis dinámico lineal que ha considerado todos los modos de la estructura en el eje y

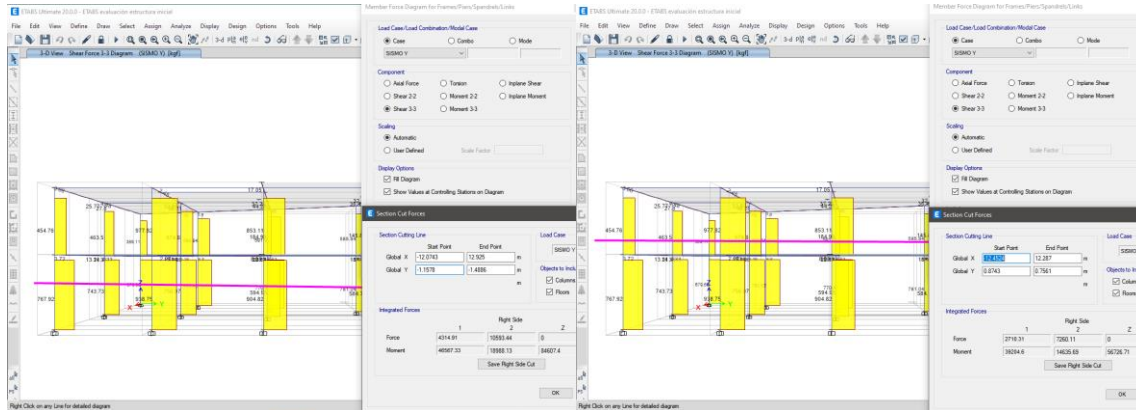


Figura 64. Fuerza cortante en el eje Y debido al sismo en Y del primer y segundo nivel

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 11. Patrón de fuerzas laterales en el eje Y

NIVEL	CORTE (kgf)	FUERZA (kgf)	FACTOR	PUSH-FZAS (kgf)
2	2710	2710	1.69	1690
1	4314	1604	1.00	1000
ESCALA:	100			

Fuente: Elaboración propia.

Aplicación del patrón de las fuerzas cortantes

Eje X

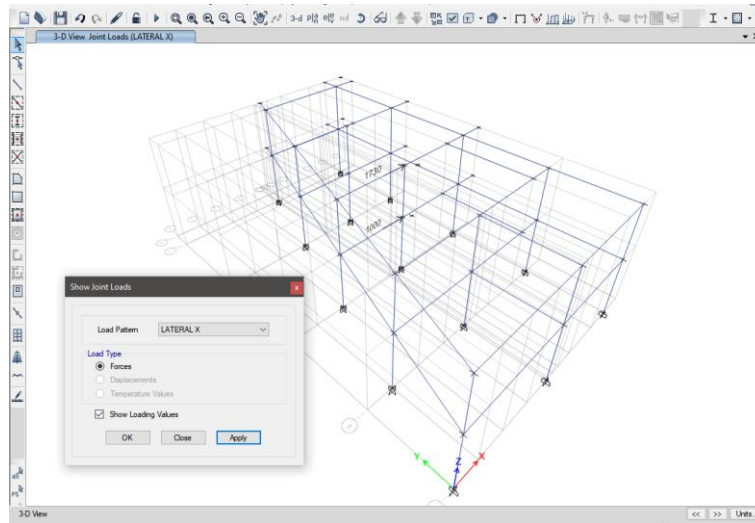


Figura 65. Aplicación de fuerzas cortantes en el eje X

Fuente: Elaboración propia.

Eje Y

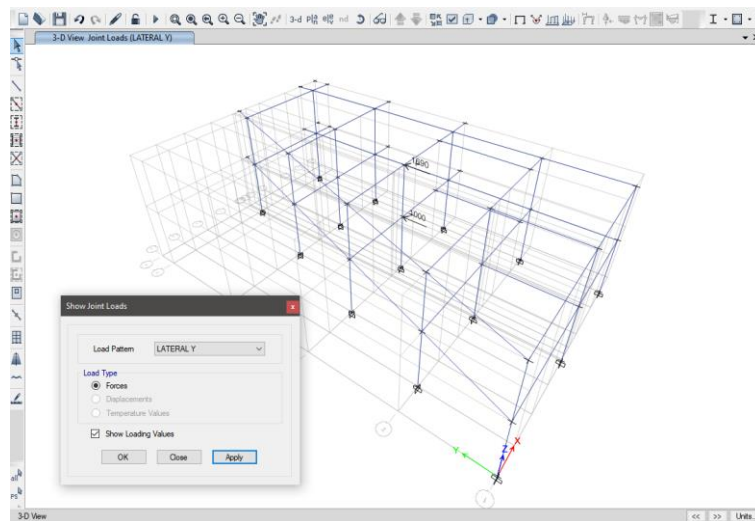


Figura 66. Aplicación de fuerzas cortantes en el eje X

Fuente: Elaboración propia.

Revisión de aceros longitudinales en las vigas

Revisaremos las áreas de acero que deben tener las vigas y las columnas en términos del acero longitudinal con el que vamos a plantear todo el Pushover, es decir tomar en cuenta el acero real y no el acero de cálculo.

Nivel 1

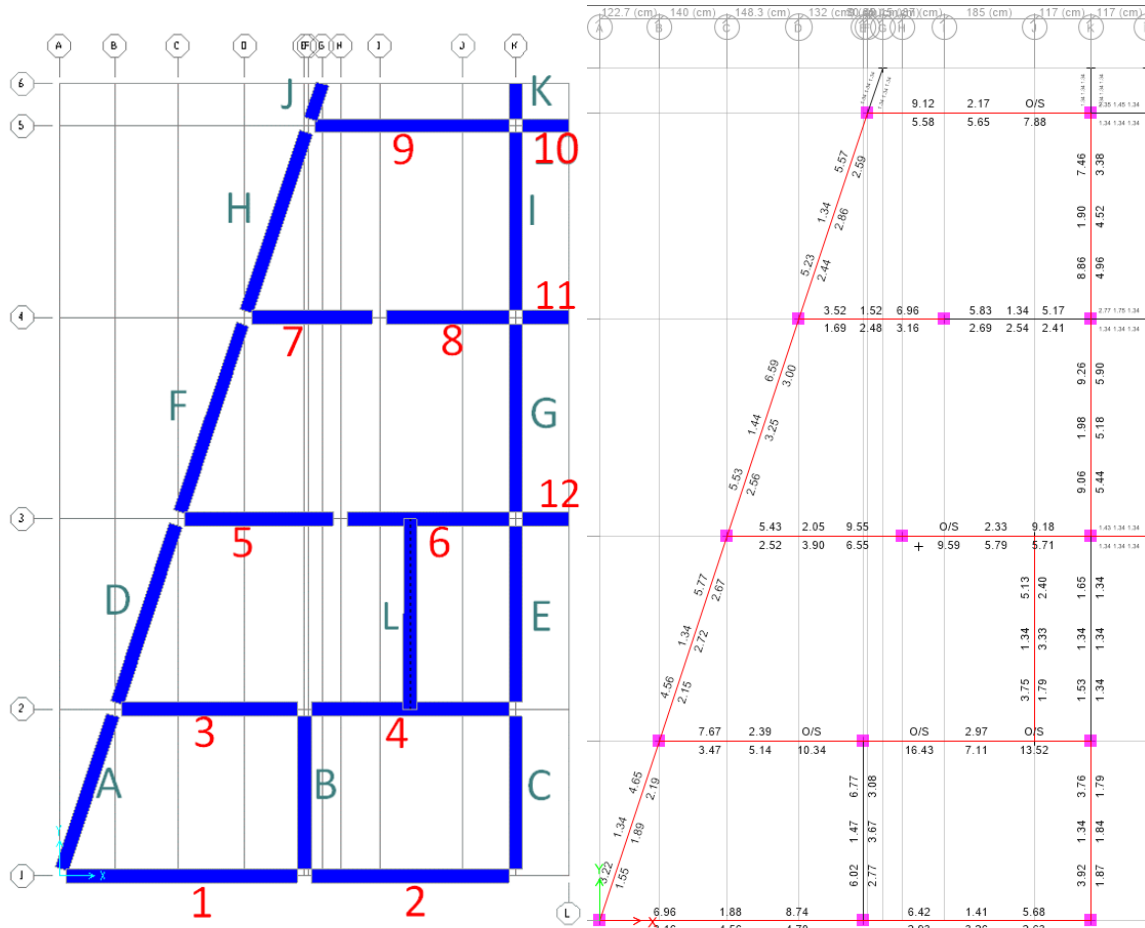


Figura 67. Requerimiento de acero de refuerzo en el primer nivel

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 12. Verificación de cumplimiento de acero requerido en las vigas del primer nivel

nivel	viga	Eje	Long.	designación	ACERO REQUERIDO				ACERO REAL				VERIFICACION
					As sup izq. (cm2)	As Inf izq. (cm2)	As sup der (cm2)	As Inf der (cm2)	As sup izq. (cm2)	As Inf izq. (cm2)	As sup der (cm2)	As Inf der (cm2)	
1	1	x	5.43	V-105 (25X20)	6.96	3.16	9.74	4.7	2.58	2.58	2.58	2.58	Redimensionar
1	2	x	4.7	V-105 (25X20)	6.42	2.93	5.68	2.63	2.58	2.58	2.58	2.58	Redimensionar

1	3	x	4.22	V-104 (25X20)	7.67	3.47	sección insuficiente (O/S #2)	10.3 4	2.58	2.58	2.58	2.58	Redimensionar
1	4	x	4.7	V-104 (25X20)	sección insuficiente (O/S #2)	16.4 3	sección insuficiente (O/S #2)	13.5 2	2.58	2.58	2.58	2.58	Redimensionar
1	5	x	3.64	V-103 (25X20)	5.43	2.52	9.55	6.55	2.58	2.58	2.58	2.58	Redimensionar
1	6	x	3.89	V-103 (25X20)	sección insuficiente (O/S #2)	9.59	9.18	5.71	2.58	2.58	2.58	2.58	Redimensionar
1	7	x	3.07	V-102 (25X20)	3.52	1.69	6.96	3.16	2.58	2.58	2.58	2.58	Redimensionar
1	8	x	3.02	V-102 (25X20)	5.83	2.69	5.17	2.41	2.58	2.58	2.58	2.58	Redimensionar
1	9	x	4.68	V-101 (25X20)	9.12	5.58	sección insuficiente (O/S #2)	7.88	2.58	2.58	2.58	2.58	Redimensionar
1	10	x	1.17	V-101 (25X20)	2.35	1.34	1.34	1.34	2.58	2.58	2.58	2.58	Ok
1	11	x	1.17	V-102 (25X20)	2.77	1.34	1.34	1.34	2.58	2.58	2.58	2.58	Redimensionar
1	12	x	1.17	V-103 (25X20)	1.43	1.34	1.34	1.34	2.58	2.58	2.58	2.58	Ok
1	A	y	3.89	V-106 (25X20)	3.22	1.55	4.65	2.19	2.58	2.58	2.58	2.58	Redimensionar
1	B	y	3.7	V-107 (25X20)	6.02	1.77	6.77	3.08	2.58	2.58	2.58	2.58	Redimensionar
1	C	y	3.7	V-107 (25X20)	3.92	1.87	3.76	1.79	2.58	2.58	2.58	2.58	Redimensionar
1	D	y	4.44	V-106 (25X20)	4.56	2.15	5.77	2.67	2.58	2.58	2.58	2.58	Redimensionar
1	E	y	4.22	V-107 (25X20)	1.53	1.34	1.65	1.34	2.58	2.58	2.58	2.58	Ok
1	F	y	4.68	V-106 (25X20)	5.53	2.56	6.59	3	2.58	2.58	2.58	2.58	Redimensionar
1	G	y	4.47	V-107 (25X20)	9.06	5.44	9.26	5.9	2.58	2.58	2.58	2.58	Redimensionar
1	H	y	4.48	V-106 (25X20)	5.23	2.44	5.57	2.59	2.58	2.58	2.58	2.58	Redimensionar
1	I	y	4.25	V-107 (25X20)	8.86	4.96	7.46	3.38	2.58	2.58	2.58	2.58	Redimensionar
1	J	y	0.9	V-106 (25X20)	1.34	1.34	1.34	1.34	2.58	2.58	2.58	2.58	Ok
1	K	y	0.92	V-107 (25X20)	1.34	1.34	1.34	1.34	2.58	2.58	2.58	2.58	Ok
1	L	y	4.22	V-107 (25X20)	3.75	1.79	5.13	2.4	2.58	2.58	2.58	2.58	Redimensionar

Fuente: Elaboración propia.

Como se puede observar en la tabla de acero de refuerzo requerido del primer nivel, de las 24 vigas sólo 5 cumplen con el requerimiento de acero mínimo y cuatro vigas tienen sección insuficiente.

Nivel 2

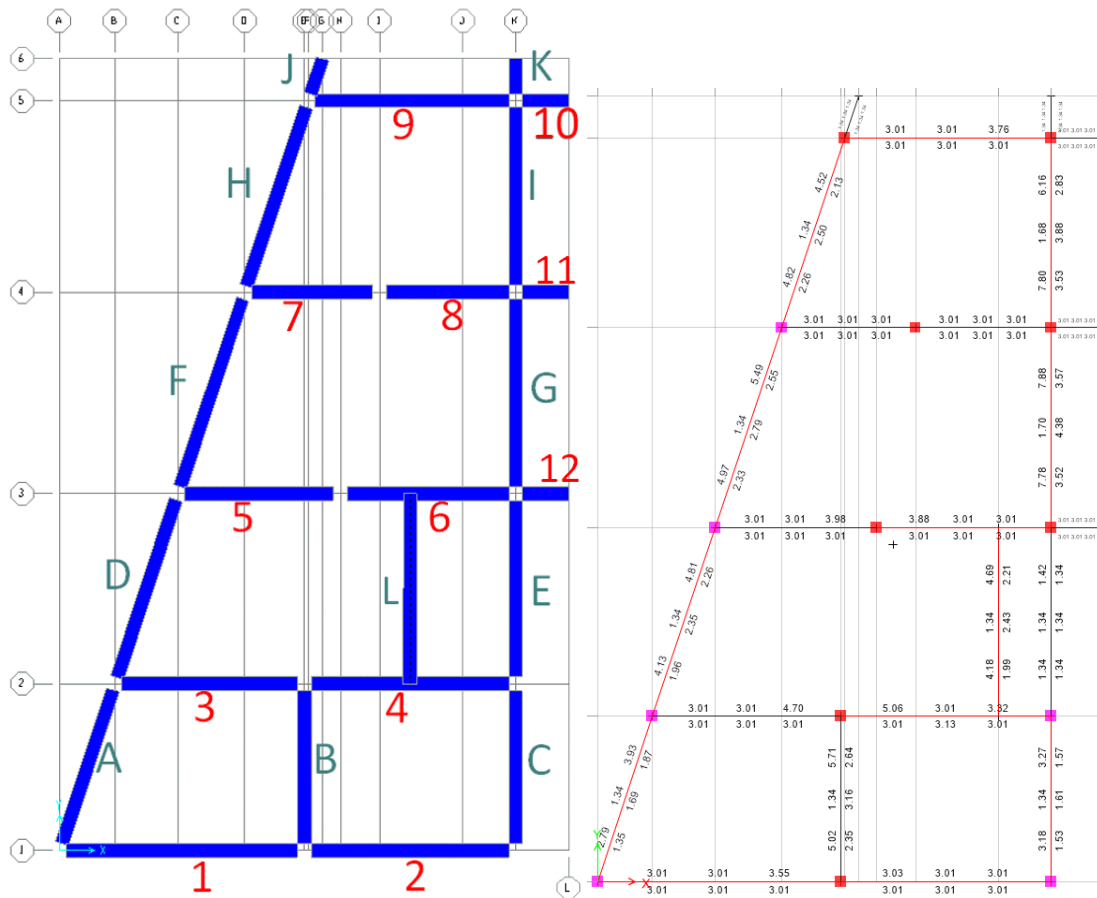


Figura 68. Requerimiento de acero de refuerzo en el primer nivel

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 13. Verificación de cumplimiento de acero requerido en las vigas del segundo nivel

nivel	viga	Eje	Long.	designación	ACERO REQUERIDO				ACERO REAL				VERIFICACION
					As sup izq. (cm2)	As Inf izq. (cm2)	As sup der (cm2)	As Inf der (cm2)	As sup izq. (cm2)	As Inf izq. (cm2)	As sup der (cm2)	As Inf der (cm2)	
2	1	x	5.43	V-105 (25X40)	3.01	3.01	3.55	3.01	3.87	3.87	3.87	3.87	Ok
2	2	x	4.7	V-105 (25X40)	3.03	3.01	3.55	3.01	3.87	3.87	3.87	3.87	Ok
2	3	x	4.22	V-104 (25X40)	3.01	3.01	4.7	3.01	3.87	3.87	3.87	3.87	Redimensionar
2	4	x	4.7	V-104 (25X40)	5.06	3.01	3.32	3.01	3.87	3.87	3.87	3.87	Redimensionar
2	5	x	3.64	V-103 (25X40)	3.01	3.01	3.98	3.01	3.87	3.87	3.87	3.87	Redimensionar
2	6	x	3.89	V-103 (25X40)	3.88	3.01	3.01	3.01	3.87	3.87	3.87	3.87	Redimensionar
2	7	x	3.07	V-102 (25X40)	3.01	3.01	3.01	3.01	3.87	3.87	3.87	3.87	Ok
2	8	x	3.02	V-102 (25X40)	3.01	3.01	3.01	3.01	3.87	3.87	3.87	3.87	Ok
2	9	x	4.68	V-101 (25X40)	3.01	3.01	3.76	3.01	3.87	3.87	3.87	3.87	Ok
2	10	x	1.17	V-101 (25X40)	3.01	3.01	3.01	3.01	3.87	3.87	3.87	3.87	Ok

2	11	x	1.17	V-102 (25X40)	3.01	3.01	3.01	3.01	3.87	3.87	3.87	3.87	Ok
2	12	x	1.17	V-103 (25X40)	3.01	3.01	3.01	3.01	3.87	3.87	3.87	3.87	Ok
2	A	y	3.89	V-106 (25X20)	2.79	1.35	3.93	1.87	2.58	2.58	2.58	2.58	Redimensionar
2	B	y	3.7	V-107 (25X20)	5.02	2.35	5.71	2.64	2.58	2.58	2.58	2.58	Redimensionar
2	C	y	3.7	V-107 (25X20)	3.18	1.53	3.27	1.57	2.58	2.58	2.58	2.58	Redimensionar
2	D	y	4.44	V-106 (25X20)	4.13	1.96	4.81	2.26	2.58	2.58	2.58	2.58	Redimensionar
2	E	y	4.22	V-107 (25X20)	1.34	1.34	1.42	1.34	2.58	2.58	2.58	2.58	Ok
2	F	y	4.68	V-106 (25X20)	4.97	2.33	5.49	2.55	2.58	2.58	2.58	2.58	Redimensionar
2	G	y	4.47	V-107 (25X20)	7.78	3.52	7.88	3.57	2.58	2.58	2.58	2.58	Redimensionar
2	H	y	4.48	V-106 (25X20)	4.82	2.26	4.52	2.13	2.58	2.58	2.58	2.58	Redimensionar
2	I	y	4.25	V-107 (25X20)	7.8	3.53	6.16	2.83	2.58	2.58	2.58	2.58	Redimensionar
2	J	y	0.9	V-106 (25X20)	1.34	1.34	1.34	1.34	2.58	2.58	2.58	2.58	Ok
2	K	y	0.92	V-107 (25X20)	1.34	1.34	1.34	1.34	2.58	2.58	2.58	2.58	Ok
2	L	y	4.22	V-107 (25X20)	4.18	1.99	4.69	2.21	2.58	2.58	2.58	2.58	Redimensionar

Fuente: Elaboración propia.

Como se observa en la tabla de aceros requeridos en el segundo nivel solo 11 elementos cumplen con los aceros requeridos

Revisión de aceros longitudinales en las columnas

Nivel 1

Tabla 14. Verificación de cumplimiento de acero requerido en las columnas del primer nivel

nivel	columna	longitud (m)	ACERO REQUERIDO (cm ²)	ACERO REAL (cm ²)	VERIFICACION
1	C1 (25X25)	2.85	7.81	2.58	Redimensionar
1	C2 (25X25)	2.85	8.65	2.58	Redimensionar
1	C3 (25X25)	2.85	9.7	2.58	Redimensionar
1	C4 (25X25)	2.85	7.98	2.58	Redimensionar
1	C5 (25X25)	2.85	6.25	2.58	Redimensionar
1	C6 (25X25)	2.85	10.34	2.58	Redimensionar
1	C7 (25X25)	2.85	8.32	2.58	Redimensionar
1	C8 (25X25)	2.85	6.25	2.58	Redimensionar
1	C9 (25X25)	2.85	14.07	2.58	Redimensionar
1	C10 (25X25)	2.85	10.86	2.58	Redimensionar
1	C11 (25X25)	2.85	6.25	2.58	Redimensionar
1	C12 (25X25)	2.85	15.85	2.58	Redimensionar
1	C13 (25X25)	2.85	11.17	2.58	Redimensionar

1	C14 (25X25)	2.85	10.93	2.58	Redimensionar
---	-------------	------	-------	------	---------------

Fuente: Elaboración propia.

Como se puede observar todas las columnas del primer nivel no cumplen con el área de acero de refuerzo mínimo.

Nivel 2

Tabla 15. Verificación de cumplimiento de acero requerido en las columnas del primer nivel

nivel	columna	longitud (m)	ACERO REQUERIDO (cm ²)	ACERO REAL (cm ²)	VERIFICACION
1	C1 (25X25)	2.55	31.04	2.58	Redimensionar
1	C2 (25X25)	2.55	O/S	2.58	Redimensionar
1	C3 (25X25)	2.55	29.81	2.58	Redimensionar
1	C4 (25X25)	2.55	31.36	2.58	Redimensionar
1	C5 (25X25)	2.55	O/S	2.58	Redimensionar
1	C6 (25X25)	2.55	23.19	2.58	Redimensionar
1	C7 (25X25)	2.55	34.15	2.58	Redimensionar
1	C8 (25X25)	2.55	O/S	2.58	Redimensionar
1	C9 (25X25)	2.55	O/S	2.58	Redimensionar
1	C10 (25X25)	2.55	36.53	2.58	Redimensionar
1	C11 (25X25)	2.55	O/S	2.58	Redimensionar
1	C12 (25X25)	2.55	O/S	2.58	Redimensionar
1	C13 (25X25)	2.55	O/S	2.58	Redimensionar
1	C14 (25X25)	2.55	O/S	2.58	Redimensionar

Fuente: Elaboración propia.

Como se puede observar todas las columnas del segundo nivel no cumplen con el área de acero de refuerzo mínimo y 8 necesitan ser redimensionados.

