

UNIVERSIDAD NACIONAL JORGE BASADRE GROHMANN

Facultad de Ingeniería Civil, Arquitectura y Geotecnia

Escuela Profesional de Ingeniería Civil

**ESTRUCTURACIÓN, ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE
UNA VIVIENDA MULTIFAMILIAR COMERCIAL DE
4 NIVELES DE CONCRETO ARMADO EN TACNA**

TESIS

Presentada por:

Bach. Klissman Yerson Morales Olabarrera

Para optar el Título Profesional de:

INGENIERO CIVIL

TACNA - PERÚ

2025

UNIVERSIDAD NACIONAL JORGE BASADRE GROHMANN

Facultad de Ingeniería Civil, Arquitectura y Geotecnia

Escuela Profesional de Ingeniería Civil

**“ESTRUCTURACIÓN, ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA
VIVIENDA MULTIFAMILIAR COMERCIAL DE 4 NIVELES DE CONCRETO
ARMADO EN TACNA”**

Tesis sustentada y aprobada el día 17 de enero del 2025 estando integrado
el Jurado Calificador por:

PRESIDENTE


:
Dr. Ing. Victor Yapuchura Platero

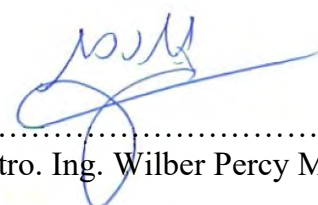
SECRETARIO


:
Ph.D. Ing. Edwin Martin Pino Vargas

VOCAL


:
Mtro. Ing. César José Avendaño Jihuallanga

ASESOR DE TESIS


:
Mtro. Ing. Wilber Percy Mendoza Ramirez

CERTIFICADO DE SIMILITUD

Yo, Wilber Percy Mendoza Ramírez, en mi condición de ASESOR (A) acreditado con Resolución de Facultad y/o Postgrado N° 07-2023-WPMR-ESIC-FIAG/UNJBG del 17 de noviembre del 2023, del Trabajo de Tesis titulado: **ESTRUCTURACIÓN, ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA VIVIENDA MULTIFAMILIAR COMERCIAL DE 4 NIVELES DE CONCRETO ARMADO EN TACNA**. Presentado por el bachiller Klissman Yerson Morales Olabarrera. Para optar el título profesional de Ingeniero Civil.

Habiendo cumplido con lo establecido en el reglamento de originalidad y similitud de trabajos de investigación y producción intelectual de la UNJBG; considerando que según la revisión, evaluación y análisis realizado a través del software de similitud textual TURNITIN, cuenta con el nivel de similitud permitido cuyo porcentaje es 2 %. Por lo que CERTIFICO LA SIMILARIDAD de la tesis enunciada líneas arriba, la cual esta expedita para continuar con los trámites para optar el grado académico como Ingeniero Civil y/o título profesional en Ingeniería Civil, según corresponda para su publicación en el Repositorio Institucional.

Tacna, 5 de febrero del 2024.

FIRMA ASESOR

Nombres y apellidos: Wilber Percy Mendoza Ramírez

DNI: 00520705



Huella dactilar

FIRMA AUTOR



Huella dactilar

DEDICATORIA

*La presente tesis está dedica a mis queridos padres:
Yoni Olabarrera Tinta y Rómulo Morales Valer,
quiénes desde muy pequeño me criaron con mucho
amor y me inculcaron la disciplina de estudiar.*

AGRADECIMIENTO

Quiero expresar mi más sincero agradecimiento a todas las personas que hicieron posible la realización de esta tesis. En especial, al Ing. Juliano Anampa Pancca y al Ing. Wilber Percy Mendoza Ramirez.

ÍNDICE GENERAL

PORTADA.....	i
HOJA DE JURADO	ii
CERTIFICADO DE SIMILITUD	iii
DEDICATORIA	iv
AGRADECIMIENTO	v
ÍNDICE GENERAL	vi
ÍNDICE DE FIGURAS	x
ÍNDICE DE TABLAS	xvii
RESUMEN	xix
ABSTRACT.....	xx
INTRODUCCIÓN	1
CAPÍTULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	1
1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	1
1.1.1. IDENTIFICACIÓN DEL PROBLEMA	1
1.1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA	2
1.1.3. JUSTIFICACIÓN DEL PROBLEMA	3
1.1.4. OBJETIVOS	4
1.1.5. FORMULACIÓN DE HIPÓTESIS	4
1.1.6. NORMATIVIDAD	5
1.1.7. ALCANCES Y LIMITACIONES	5
CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO	6
2.1. CRITERIOS DE ESTRUCTURACIÓN.....	6
2.1.1. FUNDAMENTOS PARA LA CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL EN PLANTA Y ELEVACIÓN.....	6
2.1.2. NORMAS Y DIRECTRICES PARA DISEÑO CONCEPTUAL	7
2.1.3. SEPARACIÓN ENTRE EDIFICIOS ADYACENTES:.....	9
2.1.4. CATEGORÍA DE EDIFICACIÓN E IRREGULARIDAD	10
2.1.5. CRITERIOS DE ESTRUCTURACIÓN PARA PÓRTICOS DE CONCRETO ARMADO	11

2.2. ANÁLISIS ESTÁTICO	15
2.2.1. SUPOSICIONES DEL MÉTODO ESTÁTICO	16
2.2.2. PERIODO FUNDAMENTAL	16
2.2.3. FUERZA CORTANTE EN LA BASE	19
2.2.4. DISTRIBUCIÓN DE LA FUERZA SÍSMICA EN ALTURA	21
2.2.5. EXCENRICIDAD ACCIDENTAL	24
2.2.6. FUERZAS SÍSMICAS VERTICALES	25
2.3. ANÁLISIS DINÁMICO MODAL ESPECTRAL	27
2.3.1. MODOS DE VIBRACIÓN	27
2.3.2. ESPECTRO DE RESPUESTA SÍSMICA	35
2.3.3. ESPECTRO DE DISEÑO DE LA NORMA E.030	39
2.3.4. CRITERIOS DE COMBINACIÓN	48
2.3.5. FUERZA CORTANTE MÍNIMA	51
2.3.6. EXCENRICIDAD ACCIDENTAL	51
2.4. REQUISITOS DE RIGIDEZ, RESISTENCIA Y DUCTILIDAD	52
2.4.1. DESPLAZAMIENTO LATERALES	53
2.4.2. SEPARACIÓN ENTRE EDIFICIOS	54
2.4.3. DUCTILIDAD	55
2.4.4. REDUNDANCIA	57
2.4.5. TORSIÓN DEBIDO AL CENTRO DE RIGIDEZ Y MASA	58
2.5. DISEÑO ESTRUCTURAL	62
2.5.1. DISEÑO DE VIGAS	63
2.5.2. DISEÑO DE LOSAS	74
2.5.3. DISEÑO DE ESCALERAS	81
2.5.4. DISEÑO DE COLUMNAS	97
2.5.5. DISEÑO DE CIMENTACIONES	109
CAPÍTULO III: METODOLOGÍA DE INVESTIGACIÓN	133
3.1. TIPO DE ESTUDIO	133
3.2. DISEÑO DE INVESTIGACIÓN	133
3.3. POBLACIÓN Y/O MUESTRA DE ESTUDIO	133

3.3.1. POBLACIÓN.....	133
3.3.2. MUESTRA	133
3.4. TÉCNICAS E INSTRUMENTOS PARA RECOLECCIÓN DE DATOS	133
3.5. VARIABLES	134
3.5.1. IDENTIFICACIÓN DE LAS VARIABLES	134
3.5.2. DEFINICIÓN CONCEPTUAL DE VARIABLES.....	135
3.5.3. DEFINICIÓN OPERACIONAL DE VARIABLES	136
CAPÍTULO IV: RESULTADOS	137
4.1. CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL DEL PROYECTO	137
4.1.1. CARACTERÍSTICAS DEL PROYECTO.....	137
4.1.2. ESTRUCTURACIÓN	144
4.1.3. PREDIMENSIONAMIENTO.....	161
4.1.4. CONSIDERACIÓN FINAL.....	176
4.1.5. RESULTADOS DE PREDIMENSIONAMIENTO	177
4.2. MODELAMIENTO ESTRUCTURAL	178
4.2.1. DATOS DE ENTRADA PARA REALIZAR EL MODELAMIENTO	179
4.2.2. PASOS A SEGUIR PARA EL MODELAMIENTO	180
4.3. ANÁLISIS SÍSMICO	181
4.3.1. DEFINICIÓN DE PARÁMETROS PARA EL ANÁLISIS SÍSMICO	181
4.3.2. ANÁLISIS MODAL.....	194
4.3.3. VERIFICACIÓN DE IRREGULARIDADES	199
4.3.4. VERIFICACIÓN DE DISTORSIÓN DE ENTREPISO	207
4.3.5. ESCALAMIENTO DE SISMO DINÁMICO	210
4.3.6. SEPARACIÓN SÍSMICA ENTRE EDIFICIOS	211
4.4. DISEÑO ESTRUCTURAL	213
4.4.1. DISEÑO DE VIGAS	214
4.4.2. DISEÑO DE LOSA ALIGERADA	230
4.4.3. DISEÑO DE ESCALERA	243
4.4.4. DISEÑO DE COLUMNAS	256
4.4.5. DISEÑO DE CIMENTACIÓN	271

CAPÍTULO V: DISCUSIÓN DE RESULTADOS	339
5.1. HIPÓTESIS GENERAL	339
5.2. HIPÓTESIS ESPECÍFICAS	339
5.2.1. PRIMERA HIPÓTESIS	339
5.2.2. SEGUNDA HIPÓTESIS	340
5.2.3. TERCERA HIPÓTESIS	341
CONCLUSIONES	342
RECOMENDACIONES.....	343
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	344
MATRIZ DE CONSISTENCIA.....	348
ANEXOS	349

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Configuraciones estructurales con diferente resistencia perimetral	7
Figura 2. Separación entre edificios adyacentes	10
Figura 3. Vista en planta de Estructura de Pórticos para ejemplificar su estructuración	12
Figura 4. Vista transversal de columna en el plano XY	13
Figura 5. Deformación de columna frente a un sismo	14
Figura 6. Vista transversal de vigas	15
Figura 7. Periodo de vibración aproximado.....	17
Figura 8. Expresión de Rayleigh para estimar el periodo fundamental en una dirección	18
Figura 9. Fuerza Cortante en la base del edificio	20
Figura 10. Clasificación de los sistemas estructurales en concreto armado	21
Figura 11. Fuerzas Sísmicas de entrepiso y Fuerzas Cortantes dentro del nivel 1, 2 y 3.....	22
Figura 12. Distribución de fuerzas sísmicas y su efecto en la estructura	23
Figura 13. Dimensiones del diafragma	25
Figura 14. Esquema del análisis estático o de fuerzas equivalentes	26
Figura 15. Sistema plano de 3 niveles (3GDL)	28
Figura 16. Desacoplamiento de un Sistema de “n” GDL a una familia de sistemas de 1GDL	32
Figura 17. Tres primeros modos de vibración de un modelo de ocho pisos.....	34
Figura 18. Gráficos de aceleración y desplazamiento versus frecuencia	34
Figura 19. Idealización de un sistema de 1GDL.....	36
Figura 20. “n” Sistemas de 1GDL para distintos periodos	37
Figura 21. Acelerograma del sismo del 66	38
Figura 22. Espectro de aceleraciones para diferentes porcentajes de amortiguamiento.	39
Figura 23. Función del parámetro “C”.....	43
Figura 24. Componentes del factor de reducción de fuerza sísmica	46
Figura 25. Espectro de diseño o de pseudo-aceleraciones.....	48
Figura 26. Respuesta espectral por combinación modal.....	50

Figura 27. Esquema del método de análisis modal espectral de la Norma E.030	52
Figura 28. Junta de separación sísmica.....	54
Figura 29. Grietas por flexión en vigas.....	56
Figura 30. Daño severo debido a corte en muros no estructurales	56
Figura 31. Distribución estructural en planta del edificio Miramar, Cumaná	59
Figura 32. Colapso del edificio Miramar en el terremoto de Cariaco en 1977.....	60
Figura 33. Ciclo del diseño Sismorresistente.....	62
Figura 34. Efectos de la longitud de anclaje en vigas.....	63
Figura 35. Estado interno de deformaciones de una sección de concreto	65
Figura 36. Relación momento-curvatura de un miembro a flexión	66
Figura 37. Ancho máximo efectivo de viga de acuerdo al Art. 21.5.1.4 de la E.060	69
Figura 38. Fuerza cortante para el diseño de vigas de pórticos	69
Figura 39. Zona de empalmes y espaciamiento de estribos en vigas de pórticos.....	70
Figura 40. Requisitos para el refuerzo transversal en vigas de pórticos.....	70
Figura 41. Longitud de desarrollo del refuerzo por flexión en una viga continua típica	71
Figura 42. Esquema para el diseño a flexión para vigas de pórticos de concreto armado.....	73
Figura 43. Esquema para identificar entre diafragma rígido y flexible	75
Figura 44. Losa armada en una dirección	76
Figura 45. Medidas típicas y componentes de una losa aligerada	77
Figura 46. Esquema para el diseño de losa aligerada con la Norma E.060	78
Figura 47. Detalle de acero en losa maciza	79
Figura 48. Esquema para el diseño de losa maciza con la Norma E.060	80
Figura 49. Características geométricas de escalera apoyada longitudinalmente	83
Figura 50. Esquema de armado de escalera apoyada longitudinalmente	83
Figura 51. Escalera apoyada en viga secundaria	86
Figura 52. Imagen referencial para viga intermediaria en escalera	86
Figura 53. Idealización de escalera ortopoligonal como viga doblemente empotrada...	87
Figura 54. Espesor de escalera ortopoligonal	88
Figura 55. Tipos de armado de refuerzo en escaleras ortopoligonales.....	88

Figura 56. Carga sobre escalera con apoyo imaginario	92
Figura 57. Tensiones resultantes debido a las cargas simétricas	92
Figura 58. Detalle de armado del primer tramo de una escalera autoportante	93
Figura 59. Formas de secciones para escaleras apoyadas transversalmente.....	94
Figura 60. Detalle de sección de escalera apoyada transversalmente en muros.....	96
Figura 61. Detalle de sección de escalera flotante.....	96
Figura 62. Distintos casos de carga y flexión en columnas	98
Figura 63. Diagrama de interacción.....	100
Figura 64. Variación de $\emptyset$ en función de la deformación unitaria del acero extremo ..	101
Figura 65. Diagrama de interacción para la resistencia nominal y de cálculo.....	102
Figura 66. Flujograma para determinar los efectos de esbeltez en columnas (E.060) .	103
Figura 67. Requisitos para el refuerzo transversal y longitudinal en un sistema de pórticos.....	105
Figura 68. Empalme por traslape en columna de pórtico	106
Figura 69. Fuerza cortante de diseño en columnas de pórticos de concreto armado....	107
Figura 70. Área efectiva en el nudo	108
Figura 71. Hoja de resumen de las condiciones de cimentación	109
Figura 72. Profundidad de cimentación en zapatas superficiales	110
Figura 73. Reacción del suelo ante cargas aplicadas	111
Figura 74. Tipos de fallas en cimentaciones	113
Figura 75. Método de Meyerhof de área reducida para cálculo de presiones	114
Figura 76. Detalle de refuerzo en zapata aislada	116
Figura 77. Tipos de distribución de las presiones en zapatas combinadas	117
Figura 78. Detalle de refuerzo en zapata combinada.....	117
Figura 79. Zapatas conectadas con vigas de cimentación	118
Figura 80. Detalle de refuerzo en zapata conectada	119
Figura 81. Zapata corrida con concreto ciclópeo.....	120
Figura 82. Detalle de refuerzo para platea de cimentación.....	121
Figura 83. Elementos para el diseño de una zapata aislada	122
Figura 84. Falla por flexión en zapata cuadrada	123

Figura 85. Cortante por punzonamiento en zapata aislada	124
Figura 86. Sección crítica para el diseño de corte por flexión.....	125
Figura 87. Áreas de aplastamiento A1 y A2	126
Figura 88. Modelo matemático clásico para zapata combinada	128
Figura 89. Diagrama de momento flector y fuerza cortante en zapata combinada	129
Figura 90. Secciones críticas para punzonamiento y corte en zapatas combinadas	130
Figura 91. Anchos de diseño para refuerzo transversal	131
Figura 92. Esquema de experimento y variables	134
Figura 93. Ubicación del proyecto.....	137
Figura 94. Estudio de mecánica de suelos de referencia	138
Figura 95. Vista en planta de arquitectura del primer piso	141
Figura 96. Vista en planta de arquitectura de piso típico.....	142
Figura 97. Vista en planta de arquitectura de azotea	143
Figura 98. Vista en planta de piso típico con posibles ejes	145
Figura 99. Estructuración de ejes 1-2-3, A-B-C para propuesta 1	146
Figura 100. Estructuración de eje 3-4-5-6-7, A-B-C para propuesta 1.....	148
Figura 101. Estructuración inicial para la primera propuesta	151
Figura 102. Estructuración de ejes 1-2-3, A-B-C para propuesta 2.....	152
Figura 103. Estructuración de ejes 3-4-5-6, A-B-C de la segunda propuesta	154
Figura 104. Estructuración inicial para la segunda propuesta	156
Figura 105. Predimensionamiento de losa aligerada y maciza.....	162
Figura 106. Análisis de viga del eje 1 entre los ejes B y C	165
Figura 107. Análisis de la viga del eje A entre los ejes 2 y 3	166
Figura 108. Análisis de vigas chatas en los paños A-B y B-C con los ejes 3 y 2.....	167
Figura 109. Cuadro de medidas para longitud de anclaje con gancho estándar a tracción.....	169
Figura 110. Formación de rótulas en sistema aporticado	170
Figura 111. Análisis de columna central entre eje 2-2 y B-B.....	171
Figura 112. Análisis de columna exterior entre el eje A-A y 2-2	173
Figura 113. Análisis de columna esquinera entre eje 1-1 y C-C	175

Figura 114. Vista referencial de dimensiones de estructuración	177
Figura 115. Vista en 3D del modelamiento estructural	178
Figura 116. Peso de ladrillo en función al peralte de losa unidireccional	182
Figura 117. Definición de los patrones de carga	183
Figura 118. Definición de espectro de pseudo aceleraciones	184
Figura 119. Definición de caso modal tipo Ritz	186
Figura 120. Definición de caso dinámico mediante un espectro de respuesta	187
Figura 121. Combinación de cargas para el análisis sísmico	188
Figura 122. Definición de la masa de la estructura.....	188
Figura 123. Desplazamiento de los extremos en elementos de pórticos	189
Figura 124. Asignación de brazos rígidos en Etabs.....	190
Figura 125. Asignación de diafragma semirrígido	191
Figura 126. Imagen referencia de propuesta de cimentación	192
Figura 127. Asignación de la condición de apoyo.....	193
Figura 128. Enmallado y ensamblado de elementos frame y shell.....	194
Figura 129. Verificación de diafragma rígido mediante el sismo estático	195
Figura 130. Modos de vibración y masa participativa modal con diafragma rígido	196
Figura 131. Modos de vibración locales en la dirección X	197
Figura 132. Modos de vibración locales en la dirección Y	197
Figura 133. Rigidez lateral de entrepiso para el sismo dinámico en X	199
Figura 134. Verificación por irregularidad por piso blando en el eje X.....	199
Figura 135. Rigidez lateral de entrepiso para sismo dinámico en Y	200
Figura 136. Verificación por irregularidad por piso blando en el eje Y	200
Figura 137. Masa por piso de la edificación con Etabs	201
Figura 138. Verificación de irregularidad por masa o peso.....	201
Figura 139. Discontinuidad de un elemento por desalineamiento en su eje vertical....	202
Figura 140. Drifts máximos y drifts promedios para sismo dinámico en X.....	203
Figura 141. Drifts máximos y drifts promedios para sismo dinámico en X.....	204
Figura 142. Verificación de discontinuidad en diafragma para el caso 1	205
Figura 143. Vista en planta para verificación de diafragma	206

Figura 144. Vista en planta de sistema con ejes no paralelos	207
Figura 145. Distorsión de entrepiso para el sismo dinámico en X	208
Figura 146. Distorsión de entrepiso para el sismo dinámico en Y	209
Figura 147. Cortante dinámica y estática en dirección “X” y “Y”	210
Figura 148. Desplazamientos máximos por piso para sismo dinámico en X	211
Figura 149. Desplazamientos máximos por piso para sismo dinámico en Y	211
Figura 150. Diagrama de fuerzas internas en la viga crítica de análisis	214
Figura 151. Requisitos del refuerzo longitudinal en viga de pórticos o sistemas duales tipo II	220
Figura 152. Cálculo del punto de corte teórico del refuerzo adicional de la viga A-B	222
Figura 153. Diagrama de momento resistente versus momento solicitante	223
Figura 154. Refuerzo adicional en la viga del tramo A-C	223
Figura 155. Ancho tributario de la viga de estudio A-B.....	224
Figura 156. Cálculo de la cortante por capacidad para el tramo A-B.....	226
Figura 157. Diagrama de momentos flectores para losa aligerada unidireccional	231
Figura 158. Diagrama de fuerzas cortantes para losa aligerada unidireccional.....	231
Figura 159. Distancias absolutas para los cortes en bastones de losa aligerada.....	237
Figura 160. Isométrico de losa aligerada unidireccional	238
Figura 161. Detalle de sección de diseño de losa aligerada unidireccional.....	238
Figura 162. Vista en planta de escalera para análisis y diseño	244
Figura 163. Carga distribuida en escalera a lo largo de 1-1	246
Figura 164. Análisis estructural de viga isostática	247
Figura 165. Carga distribuida en escalera a lo largo de 2-2	250
Figura 166. Análisis estructural de viga isostática a lo largo de 2-2	251
Figura 167. Ubicación de la columna a diseñar.....	256
Figura 168. Diagrama de interacción de la columna entre los ejes 6 y B.....	258
Figura 169. Cortante máxima en la columna exterior del eje 6 con B	264
Figura 170. Cortante por capacidad de la viga A-B y B-C.....	266
Figura 171. Cálculo de la cortante en la columna.....	268
Figura 172. Fuerzas para el cálculo de cortante en el nudo	269

Figura 173. Vista referencial en planta de cimentaciones	271
Figura 174. Imagen referencial para cálculo de esfuerzos biaxiales en zapatas	276
Figura 175. Esfuerzo máximo en Safe para zapata aislada.....	278
Figura 176. Imagen referencia para verificación de esfuerzo con carga excéntrica.....	279
Figura 177. Imagen de referencia para cálculo de esfuerzos por Meyerhof.....	283
Figura 178. Detalle de diseño de zapata aislada	291
Figura 179. Imagen referencial para el diseño de zapatas conectadas.....	293
Figura 180. Esfuerzo máximo en Safe para zapata de borde en dirección X-X.....	297
Figura 181. Esfuerzo máximo en Safe para zapata de borde Y-Y.....	300
Figura 182. Modelo matemático para cálculo de momento máximo en zapata conectada.....	301
Figura 183. Detalle transversal de viga de cimentación	304
Figura 184. Detalle de diseño de zapata conectada mediante viga de cimentación	311
Figura 185. Zapata combinada de borde sometida a cargas reales	312
Figura 186. Presión máxima en Safe para zapata combinada.....	317
Figura 187. Secciones críticas para momentos flectores en zapata combinada.....	318
Figura 188. Momentos actuantes en zapata combinada mediante Safe.....	319
Figura 189. Secciones críticas para fuerza cortante por flexión en zapatas combinadas	323
Figura 190. Cortante a flexión paralelo al eje X-X en zapata combinada	324
Figura 191. Cortante a flexión paralelo al eje Y-Y en zapata combinada	325
Figura 192. Detalle de armado de refuerzo de zapata combinada	327
Figura 193. Modelo de zapata combinada en Safe	328
Figura 194. Envolvente de momentos flectores en el eje longitudinal.....	330
Figura 195. Envolvente de momentos flectores en el eje transversal.....	332
Figura 196. Envolvente de presiones en estado de servicio para zapata combinada....	334
Figura 197. Verificación de punzonamiento mediante Safe.....	335
Figura 198. Cortante por flexión mediante franjas de diseño paralelo al eje X-X	336
Figura 199. Cortante por flexión mediante franjas de diseño paralelo al eje Y-Y	336
Figura 200. Detallado de refuerzo de zapata combinada diseñado con Safe.....	338

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Atributos y beneficios de las configuraciones verticales.....	9
Tabla 2. Categoría y Regularidad de las Edificaciones	11
Tabla 3. Factores de zona para “Z”.....	41
Tabla 4. Factor de suelo “Z”.....	41
Tabla 5. Factor de uso “U”	43
Tabla 6. Sistemas estructurales y coeficiente básico de reducción.....	44
Tabla 7. Factores de irregularidad en planta y altura.....	45
Tabla 8. Límites para derivas de entrepiso	53
Tabla 9. Requisitos para concreto expuesto a soluciones de sulfatos.....	112
Tabla 10. Caracterización de variables	135
Tabla 11. Operación de variables	136
Tabla 12. Cuadro comparativo de las propuestas de estructuración.....	160
Tabla 13. Peraltes o espesores mínimos de vigas no preesforzadas o losas reforzadas en una dirección a menos que se calculen las deflexiones ..	161
Tabla 14. Factores para el predimensionamiento de columnas	168
Tabla 15. Factores de reducción para diseño estructural	213
Tabla 16. Datos generales de la viga del eje 6 entre los ejes A y C del primer piso	215
Tabla 17. Parámetros de diseño de acuerdo a la Norma E.030	215
Tabla 18. Resumen de diseño de viga del eje 6 tramo A-B del primer piso.....	219
Tabla 19. Resumen de diseño de viga del eje 6 tramo B-C del primer piso.....	219
Tabla 20. Verificación de la primera condición para momentos mínimos en los nudos.....	221
Tabla 21. Verificación de la segunda condición para momentos mínimos en los nudos.....	221
Tabla 22. Datos generales para el diseño de la losa aligerada unidireccional	230
Tabla 23. Parámetros de diseño para losa aligerada conforme a la Norma E.060.....	230
Tabla 24. Resumen de diseño a flexión para losa aligerada	235
Tabla 25. Resumen de longitud de desarrollo para los bastones de losa aligerada	237
Tabla 26. Verificación de deflexiones para losa aligerada unidireccional	243

Tabla 27. Resumen de diseño de columna exterior para todos los niveles.....	257
Tabla 28. Verificación de la aplicación de viga débil – columna fuerte por nivel	259
Tabla 29. Datos generales para el diseño de Zapata Aislada.....	273
Tabla 30. Solicitaciones para zapata aislada.....	273
Tabla 31. Resumen de la verificación biaxial para Zapata Aislada.....	278
Tabla 32. Resumen de la verificación por carga excéntrica	281
Tabla 33. Resumen de la verificación de esfuerzos por Meyerhof para zapata aislada	285
Tabla 34. Resumen de esfuerzos últimos máximos por el método biaxial.....	285
Tabla 35. Datos generales para el diseño de zapata conectada.....	292
Tabla 36. Solicitaciones de zapata de borde	293
Tabla 37. Verificación de esfuerzo en zapata de borde (x-x)	298
Tabla 38. Verificación de esfuerzos en zapata de borde por distribución triangular....	299
Tabla 39. Verificación de esfuerzos en zapata de borde por Meyerhof	299
Tabla 40. Esfuerzos últimos en zapata de borde con viga de cimentación X-X.....	302
Tabla 41. Esfuerzos últimos para zapata de borde Y-Y	307
Tabla 42. Datos generales para el diseño de zapata combinada	313
Tabla 43. Solicitaciones para zapata combinada	314
Tabla 44. Predimensionamiento de zapata combinada	315
Tabla 45. Verificación de presiones por el método biaxial en zapatas combinadas.....	316
Tabla 46. Momentos máximos de diseño para zapata combinada.....	319
Tabla 47. Resumen de diseño a flexión de zapata combinada.....	320
Tabla 48. Datos generales para el diseño de zapata combinada con Safe	329

RESUMEN

Tacna es una ciudad con alto nivel de peligro sísmico y se encuentra en constante crecimiento poblacional; por lo tanto, es necesario aportar criterios de estructuración, análisis sísmico y diseño estructural para abordar la problemática de construir una edificación en una zona sísmica como lo es Tacna. Por este motivo, la presente tesis busca promover el uso de distintos criterios para realizar un diseño sismorresistente, el cual debe cumplir con cada requisito expuesto del reglamento nacional de edificaciones.

Se realizó la estructuración del plano arquitectónico, elaborando dos propuestas estructurales con sus respectivas ventajas y desventajas; en la cual, se llegó a la conclusión es más idóneo un sistema de pórticos de concreto armado. Seguidamente, se realizó el predimensionamiento de los elementos estructurales aplicando distintos criterios para cumplir con los requisitos de rigidez, condiciones de servicio, cargas gravitacionales, nudos dúctiles, etc., donde se llegó a la conclusión que, en un sistema de pórticos, los criterios que van a predominar el predimensionamiento son los requisitos de rigidez y ductilidad. Luego, se realizó un correcto modelamiento estructural; en el cual, uno de los pasos más relevantes fue donde considerar el empotramiento de la base en la edificación, ya que se consideró a nivel de base de la zapata, lo que causó un aumento significativo en la derivas y problemas de irregularidad. Habiendo realizado el modelamiento, se realizó el análisis sísmico; en el cual, se obtuvieron derivas de 0,0065 y 0,0058 para el eje “X” e “Y” respectivamente, cumpliendo los límites permisibles para derivas de la Norma E.030 “Diseño Sismorresistente”. Finalmente, se realizó el diseño de los elementos estructurales, detallando e indicando los pasos y los artículos de la normativa peruana; para el diseño de vigas, losas, escaleras, columnas y cimentaciones; llegando a predominar los requisitos del capítulo 21 “*Disposiciones especiales para el diseño sísmico*” para el diseño de vigas y columnas, y en el caso de losas y escaleras predominó los criterios por procesos constructivos y los criterios indicados por distintos autores; por último, para el diseño de cimentaciones superficiales, es necesario utilizar un Software adicional como lo es Safe, ya que trabaja con elementos finitos y esto nos brinda un mayor precisión a la hora de interpretar los esfuerzos en las cimentaciones.

ABSTRACT

Tacna is a city with a high seismic hazard level and constant population growth, making it essential to adopt structuring criteria, seismic analysis, and structural design to address the challenges of constructing buildings in a seismic-prone zone. This thesis aims to promote the use of various criteria to achieve earthquake-resistant design in compliance with the requirements outlined in the National Building Code.

The architectural plan was structured, proposing two structural systems with their respective advantages and disadvantages. It was concluded that a reinforced concrete frame system was the most suitable for this case. Subsequently, the preliminary sizing of structural elements was carried out, applying various criteria to meet requirements for stiffness, service conditions, gravitational loads, ductile joints, and more. It was determined that in a frame system, stiffness and ductility requirements predominate the preliminary sizing process.

A proper structural model was then developed, with one critical step being the consideration of base fixity at the foundation level, which significantly increased drifts and caused irregularity issues. After modeling, seismic analysis was conducted, yielding drift values of 0.0065 and 0.0058 for the “X” and “Y” axes, respectively, complying with the permissible drift limits specified in Standard E.030 “Earthquake-Resistant Design.”

Finally, the design of structural elements was completed, detailing and referencing the steps and articles of Peruvian regulations for designing beams, slabs, staircases, columns, and foundations. The design of beams and columns was primarily governed by the requirements of Chapter 21, "Special Provisions for Seismic Design." For slabs and staircases, construction process criteria and recommendations from various authors were prioritized. For shallow foundation design, the use of additional software, such as SAFE, was deemed necessary, as it employs finite element analysis, providing greater accuracy in interpreting foundation stresses.

INTRODUCCIÓN

El Sur del Perú y el Norte de Chile, especialmente la frontera Tacna - Arica, son zonas de alto riesgo sísmico debido a la subducción de las placas de Nazca y Sudamericana, perteneciendo la ciudad de Tacna a una zona de alto peligro sísmico. Por este motivo, es importante realizar un correcto diseño sismorresistente; sin embargo, el hecho de tener cada día Softwares más modernos para realizar un análisis sísmico, también implica realizar una correcta idealización y modelado de la edificación.

La facilidad de realizar simulaciones para ver el comportamiento sísmico de nuestra edificación ha desplazado las buenas costumbres de realizar una correcta estructuración que se debe basar en criterios básicos como la simetría y continuidad estructural. Estos criterios nacen del comportamiento de miles de edificaciones frente a las sollicitaciones sísmicas y varios autores plasman en sus libros estos sucesos, ya que a día de hoy comprender y predecir el comportamiento estructural de una estructura ante un evento sísmico es muy complejo; entonces, esto da mucha validez a los criterios de estructuración que se basan en la experiencia de la respuesta sísmica de edificaciones.

Habiendo expuesto la importancia de este presente trabajo, se planteó como objetivo general realizar la estructuración, análisis y diseño sismorresistente de una vivienda multifamiliar de 4 niveles de concreto armado; para lo cual, se estructuró la tesis con los siguientes capítulos:

En el capítulo I, se realiza el planteamiento del problema mediante la identificación, formulación y justificación del problema; asimismo, se plantean los objetivos y se formulan las hipótesis.

En el capítulo II, se desarrolla el marco teórico. Se expone una vasta información sobre criterios de estructuración, análisis sísmico y diseño estructural, la cual corresponde a varios artículos, libros e informes de investigación y al reglamento nacional de edificaciones.

En el capítulo III, establece el marco metodológico. Se presenta el tipo de estudio, diseño de investigación, población y/o muestra, técnicas e instrumentos para la recolección de datos y finalmente la identificación de las variables del presente trabajo.

En el capítulo IV, realiza el análisis y discusión de resultados de acuerdo a los criterios de varios autores y la normatividad correspondiente, la estructuración, el modelamiento estructural, el análisis sísmico y el diseño estructural para, finalmente, sintetizar y destacar el trabajo realizado en la etapa de discusión de resultados.

En el capítulo V, se realizan las conclusiones en función a los objetivos y las hipótesis planteadas, asimismo, las recomendaciones de acuerdo a las dificultades presentadas a lo largo del desarrollo de la presente tesis.

Finalmente, se presenta la bibliografía utilizada, asimismo, los planos finales de arquitectura y estructuras.

CAPÍTULO I

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1.1. IDENTIFICACIÓN DEL PROBLEMA

La continua ocurrencia de sismos en el Perú es una realidad que no se puede ignorar, de ahí la importancia de disponer de mapas que muestren la distribución espacial de la sismicidad, esto en razón que se debe comprender que los sismos, cualquiera sea su magnitud, son recurrentes en el tiempo (Tavera, 2014). Con base a lo citado, nos damos cuenta que el sismo es un fenómeno complejo y recurrente; esto da mayor importancia a realizar una correcta estructuración, análisis y diseño estructural.

De acuerdo con la historia sísmica de Tacna, en los últimos 500 años han ocurrido terremotos que en más de una ocasión causaron la destrucción total de la ciudad, como el ocurrido el 13 de agosto de 1868. El último evento sísmico de gran magnitud que afectó a la ciudad ocurrió el 23 de junio del 2001 (VII grados en la escala de Mercalli Modificada) (Jaén Conrado Bedoya, 2019), esto significa que la ciudad de Tacna se caracteriza por ser parte de eventos sísmicos de gran magnitud. Esto tiene concordancia con lo indicado en la Norma E.030 “Diseño Sismorresistente”, ya que 9 de los 10 distritos de Tacna, se encuentran en Zona Sísmica 4 (Ministerio de Vivienda, 2020a).

Según (Calsina y Mamani, 2021), la creciente demanda de viviendas en Tacna ha llevado al aumento de proyectos inmobiliarios, principalmente viviendas multifamiliares y residenciales. La construcción se centra en sistemas tradicionales como la albañilería confinada y sistemas duales, en parte debido a la reticencia de las empresas constructoras a adoptar métodos no convencionales, ya que pueden ser poco difundidos y su eficacia incierta, especialmente en una zona sísmica como Tacna. Esto nos da a entender que sistemas como albañilería confinada y duales, muestran un mejor comportamiento frente a sismos; y justamente por eso son más utilizados en Tacna; sin embargo, existen otros sistemas estructurales que también podrían presentar un correcto desempeño y esto se verá reflejado en su estructuración y análisis sísmico.

Considerando la imprevisibilidad inherente de los sismos y el nivel actual de comprensión, es apropiado interpretar cada Norma de Diseño Sismorresistente como un conjunto básico de condiciones a cumplir. No obstante, estas normas no aseguran de manera absoluta el comportamiento sísmico adecuado de todas las estructuras (Muñoz, 2020). De acuerdo a lo citado, se entiende que es importante que un ingeniero estructural tenga un vasto criterio, para así evaluar diversas perspectivas, conceptos o circunstancias, y no se limite a una visión estrecha o sesgada; esto se verá reflejado en los siguientes tres pasos: Estructuración, Análisis y Diseño.

1.1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

1.1.2.1. PROBLEMA PRINCIPAL

¿Cuál es la estructuración, análisis y diseño estructural de una edificación multifamiliar comercial de 4 niveles de concreto armado?

1.1.2.2. PROBLEMAS ESPECÍFICOS

¿Cuál es la correcta estructuración para la distribución de los elementos estructurales conforme a las pautas y parámetros indicados por los autores dominantes del tema, y cumpliendo con la Norma E.030 “Diseño Sismorresistente” y la Norma E.060 “Concreto Armado” para una Edificación Multifamiliar Comercial de 4 niveles de Concreto Armado?

¿Cuál es el análisis estático y dinámico del sistema estructural de concreto armado según la Norma E.030 “Diseño Sismorresistente” con el apoyo del Software CSI Etabs, para una Edificación Multifamiliar Comercial de 4 niveles de Concreto Armado?

¿Cuál es el diseño estructural de los elementos de concreto armado según la Norma E.060 “Concreto Armado” y la Norma E.050 “Suelos y Cimentaciones” para el resultado del modelado realizado con el Software CSI Etabs, para una Edificación Multifamiliar Comercial de 4 niveles de Concreto Armado?

1.1.3. JUSTIFICACIÓN DEL PROBLEMA

La forma de una estructura es crucial en su respuesta ante terremotos. Los estudios posteriores a sismos han mostrado que los edificios con formas irregulares son más vulnerables que los de formas regulares debido a concentraciones de tensiones en áreas irregulares. La falta de ductilidad puede llevar a fallos y colapsos. Para prevenir fallos y asegurar un comportamiento sísmico adecuado, es esencial un diseño inicial cuidadoso y una evaluación exhaustiva de la forma de la estructura (Di Sarno y Elnashai, 2008).