Rótulas plásticas

Definimos la distancia donde va a ocurrir la rótula plástica tanto en vigas como en columnas para poder asignarla a cada uno de los elementos.

Vigas

Asignamos rótulas plásticas en las vigas al inicio y final de la longitud libre para ello se calcula la distancia de la longitud libre respecto a la distancia de los ejes y luego

se implementa la rótula plástica al inicio de longitud libre (en la cara de la columna) y otra al final de la longitud libre.

Tabla 16. Definición de la ubicación de las rótulas plásticas en vigas

Tramo	Longitud(m)	Col izq.(m)	Col der(m)	L- Libre	L. relativ a rotula	Li. relativ a rotula (%)	Lf. relativ a rotula	Lf. relativ a rotula (%)
1	5.43	0.25	0.25	5.18	0.02	2%	0.98	98%
2	4.7	0.25	0.25	4.45	0.03	3%	0.97	97%
3	4.22	0.25	0.25	3.97	0.03	3%	0.97	97%
4	4.7	0.25	0.25	4.45	0.03	3%	0.97	97%
5	3.64	0.25	0.25	3.39	0.03	3%	0.97	97%
6	3.89	0.25	0.25	3.64	0.03	3%	0.97	97%
7	3.07	0.25	0.25	2.82	0.04	4%	0.96	96%
8	3.02	0.25	0.25	2.77	0.04	4%	0.96	96%
9	4.68	0.25	0.25	4.43	0.03	3%	0.97	97%
10	1.17	0.25	0.25	0.92	0.11	11%	0.89	89%
A	3.89	0.25	0.25	3.64	0.03	3%	0.97	97%
B	3.7	0.25	0.25	3.45	0.03	3%	0.97	97%
C	3.7	0.25	0.25	3.45	0.03	3%	0.97	97%
D	4.44	0.25	0.25	4.19	0.03	3%	0.97	97%
E	4.22	0.25	0.25	3.97	0.03	3%	0.97	97%
F	4.68	0.25	0.25	4.43	0.03	3%	0.97	97%
G	4.47	0.25	0.25	4.22	0.03	3%	0.97	97%
H	4.48	0.25	0.25	4.23	0.03	3%	0.97	97%
I	4.25	0.25	0.25	4	0.03	3%	0.97	97%
J	0.9	0.25	0.25	0.65	0.14	14%	0.86	86%
K	0.92	0.25	0.25	0.67	0.14	14%	0.86	86%

Fuente: Elaboración propia.

Columnas

Del mismo modo que las vigas se calcula la longitud libre de las columnas respecto a su longitud de eje a eje, luego se implementa la rótula inicial al inicio de la longitud libre (en la cara de la viga) y otra rotula final al final de la longitud libre de la columna (en la otra cara de la viga).

Tabla 17. Definición de la ubicación de las rótulas plásticas en columnas

Tramo	Longitud(m)	Viga ini(m)	Viga fin(m)	L- Libre	L. relativ a rotula	Li. relativ a rotula	Lf. relativ a rotula	Lf. relativ a rotula
-------	-------------	-------------	-------------	----------	---------------------	----------------------	----------------------	----------------------

						rotula (%)	rotula (%)
1	2.85	0	0.2	2.75	0.00	0%	0.96 96%
2	2.55	0.2	0.2	2.35	0.04	4%	0.96 96%

Fuente: Elaboración propia.

Definición de los sismos de demanda

Seudo aceleración

$Z = 0.35$ para la zona 3

$U = 1$ Uso de vivienda

$C = 2.5$ para edificios bajos

$S = 1$ Para tipo de suelo S1

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} * g = \frac{0.35*1*2.5*1}{8} * g = 0.109g \quad \text{Seudo aceleración}$$

Sismo de diseño

$P_{diseño} = 0.1$ probabilidad de excedencia del 50%

$n_{diseño} = 50$ Vida útil (años)

$$T_{diseño} = \frac{1}{1 - (1 - P_{diseño})^{\frac{1}{n_{diseño}}}} = 475 \text{ años} \quad \text{Periodo de retorno}$$

$$a_{diseño} = \left(\frac{T_{diseño}}{T_{diseño}} \right)^k * a_{diseño} = 1.073 \frac{m}{s^2} \quad \text{Aceleración de diseño}$$

$$F_{diseño} = \frac{a_{diseño}}{a_{diseño}} = 1 \quad \text{Factor de diseño}$$

Para el sismo de servicio aplicaremos un factor de $F_{diseño} * g * A_0 = 981 \frac{m}{s^2} * A_0$

Sismo de servicio

$P_{servicio} = 0.5$ probabilidad de excedencia del 50%

$n_{servicio} = 50$ Vida útil (años)

$$T_{servicio} = \frac{1}{1 - (1 - P_{servicio})^{\frac{1}{n_{servicio}}}} = 72.636 \text{ años} \quad \text{Periodo de retorno}$$

$$a_{servicio} = \left(\frac{T_{servicio}}{T_{diseño}} \right)^k * a_{diseño} = 0.506 \frac{m}{s^2} \quad \text{Aceleración de servicio}$$

$$F_{servicio} = \frac{a_{servicio}}{a_{diseño}} = 0.472 \quad \text{Factor de servicio}$$

Para el sismo de servicio aplicaremos un factor de $F_{servicio} * g * A_0 = 462.7 \frac{m}{s^2} * A_0$

Sismo máximo

$P_{máximo} = 0.5$ probabilidad de excedencia del 50%

$$n_{m\acute{a}ximo} = 50$$

Vida \acute{u}til (a\ntos)

$$T_{m\acute{a}ximo} = \frac{1}{1 - (1 - P_{m\acute{a}ximo})^{\frac{1}{n_{m\acute{a}ximo}}}} = 975.3 \text{ a\ntos}$$

Periodo de retorno

$$a_{m\acute{a}ximo} = \left(\frac{T_{m\acute{a}ximo}}{T_{dise\nto}} \right)^k * a_{dise\nto} = 1.43 \frac{m}{s^2}$$

Aceleraci3n m\acute{a}xima

$$F_{servicio} = \frac{a_{servicio}}{a_{dise\nto}} = 0.472$$

Factor m\acute{a}ximo

Para el sismo de servicio aplicaremos un factor de $F_{m\acute{a}ximo} * g * A_0 = 1307.6 \frac{m}{s^2} * A_0$

Definici3n de cargas no lineales

Carga gravitacional no lineal

La carga gravitacional no lineal ser\acute{a} la fase inicial para el an\acute{a}lisis no lineal Pushover, para ello es necesario aplicar esta carga que esta conformada por la 1.2 de la carga propia y el 0.5 de la carga viga.

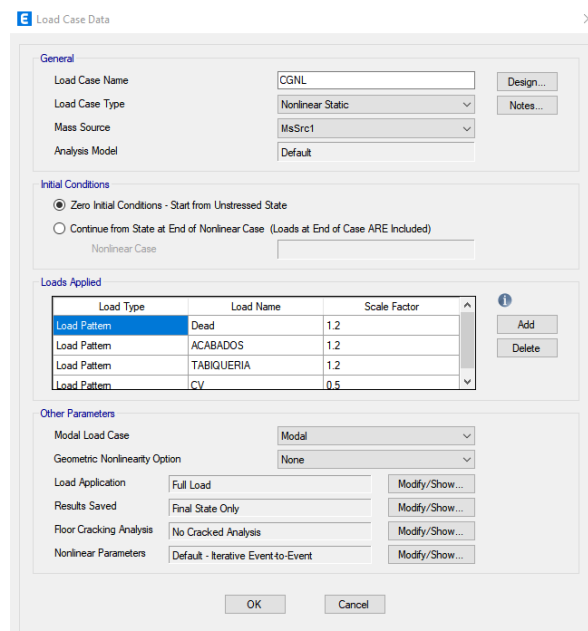


Figura 69. Definici3n de la carga gravitacional no lineal

Fuente: Elaboraci3n propia.

Pushover de Fuerzas en el eje X

Anteriormente se obtuvo el patr3n de fuerzas cortantes que fueron aplicados como carga LATERAL X en puntos pr3ximos al centro de masa debido a la irregularidad de la estructura. El caso de carga no lineal Pushover de Fuerzas en el eje X aplica este caso de carga continuando del estado final de la carga gravitacional no lineal, el punto de control es el mismo punto en la que se aplic3 la carga LATERAL X.

Pushover de Fuerzas en el eje Y

El caso de carga no lineal Pushover de Fuerzas en el eje Y aplica el caso de carga LATERAL Y continuando del estado final de la carga gravitacional no lineal, el punto de control es el mismo punto en la que se aplicó la carga LATERAL y.

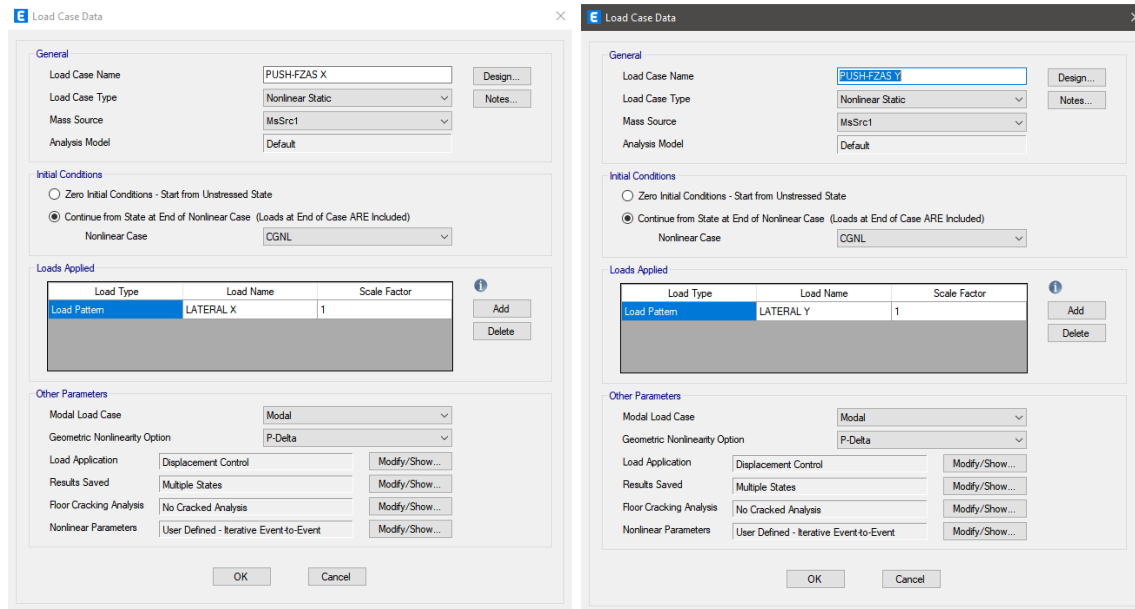


Figura 70. Casos de carga no lineal PUSH-FZAS X y PUSH-FZAS Y

Fuente: Elaboración propia.

Pushover Modo 1

El caso de carga no lineal Pushover Modo 1 utiliza como patrón de carga el Modo de vibración 1 que está en la dirección del eje X. también parte del estado final de la carga no lineal.

Pushover Modo 2

El caso de carga no lineal Pushover Modo 2 utiliza como patrón de carga el Modo de vibración 2 que está en la dirección del eje Y. también parte del estado final de la carga no lineal.

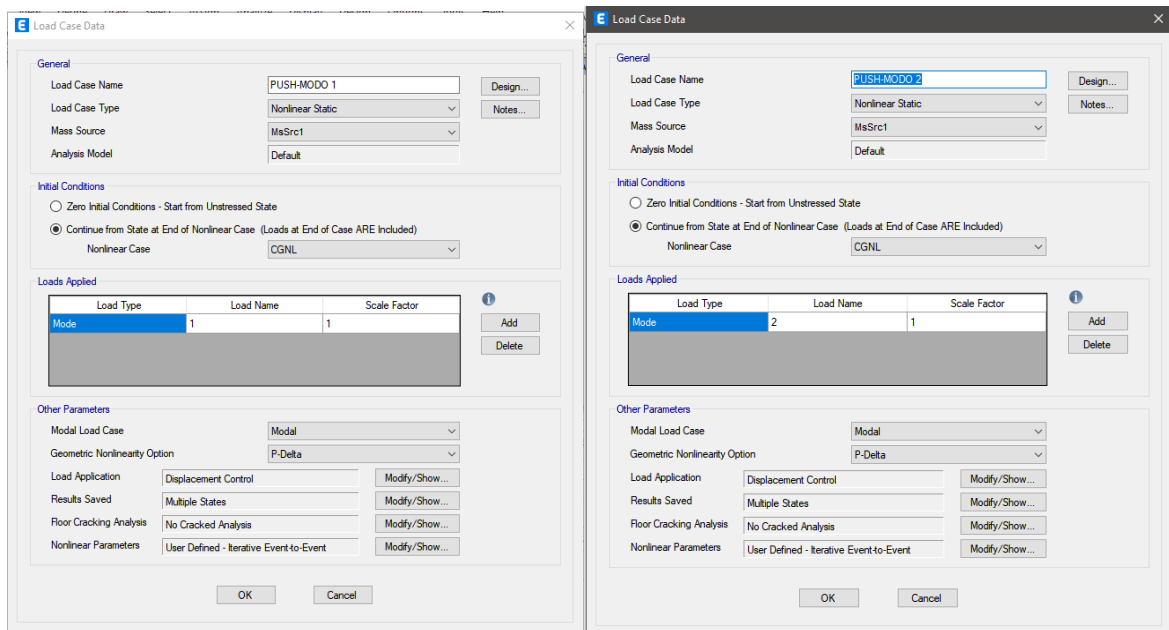


Figura 71. Casos de carga no lineal PUSH-MODO 1 y PUSH-MODO 2

Fuente: Elaboración propia.

Configuración de casos de carga

Una vez creados los casos de carga no lineal configuramos para que todos los casos de carga se ejecuten y podamos de una vez realizar el análisis no lineal.

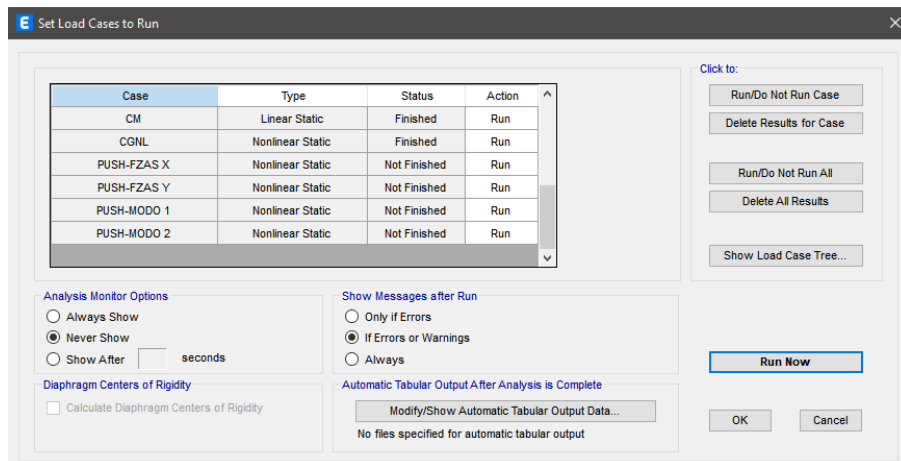


Figura 72. Ejecución de los casos de cargas no lineales

Fuente: Elaboración propia.

Combinaciones de cargas

Análisis estático no lineal Pushover

Una vez asignado las rótulas plásticas, después de la configuración de los casos de carga no lineales y calculado los sismos de servicio, sismo de diseño y sismo máximo procedemos realizar el análisis Pushover.

Punto de desempeño (ASCE 14-13) en el eje X

Sismo de servicio

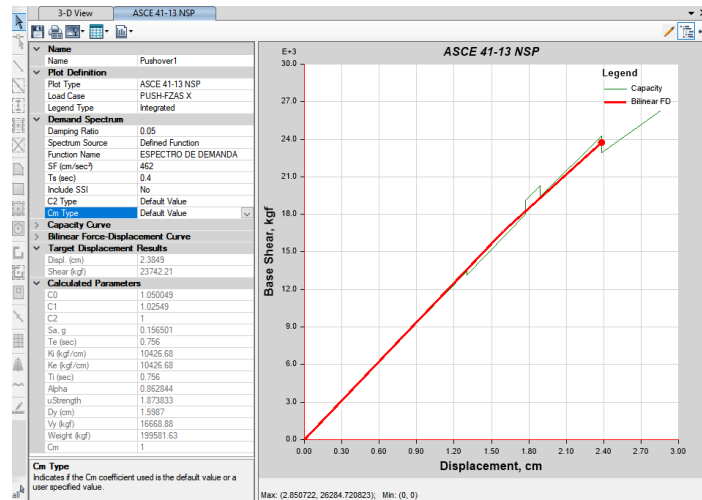


Figura 73. Punto de desempeño para el sismo de servicio en el eje X

Fuente: Elaboración propia.

En el sismo de servicio el punto de desempeño muestra un desplazamiento de 2.38 cm para una fuerza cortante de 23742.21 kgf.

Sismo de diseño

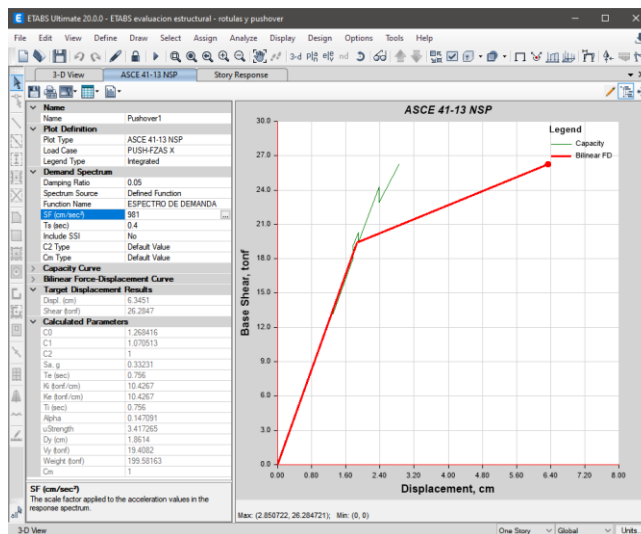


Figura 74. Punto de desempeño para el sismo de diseño en el eje X

Fuente: Elaboración propia.

En el sismo de diseño el punto de desempeño esta fuera de la curva de capacidad debido a que la demanda rebasa a la capacidad de la estructura solo puede soportar 2.85 cm de desplazamiento para una fuerza cortante de 26284.7 kgf.

Esta edificación solo soporta un desplazamiento elástico de 1.77 cm y un desplazamiento inelástico de 1.08 cm, mientras que el sismo de diseño exige un desplazamiento de 6.345 cm. La estructura tiene un comportamiento frágil porque su ductilidad de 1.61 y para que la estructura sea un elemento dúctil su ductilidad debe que ser mayor a 4.

Sismo máximo

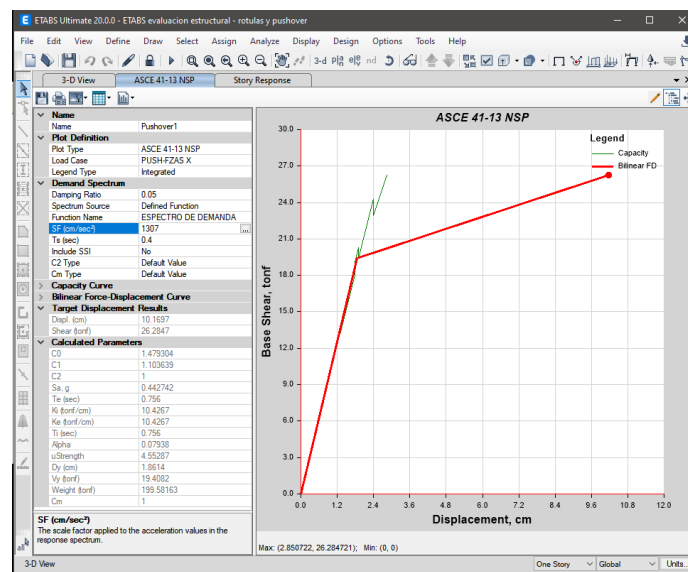


Figura 75. Punto de desempeño para el sismo máximo en el eje X

Fuente: Elaboración propia.

Para el sismo máximo el punto de desempeño esta fuera de la curva de capacidad de la estructura, se exige un desplazamiento de 10.17 cm pero la capacidad máxima de la estructura solo tiene una capacidad de 2.85 cm de desplazamiento para un cortante de 2.284.7 kgf antes que colapse.

Punto de desempeño (ASCE 14-13) en el eje Y

Sismo de servicio

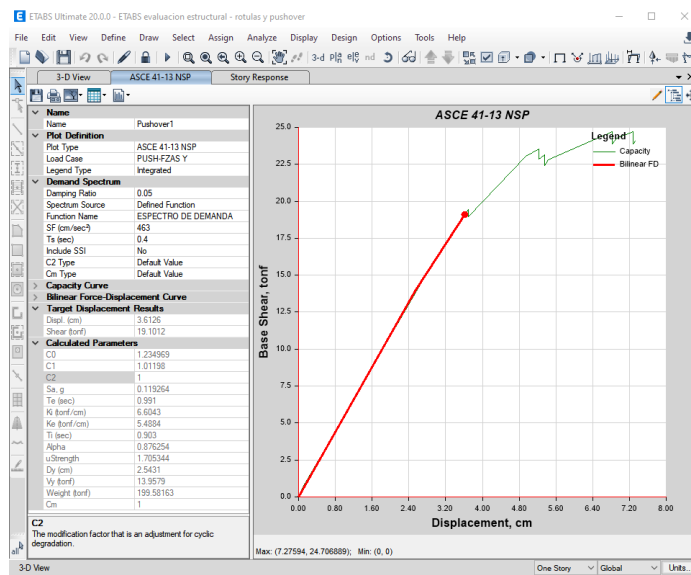


Figura 76. Punto de desempeño para el sismo de servicio en el eje Y

Fuente: Elaboración propia.

En el sismo de servicio el punto de desempeño tiene un desplazamiento de 3.61 cm para una fuerza cortante de 19101.2 kgf, tiene una deriva de 0.006 lo que indica que para una demanda de sismo de servicio su nivel de desempeño es de ocupación inmediata.