En la práctica, a menudo se invierte mucho tiempo en el análisis y dimensionamiento estructural de un edificio, mientras que se descuidan los aspectos de diseño conceptual y estructuración. Esto es particularmente peligroso en el contexto del diseño sísmico, ya que la experiencia muestra que los edificios bien concebidos estructuralmente y detallados adecuadamente tienden a comportarse bien durante los terremotos, incluso si no cumplen estrictamente con los reglamentos y no se someten a cálculos exhaustivos (Bazán y Meli, 2000).

El diseño de estructuras para resistir terremotos difiere de otras fuerzas debido a la complejidad y la imprevisibilidad de los sismos, así como a las intensidades excepcionales que pueden alcanzar. Mientras que en el diseño convencional se busca mantener el comportamiento lineal y sin daño, en el diseño sísmico se reconoce que no es económicamente viable. En cambio, se plantea como un desafío de optimización para equilibrar la inversión en la estructura con la probabilidad de daño (Bazán y Meli, 2000).

Finalmente, de acuerdo con (Ministerio de Vivienda, 2020b), en el artículo 3, podemos ver que las principales funciones de un correcto diseño sismorresistente es evitar la pérdida de vidas humanas, garantizar la continuidad de los servicios básicos y minimizar los daños a la propiedad (Ministerio de Vivienda, 2020b).

1.1.4. OBJETIVOS

1.1.4.1. OBJETIVO PRINCIPAL

Realizar la estructuración, análisis y diseño estructural de una edificación multifamiliar comercial de 4 niveles de concreto armado.

1.1.4.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Determinar la correcta estructuración para la distribución de los elementos estructurales conforme a las pautas y parámetros indicados por los autores dominantes del tema, y cumpliendo con la Norma E.030 “Diseño Sismorresistente” y la Norma E.060 “Concreto Armado”, para una edificación Multifamiliar Comercial de 4 niveles de Concreto Armado.

Realizar el análisis estático y dinámico del sistema estructural de concreto armado según la Norma E.030 “Diseño Sismorresistente” con el apoyo del Software CSI Etabs para una Edificación Multifamiliar Comercial de 4 niveles de Concreto Armado.

Realizar el diseño estructural de los elementos de concreto armado según la Norma E.060 “Concreto Armado” y la Norma E.050 “Suelos y Cimentaciones” para los resultados del modelado realizado con el Software CSI Etabs para una Edificación Multifamiliar Comercial de 4 niveles de Concreto Armado.

1.1.5. FORMULACIÓN DE HIPÓTESIS

1.1.5.1. HIPÓTESIS GENERAL

La estructuración, análisis y diseño estructural de una edificación multifamiliar comercial de 4 niveles de Concreto Armado garantizará un correcto comportamiento Estructural frente al sismo de diseño de la Norma E.030 “Diseño Sismorresistente”.

1.1.5.2. Hipótesis Específicas

La Estructuración se realizará conforme a las pautas y parámetros indicados por los autores dominantes del tema, y cumpliendo con la Norma E.030 “Diseño Sismorresistente” y la Norma E.060 “Concreto Armado”, logrando un correcto Diseño

Conceptual previo al modelado para una Edificación Multifamiliar Comercial de 4 niveles de Concreto Armado.

Se realizará el análisis estático y dinámico del sistema estructural de concreto armado con el apoyo del Software CSI Etabs, cumpliendo los límites establecidos por las Norma E.030 “Diseño Sismorresistente”.

El diseño de los elementos estructurales de concreto armado se realizará de acuerdo a los resultados obtenidos del modelado con el apoyo del Software Etabs, cumpliendo lo indicado en la Norma E.060 “Concreto Armado” y la Norma E.050 “Suelos y Cimentaciones”.

1.1.6. NORMATIVIDAD

- Norma A.010 “Condiciones Generales de Diseño”
- Norma E.020 “Cargas”.
- Norma E.030 “Diseño Sismorresistente”.
- Norma E.050 “Suelos y Cimentaciones”.
- Norma E.060 “Concreto Armado”.

1.1.7. ALCANCES Y LIMITACIONES

La vivienda a estudiar se encuentra en la Ciudad de Tacna, se encuentra en el Distrito de Viñani, en la Av. Ecológica, exactamente entre la Av. Los Molles y la Av. Federico Mazuelos, y a 100 metros aproximadamente del Colegio Luis Alberto Sánchez, del cual tomaremos como referencia su estudio de mecánica de suelos.

Este estudio se está llevando a cabo en el año 2024, sin embargo, se tomará la normativa vigente del Reglamento Nacional de Edificaciones que corresponde al 2019.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1. CRITERIOS DE ESTRUCTURACIÓN

En este apartado se propone pautas para realizar la Configuración Estructural adecuada, destacando la importancia de la colaboración entre arquitecto y diseñadores estructurales. Aunque las recomendaciones sísmicas tienden a favorecer edificios regulares y resistentes, encontrar un equilibrio entre necesidades arquitectónicas y estructurales es un desafío para crear proyectos seguros y atractivos.

2.1.1. FUNDAMENTOS PARA LA CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL EN PLANTA Y ELEVACIÓN

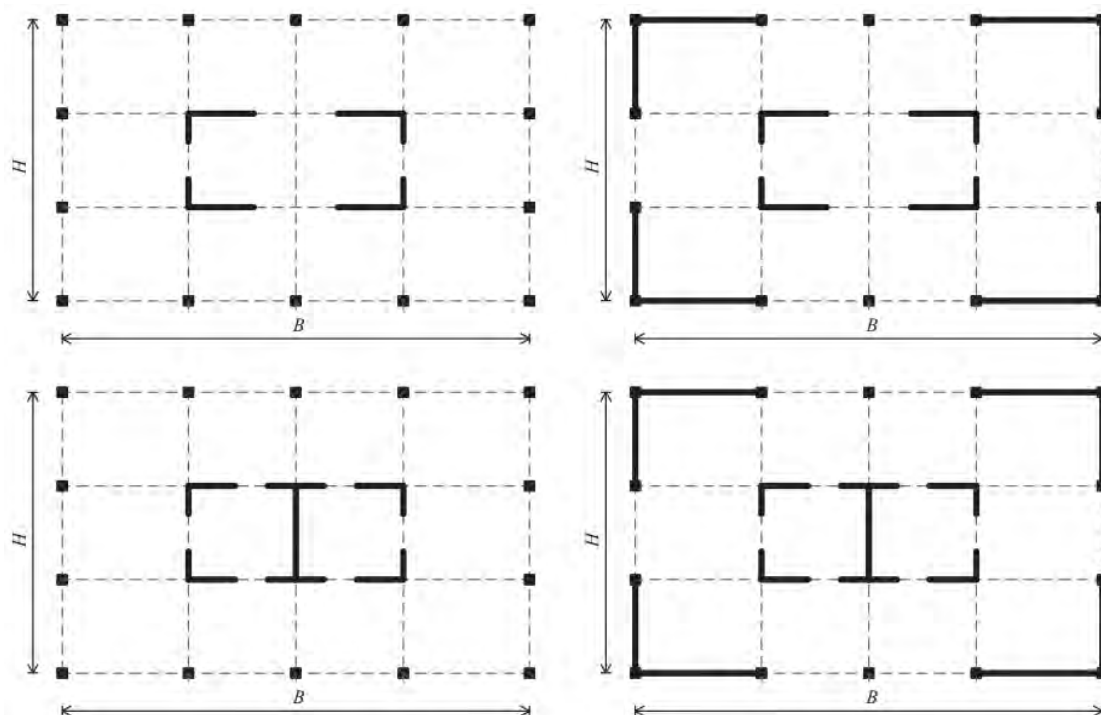
- **Tamaño:** A mayor altura, la edificación tiene menos gama de configuraciones y sistemas rentables. Por eso, edificaciones de bajas o medianas alturas, pueden aún presentar ciertas “irregularidades”. Una solución para edificaciones de grandes alturas es invertir en concreto y acero de alta resistencia para mejorar el desempeño estructural.
- **Proporción:** Cuando la esbeltez es baja; es beneficiosa para la estructura. Los estudios indican que no se debe exceder una relación de **H** “altura” y **B** “Profundidad más pequeña” de 4 a 5, es evidente que esta relación se excede con creces en edificios modernos en todo el mundo; pero saber cuál es el problema nos ayuda en ir pensando en propuestas para contrarrestar ese aspecto.
- **Distribución y Concentración:** Se buscará garantizar una adecuada distribución vertical y en planta, de la rigidez y la masa, para lograr un adecuado desempeño sísmico. Cuando los edificios son esbeltos, tienen el beneficio de presentar mayores deflexiones frente a sismos; lo que significa que disipa mejor las fuerzas cortantes producidas, sin embargo, habrá que tener cuidado con las deflexiones (se buscará rigidizar la estructura). En el caso de edificios de poca altura, no presenta grandes deflexiones; por lo tanto, se tendrá que tener cuidado con rigidizar mucho. Finalmente, tener en cuenta que el sismo es multidimensional,

por lo tanto, atacará por todos los lados; significa que debemos poseer resistencia y rigidez bidireccionales.

- **Resistencia Perimetral:** Hay que tener en cuenta que el problema de torsión tiende a tensionar los sistemas laterales de manera no uniforme, esto debido al radio de giro de la estructura, o sea, a mayor distancia se genera un mayor brazo de palanca y esto provoca un mayor momento. Entonces lo que se buscará es rigidizar el perímetro, ya que es la zona más afectada por torsión.
(Di Sarno y Elnashai, 2008).

Figura 1

Configuraciones estructurales con diferente resistencia perimetral



Nota. El lado izquierdo presenta una resistencia perimetral baja y el lado derecho alta. Esta imagen fue sacada del libro *Fundamentals Of Earthquake* de (Di Sarno y Elnashai, 2008).

2.1.2. **NORMAS Y DIRECTRICES PARA DISEÑO CONCEPTUAL**

- **Simplicidad:** Formas compactas, convexas y cerradas, que tengan caminos claros y directos para las fuerzas verticales y horizontales, esto hará que tenga un buen comportamiento sísmico y que el dimensionamiento, detallado y construcción sea

menos complejo.

- **Uniformidad:** Con una distribución uniforme de elementos en planta y alzado, podemos eliminar los efectos indeseables de la torsión; esto debido a que el centro de rigidez y masa no tendrán una excentricidad notable. En caso de no poder respetar este criterio, se debe optar por juntas sísmicas.
- **Simetría:** Una correcta simetría puede garantizar que el centro de masa y resistencia estén casi en el mismo punto, debemos entender que se buscará todos estos conceptos en ambas direcciones. Hay que tener cuidado en lograr una forma simétrica, pero que gran parte de la masa se ubique en una sola zona.
- **Redundancia:** Es una medida del grado de indeterminación y fiabilidad de los sistemas estructurales, la redundancia nos brinda una ruta de carga alternativa si es que falla cualquier componente.
- **Rigidez y Resistencia Bidireccionales:** Siempre se buscará que exista características similares de rigidez y resistencia en ambas direcciones, esto evitará inestabilidades y desplazamientos excesivos.
- **Resistencia y Rigidez a la torsión:** Tener presente aportar rigidez en la periferia, la torsión se elimina con estructuras que tienen diseños compactos y convexos. En zonas donde se presenten huecos, zonas entrantes, etc., se vuelven eslabones débiles y estas serán perjudicadas en la acción sísmica.
- **Comportamiento del diafragma rígido en piso:** Un sistema de diafragma rígido en piso o techo, permite recoger y transmitir las fuerzas de inercia a los elementos verticales de los sistemas resistentes laterales, o sea, columnas o muros estructurales. En sistemas mixtos donde existe una gran rigidez y resistencia, se tiene que dar mayor importancia al diafragma rígido para garantizar un buen desempeño sísmico.
- **Cimentación adecuada:** Hay que darle mucha importancia a la cimentación, porque de este depende que la estructura esté sujeta a una excitación sísmica uniforme. En una cimentación también se buscará rigidez y resistencia bidireccional.

(Di Sarno y Elnashai, 2008)

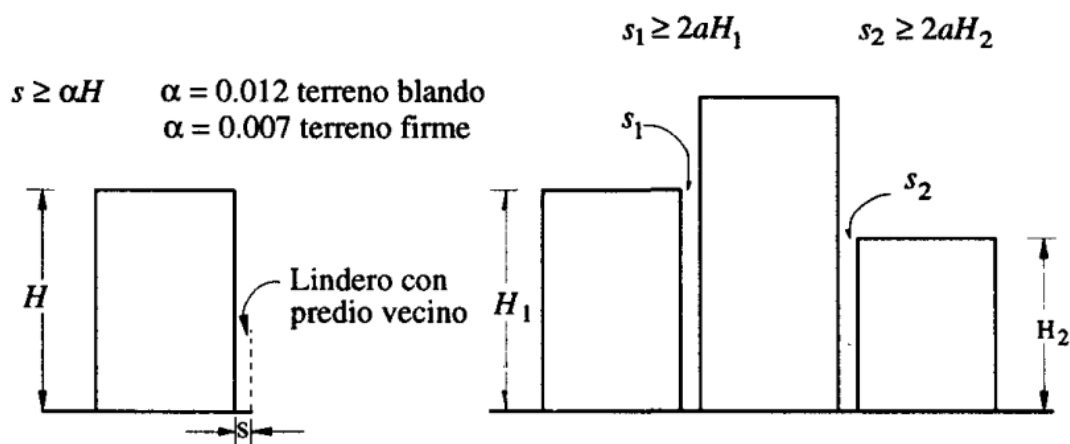
Tabla 1*Atributos y beneficios de las configuraciones verticales*

Atributos	Beneficios
Baja relación Ancho – Profundidad en planta	Bajos efectos de torsión.
Baja relación Altura – Base en elevación	Bajos efectos de vuelco.
Altura de plantas similares	Eliminación de plantas de débiles/blandas
Distancia relativa corta entre apoyos	Baja tensión y deformación de la unidad
Forma de planta simétrica	Eliminación/Reducción de la torsión
Rigidez uniforme en planta y elevación	Eliminación de concentraciones de tensión
Resistencia uniforme en Planta/Elevación	Eliminación de concentraciones de tensión
Ductilidad uniforme en Planta/Elevación	Disipación de energía alta
Sistemas resistentes perimetrales laterales	Alto potencial de resistencia a la torsión
Redundancia	Alta redistribución plástica

Nota. Este es un resumen de los beneficios de aplicar las recomendaciones estructurales indicadas, esta información fue recopilada del libro *Fundamentals Of Earthquake* de (Di Sarno y Elnashai, 2008).

2.1.3. SEPARACIÓN ENTRE EDIFICIOS ADYACENTES

Es crucial que, al posicionar el edificio en una ubicación dentro del terreno asignado, se mantenga una distancia suficiente respecto a los edificios cercanos. Esto es esencial para prevenir colisiones entre los distintos cuerpos del edificio cuando vibren desincronizados durante un terremoto. Los daños causados por el terremoto de 1985 en la Ciudad de México resaltaron la seriedad de este problema, especialmente en el caso de edificios altos construidos en suelos blandos. La situación se agrava cuando los pisos de los edificios cercanos no están alineados a la misma altura, lo que puede provocar que las losas de un edificio choquen contra las columnas del otro durante la vibración.

Figura 2*Separación entre edificios adyacentes***a) Separación de colindancias.****b) Separación de cuerpos del mismo conjunto.**

Nota. Acá podemos apreciar la separación prudente va depender del tipo de terreno; esta información pertenece al ingeniero (Bazán y Meli, 2000), en su libro *Diseño Sísmico de Edificios*.

2.1.4. CATEGORÍA DE EDIFICACIÓN E IRREGULARIDAD

En la Norma E.030 “Diseño Sismorresistente”, se presenta en el Artículo 15 la categoría de las Edificaciones y su Factor de uso, en cual se mencionan cuatro categorías: **A** para Edificaciones Esenciales (Colegios, Hospitales, etc.), **B** para Edificaciones Importantes (Teatros, Estadios, etc.), **C** para edificaciones comunes (Viviendas, Oficinas, etc.) y **D** para Edificaciones Temporales (Depósitos, Casetas, etc.).

De acuerdo a las categorías mencionadas, la Norma E.030 en el Artículo 19 *Regularidad Estructural*, nos indica que las estructuras deben cumplir con la Tabla N.º 2. En el cual existen restricciones de irregularidad de acuerdo a la Categoría en la Edificación y la Zona Sísmica en la cual se encuentren; esto significa que es importante tener en cuenta esta tabla en etapas de estructuración, ya que podemos estar diseñando correctamente una estructura que de acuerdo a la tabla N.º 2, no está permitida; retrasando todo el proceso de Estructuración, Análisis y Diseño.

En conclusión, se debe verificar la Tabla N.º 10 de la Norma E.030 como paso de una estructuración, para así no caer en irregularidades, y esto se puede evitar de varias formas; ya que algunas irregularidades son por temas geométricos que se puede localizar a la vista con cálculo sencillos.

Tabla 2*Categoría y Regularidad de las Edificaciones*

Categoría de la edificación	Zona	Restricciones
A1 y A2	4, 3 y 2	No se permiten irregularidades
	1	No se permiten irregularidades extremas
B	4, 3 y 2	No se permiten irregularidades extremas
	1	Sin restricciones
C	4 y 3	No se permiten irregularidades extremas
	2	No se permiten irregularidades extremas excepto en edificios de hasta 2 pisos u 8 m de altura total
	1	Sin restricciones

Nota. En esta tabla se puede apreciar que de acuerdo al tipo de Categoría de la Edificación y la Zona, en algunos casos no está permitido construir estructuras que tengan irregularidades. Esta es la tabla N.º 10 y pertenece a la Norma E.030 “Diseño Sismorresistente” (Ministerio de Vivienda, 2020a).

2.1.5. CRITERIOS DE ESTRUCTURACIÓN PARA PÓRTICOS DE CONCRETO

ARMADO

De acuerdo con el Ingeniero (Delgado, 2011), en su libro *Diseño de Estructuras Aporticadas de Concreto Armado*, nos indica que al estructurar se procurará lograr la máxima rigidez en la disposición de columnas y vigas, de manera que, al ocurrir un sismo, estas puedan resistir las fuerzas resultantes sin que la integridad de la estructura se vea afectada. También menciona que este tipo de sistema se utiliza para estructuras no muy altas ya que en caso contrario las dimensiones aumentan considerablemente y esto perjudicaría la arquitectura; luego, nos indica que los pórticos van a ir cada 4 a 5 metros, si esta distancia es mayor se verá reflejado en mayores peraltes tanto de vigas como columnas.

A continuación, veremos los criterios de estructuración planteados por el Ingeniero (Delgado, 2011), tanto para vigas como para columnas; ya que estos son los elementos más importantes en un sistema aporticado.

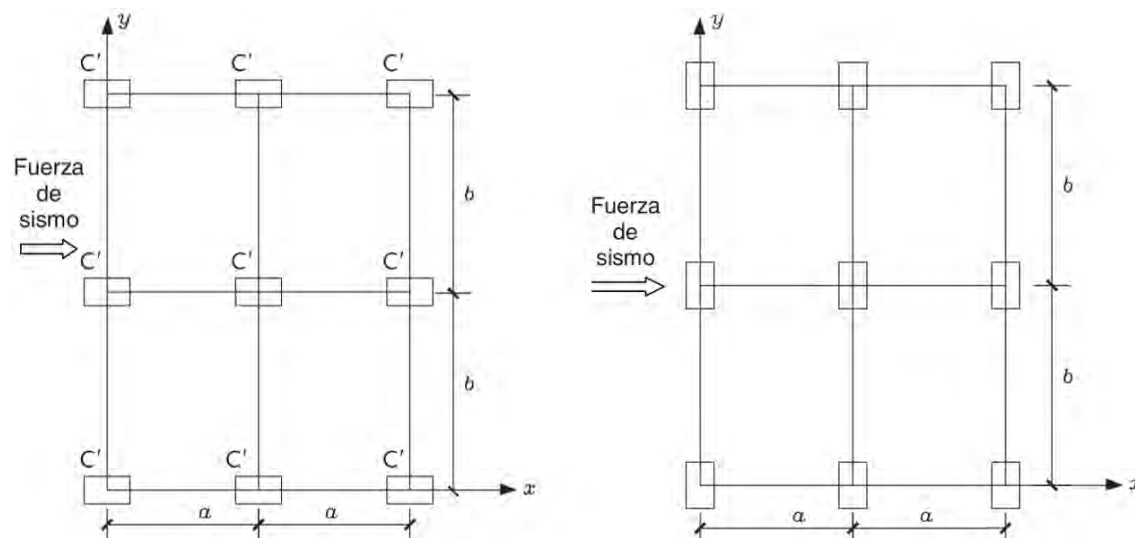
2.1.5.1. Columnas

Como se indicó al inicio, se buscará maximizar la rigidez y para lograr esto debemos apoyarnos en la inercia del elemento, ya que la inercia es una propiedad geométrica que depende de las dimensiones del elemento a analizar; y el valor que tome la inercia nos indica la capacidad que tiene este elemento a la rotación respecto a un eje.

Se explicará este punto mediante la siguiente figura, en la cual tenemos como dato que las columnas son de $0,40\text{ m} \times 0,80\text{ m}$.

Figura 3

Vista en planta de Estructura de Pórticos para ejemplificar su estructuración



Nota. Imágenes sacadas del libro de *Diseño de Estructuras Aporticadas de Concreto Armado*, del Ingeniero (Delgado, 2011).

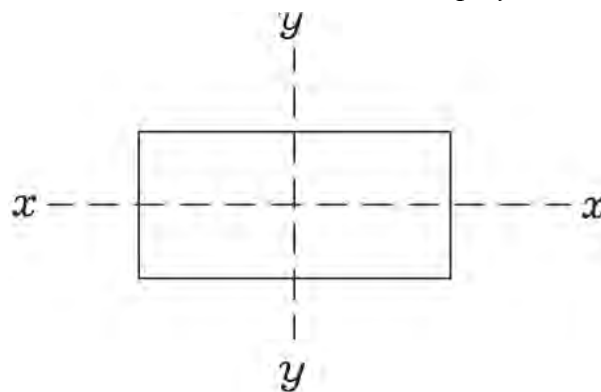
Dado el siguiente caso, en el que estamos viendo la fuerza sísmica viniendo por el sentido X, y que el valor “b” es mayor que el valor de “a”, entonces se tiene que colocar las columnas de acuerdo a la imagen de la izquierda; siendo la imagen de la derecha la forma incorrecta en cómo se debería disponer de las columnas.

Todo esto tiene una explicación, y primero hay que entender que al ser “b” mayor que “a”, se está produciendo un efecto de volteo sobre el eje que tiene la dirección más larga, o sea, el eje Y; por lo tanto, para un mismo sismo la dirección más afectada va ser la de lado más esbelto, esto debido a que se van a generar mayores solicitaciones de

momento. Entonces esto se traduce en que el eje X necesita mayor rigidez y por eso se va colocar las columnas con lado más largo sobre el eje X; esto se hace para incrementar el momento de inercia de las columnas en la dirección Y, lo cual se traduce como mayor rigidez en X. A continuación, se mostrarán los cálculos correspondientes:

Figura 4

Vista transversal de columna en el plano XY



Nota. La vista transversal corresponde a una columna de $0,4\text{ m} \times 0,8\text{ m}$.

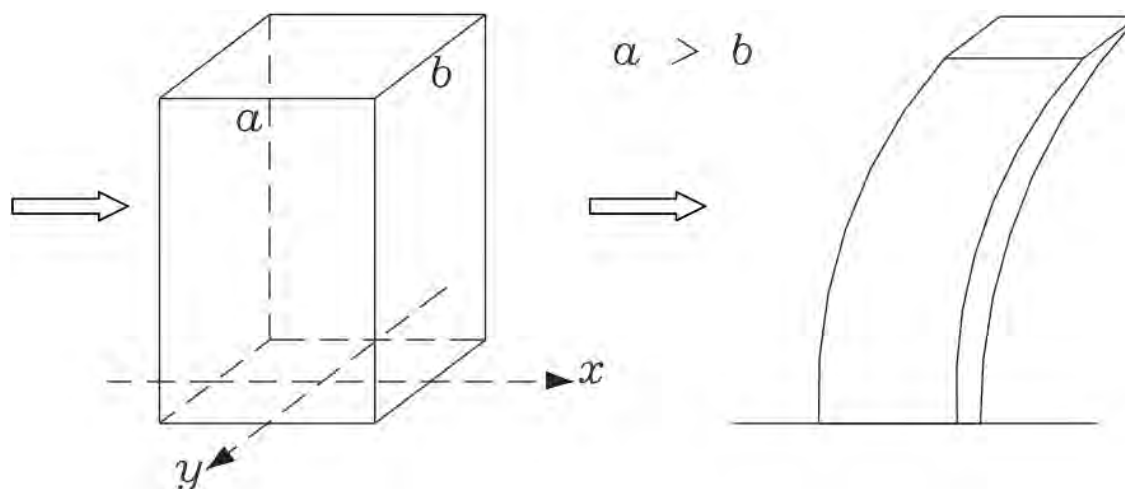
$$I_x = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{80 \times 40^3}{12} = 426\,666,66\text{ cm}^4$$

$$I_y = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{40 \times 80^3}{12} = 1\,706\,666,66\text{ cm}^4$$

Nos damos cuenta que el momento de inercia respecto al eje Y es mucho mayor, y esto significa que tendrá mayor rigidez en la dirección X, ya que la rigidez de una columna se puede hallar de la siguiente manera.

$$K = \frac{12EI}{h^3}, \quad K_x = \frac{12EI_y}{h^3}, \quad K_y = \frac{12EI_x}{h^3}$$

En la fórmula de rigidez de una columna vemos que es directamente proporcional a la inercia e inversamente proporcional a la altura del elemento; en este caso “h” representa la altura de la columna y está elevado al cubo, es por esto que la esbeltez juega un papel importante en la rigidez de un elemento o estructura.

Figura 5*Deformación de columna frente a un sismo*

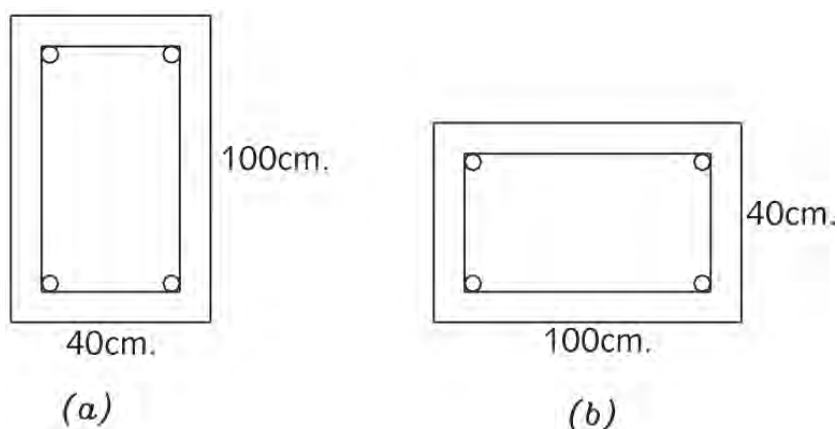
Nota. Imagen extraída del libro de *Diseño de Estructuras Aporticadas de Concreto Armado*, del Ingeniero (Delgado, 2011).

La fig. 5, nos ayuda a entender que, si una fuerza viene en el sentido X, la columna se deformará respecto al eje Y; es importante tener en cuenta esta teoría para poder tener un mejor criterio a la hora de colocar las columnas rectangulares.

2.1.5.2. Vigas

Ya que nos encontramos en un País sísmico y siendo Tacna una ciudad perteneciente a la Zona Sísmica 4; entonces, tenemos que tomar en cuenta el criterio del ingeniero (Muñoz, 2020) en su libro *Comentarios a la Norma Peruana E.030 Diseño Sismorresistente*, en el cual nos indica que para que una estructura pueda tener un régimen inelástico estable, es necesario instalar mayor resistencia en ciertos elementos en relación a otros como es el caso de las columnas respecto a las vigas; esto se puede traducir a grosso modo que las secciones de las vigas tienen que ser menores que las columnas.

Respecto a su posición, en el caso de vigas, es más sencillo, ya que trabajan más a cargas de gravedad; por lo tanto, necesitamos aumentar su momento de inercia en esa dirección y justamente por eso es que existen las vigas peraltadas. De forma práctica podemos decir que se buscará colocar las vigas de modo que repose sobre su menor dimensión.

Figura 6*Vista transversal de vigas*

Nota. Se aprecia la vista transversal de iguales medidas, pero con una colocada en distintas formas

$$\text{Forma a:} \quad I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{40 \times 100^3}{12} = 3\,333\,333,3 \text{ cm}^4$$

$$\text{Forma b:} \quad I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{100 \times 40^3}{12} = 533\,333,3 \text{ cm}^4$$

En conclusión, el momento de inercia de la forma “a”, es mayor que la forma “b”; por consiguiente, su rigidez es mayor y colocada de esta manera resiste más.

2.2. ANÁLISIS ESTÁTICO

Este enfoque representa las fuerzas sísmicas a través de la aplicación de un conjunto de fuerzas horizontales en los centros de gravedad de cada nivel.

Mediante este método, es posible examinar todas las estructuras, ya sean regulares o irregulares, localizadas en la Zona Sísmica 1. En áreas sísmicas diferentes, este enfoque puede aplicarse a estructuras consideradas regulares con una altura no superior a 30 metros, así como a estructuras de Muros Portantes de Concreto Armado y Albañilería Armada o Confinada con una altura no superior a 15 metros, incluso si presentan irregularidades (Ministerio de Vivienda, 2020a).

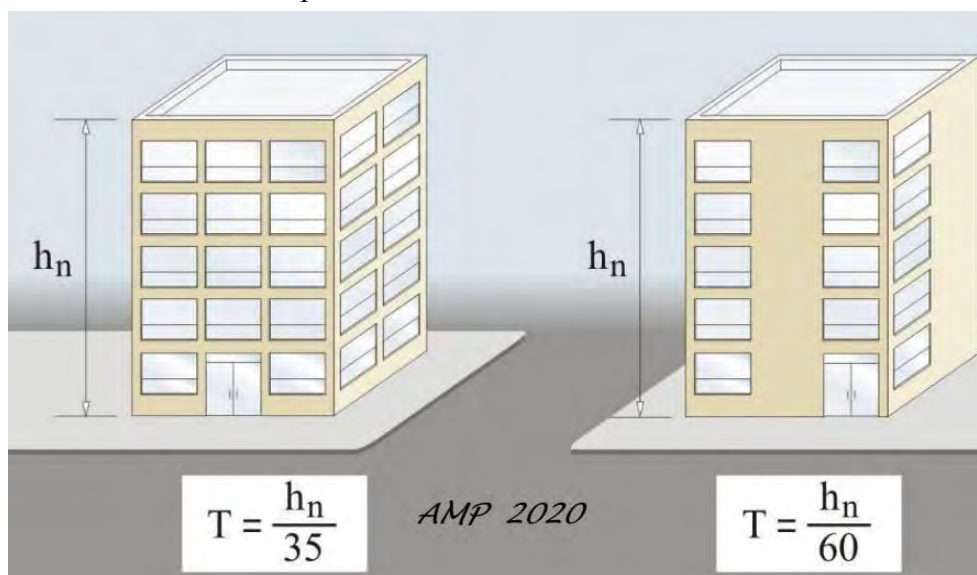
2.2.1. SUPOSICIONES DEL MÉTODO ESTÁTICO

El Ingeniero (Muñoz, 2020), en su informe *Comentarios a la Norma E.030 Diseño Sismorresistente*, nos indica que la formulación del método de estático o de fuerzas equivalentes incorpora simplificaciones significativas, siendo las más destacadas las siguientes:

- Se supone que solo existe un modo fundamental (el primer modo), el cual trabaja con el 100 % de la masa del edificio. Esto permite calcular la fuerza cortante basal mediante el producto de la masa total por la aceleración espectral correspondiente al periodo fundamental.
- Durante el movimiento, el edificio adopta una forma única de oscilación lateral que depende de la altura “**h**” y de un exponente “**k**”. Esto significa que trabaja con un modo de vibración artificial en el que no existe una distribución de masas y rigideces.
- El periodo fundamental de vibración se calcula utilizando expresiones aproximadas (basadas en la altura total) o mediante un análisis traslacional. El resultado obtenido de esta manera es menor que el obtenido a través de un análisis modal espectral, lo que implica que se generan fuerzas sísmicas mayores, más no cuando el periodo fundamental es mayor que el periodo T_p del espectro.
- La influencia torsional se contempla como completamente independiente del desplazamiento traslacional y se integra más adelante en el modelo solo a través de momentos en los niveles, los cuales están vinculados a la fuerza en el piso y a una excentricidad accidental.

2.2.2. PERIODO FUNDAMENTAL

El periodo fundamental de vibración destaca como uno de los factores más influyentes en los resultados del análisis. La norma NTE-E.030 facilita la estimación de este periodo en cada dirección mediante el empleo de expresiones aproximadas, como aquellas que se presentan en la figura 7, o a través de los resultados obtenidos mediante un Análisis Modal traslacional.

Figura 7*Periodo de vibración aproximado*

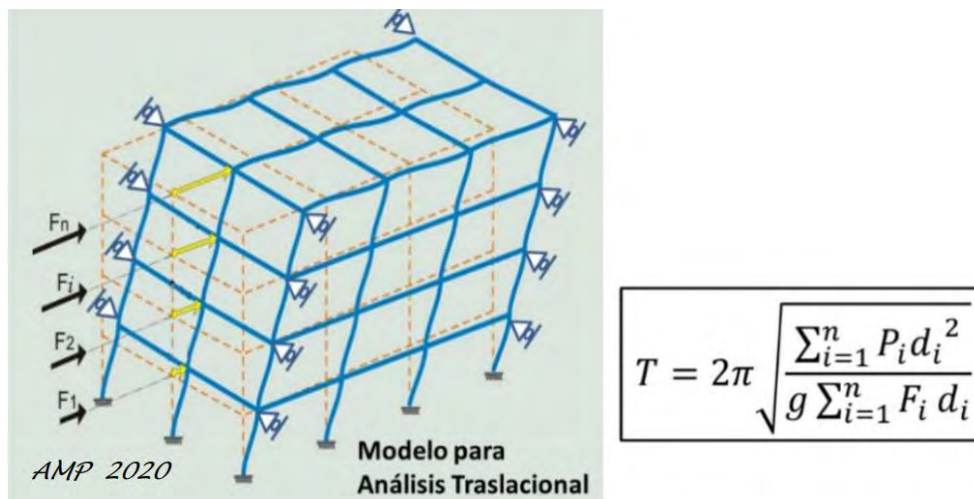
Nota. En esta imagen tenemos en el lado izquierdo un sistema aporticado y en lado derecho tenemos un sistema de muros estructurales. Esta imagen pertenece al libro del ingeniero (Muñoz, 2020) *Comentarios a la Norma Peruana E.030 Diseño Sismorresistente*.

De acuerdo con el Ingeniero (Muñoz, 2020), las fórmulas presentadas para calcular el periodo fundamental muestran una considerable variabilidad. Por esta razón, se recomienda el uso de la expresión de Rayleigh detallada en el Artículo 28.4.2 de la Norma E.030. Esta expresión involucra directamente las masas e indirectamente las rigideces inherentes al edificio. Con el objetivo de obtener un periodo que garantice un valor conservador de fuerza cortante en la base, la Norma establece que, para el Análisis Estático, se debe emplear una traslación pura, restringiendo los desplazamientos perpendiculares a la dirección de análisis tal como se ilustra en la figura 8.

En la Norma E.030 Art. 28.4.3, nos indica que, si no se considera la rigidez de los elementos no estructurales, entonces el periodo fundamental será 0,85 del valor obtenido por la fórmula de Rayleigh.

Figura 8

Expresión de Rayleigh para estimar el periodo fundamental en una dirección



Nota. Esta imagen pertenece al libro del ingeniero (Muñoz, 2020) *Comentarios a la Norma Peruana E.030 Diseño Sismorresistente*.

De acuerdo con la Norma E.030, Art. 28.4.2:

- F_i es la fuerza lateral en el nivel “ i ” correspondiente a una distribución en altura semejante a la del primer modo en la dirección de análisis.
- d_i es el desplazamiento lateral del centro de masa del nivel “ i ” en traslación pura debido a las fuerzas F_i . Los desplazamientos se calculan suponiendo comportamiento lineal elástico de la Estructura y, para caso de estructuras de Concreto Armado y de Albañilería, considerando las secciones sin fisurar.

2.2.2.1. Periodo fundamental aproximado de acuerdo a la Norma Colombiana NSR

En su artículo de revista *Periodo de Vibración de las Edificaciones*, el ingeniero (Domínguez, 2014), comenta que dado que el periodo fundamental de vibración de las estructuras está sujeto a cambios en función de su altura, la normativa Colombiana NSR indica que el periodo fundamental de vibración, aproximadamente es $T_a = 0.1 \cdot N$, donde “ N ” representa el número de piso. Esta regla se aplica a edificaciones con sistemas de pórticos de hasta 12 pisos, siempre que la altura de cada piso no exceda los 3 metros.