Sismo de diseño

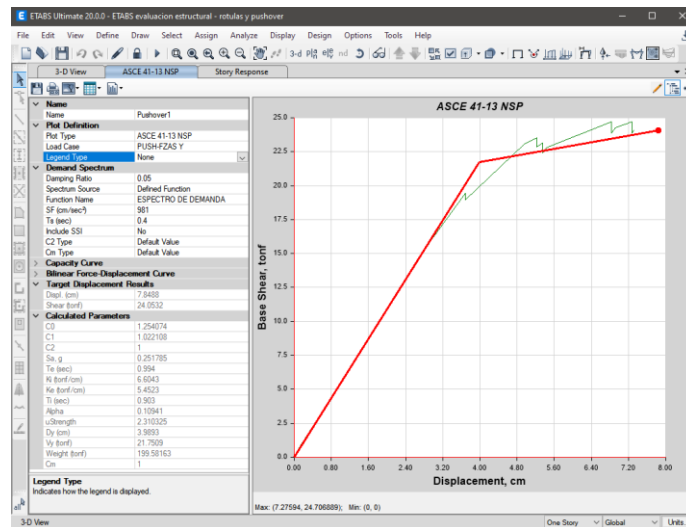


Figura 77. Punto de desempeño para el sismo de diseño en el eje Y

Fuente: Elaboración propia.

En el sismo de diseño el punto de desempeño esta fuera de la curva de capacidad de la estructura ya que la demanda exige un desplazamiento de 7.8488 y la estructura solo puede soportar un desplazamiento de 7.32 antes que colapse. La edificación soporta un desplazamiento elástico de 3.69 cm y un desplazamiento inelástico de 3.63 cm, tiene una ductilidad de 1.98 lo que indica que es una estructura frágil porque para que tenga un comportamiento dúctil su ductilidad debe ser mayor a 4.

Sismo máximo

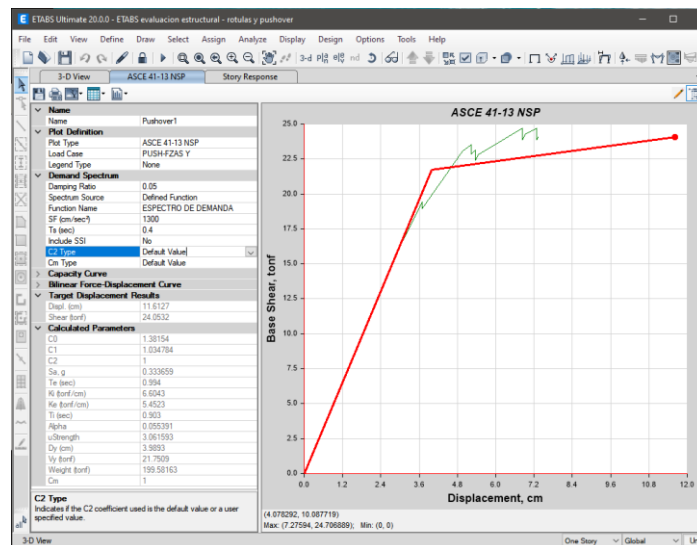


Figura 78. Punto de desempeño para el sismo máximo en el eje Y

Fuente: Elaboración propia.

En el sismo máximo el punto de desempeño está fuera de la curva capacidad de la estructura ya que la demanda exige un desplazamiento de 11.61 cm y la máxima capacidad de la estructura solo puede soportar un desplazamiento de 7.32 cm antes que colapse.

Propuesta de diseño para su mejoramiento

La estructura inicialmente se construyó como un sistema de albañilería confinada para vivienda, debido al cambio de uso para comercio se planteó retirar todos los muros de ladrillos cambiando a un sistema de pórticos para ello se evaluó si las columnas y las vigas podían soportar las cargas de gravedad y las cargas sísmicas o si es necesario plantear una propuesta para mejorar su comportamiento.

La propuesta que se plantea es la siguiente

Encamisado de columnas y vigas

La técnica del encamisado de vigas y columnas nos ayudará a mejorar la rigidez, resistencia y ductilidad de toda la estructura. Esta técnica consiste en aumentar la sección de los elementos estructurales con concreto armado para mejorar su resistencia.



Figura 79. Encamisado de columnas

Fuente: Elaboración propia.

Definición de materiales

Concreto armado

Resistencia a la compresión del concreto $f'_c = 210 \text{ kgf/cm}^2$

Figura 80. Definición del concreto de 210 kgf/cm²

Fuente: Elaboración propia.

Detalle de los elementos estructurales

Primer nivel

Columnas

Todas las columnas del primer nivel serán de dimensión de 35 cm x 35 cm.

Tabla 18. Detalle de las columnas del primer nivel

Elemento	Ancho	Altura	Refuerzo longitudinal	Estribos
COLUMNA	35 cm	35 cm	8 Φ de 5/8"	Φ de 1/2 " 1 @ 5 cm 5 @ 10 cm 3 @ 15 cm Rto @ 20 cm

Fuente: Elaboración propia.

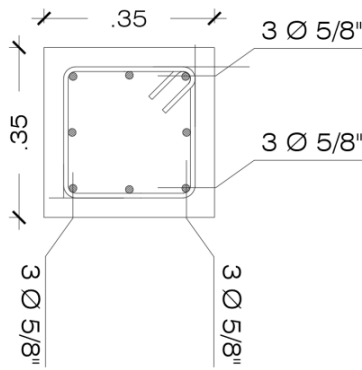


Figura 81. Detalle de columna del primer piso

Fuente: Elaboración propia.

Vigas

En el primer piso se encontró que todas las vigas tienen una sola dimensión de 25 cm x 20 cm.

Tabla 19. Detalle de las vigas del primer nivel

Elemento	Ancho	Altura	Refuerzo longitudinal	Estribos
VIGA 1	35 cm	45 cm	4 Φ de 5/8" + 2 Φ de 1/2"	Φ de 1/2 " 1 @ 5 cm 5 @ 10 cm 3 @ 15 cm Rto @ 20 cm
VIGA 2	35 cm	45 cm	5 Φ de 5/8" + Φ de 1/2"	Φ de 1/2 " 1 @ 5 cm 5 @ 10 cm 3 @ 15 cm Rto @ 20 cm

Fuente: Elaboración propia.

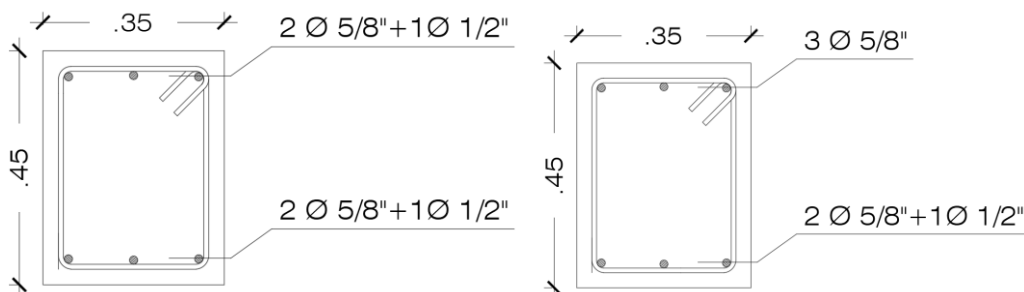


Figura 82. Detalle de vigas del primer piso

Fuente: Elaboración propia.

Segundo piso

Columnas

Todas las columnas del primer nivel serán de dimensión de 35 cm x 35 cm.

Tabla 20. Detalle de las columnas del primer nivel

Elemento	Ancho	Altura	Refuerzo longitudinal	Estribos
COLUMNA	35 cm	35 cm	8 Φ de 5/8"	Φ de 1/2 " 1 @ 5 cm 5 @ 10 cm 3 @ 15 cm Rto @ 20 cm

Fuente: Elaboración propia.

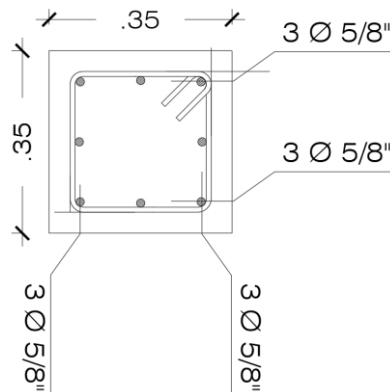


Figura 83. Detalle de columna del segundo piso

Fuente: Elaboración propia.

Vigas

En el primer piso se encontró que todas las vigas tienen una sola dimensión de 25 cm x 20 cm.

Tabla 21. Detalle de las columnas del primer nivel

Elemento	Ancho	Altura	Refuerzo longitudinal	Estribos
VIGA 1	35 cm	45 cm	4 Φ de 5/8" + 2 Φ de 1/2"	Φ de 1/2 " 1 @ 5 cm 5 @ 10 cm 3 @ 15 cm Rto @ 20 cm

Fuente: Elaboración propia.

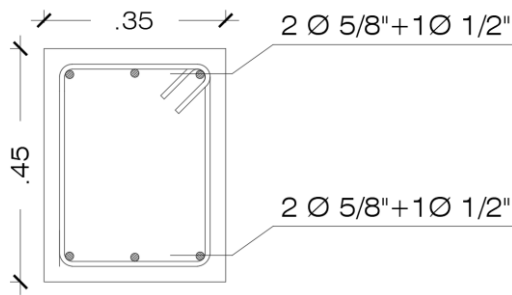


Figura 84. Detalle de vigas del segundo piso

Fuente: Elaboración propia.

Definición de secciones de columnas y vigas en ETABS

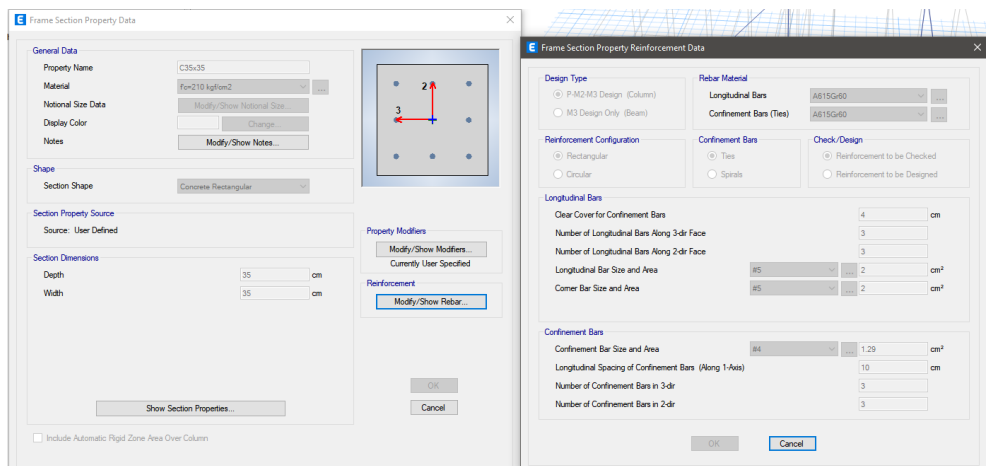


Figura 85. Definición de sección de columna de 35x35

Fuente: Elaboración propia.

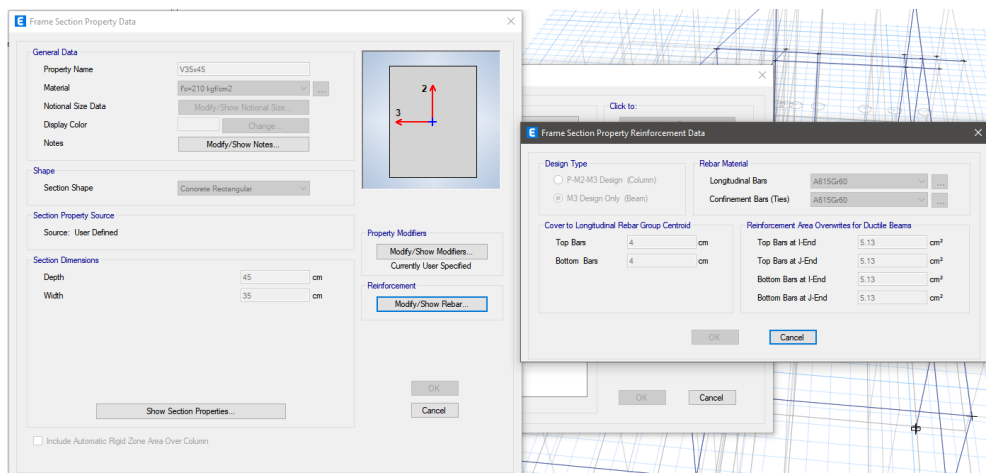


Figura 86. Definición de sección de Viga 1 de 35x45

Fuente: Elaboración propia.

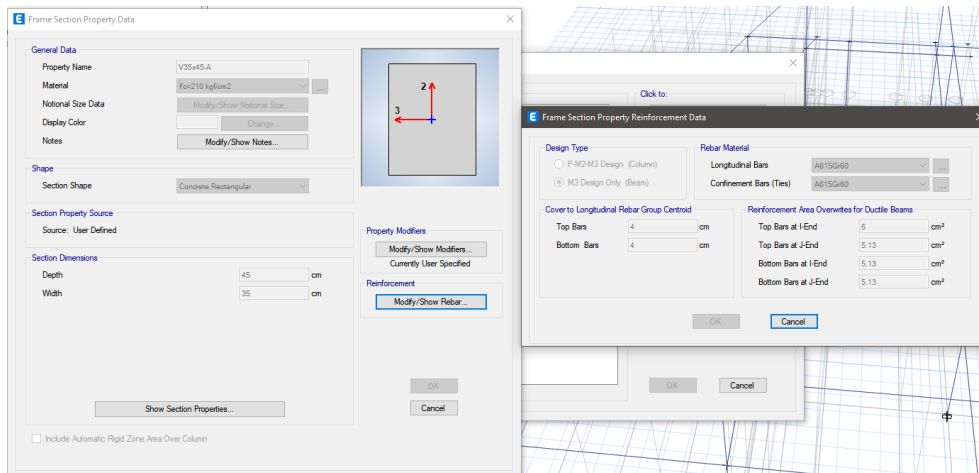


Figura 87. Definición de sección de viga 2 de 35x45

Fuente: Elaboración propia.

Análisis dinámico lineal

El análisis dinámico lineal nos permitirá conocer las fuerzas cortantes en cada nivel así conocer el patrón de cargas laterales que se asignará en los nodos próximos al centro de masa. Las características del espectro de demanda, los patrones de carga, los casos de carga, las combinaciones y la fuente de masa serán las mismas que las planteadas en la evaluación de la estructura inicial.

Cortante en el eje X

Revisaremos el corte en el eje X debido al sismo en X

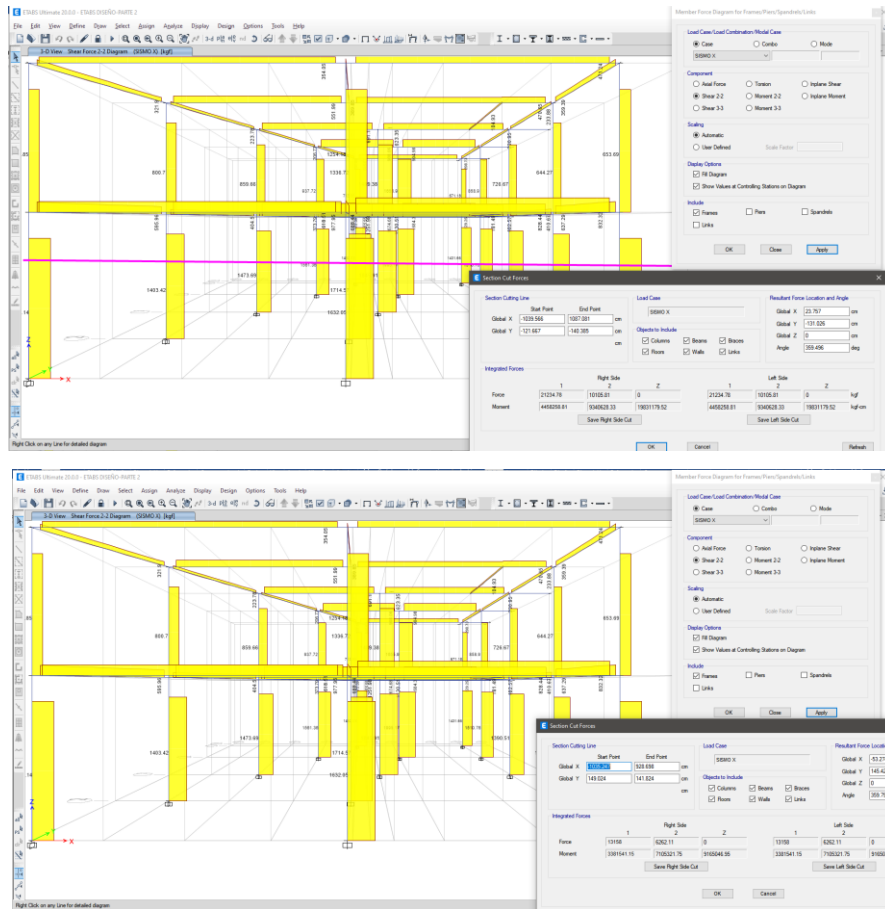


Figura 88. Cortante en el eje X debido al sismo en X del primer y segundo nivel

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 22. Patrón de fuerzas laterales obtenidas del análisis dinámico lineal que ha considerado todos los modos de la estructura en el eje X

NIVEL	CORTE (kgf)	FUERZA (kgf)	FACTOR	PUSH-FZAS (kgf)
2	13158	13158	1.63	1629
1	21234	8076	1.00	1000
ESCALA:	1000			

Fuente: Elaboración propia.

Cortante en el eje Y

Revisaremos el corte en el eje Y debido al sismo en Y

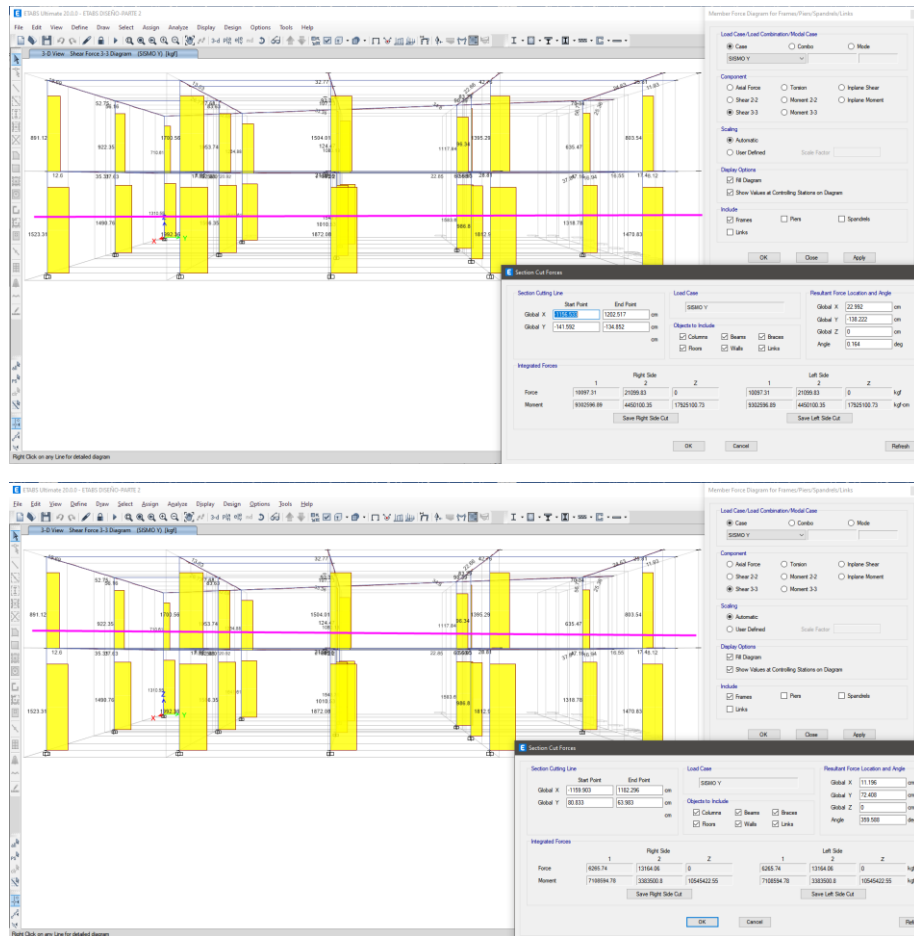


Figura 89. Cortante en el eje Y debido al sismo en Y del primer y segundo nivel

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 23. Patrón de fuerzas laterales obtenidas del análisis dinámico lineal que ha considerado todos los modos de la estructura en el eje Y

NIVEL	CORTE (kgf)	FUERZA (kgf)	FACTOR	PUSH-FZAS (kgf)
2	6265	6265	1.62	1619
1	10134	3869	1.00	1000
ESCALA:	100			

Fuente: Elaboración propia.

Aplicación del patrón de las fuerzas cortantes

Eje X

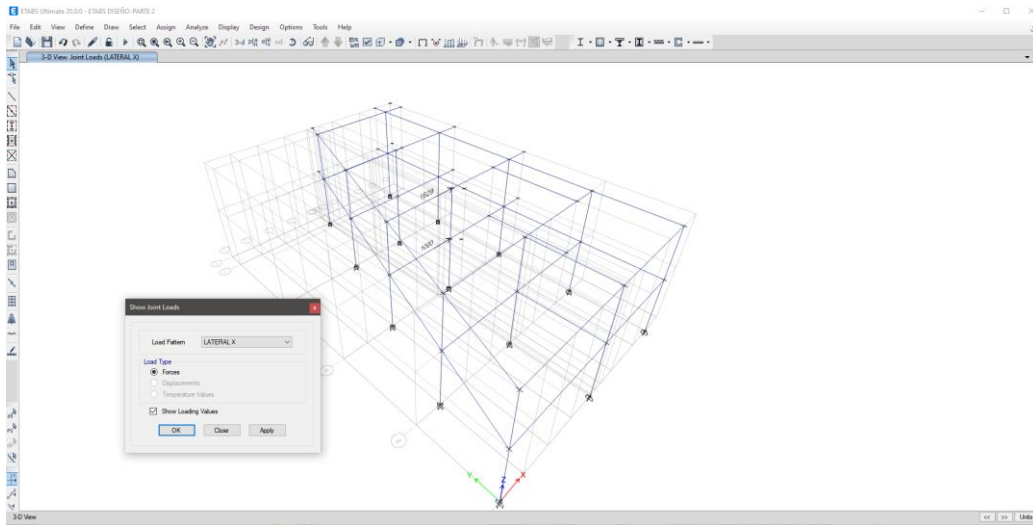


Figura 90. Aplicación de fuerzas cortantes en el Eje X

Fuente: Elaboración propia.