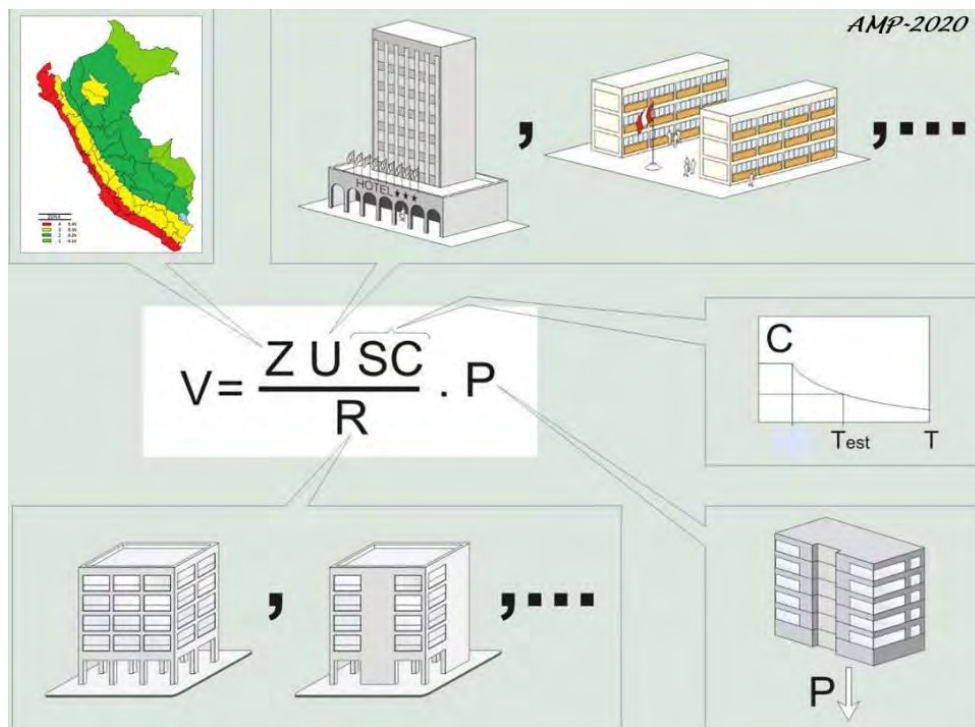
2.2.2.2. Importancia del periodo fundamental

El ingeniero (Muñoz, 2020), señala la importancia de contar con un valor adecuado del periodo fundamental para el método estático, debido a que la fuerza cortante de este método se usa para definir el valor mínimo de la fuerza cortante de diseño del método Modal Espectral. También nos indica que si al aplicar este periodo aproximado resulta muy corto en comparación a los resultados de un Análisis Dinámico ($T_{aprox} < T_{din}$), entonces estamos trabajando con un sistema de fuerzas mayor al que “debería corresponder”, de acuerdo a la rigidez de la edificación; esto también influye en que trabajaríamos con desplazamientos injustificadamente elevados. Por lo tanto, al trabajar con el sistema de fuerzas laterales, es recomendable trabajar con el periodo dinámico o la fórmula de Rayleigh.

En el libro *Dinámica de Estructuras* del ingeniero (Chopra, 2014), podemos entender la importancia de conocer los periodos, en este caso en el Capítulo de *Vibración Libre*, una vez resuelto la ecuación diferencial que rige la vibración libre del sistema, se obtiene los valores de vibración natural (Frecuencia cíclica, Periodo natural de vibración, Frecuencia natural), estos valores dependen de la interacción entre la masa y rigidez del sistema; entonces conociendo sus valores podemos entender a grosso modo el comportamiento de la estructura; por ejemplo, si dos sistemas tienen la misma masa, el que sea más rígido tendrá un periodo natural más corto.

2.2.3. FUERZA CORTANTE EN LA BASE

La Norma E.030 en el Art. 28.2.1, nos brinda la fórmula para calcular la cortante total en la base de la estructura. Este valor depende de un coeficiente sísmico, que va ser una fracción del peso de la edificación; este coeficiente sísmico depende de los siguientes valores: Zona Sísmica (Z), Uso de Edificación (U), Coeficiente de Amplificación Sísmica (C), Factor de Suelo (S) y el tipo de Sistema Estructural (R). La fórmula se presentará en la Fig. 9.

Figura 9*Fuerza Cortante en la base del edificio*

Nota. Esta imagen pertenece al libro del ingeniero (Muñoz, 2020) *Comentarios a la Norma Peruana E.030 Diseño Sismorresistente*.

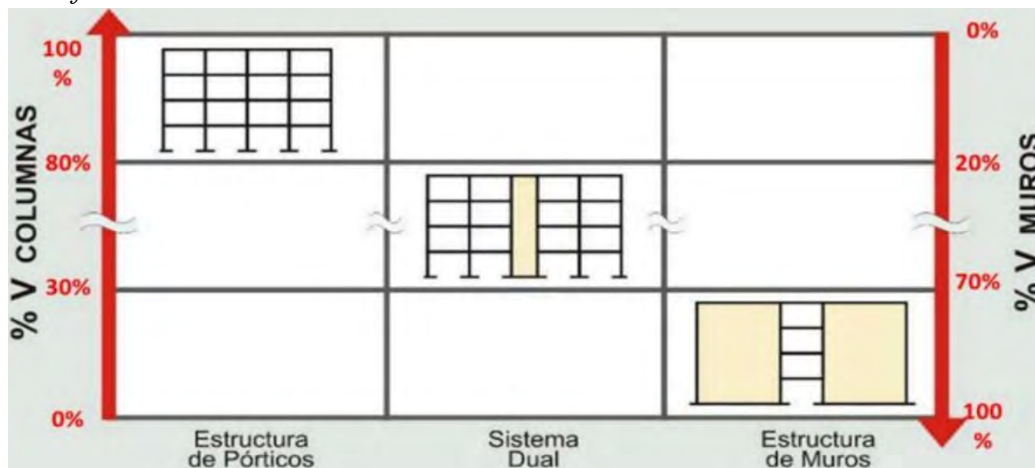
En el Art. 28.2.2, la Norma E.030 nos indica que el valor de C/R tiene que ser mayor e igual a 0,11. Esto tiene la finalidad de tener un valor mínimo para la fuerza cortante para edificaciones de periodos largos, en los cuales el valor de su coeficiente de amplificación sísmica (C) es muy bajo.

2.2.3.1. Importancia de la cortante basal

En el Artículo de Revista *Análisis del Sistema Estructural de una Vivienda Multifamiliar de 4 Pisos determinado por el Cálculo Basal*, del Autor (Rupay, 2023), se enfatizó sobre la importancia de la cortante basal, ya que este valor no solo sirve para distribuir las fuerzas sísmicas en altura, sino que también nos va permitir calcular el sistema estructural con el que estamos trabajando en la dirección X e Y. El Sistema Estructural a escoger será de acuerdo a lo indicado en el Art. 16.1 de la Norma E.030, con fines prácticos, esto se puede apreciar en la Fig. 10.

Figura 10

Clasificación de los sistemas estructurales en concreto armado



Nota. De la imagen se puede llegar a la siguiente información: Para un % de muros de 70 a 100, le corresponde un sistema de Muros Estructurales, y así con el resto de Sistemas. Esta imagen pertenece al libro del ingeniero (Muñoz, 2020) *Comentarios a la Norma Peruana E.030 Diseño Sismorresistente*.

Del artículo mencionado su objetivo era hacer un análisis detallado del sistema estructural para viviendas multifamiliares de 4 pisos utilizando el cálculo de la cortante basal, esta vivienda en particular se encuentra ubicada en la Ciudad de Satipo con un suelo flexible (arcilloso); se llegó a la siguiente conclusión: Al examinar el sistema estructural de una vivienda de cuatro pisos en Satipo, Junín, a través del análisis de la fuerza cortante, se reconoció la importancia de comprender el tipo de sistema estructural, que en este caso se determinó como una estructura de muros con un %V específico. Este estudio resalta la relevancia de conocer el método de diseño conforme a la normativa E.0.30 para edificaciones en nuestro país.

2.2.4. DISTRIBUCIÓN DE LA FUERZA SÍSMICA EN ALTURA

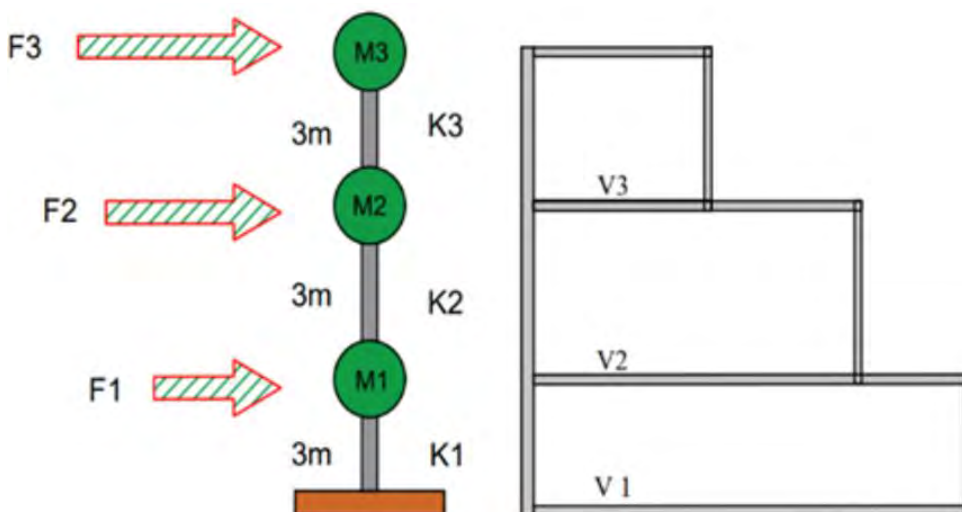
A diferencia de un análisis Dinámico Modal Espectral, en el que intervienen todos los modos de vibración de una estructura, en el Análisis Estático se trabaja solo con el primer modo de vibración, conocido como “Modo Fundamental”; siendo este modo el de mayor periodo, lo que se traduce como mayores desplazamientos. De acuerdo con el primer modo de vibración, todos los niveles de la estructura se desplazan de izquierda a

derecha, para poder hallar las solicitaciones de los elementos estructurales se le añade fuerzas laterales que dependen de la cortante basal y del periodo fundamental calculado.

Nos apoyaremos de la Fig. 11, la cual fue extraída de un Artículo de la Revista Científica Yotantsipanko, titulado *Análisis Sísmico de fuerzas estáticas equivalentes de un pórtico de 3 niveles* de los autores (Chavez et al., 2022), en este artículo se realiza un cálculo manual por el método de Análisis Estático con la finalidad de entender el cálculo interno que realiza el Software CSI Etabs.

Figura 11

Fuerzas Sísmicas de entrepiso y Fuerzas Cortantes dentro del nivel 1, 2 y 3



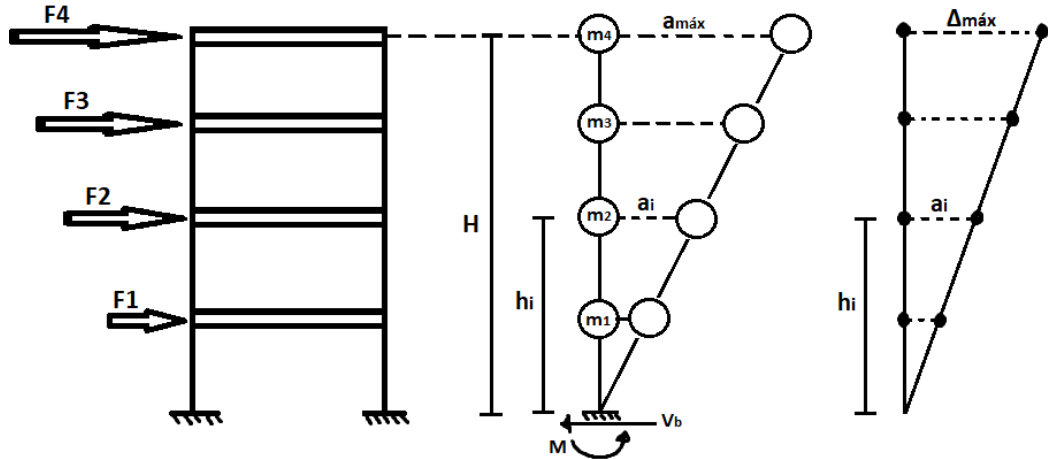
Nota. En la imagen podemos apreciar que la magnitud de la fuerza de entrepiso es mayor en los niveles superiores, y que la cortante basal es mayor en el primer nivel; siendo exactamente $V1 = F1 + F2 + F3$. Tanto rigideces como alturas de entrepiso influyen en el la forma de vibrar de la estructura como se vio anteriormente.

2.2.4.1. Demostración de la fórmula de distribución de la fuerza sísmica en altura de la Norma E.030

En el Art. 28.3.1. de la Norma E.030 encontramos la fórmula para distribuir las fuerzas en cada nivel y en el Art. 28.3.2. tenemos una condición en función al periodo de la estructura para la constante “k”. Nos apoyaremos de la Fig. 12 para demostrar las fórmulas indicas en la Normativa Peruana.

Figura 12

Distribución de fuerzas sísmicas y su efecto en la estructura



Nota. En la imagen podemos apreciar cómo se comportará la estructura ante las fuerzas horizontales aplicadas, obteniendo las aceleraciones y desplazamientos máximos. La imagen es de elaboración propia.

a) Por la segunda Ley de Newton:

$$F_i = m_i \cdot a_i = \frac{w_i}{g} \cdot a_i$$

Del primer modo de vibración de la Fig. 12:

$$\frac{a_{m\acute{a}x}}{H} = \frac{a_i}{h_i} \rightarrow a_i = \left(\frac{h_i}{H}\right) \cdot a_{m\acute{a}x}$$

Entonces:

$$F_i = \left(\frac{w_i \cdot h_i}{g \cdot h}\right) \cdot a_{m\acute{a}x} \quad \dots (1)$$

b) Por la segunda Ley de Newton:

$$V_b = \sum F_i = \sum \left[\frac{w_i}{g} \cdot \left(\frac{h_i}{H}\right) \cdot a_{m\acute{a}x} \right] = \frac{a_{m\acute{a}x}}{g \cdot H} \cdot \sum w_i \cdot h_i$$

Aceleración máxima en el techo del último nivel:

$$\therefore a_{m\acute{a}x} = \frac{g \cdot H}{\sum w_i \cdot h_i} \cdot V_b \quad \dots (2)$$

Sustituimos la ecuación (2) en (1):

$$F_i = \left(\frac{w_i \cdot h_i}{g \cdot H} \right) \cdot \frac{g \cdot H}{\sum w_i \cdot h_i} \cdot V_b$$

c) La fuerza lateral para el nivel “i”:

$$\therefore F_i = \frac{w_i \cdot h_i}{\sum_{i=1}^n w_i \cdot h_i} \cdot V_b \quad \dots (3)$$

Cortante Basal para la Norma E.030:

$$V_b = m_T \cdot a_T = \frac{w_T}{g} \cdot a_T = \left(\frac{a_T}{g} \right) \cdot w_T \rightarrow V_b = C_s \cdot w_T$$

d) La cortante basal:

$$V_b = C_s \cdot w_T \quad \dots (4)$$

La Norma E.030 divide con un Factor de Reducción Sísmica “R”.

$$V_b = \frac{C_s}{R} \cdot w_T = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot P \quad \dots (5)$$

e) Según Artículo 28.3.1:

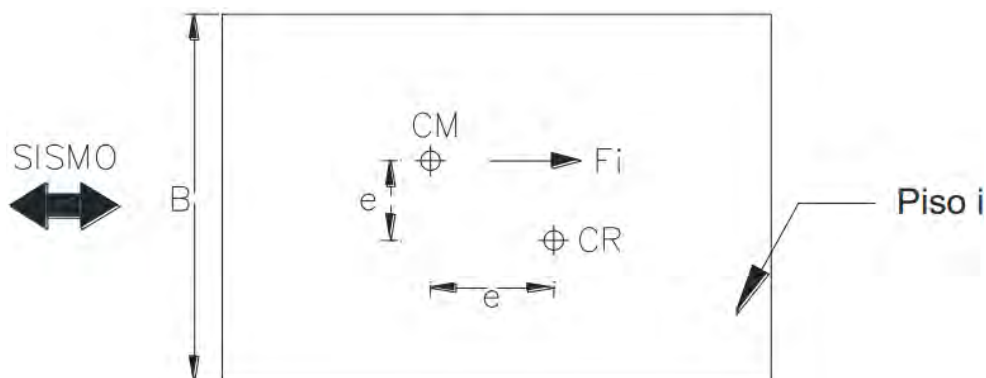
$$F_i = \alpha_i \cdot V_b \Rightarrow \alpha_i = \frac{w_i \cdot (h_i)^k}{\sum_{j=1}^n w_j \cdot (h_j)^k}$$

Donde:

- Para: $T \leq 0,50 \text{ s.} \Rightarrow k = 1,0$
- Para: $T > 0,50 \text{ s.} \Rightarrow k = (0,75 + 0,5 \cdot T) \leq 2$

2.2.5. EXCENRICIDAD ACCIDENTAL

La Norma E.030 establece que, para contemplar posibles cambios en la ubicación del centro de masa o en las rigideces relativas de los ejes sismorresistentes (cambio en el centro de rigidez), la fuerza aplicada en cada nivel (F_i) debe ir acompañada de un momento torsor equivalente al producto de “ F_i ” multiplicado por una excentricidad accidental. Esta excentricidad se determina como el 0.05 de la dimensión (B) del diafragma en dirección perpendicular a la dirección de análisis. En la Fig. 13 se aprecia como trabaja la excentricidad accidental.

Figura 13*Dimensiones del diafragma*

Nota. Como se mencionó con anterioridad, la Fuerzas Sísmicas de entrepiso (F_i), son aplicados al centro de masa y es el centro de rigidez el que genera una respuesta, formándose así un momento torsor como se aprecia en la figura. Esta imagen pertenece al libro del ingeniero (Santana, 2013b), *Ingeniería Antisísmica*.

2.2.6. FUERZAS SÍSMICAS VERTICALES

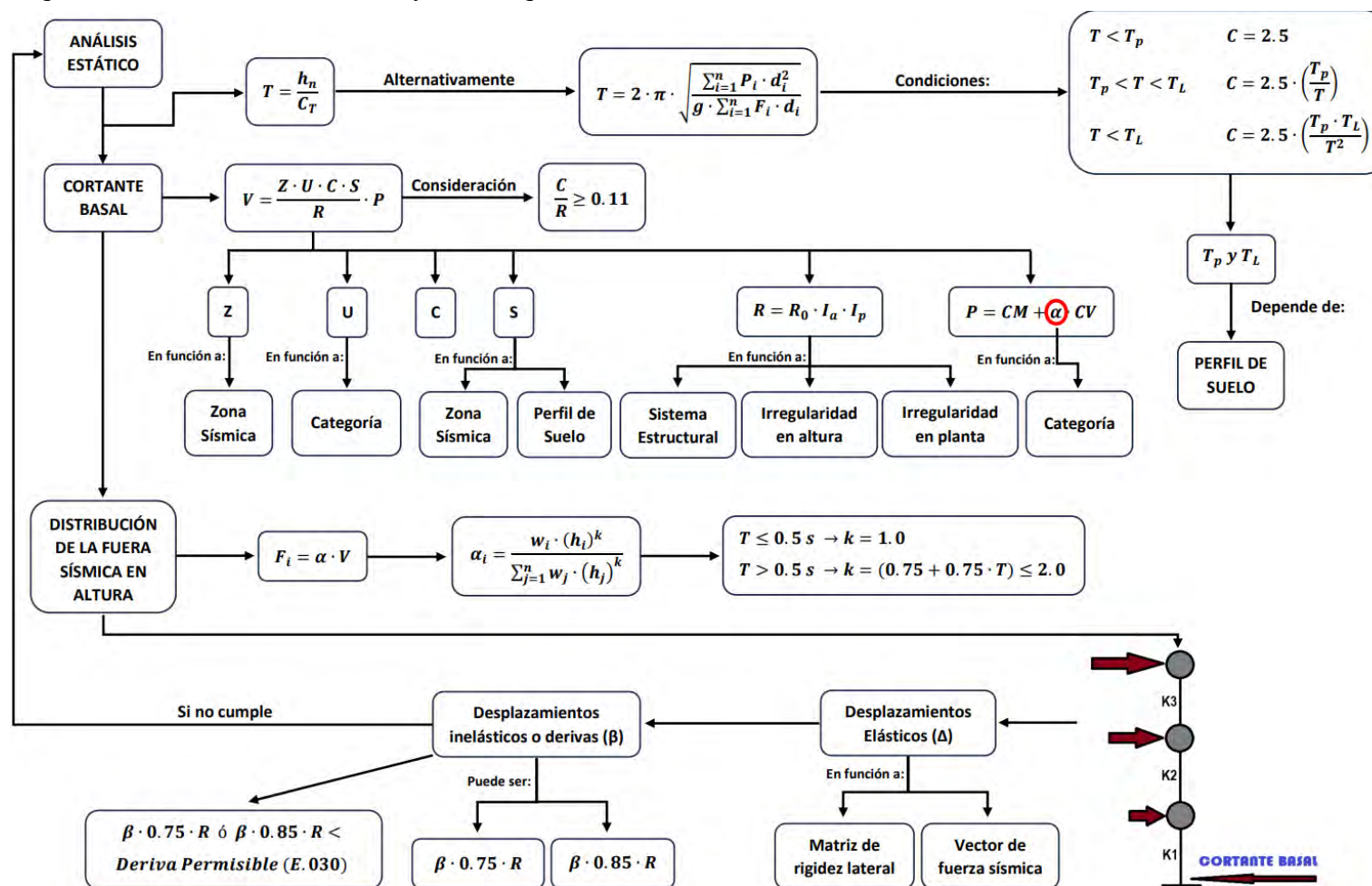
Para un Análisis Estático se puede considerar la acción de Fuerzas Sísmicas verticales multiplicando el peso por el factor $(2/3) Z \cdot U \cdot S$, esto de acuerdo a la Norma E.030 en el Art. 28.6.1.

También la Norma E.030 en el Art. 28.6.2 hace referencia a elementos horizontales de grandes luces, incluyendo volados; en estos casos va ser necesario aplicar el método de Análisis Dinámico Modal Espectral.

Respecto al sismo vertical, se hizo una tesis sobre su incidencia en la respuesta dinámica de una estructura de pórticos (Daza y Ocampo, 2022), en el que las autoras llegaron a la siguiente conclusión: Tomar en cuenta las aceleraciones verticales en el diseño de la estructura no tiene un impacto significativo en la respuesta de elementos como las vigas. Por lo tanto, el diseño no experimenta modificaciones al contemplar estas aceleraciones de manera independiente (sin considerar efectos de cargas adicionales).

Figura 14

Esquema del análisis estático o de fuerzas equivalentes



2.3. ANÁLISIS DINÁMICO MODAL ESPECTRAL

De acuerdo con el manual de la empresa CSI (Computers y Structures, 2013), el Análisis Dinámico Modal Espectral es un tipo de análisis estadístico utilizado para determinar la respuesta probable de una estructura frente a cargas sísmicas.

En el contexto de la Normativa Peruana E.030, se utiliza un espectro diseño que nace de la “envolvente” de varios espectros de respuestas frente a distintos registros sísmicos, y estos espectros de respuesta son consecuencia de las máximas respuestas absolutas de “ n ” sistemas de un grado de libertad; esto para finalmente tener un versus entre el periodo de una estructura y las pseudoaceleraciones.

2.3.1. MODOS DE VIBRACIÓN

Al igual que el periodo de una estructura, los modos de vibración son una de las propiedades dinámicas más importantes, porque nos permite encontrar el comportamiento intrínseco de la estructura relacionando la masa y la rigidez del sistema.

La Norma E.030 se pronuncia al respecto en el Art 29.1.1 y 29.1.2, indicando que se tiene que realizar un correcto análisis de los modos vibración en el que intervengan las características de rigidez y la distribución de masas; además se tiene que tomar los modos de vibración cuya suma de masas participativas lleguen al 90 % de la masa total y como mínimo se deben incluir los 3 primeros modos vibración predominantes en la dirección analizada.

2.3.1.1. Interpretación Matemática

Como se mencionó anteriormente, los modos de vibración representan el comportamiento natural de la estructura y para poder lograr esto se tiene que resolver la ecuación diferencial en la que interviene la rigidez y la masa del sistema sin la alteración de fuerzas externas; para finalmente obtener la siguiente ecuación matemática con la que hallamos las frecuencias naturales de cada modo de vibración y las formas de modo del sistema.

número de GDL.

- Cada modo tiene su propia frecuencia o periodo de vibración, esto se entiende mejor con la analogía planteada por los ingenieros (Pirqué y Scaletti, 1990) en su libro *Análisis Sísmico de Edificios*, indicando que la frecuencia es a un baile, así como el modo de vibrar es a la forma del baile.
- Al encontrar los modos de vibración, lo que obtenemos son proporciones (adimensionales) que expresan las amplitudes relativas; a esto se le llama modo normal (natural) o una forma modal.
- Finalmente, para obtener la respuesta total de todo el sistema elástico, se tiene que utilizar la superposición modal, en el que se incluyen todos los modos de vibración y esto solo es posible al realizar una descomposición modal (**Propiedad de Ortogonalidad**) y su proporción de respuestas modales (**Normalización de modos**).

2.3.1.1.1. Normalización de modos

La normalización de modos sirve para poder escalar arbitrariamente los modos de vibración y así darle una interpretación. Existen varias formas de normalización, en este caso mencionaré 2 de ellas, que son las más usadas; una para poder hacer un cálculo aproximado y entender el comportamiento de los modos de vibración; y otro más riguroso que es normalizar los vectores con respecto a la matriz de masas “ M ”.

Caso 1:

Tomando como ejemplo un sistema de 2GDL. Tendríamos lo siguiente:

$$\begin{bmatrix} k_1 + k_2 - \omega_i \cdot m_1 & k_2 \\ k_2 & k_2 - \omega_i \cdot m_2 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \phi_1^i \\ \phi_2^i \end{bmatrix}$$

Donde:

ϕ^i : Representa el número de modos de vibración, en este caso son 2 modos.

Se tiene que hacer el escalamiento para cada modo de vibración, en este caso se harán dos escalamientos y se dará el valor de “1” al que se encuentra en el “último nivel”:

Entonces tenemos: $\phi_2^1 = 1$ y $\phi_2^2 = 1$

Encontrando: $\phi_1^1 = \alpha \cdot \phi_2^1$ y $\phi_1^2 = \beta \cdot \phi_2^2$

Donde: α y β , son escalares e indican la proporción existente entre los modos.

Caso 2:

En este caso normalizamos en función de la matriz de masa:

$$\{\phi^i\}^T \cdot \{M\} \cdot \{\phi^i\} = 1$$

Llamamos: $\{\phi^i\} = \alpha^i \cdot \bar{\phi}^i$

Donde:

ϕ^i : Vector propio normalizado

$\bar{\phi}^i$: Vector propio sin normalizar

α^i : Coeficiente de conversión

Reemplazando:

$$\alpha^i \cdot \{\bar{\phi}^i\}^T \cdot \{M\} \cdot \alpha^i \cdot \{\bar{\phi}^i\} = 1$$

Para:

$$\alpha^i = \sqrt{\frac{1}{\{\bar{\phi}^i\}^T \cdot \{M\} \cdot \{\bar{\phi}^i\}}}$$

2.3.1.1.2. Ortogonalidad de modos

De forma resumida, la ortogonalidad de modos nos permite desacoplar la ecuación del movimiento para cada modo de vibración, obteniendo una diagonalización de la matriz de masa y con esto obtener la matriz modal, aparte nos permite obtener la contribución de cada modo de vibración en el comportamiento global del sistema.

En general, para un sistema con “n” GDL:

$$\{\phi^i\}^T \cdot \{M\} \cdot \{\phi^j\} = 0 ; \text{para } i \neq j$$

En donde $\{\phi^i\}$ y $\{\phi^j\}$, son dos vectores modales cualesquiera y $\{M\}$ es la matriz de masa del sistema.

Esta propiedad de ortogonalidad es fundamental para poder reducir la solución de un sistema de n grados de libertad a la solución de n sistemas independientes de 1GDL, desacoplando así las ecuaciones de movimiento. Esto se demuestra de la siguiente manera.

Tenemos la ecuación del movimiento:

$$[M] \cdot \{\ddot{X}\} + [K] \cdot \{X\} = \{0\}$$

Proponemos la solución de este sistema como:

$$\{x\} = [\emptyset] \cdot [f(t)]$$

Donde $[\emptyset]$, son las formas modales o vectores característicos y $[f(t)]$ es una variable que depende del tiempo que expresa la contribución o participación dinámica.

Sustituimos esta solución en la Ecuación del movimiento:

$$[M] \cdot [\emptyset] \cdot \{f''(t)\} + [K] \cdot [\emptyset] \cdot \{f(t)\} = \{0\}$$

Pre - multiplicamos por $\{\emptyset^i\}^T$:

$$\{\emptyset\}_n^T \cdot [M] \cdot [\emptyset] \cdot \{f''(t)\} + \{\emptyset\}_n^T \cdot [K] \cdot [\emptyset] \cdot \{f(t)\} = \{\emptyset\}_n^T \cdot \{0\}$$

Aplicamos las propiedades de Ortogonalidad:

$$\{\emptyset\}_n^T \cdot [M] \cdot \{\emptyset_m\} = 0 ; \text{para } n \neq m$$

Entonces la ecuación va ser reducida para el caso de $n = m$, ya que:

$$\{\emptyset\}_n^T \cdot [M] \cdot [\emptyset] \cdot \{f''(t)\} = \{\emptyset\}_n^T \cdot [M] \cdot [\emptyset]_n \cdot \{f_n''(t)\}$$

$$\{\emptyset\}_n^T \cdot [K] \cdot [\emptyset] \cdot \{f(t)\} = \{\emptyset\}_n^T \cdot [K] \cdot [\emptyset]_n \cdot \{f_n(t)\}$$

Quedando:

$$\{\emptyset\}_n^T \cdot [M] \cdot [\emptyset]_n \cdot \{f_n''(t)\} + \{\emptyset\}_n^T \cdot [K] \cdot [\emptyset]_n \cdot \{f_n(t)\} = 0$$

Luego, sabemos que $\{\emptyset\}_n^T \cdot [M] \cdot [\emptyset]_n$ y $\{\emptyset\}_n^T \cdot [K] \cdot [\emptyset]_n$ son escalares:

$$M_n = \{\emptyset\}_n^T \cdot [M] \cdot [\emptyset]_n$$

$$K_n = \{\emptyset\}_n^T \cdot [K] \cdot [\emptyset]_n$$

Finalmente:

$$M_n \cdot f_n''(t) + K_n \cdot f_n(t) = 0$$

Donde:

M_n : Matriz de masas para “n” modos de vibración.

K_n : Matriz de rigideces para “n” modos de vibración.

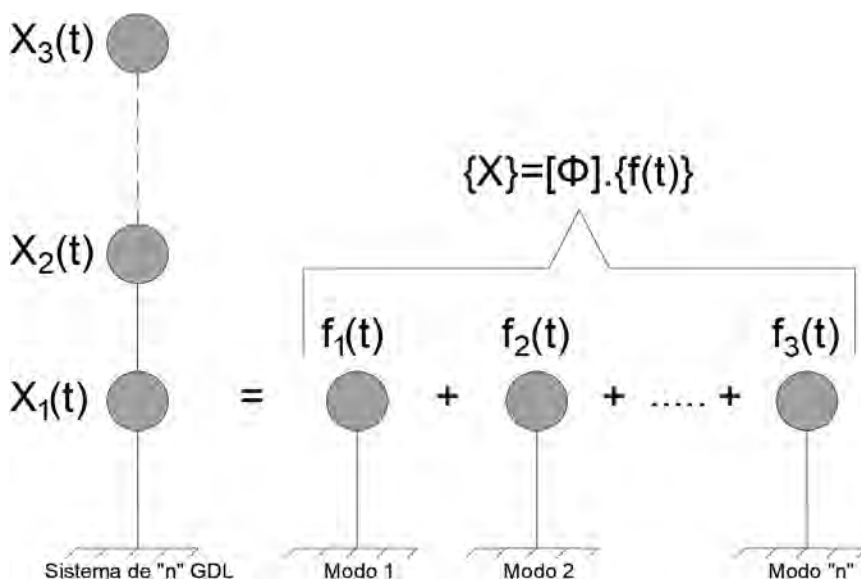
$f_n(t)$: Aceleración en función del tiempo del modo “n”.

$\dot{f}_n(t)$: Velocidad en función del tiempo del modo “n”.

Esta ecuación representa un sistema de un grado de libertad para “n” modos, o sea, de un sistema de “n” grados de libertad, pasamos a “n” ecuaciones de 1GDL. Siendo esto la propiedad más importante, ya que acabamos de desacoplar un sistema de VGDL en la combinación de sistemas independientes de 1GDL. Esto se entiende mejor con la Fig. 16.

Figura 16

Desacoplamiento de un Sistema de “n” GDL a una familia de sistemas de 1GDL



Nota. Elaboración propia

El desacoplamiento modal significa que un sistema de “n” grados de libertad acoplado de ecuaciones diferenciales de “n” grados acoplados, se desacopla en “n” sistemas de 1GDL; donde cada grado de libertad es un modo de vibrar. Entonces el

problema es resolver sistemas de 1GDL; por ejemplo: si resolvemos $f_1(t)$, $f_2(t)$, $f_3(t)$, etc., podemos calcular los desplazamientos de cada masa del sistema de “n” grados de libertad; en el cual se va apreciar que existe un porcentaje de participación de cada modo; entonces tendremos el desplazamiento de cada entrepiso en función del tiempo, o sea, para cada periodo correspondiente.

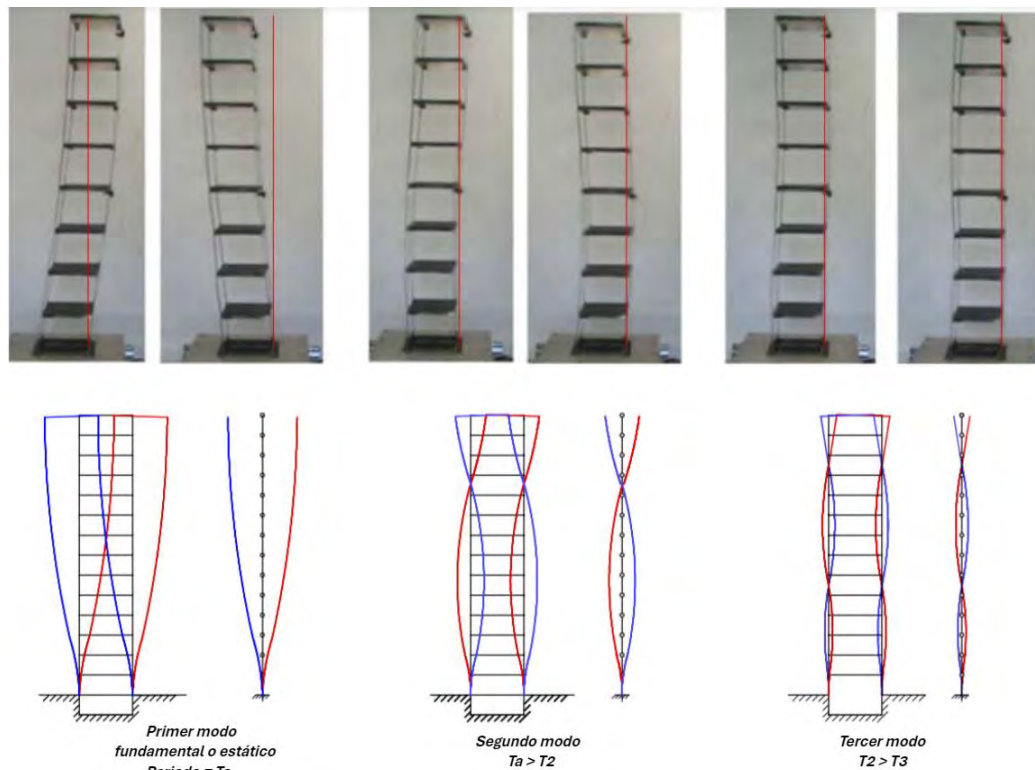
2.3.1.2. Interpretación Experimental

Durante un terremoto, las edificaciones experimentan cargas críticas cuando la tierra vibra debido a la liberación súbita de energía. Este movimiento vibratorio se transmite a través de la cimentación, llevando a las estructuras de un estado de reposo a un movimiento vibratorio repentino. Esto genera cargas dinámicas en todas las direcciones, siendo las componentes horizontales especialmente críticas, ya que las construcciones empotradas en sus cimientos actúan como voladizos (Domínguez, 2014).

En el artículo científico del Ing. Mauricio Domínguez, titulado *Periodos de Vibración de las Edificaciones*, se hace un ensayo para un modelo de 8 pisos en un simulador sísmico, en el que se usó 2 acelerómetros uno que arroja resultados en color rojo y el otro en color azul. A continuación, se mostrarán las imágenes del ensayo; para posteriormente indicar los resultados y hacer un análisis de estos.

Figura 17

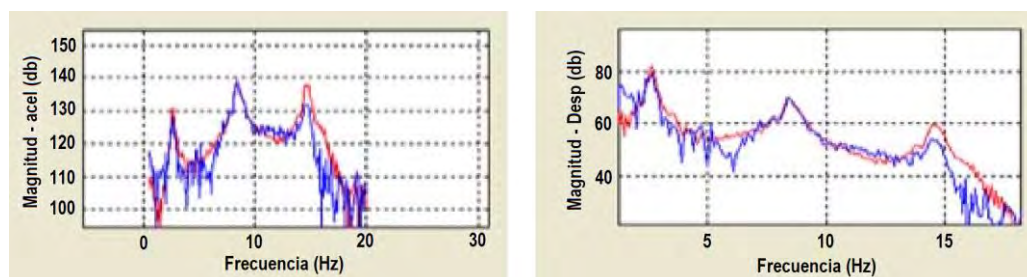
Tres primeros modos de vibración de un modelo de ocho pisos



Nota. Esta imagen extraída del Artículo *Periodos de Vibración de las Edificaciones* (Domínguez, 2014).

Figura 18

Gráficos de aceleración y desplazamiento versus frecuencia



Nota. Esta imagen extraída del Artículo *Periodos de Vibración de las Edificaciones* (Domínguez, 2014).

Resultados de la Fig. 17: De los tres primeros modos de vibración de la Fig.17, sus periodos fueron los siguientes respectivamente: $T_a=T_1= 0,32$ seg ($f=2,7$ Hz), $T_2= 0,12$ seg ($f=8,4$ Hz) y $T_3= 0,07$ seg ($f=14,5$ Hz).

Comentario de la Fig. 17: Estos resultados concuerdan y guardan relación con la interpretación matemática, ya que el periodo del primer modo es mayor al segundo y el segundo mayor al tercero. Es cierto que faltan más modos a analizar, ya que, al ser un sistema de 8 pisos, tendríamos que ver 24 modos de vibrar, sin embargo, como se aprecia en los resultados; a menor periodo la frecuencia es mayor, esto significa que para lograr los otros modos de vibración tenemos que generar vibraciones de mayor frecuencia y la mesa vibradora solo tiene capacidad hasta 20 Hz.

Comentario de la Fig. 18: Respecto a la gráfica de desplazamientos, nos damos cuenta que hay una disminución a medida que la frecuencia es mayor (periodo más corto), esto tiene sentido; ya que, en el primer modo de vibración o modo fundamental, se generan los mayores desplazamientos. Sin embargo, esto no se extrapola a las aceleraciones, porque se puede apreciar que los picos de aceleraciones se están alcanzando en los modos posteriores al modo fundamental; hay que entender que esto no significa que estos modos sean de mayor relevancia al modo fundamental, primero porque una estructura se diseña principalmente para desplazamientos laterales, ya que estos provocan mayores daños en la estructura y segundo porque las aceleraciones son cambios de velocidad en un instante de tiempo, o sea, son repentinos y no duraderos en el tiempo; sin embargo, igual se tiene cuidado con el cambio brusco de aceleraciones, ya que generan el efecto *latigazo*, el cual puede generar grandes fuerzas y esfuerzos que produzcan colapso de los niveles superiores de la estructura.

2.3.2. ESPECTRO DE RESPUESTA SÍSMICA

Según el libro *Ingeniería Antisísmica* del Ingeniero (Santana, 2013b), con la finalidad de generar un diseño sismorresistente, los ingenieros requerimos únicamente la respuesta máxima, para así conocer el desplazamiento lateral máximo, el cortante basal máximo, el momento de volteo máximo, etc.

Esta respuesta máxima se obtiene de un espectro de respuesta, que nos da información de la respuesta máxima para toda una familia de sistema de 1GDL, las cuales están en función del periodo natural de vibración de la estructura.

Para construir un espectro de respuesta, de acuerdo al libro de *Ingeniería Antisísmica*, podemos resumirlo en los siguientes pasos: a) Ecuación de un sistema de 1GDL con acción sísmica en la base, b) Ecuaciones básicas del método espectral, c) Familia de sistemas de 1GDL, d) Registro sísmico y e) Espectro de respuesta.

2.3.2.1. Ecuación de un S1GDL con fuerza en la base

Para la fig.19 la ecuación que rige el comportamiento entre la masa, el amortiguamiento, la rigidez del sistema y la fuerza en la base; es la siguiente:

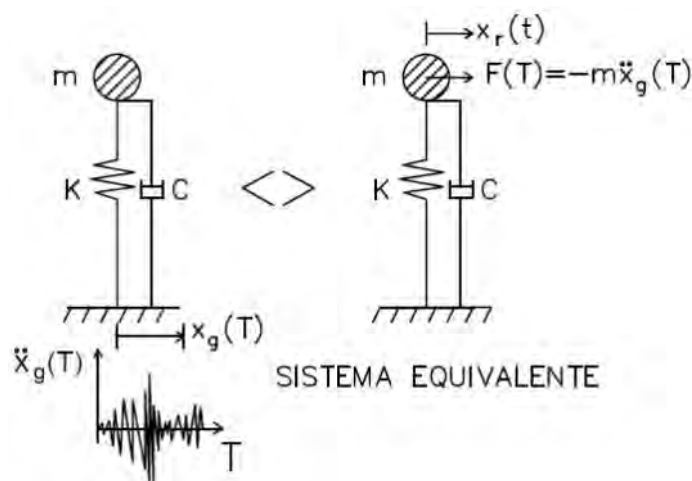
$$\ddot{x}_r + 2 \cdot \omega \cdot \varepsilon \cdot \dot{x}_r + \omega^2 \cdot x_r = -\ddot{x}_g(\tau)$$

Acá la única incógnita es “x”, que representa el desplazamiento; esto se puede hallar con la integral de Duhamel:

$$x_r(t) = -\frac{1}{\omega \cdot \sqrt{1 - \varepsilon^2}} \cdot \int_0^t e^{-\omega \cdot \varepsilon \cdot (t-\tau)} \cdot \ddot{x}_g(\tau) \cdot \sin \omega \cdot \sqrt{1 - \varepsilon^2} \cdot (t - \tau) d\tau$$

Figura 19

Idealización de un sistema de 1GDL



Nota. Esta imagen pertenece al libro del ingeniero (Santana, 2013b), *Ingeniería Antisísmica*.

2.3.2.2. Ecuaciones básicas del método espectral

Con la integral de Duhamel, podemos encontrar el desplazamiento máximo absoluto, para así poder encontrar el pseudo desplazamiento, para poder calcular lo siguiente en función del desplazamiento obtenido:

- Pseudo - desplazamiento: $Sd = \frac{1}{\omega} \cdot |S|_{m\acute{a}x} = \frac{1}{\omega} \cdot S_V = Sd$
- Pseudo – velocidad: $S_V = |C|_{m\acute{a}x} = |S|_{m\acute{a}x} = \omega \cdot Sd$
- Pseudo – aceleración: $Sa = \omega \cdot |S|_{m\acute{a}x} = \omega \cdot S_V = \omega^2 \cdot Sd$

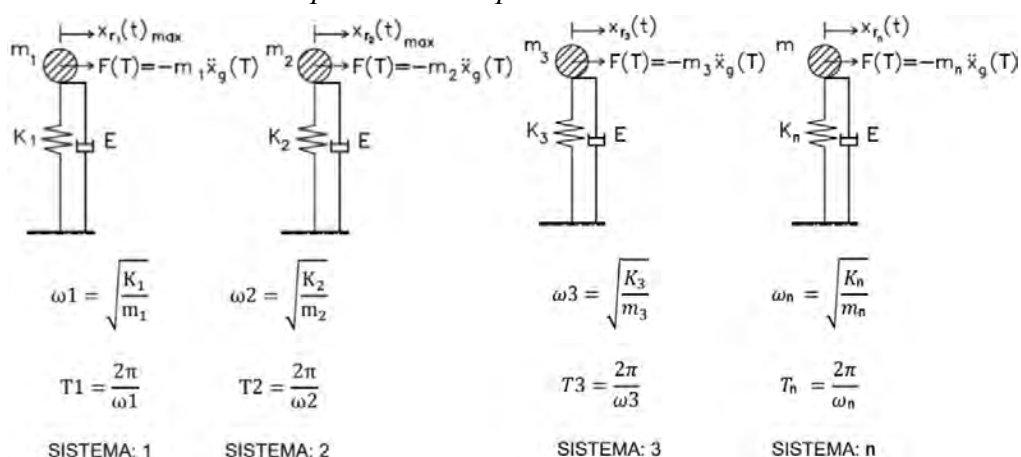
2.3.2.3. Familia de sistemas de 1GDL

Para generar la respuesta espectral, vamos a generar una familia de sistemas de 1GDL, con mismo grado de amortiguamiento “ ε ” (generalmente de 0.05) y diferentes periodos (implica que tendrán distintas masas y rigideces); todos estos sistemas de 1GDL serán sometidos a la misma acción sísmica $\ddot{x}_g(\tau)$.

Esto puede apreciar mejor en la Fig.20:

Figura 20

“ n ” Sistemas de 1GDL para distintos periodos



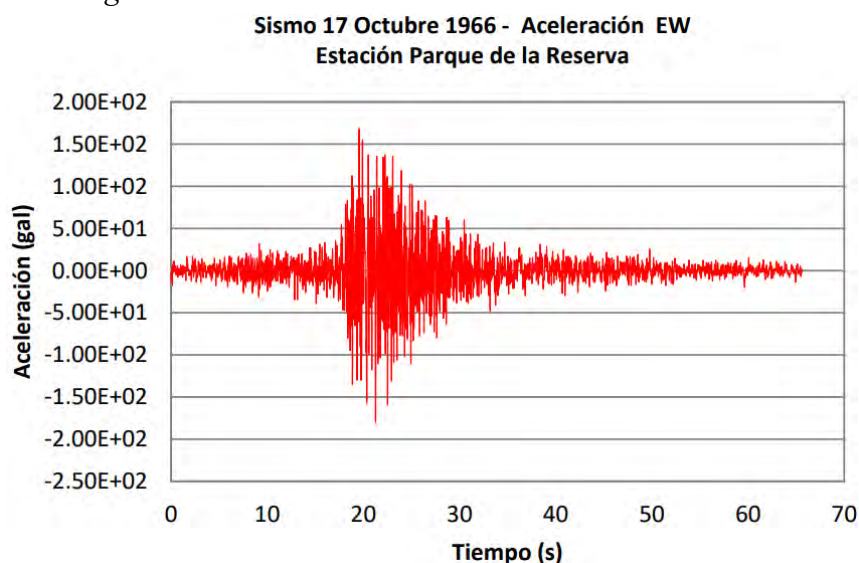
Nota. Elaboración propia

2.3.2.4. Registro Sísmico

En este caso a modo de ejemplificar, tomaremos un registro sísmico utilizado en la tesis *Espectros de aceleración para diferentes porcentajes de amortiguamiento y su aplicación en el diseño de estructuras industriales* (Casaverde, 2019), las características del siguiente registro son las siguientes, Sismo: Lima (17/10/1966), Magnitud: 8,1 Mw, Tipo de suelo (E.030): S₁ y PGA (g): 0,27.

Figura 21

Acelerograma del sismo del 66



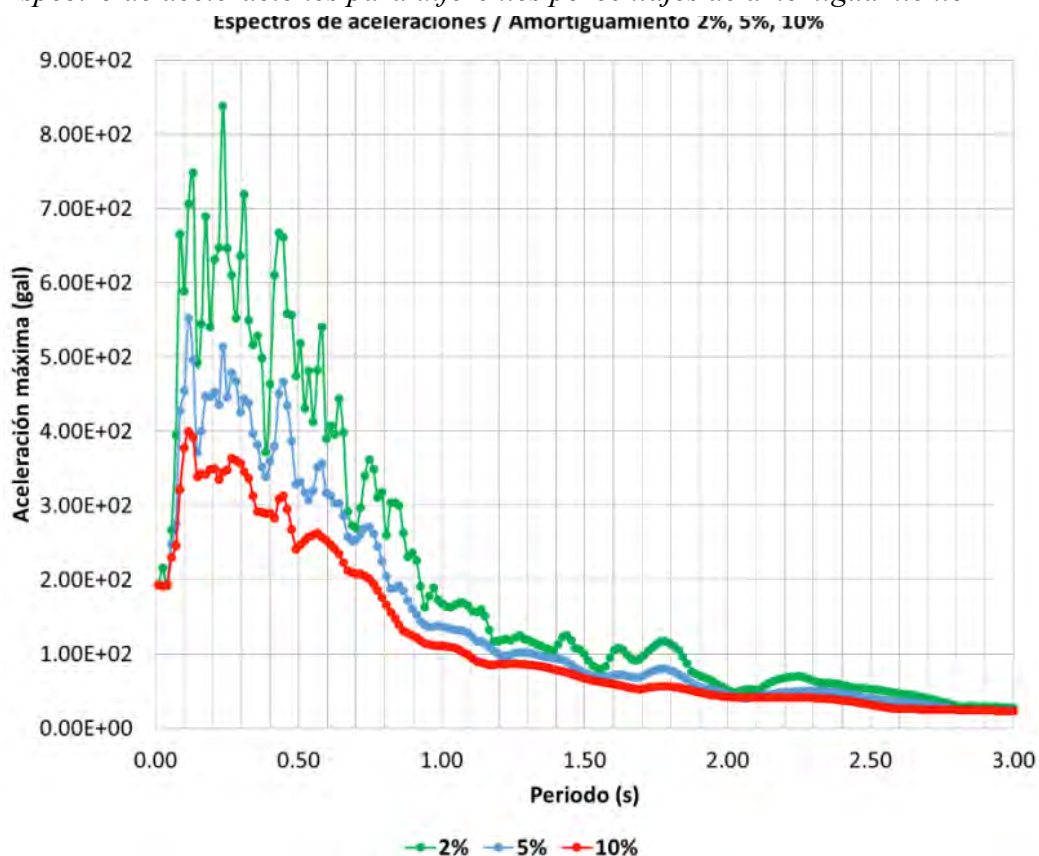
Nota. Esta imagen ha sido extraída de la tesis de (Casaverde, 2019).

2.3.2.5. Espectro de respuesta de aceleraciones

Ahora tomaremos un espectro de aceleraciones para el sismo del 3 de octubre de 1974, con las siguientes características, Sismo: Magnitud: 6,6 Mw, Tipo de suelo (E.030): S₁ y PGA (g): 0,20. Este registro se ha calculado con el programa DEGRA y es evaluado para distintos porcentajes de amortiguamiento (Casaverde, 2019).

Figura 22

Espectro de aceleraciones para diferentes porcentajes de amortiguamiento



Nota. Esta imagen ha sido extraída de la tesis de (Casaverde, 2019).

Finalmente, este es el resultado para un registro sísmico analizado, y en el siguiente punto se verá sobre el espectro de diseño que es justamente la recopilación de espectros de respuesta frente a distintos registros sísmicos.

2.3.3. ESPECTRO DE DISEÑO DE LA NORMA E.030

Al igual que muchas normativas de diseño, la Norma Peruana cuenta con su espectro de diseño, lamentable no se dispone de una suficiente cantidad de registros sísmicos, clasificados de acuerdo al tipo de suelo; lo que hace que el espectro sea un poco inexacto. Otro detalle, es el tema del amortiguamiento, como se puede apreciar en la tesis del ingeniero (Casaverde, 2019), en el cual vemos que es importante tener un espectro de diseño diferente para cada porcentaje de amortiguamiento; para así poder analizar

diferentes tipos de estructuras de una forma más exacta y correcta.

El espectro de diseño de Perú, tiene las siguientes características: Trabaja para secciones que no están fisuradas, el tipo de espectro es de “servicio” y su tipo de deriva a analizar es del tipo “inelástico” para desplazamiento inelásticos. A continuación, veremos los puntos más importantes para generar el espectro de diseño.

2.3.3.1. Parámetros Sísmicos

Les llamamos parámetros sísmicos, porque la unión de todos estos parámetros conforma el coeficiente sísmico “Cs” para el análisis estático y la función del espectro de diseño para el análisis modal espectral. Todos estos parámetros juegan un papel importante para tener un espectro adecuado según las condiciones que tenga el proyecto a analizar.

2.3.3.1.1. Factor de zona “Z”

Los valores del factor zona “Z”, son resultado de estudios de peligro sísmico desarrollados por universidades peruanas (UNI, CISMID, PUCP) y el instituto Geofísico del Perú; donde este valor debe entenderse como la demanda sísmica bidireccional sobre las edificaciones. (Muñoz, 2020).

La Norma Peruana se pronuncia al respecto en el Art. 10.2, en el cual hay una tabla con 4 tipos de Zonas, las cuales varían de acuerdo a las provincias y distritos; esto se encuentra en el Anexo II de la Norma. La Norma se refiere al factor “Z” como una fracción de la gravedad y que es la aceleración máxima horizontal en un suelo rígido con una probabilidad del 10 % de ser excedida en 50 años; esto último hace referencia a que, de cada 10 sismos en un lapso de 50 años, uno va exceder este factor “Z”.

Tabla 3*Factores de zona para “Z”*

FACTORES DE ZONA	
ZONA	Z
4	0,45
3	0,35
2	0,25
1	0,1

Nota. Tabla N.º 1 del Norma E.030**2.3.3.1.2. Factor de suelo “S”**

Para obtener el parámetro “S” tenemos que revisar el Art 11 “Microzonificación Sísmica y Estudio de Sitio” con la finalidad de saber si nuestro proyecto requiere un estudio más amplio, generalmente estos estudios se realizan para grandes complejos industriales, Industria de explosivos, productos químicos inflamables y contaminantes. Sin embargo, para el caso de viviendas familiares será suficiente realizar los ensayos indicados en el Art. 12 “Condiciones Geotécnicas”; dándonos la opción de utilizar el ensayo de velocidad *promedio* y alternativamente para suelos granulares el ensayo *SPT*.

Una vez identificado el tipo de suelo y la Zona Sísmica del proyecto, se utilizará la tabla N.º 3 de la Norma E.030 *Factor de Suelo “S”*.

Tabla 4*Factor de suelo “Z”*

Zona \ Suelo	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
Z ₄	0,80	1,00	1,05	1,10
Z ₃	0,80	1,00	1,15	1,20
Z ₂	0,80	1,00	1,20	1,40
Z ₁	0,80	1,00	1,60	2.,

Nota. Tabla N.º 3 del Norma E.030**2.3.3.1.3. Factor de amplificación sísmica “C”**

El factor de amplificación sísmica se une a los factores nombrados anteriormente “Z” y “S”, los cuales multiplicados hacen referencia a la aceleración máxima en la

superficie de cada Zona Sísmica y Tipo de Perfil definido, justamente por eso para Z1 y un suelo S2, le corresponde $S=1,6$ y para Z4 y un suelo S2, le corresponde $S=1.05$; esto es debido a que para pequeños movimientos sísmicos, los suelos amplifican la pequeña aceleración que están recibiendo, a diferencia de los sismos severos, los cuales dañan el perfil del suelo haciendo que no puedan amplificar significativamente la aceleración recibida.

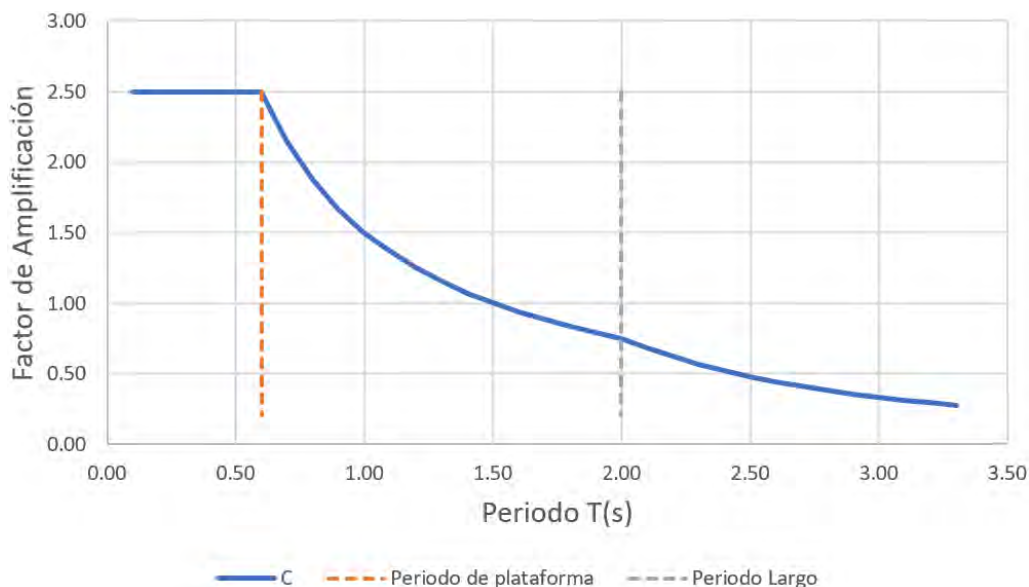
El factor de amplificación sísmica es el que nos va arrojar la famosa curva que tiene el espectro de diseño, este es uno de los factores más importante debido a que representa la interacción entre el periodo fundamental de la estructura y la aceleración que recibe en la base, como se vio en el capítulo de espectro de respuesta; el valor de “C” nace de la aceleración máxima de varios sistemas de 1GDL, las cuales fueron sometidas a diferentes registros sísmicos; y para cada registro sísmico se obtiene un espectro de respuesta los cuales son recopilados y analizados mediante procesos estadísticos para obtener la función para el valor del factor de amplificación “C” indicado en el Art.14 de la Norma E.030.

$$T < T_p \quad C = 2,5$$

$$T_p < T < T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right)$$

$$T > T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2}\right)$$

Donde “T” es el periodo fundamental de la estructura hallado mediante el método aproximado o la fórmula de Rayleigh, luego, los parámetros T_p y T_L son respectivamente el “Periodo de plataforma o periodo corto” y “Periodo de tramo final o Periodo Largo”, estos valores son los límites para el cambio de la función de amplificación sísmica; esto se apreciar en la Fig. 23. Finalmente, la Norma E.030 define al parámetro sísmico como el factor de amplificación de la aceleración estructural respecto a la aceleración del suelo.

Figura 23*Función del parámetro “C”*

Nota. Esta función fue realizado mediante un Excel para los siguientes datos de entrada: Z (Factor Zona) =0,45, T (Periodo Fundamental) =0,3257 seg, S (Factor Suelo) =1,05 y R (Factor de reducción) =8.

2.3.3.1.4. Factor de uso “U”

El factor de uso “U” está relacionado con la importancia de la edificación, basándose en el funcionamiento de la estructura, la cantidad de personas, la importancia que representa la estructura para el país, etc.; por lo tanto, la Norma clasifica el factor de uso para 4 tipos de casos (tabla 5).

Tabla 5*Factor de uso “U”*

Categoría de las edificaciones y su respectivo factor de uso	
Categoría	Factor “U”
A – Edificaciones Esenciales	1,50
B – Edificaciones Importantes	1,30
C – Edificaciones Comunes	1,00
D – Edificaciones Temporales	Criterio del Proyectista

Nota. Tabla N.º 5 del Norma E.030. Donde la categoría A, solo es 1,5 para las zonas sísmicas Z1 y Z2 si no van a usar aislador sísmico; en caso usen aislador sísmico el valor de U para cualquier “Z” será U=1.

Un detalle importante del factor “U” lo indica el ingeniero (Muñoz, 2020), en su libro *Comentarios a la Norma Peruana E.030*, diciendo que, en otras normativas para edificaciones esenciales, el análisis y diseño varía; sin embargo, en la nuestra no hay ese cambio, y eso se debe justamente al factor U; el cual es una amplificación “artificial” a las aceleraciones sísmicas, causando que las edificaciones sean dotadas de mayor resistencia y rigidez.

2.3.3.1.5. Factor de reducción “R”

Para conocer el valor de **R**, necesitamos conocer el factor de reducción básica **R₀** y los factores de irregularidad “**I_a**” e “**I_p**” (Irregularidad en altura e irregularidad en planta), el primer factor va depender del sistema estructural con el que se está trabajando de acuerdo a la dirección de análisis, o sea, que **R₀** tiene dirección, y los dos últimos factores van a depender de la tabla de irregularidades mostrada en la Norma E.030 y a diferencia del **R₀**, el valor de “**I_a**” e “**I_p**” aun así se halla analizado para ambas direcciones X-X y Y-Y, se va tomará el menor valor para la estructura en general.

Para el valor de **R₀** nos guiaremos de la siguiente tabla:

Tabla 6

Sistemas estructurales y coeficiente básico de reducción

Sistemas estructurales y su respectivo valor de R₀	
Sistema Estructural	Coeficiente Básico de Reducción
Pórtico	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	5
Albañilería armada o Confinada	3
Madera	7

Nota. Tabla N.º 7 del Norma E.030. En este caso no se colocó los sistemas estructurales para el material de Acero.

La Norma para la clasificación de sistemas estructurales de Concreto Armado se pronuncia en el Art.16.1, indicando de manera resumida lo siguiente: Pórticos: las columnas absorben como mínimo un 80 % de lo cortante total, Muros Estructurales: los

muros absorben como mínimo el 70 % de la cortante total y Dual: Los muros absorben entre 20 % al 70 % de la fuerza cortante total.

Para los valores de “ I_a ” e “ I_p ” lo encontramos en la siguiente tabla:

Tabla 7

Factores de irregularidad en planta y altura

IRREGULARIDAD ESTRUCTURALES EN ALTURA	FACTOR DE IRREGULARIDAD I_a
Irregularidad de Rigidez – Piso Blando	0,75
Irregularidad de Resistencia – Piso débil	0,75
Irregularidad Extrema de Rigidez	0,50
Irregularidad Extrema de Resistencia	0,50
Irregularidad de Masa o Peso	
Irregularidad de Geometría Vertical	0,90
Discontinuidad de los Sistemas Resistentes	0,60
IRREGULARIDAD ESTRUCTURALES EN PLANTA	FACTOR DE IRREGULARIDAD I_p
Irregularidad torsional	0,75
Irregularidad torsional extrema	0,60
Esquinas entrantes	0,90
Discontinuidad de diafragma	0,85
Sistemas no Paralelos	0,90

Nota. Esta información es un extracto de la tabla N° 8 y N° 9 de la Norma E.030.

No entraré en detalle respecto al cálculo de cada tipo de irregularidad, porque dichos cálculos se realizarán al momento de hacer el análisis sísmico de la edificación de concreto armado.

Entonces, teniendo los valores de R_0 , I_a e I_p , ya podemos calcular el valor de R para cada dirección de análisis:

$$R = R_0 \cdot I_a \cdot I_p$$

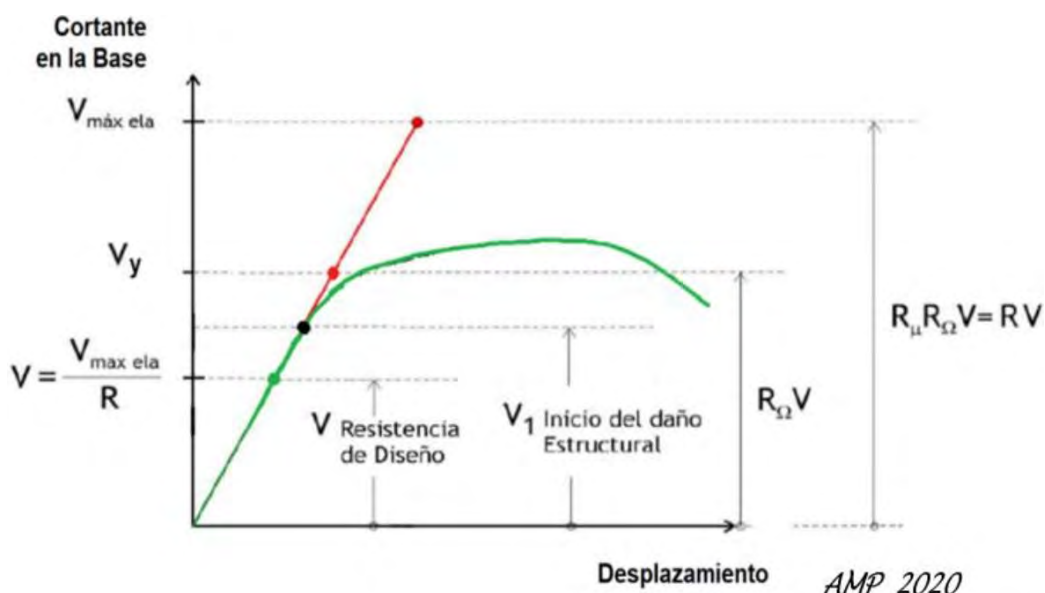
2.3.3.1.6. Interpretación de R_0 y R

El valor de R_0 sirve para poder reducir las fuerzas sísmicas que normalmente actuarían en un análisis elástico del sismo, variando para cada tipo de estructura, esto debe a que no sale conveniente trabajar con sismo elástico porque habría un sobre costo. El ingeniero (Muñoz, 2020) habla sobre este factor, comparando el sistema estructural de albañilería con el sistema aporticado, indicando que el sistema aporticado al tener la ventaja de desarrollar desplazamientos en el rango inelástico su factor es $R_0 = 8$ y para el caso de albañilería es $R_0 = 3$, esto porque el sistema de albañilería no tiene un buen comportamiento inelástico; y por eso es más exigido, logrando así tener una mayor resistencia lateral y comportarse sin daño en los sismos leves; y comportándose mejor que el aporticado para sismos moderados.

Ahora, para comprender el valor de R , nos apoyaremos de la Fig. 24:

Figura 24

Componentes del factor de reducción de fuerza sísmica



Nota. Esta imagen pertenece al libro del ingeniero (Muñoz, 2020) *Comentarios a la Norma Peruana E.030 Diseño Sismorresistente*.

Describiendo la **Fig. 24** de forma concisa, tenemos una curva de la cortante basal versus el desplazamiento, donde la proyección de color rojo es la cortante máxima elástica (con la que no trabajamos) y tiene un desplazamiento pequeño porque los elementos fallan antes por esfuerzos internos; evitando que la estructura pueda disipar energía mediante desplazamientos. Por otra parte, tenemos la curva de color verde (con la que trabajamos) que para no trabajar con fuerzas sísmicas tan grandes y así generar estructuras robustas y caras; damos la responsabilidad a la ductilidad de la estructura mediante el control de desplazamientos y justamente por eso el espectro es definido por la norma como un espectro inelástico.

El valor R_Ω hace referencia a la sobrerresistencia de los elementos estructurales cuando está pasando de un régimen elástico a un régimen inelástico y este se relaciona con la fuerza de fluencia efectiva V_y . Y R_μ vendría a ser la componente que asocia las demandas sísmicas inelásticas sobre la estructura y se la acota el nombre de factor de reducción por ductilidad. Finalmente tenemos que la cortante máxima es $V_{m\acute{a}x\,ela} = R_\mu \cdot R_\Omega \cdot V$, donde R es el producto de $R_\mu \cdot R_\Omega$. Para entender mejor lo planteado, de acuerdo a la Norma E.030 para un sistema de muros estructurales le corresponde un $R=6$, tomando una sobrerresistencia de $R_\Omega = 2$, tendríamos que el factor de reducción por ductilidad sería tentativamente $R_\mu = 3$.

2.3.3.2. Aceleración espectral

Ya teniendo todos los parámetros sísmicos, podemos hallar la aceleración espectral mediante la siguiente expresión:

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

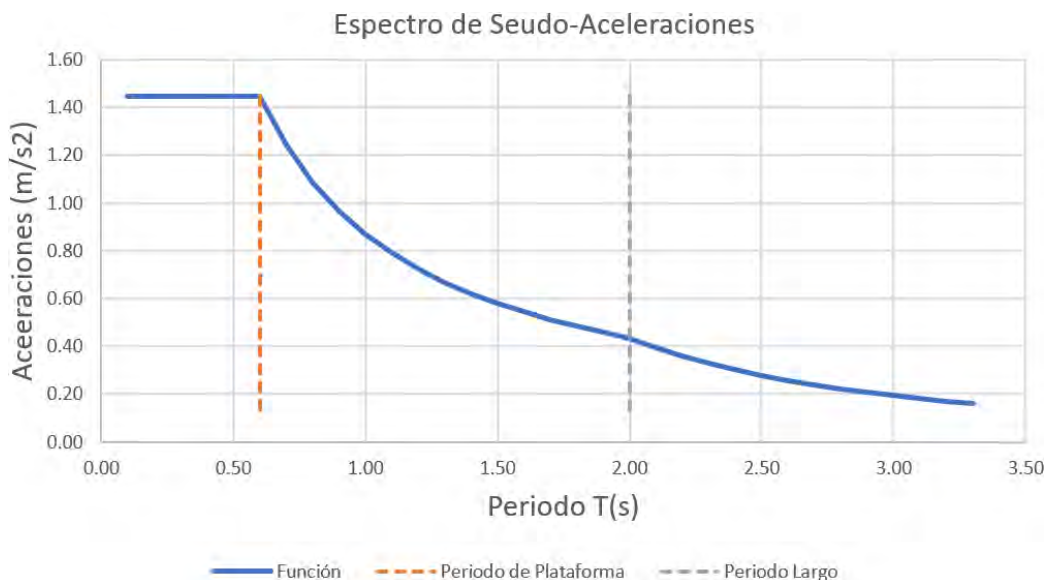
Además, en el Art. 29.2.2, nos indica que, para el análisis en la dirección vertical, podemos tomar 2/3 de la aceleración empleada para los casos horizontales, pero a esto se le añade una nueva función para el caso de periodos muy cortos, donde $T < 0,2 \cdot T_p$, siendo el factor de amplificación sísmica:

$$C = 1 + 7,5 \cdot \left(\frac{T}{T_p} \right)$$

En la Fig. 23, vimos la función del parámetro sísmico C, para un caso en particular; y de esta misma función, con tan solo multiplicar por la gravedad; obtendremos el espectro de pseudo-aceleraciones o espectro de diseño.

Figura 25

Espectro de diseño o de pseudo-aceleraciones



Nota. Esta función fue realizado mediante un Excel para los siguientes datos de entrada: Z (Factor Zona) =0.45, T (Periodo Fundamental) =0,3257 seg, S (Factor Suelo) =1,05 y R (Factor de reducción) =8.

2.3.4. CRITERIOS DE COMBINACIÓN

La norma E.030 usa el método CQC (Combinación cuadrática completa) y alternativamente usa el método del 2003 de la de NTE-0,30; el cual es porcentaje de los métodos SRSS (Raíz cuadrada de la suma de los cuadrados) y ABS (Combinación absoluta), el método alternativo es el siguiente y al igual que el método CQC se usa para hallar fuerzas internas, desplazamientos laterales, giros en planta y cualquier otro resultado que se requiera.

- Combinación Modal de Desplazamientos: $u = 0,25 \cdot \sum |u| + 0,75 \cdot \sqrt{\sum u^2}$
- Combinación Modal Rotacional: $\theta = 0,25 \cdot \sum |\theta| + 0,75 \cdot \sqrt{\sum \theta^2}$
- Combinación M. de Momento de Volteo: $M = 0,25 \cdot \sum |M| + 0,75 \cdot \sqrt{\sum M^2}$

- Combinación Modal de Cortante: $V = 0,25 \cdot \sum |V| + 0,75 \cdot \sqrt{\sum V^2}$
- Combinación M. de la Fuerza Sísmica: $F = 0,25 \cdot \sum |F| + 0,75 \cdot \sqrt{\sum F^2}$

Sin embargo, el método antiguo o alternativo no tenía en cuenta el acoplamiento modal, lo que significa que en su desarrollo no existía la interacción entre los modos de vibración. En cambio, el método **CQC** si considera la interacción entre los modos de vibrar, aparte de esto, los autores (Crempien et al., 1989) en su artículo *Comparación de distintos métodos de Superposición Modal en el Análisis Dinámico de Edificios*, llegan a la conclusión que el método NCh 433 (Método usado en la norma Chilena) y el método **CQC** entregan resultados bastantes satisfactorios, indicando también que todos los métodos sobreestiman las respuestas paralelas a la dirección del sismo, cuando el periodo fundamental toma valores mayores de 2 seg.

En el Art. 29.3.2 de la Norma E.030, encontramos la fórmula para hallar la combinación cuadrática completa de los valores calculados para cada modo:

$$r = \sqrt{\sum_i \sum_j r_i \cdot \rho_{ij} \cdot r_j}$$

Donde ρ_{ij} , es el coeficiente de correlación, o sea, el coeficiente de acoplamiento entre distintos modos de vibración y está dado por:

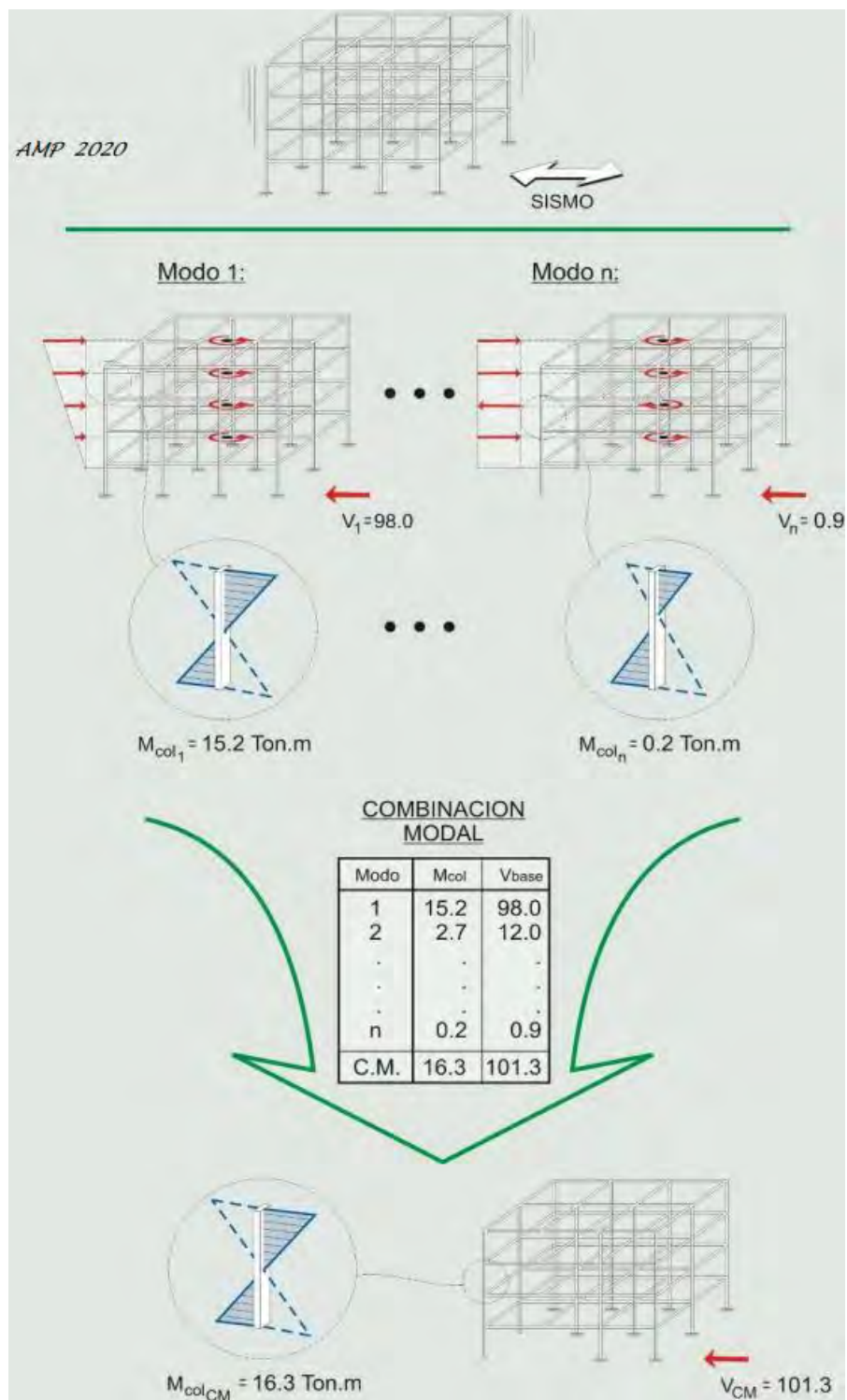
$$\rho_{ij} = \frac{8 \cdot \beta^2 \cdot (1 + \lambda) \cdot \lambda^{\frac{3}{2}}}{(1 - \lambda^2)^2 + 4 \cdot \beta \cdot \lambda \cdot (1 + \lambda)^2} \quad y \quad \lambda = \frac{\omega_j}{\omega_i}$$

β , Fracción del amortiguamiento crítico, que se puede suponer constante para todos los modos igual a 0,05.