Eje Y

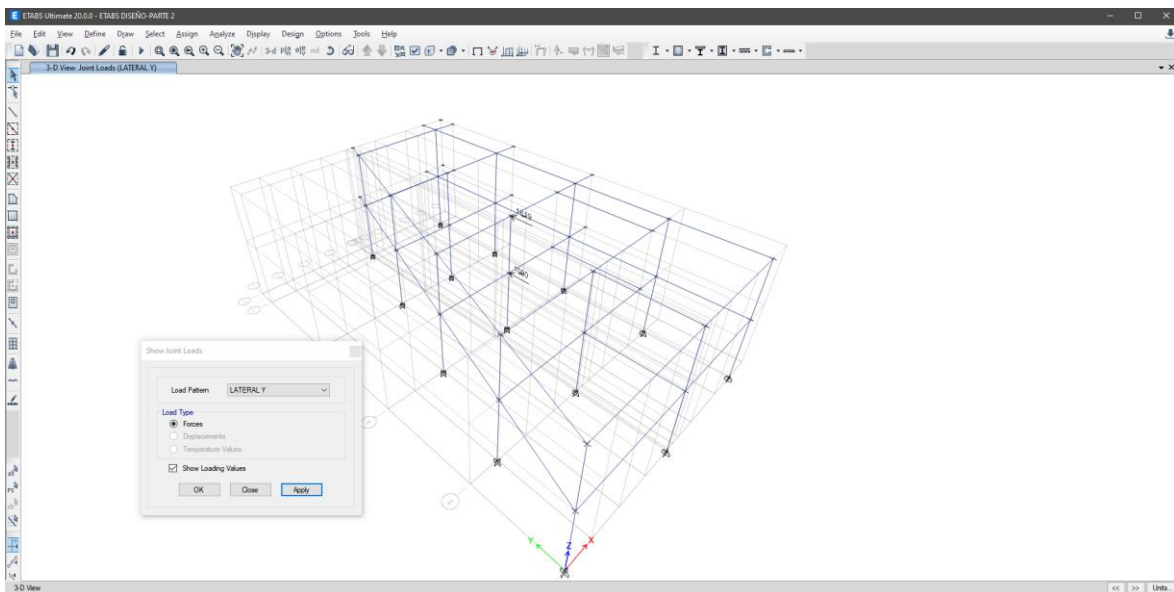


Figura 91. Aplicación de fuerzas cortantes en el Eje X

Fuente: Elaboración propia.

Revisión de aceros longitudinales en las vigas

Revisaremos las áreas de acero que deben tener las vigas y las columnas en términos del acero longitudinal con el que vamos a plantear todo el Pushover, es decir tomar en cuenta el acero real y no el acero de cálculo.

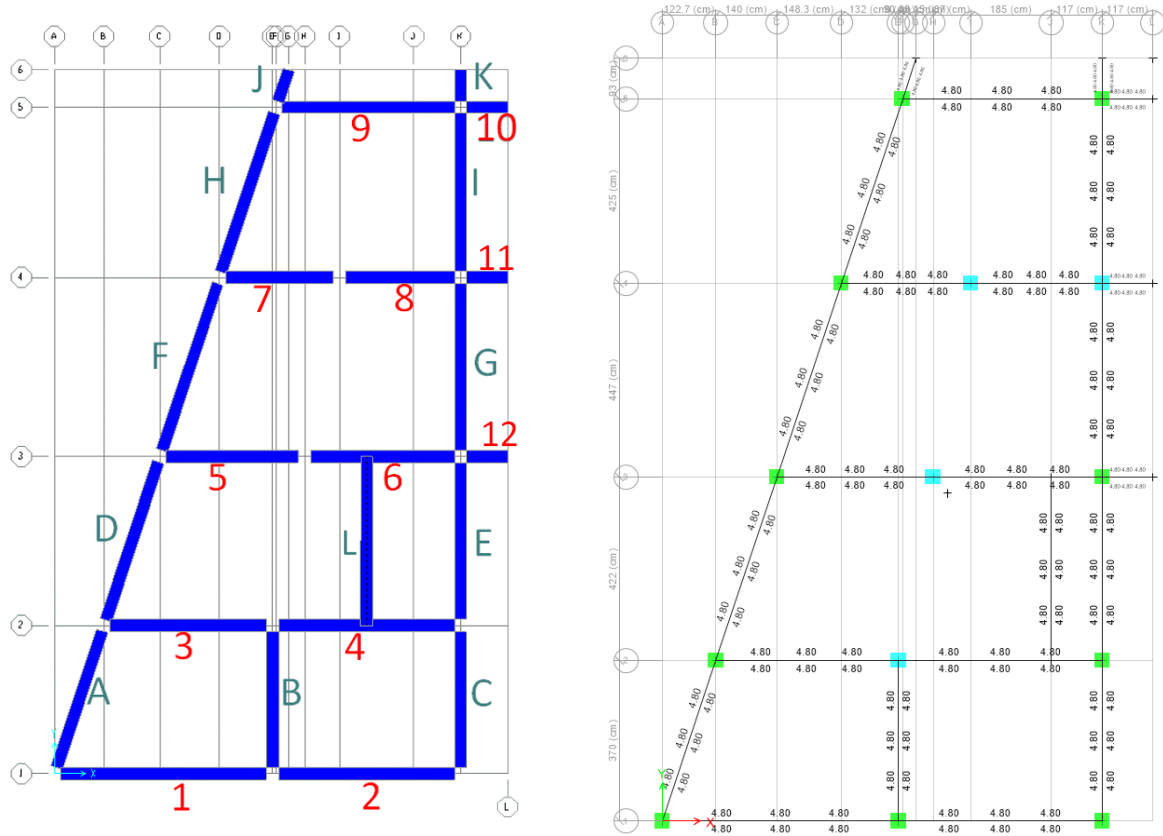


Figura 92. Requerimiento de acero de refuerzo en el primer nivel

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 24. Verificación de cumplimiento de acero requerido en las vigas del primer nivel

nivel	viga	Eje	Long.	designación	ACERO REQUERIDO				ACERO REAL				VERIFICACION
					As sup izq. (cm ²)	As Inf izq. (cm ²)	As sup der (cm ²)	As Inf der (cm ²)	As sup izq. (cm ²)	As Inf izq. (cm ²)	As sup der (cm ²)	As Inf der (cm ²)	
1	1	x	5.43	V-105 (35X45)	4.8	4.8	4.8	4.8	5.13	5.13	5.13	5.13	Ok
1	2	x	4.7	V-105 (35X45)	4.8	4.8	4.8	4.8	5.13	5.13	5.13	5.13	Ok
1	3	x	4.22	V-104 (35X45)	4.8	4.8	4.8	4.8	5.13	5.13	5.13	5.13	Ok
1	4	x	4.7	V-104 (35X45) -A	4.8	4.8	4.8	4.8	6	5.13	6	5.13	Ok
1	5	x	3.64	V-103 (35X45)	4.8	4.8	4.8	4.8	5.13	5.13	5.13	5.13	Ok
1	6	x	3.89	V-103 (35X45)	4.8	4.8	4.8	4.8	5.13	5.13	5.13	5.13	Ok
1	7	x	3.07	V-102 (35X45)	4.8	4.8	4.8	4.8	5.13	5.13	5.13	5.13	Ok
1	8	x	3.02	V-102 (35X45)	4.8	4.8	4.8	4.8	5.13	5.13	5.13	5.13	Ok

1	9	x	4.68	V-101 (35X45)	4.8	4.8	4.8	4.8	5.13	5.13	5.13	5.13	Ok
1	10	x	1.17	V-101 (35X45)	4.8	4.8	4.8	4.8	5.13	5.13	5.13	5.13	Ok
1	11	x	1.17	V-102 (35X45)	4.8	4.8	4.8	4.8	5.13	5.13	5.13	5.13	Ok
1	12	x	1.17	V-103 (35X45)	4.8	4.8	4.8	4.8	5.13	5.13	5.13	5.13	Ok
1	A	y	3.89	V-106 (35X45)	4.8	4.8	4.8	4.8	5.13	5.13	5.13	5.13	Ok
1	B	y	3.7	V-107 (35X45)	4.8	4.8	4.8	4.8	5.13	5.13	5.13	5.13	Ok
1	C	y	3.7	V-107 (35X45)	4.8	4.8	4.8	4.8	5.13	5.13	5.13	5.13	Ok
1	D	y	4.44	V-106 (35X45)	4.8	4.8	4.8	4.8	5.13	5.13	5.13	5.13	Ok
1	E	y	4.22	V-107 (35X45)	4.8	4.8	4.8	4.8	5.13	5.13	5.13	5.13	Ok
1	F	y	4.68	V-106 (35X45)	4.8	4.8	4.8	4.8	5.13	5.13	5.13	5.13	Ok
1	G	y	4.47	V-107 (35X45)	4.8	4.8	4.8	4.8	5.13	5.13	5.13	5.13	Ok
1	H	y	4.48	V-106 (35X45)	4.8	4.8	4.8	4.8	5.13	5.13	5.13	5.13	Ok
1	I	y	4.25	V-107 (35X45)	4.8	4.8	4.8	4.8	5.13	5.13	5.13	5.13	Ok
1	J	y	0.9	V-106 (35X45)	4.8	4.8	4.8	4.8	5.13	5.13	5.13	5.13	Ok
1	K	y	0.92	V-107 (35X45)	4.8	4.8	4.8	4.8	5.13	5.13	5.13	5.13	Ok
1	L	y	4.22	V-107 (35X45)	4.8	4.8	4.8	4.8	5.13	5.13	5.13	5.13	Ok

Fuente: Elaboración propia.

Como se puede observar en la tabla de acero de refuerzo requerido todas cumplen con el requisito

Nivel 2

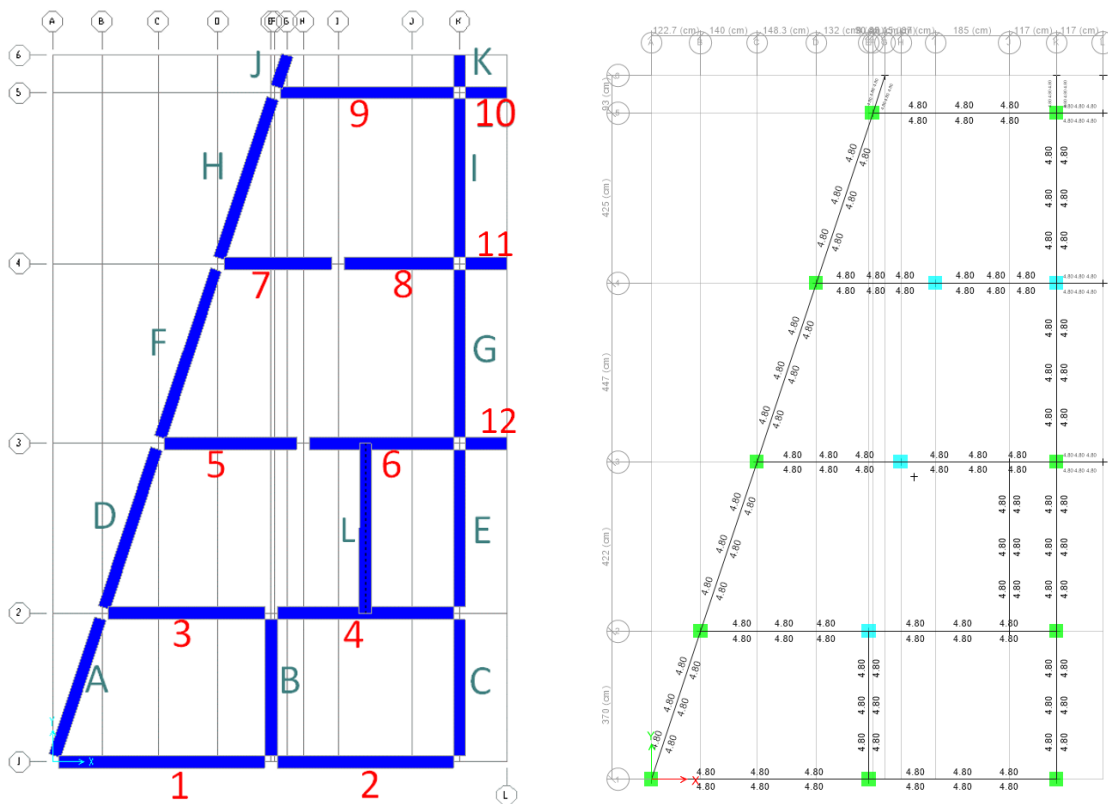


Figura 93. Requerimiento de acero de refuerzo en el segundo nivel

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 25. Verificación de cumplimiento de acero requerido en las vigas del segundo nivel

nivel	viga	Eje	Long.	designación	ACERO REQUERIDO				ACERO REAL				VERIFICACION
					As sup izq. (cm2)	As Inf izq. (cm2)	As sup der (cm2)	As Inf der (cm2)	As sup izq. (cm2)	As Inf izq. (cm2)	As sup der (cm2)	As Inf der (cm2)	
2	1	x	5.43	V-105 (35X45)	4.8	4.8	4.8	4.8	5.13	5.13	5.13	5.13	Ok
2	2	x	4.7	V-105 (35X45)	4.8	4.8	4.8	4.8	5.13	5.13	5.13	5.13	Ok
2	3	x	4.22	V-104 (35X45)	4.8	4.8	4.8	4.8	5.13	5.13	5.13	5.13	Ok
2	4	x	4.7	V-104 (35X45)	4.8	4.8	4.8	4.8	5.13	5.13	5.13	5.13	Ok
2	5	x	3.64	V-103 (35X45)	4.8	4.8	4.8	4.8	5.13	5.13	5.13	5.13	Ok
2	6	x	3.89	V-103 (35X45)	4.8	4.8	4.8	4.8	5.13	5.13	5.13	5.13	Ok
2	7	x	3.07	V-102 (35X45)	4.8	4.8	4.8	4.8	5.13	5.13	5.13	5.13	Ok
2	8	x	3.02	V-102 (35X45)	4.8	4.8	4.8	4.8	5.13	5.13	5.13	5.13	Ok
2	9	x	4.68	V-101 (35X45)	4.8	4.8	4.8	4.8	5.13	5.13	5.13	5.13	Ok
2	10	x	1.17	V-101 (35X45)	4.8	4.8	4.8	4.8	5.13	5.13	5.13	5.13	Ok
2	11	x	1.17	V-102 (35X45)	4.8	4.8	4.8	4.8	5.13	5.13	5.13	5.13	Ok
2	12	x	1.17	V-103 (35X45)	4.8	4.8	4.8	4.8	5.13	5.13	5.13	5.13	Ok
2	A	y	3.89	V-106 (35X45)	4.8	4.8	4.8	4.8	5.13	5.13	5.13	5.13	Ok
2	B	y	3.7	V-107 (35X45)	4.8	4.8	4.8	4.8	5.13	5.13	5.13	5.13	Ok
2	C	y	3.7	V-107 (35X45)	4.8	4.8	4.8	4.8	5.13	5.13	5.13	5.13	Ok
2	D	y	4.44	V-106 (35X45)	4.8	4.8	4.8	4.8	5.13	5.13	5.13	5.13	Ok
2	E	y	4.22	V-107 (35X45)	4.8	4.8	4.8	4.8	5.13	5.13	5.13	5.13	Ok
2	F	y	4.68	V-106 (35X45)	4.8	4.8	4.8	4.8	5.13	5.13	5.13	5.13	Ok
2	G	y	4.47	V-107 (35X45)	4.8	4.8	4.8	4.8	5.13	5.13	5.13	5.13	Ok
2	H	y	4.48	V-106 (35X45)	4.8	4.8	4.8	4.8	5.13	5.13	5.13	5.13	Ok
2	I	y	4.25	V-107 (35X45)	4.8	4.8	4.8	4.8	5.13	5.13	5.13	5.13	Ok
2	J	y	0.9	V-106 (35X45)	4.8	4.8	4.8	4.8	5.13	5.13	5.13	5.13	Ok
2	K	y	0.92	V-107 (35X45)	4.8	4.8	4.8	4.8	5.13	5.13	5.13	5.13	Ok
2	L	y	4.22	V-107 (35X45)	4.8	4.8	4.8	4.8	5.13	5.13	5.13	5.13	Ok

Fuente: Elaboración propia.

Como se observa en la tabla de aceros requeridos todos cumplen con los requisitos de acero mínimo.

Revisión de aceros longitudinales en las columnas

Nivel 1

Tabla 26. Verificación de cumplimiento de acero requerido en las columnas del primer nivel

nivel	columna	longitud (m)	ACERO MINIMO	ACERO REAL	VERIFICACIÓN
			1% del A sección	As sup izq. (cm2)	

1	C1 (35x35)	2.85	12.25	16	Ok
1	C2 (35x35)	2.85	12.25	16	Ok
1	C3 (35x35)	2.85	12.25	16	Ok
1	C4 (35x35)	2.85	12.25	16	Ok
1	C5 (35x35)	2.85	12.25	16	Ok
1	C6 (35x35)	2.85	12.25	16	Ok
1	C7 (35x35)	2.85	12.25	16	Ok
1	C8 (35x35)	2.85	12.25	16	Ok
1	C9 (35x35)	2.85	12.25	16	Ok
1	C10 (35x35)	2.85	12.25	16	Ok
1	C11 (35x35)	2.85	12.25	16	Ok
1	C12 (35x35)	2.85	12.25	16	Ok
1	C13 (35x35)	2.85	12.25	16	Ok
1	C14 (35x35)	2.85	12.25	16	Ok

Fuente: Elaboración propia.

Nivel 2

Tabla 27. Verificación de cumplimiento de acero requerido en las columnas del primer nivel

nivel	columna	longitud (m)	ACERO MINIMO 1% del A sección	ACERO REAL As sup izq. (cm ²)	VERIFICACIÓN
1	C1 (35x35)	2.55	12.25	16	Ok
1	C2 (35x35)	2.55	12.25	16	Ok
1	C3 (35x35)	2.55	12.25	16	Ok
1	C4 (35x35)	2.55	12.25	16	Ok
1	C5 (35x35)	2.55	12.25	16	Ok
1	C6 (35x35)	2.55	12.25	16	Ok
1	C7 (35x35)	2.55	12.25	16	Ok
1	C8 (35x35)	2.55	12.25	16	Ok
1	C9 (35x35)	2.55	12.25	16	Ok
1	C10 (35x35)	2.55	12.25	16	Ok
1	C11 (35x35)	2.55	12.25	16	Ok
1	C12 (35x35)	2.55	12.25	16	Ok
1	C13 (35x35)	2.55	12.25	16	Ok
1	C14 (35x35)	2.55	12.25	16	Ok

Fuente: Elaboración propia.

Rótulas plásticas

Definimos la distancia donde va a ocurrir la rótula plástica tanto en vigas como en columnas para poder asignarla a cada uno de los elementos.

Vigas

Asignamos rótulas plásticas en las vigas al inicio y final de la longitud libre para ello se calcula la distancia de la longitud libre respecto a la distancia de los ejes y luego se implementa la rótula plástica al inicio de longitud libre (en la cara de la columna) y otra al final de la longitud libre.

Tabla 28. Definición de la ubicación de las rótulas plásticas en vigas

Tramo	Longitud(m)	Col izq.(m)	Col der(m)	L- Libre	L. relativ a rótula	Li. relativ a rótula (%)	Lf. relativ a rótula	Lf. relativ a rótula (%)
1	5.43	0.35	0.35	5.08	0.03	3%	0.97	97%
2	4.7	0.35	0.35	4.35	0.04	4%	0.96	96%
3	4.22	0.35	0.35	3.87	0.04	4%	0.96	96%
4	4.7	0.35	0.35	4.35	0.04	4%	0.96	96%
5	3.64	0.35	0.35	3.29	0.05	5%	0.95	95%
6	3.89	0.35	0.35	3.54	0.04	4%	0.96	96%
7	3.07	0.35	0.35	2.72	0.06	6%	0.94	94%
8	3.02	0.35	0.35	2.67	0.06	6%	0.94	94%
9	4.68	0.35	0.35	4.33	0.04	4%	0.96	96%
10	1.17	0.35	0.35	0.82	0.15	15%	0.85	85%
A	3.89	0.35	0.35	3.54	0.04	4%	0.96	96%
B	3.7	0.35	0.35	3.35	0.05	5%	0.95	95%
C	3.7	0.35	0.35	3.35	0.05	5%	0.95	95%
D	4.44	0.35	0.35	4.09	0.04	4%	0.96	96%
E	4.22	0.35	0.35	3.87	0.04	4%	0.96	96%
F	4.68	0.35	0.35	4.33	0.04	4%	0.96	96%
G	4.47	0.35	0.35	4.12	0.04	4%	0.96	96%
H	4.48	0.35	0.35	4.13	0.04	4%	0.96	96%
I	4.25	0.35	0.35	3.9	0.04	4%	0.96	96%
J	0.9	0.35	0.35	0.55	0.19	19%	0.81	81%
K	0.92	0.35	0.35	0.57	0.19	19%	0.81	81%

Fuente: Elaboración propia.

Columnas

Del mismo modo que las vigas se calcula la longitud libre de las columnas respecto a su longitud de eje a eje, luego se implementa la rótula inicial al inicio de la longitud libre (en la cara de la viga) y otra rotula final al final de la longitud libre de la columna (en la otra cara de la viga).

Tabla 29. Definición de rótulas plásticas en las columnas

Tramo	Longitud(m)	Viga ini(m)	Viga fin(m)	L-Libre	L. relativa rotula	Li. relativa a rotula (%)	Lf. relativa a rotula	Lf. relativa a rotula (%)
1	2.85	0	0.45	2.625	0.00	0%	0.92	92%
2	2.55	0.2	0.45	2.225	0.04	4%	0.91	91%

Fuente: Elaboración propia.

Análisis estático no lineal Pushover

La definición de los sismos de demanda, la definición de las cargas no lineales y la configuración de los casos de carga son las mismas que se definieron en fase de la evaluación inicial de la estructura. Una vez establecido las rótulas plásticas procedemos a realizar el análisis estático no lineal.

Punto de desempeño (ASCE 14-13) en el eje X

Sismo de servicio

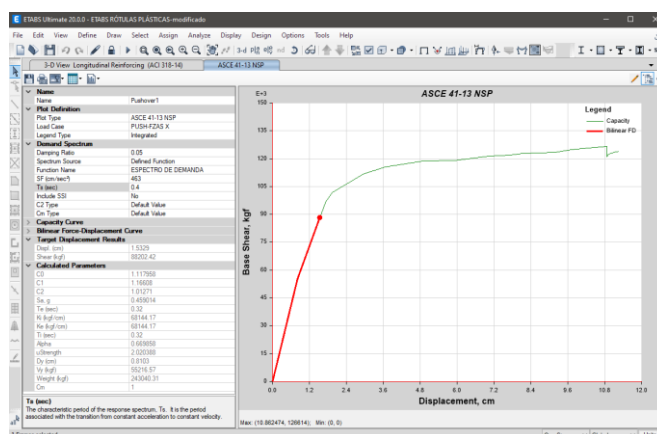


Figura 94. Punto de desempeño para el sismo de servicio en el eje X

Fuente: Elaboración propia.

En el sismo de servicio el punto de desempeño muestra un desplazamiento de 1.53 cm para un cortante de 88202 kgf. Una deriva de 0.002 lo que indica que para una demanda de sismo de servicio su nivel de desempeño es de ocupación inmediata ya que es menor a 0.01. podemos ver que el desplazamiento esta dentro del rango elástico y no incursiona en el rango inelástico.