ω_j, ω_i , Son las frecuencias angulares de los modos i, j.

Vale aclarar este factor de correlación es una aproximación, y se logra considerando una duración de terremoto larga, comparada con el periodo de la estructura y si el espectro del terremoto es suave sobre un amplio rango de frecuencias.

En la Fig. 29, se entenderá que la combinación modal es un aporte al resultado final para cada desplazamiento, fuerza interna, momento, etc., de cada modo de vibración; teniendo al final un resultado bastante aproximado al resultado “real” de la estructura.

Figura 26*Respuesta espectral por combinación modal*

Nota. Esta imagen pertenece al libro del ingeniero (Muñoz, 2020), en su libro Comentarios a la Norma Peruana E.030 Diseño Sismorresistente.

2.3.5. FUERZA CORTANTE MÍNIMA

Anteriormente se mencionó que el análisis modal espectral es aplicable para todo tipo de estructura, sea irregular o regular, y que para varios niveles; entonces sería suficiente aplicar este método y no el estático que es menos realista. Sin embargo, la norma E.030 en el Art. 29.4 indica que la cortante mínima depende del cortante basal calculado con el método estático, teniendo que hacer un escalamiento del cortante basal dinámico con respecto al estático, siempre y cuando, la fuerza cortante en el primer entrepiso sea menor que el 80 % del cortante basal estático para estructuras regulares y un 90 % en el caso de estructuras irregulares. Y un punto importante a tener en cuenta es que este escalamiento solo afectaría al diseño, ya que no va afectar a los desplazamientos, así lo describe la Norma E.030 en el Art. 29.4.2; esto significa que más adelante cuando se verifiquen los requisitos de rigidez, resistencia y ductilidad; no se tomará en cuenta el escalamiento de fuerza cortante mínima.

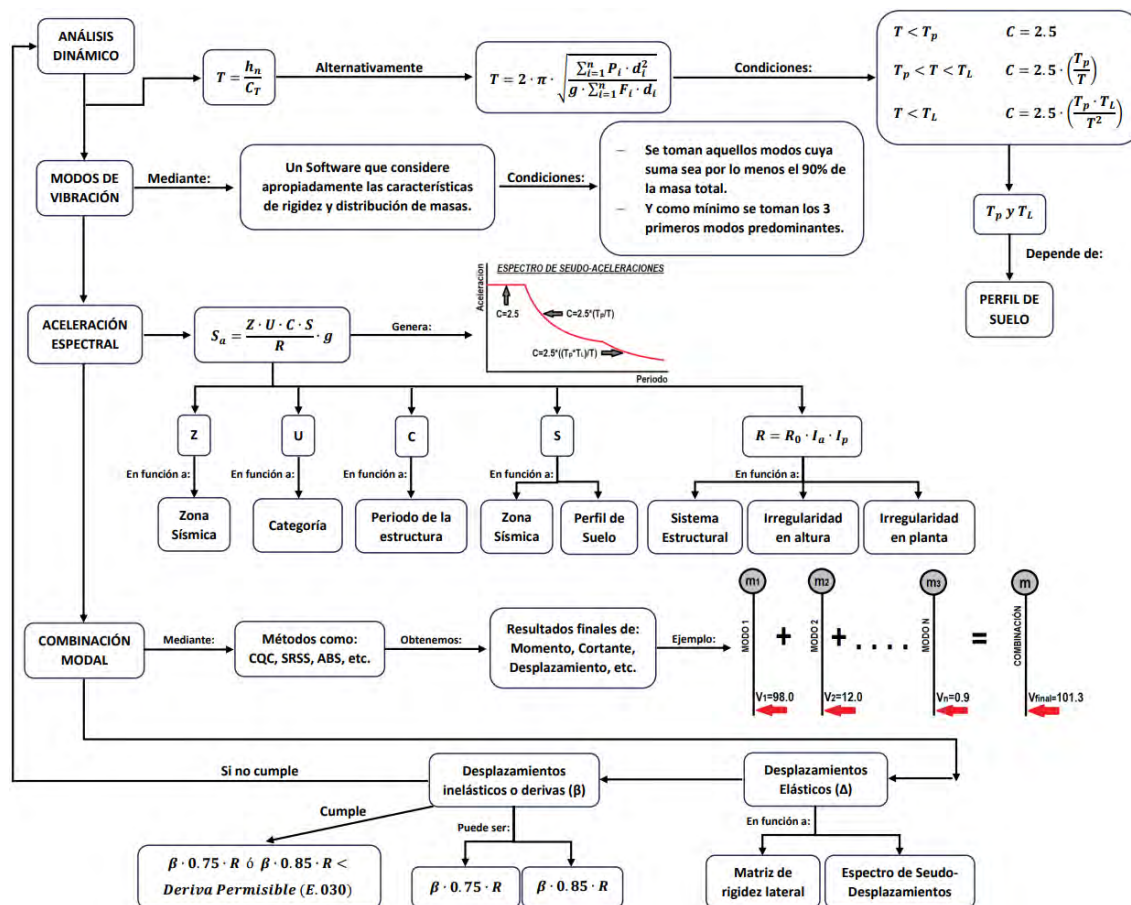
2.3.6. EXCENRICIDAD ACCIDENTAL

Al igual que en el análisis estático se va considerar una excentricidad de 0.05 veces la dimensión del edificio perpendicular a la dirección de análisis. Este análisis se aplica para ambas direcciones y con diferentes sentidos; teniendo 4 tipos de caso de excentricidad, finalmente mediante una envolvente se puede hallar los casos más desfavorables.

Si bien es cierto se toma este criterio para tener un mayor control de problema de torsión en planta; debemos tener en cuenta el criterio de que si nuestro centro de masa **CM** y centro de rigidez **CR** se encuentra separados más de 0.05 veces de la dimensión de la dimensión perpendicular al sismo, entonces deberíamos ir corrigiendo la distribución de masas y rigideces; porque lo más probable es que la edificación tenga irregularidad torsional extrema y como se indicó anteriormente; esto no está permitido para ciertos casos, por ejemplo: Para edificaciones de categoría C y que se encuentren en Zona 4 o 3, no se les permite tener irregularidad extrema. En conclusión, tenemos que tener en cuenta antes de realizar el análisis, si el **CM** y **CR** no están muy alejados, tomando como criterio que no sea mayor a la excentricidad accidental que indica la Norma E.030.

Figura 27

Esquema del método de análisis modal espectral de la Norma E.030



Nota. Imagen elaborada con dentro del programa Word.

2.4. REQUISITOS DE RIGIDEZ, RESISTENCIA Y DUCTILIDAD

La Norma E.030, para que la estructura tenga un adecuado comportamiento durante el evento sísmico, necesita limitar los desplazamientos laterales en función a la estructura a analizar, para así poder caer en un rango inelástico sin riesgo de colapso o daño excesivo; la función que tiene la estructura se le llama “ductilidad”. Sin embargo, tanto la ductilidad, como la rigidez y la resistencia; dependen del control de derivas y de la redundancia que tenga la estructura; este último término hace referencia a la capacidad de redistribuir las fuerzas actuantes a otros elementos en el comportamiento no lineal y está más relacionado a la resistencia, por ejemplo: Las edificaciones de albañilería que tienen una gran densidad de muros, también tendrán una buena redundancia.

2.4.1. DESPLAZAMIENTO LATERALES

La Norma E.030 en el artículo 31 y 32, nos habla de cómo determinar los desplazamientos laterales, y los límites de estos de desplazamiento mediante límites de distorsión de entrepiso.

Los desplazamientos se calcularán multiplicando por 0,75R (estructuras regulares) o 0,85R (estructuras irregulares) los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico con las solicitaciones sísmicas reducidas. El ingeniero (Muñoz, 2020), en su libro *Comentarios de la Norma E.030*, nos indica que la Norma usa la suposición de “similar desplazamiento” para acercarse a los desplazamientos máximos en el sismo de diseño de una estructura y que esto es ideal para periodos largos; y que, en el caso de periodos cortos, podría ser no adecuado esta simplificación. Además, explica que la Norma restringe el valor de C/R, ya que, al trabajar con estructuras de periodos largos, los desplazamientos serán similares aún si estamos aumentando la resistencia lateral de la estructura, y en el caso de no considerar el escalamiento de la cortante mínima en la base; es debido a que nos queremos aproximar a los desplazamientos elásticos de la estructura, y considerar la cortante mínima en la base, puede generar una falsa seguridad de menores desplazamientos debido a una mayor resistencia.

Para esta verificación, se utilizará la tabla N° 11 de la Norma E.030.

Tabla 8

Límites para derivas de entrepiso

LÍMITES PARA LA DISTORSIÓN DEL ENTREPISO	
Material Predominante	$\frac{\Delta_i}{h_{ei}}$
Concreto Armado	0.007
Acero	0.010
Albañilería	0.005
Madera	0.010
Edificios de concreto armado con muro de ductilidad ilimitada	0.005

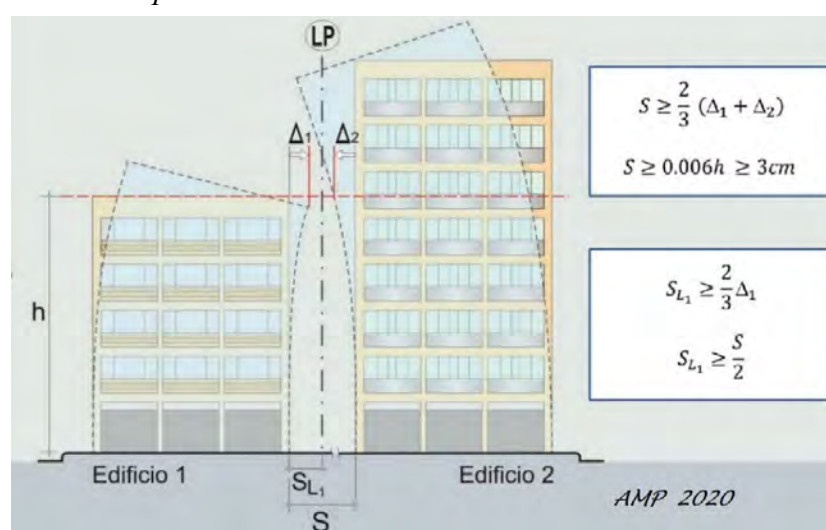
Nota. Esta tabla corresponde a la Norma E.030 (Ministerio de Vivienda, 2020a)

2.4.2. SEPARACIÓN ENTRE EDIFICIOS

En el Art. 33, la Norma E.030 indica la separación mínima que debe existir entre dos edificaciones, y se va entender mejor con la Fig. 28.

Figura 28

Junta de separación sísmica



Nota. Esta imagen pertenece al libro del ingeniero (Muñoz, 2020), en su libro Comentarios a la Norma Peruana E.030 Diseño Sismorresistente.

Anteriormente, mencionamos la Norma de México como referencia para el cálculo de la separación mínima entre edificaciones, ya que este nos indicaba que la separación tenía que ser mayor a $0.007 \cdot h$ (terreno firme) o $0.012 \cdot h$ (terreno blando); siendo estos más conservadores a lo que indica la normativa peruana y además siendo sustentado por los daños causados por el terremoto del 1985 en la Ciudad de México. En conclusión, podemos tener en consideración esta separación siempre y cuando sea mayor al indicado por la Norma E.030; porque sabemos que muchas veces no se toma en consideración en cuánto está proyectado la edificación aledaña o cómo será su comportamiento frente a un sismo, por lo tanto, hay que ser prevenidos en este aspecto.

Finalmente, el Art. 33.4 contempla el caso en el que la edificación vecina no ha dejado la separación que le corresponde; teniendo que cubrir ambas distancias de separación la nueva edificación en construcción.

2.4.3. DUCTILIDAD

La Norma E.030 menciona en el Capítulo V a la ductilidad, sin embargo; no nos brinda mucha información sobre la ductilidad, solo indica que su filosofía de diseño se basa en tener estructuras dúctiles; y esto significa que la principal función de las edificaciones es salvaguarda las vidas humanas, haciendo que la estructura absorba y disipe energía sísmica mediante deformaciones plásticas (aceptando daño estructural), evitando así el colapso.

Los ingenieros Park y Paulay (1978), en su libro *Estructuras de concreto reforzado*, ya nos hablaban sobre la ductilidad, indicando que las estructuras no deben tener una falla frágil sin advertencia, sino que sea capaz de sufrir grandes deformaciones para dar una advertencia de falla y así salvar vidas; además nos indica que para lograr un comportamiento dúctil, los diseñadores deben tener muy presente los siguientes factores a la hora de diseñar: Cuantía del refuerzo longitudinal, anclaje del refuerzo y confinamiento del concreto comprimido.

Sin embargo, el artículo *Recent earthquakes and the need for a new philosophy for earthquake-resistant design* publicado por Takagi y Wada (2019) nos habla de que esta filosofía de diseño ya es muy antigua; y que ahora tiene inconsistencias para sociedades modernas y complejas, esto es debido a que en terremotos grandes muchas edificaciones tienen que ser demolidas, generando grandes costos de reparación y largos tiempos de espera para retomar su funcionalidad; ocasionando así, grandes problemas financieros y de comodidad en las personas. A continuación, veremos 2 imágenes relacionadas al terremoto de Japón de 1995 en la región de Hanshin; en la Fig. 29 se aprecia los daños que ha recibido un edificio residencial para así poder proteger a las personas, entonces esto significó que el diseño fue el esperado; sin embargo, al final, tuvo que ser demolido dicha edificación. Luego, en la Fig. 30, se muestra otro edificio residencial dañado por el terremoto del este de Japón en 2011, donde las columnas, vigas y muros de concreto resultaron dañados; esto significa que para el ingeniero estructural este fue una diseño exitoso, puesto que la estructura no se ha desplomado, pero no para las personas residentes, ni para las personas ajenas a esta edificación, ya que este edificio recibió una etiqueta roja en la evaluación de emergencia y se le prohibió el acceso a los

residentes; y finalmente también terminó siendo demolido

Figura 29

Grietas por flexión en vigas



Nota. Esta imagen pertenece al artículo Recent earthquakes and the need for a new philosophy for earthquake-resistant design (Takagi y Wada, 2019).

Figura 30

Daño severo debido a corte en muros no estructurales



Nota. Esta imagen pertenece al artículo Recent earthquakes and the need for a new philosophy for earthquake-resistant design (Takagi y Wada, 2019).

Finalmente, es importante tener en cuenta que la ingeniería sismorresistente ha ido evolucionando con creces, ya que el objetivo siempre ha sido proporcionar mejores estructuras para nuestra sociedad; hoy en día ya existe tecnología suficiente para proporcionar edificios completamente seguros y funcionales *post* terremoto, pero aún sigue siendo una limitante el costo y por eso optamos por la filosofía de asumir daño en sismo grandes.

2.4.4. REDUNDANCIA

La Norma E.030 no da una definición de redundancia y solo nos indica en el Art. 34 que si un elemento estructural, sea muro o pórtico, tiene una demanda de fuerza del 30 % o más del total de la fuerza cortante horizontal en cualquier entrepiso, entonces este elemento tendrá que ser diseñado para dicha fuerza amplificada por 1,25.

Ahora, para tener claro el concepto de redundancia, nos basaremos en un artículo científico sobre la *Redundancia en el diseño sismorresistente* (Bertero y Bertero, 1999), el cual nos indica que el análisis de confiabilidad de un sistema estructural depende de si el sistema es redundante o no, y nos deja en claro que un sistema es no redundante cuando la falla de un componente equivale a la falla de todo el sistema. Y que podemos medir el grado de redundancia, tomando el número mínimo de regiones críticas o bisagras plásticas que ceden o fallan simultáneamente cuando la estructura colapsa bajo movimientos sísmicos.

Finalmente, el artículo nos indica que para aprovechar la redundancia de una estructura es necesario:

- Disminuir el coeficiente de variación de la demanda en relación con el de la capacidad suministrada. Esto hace referencia a que, si realizamos un análisis más preciso sobre la demanda sísmica y la capacidad de nuestra estructura, entonces tendremos un diseño eficiente, confiable y con una mejor capacidad para absorber y disipar energía sísmica sin fallar.
- Aumentar la sobrerresistencia. Anteriormente se mencionó sobre este término, que tiene que ver con la capacidad adicional de una estructura más allá de la demanda de diseño, donde los factores que intervienen son: la resistencia de los materiales, el proceso constructivo y la sección de los elementos.
- Aumentar la capacidad de rotación plástica, es decir, la ductilidad. En este caso es importante que en las uniones se puedan generar grandes giros para que así haya una correcta distribución de fuerzas sísmicas.

En conclusión, el único dato que nos da la Norma para la redundancia, resulta ser una sugerencia para un sistema no redundante; o sea, hay una contradicción. Además, esta observación también la hace el ingeniero (Muñoz, 2020) en su libro de *Comentario a la Norma Peruana E.030*, indicando que esta exigencia busca dar mayor resistencia a los elementos con mayor responsabilidad sísmica, pero que en algunos casos este incremento de resistencia global se da sin justificación clara. Entonces lo correcto para tener redundancia en nuestro sistema es: Disponer de varios elementos estructurales con responsabilidad sísmica, y que estos elementos tengan una correcta ductilidad y que nuestra estructura disponga de buena sobrerresistencia.

2.4.5. TORSIÓN DEBIDO AL CENTRO DE RIGIDEZ Y MASA

La Norma E.030 para evitar problemas de torsión, se pronuncia en tres aspectos:

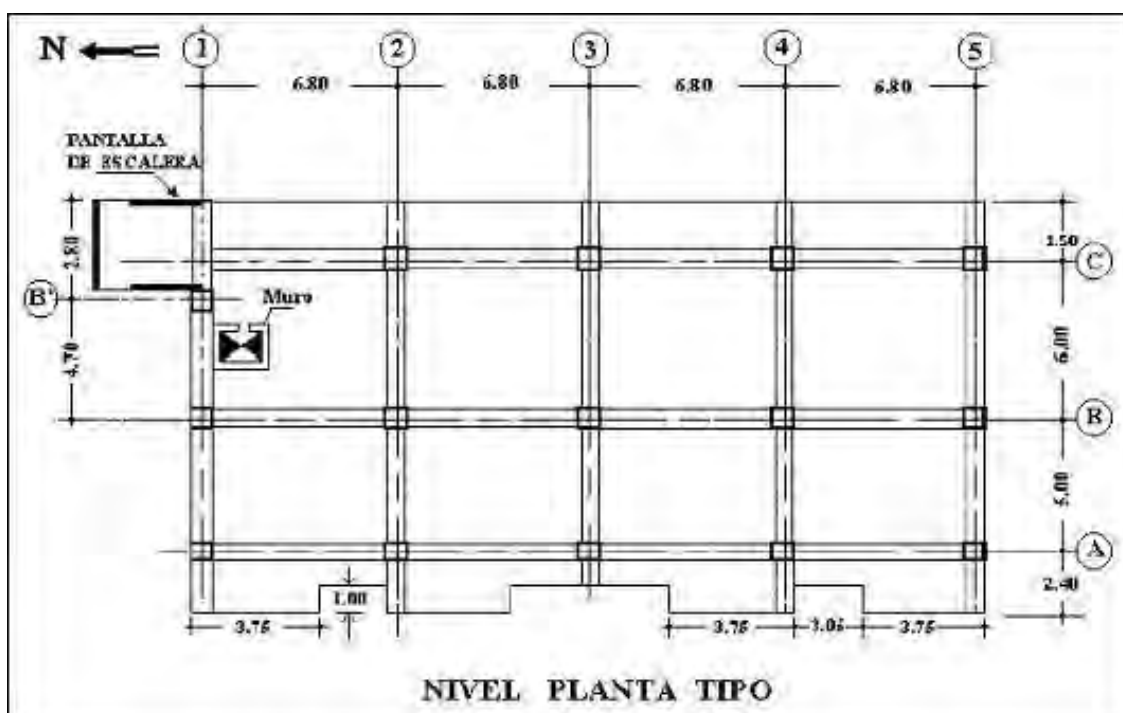
- No usar estructuras irregulares en edificaciones esenciales, no usar estructuras con irregularidad extrema en edificaciones importantes y en edificaciones comunes para las zonas 4 y 3 se debe evitar la irregularidad extrema. Suponiendo que la irregularidad es torsional, entonces con este criterio se estaría indicando que se debe hacer un rediseño.
- Añadir la excentricidad accidental, esto con la finalidad de abarcar cambios de rigideces y de masas; y ser más conservadores con el fenómeno torsional a la hora del análisis sísmico.
- Factor de amplificación de la fuerza sísmica por irregularidad torsional de 0,75, y de 0,60 para irregularidad torsional extrema.

Entonces, podemos concluir que la Norma E.030 trata de evitar la irregularidad en las estructuras, pero en edificaciones del tipo “C”, si nos permite trabajar con el valor de 0,75 para irregularidad torsional; siendo este el mayor valor de las irregularidades en planta. El problema con este planteamiento, es que podemos caer levemente en problemas de torsión y aun así se termina castigando por 0,75, es decir, no hay un cálculo refinado para este coeficiente de amplificación sísmica y tampoco tenemos otra metodología para calcular posibles problemas de torsión en una estructura.

Recordemos que uno de los temas más complejos es la torsión, y su efecto en una estructura es crítico. Así como indica la Ingeniera Blanco (2012) en su artículo *Criterios fundamentales para el diseño sismorresistente*, en el cual acota que la torsión es la causa de importantes daños estructurales, y en algunos casos de colapso estructural; esto debido a la excitación sísmica, y como ejemplo toma al edificio Miramar en la ciudad de Cumaná – Venezuela, teniendo las siguientes características: Edificio de concreto armado de 8 pisos, con muros altamente rígidos en el núcleo de escaleras y ascensor; donde estos estaban ubicados a un extremo de la estructura. En la Fig. 31, se puede apreciar el problema de distribución de los elementos estructurales que ocasionó este fenómeno de torsión y en la Fig. 32 el colapso de la edificación después del terremoto de 1997.

Figura 31

Distribución estructural en planta del edificio Miramar, Cumaná



Nota. Podemos ver cómo se colocaron grandes placas en la escalera y los muros de ascensor, entonces, es evidente que el centro de rigidez se encuentra arriba – izquierda de la figura mostrada, provocándose así grandes momentos torsores. Esta imagen pertenece al artículo *Criterios fundamentales para el diseño sismorresistente* (M. Blanco, 2012).

Figura 32

Colapso del edificio Miramar en el terremoto de Cariaco en 1977



Nota. Esta imagen pertenece al artículo *Criterios fundamentales para el diseño sismorresistente* (M. Blanco, 2012).

Ahora, sabiendo que el tema de torsión es muy importante, los ingenieros (Medina y Medina, 2017) en su artículo *Coeficiente irregularidad en planta a partir del análisis de torsión en estructuras irregulares* han propuesto un método aparte del ya existente, que es similar en todas las normativas Sudamericanas y la del ASCE 7-10, y también una fórmula más refinada para calcular el coeficiente de irregularidad en planta. El cálculo se basa en el análisis modal y su cuadro de masa participativa, entonces para identificar que una estructura tendrá problemas graves a torsión; la relación entre el mayor porcentaje de masa participativa de UX y UY entre RZ debe superar el 30 %, debiendo hacer un rediseño de los elementos estructurales, y en caso esta relación se encuentre entre 5 % y 30 % se usará la siguiente fórmula para calcular el coeficiente de irregularidad torsional:

$$\phi_p = 1,05 - \frac{RZ_i}{\sqrt{UX_i^2 + UY_i^2}} \quad , \text{ si } \phi_p < 0,75 \text{ "Rediseñar Estructura"}$$

Se podrá evitar este castigo en caso la relación mencionada sea menor al 5 %.

Esta metodología para calcular la penalidad por torsión accidental tiene una ventaja sobre la que describen las normas, ya que toma en cuenta el comportamiento dinámico de la estructura basándose en el análisis de sus porcentajes de participación modal másica, en lugar de considerar solo su geometría. De este modo, la penalidad es específica para cada estructura y depende de la severidad de su irregularidad.

Y, como se mencionó con anterioridad, todo el análisis sísmico será realizado con el Software Etabs, ya que este nos brinda la información de la masa participativa en cada modo de vibración y también la ubicación del centro de masa y centro rigidez; sin embargo, este último es complejo de hallar y con el pasar del tiempo varios autores han ido proponiendo distintos métodos para poder calcularlo. Y, por esta incertidumbre, los autores (Korkut et al., 2023) realizaron un artículo llamado *Experimental Evaluation of rigidity center*, en el cual partieron de la problemática de la ubicación incorrecta de los elementos estructurales verticales y el aumento de daño que se produjeron en las edificaciones de Turquía durante el terremoto del 2023. Entonces, construyeron y probaron mediante ensayos 20 edificios a escala con diferentes diseños de planta utilizando madera balsa; los cuales también fueron modelado con Etabs para poder comparar los resultados; llegando a la siguiente conclusión: Se encontró que la fuerza cortante resultante puede calcularse multiplicando los desplazamientos de cada miembro por su rigidez a la flexión, lo cual da la ubicación del centro de rigideces; todo esto se contrastó con el software Etabs y se obtuvieron resultados bastante similares con una diferencias que varían entre 0,2 % a 13,84 % como máximo.

Finalmente, sobre todo lo mencionado podemos concluir que el fenómeno de la torsión es muy importante; y que hay que tener varios criterios para poder analizarlo, los cuales se podrán realizar con suma confiabilidad, ya que los resultados arrojados por Software Etabs fueron testeados y dieron un resultado muy similar a los ensayos experimentales; que es justamente lo que se busca, porque se pueden realizar varios cálculos y criterios; pero si estos no guardan relación con los ensayos experimentales todo sería en vano.

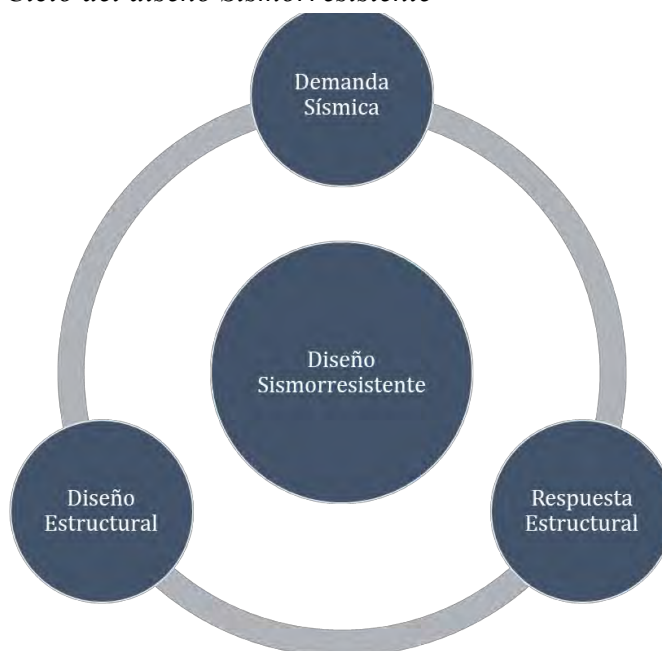
2.5. DISEÑO ESTRUCTURAL

En este apartado, se colocará lo que indica el Reglamento Nacional de Edificaciones para el diseño de elementos estructurales y se añadirá criterios de diseño de autore dominantes en el campo de la ingeniería estructural. Y los temas a tratar son los siguientes: a) Método de diseño, b) Diseño de viga, c) Diseño de losa aligerada, d) Diseño de losa maciza, e) Diseño de escalera, f) Diseño de columna, g) Diseño de cimentaciones.

Finalmente, al llegar a este punto; es cuando terminamos de realizar un diseño sismorresistente. Tal cual indica la Fig. 33, en el cual vemos que para llegar a un diseño sismorresistente dependemos de una demanda sísmica, el cual se analiza en el capítulo de análisis estático y dinámico; luego tenemos la respuesta estructural, el cual depende de nuestra estructuración y predimensionamiento; y por último tenemos el diseño estructural, el cual va depender de la respuesta estructural y de los requisitos mínimos indicados en la Norma E.060 y E.050.

Figura 33

Ciclo del diseño Sismorresistente



Nota. Estas etapas son muy comentadas por Ingeniero Estructurales.

2.5.1. DISEÑO DE VIGAS

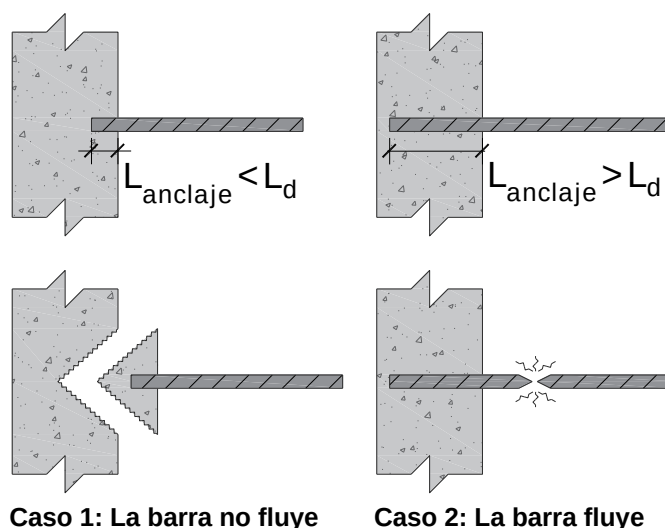
Al tratarse el proyecto de un sistema de pórticos, se hará énfasis en criterios para el diseño de vigas sismorresistentes. Sin embargo, se sabe que el tema de vigas es muy extenso; por lo tanto, se dará información concisa sobre cuatro puntos que para el juicio del autor son los más importantes; y finalmente se mostrará un esquema para el diseño de vigas.

2.5.1.1. Longitud de desarrollo

Para entender este concepto nos podemos guiar de su nombre, ya que lo que busca es **desarrollar longitudinalmente** el refuerzo necesario entre la conexión de la viga con la columna (en caso estemos hablando de un pórtico). Entonces, al asegurar una correcta longitud de desarrollo; podemos evitar fallas no deseadas, como el desprendimiento del concreto sin que necesariamente se haya desprendido el acero (Fig. 34). Esto último, significa que ha predominado la falla por corte y no la falla por flexión; y justamente en vigas sismorresistentes se evita que existan fallas por corte, porque se sabe que este tipo de fallas son súbitas.

Figura 34

Efectos de la longitud de anclaje en vigas



Nota. Imagen realizada con Autocad.

Para su cálculo de acuerdo a la Normativa Peruana se tiene que revisar el capítulo 12, tanto para la Norma E.060 vigente (2009) como la propuesta de Norma (2019), ya que su cálculo no ha variado. Sin embargo, si revisamos la Norma Americana “ACI 318-19” (ACI 318, 2019); se puede apreciar que hay una variación entre las fórmulas utilizadas por ambas normativas, donde de manera resumida podemos decir que, para el cálculo de la longitud de desarrollo de barras en tracción, la Norma ACI 318-19 es más conservadora que la Norma E.060; y sucede el caso contrario con el cálculo de la longitud de desarrollo con gancho estándar.

Como la longitud de desarrollo por tracción es más relevante, se hará una pequeña comparación entre la Norma Americana y Peruana, donde $\lambda = 1$ (concreto de peso normal), $\psi_e = 1$ (sin recubrimiento epóxico), $\psi_g = 1$ (refuerzo de $f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$), $\psi_t = 1$ (barra inferior), $\lambda = 1$, $f'_c = 210 \text{ kgf/cm}^2$ y $d_b = 1,27 \text{ cm}$.

Cálculo mediante ACI-318-19:

$$l_{dg} = \left(\frac{f_y \cdot \psi_t \cdot \psi_e \cdot \psi_g}{6,6 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c}} \right) \cdot d_b = \left(\frac{4200}{6,6 \cdot \sqrt{210}} \right) \cdot 1,27 = 55,77 \text{ cm}$$

Cálculo mediante Norma E.060:

$$l_{dg} = \left(\frac{f_y \cdot \psi_t \cdot \psi_e}{8,2 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c}} \right) \cdot d_b = \left(\frac{4200}{8,2 \cdot \sqrt{210}} \right) \cdot 1,27 = 44,88 \text{ cm}$$

Era evidente que saldría una menor longitud de desarrollo; sin embargo, era necesario ver cuánto esa diferencia; que en este ejemplo es de 10 cm , lo cual es un valor bastante grande. Esto da entender que nuestra Norma está desactualizada en este aspecto y seguramente muchos más; por lo tanto, no solo se debería respetar la longitud de desarrollo calculada por la Norma Peruana, sino que sería idóneo trabajar con la fórmula del “ACI” en caso las limitaciones geométricas nos lo permitan.

Las fórmulas de longitud de desarrollo para barras en tracción, en compresión y con gancho estándar se encuentran a detalle en el Capítulo 12 de la Norma E.060; no se colocará en esta sección, ya que son bastante amplias las consideraciones a añadir, pero

en la etapa de diseño si se indicará que fórmula se está usando y el artículo donde se encuentra.

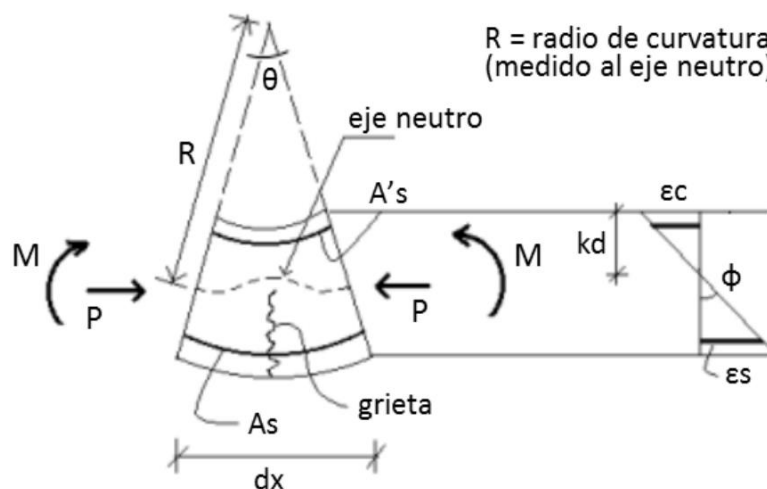
2.5.1.2. Ductilidad

En el capítulo II, de este trabajo académico, se dio una definición de ductilidad y se indicó que para lograr una ductilidad deseada: este dependía principalmente de tres factores: Cuantía longitudinal, anclaje del refuerzo y confinamiento transversal.

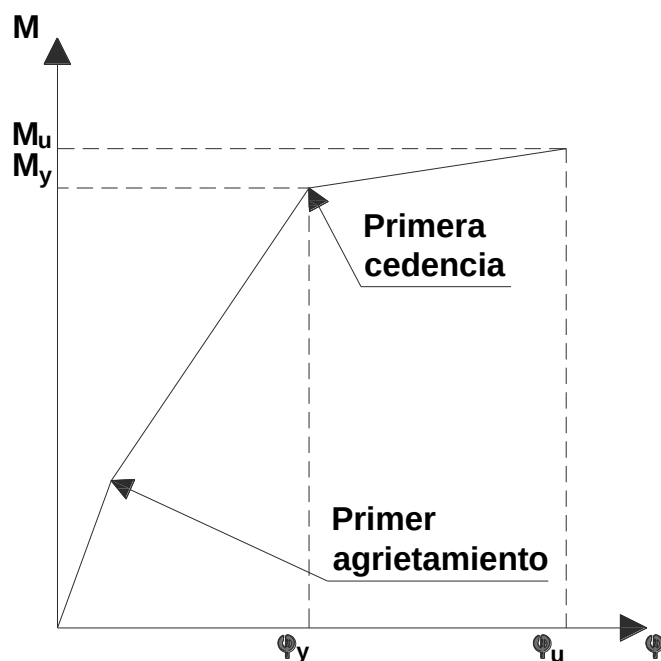
En este caso, vamos a intuir de una manera simple la variación de la ductilidad de una viga de acuerdo a la Fig. 35 y Fig. 36.

Figura 35

Estado interno de deformaciones de una sección de concreto



Nota. Imagen extraída de la tesis *Estudio de Relaciones Momento-Curvatura en Secciones de Concreto Armado y Preesforzado Sometidas a Flexión* (Chang, 2015). En la imagen " ϕ " representa el cambio de giro por unidad de longitud de un elemento sometido a flexión y " kd " es la profundidad al eje neutro. También, es importante resaltar que en vigas el valor de " P " es despreciado, a menos que se justifique la carga axial es considerable. Por último, cuando calculamos la ductilidad de una sección, se le llama ductilidad local, ya que la ductilidad general de la estructura tiene otro método para calcularse.

Figura 36*Relación momento-curvatura de un miembro a flexión*

Nota. Imagen realizada con AutoCAD.

Entonces, la ductilidad se define como la relación entre la curvatura de agotamiento o máxima de la sección y la curvatura asociada a la primera fluencia o cedencia, y de acuerdo a la Fig. 35 también podemos obtener la curvatura de fluencia:

$$\mu = \frac{\varphi_u}{\varphi_y} \text{ y } \varphi_y = \frac{\varepsilon_s}{d - kd} = \frac{f_y/E_s}{d(1 - k)}$$

Entonces, de acuerdo a la ecuación mostrada y guiándonos de las figuras 35 y 36, podemos llegar a las siguientes conclusiones:

- Incrementar la cuantía del acero a tracción reduce la ductilidad, debido a que aumenta “ k ”, lo que incrementa “ φ_y ” y esto disminuye “ μ ”.
- Aumentar la cuantía del acero a compresión mejora la ductilidad, debido a que disminuye “ k ”, lo que reduce “ φ_y ” y aumenta “ μ ”.
- Incrementar la resistencia a fluencia del acero disminuye la ductilidad, ya que aumenta la relación “ f_y/E_s ”, lo que incrementa “ φ_y ” y reduce “ μ ”.

- Incrementar la resistencia del concreto mejora la ductilidad, porque reduce “ k ”, lo que disminuye “ ϕ_y ” y eleva “ μ ”.
- Aumentar la deformación de la fibra extrema del concreto en el estado último incrementa la ductilidad, ya que esto eleva “ ϕ_u ”.