Sismo de servicio

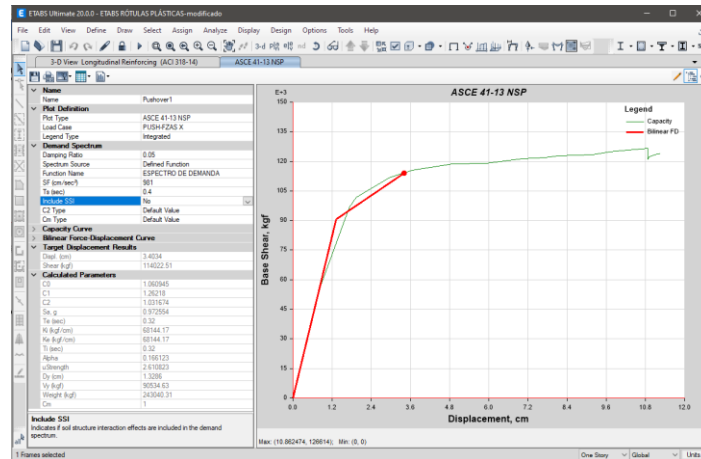


Figura 95. Punto de desempeño para el sismo de servicio en el eje X

Fuente: Elaboración propia.

En el sismo de diseño el punto de desempeño muestra un desplazamiento de 3.4 cm para una carga cortante de 114022 kgf, tiene una deriva de 0.006, lo que indica que para una demanda de sismo de diseño la estructura tiene un desempeño de ocupación inmediata ya que su deriva es menor a 0.01. la estructura tiene un desplazamiento elástico de 1.33 cm y un desplazamiento inelástico de 2.7 cm.

Sismo máximo

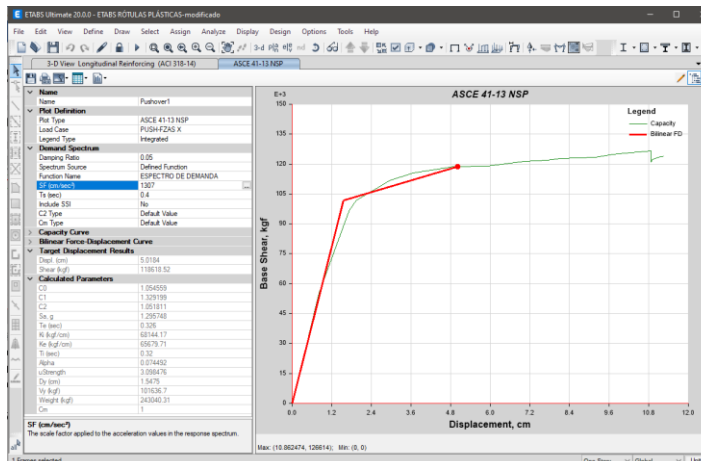


Figura 96. Punto de desempeño para el sismo máximo en el eje X

Fuente: Elaboración propia.

En el sismo máximo el punto de desempeño tiene un desplazamiento de 5.02 cm para una fuerza cortante de 118618 kgf, una deriva de 0.0093 lo que indica que frente a una demanda de sismo máximo tiene un desempeño sísmico dentro de la ocupación inmediata ya que la deriva es menor a 0.01.

Ductilidad

la estructura soporta un desplazamiento elástico 1.72 cm y un desplazamiento inelástico máximo de 10.86 cm, por lo que la ductilidad de la estructura es de 6.31 lo que indica que en el eje X la estructura tiene un comportamiento ductil bastante aceptable.

Punto de desempeño (ASCE 14-13) en el eje Y

Sismo de servicio

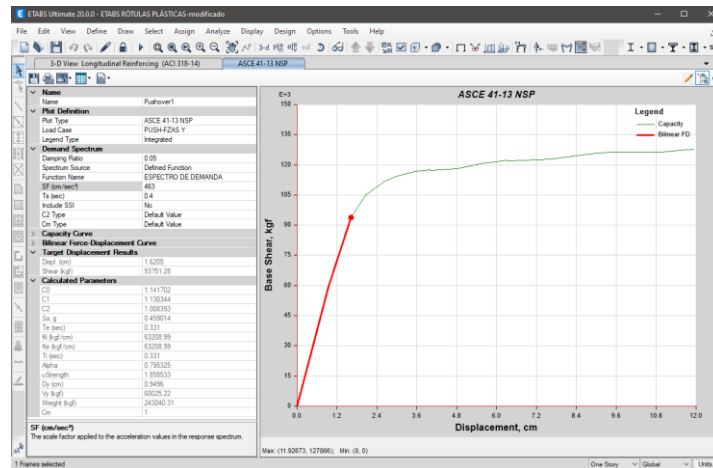


Figura 97. Punto de desempeño para el sismo de servicio en el eje Y

Fuente: Elaboración propia.

En el sismo de servicio el punto de desempeño tiene un desplazamiento de 1.62 cm para una fuerza cortante de 93751.28 kgf. Una deriva de 0.003 lo que indica que para una demanda de sismo de servicio el desempeño de la estructura estará dentro de la ocupación inmediata ya que su deriva es menor a 0.01. el desplazamiento de la estructura esta en el rango elástico.

Sismo de diseño

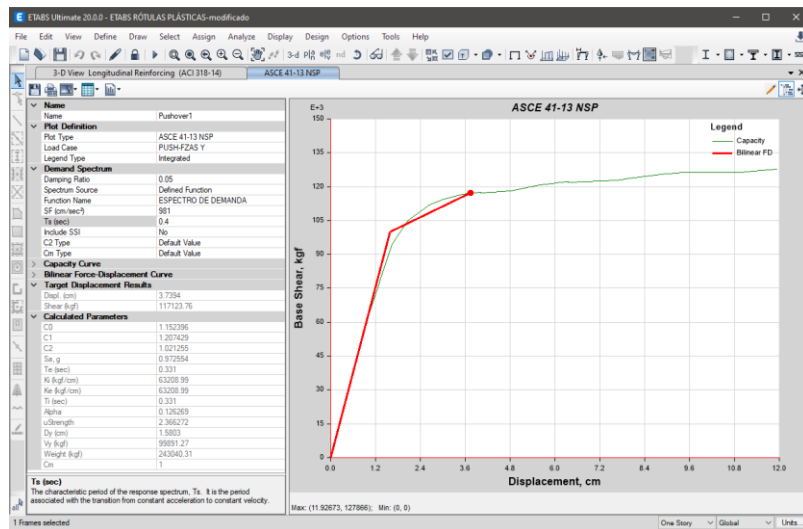


Figura 98. Punto de desempeño para el sismo de diseño en el eje Y

Fuente: Elaboración propia.

En el sismo de diseño el punto de desempeño tiene un desplazamiento de 3.74 cm para una fuerza cortante de 117123.76 kgf, una deriva de 0.0069 lo que indica que para una demanda de sismo de diseño el desempeño de la estructura estará dentro de la ocupación inmediata ya que su deriva es menor a 0.01. el desplazamiento elástico es igual a 1.63 cm y un desplazamiento inelástico de 2.11 cm.

Sismo máximo

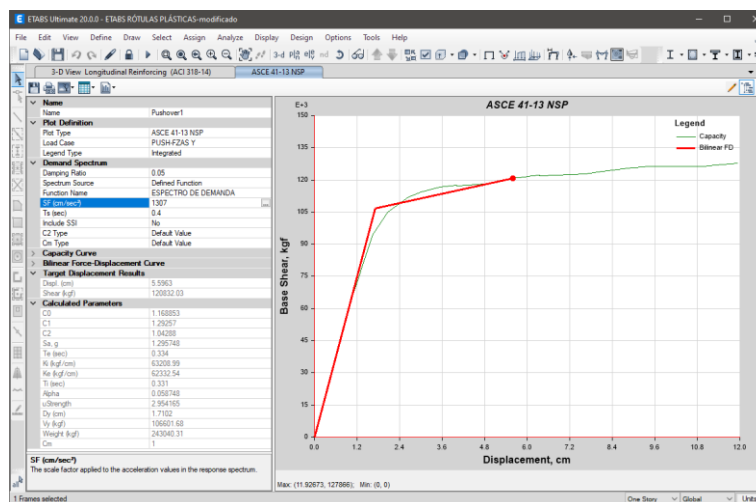


Figura 99. Punto de desempeño para el sismo máximo en el eje Y

Fuente: Elaboración propia.

En el sismo máximo el punto de desempeño tiene un desplazamiento de 5.596 cm para una fuerza cortante de 120832 kgf. Una deriva de 0.0103 lo que indica que

para una demanda de sismo máximo el desempeño de la estructura estará dentro de la seguridad de vida ya que su deriva esta entre el 0.01 y el 0.01. el desplazamiento elástico es igual a 1.63 cm y un desplazamiento inelástico de 3.966 cm.

Ductilidad

la estructura soporta un desplazamiento elástico 1.72 cm y un desplazamiento inelástico máximo de 10.86 cm, por lo que la ductilidad de la estructura es de 6.31 lo que indica que en el eje X la estructura tiene un comportamiento ductil bastante aceptable.

La estructura soporta un desplazamiento elástico de 1.72 cm y un desplazamiento inelástico máximo de 11.92 cm, por lo que la ductilidad de la estructura es de 6.93 lo que indica que en el eje Y la estructura tiene un comportamiento dúctil bastante aceptable.

V. DISCUSIÓN

Respecto a las características de los materiales se detalla a continuación tanto el material encontrado y el material propuesto.

Concreto armado

Tabla 30. Resistencia a la compresión del concreto

Elemento	f'c	F'c mínimo Norma NTP E. 0.60	Control
Columnas y vigas encontradas	265 kgf/cm ²	210 kgf/cm ²	OK
Columnas y vigas propuestas	210 kgf/cm ²	210 kgf/cm ²	OK

Fuente: Elaboración propia.

Como se muestra en la tabla el concreto armado real de la estructura cumple con los requisitos mínimos establecidos por la norma técnica peruana E.060 Concreto armado, del mismo modo se plantea como propuesta para el reforzamiento un concreto con 210 kgf/cm² que es la mínima establecida por la norma E.060

Columna

Tabla 31. Comparación de cuantías de acero en las columnas

Descripción	Sección	Área del refuerzo longitudinal	Área gruesa	cuantía	Cuantía mínima ACI 318-19	Revisión
Columna real	25 cm x 25 cm	4 Φ 1/2 = 5.16 cm ²	625 cm ²	0.826%	1.0%	No cumple
Columna propuesta	35 cm x 35 cm	8 Φ 5/8 = 16 cm ²	1225 cm ²	1.30%	1.0%	OK

Fuente: Elaboración propia.

En cuanto a las secciones y refuerzo de las columnas de la estructura, se tiene que el refuerzo longitudinal encontrado de la estructura no cumple con la cuantía mínima establecida por la norma ACI 318-19 en su capítulo 10.6.1.1 y que la columna propuesta además de aumentar su sección transversal también se planteó

una cuantía de refuerzo longitudinal de 1.3% el cual si cumple con lo mínimo establecido por la norma ACI 318-19.

Refuerzo transversal

Tabla 32. Comparación de diámetros mínimos de refuerzo en las vigas y columnas

Elemento	Diámetro	Diámetro mínimo Norma NTP E. 0.60	Control
Columnas y vigas encontradas	1/4"	3/8"	No cumple
Columnas y vigas propuestas	1/2"	1/2"	OK

Fuente: Elaboración propia.

En cuanto al refuerzo transversal la norma e.060 establece que para estructuras que no son de albañilería confinada no debe ser menor de 3/8", lo que se encontró en la estructura real fueron estribos de 1/4", el cual no cumple con lo mínimo establecido por la norma. La propuesta para el reforzamiento sugiere un refuerzo transversal de 1/2" el cual si cumple con lo mínimo establecido por la norma E.060.

Respecto a la demanda sísmica se ha definido 3 sismos de demanda:

Tabla 33. Niveles de demanda Sísmica

Demanda sísmica	Periodo de retorno	Factor
Sismo de servicio	72 años	$462.7 \frac{m}{s^2} * A_0$
Sismo de diseño	475 años	$981 \frac{m}{s^2} * A_0$
Sismo máximo	975 años	$1307.6 \frac{m}{s^2} * A_0$

Fuente: Elaboración propia.

Para la demanda sísmica se propuso 3 tipos de sismos como sugiere el ATC -40, un sismo de servicio que es un sismo que es aproximadamente 0.5 veces al sismo de diseño, y un sismo máximo que es aproximadamente 1.3 veces el sismo de diseño.

Rotulas plásticas.

Las rótulas plásticas nos muestran el comportamiento y ductilidad de la estructura frente a un sismo por ello es importante ubicar estos puntos en las zonas donde podría ocurrir el fallo, normalmente estos se ubican en la longitud libre, al inicio y al final. Estas rotulas se establecen previo al análisis estático no lineal Pushover. En este caso se ha hecho uso del software ETABS para su aplicación en base a la norma ASCE/SEI 41-13 como se detalla a continuación.

**TABLAS
ASCE 41-13**

Vigas de
Concreto
Reforzado

Table 10-7. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Beams

Conditions	Modeling Parameters*			Acceptance Criteria*				
	Plastic Rotations Angle (radians)	Residual Strength Ratio	c	Plastic Rotations Angle (radians)				
				IO	LS	CP		
Condition i. Beams controlled by flexure^b								
$\rho - \rho'$	Transverse reinforcement ^c	V/d						
ρ_{min}		$b_w d \sqrt{f'_c}$						
≤ 0.0	C	$\leq 3 (0.25)$	0.025	0.05	0.2	0.010	0.025	0.05
≤ 0.0	C	$\geq 6 (0.5)$	0.02	0.04	0.2	0.005	0.02	0.04
≥ 0.5	C	$\leq 3 (0.25)$	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≥ 0.5	C	$\geq 6 (0.5)$	0.015	0.02	0.2	0.005	0.015	0.02
≤ 0.0	NC	$\leq 3 (0.25)$	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≤ 0.0	NC	$\geq 6 (0.5)$	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	$\leq 3 (0.25)$	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	$\geq 6 (0.5)$	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition ii. Beams controlled by shear^b								
Stirrup spacing $\leq d/2$			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing $> d/2$			0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span^b								
Stirrup spacing $\leq d/2$			0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing $> d/2$			0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.005	0.01
Condition iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint^b								
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.02	0.03

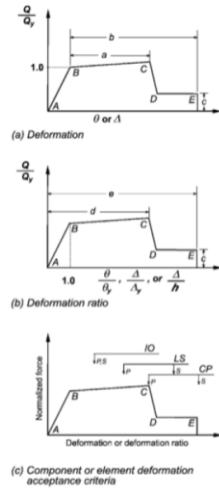


Figura 100. Parámetros y criterios de aceptación de rotulas plásticas en vigas

Fuente: Elaboración propia.

**TABLAS
ASCE 41-13**

Columnas de
Concreto
Reforzado

Table 10-8. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Columns

Conditions	Modeling Parameters*			Acceptance Criteria*				
	Plastic Rotations Angle (radians)	Residual Strength Ratio	c	Plastic Rotations Angle (radians)				
				IO	LS	CP		
Condition i.^a								
$\rho - \rho'$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$	V/d						
A_s/f'_c	$b_w s$	$b_w d \sqrt{f'_c}$						
≤ 0.1	≥ 0.006	$\leq 3 (0.25)$	0.035	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≥ 0.6	≥ 0.006	$\geq 6 (0.5)$	0.010	0.010	0.0	0.003	0.009	0.010
≤ 0.1	$= 0.002$	$\leq 3 (0.25)$	0.027	0.034	0.2	0.005	0.027	0.034
≥ 0.6	$= 0.002$	$\geq 6 (0.5)$	0.005	0.005	0.0	0.002	0.004	0.005
Condition ii.^a								
$\rho - \rho'$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$	V/d						
A_s/f'_c	$b_w s$	$b_w d \sqrt{f'_c}$						
≤ 0.1	≥ 0.006	$\leq 3 (0.25)$	0.032	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≥ 0.1	≥ 0.006	$\geq 6 (0.5)$	0.025	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≥ 0.6	≥ 0.006	$\leq 3 (0.25)$	0.010	0.010	0.0	0.003	0.009	0.010
≥ 0.6	≥ 0.006	$\geq 6 (0.5)$	0.008	0.008	0.0	0.003	0.007	0.008
≤ 0.1	≤ 0.0005	$\leq 3 (0.25)$	0.012	0.012	0.2	0.005	0.010	0.012
≤ 0.1	≤ 0.0005	$\geq 6 (0.5)$	0.006	0.006	0.2	0.004	0.005	0.006
≥ 0.6	≤ 0.0005	$\leq 3 (0.25)$	0.004	0.004	0.0	0.002	0.003	0.004
≥ 0.6	≤ 0.0005	$\geq 6 (0.5)$	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Condition iii.^a								
$\rho - \rho'$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$							
A_s/f'_c	$b_w s$							
≤ 0.1	≥ 0.006		0.0	0.060	0.0	0.0	0.045	0.060
≥ 0.6	≥ 0.006		0.0	0.008	0.0	0.0	0.007	0.008
≤ 0.1	≤ 0.0005		0.0	0.006	0.0	0.0	0.005	0.006
≥ 0.6	≤ 0.0005		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Condition iv. Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height^a								
$\rho - \rho'$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$							
A_s/f'_c	$b_w s$							
≤ 0.1	≥ 0.006		0.0	0.060	0.4	0.0	0.045	0.060
≥ 0.6	≥ 0.006		0.0	0.008	0.4	0.0	0.007	0.008
≤ 0.1	≤ 0.0005		0.0	0.006	0.2	0.0	0.005	0.006
≥ 0.6	≤ 0.0005		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

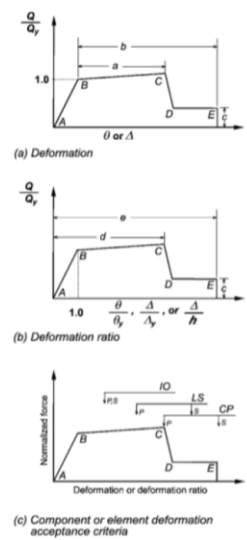


Figura 101. Parámetros y criterios de aceptación de rotulas plásticas en vigas

Fuente: Elaboración propia.

Una vez realizado el análisis estático no lineal Pushover se determinó cual es la curva capacidad de la estructura, relacionar esta curva con la demanda sísmica para poder ubicar el punto de desempeño y de este modo verificar cual es el desempeño de la estructura frente a las diferentes demandas sísmicas. A continuación, se detalla la tabla del desempeño sísmico para la estructura real encontrada y para la estructura propuesta.

Tabla 34. *Desempeño sísmico de la estructura real*

Eje	Demanda sísmica	Punto de desempeño		Capacidad máxima	Desempeño	Control
		Desp.	Fuerza cortante			
X	Sismo de servicio	2.38 cm	23742.21 kgf	2.85 cm	Ocupación inmediata	Ok
X	Sismo de diseño	6.345 cm	26284.72 kgf	2.85 cm	Fuera de rango	Frágil
X	Sismo máximo	10.17 cm	26284.72 cm	2.85 cm	Fuera de rango	Frágil
Y	Sismo de servicio	3.61 cm	19101.23 kgf	7.32 cm	Ocupación inmediata	Ok
Y	Sismo de diseño	7.84 cm	24053.16 kgf	7.32 cm	Fuera de rango	Frágil
Y	Sismo máximo	11.7 cm	24053.16 kgf	7.32 cm	Fuera de rango	Frágil

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 35. Desempeño sísmico de la estructura propuesta.

Eje	Demanda sísmica	Punto de desempeño Desp.	Fuerza cortante	Capacidad máxima	Desempeño	Control
X	Sismo de servicio	1.53 cm	88202 kgf	11.235 cm	Ocupación inmediata	Ok
X	Sismo de diseño	3.4 cm	114022 kgf	11.235 cm	Ocupación inmediata	Ok
X	Sismo máximo	5.02 cm	118618 kgf	11.235 cm	Ocupación inmediata	Ok
Y	Sismo de servicio	1.62 cm	93751 kgf	11.927 cm	Ocupación inmediata	Ok
Y	Sismo de diseño	3.74 cm	117123 kgf	11.927 cm	Ocupación inmediata	Ok
Y	Sismo máximo	5.59 cm	120832 kgf	11.927 cm	Seguridad de vida	Ok

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 36. Ductilidad de la estructura real

Eje	Desplazamiento elástico	Desplazamiento inelástico	Ductilidad	Ductilidad mínima	Control
X	1.30 cm	2.85 cm	2.19	4	Frágil
Y	3.69 cm	7.275 cm	1.97	4	Frágil

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 37. Ductilidad de la estructura propuesta

Eje	Desplazamiento elástico	Desplazamiento inelástico	Ductilidad	Ductilidad mínima	Control
X	1.72 cm	10.86 cm	6.31	4	Ok
Y	2.06 cm	11.93 cm	5.79	4	Ok

Fuente: Elaboración propia.

Para la implementación de la estructura propuesta se ha planteado la técnica del encamisado de vigas y columnas que consiste en colocar el refuerzo longitudinal y transversal entorno al elemento estructural que se va reforzar para luego realizar el vaciado de concreto. La ventaja de esta técnica es que es antigua ya que procedimiento y costo es similar al vaciado de una columna nueva.

VI. CONCLUSIONES

- La verificación de las características geométricas y propiedades mecánicas de la edificación tales como la resistencia del concreto a través de ensayos de esclerometría, el estudio de roca, geometría de los elementos estructurales, cantidad y disposición de los refuerzos longitudinales y transversales nos permitió hacer un análisis dinámico lineal de la estructura y revisar los requerimientos de los refuerzos longitudinales y transversales de cada elemento estructural tanto en la estructural real y en la estructura propuesta.
- Plantear los tipos de demanda sísmica nos sirvió para hacer una evaluación del desempeño de la estructura frente a estas diferentes sollicitaciones sísmicas.
- La asignación de las rótulas plásticas, que son zonas en la que la estructura se fisura y disipa la energía de las fuerzas laterales, nos sirvió para comprender como se van comportando los elementos estructurales mientras se desarrolla el evento sísmico en la estructura real y en la estructura propuesta, es decir, son puntos en los que observamos el desarrollo de las grietas del concreto y el comportamiento plástico del acero de refuerzo, también nos permitió verificar si se dio la condición columna fuerte y viga débil.
- A través de la evaluación del desempeño sísmico se pudo observar que la estructura real solo puede soportar una demanda sísmica de servicio tanto en el eje X como en el eje Y, y que para los sismos de diseño y sismo máximo la demanda excede a la máxima capacidad de la estructura por lo que no hubo una intersección de la curva capacidad y la curva de demanda y no se pudo encontrar el punto de desempeño, sin embargo, con la propuesta de reforzamiento la estructura tuvo un comportamiento satisfactorio ya que en el eje X para la demanda de sismo de servicio, de diseño y máximo tuvo un desempeño dentro del rango de la ocupación inmediata, así como en el eje Y para la demanda de sismos de servicio y diseño tuvo un desempeño dentro del rango de ocupación inmediata y para el sismo máximo el desempeño fue de seguridad de vida.
- la revisión de la ductilidad nos sirvió verificar si la estructura es frágil o dúctil tanto en el eje X como en el eje Y, la estructura real tuvo un comportamiento

frágil al punto que solo pudo soportar una demanda sísmica de servicio antes de su colapso, sin embargo, el planteamiento de reforzamiento tuvo un comportamiento bastante dúctil.

VII. RECOMENDACIONES

- Para hacer un análisis más exhaustivo y preciso de las características de la estructura se recomienda hacer un estudio de esclerometría de cada elemento estructura y extracción de núcleos para el ensayo de compresión.
- Respecto a la demanda sísmica se recomienda agregar otras demandas sísmicas tal como el que plantea la norma SEAOC Vision 2000 Committee o la propuesta por el ASCE/SEI 41-13 y así comparar los diferentes desempeños.
- Para realizar un análisis más exacto del comportamiento de la estructura frente a las diferentes demandas sísmicas se recomienda hacer un análisis dinámico no lineal, también se puede agregar el análisis de interacción suelo estructura para hacer un análisis global tanto de la estructura como también la influencia del suelo.
- Se recomienda evaluar otros tipos de reforzamiento tales como el arriostramiento metálico, encamisado de columnas, encamisado metálico, pantallas de concreto, disipadores elastoméricos, disipadores histeréticos, entre otros. Hacer una comparación entre ellos según la factibilidad, economía y seguridad para la mejor opción.

REFERENCIAS

- Aguiar Falconí, R. (2008). *Análisis sísmico de edificios*. Valle de los Chillos, Ecuador.
- Alonso Alonso, R. (2016). Cálculo Sísmico de Estructuras Convencionales de Edificación Aplicando Métodos Lineales y no Lineales Implementados en Diferentes Normas. Comparativo. *Trabajo fin de Master*. Universidad Politécnica de Madrid, Madrid, España.
- ATC - 40 (Applied Technology Council). (1996). *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings*. California.
- Barreto Noa, G., & Samayani García, R. E. (2017). Análisis elástico e inelástico y verificación por desempeño para el reforzamiento estructural de la facultad de ingeniería civil – UNSA. *Tesis de Ingeniería*. Universidad Nacional de San Agustín, Arequipa, Perú. Obtenido de <http://repositorio.unsa.edu.pe/handle/UNSA/2946>
- Bazán, E., & Meli, R. (2004). *Diseño Sísmico de Edificios*. Mexico: Limusa.
- Bravo Gutierrez, J. D. (2017). Determinación del grado de ductilidad al desplazamiento de una edificación de concreto armado de uso residencial aporticada de 5 niveles emplazada en la urb. Progreso, distrito de Wanchaq, provincia de Cusco. *Tesis de Ingeniería*. Universidad Andina del Cusco, Cusco, Perú.
- Cabrera Cajamarca, J. E., & Sánchez Beltrán, J. D. (2016). Evaluación de Desempeño Sísmico de un Edificio Aporticado de Hormigón Armado Usando el Método Actualizado del Espectro de Capacidad FEMA 440. *Trabajo de Grado*. Universidad de Cuenca, Cuenca, Ecuador.
- Calcina Peña, R. M. (2017). Evaluación del desempeño sísmico de un edificio de once pisos utilizando análisis estático y dinámico no lineal. *Tesis de Maestría*. Universidad Privada de Tacna, Tacna, Perú. Obtenido de <http://repositorio.upt.edu.pe/handle/20.500.12969/499>
- Cando Loachamin, M. A. (2020). Efecto de la rigidez en el desempeño sísmico de edificios estructurados como nuros de hormigón armado. *Tesis Doctoral*. Pontificia Universidad Católica de Chile, Santiago de Chile, Chile. Obtenido de <https://repositorio.uc.cl/xmlui/bitstream/handle/11534>

- Chávez Avila, X. (2017). Evaluación por desempeño mediante un análisis no lineal estático del módulo 1, del bloque A, del Hospital Daniel Alcides Carrión, de la provincia de Huancayo, Región Junín. *Tesis de Ingeniería*. Universidad Andina del Cusco, Cusco, Perú.
- Cumpa Amanca, J., & Quispe Mendoza, B. (2019). Evaluación del Desempeño Sismorresistente de la Institución Educativa n°50217 de la Comunidad Umachurco -San Salvador, Aplicando el Método de Análisis Estático no Lineal de Cedencia Sucesiva (Pushover). *Tesis de Ingeniería*. Universidad Andina del Cusco, Cusco, Perú.
- Dilsiz, A. (2013). Assessment of Nonlinear Static (Pushover) Analysis Procedures Using Field Experience. *Doctoral thesis in philosophy in Civil Engineering*. Middle East Technical University, Adapazari, Turkey.
- Duarte Bonilla, C. E., Martínez Chavarria, M. E., & Santamaria Díaz, J. J. (2017). Análisis Estático No Lineal (Pushover) del Cuerpo Central del Edificio de la Facultad de Medicina de la Universidad de El Salvador. *Tesis de Grado*. Universidad de El Salvador, San Salvador, El Salvador.
- Fuentes Rivera Silva, N. F. (2018). Desempeño sísmico de un edificio de cinco niveles de concreto armado mediante el análisis estático no lineal "Pushover". *Tesis para optar el Título Profesional de Ingeniero Civil*. Universidad Nacional "Santiago Antçunes de Mayolo", Huaraz, Perú. Obtenido de <http://repositorio.unasam.edu.pe/handle/UNASAM/2191>
- Hernández Caneiro, J. A., & Mieles Bravo, Y. (2015). Comportamiento de secciones de hormigón sometidas a flexión con barras de acero o PRF. *ResearchGate*, 19. Obtenido de <https://www.researchgate.net/publication/279885865>
- Hernández, E. (2 de Enero de 2018). *¿Que implica el uso de un espectro de diseño inelástico?* Obtenido de Zigurat Global Institute of Technology: <https://www.e-zigurat.com/blog/es/uso-espectro-diseno-inelastico/#:~:text=El%20uso%20de%20un%20espectro%20de%20respuesta%20el%C3%A1stico%20implica%20dise%C3%B1ar,resultantes%20de%20los%20miembros%20resistentes.>
- Herráiz Sarachaga, M. (1997). *Conceptos básicos de sismología para ingenieros*. Lima, Perú.

- Intor Villatty, K. D., & Martos Ramirez, C. J. (2017). Desempeño sísmico del módulo "A" de la I.E. San Ramón en la ciudad de Cajamarca – 2017. *Tesis de Ingeniería*. Universidad Privada del Norte, Cajamarca, Perú. Obtenido de <https://repositorio.upn.edu.pe/handle/11537/12654>
- Llocle Helaccama, A. (2021). Evaluación de desempeño estructural utilizando Análisis Estático no lineal (Pushover) del bloque del nivel secundario del colegio Emblemático Ladislao Espinar ubicado en la ciudad de Espinar – Cusco. *Tesis de Grado*. Universidad Peruana Unión, Juliaca, Perú.
- Medina Moncayo, E. J. (2010). Evaluación de métodos de análisis inelástico en sap para estructuras de hormigón armado. *Tesis de Maestría*. Pontificia Universidad Católica de Chile, Santiago de Chile, Chile. Obtenido de <https://repositorio.uc.cl/xmlui/handle/11534/1399>
- Medina, R., & Music, J. (2017). Determinación del nivel de desempeño de un edificio habitacional estructurado en base a muros de hormigón armado y diseñado según normativa chilena. *Artículo de investigación*. Universidad Católica del Norte, Antofagasta, Chile. Obtenido de <https://scielo.conicyt.cl/pdf/oyp/n23/0718-2805-oyp-23-0063.pdf>
- Merino Zelada, L. E. (2014). Desempeño sismorresistente del edificio 4J de la Universidad Nacional de Cajamarca. *Tesis de Grado*. Universidad nacional de Cajamarca, Cajamarca, Perú. Obtenido de <https://repositorio.unc.edu.pe/handle/UNC/85>
- Merma Mamani, M. (2018). *Evaluación por desempeño de una edificación multifamiliar diseñada con y sin disposiciones especiales para diseño sísmico, mediante un análisis estático no lineal*. Universidad Privada de Tacna, Tacna, Perú. Obtenido de <https://repositorio.upt.edu.pe/handle/20.500.12969/1054>
- Meza Carrión, A. (2018). Desempeño sismorresistente mediante el análisis estático no lineal pushover de la I.E. JCM N°2048 – Pabellón "G" Comas – 2017. *Tesis de Ingeniería*. Universidad Cesar Vallejo, Lima, Perú. Obtenido de <https://repositorio.ucv.edu.pe/handle/20.500.12692/26637>
- Noguera Montilla, H. L. (2018). Comparación de la respuesta estructural en edificaciones aporricadas de concreto reforzado aplicando análisis dinámico lineal y no lineal. *Tesis de Grado*. Universidad Católica Andrés Bello, Caracas,

Venezuela.

Obtenido

de

<http://biblioteca2.ucab.edu.ve/anexos/biblioteca/marc/texto/AAT6552.pdf>

- Orellana Román, G. A., & Parra Mora, J. L. (2017). Evaluación de desempeño sísmico de un edificio esencial aporticado de hormigón armado según la norma ecuatoriana de construcción (NEC-SE-RE 2015). *Tesis de Grado*. Cuenca, Ecuador.
- Ottazzi Pasino, G. (2011). *Diseño en concreto armado*. Edigrafasa S.R.L.
- Paredes Calderon, E. (2020). Evaluación del desempeño sísmico de un edificio de muros estructurales de 14 niveles mediante análisis estático no lineal "Pushover", Trujillo 2020. *Tesis de Ingeniería*. Universidad Privada del Norte, Trujillo, Perú. Obtenido de <https://repositorio.upn.edu.pe/handle/11537/24472>
- Park, R., & Paulay, T. (1983). *Estructuras de concreto reforzado*. Mexico: Editorial Limusa.
- Paulay, T., & Priestley, M. J. (1992). *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry buldings*. New York: Wiley.
- Recuero Forniés, A. (s.f.). Análisis no lineal y rediseño de estructuras de edificación de hormigón armado. *Informes de la Construcción*, 8.
- SEAOC (Structural Engineers Association of California). (2009). *SEAOC Blue Book: Seismic Design Recomendations*. California.
- Segura Hernández, O. I. (2021). Comparación del Desempeño Sísmico Mediante AENL (Pushover) de dos Edificaciones en Concreto Reforzado Situadas en Zona de Amenaza Sísmica Alta con Grado de Disipación de Energía DES, Diseñadas Bajo los Criterios del AIS 114-17 y la NORMA NSR-10. *Trabajo de Master*. Universidad Militar Nueva Granada, Bogotá, Colombia. Obtenido de <https://repository.unimilitar.edu.co/handle/10654/39676>
- Toledo Espinoza, V. (2011). *Diseño sismico basado en Desempeño*. Lima.
- Toledo Espinoza, V. (2011). *Pushover Análisis Estático no Lineal Edificio de Concreto Armado*.
- Vergara Luna, V. A., & Galicia Guarniz, W. (2014). Análisis sísmico por desempeño estático no lineal de un edificio de 6 niveles en la ciudad de Trujillo, La Libertad. *Tesis de Grado*. Universidad Privada Antenor Orrego, Trujillo, Perú. Obtenido de <https://repositorio.upao.edu.pe/handle/20.500.12759/585>

- Vergara Luna, V. A., & Zevallos Esquivel, M. C. (2014). Análisis sísmico por desempeño estático no lineal de un edificio de 6 niveles en la ciudad de Trujillo, La Libertad. *Tesis de Grado*. Universidad Privada Antenor Orrego, Trujillo, Perú.
- Villamil Matallana, K. V., & Tarquino Hortua, D. R. (2018). Comparación del método lineal elástico estático y método lineal dinámico en estructuras aporticadas en concreto reforzado. *Trabajo de Grado*. Universidad Católica de Colombia, Bogotá, Colombia. Obtenido de <https://repository.ucatolica.edu.co/handle/10983/22894>
- Yucra Pochuanca, E. (2009). Evaluación por desempeño de una edificación aporticada diseñada según la norma sismoresistente actual. *Tesis de Ingeniería*. Universidad Nacional de San Agustín de Arequipa, Arequipa, Perú. Obtenido de <http://repositorio.unsa.edu.pe/handle/UNSA/9518>
- Yugcha Quilumba, B. (2018). Evaluación estructural por desempeño para una construcción informal mediante el método Pushover, sector la Forestal, cantón Quito, Provincia Pichincha. *Tesis de Ingeniería*. Universidad Central de Ecuador, Quito, Ecuador. Obtenido de <http://www.dspace.uce.edu.ec/handle/25000/17316>

ANEXOS

**DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA A LA
COMPRESIÓN MEDIANTE EL USO DE
ESCLERÓMETRO (ÍNDICE DE REBOTE)**



SOLICITA:

SR. CARLOS ALBERTO HUAYHUA QUISPE

LUGAR : PLAZOLETA DE CAPILLAPATA N° 100
DISTRITO : SAN JUAN BAUTISTA
PROVINCIA : HUAMANGA
DEPARTAMENTO : AYACUCHO


JKEMSCA S.A.C.
ESTUDIO DE SUELOS CONCRETO ASFALTO
Jose Carlos Huamani Quicahua
INGENIERO CIVIL
CIP: 110736
ESPECIALISTA EN GEOLÓGIA-GEOTECNIA

AYACUCHO, MARZO DEL 2, 022

Asociación Miraflores Mz. N1 Lote 02 - San Juan Bautista - Ayacucho
Cel. 954000684 - RPM #954000684 E-mail: jkemsca@hotmail.com

Figura 102. Ensayo de esclerometría

Fuente: Elaboración propia.

INDICE

1.0 Generalidades

- 1.1 Objetivo del estudio.
- 1.2 Normatividad
- 1.3 Ubicación y acceso a la zona en estudio
- 1.4 Condición climática, altitud y Topografía
- 1.5 Resistencia obtenidas por ensayo de esclerómetro (N.T.P. 339.181:2001 - ASTM C 805:1997)
 - 1.5.1 Resultado de los ensayos realizado

2.0 Conclusiones y Recomendaciones

3.0 Limitaciones

ANEXOS

- Anexo I Ensayos de esclerómetro
- Anexo II Panel Fotográfico



JKEMSCA S.A.C.
ESTUDIO DE SUELOS CONCRETO Y ASFALTO
Jose Carlos Huamani Quicazo
INGENIERO CIVIL
CIVIL INGENIERO
ESPECIALISTA EN GEOLOGIA-GEOTECNIA

Asociación Miraflores Mz. N1 Lote 02 - San Juan Bautista - Ayacucho
Cel. 954000684 - RPM #954000684 E-mail: jkemsca@hotmail.com

Figura 103. Ensayo de esclerometría

Fuente: Elaboración propia.

DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN MEDIANTE EL USO DE ESCLERÓMETRO (ÍNDICE DE REBOTE)

1.0 GENERALIDADES

1.1 Objetivo del Estudio.

El objetivo fundamental del presente informe es verificar el valor tentativo de resistencia a la compresión (f_c) del concreto armado, utilizando el método no destructivo con el instrumento Esclerómetro; dicho ensayo es para analizar de las condiciones de seguridad y la resistencia de las estructuras ensayadas.

Para ello, se empleará la información recopilada tanto en los trabajos de caracterización de la estructura como en el análisis de la documentación aportada por el solicitante. Es por esto que el análisis estará condicionado por la información que se ha podido obtener en ambos trabajos.

El programa de trabajo realizado con este propósito ha consistido en:

- ✓ Se realizó el ensayo de Esclerometría en 4 puntos de la estructura (02 columnas y 02 en vigas).
- ✓ Conclusiones y Recomendaciones

1.2 Normatividad

La evaluación del concreto está en concordancia con las siguientes normas:

- Norma Técnica E0.60 correspondiente al Diseño de Concreto Armado del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE).
- Resistencia obtenidas por ensayo de esclerómetro (N.T.P. 339.181:2001 - ASTM C 805:1997)



JKEMSCA S.A.C.
ESTUDIO DE SUELOS CONCRETO ASFALTO
Jose Carlos Hiram Quiñonez
INGENIERO CIVIL
CIP 10756
ESPECIALISTA EN GEOLOGIA-GEOTECNIA

Asociación Miraflores Mz. N1 Lote 02 - San Juan Bautista - Ayacucho
Cel. 954000684 - RPM #954000684 E-mail: jkemsca@hotmail.com

Figura 104. Ensayo de esclerometría

Fuente: Elaboración propia.

1.3 Ubicación y acceso a la zona en estudio

El área de estudio que comprende es la vivienda unifamiliar ubicado en la Plazoleta de Capilla pata N° 100, tiene la siguiente ubicación política:

Departamento : Ayacucho.
Provincia : Huamanga.
Distrito : San Juan Bautista.
Lugar : Plazoleta de Capilla pata N° 100

El acceso a la zona del proyecto desde la Plaza principal de la ciudad de Ayacucho por una vía pavimentada de 1.5 km, con un recorrido de 5 minutos aproximadamente.

Se muestra la ubicación y localización de la zona de estudio.

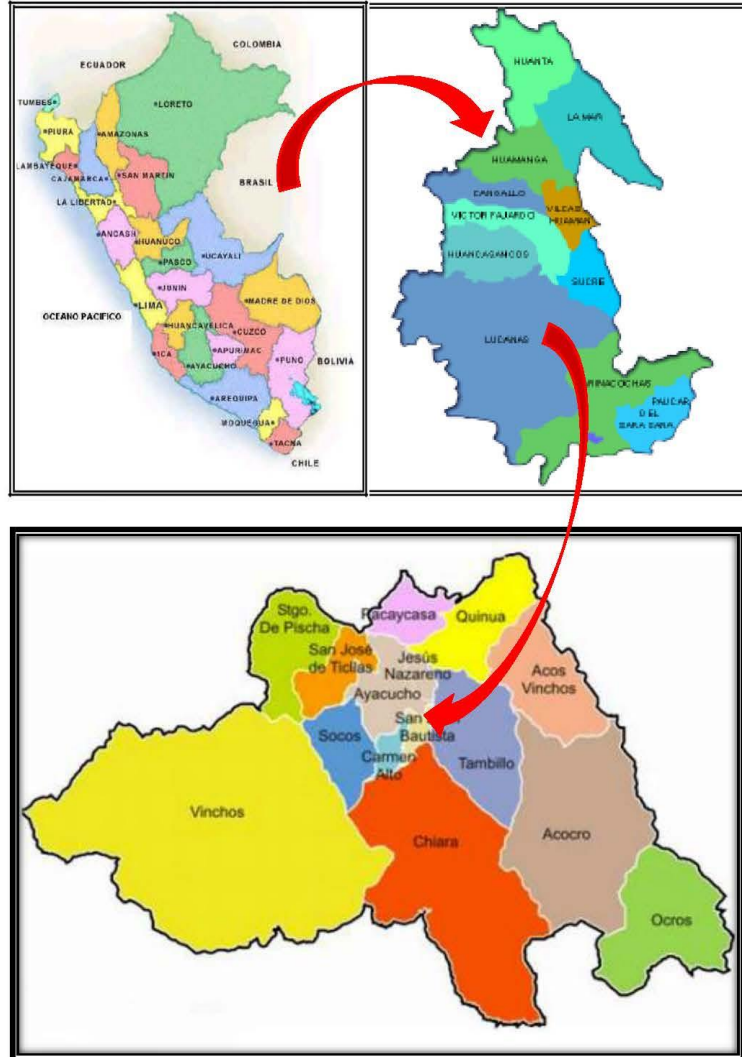


JKEMSCA S.A.C.
ESTUDIO DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO
José Carlos Huamari Quicoño
INGENIERO CIVIL
CUIP. 110756
ESPECIALISTA EN GEOLÓGIA-GEOTECNIA

Asociación Miraflores Mz. N1 Lote 02 - San Juan Bautista - Ayacucho
Cel. 954000684 - RPM #954000684 E-mail: jkemsca@hotmail.com

Figura 105. Ubicación del ensayo de esclerometría

Fuente: Elaboración propia.



JKEMSCA S.A.C.
ESTUDIO DE SUELOS CONCRETO ASFALTO
José Carlos Huamari Quicño
Ingeniero Civil
Especialista EN GEOLOGÍA-GEOTECNIA

Asociación Miraflores Mz. N1 Lote 02 - San Juan Bautista - Ayacucho
Cel. 954000684 - RPM #954000684 E-mail: jkemsca@hotmail.com

Figura 106. Ensayo de esclerometría

Fuente: Elaboración propia.

1.4 Condición Climática y Topografía

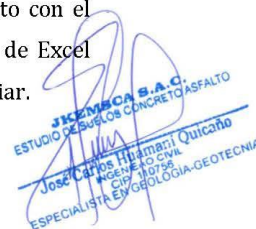
Su clima seco que oscila entre los 10°C y los 23°C, su abundante sol y vientos moderados debido a los cerros de mediana y gran altitud y le dan protección, generan un agradable micro clima que es también factor importante en la elección de la Zona.

1.5 Resistencia obtenidas por ensayo de esclerómetro (N.T.P. 339.181:2001 - ASTM C 805:1997)

El ensayo mediante la utilización del esclerómetro, es un ensayo de tipo no destructivo ya que en el momento de la práctica del ensayo no se ve perjudicada su estructura física de ninguna manera, este tipo de ensayo se lleva a cabo mediante la utilización de un esclerómetro el cual consiste en mediación de la resistencia de la muestra por principio de rebote.

Este tipo de ensayo se le realizó a la mezcla de concreto celular debido a que este tipo de mezcla no se le podía llevar a cabo un ensayo de compresión axial de concreto debido a que por el material que conforma su diseño de mezcla tiende a crear módulo en el interno de la mezcla de tipo laminar, lo cual al momento del ensayo de una probeta de tipo cilíndrica con este diseño de mezcla obtendríamos unos resultados erróneos, debido a que el plano de falla que se daría por esta estructura laminar al momento del ensayo a compresión daría como efecto rupturas no favorables completas lo cual daría resultados de resistencias poco exactos ya favorables para el trabajo investigativo.

Para la determinación de la resistencia de la mezcla de concreto celular se le realizaron en 4 puntos de 16 tomas de medidas en cada punto con el instrumento el cual fueron llevadas a un sistema automatizado de Excel para determinación de la resistencia que generó el bloque a estudiar.