Por lo tanto, entender solo este pequeño concepto de ductilidad para miembros a flexión; nos ayuda a comprender muchos otros conceptos y tener un mayor criterio para un diseño sismorresistente. Ya que la Norma E.030 para sistemas de pórticos exige que haya una cuantía mínima a respetar, y también que sí o sí debe haber acero en compresión en función de la cantidad de acero a tracción colocado; entonces, esto tiene sentido, ya que se está buscando tener elementos dúctiles que garanticen un correcto comportamiento frente a eventos sísmicos.

Vale aclarar que solo se habló sobre cómo influye el acero longitudinal a la ductilidad de un elemento. Sin embargo, si quisiéramos analizar cómo influyen otros aspectos se tendría que aplicar alguna ley constitutiva, como la de Hognestad, Mander, Kent y Park, etc., ya que en estos modelos si se toma en consideración muchas otras variables como el confinamiento, área de refuerzo transversal, recubrimiento, carga axial, etc.

2.5.1.3. Requisitos Sismorresistentes

Para trabajar con vigas sismorresistentes, debemos cumplir con lo indica el capítulo 21 *Disposiciones Especiales para el Diseño Sísmico* de la Norma E.060, del cual haremos mención todo a los requisitos correspondientes para un sistema estructural de pórticos de concreto armado.

En el capítulo de diseño III de este trabajo, se realizará el diseño estructural de una viga paso por paso indicando cada artículo de la Norma E.060; por lo tanto, en este apartado indicaremos de forma resumida todo lo que se debe tener en cuenta:

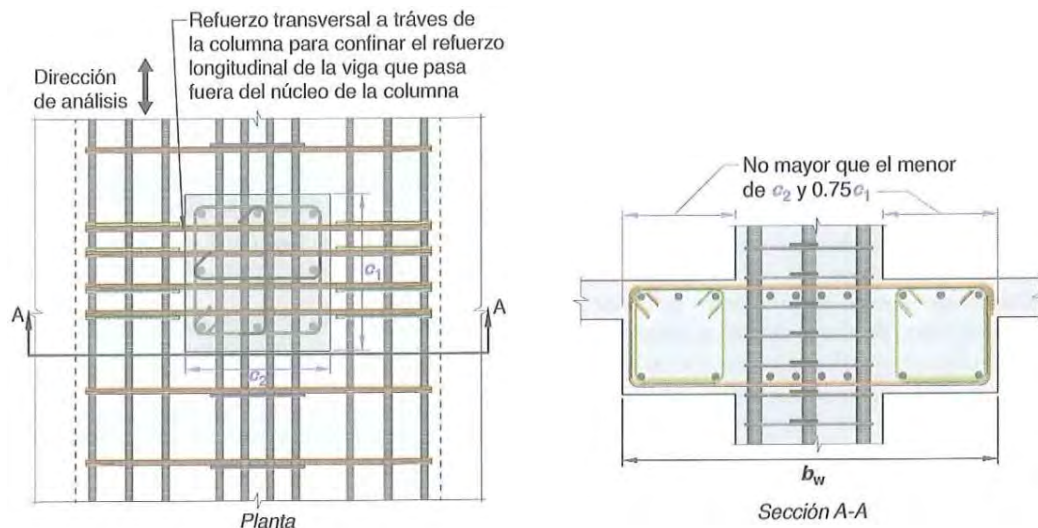
- Art. 21.5.1 y 21.5.1.1, los requisitos sismorresistentes para vigas de pórticos, solo se aplicarán si la carga axial no excede el valor de $0.1f'_cA_g$.
- Art. 21.5.1.2, la luz libre del elemento “ l_n ” no debe ser inferior a cuatro veces

su peralte, caso contrario se analizará en otra sección de la Norma.

- Art. 21.5.1.3, el ancho del elemento “ b_w ” no debe ser inferior a 0,25 veces del peralte ni inferior a 250 *mm*.
- Art. 21.5.1.4, el ancho del elemento “ b_w ”, no debe exceder el ancho del apoyo más tres cuartas partes del peralte del elemento a cada lado (Ver Fig. 37).
- Art. 21.5.2.1 y 21.5.2.2, las vigas deben tener refuerzo continuo superior e inferior compuesto por dos barras que deben cumplir el acero mínimo del Art. 10.5, y la cuantía de refuerzo a tracción no debe exceder 0.025. Además, el momento resistente positivo debe ser al menos la mitad del momento resistente negativo, y ambos momentos resistentes a lo largo de toda la sección no pueden ser inferior a un cuarto de la resistencia máxima proporcionada en los nudos.
- Art. 21.5.2.3, este requisito se entenderá mejor viendo la Fig. 39.
- Art. 21.5.3.1, 21.5.3.2 y 21.5.3.4 se resume en la Fig. 40.
- Art. 21.5.4.1, La fuerza cortante de diseño “ V_u ” en elementos sometidos a flexión debe calcularse sumando las fuerzas cortantes generadas por las resistencias probables a flexión ($M_{pr} = 1,25M_n$) en los extremos de la luz libre del elemento, junto con la fuerza cortante isostática obtenida de las cargas de gravedad tributarias amplificadas. Este artículo se comprenderá mejor con la Fig. 38.

Figura 37

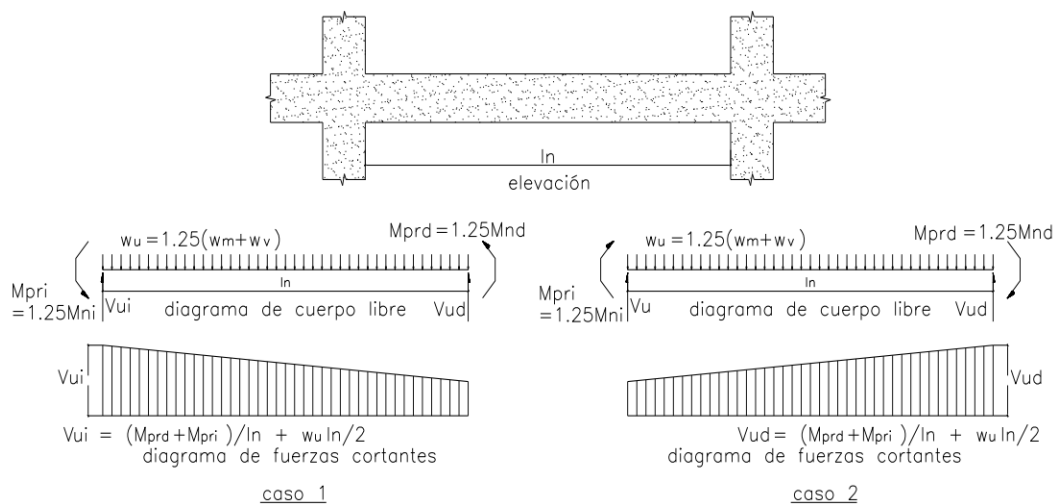
Ancho máximo efectivo de viga de acuerdo al Art. 21.5.1.4 de la E.060



Nota. Imagen extraída de la Norma ACI 318-19 (ACI 318, 2019)

Figura 38

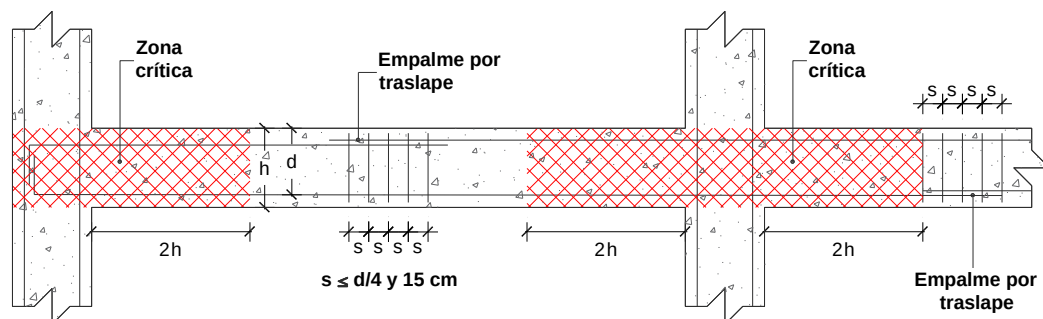
Fuerza cortante para el diseño de vigas de pórticos



Nota. Imagen extraída de la Norma E.060 (Ministerio de vivienda Construcción y Saneamiento, 2020)

Figura 39

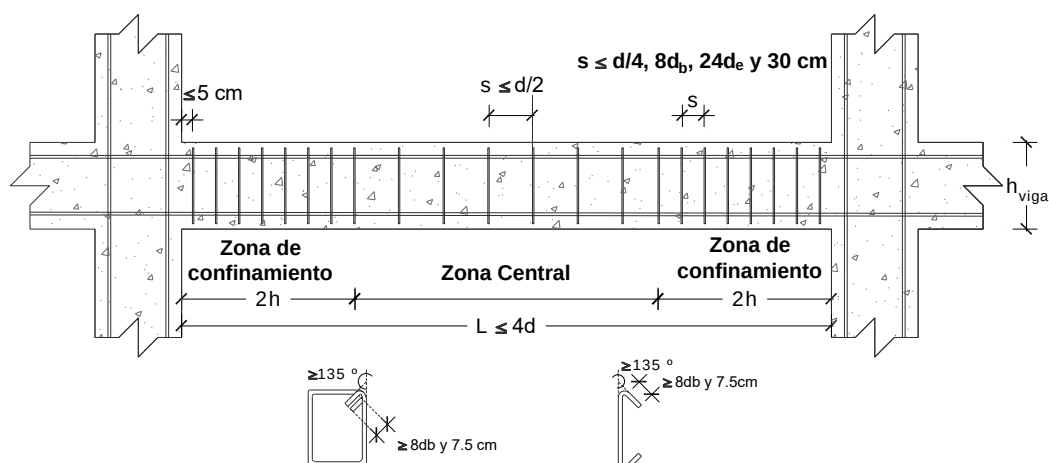
Zona de empalmes y espaciamiento de estribos en vigas de pórticos



Nota. Imagen realizada con AutoCAD.

Figura 40

Requisitos para el refuerzo transversal en vigas de pórticos



Nota. Imagen realizada con AutoCAD.

2.5.1.4. Consideraciones para el detallado del refuerzo

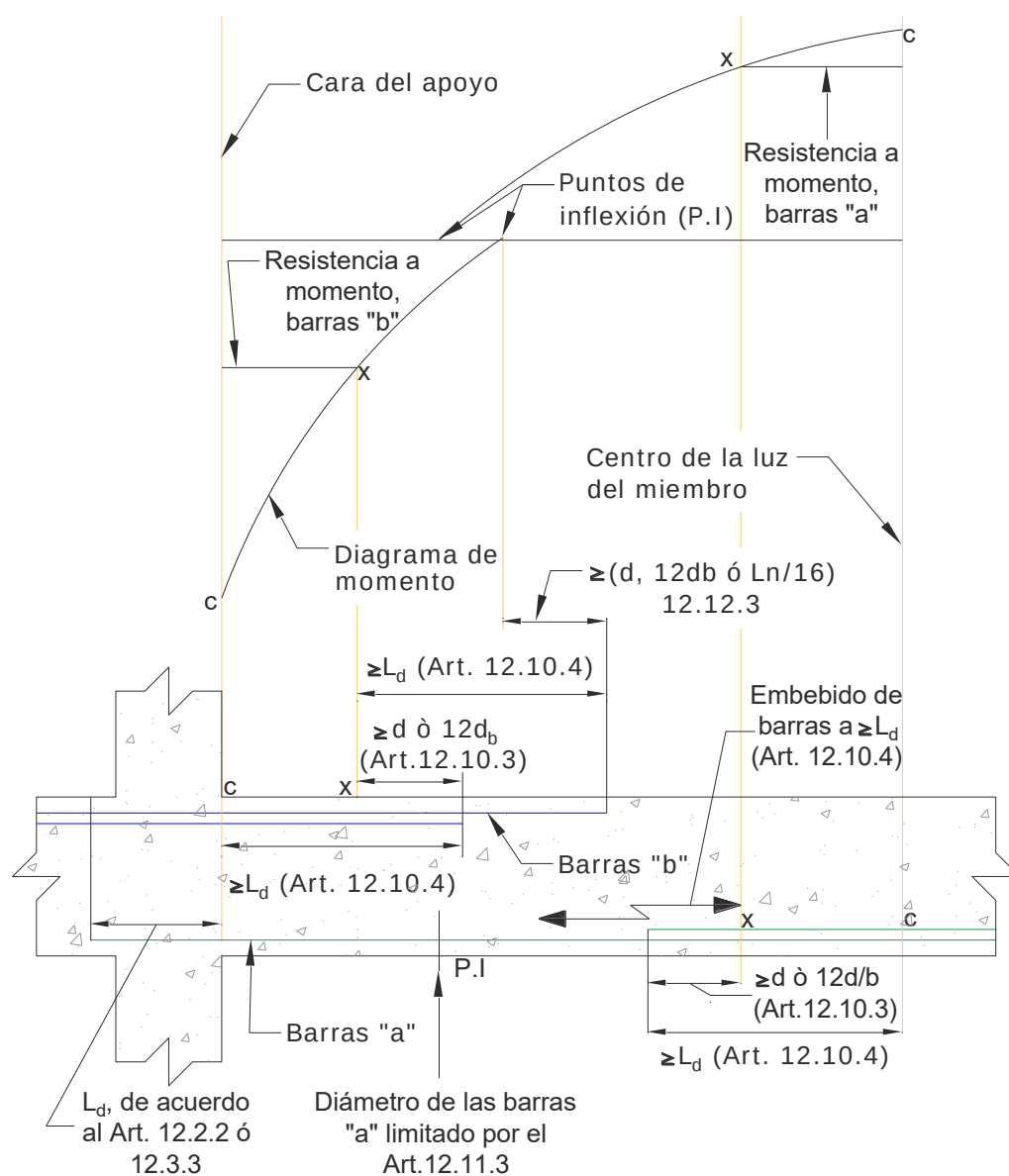
En la tesis *Efecto de la variación del detallado del refuerzo en la ductilidad de estructuras aporticadas de concreto armado en Lima, 2018* (Rojas, 2018), el autor realizó tres modelos para una estructura de pórticos de un nivel y un solo paño, y tres modelos para una estructura de pórticos de tres niveles con un solo paño por nivel. Tanto en el modelo de un nivel como el de tres niveles se realizaron pequeñas variaciones en el refuerzo longitudinal de las vigas, refuerzo longitudinal de las columnas y el refuerzo transversal; llegando a la siguiente conclusión: Tomando como factor de estudio a la

ductilidad, se puede apreciar que la variación del detallado de refuerzo influye significativamente en las estructuras de pórticos de Concreto Armado.

Sabiendo que es muy importante un correcto detallado del refuerzo transversal y longitudinal, se comentará la Fig. 41, que se basa en el Cap. 12 de la Norma E.060.

Figura 41

Longitud de desarrollo del refuerzo por flexión en una viga continua típica



Nota. Imagen realizada con AutoCAD.

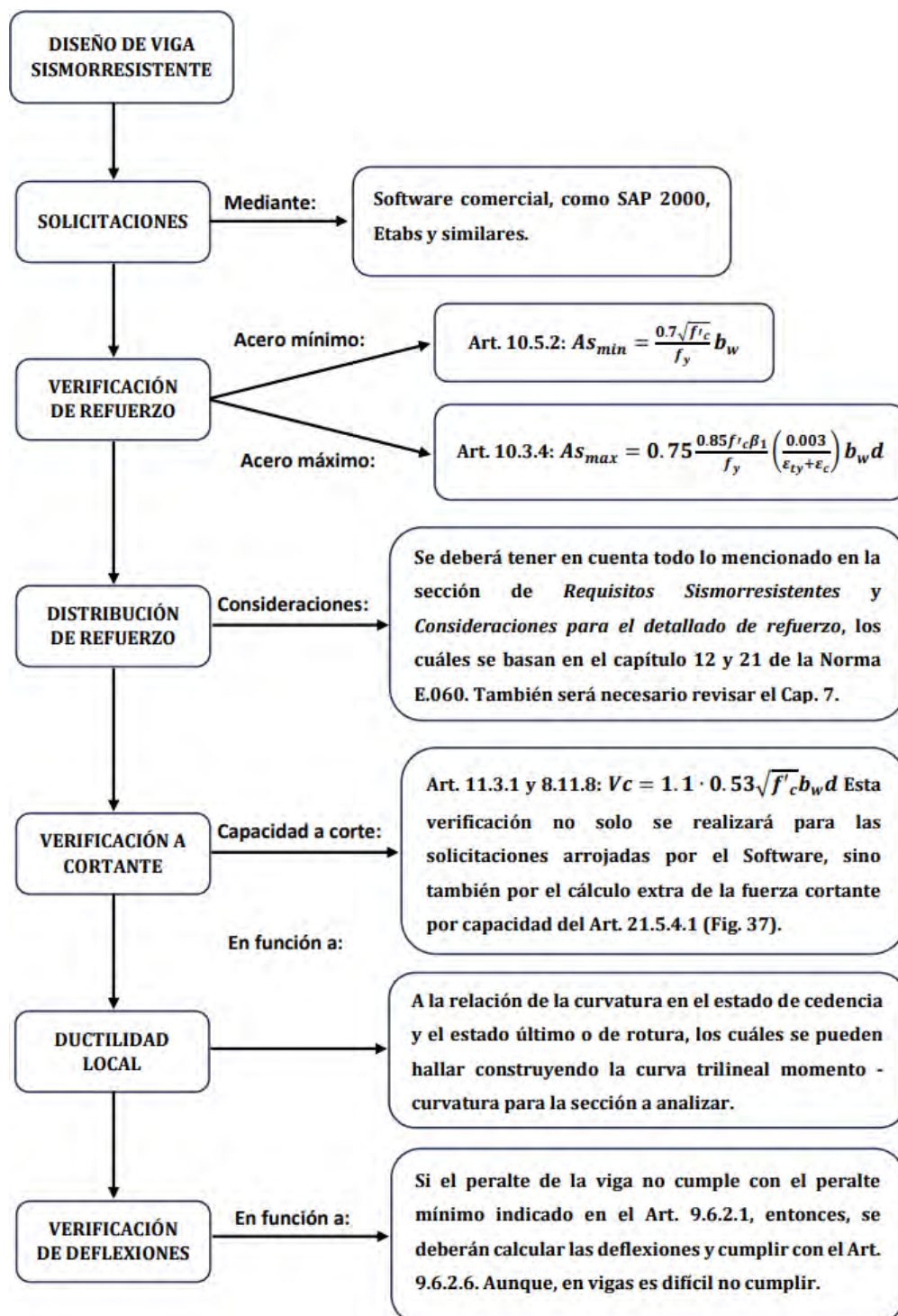
En la Fig. 41, se resumió varios aspectos que menciona la Norma E.060 sobre el detallado del refuerzo longitudinal en vigas, donde la notación “x” representa el punto donde ya no se requiere acero de refuerzo y “c” representa los puntos críticos o de esfuerzos máximos. Habiendo aclarado mejor la Fig. 40, se mencionarán los siguientes puntos:

- La longitud de desarrollo de acuerdo al Art. 12.2.2 o 12.3.3, va depender si en nuestro análisis estructural la barra está trabajando a tracción o compresión; siendo el caso más típico el de tracción.
- Se puede apreciar que hay varias zonas donde se debe embeber la varilla una distancia igual a “ L_d ” de acuerdo al Art. 12.10.4, ya que este indica que se debe extender “ L_d ” cuando ya no se requiera el aporte de momento resistente de ese refuerzo.
- También se ha colocado el Art. 12.12.3, el cual es un requisito para momentos negativos, lo cual en vigas sísmicas se da tanto en la zona superior como inferior. En este Art. 12.12.3 se indica que por lo menos un tercio del refuerzo por tracción en el nudo debe tener una longitud embebida más allá del punto de inflexión. Sin embargo, en un sistema de pórticos, esto no tiene mucha significancia, ya que los requisitos sismorresistentes nos indican que debemos tener dos barras continuas como mínimo y que éstas deben tener como mínimo un cuarto del refuerzo máximo en el nudo de la viga; por lo tanto, se cumplirá en la mayoría de los casos lo indicado en el Art. 12.12.3.
- En el punto de inflexión para momento positivo, se aprecia una restricción del diámetro de la varilla de acuerdo al Art. 12.11.3. De manera resumida, esta restricción se debe a que la filosofía de diseño de la Norma E.060 se basa en elementos dúctiles; por lo tanto, se busca que este falle por flexión y no por corte; y justamente el Art. 12.11.3 se encarga de tener una mayor pendiente de capacidad a flexión que de corte.

2.5.1.5. Pasos para el diseño de viga perteneciente a un sistema de pórticos

Figura 42

Esquema para el diseño a flexión para vigas de pórticos de concreto armado



Nota. Con base en la Norma E.060 y ciertas consideraciones de otros autores.

2.5.2. DISEÑO DE LOSAS

Hoy en día, existen varios tipos de losas que pueden formar parte de nuestro sistema estructural de entrepiso; sin embargo, visualmente se puede apreciar que las losas más utilizadas son las aligeradas y macizas.

Estos dos tipos de losas en la mayoría de casos se trabajan como diafragmas rígidos; sin embargo, la norma peruana no indica un criterio para determinar si el comportamiento de nuestra losa es rígido o flexible; y esto podría generar inconsistencias en la etapa de diseño (Tenorio et al., 2021).

Por lo tanto, es necesario entender un poco el concepto de diafragma rígido y flexible; para tener un mejor criterio al momento de realizar la estructuración, el análisis y el diseño de nuestro sistema de entrepiso.

2.5.2.1. Diafragma Rígido y Flexible

Un diafragma rígido es aquel que distribuye los movimientos como un cuerpo sólido, sin experimentar deformaciones axiales ni flexiones frente a las cargas aplicadas en su plano. En contraste, un diafragma flexible se deforma al someterse a estas cargas, lo que genera una falta de compatibilidad en los desplazamientos laterales entre los muros (Tenorio et al., 2021).

En la tesis *Propuesta para la identificación de Diafragmas Rígidos y Flexibles en Estructuras de Concreto Armado* (Tenorio et al., 2021), primeramente, se comparó como distintas normas en el mundo trabajan para la identificación de un sistema rígido y flexible; llegando a la conclusión de que la mayoría trabaja con el criterio de la Norma ASCE 7-16, el cual se ubica en el Art. 12.3.1.3; donde la fórmula que definen es la siguiente:

$$\delta_{MDD}/\Delta_{ADVE} > 2$$

Donde:

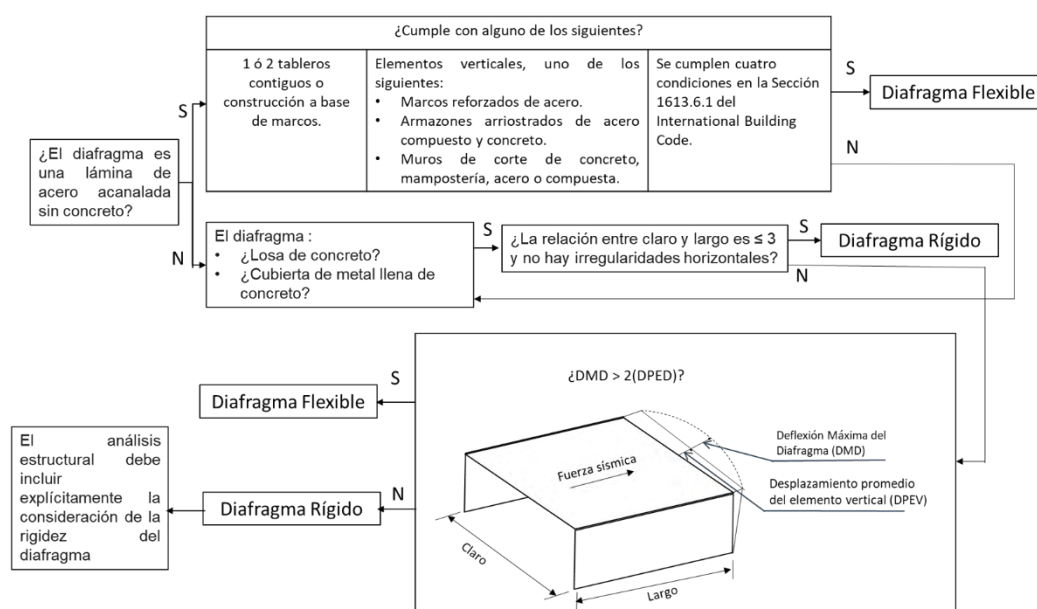
δ_{MDD} : Deflexión máxima del diafragma.

Δ_{ADVE} : Promedio de derivas de los elementos verticales.

En la Fig. 43 también se puede encontrar esta relación y otros requisitos a tener en consideración.

Figura 43

Esquema para identificar entre diafragma rígido y flexible

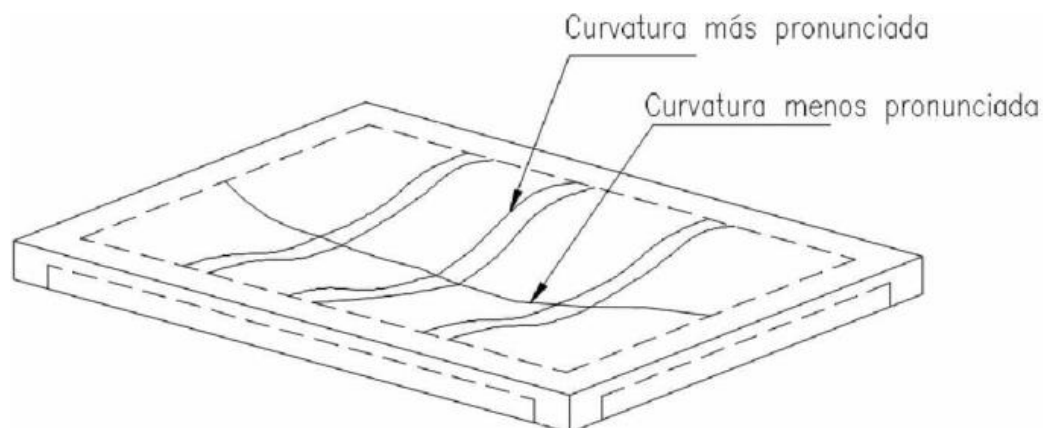


Nota. Imagen extraída de la página *Instituto Mexicano de la Construcción en Acero* (Donnadieu y Castillo, 2019).

Volviendo a la tesis mencionada líneas arriba, el autor recomienda que se considere diafragma flexible si nuestra estructura presenta irregularidad por esquinas entrantes o torsión, especialmente el segundo caso, ya que su análisis se basa en la misma relación de desplazamientos para su verificación.

2.5.2.2. Unidireccionalidad en losas

El concepto de unidireccionalidad hace referencia a que la losa transmite las cargas hacia los demás elementos estructurales en una sola dirección. Y para identificar si la losa va presentar un comportamiento unidireccional, se puede utilizar la relación entre el lado mayor y menor del paño, y en caso esta relación sea menor a dos; entonces tiene un comportamiento bidireccional (Fig. 34) (Harmsen, 2017).

Figura 44*Losa armada en una dirección*

Nota. Imagen extraída del libro *Diseño de Estructuras de Concreto Armado* (Harmsen, 2017).

En la Fig. 44, se puede apreciar por qué colocamos el refuerzo en la dirección más corta, ya que a mayor curvatura le corresponde un mayor momento flector.

2.5.2.3. Método de coeficientes para el cálculo de las solicitaciones

No se profundizará sobre el procedimiento para el cálculo de los momentos flectores y cortantes mediante el método de coeficientes ACI, ya que es un método bastante sencillo de aplicar y se encuentra detallado en el Art. 13.7 de la Norma E.060.

Sin embargo, es importante acotar sobre la información brindada por el artículo *Importancia del Método de Coeficientes del ACI en el Diseño de Losas Continuas de Concreto Armado* (Sánchez et al., 2016), en cual se realizaron varios cálculos de una losa aligerada de cuatro tramos, haciendo variar el tipo de apoyo, las longitudes de cada tramo y la carga viva; para finalmente comparar los momentos obtenidos con el modelado de estas mismas losas en el Software SAP 2000, llegando a la conclusión de que el método ACI es una herramienta eficiente y precisa para calcular momentos flectores en losas unidireccionales (aligeradas, nervadas o macizas). Este enfoque considera las alternancias de cargas vivas y simplifica el análisis de sistemas de vigas continuas, además demostró ser más conservador que el Software SAP 2000.

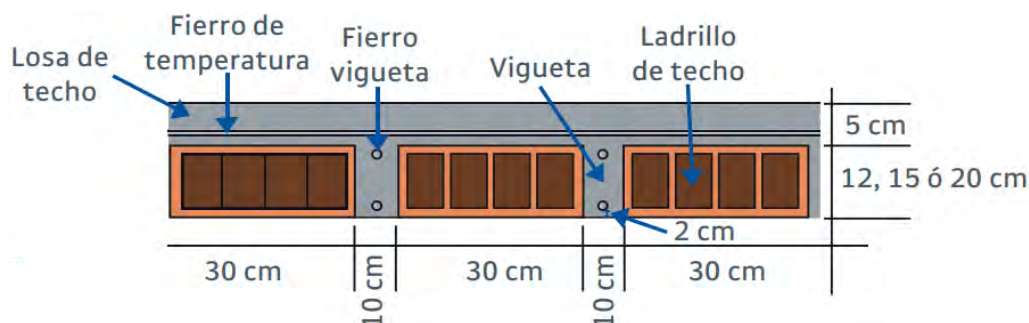
2.5.2.4. Diseño de losa aligerada

Las losas aligeradas son similares a las losas nervadas, las cuales se arman con varias vigas “T” de dimensiones pequeñas. La diferencia radica en que las losas aligeradas usan ladrillos huecos en los espacios dejados por las vigas “T”, lo cual facilita el encofrado a utilizar para las viguetas (pequeñas vigas T).

Este sistema ayuda mucho a reducir el peso por nivel y la cantidad de concreto a necesitar, caracterizándose por ser eficientes y económicas (Harmsen, 2017).

Figura 45

Medidas típicas y componentes de una losa aligerada



Nota. Imagen extraída del *Manual del Constructor* (Aceros Arequipa, 2022).

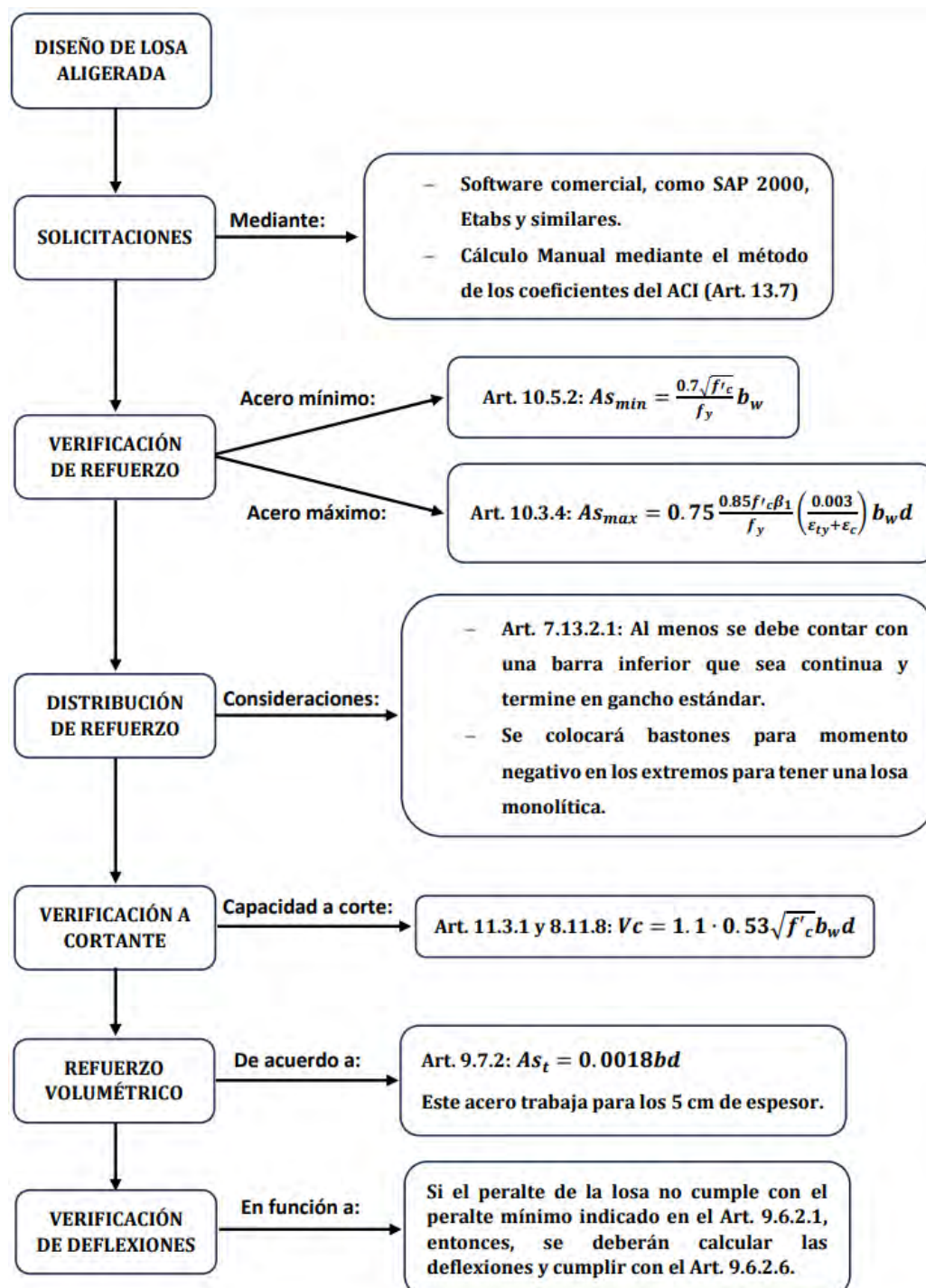
En la Fig. 45, se aprecian las medidas características de una losa aligerada; sin embargo, la Norma E.060 no limita a usar estas medidas; también podemos usar viguetas más anchas, ladrillos más cortos y un espesor de losa mayor a 5 cm. La variación de estas medidas, ya que dará a criterio del ingeniero encargado, pero deberá cumplir con los siguientes artículos de la Norma E.060:

- Art 8.11.2: El ancho de la nervadura mínimo es de 10 cm y la altura máxima es de $3.5b_w$.
- Art 8.11.3: El espaciamiento libre máximo entre nervaduras es 75 cm.
- Art 8.11.5: El espesor de losa no debe ser menor que 1/12 de la distancia libre entre nervaduras, ni menor a 5 cm.

2.5.2.4.1. Pasos para el diseño de una losa aligerada con la Norma E.060

Figura 46

Esquema para el diseño de losa aligerada con la Norma E.060



Nota. También se tuvieron consideraciones de distintos autores.

2.5.2.5. Diseño de losa maciza

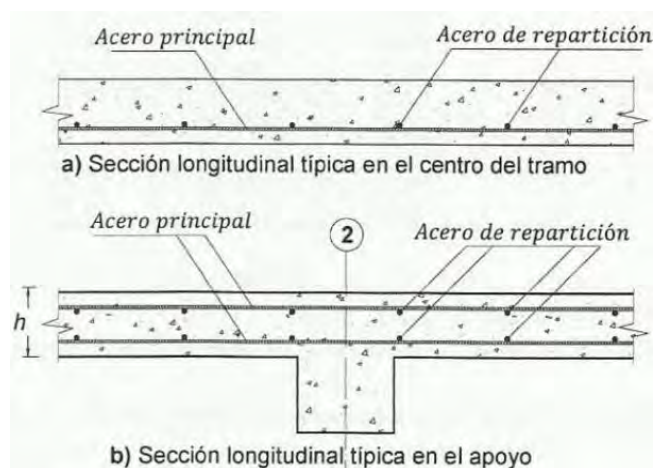
Para tener un criterio de cuando utilizar losas macizas, nos guiaremos de la tesis *Comparación del Análisis y Diseño de Losas Aligeradas bidireccionales y Losas Macizas en Edificaciones de 5 Pisos* (Reyes, 2017), donde se llegó a la conclusión de que una losa aligerada bidireccional presenta un mejor comportamiento y es más económico; sin embargo, hay tener cuidado con este tipo de conclusiones, ya que este resultado se basa en su análisis sísmico y es evidente que una losa maciza representa una mayor carga por nivel; lo cual genera mayores solicitaciones en nuestra edificación. Pero, si comparamos la resistencia a flexión, corte y deflexiones; la losa maciza sobresale por mucho respecto a losa aligerada.

Habiendo leído el párrafo anterior, podemos concluir; que el uso de losas macizas va ser eficiente en zonas críticas donde pueda existir concentración de esfuerzos por paños con formas irregulares; por cargas extras como muros, carros (zonas de estacionamiento), etc.; por la necesidad de colocar elementos sanitarios embebidos en la losa; y situaciones similares.

Respecto a su peralte, lo ideal sería mantener un espesor igual al de la losa aligerada; pero en caso se quiera optimizar recursos, se usa 5 cm menos que el peralte usado para la losa aligerada. En la Fig. 47, se aprecia un poco su armado.

Figura 47

Detalle de acero en losa maciza

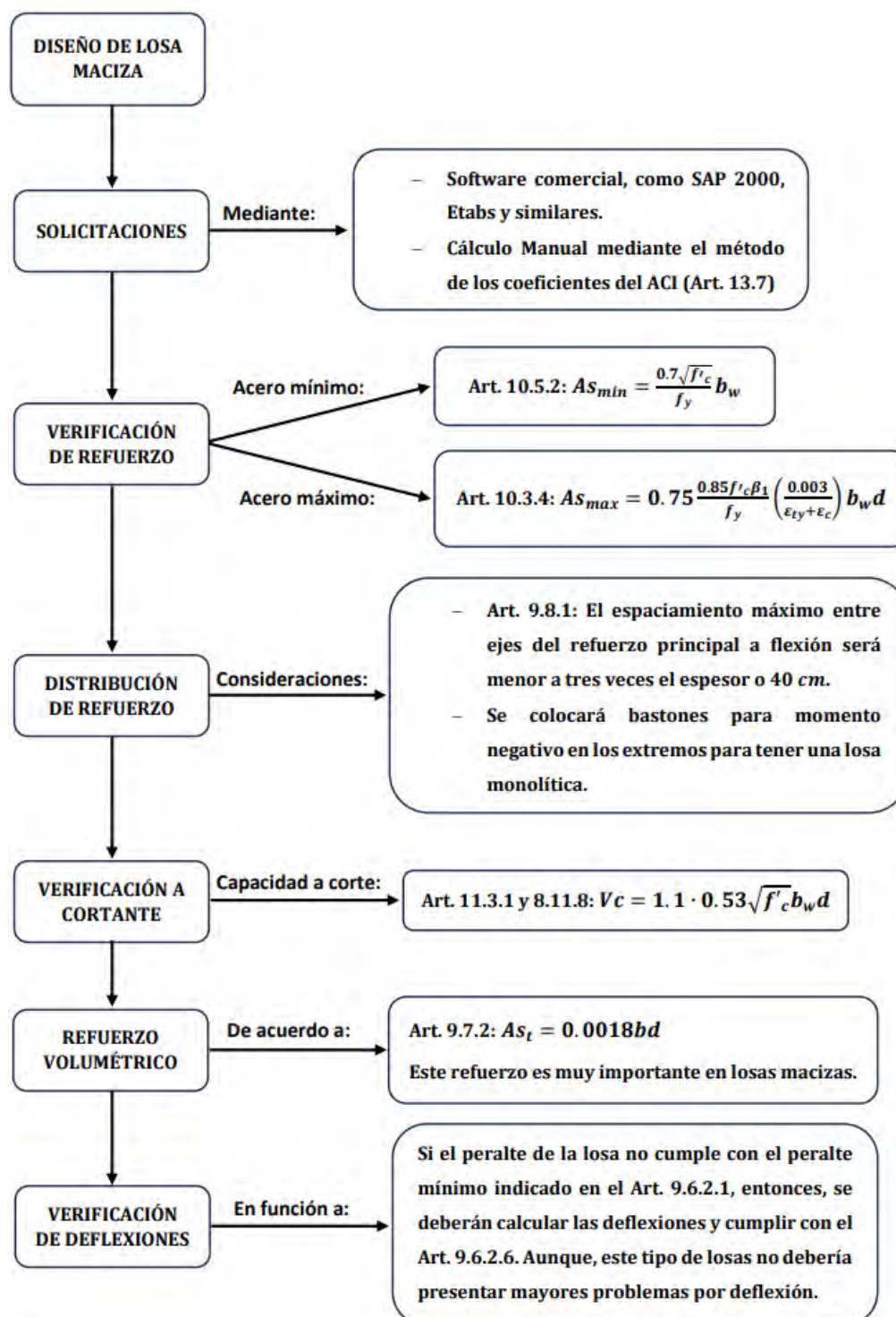


Nota. Imagen extraída del libro del ingeniero (Fargier, 2010)

2.5.2.5.1. Pasos para el diseño de una losa maciza con la Norma E.060

Figura 48

Esquema para el diseño de losa maciza con la Norma E.060



Nota. También se tuvieron consideraciones de distintos autores.

2.5.3. DISEÑO DE ESCALERAS

Comprender todo el tema de escaleras y entender su comportamiento para distintos casos y formas, termina siendo un tema muy amplio y que aún sigue siendo estudiado. Por lo tanto, en esta sección se realizará comentarios sobre cada tipo de escalera y su comportamiento. Además, se colocará ciertas consideraciones a tener en cuenta para el refuerzo en escaleras.

El ingeniero Morales (2010), en su tesis *Criterio de análisis, diseño, ejecución y ejemplos de aplicación sobre sistemas de escaleras de concreto armado*, deja muy en claro que la configuración estructural de una escalera es muy importante, ya que, en edificaciones de más de un nivel, es la única vía de evacuación ante un sismo.

2.5.3.1. Consideraciones para el diseño arquitectónico de escaleras

Tanto un ingeniero estructural como un arquitecto, pueden realizar el diseño arquitectónico de una escalera. Sin embargo, lo habitual es que sea el arquitecto quien proponga tanto las medidas como la forma de la escalera. En ambos casos aplican las siguientes consideraciones de la Norma A.010 (Ministerio de vivienda, 2021).

- Las escaleras deben contar con un máximo de 17 pasos entre descansos (Art. 23.2.a).
- En escaleras lineales, la longitud mínima del descanso es de 0,90 m. En otros tipos de escaleras, el descanso debe tener un ancho igual o mayor que el del tramo de la escalera (Art. 23.2.a).
- La dimensión máxima del contrapaso es de 0,18 m (Art. 23.2.c).
- El ancho de la escalera se mide entre las caras del apoyo con la pared o muro, y el ancho del pasamanos no afecta al ancho, a menos que este sea mayor a 10cm; en ese caso deberá aumentarse el ancho (Art. 23.2.d).
- Las dimensiones mínimas para el paso, varía en de acuerdo al tipo de edificación, en nuestro caso al ser de una vivienda multifamiliar le corresponde un paso mínimo de 0,25 m (Art. 23.2.b).
- Por último, en el Art.22 de la Norma E.010 se indica que existen dos tipos de

escaleras: Escaleras integradas y Escaleras protegidas. Donde, las escaleras integradas son aquellas que tienen como función la transitabilidad y las escaleras protegidas son para casos de emergencia, en el cual los usuarios puedan usar como vía netamente de evacuación. Este último tipo de escaleras, presenta varios casos de análisis y diseño que deberá tener en cuenta el arquitecto.

Luego, para el predimensionamiento de la garganta de la escalera varios autores utilizan valores que rondan entre $L_n/25$ a $L_n/20$, donde “ L_n ” corresponde a la luz libre de uno de los tramos de la escalera (el más crítico).

2.5.3.2. Escaleras de un tramo apoyadas longitudinalmente

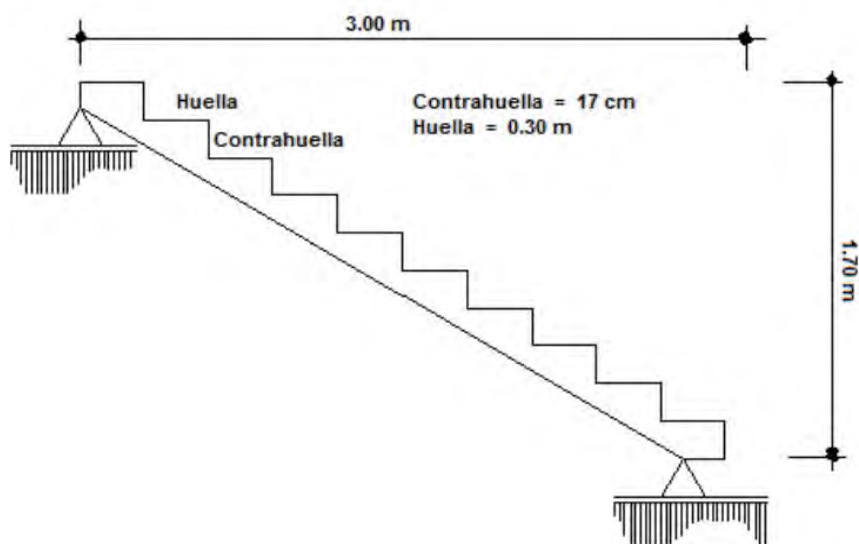
Las escaleras armadas longitudinalmente son aquellas que están apoyadas en sus extremos y que poseen el acero principal dispuesto a lo largo del eje de la escalera y de forma perpendicular a esta (Fernández, 2000).

Algunos autores lo dividen en simplemente apoyados y empotrados. No obstante, dado que el análisis de rigidez de estructuras ha demostrado que no existe un empotramiento perfecto, es aconsejable diseñar estas estructuras como elementos simplemente apoyados (Pérez, 2017).

En la Fig. 49, tenemos las características geométricas de una escalera que ya ha sido diseñada en la tesis del ingeniero (Morales, 2010). En sus tesis, se realizó el metrado de cargas respectivo y se utilizó la combinación de carga $1,2CM + 1,6CV$, obteniéndose una carga distribuida última $W_u = 1100 \text{ lb/ft} = 1,63 \text{ ton/m}$, con la cual se obtuvo el esquema de armado final de la escalera (Fig. 50).

Figura 49

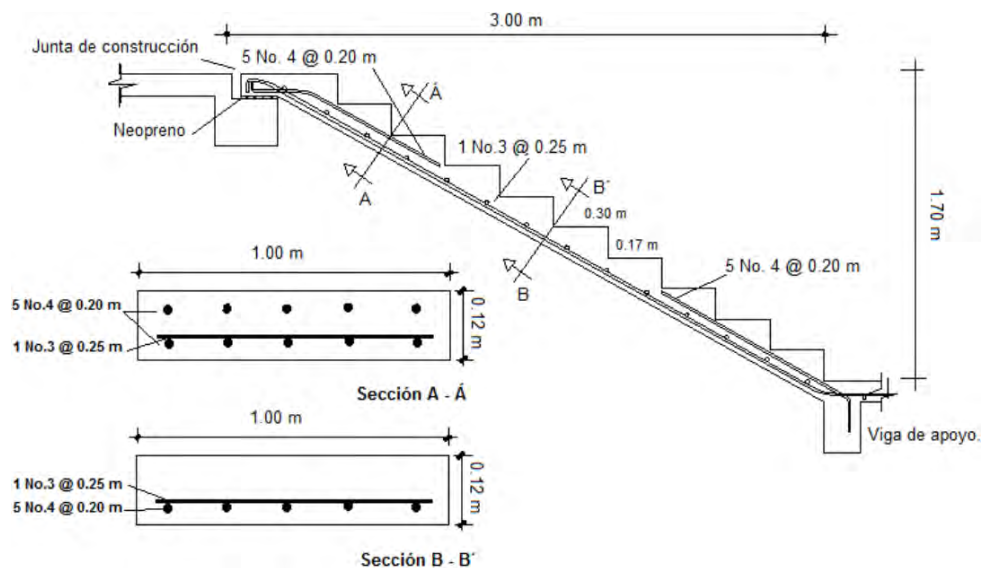
Características geométricas de escalera apoyada longitudinalmente



Nota. Imagen extraída de la tesis del ingeniero (Morales, 2010)

Figura 50

Esquema de armado de escalera apoyada longitudinalmente



Nota. Imagen extraída de la tesis del ingeniero (Morales, 2010)

2.5.3.2.1. Consideraciones para el acero negativo en escaleras apoyadas longitudinalmente

Si anteriormente se mencionó que estas escaleras están simplemente apoyadas, ¿Por qué llevan acero negativo en los extremos? Como en la Fig. 50. Esto en realidad es una buena práctica por parte de los ingenieros, ya que lo hacen por temas seguridad, para controlar la torsión, para mejorar el anclaje, etc. Sin embargo, el acero negativo en los extremos nace por la suposición inicial de que estamos considerando que es simplemente apoyada, puesto que, en la realidad, los apoyos nunca son perfectamente libres de momentos.

Continuando con lo del acero negativo en los extremos, indicaré distintos criterios para obtener ese momento negativo o acero negativo:

- El ingeniero (Pérez, 2017), utiliza la fórmula $W_u \cdot L^2 / 24$.
- El ingeniero (Morales, 2010), considera una 25%, del momento máximo positivo que se haya calculado.
- El ingeniero (Fernandez, 2000), aplica el criterio de acero mínimo en losas macizas de la Norma E.030, utilizando una cuantía de 0.0018.

Finalmente, si me parece un desatino colocar el refuerzo negativo a lo largo de toda la escalera, ya que se estaría realizando un sobre costo innecesario. Sin embargo, este criterio puede cambiar para otros tipos de escaleras.

2.5.3.2.2. Consideraciones para escaleras con varios descansos

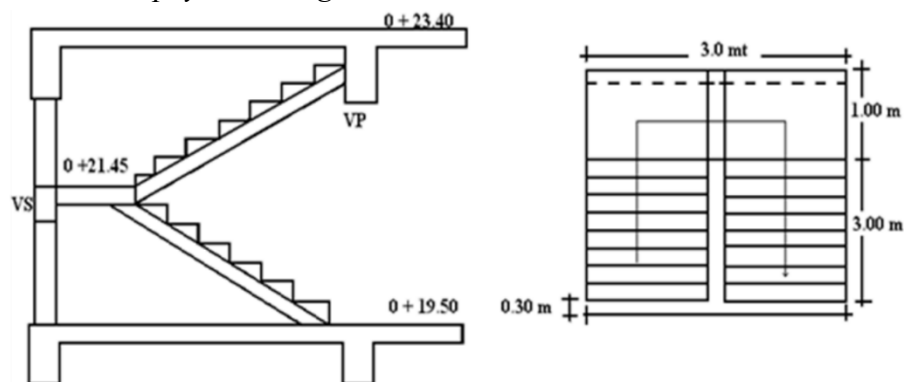
Cuando hablo de escaleras con varios descansos, me refiero a escaleras en “U”, en “L”, escaleras con tres tramos y un tragaluz en medio, etc. Si bien es cierto que esta sección corresponde a escaleras de un tramo apoyadas longitudinalmente; el criterio de análisis es el mismo para los casos mencionados.

Entonces, el problema no es el modelo matemático a considerar, ya que, si hay un tramo, dos tramos o más; se analiza cada tramo por separado como si fuera una viga simplemente apoyada; y justamente en el capítulo III de esta tesis se realizará el diseño

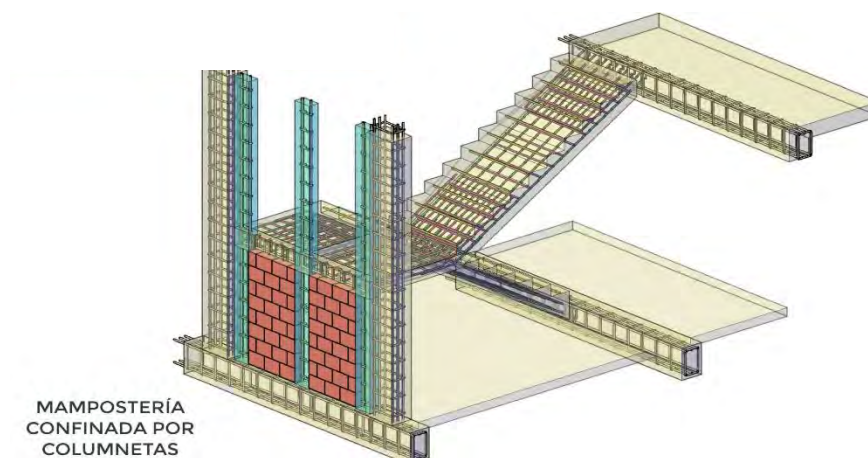
de una escalera con tres tramos. Entonces, el problema es sobre que elemento estructural se está apoyando la escalera. Por lo tanto, voy hacer mención a ciertos casos que se pueden presentar, ya que mencionar todos los casos sería imposible y poco académico.

Como se puede apreciar en la Fig. 51, se está colocando una viga secundaria para que repose el descanso de la escalera en “U” o de dos tramos. Este elemento se puede usar de las siguientes formas:

- Si estamos trabajando con un sistema de albañilería y donde se va ubicar la viga secundaria (vs) hay un muro portante; va alterar su comportamiento del muro portante, entonces hay que tener en cuenta las indicaciones de la Norma E.070 para que las dimensiones de este muro dividido por una viga puedan ser considerados como muros portantes. Por otra parte, simplemente no se considera el aporte de este muro de albañilería en el análisis sísmico; pero sí en la etapa de diseño. Otro caso, sería trabajar con un muro no portante aislado con sus respectivas columnetas (Fig. 52).
- Si estamos trabajando con un sistema dual o de muros estructurales, es mucho más sencillo, ya que la escalera se puede apoyar sin problemas en la placa sin alterar su comportamiento; debido a que este elemento es altamente rígido.
- Si estamos trabajando con pórticos de concreto armado, se complica la situación, ya que lo ideal sería aislar la escalera de la estructura. Pero, esta no es una solución óptima; por lo tanto, se puede utilizar la viga secundaria con muros no portantes con sus respectivas columnetas y aisladas de las columnas del sistema aporticado como se puede apreciar en la Fig. 52. Otro caso sería, considerar la viga secundaria apoyada en las columnas; entonces se tendría que tener en cuenta el efecto de columnas cortas y diseñar la columna del pórtico para que soporte grandes esfuerzos a cortante.

Figura 51*Escalera apoyada en viga secundaria*

Nota. Imagen extraída de la tesis del ingeniero (Pérez, 2017)

Figura 52*Imagen referencial para viga intermediaria en escalera*

Nota. Imagen extraída de YouTube, del vídeo con nombre *Escalera, cómo diseñarlas, apoyarlas y detallar su acero de refuerzo* (<https://youtu.be/-anzbiR-B5A?si=5CnhpbyrWb5JXJQ7>).

Por último, si uno revisa el proceso constructivo de las escaleras; puede apreciar que apoyan las escaleras en las columnas, y esto no significa que pueda ocasionar grandes alteraciones en el comportamiento de las columnas, ya que, para que se produzca el efecto de columna corta, tiene que estar confinada la columna al menos en una de sus direcciones. Se puede reducir aún más este efecto si no consideramos el apoyo como una viga secundaria peraltada. Sin embargo, no dejan de ser malas prácticas y lo mejor es evitar estas situaciones.

2.5.3.3. Escaleras ortopoligonales

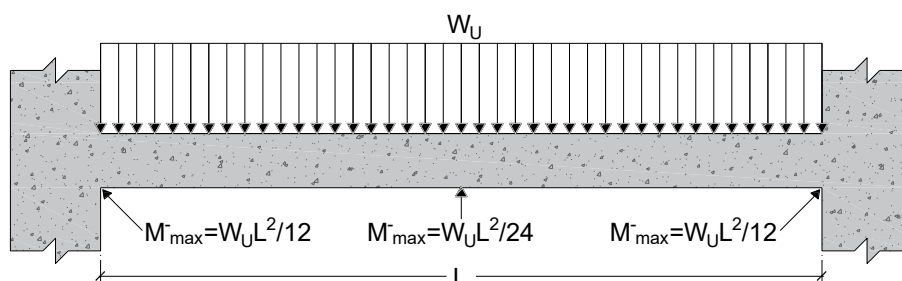
Este sistema de escaleras se distingue por la ausencia de una losa plana que lo recubra; en su lugar, está formado por una sección escalonada compuesta de huellas y contrahuellas. Este tipo de configuración puede clasificarse como un sistema especial (Pérez, 2017).

El análisis y diseño de estas escaleras es sumamente sencillo, ya que se hacen muchas simplificaciones. Sin embargo, esto no significa que su diseño y análisis sea erróneo; muy por el contrario, estas simplificaciones son bastante conservadoras. Justamente el ingeniero Pérez (2017), indica que se realizaron investigaciones del cálculo simplificado con métodos experimentales; y se llegó a que el método que usamos es bastante conservador.

El método mencionado, es considerar la escalera como una viga doblemente empotrada. En la Fig. 53, se puede apreciar el modelo y los momentos máximos.

Figura 53

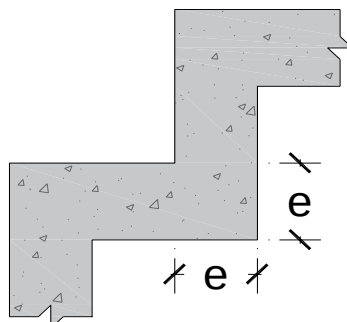
Idealización de escalera ortopoligonal como viga doblemente empotrada



Nota. Imagen realizada con AutoCAD.

En el cálculo de escaleras, los momentos que se obtienen son bajos; y en las escaleras ortopoligonales son menores aún. Es por este detalle, que para el diseño de las varillas longitudinales se utiliza el momento negativo en todo el tramo.

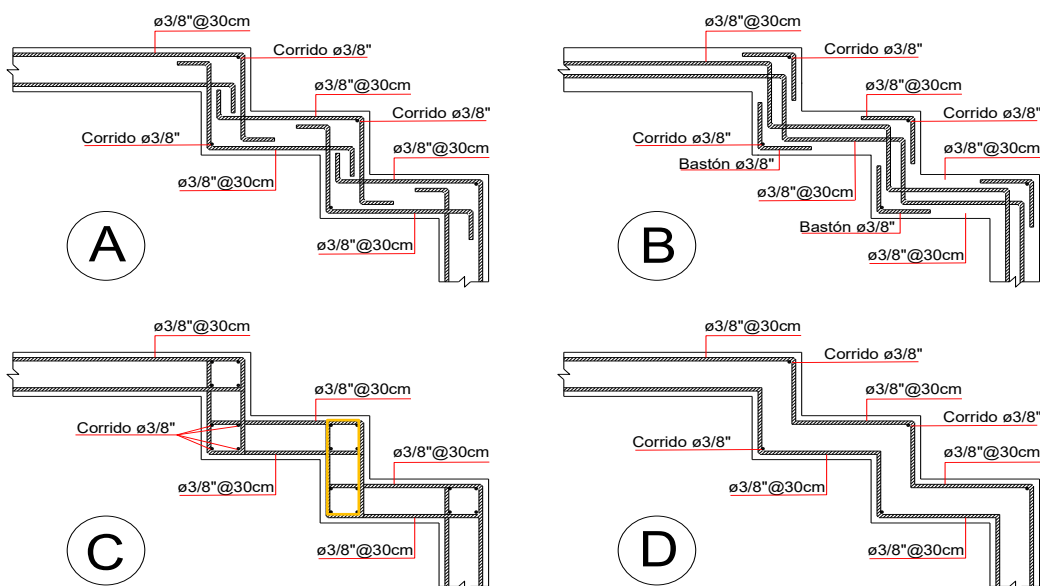
El espesor (Fig. 54) de las escaleras ortopoligonales se puede calcular en un rango de $L/25$ a $L/30$, donde “ L ” es la longitud del tramo más largo de la escalera.

Figura 54*Espesor de escalera ortopoligonal*

Nota. Imagen realizada con Autocad.

2.5.3.3.1. Consideraciones para el armado del refuerzo longitudinal y transversal

Nos apoyaremos del artículo *Escaleras Ortopoligonales* (Álvarez et al., 2020), en el cual expone cuatro tipos de armados (Fig. 55) con sus respectivas ventajas y desventajas.

Figura 55*Tipos de armado de refuerzo en escaleras ortopoligonales*

Nota. Imagen realizada con AutoCAD.

A) La configuración permite que la escalera funcione como una membrana

flexible y estable, ya que cada barra longitudinal atraviesa al menos tres secciones de la estructura. Además, se distribuyen estratégicamente para evitar la formación de juntas en los nudos. No obstante, el diseño implica un alto nivel de corte de las barras, lo que genera un considerable desperdicio de material.

- B) Al igual que el armado “A”, esta disposición brinda flexibilidad a la escalera ortopoligonal. Dado que las barras están colocadas de forma continua, el desperdicio de material es menor en comparación con el diseño anterior. Además, la disposición de las barras continuas ayuda a evitar la creación de nudos articulados.
- C) Esta configuración resulta en una estructura muy rígida, ya que cada componente se construye de manera individual, similar a una viga. Aunque este método puede aplicarse, no refleja completamente los resultados obtenidos en el análisis estructural. Sin embargo, es el método más utilizado, porque tenemos nudos rígidos, y justamente es sobre este armado que se realizaron ensayos experimentales.
- D) Este diseño utiliza barras continuas, pero se colocan de tal manera que generan articulaciones en los nudos, lo cual hace que no sea un armado recomendado.

El refuerzo transversal, se coloca como refuerzo por temperatura o también para montaje. Su cálculo no va variar mucho, ya que siempre se va considerar el acero mínimo para su diseño. Además, de acuerdo a la Fig. 55, el caso “C”, las características geométricas que se deben considerar para el cálculo del acero transversal, corresponden al elemento delineado con color naranja, puesto que su comportamiento será similar al de una viga.

Finalmente, indicar que no es necesario realizar un análisis complejo de este tipo de escaleras, ya que el ingeniero Fernandez (2000), en su libro *Análisis y diseño de escaleras*, hizo la comparación de tres métodos: analogía de columna, carga puntual y carga repartida; llegando a la conclusión de que la diferencia es mínima y que el método

más conservador es considerar la carga repartida.

2.5.3.4. Escaleras Autoportantes

Las escaleras autoportantes, autosoportadas o en inglés *Cantilver* se caracterizan por no presentar un elemento estructural extra como apoyo intermedio, y justamente de ahí proviene su nombre.

Su uso puede tener fines estéticos como también estructurales, ya que el modelo es llamativo y no depende de columnas como apoyo para el descanso. Es por este motivo que ganó gran popularidad y se hicieron varios estudios al respecto, de los cuales tres son los más utilizados: Método de Stev's, Método de Cusengs y Kuang, y Método de Fuchsteiner (Tang, 1969).

En el artículo *Structural Analysis of a Reinforced Concret Cantilever Staircase* del ingeniero Tang (1969), se realizó el análisis estructural utilizando los tres métodos mencionados; llegando a la siguiente conclusión: “Existe algunas discrepancias en los valores obtenidos por los diferentes métodos, y esto se debe a que el analizar estas escaleras por un cálculo manual es altamente complejo; entonces al partir por ciertas suposiciones cada autor de los métodos indicados, ocasionará que existan diferentes resultados. Sin embargo, todos estos métodos coinciden en cuánto a su comportamiento que tienen con respecto a los resultados experimentales.

Finalmente, el método que perduró es el de Stev's, ya que es mucho más complejo y abarca más variables para entender a detalle cómo se comportará la escalera autoportante. Sin embargo, el problema de este método radica en que la escalera tiene que ser simétrica, caso contrario; estaríamos aplicando injustificadamente los pasos proporcionados para la obtención de los momentos flectores, fuerzas cortantes, esfuerzos, etc.

2.5.3.4.1. Análisis de escaleras autoportantes por el método analítico de Stev's

Este método consiste en el cálculo de nueve casos o estados que se presentan por la distribución de los esfuerzos antes las cargas sometidas. Los casos son siguientes:

- **Caso 1: Flexión simple en la rampa superior.** Mediante este caso se calculará el acero longitudinal y su cálculo es similar al de una escalera apoyada longitudinalmente (Fig. 56).
- **Caso 2: Flexión simple en la rampa inferior.** Se analiza igual que el caso 1, y se puede apreciar mejor en la Fig. 56.
- **Caso 3: Flexo-tracción en la rampa superior.** Este análisis se realiza porque se presenta una fuerza de tiramiento debido a todas las cargas que reposan sobre el descanso, provocándose así esfuerzos de flexo-tracción en el tramo superior.
- **Caso 4: Flexo-compresión en la rampa inferior.** Este caso es similar al caso 3, pero con la diferencia de que la fuerza es de compresión; lo cual provocará esfuerzos a flexo-compresión, ya que esta fuerza genera un momento alrededor del eje perpendicular de la escalera.
- **Caso 5: Flexión vertical en el descanso.** Debido a que en el caso 1 y 2 se produce una fuerza vertical resultante en el descanso y en el caso 3 y 4 se producen efectos secundarios producidos por la descomposición de los esfuerzos debido a la compresión y tensión en los tramos inferior y superior; se producirán esfuerzos verticales en la zona del descanso (Fig. 57).
- **Caso 6: Flexión horizontal en el descanso.** Este caso es similar al caso 5.
- **Caso 7: Esfuerzo axial en las rampas superior e inferior.** Este caso no interfiere con el diseño ni el análisis.
- **Caso 8: Momento debido al empotramiento en el apoyo superior.** Este cálculo es necesario, ya que, para el cálculo de los casos del 1 al 6, se supone que el descanso trabaja como un apoyo fijo. Sin embargo, este punto si va presentar deformaciones; tanto por efectos de esfuerzos a flexión como axiales.
- **Caso 9: Momento debido al empotramiento en el apoyo inferior.** Similar al caso 8.

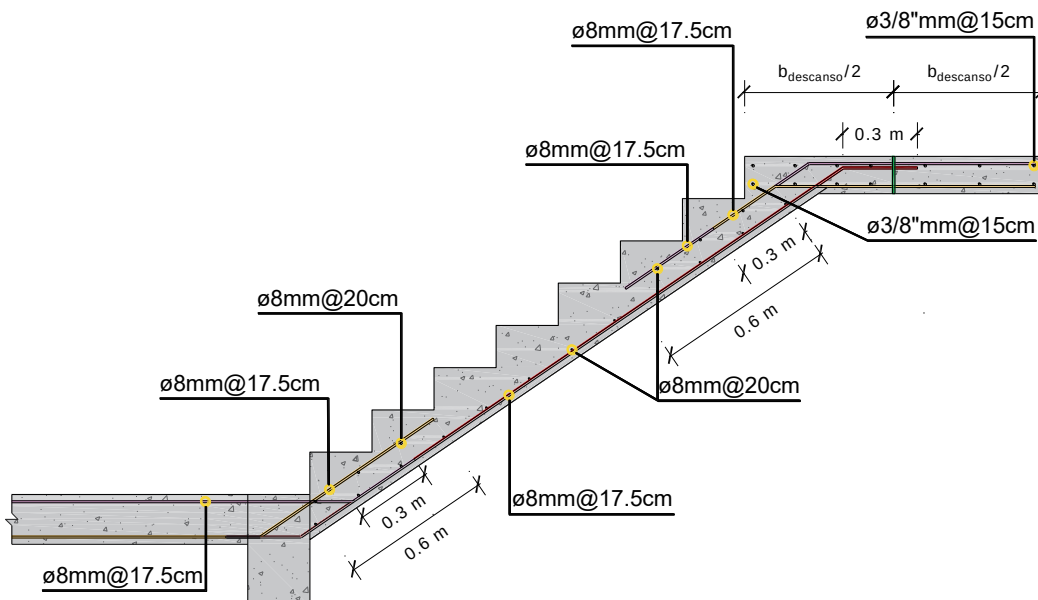
2.5.3.4.2. Consideraciones para acero de refuerzo en escaleras autoportantes

El armado de una escalera autoportante es similar al de una escalera de dos tramos con descanso. Entonces, solo se tendrá en consideración las siguientes pautas:

- A diferencia de los otros tipos de escaleras, esta se caracteriza por presentar una gran concentración de esfuerzos en el descanso; y es por eso que va presentar doble malla para el acero de refuerzo longitudinal y transversal en esta zona (Fig. 58).
- Al no contar con un apoyo real en el descanso, se produce un momento de empotramiento en los apoyos del tramo inferior y superior; por lo tanto, es necesario asegurar un correcto anclaje, respetando los requisitos de la Norma E.060.
- El armado del acero longitudinal y transversal en los tramos; es similar al de las escaleras con apoyo intermedio.

Figura 58

Detalle de armado del primer tramo de una escalera autoportante



Nota. Imagen realizada con AutoCAD.

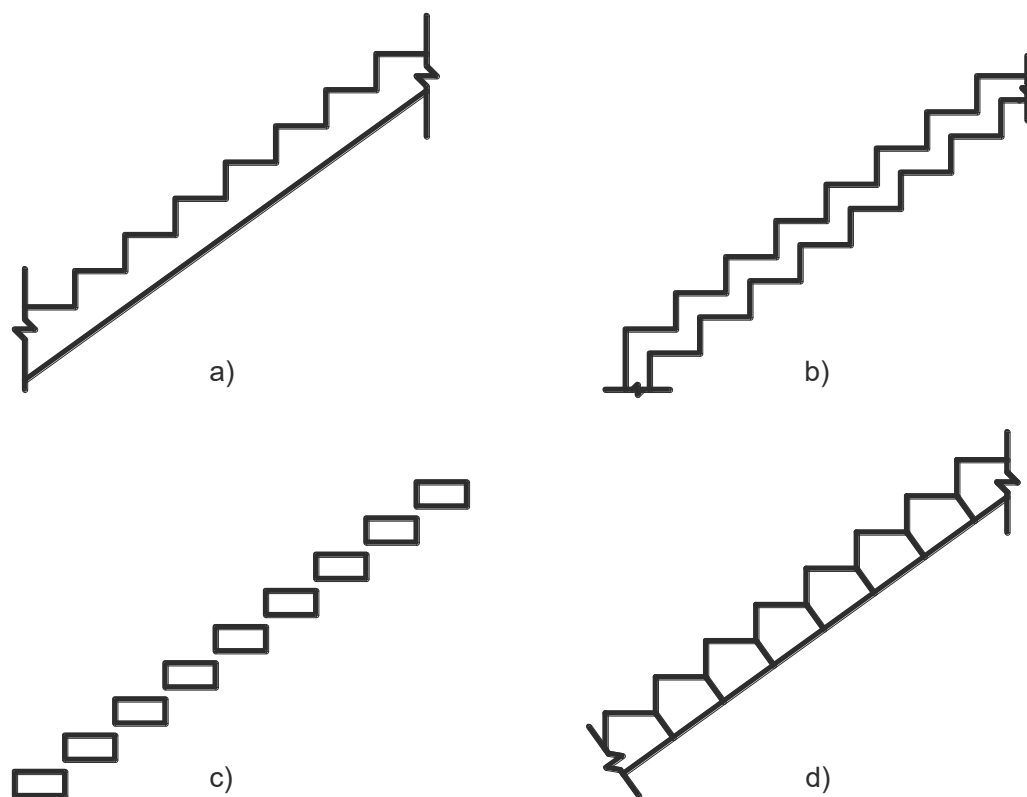
2.5.3.5. Escaleras apoyadas transversalmente

Se trata de escaleras con apoyos en los extremos de las huellas o contrapasos, y utiliza únicamente refuerzo transversal, lo que permite que cada escalón sea autoportante. Según su diseño, puede considerarse simplemente apoyado o empotrado en los extremos (Morales, 2010).

Estas secciones pueden tomar varias formas (Fig. 59), lo cual hará que tengamos distintas consideraciones para su diseño.

Figura 59

Formas de secciones para escaleras apoyadas transversalmente



Nota. Imagen de acuerdo al libro del Ing. Morales.

Aparte de las secciones mostradas en la Fig. 59, se podrían dar más casos; sin embargo, estas son las más típicas; siendo la escalera “c)” la más utilizada y una de las más estéticas.

2.5.3.5.1. Consideraciones para el análisis de escaleras apoyadas transversalmente

Las siguientes consideraciones para el diseño de escaleras, fueron extraídas del libro *Diseño de Escalera* (Fernandez, 2000).

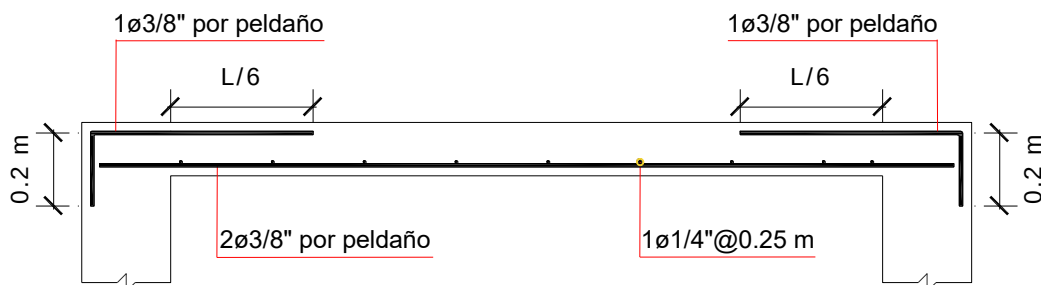
- Para los casos a), b) y d), se puede dar el caso de escaleras anchas (mayores a 3 m), en el cual se cuente con dos apoyos, los cuales normalmente serían muros de concreto armado para que haya un correcto anclaje; por lo tanto, podemos considerar al peldaño como doblemente empotrado; sin embargo, para el cálculo del momento positivo, se podría considerar el caso de doblemente articulada con fines de seguridad.
- Para los casos a), b) y d), en el cual solo cuente como apoyo un muro de concreto armado, se considerará como empotrada en un solo lado y el otro en voladizo. Este caso es muy peculiar, y se hace con materiales como el acero o la madera, ya que presentan mejores propiedades a tracción. Vale aclarar que estamos hablando de una escalera “sin apoyo longitudinal”.
- El caso c), es el más representativo del nombre “apoyada transversalmente”, también es conocido como “escalera flotante”. Evidentemente, se analiza como una viga en voladizo con un extremo empotrado y en su cálculo se hace énfasis en el acero a tracción por momento negativo, el desarrollo del refuerzo de anclaje y verificación de los desplazamientos máximos permisibles (Norma E.060 – Art. 9.6.2.6).

2.5.3.5.2. Consideraciones para el armado de escaleras apoyadas transversalmente

En este caso, mostraremos el detalle de refuerzo para el caso a) y para el caso c), en la Fig. 60 y Fig. 61 respectivamente. También se realizará un comentario respecto al armado de cada caso.

Figura 60

Detalle de sección de escalera apoyada transversalmente en muros



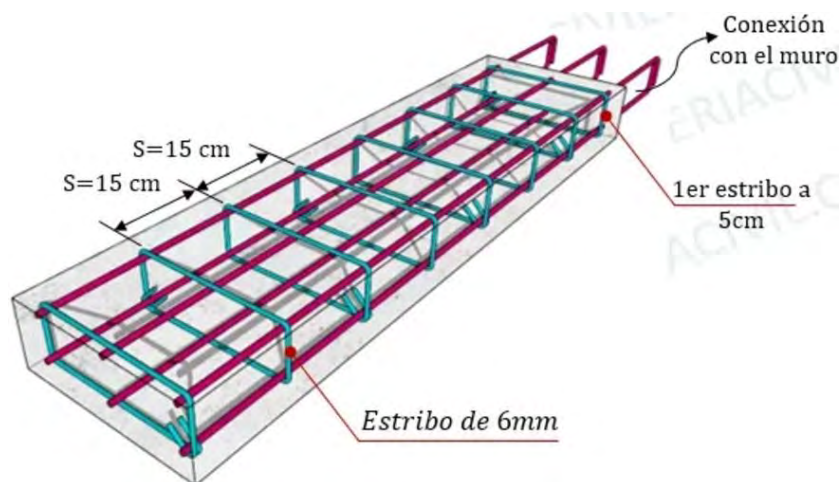
Nota. Imagen mejorada del libro *Diseño de Escaleras* (Fernandez, 2000).

Comentarios a la Fig. 60:

- Se puede apreciar en la Fig. 41, que no es necesario el uso de estribos, ya que, al realizar el metrado de cargas, se obtiene cargas distribuidas muy bajas.
- En la dirección longitudinal de la escalera se utilizará acero por temperatura.
- El ingeniero Fernandez, nos brinda el criterio de “ $L/6$ ”, para la longitud de desarrollo del refuerzo negativo.

Figura 61

Detalle de sección de escalera flotante



Nota. Imagen extraída de la página *Libre Ingeniería Civil* del Ing. Jorge Condori.