JKEMSCA S.A.C.
ESTUDIO DE SUELOS CONCRETO Y ASFALTO
José Carlos Huamani Quicho
INGENIERO CIVIL
CIP 110756
ESPECIALISTA EN GEOLÓGIA-GEOTECNIA

En el siguiente cuadro se presenta los datos obtenidos en campo:

Cuadro N° 01

ENSAYO N° 01		ENSAYO N° 02		ENSAYO N° 03		ENSAYO N° 03	
NÚMERO	MEDICIONES	NÚMERO	NÚMERO	MEDICIONES	MEDICIONES	NÚMERO	MEDICIONES
1	41	1	30	1	28	1	42
2	36	2	32	2	32	2	44
3	35	3	30	3	36	3	38
4	36	4	34	4	36	4	36
5	37	5	32	5	31	5	39
6	36	6	33	6	33	6	48
7	36	7	32	7	34	7	36
8	36	8	34	8	28	8	32
9	40	9	30	9	35	9	42
10	34	10	37	10	40	10	38
11	38	11	30	11	35	11	38
12	37	12	34	12	37	12	36
13	36	13	32	13	32	13	43
14	40	14	32	14	41	14	43
15	36	15	31	15	34	15	36
16	35	16	32	16	34	16	37

1.5.1. Resultado de los ensayos realizado

Cuadro N° 02

N° DE ENSAYO	ESTRUCTURA ENSAYADA	RESISTENCIA ALCANZADA (f'c=kg/cm2)	ACEPTACIÓN DEL ENSAYO
01	COLUMNA SEGUNDO PISO ENTRE EL EJE 2-2 Y EL EJE D-D	270.90	ACEPTADO
02	VIGA SEGUNDO PISO DEL EJE E- E ENTRE LOS EJES 1'-1' Y 2-2	243.80	ACEPTADO
03	VIGA SEGUNDO PISO DEL EJE E- E ENTRE LOS EJES 1-1 Y 1'-1'	255.30	ACEPTADO
04	COLUMNA SEGUNDO PISO ENTRE EL EJE 1'-1' Y EL EJE E-E	290.40	ACEPTADO



JKEMSCA S.A.C.
ESTUDIO DE SUELOS CONCRETO ASFALTO
Ingeniero Quicabío
INGENIERO CIVIL
CIP: 110756
ESPECIALISTA EN GEOLOGIA-GEOTECNIA

Asociación Miraflores Mz. N1 Lote 02 - San Juan Bautista - Ayacucho
Cel. 954000684 - RPM #954000684 E-mail: jkemsca@hotmail.com

Figura 108. Resultados del ensayo de esclerometría

Fuente: Elaboración propia.

2.0 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En base a los resultados de los ensayos realizadas en el campo y analizadas en laboratorio y posteriormente realizado los cálculos y análisis respectivos se establece las siguientes conclusiones y recomendaciones:

- El presente estudio se ha desarrollado con la finalidad de verificar la resistencia de la compresión simple del concreto en vigas y columnas de la vivienda ubicado en la Plazoleta de Capilla Pata N° 100.
- Habiéndose constituido en el lugar donde está construido vivienda unifamiliar ubicado en la Plazoleta de Capilla Pata N° 100, se realizó 04 ensayos usando el esclerómetro, para determinar la resistencia a la compresión del concreto en vigas y columnas señalado, obteniéndose los siguientes resultados:

Nº DE ENSAYO	ESTRUCTURA ENSAYADA	RESISTENCIA ALCANZADA (f'c=kg/cm ²)
01	COLUMNA SEGUNDO PISO ENTRE EL EJE 2-2 Y EL EJE D-D	270.90
02	VIGA SEGUNDO PISO DEL EJE E-E ENTRE LOS EJES 1'-1' Y 2-2	243.80
03	VIGA SEGUNDO PISO DEL EJE E-E ENTRE LOS EJES 1-1 Y 1'-1'	255.30
04	COLUMNA SEGUNDO PISO ENTRE EL EJE 1'-1' Y EL EJE E-E	290.40

- Observando los resultados se puede manifestar que la resistencia a la compresión simple del concreto esta por encima del 210 kg/cm².
- Este estudio sólo es válido para la zona donde se construirá el proyecto.



Asociación Miraflores Mz. N1 Lote 02 - San Juan Bautista - Ayacucho
Cel. 954000684 - RPM #954000684 E-mail: jkemsca@hotmail.com

Figura 109. Conclusiones y recomendaciones del ensayo de esclerometría

Fuente: Elaboración propia.



3.0 LIMITACIONES

Las conclusiones y recomendaciones incluidas en este informe, así como la descripción generalizada del perfil del suelo que presenta, están basadas en el programa de exploración de campo descrito en la sección respectiva. De acuerdo a la práctica usual de la Ingeniería de Suelos y concreto, dicho programa se considera adecuado, tanto en el número de sondeos, para la ubicación de los puntos estudiado, su extensión y el tipo de estructura de la que se trata.

Ayacucho, Marzo del 2022.

JKEMSCA S.A.C.
ESTUDIO DE SUELOS CONCRETO ASFALTO
José Carlos Huamán Quiñahua
INGENIERO CIVIL
CIP 110756
ESPECIALISTA EN GEOLÓGIA-GEOTECNIA

Asociación Miraflores Mz. N1 Lote 02 - San Juan Bautista - Ayacucho
Cel. 954000684 - RPM #954000684 E-mail: jkemsca@hotmail.com

Figura 110. Limitaciones el ensayo de esclerometría

Fuente: Elaboración propia.

**DETERMINACIÓN DEL ÍNDICE DE REBOTE UTILIZANDO EL DISPOSITIVO
CONOCIDO COMO ESCLERÓMETRO**

N.T.P. 339.181:2001 - ASTM C 805:1997

UBICACIÓN : SAN JUAN BAUTISTA - HUAMANGA - AYACUCHO FECHA DE ENSAYO : 22/03/2022
SOLICITANTE : SR. CARLOS ALBERTO HUAYHUA QUISPE LUGAR : PLAZOLETA DE CAPILLAPATA N° 100
N° DE ENSAYO : 02 (VIGA SEGUNDO PISO) FECHA : MARZO DEL 2022

Elemento	N° de Toma	N° de Disparos	Índice de Rebote	Promedio	E. Ensayo	f'c (N/mm ²)	f'c (kg/cm ²)	Valor que difiere de la mediana	aceptación del ensayo
VIGA SEGUNDO PISO DEL EJE E-E ENTRE LOS EJES 1'-1' Y 2-2	1	1	30	32.55	Malla Rectangular de 20 cm x 20 cm y espacio interno de cuadrados de 2"	23.91	243.8	2.545	ACEPTADO
	2	1	32					0.545	
	3	1	30					2.545	
	4	1	34					-1.455	
	5	1	32					0.545	
	6	1	33					-0.455	
	7	1	32					0.545	
	8	1	34					-1.455	
	9	1	30					2.545	
	10	1	37					-4.455	
	11	1	30					2.545	
	12	1	34					-1.455	
	13	1	32					0.545	
	14	1	32					0.545	
	15	1	31					1.545	
	16	1	32					0.545	

PARAMETROS DE ACEPTACIÓN DEL ENSAYO:

- Valores no considerados en el promedio
- 20% de valores tomados en la mediana no se acercan a la diferencia de 6 con respecto a ella.



OBSERVACIÓN:


JKEMSCA S.A.C.
 ESTUDIO DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO
 José Carlos Huámbel Quicoña
 INGENIERO CIVIL
 CIP 110795
 ESPECIALISTA EN GEOLÓGIA-GEOTECNIA

Asociación Miraflores Mz. N1 Lote 02 - San Juan Bautista - Ayacucho
Cel. 954000684 - RPM #954000684 E-mail: jkemsca@hotmail.com

Figura 111. Determinación del índice de rebote en el ensayo de esclerometría

Fuente: Elaboración propia.

**DETERMINACIÓN DEL ÍNDICE DE REBOTE UTILIZANDO EL DISPOSITIVO
CONOCIDO COMO ESCLERÓMETRO**

N.T.P. 339.181:2001 - ASTM C 805:1997

UBICACIÓN : SAN JUAN BAUTISTA - HUAMANGA - AYACUCHO FECHA DE ENSAYO : 22/03/2022
SOLICITANTE : SR. CARLOS ALBERTO HUAYHUA QUISPE LUGAR : PLAZOLETA DE CAPILLAPATA N° 100
N° DE ENSAYO : 01 (COLUMNA SEGUNDO PISO) FECHA : MARZO DEL 2022

Elemento	N° de Toma	N° de Disparos	Índice de Rebote	Promedio	E. Ensayo	f'c (N/mm ²)	f'c (kg/cm ²)	Valor que difiere de la mediana	Aceptación del ensayo
COLUMNA SEGUNDO PISO ENTRE EL EJE 2-2 Y EL EJE D-D	1	1	41	36.17	Malla Rectangular de 20 cm x 20 cm y espacio interno de cuadrados de 2"	26.57	270.9	-4.833	ACEPTADO
	2	1	36					0.167	
	3	1	35					1.167	
	4	1	36					0.167	
	5	1	37					-0.833	
	6	1	36					0.167	
	7	1	36					0.167	
	8	1	36					0.167	
	9	1	40					-3.833	
	10	1	34					2.167	
	11	1	38					-1.833	
	12	1	37					-0.833	
	13	1	36					0.167	
	14	1	40					-3.833	
	15	1	36					0.167	
	16	1	35					1.167	

PARAMETROS DE ACEPTACIÓN DEL ENSAYO:

- Valores no considerados en el promedio
- 20% de valores tomados en la mediana no se acercan a la diferencia de 6 con respecto a ella.



OBSERVACIÓN:


JKEMSCA S.A.C.
 ESTUDIO DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO
 José Carlos Huamani Quicpaño
 INGENIERO CIVIL
 CIP 119758
 ESPECIALISTA EN GEOLOGÍA-GEOTECNIA

Asociación Miraflores Mz. N1 Lote 02 - San Juan Bautista - Ayacucho
Cel. 954000684 - RPM #954000684 E-mail: jkemsca@hotmail.com

Figura 112. Determinación del índice de rebote en el ensayo de esclerometría

Fuente: Elaboración propia.

**DETERMINACIÓN DEL ÍNDICE DE REBOTE UTILIZANDO EL DISPOSITIVO
CONOCIDO COMO ESCLERÓMETRO**

N.T.P. 339.181:2001 - ASTM C 805:1997

UBICACIÓN : SAN JUAN BAUTISTA - HUAMANGA - AYACUCHO FECHA DE ENSAYO : 22/03/2022
SOLICITANTE : SR. CARLOS ALBERTO HUAYHUA QUISPE LUGAR : PLAZOLETA DE CAPILLAPATA N° 100
N° DE ENSAYO : 04 (COLUMNA SEGUNDO PISO) FECHA : MARZO DEL 2022

Elemento	N° de Toma	N° de Disparos	Índice de Rebote	Promedio	E. Ensayo	f'c (N/mm ²)	f'c (kg/cm ²)	Valor que difiere de la mediana	aceptación del ensayo
COLUMNA SEGUNDO PISO ENTRE EL EJE 1'-1' Y EL EJE E-E	1	1	42	38.77	Malla Rectangular de 20 cm x 20 cm y espacio interno de cuadrados de 2"	28.48	290.4	-3.231	ACEPTADO
	2	1	44					-5.231	
	3	1	38					0.769	
	4	1	36					2.769	
	5	1	39					-0.231	
	6	1	48					-9.231	
	7	1	36					2.769	
	8	1	32					6.769	
	9	1	42					-3.231	
	10	1	38					0.769	
	11	1	38					0.769	
	12	1	36					2.769	
	13	1	43					-4.231	
	14	1	43					-4.231	
	15	1	36					2.769	
	16	1	37					1.769	

PARAMETROS DE ACEPTACIÓN DEL ENSAYO:

- Valores no considerados en el promedio
- 20% de valores tomados en la mediana no se acercan a la diferencia de 6 con respecto a ella.



OBSERVACIÓN:


JKEMSCA S.A.C.
 ESTUDIO DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO
 José Carlos Huamán Quiñonez
 INGENIERO CIVIL
 Nº 110798
 ESPECIALISTA EN GEOLOGÍA-GEOTECNIA

Asociación Miraflores Mz. N1 Lote 02 - San Juan Bautista - Ayacucho
Cel. 954000684 - RPM #954000684 E-mail: jkemsca@hotmail.com

Figura 113. Determinación del índice de rebote en el ensayo de esclerometría

Fuente: Elaboración propia.

**DETERMINACIÓN DEL ÍNDICE DE REBOTE UTILIZANDO EL DISPOSITIVO
CONOCIDO COMO ESCLERÓMETRO**

N.T.P. 339.181:2001 - ASTM C 805:1997

UBICACIÓN : SAN JUAN BAUTISTA - HUAMANGA - AYACUCHO FECHA DE ENSAYO : 22/03/2022
SOLICITANTE : SR. CARLOS ALBERTO HUAYHUA QUISPE LUGAR : PLAZOLETA DE CAPILLAPATA N° 100
N° DE ENSAYO : 03 (VIGA SEGUNDO PISO) FECHA : MARZO DEL 2022

Elemento	N° de Toma	N° de Disparos	Índice de Rebote	Promedio	E. Ensayo	f'c (N/mm ²)	f'c (kg/cm ²)	Valor que difiere de la mediana	aceptación del ensayo
VIGA SEGUNDO PISO DEL EJE E-E ENTRE LOS EJES 1-1 Y 1'-1'	1	1	28	34.08	Malla Rectangular de 20 cm x 20 cm y espacio interno de cuadrados de 2"	25.04	255.3	6.083	ACEPTADO
	2	1	32					2.083	
	3	1	36					-1.917	
	4	1	36					-1.917	
	5	1	31					3.083	
	6	1	33					1.083	
	7	1	34					0.083	
	8	1	28					6.083	
	9	1	35					-0.917	
	10	1	40					-5.917	
	11	1	35					-0.917	
	12	1	37					-2.917	
	13	1	32					2.083	
	14	1	41					-6.917	
	15	1	34					0.083	
	16	1	34					0.083	

PARAMETROS DE ACEPTACIÓN DEL ENSAYO:

- 1: Valores no considerados en el promedio
2: 20% de valores tomados en la mediana no se acercan a la diferencia de 6 con respecto a ella.



OBSERVACIÓN:

.....

.....


JKEMSCA S.A.C.
 ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO
 José Carlos Huamari Quicacho
 INGENIERO CIVIL
 CIP 110738
 ESPECIALISTA EN GEOLOGÍA-GEOECNIA

Asociación Miraflores Mz. N1 Lote 02 - San Juan Bautista - Ayacucho
Cel. 954000684 - RPM #954000684 E-mail: jkemsca@hotmail.com

Figura 114. Determinación del índice de rebote en el ensayo de esclerometría

Fuente: Elaboración propia.

ESTUDIO DE ROCA



Solicitado por:

SR. CARLOS ALBERTO HUAYHUA QUISPE

Ubicación del proyecto:

LUGAR : PLAZOLETA DE CAPILLATA N° 1
DISTRITO : SAN JUAN BAUTISTA
PROVINCIA : HUAMANGA
REGION : AYACUCHO


JKEMSCA S.A.C.
ESTUDIO DE SUELOS CONCRETO ASFALTO
José Carlos Huamán Quispe
INGENIERO CIVIL
CIP 110728
ESPECIALISTA EN GEOLOGÍA-GEOTECNIA

AYACUCHO, ABRIL DEL 2022

Asociación Miraflores Mz. N1 Lote 02 - San Juan Bautista - Ayacucho
Cel. 954000684 - RPM #954000684 E-mail: jkemsca@hotmail.com

Figura 115. Determinación del índice de rebote en el ensayo de esclerometría

Fuente: Elaboración propia.

INDICE

1. GENERALIDADES

- 1.1 OBJETIVOS.
- 1.2 UBICACIÓN Y ACCESO A LA ZONA EN ESTUDIO.
- 1.3 CONDICIONES CLIMÁTICAS.
- 1.4 PESO ESPECIFICO.
- 1.5 ENSAYO DE RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE.
- 1.6 CLASIFICACION DE LA ROCA

2. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

ANEXOS

ENSAYOS DE LABORATORIO
PANEL FOTOGRAFICO



JKEMSCA S.A.C.
ESTUDIO DE SUELOS CONCRETO ASFALTO
Jose Carlos Hiramani Quicño
INGENIERO CIVIL
CIP 110726
ESPECIALISTA EN GEOLOGIA-GEOTECNIA

Asociación Miraflores Mz. N1 Lote 02 - San Juan Bautista - Ayacucho
Cel. 954000684 - RPM #954000684 E-mail: jkemsca@hotmail.com

Figura 116. Índice del ensayo de esclerometría

Fuente: Elaboración propia.

1. GENERALIDADES:

1.1 OBJETIVOS:

El presente informe técnico tiene como finalidad dar cuenta de todo lo realizado en campo y determinar en el Laboratorio sus características físicas - mecánicas de la roca.

1.2 UBICACIÓN Y ACCESO A LA ZONA EN ESTUDIO:

El área de estudio que comprende es la vivienda unifamiliar ubicado en la Plazoleta de Capilla pata N° 100, tiene la siguiente ubicación política:

Departamento : Ayacucho.
Provincia : Huamanga.
Distrito : San Juan Bautista.
Lugar : Plazoleta de Capilla pata N° 100

JKEMSCA S.A.C.
ESTUDIO DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO
José Carlos Huamani Quicanda
Ingeniero Civil
Especialista en GEOLÓGIA-GEOTECNIA

El acceso a la zona del proyecto desde la Plaza principal de la ciudad de Ayacucho por una vía pavimentada de 1.5 km, con un recorrido de 5 minutos aproximadamente.

Se muestra la ubicación y localización de la zona de estudio.



Asociación Miraflores Mz. N1 Lote 02 - San Juan Bautista - Ayacucho
Cel. 954000684 - RPM #954000684 E-mail: jkemsca@hotmail.com

Figura 117. Ubicación del estudio de roca

Fuente: Elaboración propia.

1.3 CONDICIONES CLIMÁTICAS

Su clima seco que oscila entre los 10°C y los 23°C, su abundante sol y vientos moderados debido a los cerros de mediana y gran altitud y le dan protección, generan un agradable micro clima que es también factor importante en la elección de la Zona.

1.4 PESO ESPECÍFICO

Análisis del peso específico y el porcentaje de absorción de la roca, con los datos obtenidos en el ensayo:

A: Peso de la muestra secado al Horno = 4163.00 gr.

B: Peso de la muestra saturada superficialmente seca en el aire = 4420.00 gr.

C: Peso en el agua de la muestra saturada = 2220 gr.

Para hallar el peso específico aparente (Pea) se usó la siguiente fórmula:

$$Pea = A / (A - C)$$

$$Pea = 2.14$$

Para conocer el valor del peso específico de masa (Pem):

$$Pem = A / (B - C)$$

$$Pem = 1.89$$

El peso específico de masa saturada con superficie seca

(PemSSS) se halló mediante la siguiente fórmula:

$$PemSSS = B / (B - C)$$

$$PemSSS = 2.01$$

El porcentaje de absorción del agregado fino de determinó con la siguiente

fórmula: $Ab (\%) = 100 \times (B - A / A)$

$$Ab (\%) = 6.17$$

PESO ESPECIFICO Y ABSORCION DE LA PIEDRA		
I.- DATOS		
1	Peso de la Muestra Secada al Horno (gr)	4,163.00
2	Peso de la Muestra Saturada Superficialmente Seca (gr)	4,420.00
3	Peso de la Muestra Sumergida (gr)	2,220.00
II.- RESULTADOS		
4	Peso Especifico de Masa: P.E.M. $1/(2-3)$ -(gr/cm ³)	1.89
5	P.E. de Masa Saturada Superficialmente Seca P.E.M.S.S.S. $(2/(2-3))$	2.01
6	Peso Especifico Aparente P.E.A. : $1/(1-3)$ -	2.14
7	Porcentaje de Absorcion: $\%ABS((2-1)/1)*100$	6.17



Figura 118. Peso específico en el estudio de roca

Fuente: Elaboración propia.

1.5 ENSAYO DE RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE

Para hacer este ensayo la muestra fue extraída con diamantina y luego llevada al laboratorio para su respectivo ensayo, Refrentado ambas caras y ensayo de resistencia a la compresión simple que a la continuación se muestra:

ENSAYO DE RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE											
SOLICITANTE : SR. CARLOS ALBERTO HUAYHUA QUISPE											
ESTRUCTURA : INDICADA											
LUGAR : SAN JUAN BAUTISTA - HUAMANGA - AYACUCHO									FECHA : ABRIL DEL 2022		
N°	ESPECIMEN	FECHA DE ROTURA	DIAMETRO (cm)	ALTURA (CM)	AREA (cm ²)	VOLUMEN (cm ³)	PESO VOLUM (g/cm ³)	RELACION (H/D)	LECTURA (KN)	FACTOR DE CORRECCION POR RELACION DE H/D	RESISTENCIA CORREGIDA kg/cm ²
01	M-1	09/04/2022	6.92	7.50	37.61	282.07	1.94	1.08	35.10	0.87	82.79
02	M-2	09/04/2022	6.93	7.80	37.72	294.21	1.23	1.13	34.10	0.87	80.20
OBSERVACIONES: LAS MUESTRAS FUERON OBTENIDOS EN EL CAMPO POR EL RESPONSABLE DEL LABORATORIO.											

El promedio de la resistencia a la compresión simples es:

$$81.50 \text{ kg/cm}^2 = 7.85 \text{ MPa}$$

1.6 CLASIFICACION DE LA ROCA

Según La Norma Técnica Peruana E.030 Diseño Sismorresistente, Los Perfiles de suelo se clasifican tomando en cuenta la velocidad promedio de propagación de las ondas de corte (\bar{V}_s), alternativamente, para suelos granulares, el promedio ponderado de los \bar{N}_{60} obtenidos mediante un ensayo de penetración estándar (SPT), o el promedio ponderado de la resistencia al corte en condición no drenada (\bar{S}_u) para suelos cohesivos. Estas propiedades se determinan para los 30 m superiores del perfil de suelo medidos desde el nivel del fondo de cimentación.

También las Rocas se pueden clasificar la resistividad de la roca por su relación con la resistencia a compresión simple:

Descripción	Resistencia a la Compresión (MPa)
Extremadamente blanda	< 1
Muy blanda	1-5
Blanda	5-25
Moderadamente blanda	25-50
Dura	50-100
Muy dura	100-250
Extremadamente dura	250



Figura 119. Ensayo de resistencia a la compresión simple de la roca

Fuente: Elaboración propia.

Por la característica y ensayo a la Resistencia a la Compresión Simple de la roca analizada el perfil de suelo de Tipo S₁ (Roca o Suelo Muy Rígido).

2. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES:

CONCLUSIONES

- ✓ Después de realizar el ensayo de resistencia a la compresión simples de dos muestras extraídas con diamantina, se obtuvo el promedio (el resultado detallado se adjunta en el anexo):

$$81.50 \text{ kg/cm}^2 = 7.85 \text{ MPa}$$

- ✓ Los resultados del ensayo de Peso Específico se muestran en el siguiente cuadro:

PESO ESPECIFICO Y ABSORCION DE LA PIEDRA		
I.- DATOS		
1	Peso de la Muestra Secada al Horno (gr)	4,163.00
2	Peso de la Muestra Saturada Superficialmente Seca (gr)	4,420.00
3	Peso de la Muestra Sumergida (gr)	2,220.00
II.- RESULTADOS		
4	Peso Especifico de Masa: P.E.M. 1/(2-3)-(gr/cm ³)	1.89
5	P.E. de Masa Saturada Superficialmente Seca P.E.M.S.S.S.(2/(2-3))	2.01
6	Peso Especifico Aparente P.E.A. : 1/(1-3)-	2.14
7	Porcentaje de Absorcion: %ABS((2-1)/1)*100	6.17

- ✓ Factores y parámetros geotécnicos para diseño de sismo resistente

FACTORES		VALORES
Zona 3	(Z)	0.35
Tipo de suelo (Roca o Suelo Muy Rígido)	(S ₁)	1.00
El periodo del suelo (para definir la plataforma del espectro)	(T _P)	0.40 S
El periodo para definir el inicio de la zona del espectro con desplazamiento constante	(T _L)	2.50 S
Factor de Uso (Edificaciones comunes "C")	(U)	1.00

Ayacucho, Abril del 2022



JKEMSCA S.A.C.
ESTUDIO DE SUELOS CONCRETO ASFALTO
José Carlos Huamán Quiñano
INGENIERO CIVIL
CIP 110735
ESPECIALISTA EN GEOTECNIA

Asociación Miraflores Mz. N1 Lote 02 - San Juan Bautista - Ayacucho
Cel. 954000684 - RPM #954000684 E-mail: jkemsca@hotmail.com

Figura 120. Conclusiones de estudio de roca

Fuente: Elaboración propia.

**PESO ESPECIFICO Y ABSORCIÓN DE PIEDRA PARA CIMIENTO
CORRIDO
N.T.P. E.060**

SOLICITADO POR : SR. CARLOS ALBERTO HUAYHUA QUISPE MUESTRA : PIEDRA
FECHA : ABRIL DEL 2022 UBICACIÓN : SAN JUAN BAUTISTA - HUAMANGA - AYACUCHO

PESO ESPECIFICO Y ABSORCION DE LA PIEDRA		
I.- DATOS		
1	Peso de la Muestra Secada al Horno (gr)	4,163.00
2	Peso de la Muestra Saturada Superficialmente Seca (gr)	4,420.00
3	Peso de la Muestra Sumergida (gr)	2,220.00
II.- RESULTADOS		
4	Peso Especifico de Masa: P.E.M. 1/(2-3)-(gr/cm ³)	1.89
5	P.E. de Masa Saturada Superficialmente Seca P.E.M.S.S.(2/(2-3))	2.01
6	Peso Especifico Aparente P.E.A. : 1/(1-3)-	2.14
7	Porcentaje de Absorcion: %ABS((2-1)/1)*100	6.17




JKEMSCA S.A.C.
 ESTUDIO DE SUELOS CONCRETO ASFALTO
 Jose Carlos Huayhua Quispe
 INGENIERO CIVIL
 CIP 14735
 ESPECIALISTA EN GEOLOGIA-GEOTECNIA

Asociación Miraflores Mz. N1 Lote 02 - San Juan Bautista - Ayacucho
Cel. 954000684 - RPM #954000684 E-mail: jkemsca@hotmail.com

Figura 121. Peso específico y absorción de piedra para cimiento corrido en estudio de roca

Fuente: Elaboración propia.

ENSAYO DE RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE														
SOLICITANTE		: SR. CARLOS ALBERTO HUAYHUA QUISPE												
ESTRUCTURA		: INDICADA												
LUGAR		: SAN JUAN BAPTISTA - HUAMANGA - AYACUCHO						FECHA : ABRIL DEL 2022						
N°	ESPECIMEN	FECHA DE ROTURA	PESO (gr)	DIAMETRO (cm)	ALTURA (CM)	AREA cm2	VOLUMEN (cm3)	PESO VOLUM (g/cm3)	RELACION (H/D)	LECTURA (KN)	LECTURA (kg-f)	RESISTENCIA kg/cm2	FACTOR DE CORRECCION POR RELACION DE H/D	RESISTENCIA CORREGIDA kg/cm2
01	M-1	09/04/2022	548	6.92	7.50	37.61	282.07	1.94	1.08	35.10	3579.15	95.1650468	0.87	82.79
02	M-2	09/04/2022	361	6.93	7.80	37.72	294.21	1.23	1.13	34.10	3477.18	92.1871625	0.87	80.20
OBSERVACIONES: LAS MUESTRAS FUERON OBTENIDOS EN EL CAMPO POR EL RESPONSABLE DEL LABORATORIO Y SOLICITANTE.														



JKEMSCA S.A.C.
 ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO
 José Carlos Huayhua Quispe
 Ing. Civil
 ESPECIALISTA EN GEOTECNIA

Asociación Miraflores Mz. N1 Lote 02 - San Juan Bautista - Ayacucho
 Cel. 954000684 - RPM #954000684 E-mail: jkemsca@hotmail.com

Figura 122. Ensayo de resistencia a la compresión simple en estudio de roca

Fuente: Elaboración propia.



FOTO N° 01. Extracción de la muestra de roca con diamantina de las dos muestras.

FOTO N° 02. Se muestra ensayo para peso específico y absorción de la piedra.

JKEMSCA S.A.C.
ESTUDIO DE SUELOS CONCRETO ASFALTO
Jose Carlos Hiramani Quicoño
INGENIERO CIVIL
CIP 110754
ESPECIALISTA EN GEOLOGIA-GEOTECHNIA



Asociación Miraflores Mz. N1 Lote 02 - San Juan Bautista - Ayacucho
Cel. 954000684 - RPM #954000684 E-mail: jkemsca@hotmail.com

Figura 123. Fotos de estudio de roca

Fuente: Elaboración propia.



FOTO N° 03. Se muestra ensayo de la Resistencia a la Compresión Simple de la muestra 1

FOTO N° 03. Se muestra ensayo de la Resistencia a la Compresión Simple de la muestra 2

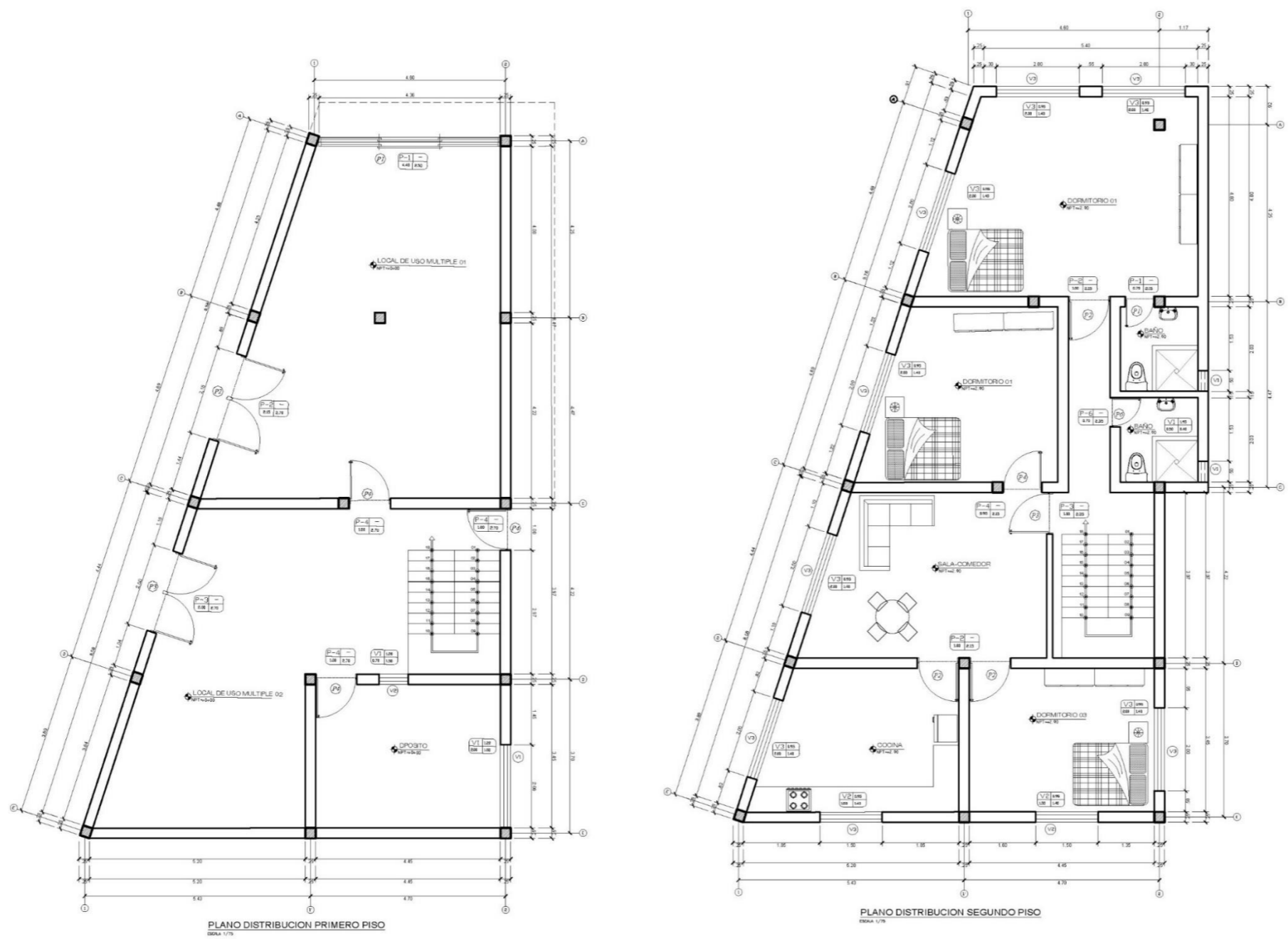


JKEMSCA S.A.C.
ESTUDIO DE SUELOS CONCRETO ASFALTO
Jose Carlos Huamani Quicño
INGENIERO CIVIL
CIP 110738
ESPECIALISTA EN GEOLÓGIA-GEOTECNIA

Asociación Miraflores Mz. N1 Lote 02 - San Juan Bautista - Ayacucho
Cel. 954000684 - RPM #954000684 E-mail: jkemsca@hotmail.com

Figura 124. Fotos de estudio de roca

Fuente: Elaboración propia.



	PROYECTO:	"TESIS"	
	PROPIETARIA:	CARLOS ALBERTO HUAYHUA QUISPE	
	REFERENCIA:	PLANO DE ARQUITECTURA	LAMINA: A-01
	SISTEMA:	CAD	
REGION:	AVACUCHO	DISERNO:	J.C.H.G.
PROVINCIA:	HUANANGA	DIBUJADO:	J.C.H.G.
DISTRITO:	IGUAYUNA BARRIETA	ESCALA:	INDICADA
LUGAR:	CALLE BELLOSO Nº 188	FECHA:	MARZO DEL 2022

Figura 125. Plano arquitectónico de la edificación
Fuente: Elaboración propia.

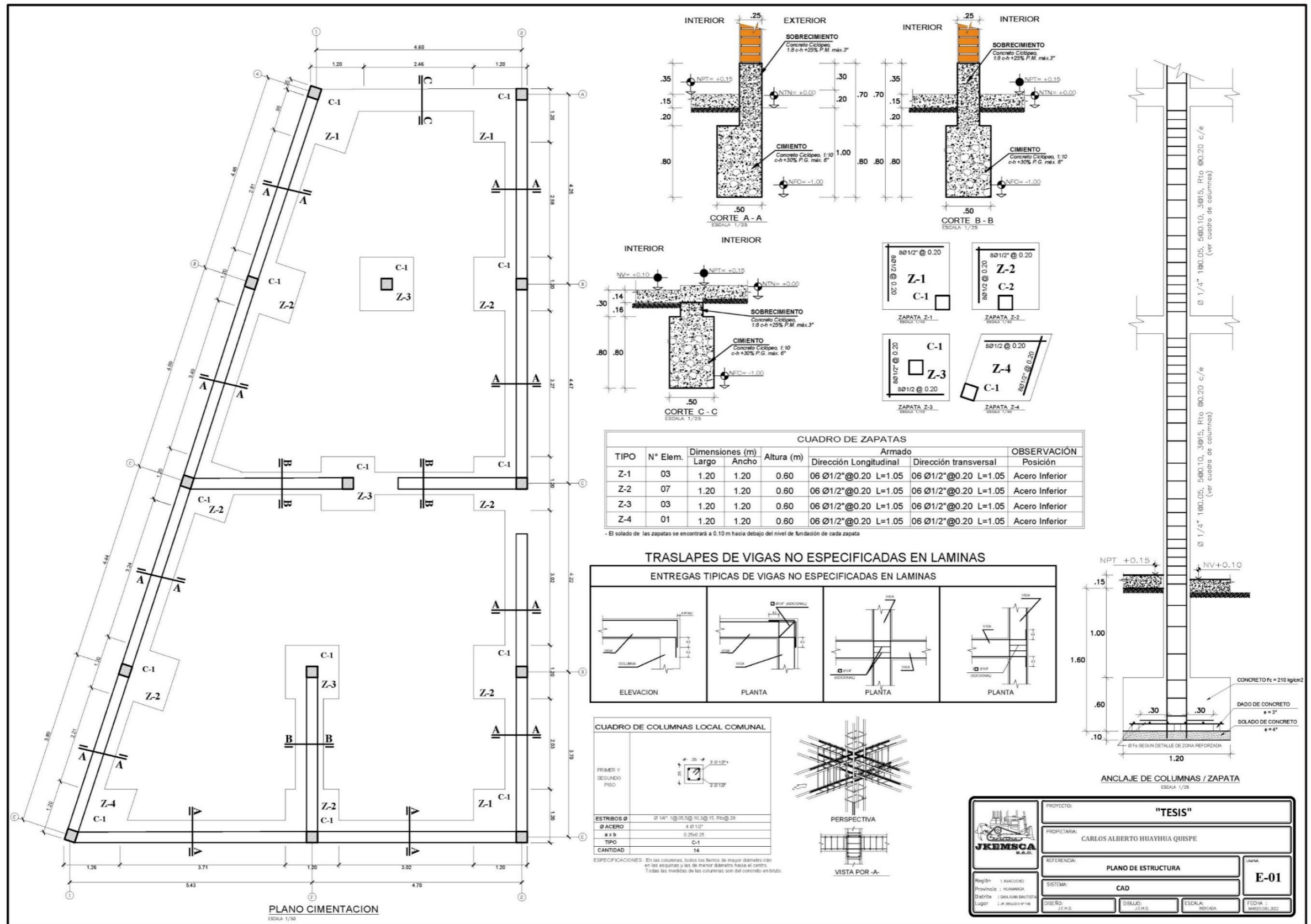


Figura 126. Plano estructural, columnas, vigas y zapatas

Fuente: Elaboración propia.

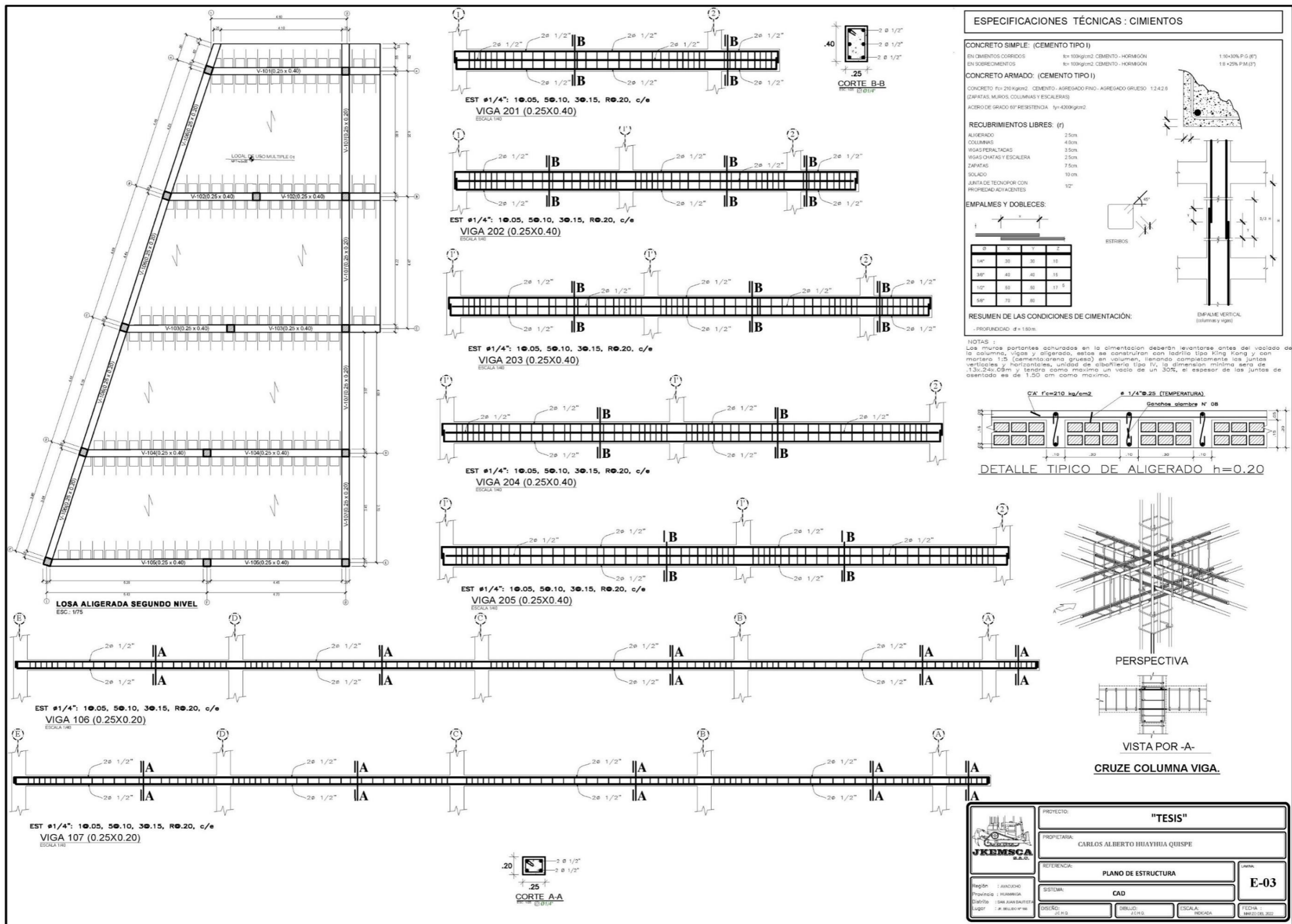


Figura 128. Plano estructural, vigas

Fuente: Elaboración propia.

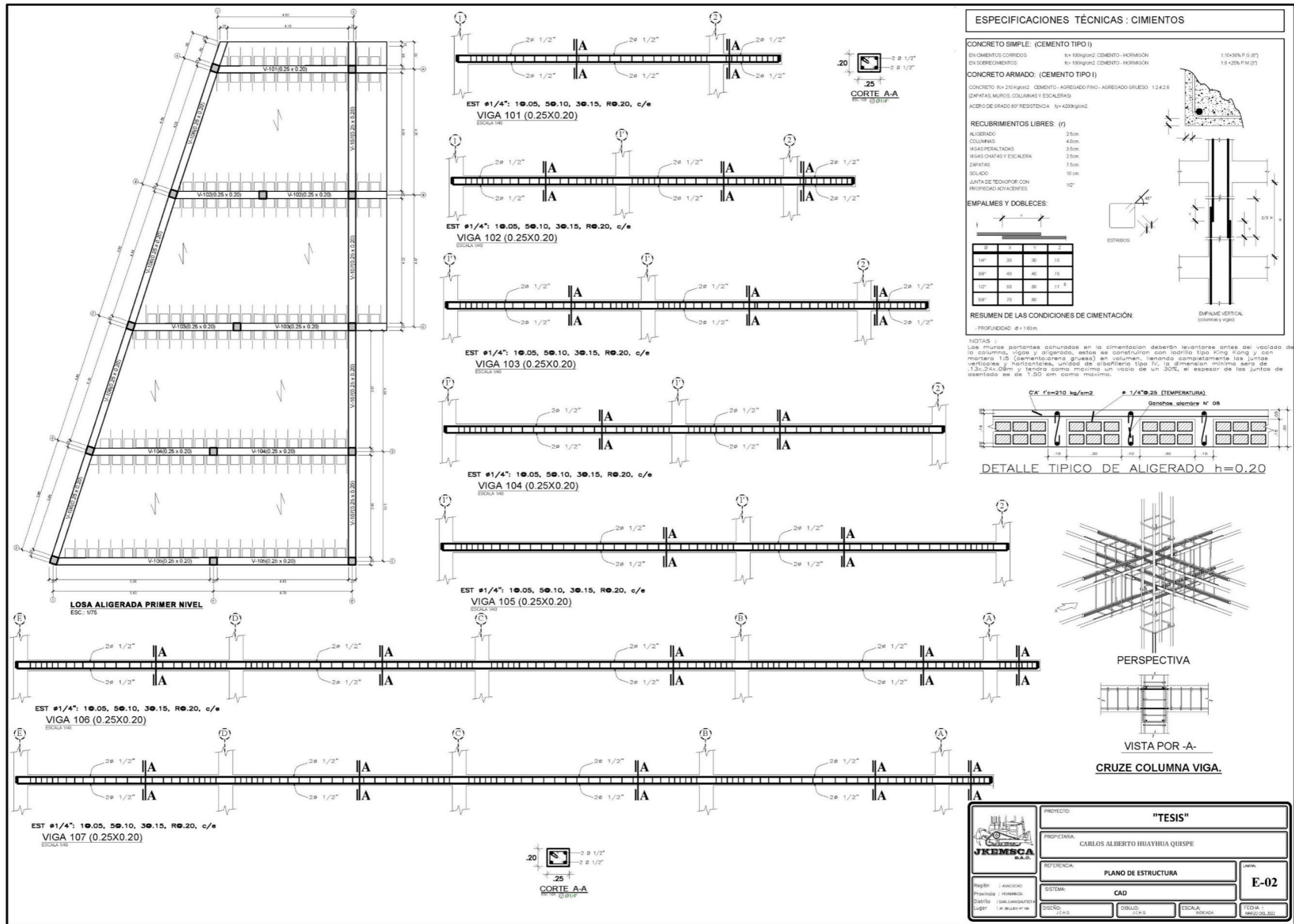


Figura 130. Plano estructural de la segunda planta

Fuente: Elaboración propia.