Comentarios a la Fig. 61:

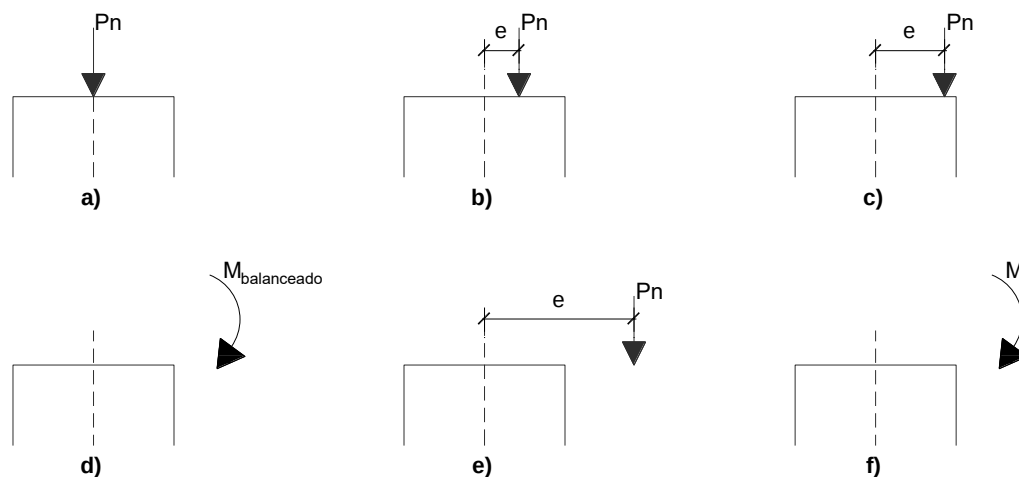
- Este caso es el más similar en cuanto a comportamiento que el de una viga de concreto armado; por lo tanto, deberá cumplir ciertos requisitos; como el de usar refuerzo transversal por montaje.
- El acero negativo es indispensable en este tipo de escaleras; sin embargo, se puede apreciar que también hay acero positivo en toda su longitud. Esto con la finalidad de brindar un mayor control de deflexiones, ya que el acero por compresión ayuda en este aspecto.
- Nuevamente vemos que es necesario que exista un anclaje correcto en el muro, para que no haya fisuras y tengamos un correcto desarrollo del acero negativo.

2.5.4. DISEÑO DE COLUMNAS

Al igual que en el apartado de vigas, se dará prioridad al diseño de columnas para un sistema de pórticos en concreto armado, ya que existe mucha información sobre este tema en función al contexto en el cual se esté aplicando. Por lo tanto, esta sección se va resumir en los siguientes puntos: carga axial y flexión, diagrama de interacción, esbeltez, requisitos sismorresistentes y finalmente una miscelánea de pequeños temas sobre columnas.

2.5.4.1. Carga y Flexión

Entender cómo se comporta un elemento estructural a carga y flexión, es lo que marca la diferencia entre vigas y columnas. Por lo tanto, nos apoyaremos de la Fig. 62 para dar una opinión de distintos casos de carga y flexión en columnas.

Figura 62*Distintos casos de carga y flexión en columnas*

Nota. Imagen realizada en AutoCAD.

De acuerdo a la Fig. 62, tenemos lo siguiente:

- El caso “a” representa una carga axial grande y momento despreciable; por lo tanto, es muy posible que falle por aplastamiento. Además, en este caso, solo encontraremos esfuerzos a compresión.
- El caso “b” representa una carga axial grande y un momento pequeño; de igual forma la columna presentará grandes esfuerzos a compresión, siendo la falla más probable por aplastamiento. En este caso, la distribución de esfuerzos a compresión ya no es uniforme, sino tendrá aproximadamente una forma trapezoidal; indicando que en uno de los lados los esfuerzos a compresión serán mayores.
- El caso “c” representa una carga axial grande y momento apreciable; entonces comienzan a aparecer pequeños esfuerzos a tracción; los cuales aún no son significantes. Por lo tanto, el concreto seguirá presentando como falla más posible el de aplastamiento.
- El caso “d” representa una condición balanceada; esto significa que tanto el acero como el concreto alcanzaron su esfuerzo de fluencia. Este caso, es muy ideal y es casi imposible que ocurra; por lo tanto, podemos decir que su falla

será frágil.

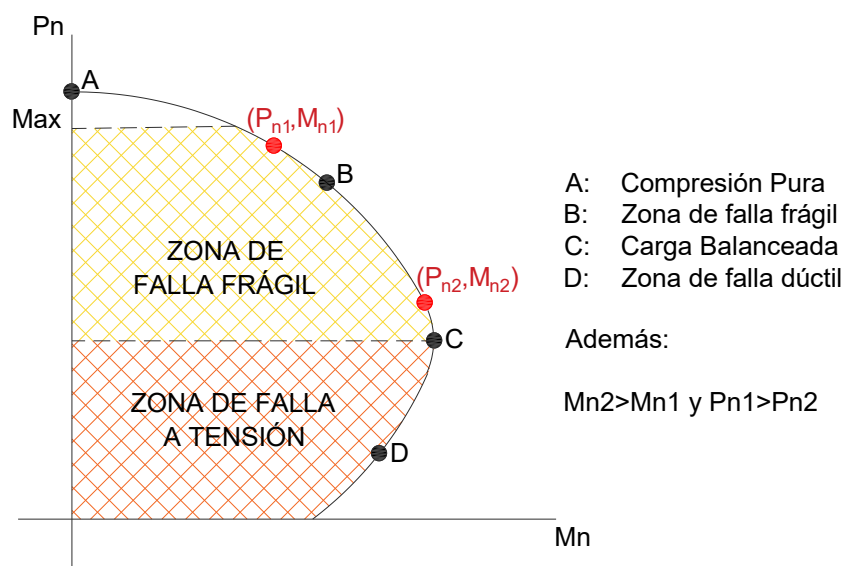
- El caso “e” representa un momento grande y una carga axial pequeña; por lo tanto, en este punto, es el acero que está trabajando a esfuerzos de tensión hasta que el acero alcance su deformación unitaria máxima.
- El caso “f” representa un momento grande y una carga axial despreciable; por lo tanto, esto no lleva al concepto de viga indicado por la Norma E.060: *“Elemento estructural que trabaja fundamentalmente a flexión y cortante”*; en consecuencia, presentará el comportamiento de viga; y ya dependerá del acero colocado para que esté presente una falla frágil por cortante una falla dúctil por flexión.

2.5.4.2. Diagrama de interacción

El diseño de columnas es un proceso complejo, ya que su falla no depende exclusivamente de una sola combinación de carga y momento. En este contexto, los diagramas de interacción se presentan como una herramienta eficaz y rápida tanto para el diseño como para la verificación de estos elementos (C. Rodríguez y Blanco, 2013).

El diagrama de interacción describe el conjunto de combinaciones de P_n y M_n que llevan la sección al límite de su capacidad. Esto se puede ilustrar con el siguiente ejemplo: si reducimos la carga axial aplicada a una columna, la capacidad de la columna para resistir momentos aumentará (Fig. 63). Por el contrario, si incrementamos la carga axial, la capacidad de resistir momentos disminuirá (Oviedo, 2024).

En la Fig. 63, se mostrará el clásico diagrama de interacción con algunos puntos importantes y también explicando el ejemplo indicado en el párrafo anterior.

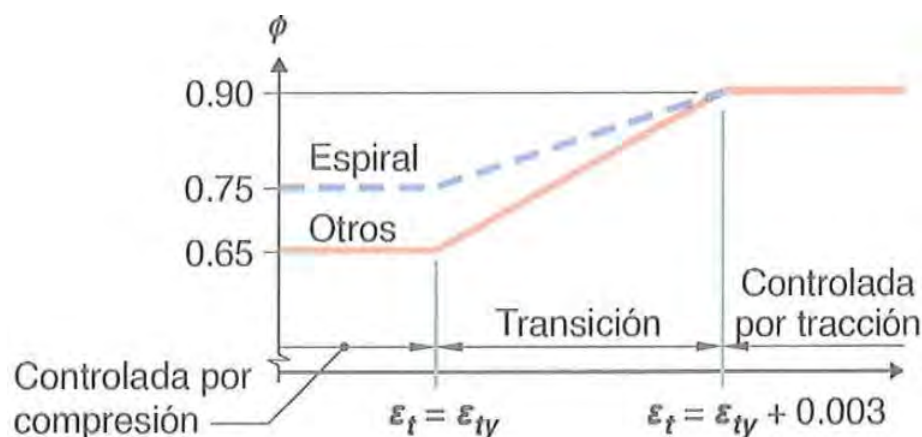
Figura 63*Diagrama de interacción*

Nota. Imagen realizada en AutoCAD.

La forma que presenta la Fig. 63, es cuando no tiene los factores de reducción de la Norma E.060 indicados en el Art. 9.3.2, donde nos da valores de “ ϕ ” para tracción (0,90) y compresión (0,70) para el caso en el que no presenta estribo en espiral. Sin embargo, también nos indica que “ ϕ ” puede incrementarse linealmente hasta 0,90 en la medida que P_n disminuye desde $0,1f'_cA_g$ o P_b , el que sea menor, hasta cero. Esto difiere con lo indicado por el ACI 318-19 en la Fig. R21.2. 2a, que es la mostrada a continuación:

Figura 64

Variación de ϕ en función de la deformación unitaria del acero extremo



Nota. Imagen extraída del Norma ACI 318-19 (ACI 318, 2019)

Por lo tanto, la variación de “ ϕ ” podemos representarlo de forma diferente en ambas normas de la siguiente forma:

Norma E.060:

$$\phi = 0,7 + 0,2 \cdot \frac{(\min(0,1f'_c A_g, Pb) - Pn)}{\min(0,1f'_c A_g, Pb)}$$

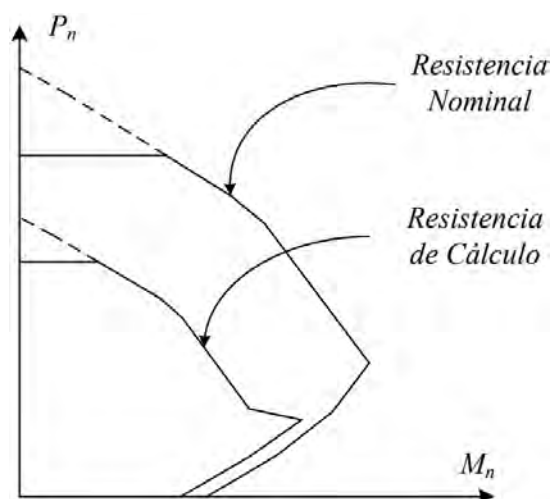
ACI 318-19:

$$\phi = 0,65 + (\epsilon_t - \epsilon_{ty}) \cdot \left(\frac{0,25}{\epsilon_{ty} + 0,003 - \epsilon_{ty}} \right)$$

Estos criterios de seguridad influyen significativamente en la capacidad portante de la sección, especialmente en el diagrama de interacción, siendo más notoria su repercusión en las áreas dominadas por la compresión debido a la naturaleza frágil del fallo del concreto (Rodríguez y Blanco, 2013). Esto se puede apreciar mejor en la Fig. 65.

Figura 65

Diagrama de interacción para la resistencia nominal y de cálculo



*Nota. Imagen extraída del artículo *Influencia del factor de reducción de la resistencia en el diseño de columnas mediante Diagramas de Interacción* (C. Rodríguez y Blanco, 2013).*

Finalmente, el dibujo de un diagrama de interacción se puede realizar con Softwares comerciales, plantillas personalizadas y hasta manualmente (utilizando una cantidad reducida de puntos para el dibujo).

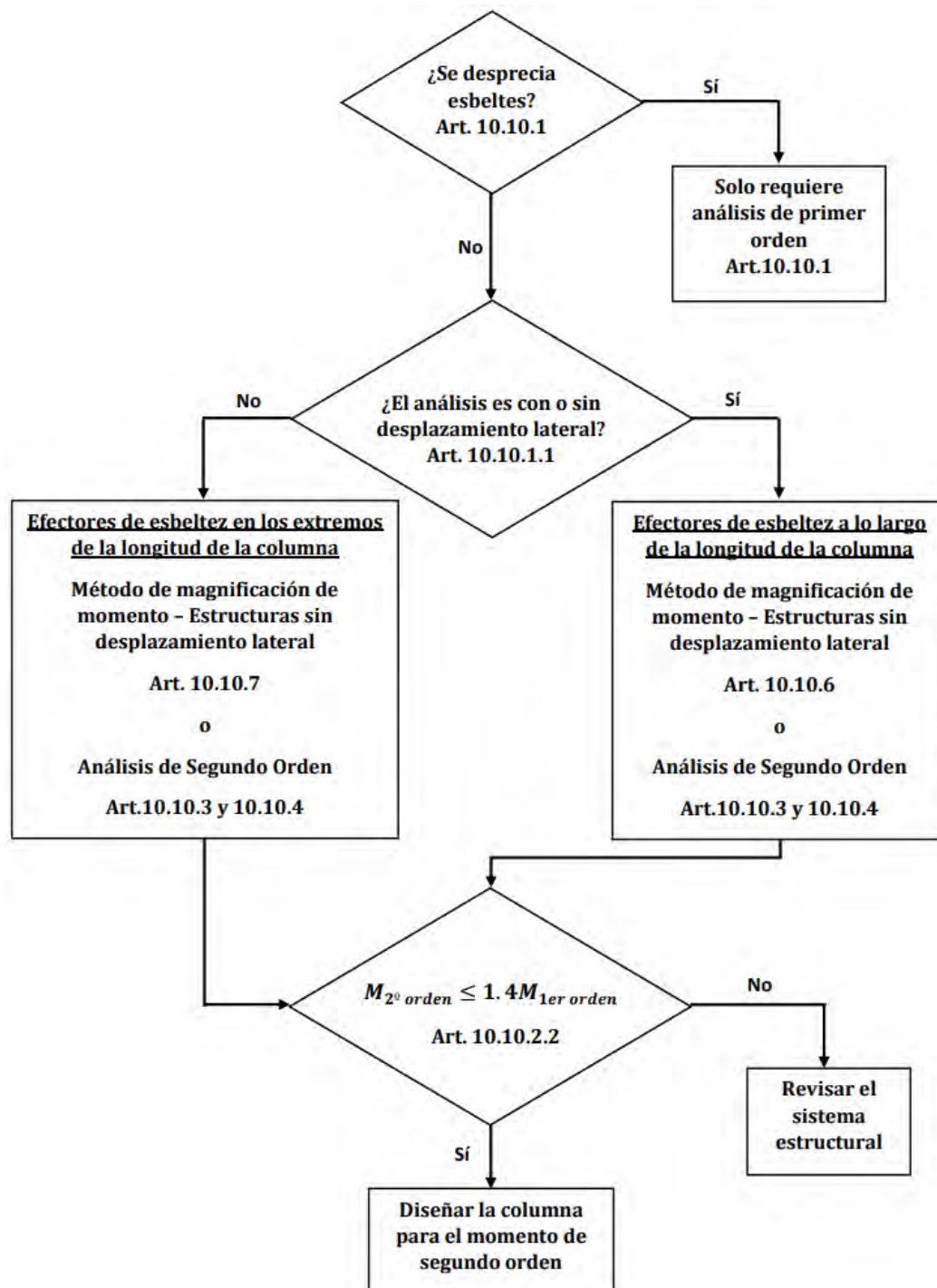
2.5.4.3. Esbeltez

El tema de esbeltez es un tema muy extenso, y normalmente se va dar en proyecto de edificaciones de concreto armado. Por lo tanto, se hará un flujograma para los pasos a seguir de acuerdo a la Norma E.060 para el cálculo de columnas esbeltas.

Una columna se considera esbelta cuando su capacidad última de carga está afectada por su esbeltez, lo que genera momentos adicionales como consecuencia de las deformaciones transversales (Llopiza, 2005).

Figura 66

Flujograma para determinar los efectos de esbeltez en columnas (E.060)



Nota. Imagen adaptada de la Norma ACI 318-19. Acotar, que un sistema de pórticos; siempre va existir desplazamiento lateral; por lo tanto, se trabajará con el Art. 10.10.7 de la Norma E.060

Es importante añadir que el Art. 10.10.1 indica que kl_u/r debe ser menor a 22 para poder ignorar los efectos de la esbeltez. En muchos casos, nos daremos cuenta que nuestra columna si debe considerar la esbeltez.

En caso se quiera ignorar los efectos de esbeltez obteniendo un valor menor a 22 o que no supere por mucho a este valor (en este caso se tendrá que ser más conservador con el diseño), se puede utilizar el siguiente artificio para estimar un peralte de nuestra columna en un sistema de pórticos:

Paso 1: Al ser un sistema de pórticos, nos corresponde el caso de estructura con desplazamiento lateral; por lo tanto, el valor de “ k ” se debe calcular con el nomograma de Jackson y Moreland, que en nuestro caso supondremos un valor de $k = 1,3$.

Paso 2: El valor de “ r ” de acuerdo a la Norma E.060 en el Art. 10.10.1.3 lo podemos estimar como $0,3h$, donde “ h ” es el peralte de la viga en la dirección de análisis.

Paso 3: Reemplazamos los valores indicados y obtenemos “ h ” en función de “ l_u ”.

$$\therefore h_{columna} > \frac{l_u}{5}$$

Esta fórmula no se debe tomar de forma estricta, pudiéndose tomar valores menores a lo indicado por la fórmula.

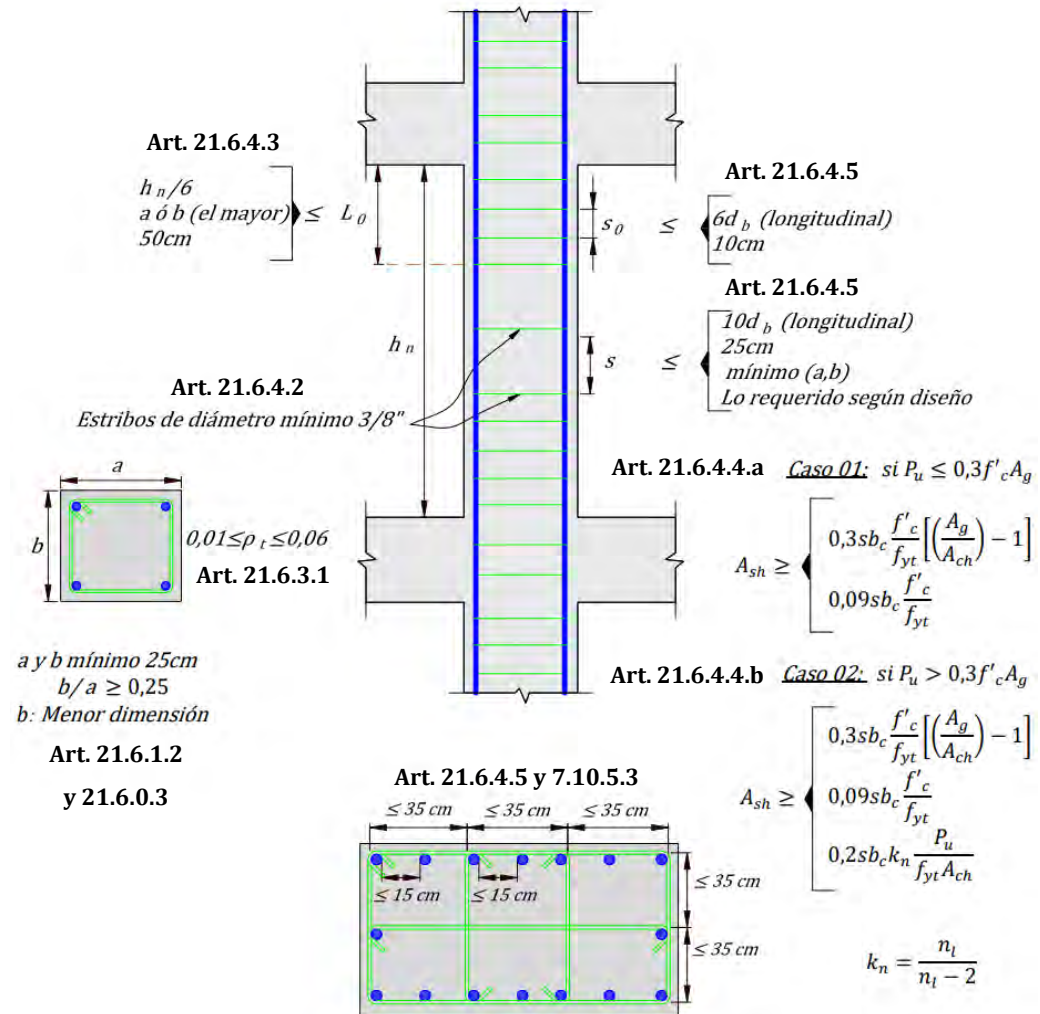
2.5.4.4. Requisitos Sismorresistentes

En la Norma E.060, tenemos dos casos para los requisitos sismorresistente en columna, cuando este pertenece a un sistema de muros estructurales o dual tipo I y cuando pertenece a un sistema dual tipo II o de pórticos. En nuestro caso, analizaremos para el caso de pórticos.

En el capítulo III de este trabajo, se realizará el diseño estructural de una columna paso por paso indicando cada artículo de la Norma E.060; por lo tanto, en la Fig. 67 se resumió varios de los requisitos para el refuerzo de un sistema de pórticos.

Figura 67

Requisitos para el refuerzo transversal y longitudinal en un sistema de pórticos



Nota. Imagen extraída del libro *Diseño de edificios de concreto armado* (Anampa, 2024).

Donde:

k_n : Factor de eficiencia del confinamiento.

n_t : Número de barras longitudinales.

A_{ch} : Área del núcleo confinado medida al exterior del refuerzo de confinamiento.

A_{sh} : Área total del refuerzo transversal.

s : Espaciamiento del refuerzo de confinamiento.

b_c : Dimensión del núcleo confinado del elemento normal al refuerzo con área

A_{sh} y esfuerzo de fluencia f_{yt} medida al exterior del refuerzo de confinamiento.

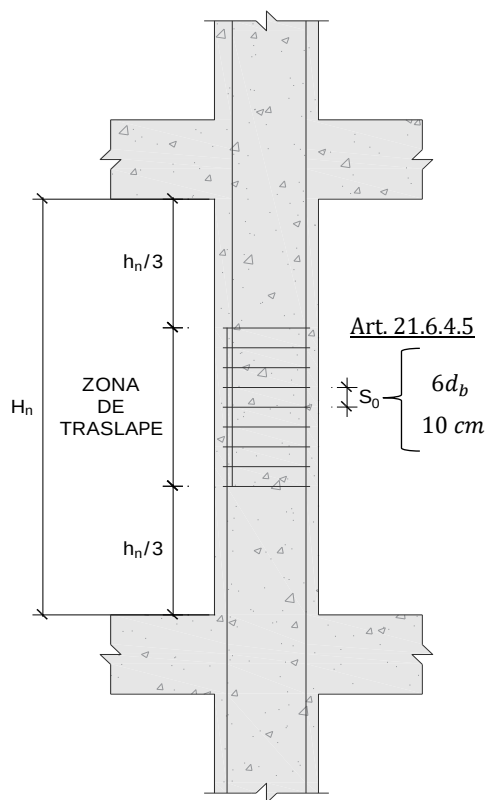
f_{yt} : Esfuerzo de fluencia del refuerzo de confinamiento.

A_g : Área bruta de la sección transversal.

En columnas, también es importante en que zona traslapar, ya que podría decirse que en un 99,9 % de las columnas de sistemas de pórticos; presentan los mayores momentos en los extremos, esto debido a que se presenta una doble curvatura en la columna; por consecuencia, se producirá un punto de inflexión en el cual los momentos serán muy bajos. Por lo tanto, la Norma E.060 en el Art. 21.6.3.3 nos indica que se solo se permite empalme por traslape en la mitad central de la longitud del elemento, y esta zona se ubica dividiendo en tres partes la columna (Fig. 68).

Figura 68

Empalme por traslape en columna de pórtico



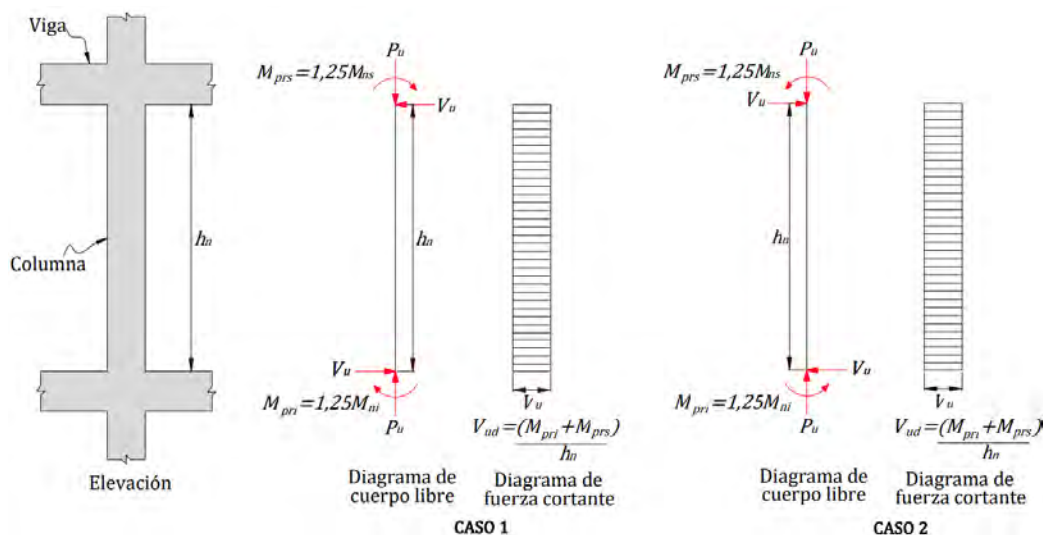
Nota. Imagen realizada en AutoCAD.

2.5.4.4.1. Requisitos de resistencia al cortante en columnas

En el Art. 21.6.5.1 la Norma E.060 nos indica que tenemos que hacer un cálculo adicional para calcular la cortante por capacidad en columnas, el cual en la mayoría de casos es mayor al cortante obtenido por el análisis estructural. Esta cortante por capacidad se calcula considerando las máximas fuerzas en los nudos, basadas en las resistencias máximas probables a flexión ($M_{pr} = 1,25M_p$) y las cargas axiales amplificadas (P_u), donde V_u no debe superar las fuerzas determinadas por la resistencia de los nudos, ni ser menor que el cortante amplificado obtenido del análisis estructura. Esto se puede apreciar en la Fig. 69.

Figura 69

Fuerza cortante de diseño en columnas de pórticos de concreto armado



Nota. Imagen extraída del libro *Diseño de Edificios de Concreto Armado* (Anampa, 2024). Vale aclarar que existen dos casos debido a que se produce una flexión en doble curvatura.

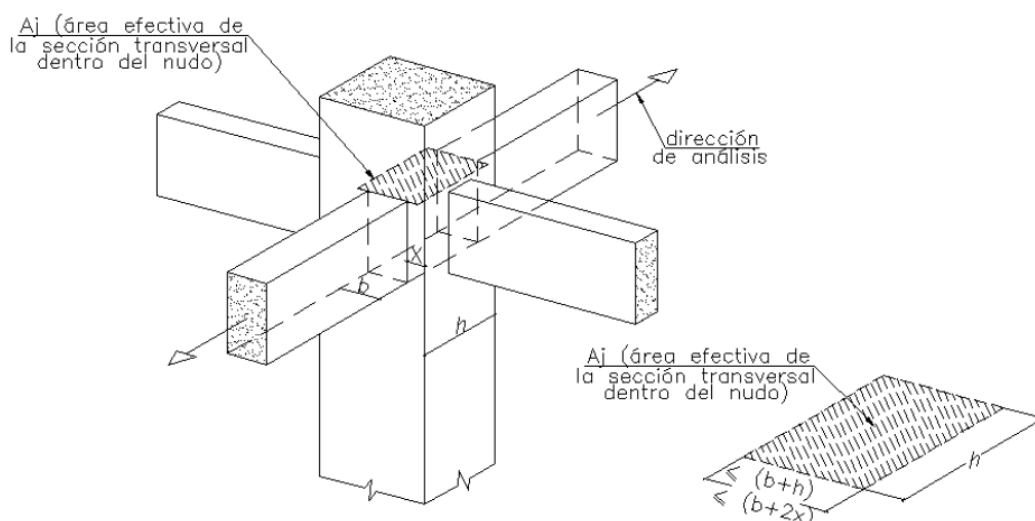
2.5.4.4.2. Requisitos para los nudos de un sistema de pórticos

En un sistema de pórticos, partimos de la hipótesis de que los nudos son altamente rígidos; por lo tanto, debe cumplir con los requisitos indicados en el Art. 21.7 de la Norma E.060:

- **Art. 21.7.2.1, 21.7.2.2 y 21.7.2.4**, las fuerzas en el refuerzo longitudinal de las vigas, en la cara del nudo, deben calcularse considerando un esfuerzo en el acero de 1,25 veces f_y , luego el factor de reducción a considerar es de $\phi = 0,85$. Además, el peralte de la columna deberá ser como mínimo 20 veces el diámetro del refuerzo de la viga que cruza la columna.
- **Art. 21.7.3.2.1**, dentro del nudo se debe cumplir con los mismos requisitos expuestos para la zona de confinamiento de una columna de pórtico.
- **Art. 21.7.3.2**, en caso la viga que llegue al nudo tenga ancho mayor o igual a tres cuartos del ancho de la columna, se puede reducir la cantidad área requerida de acuerdo al Art. 21.6.4.4 y también se puede aumentar el espaciamiento del Art. 21.6.4.5 en 15 cm.
- El **Art. 21.7.4** se resumirá en la Fig. 70 más los comentarios respectivos.

Figura 70

Área efectiva en el nudo



Nota. Imagen extraída de la Norma E.060 (Ministerio de vivienda Construcción y Saneamiento, 2020). Vale recalcar, que es necesario cumplir con las condiciones de la Fig. 69; para que la viga que atraviesa el nudo genere confinamiento en este.

De acuerdo a la Fig. 70, se puede apreciar que se limita al ancho efectivo del nudo; por lo tanto, en caso se quiera considerar todo el ancho de la columna como ancho del nudo; se deberá tener una viga con un ancho igual o mayor a las tres cuartas partes del ancho de la columna en la dirección de análisis correspondiente.

Finalmente, la resistencia del nudo (MPa) dependerá de cuántas caras del nudo estén confinadas, teniendo lo siguiente:

- Para nudos confinados en las cuatro caras : $1,7\sqrt{f'_c}A_j$
- Para nudos confinados en tres o cuatro caras : $1,2\sqrt{f'_c}A_j$
- Para otros casos : $1,0\sqrt{f'_c}A_j$

2.5.5. DISEÑO DE CIMENTACIONES

Como ingenieros estructurales no es necesario comprender a detalle toda la Norma E.050 Suelos y Cimentaciones, el profesional encargado de esta rama es el ingeniero geotecnista. Nosotros dependemos del EMS que este realice; para que podamos trabajar con los resultados obtenidos y; será suficiente con utilizar y comprender el resumen de las condiciones de cimentación (Fig. 71).

Figura 71

Hoja de resumen de las condiciones de cimentación

RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN	
Profesional Responsable (PR):	Ing. Civil CIP:
Tipo de Cimentación:	
Estrato de apoyo de la cimentación:	
Profundidad de la Napa Freática:	Fecha:
Parámetros de Diseño de la Cimentación Profundidad de Cimentación: Presión Admisible: Factor de Seguridad por Corte (Estático, Dinámico) Asentamiento Diferencial Máximo Aceptable:	
Parámetros Sísmicos del suelo (De acuerdo a la Norma E.030) Zona Sísmica: Tipo de perfil del suelo: Factor del suelo (S): Período TP (s): Período TL (s):	
Agresividad del Suelo a la Cimentación: (En caso de suelos agresivos se debe indicar tipo de agresión, tipo de cemento portland, relación a/c y f'_c mínimo, recubrimiento mínimo y otros)	
Problemas Especiales de cimentación Licuación: Colapso: expansión:	
Indicaciones Adicionales:	

Nota. Imagen extraída de la Norma E.050 (Ministerio de Vivienda, 2018). Vale aclarar que donde dice “Ing. Civil” debería ir el ingeniero Geotecnista.

Por lo tanto, será necesario conocer los componentes que trae el resumen de las condiciones de cimentación. Vale aclarar que no se tocará el tema de cimentaciones profundas, debido a que no se aplicará en este proyecto.

2.5.5.1. Conceptos básicos para el diseño de cimentaciones

En esta sección, se tratará en lo posible de mencionar el concepto de cada término utilizado en la Fig. 71, además de otros conceptos necesarios para el diseño de cimentaciones.

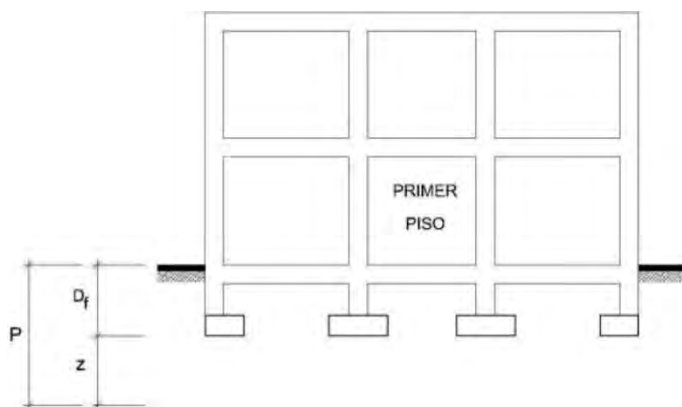
2.5.5.1.1. Profundidad de cimentación

De acuerdo a la Norma E.050 en el Art. 15.3.2, la profundidad de cimentación " D_f " es la distancia vertical desde la superficie del terreno o desde el nivel de piso terminado, hasta el fondo de la cimentación; lo que resulte menor. En caso se tenga sótanos, simplemente es la distancia del fondo de cimentación hasta el nivel de piso terminado del último sótano.

El valor de " D_f " se usa para varios fines, como: Cálculo de la capacidad de carga del suelo, Cálculo de asentamientos, Profundidad de exploración para el EMS, etc.

Figura 72

Profundidad de cimentación en zapatas superficiales



Nota. Imagen extraída de la Norma E.050 (Ministerio de Vivienda, 2018)

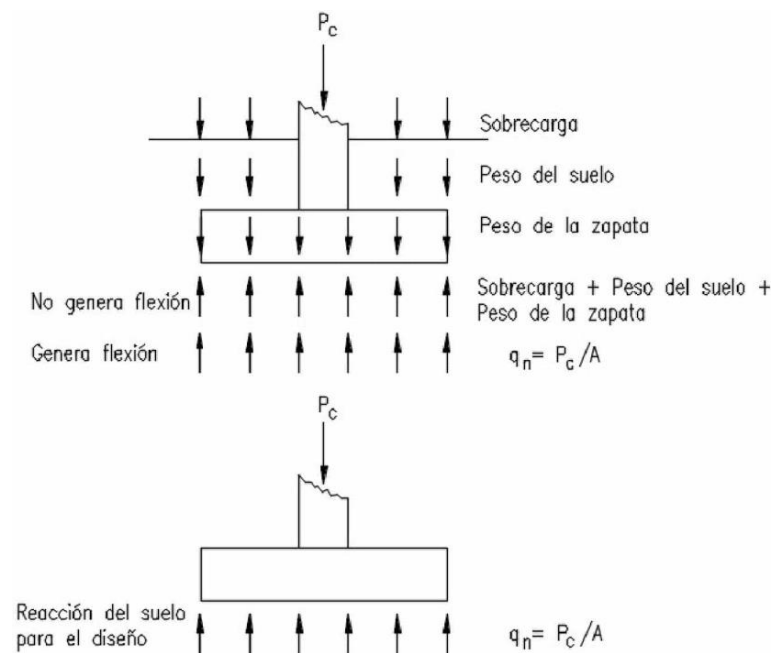
2.5.5.1.2. Presión admisible

De acuerdo a la Norma E.050, la presión admisible es sinónimo de carga admisible y carga de trabajo; y se define como la máxima presión que una cimentación puede aplicar al suelo sin provocar asentamientos excesivos superiores al admisible ni generar una falla por corte de acuerdo a los factores de seguridad del Art. 21; que para cargas estáticas es $Fs = 3$ y para cargas dinámicas $Fs = 2,5$.

Esta definición y forma de trabajar con factores de seguridad puede sonar confuso respecto a cómo trabajar la Norma E.060 y otros autores en sus libros, ya que a esa definición le dan el nombre de capacidad portante; y la presión admisible sería la presión distribuida en la base de la zapata como en la Fig. 73, donde “ q_n ” representa la carga admisible.

Figura 73

Reacción del suelo ante cargas aplicadas



Nota. Imagen extraída del libro del Ing. (Harmsen, 2017)

Esta expresión de carga admisible como lo menciona el Ing. Harmsen, también se utiliza en el artículo *Diseño de zapatas combinadas de lindero de forma rectangular utilizando un nuevo modelo* (Luévanos, 2014).

2.5.5.1.3. Agresividad del suelo o la cimentación

Como se puede apreciar en la Fig. 71, sí o sí la EMS debe presentar un estudio de agresividad del suelo en la cimentación, ya que, sin este, no podríamos darnos el lujo de usar un concreto $f'_c = 210 \text{ kgf/cm}^2$. De acuerdo a la Norma E.050 en el Art. 36.4.2, por la acción de los sulfatos es que se produce la destrucción del concreto causado por la formación de sales agresivas.

La Norma E.060 en el Art. 4.3 hace mención a la exposición a sulfatos, en el cual tenemos a la relación agua-cemento, tipo de cemento y resistencia a la compresión del concreto; en función de la exposición a sulfatos. Todo esto se ve reflejado en la tabla N. 4.4 de la Norma E.060, que en nuestro caso sería la tabla N. 9.

Tabla 9

Requisitos para concreto expuesto a soluciones de sulfatos

Exposición a sulfatos	Sulfato soluble en agua (SO_4) presente en el suelo, porcentaje en peso	Sulfato (SO_4) en el agua, ppm	Tipo de Cemento	Relación máxima agua-material cementante	f'_c mínimo (MPa) para concreto de peso normal y ligero
Insignificante	$0,0 \leq \text{SO}_4 \leq 0,1$	$0,0 \leq \text{SO}_4 \leq 150$	-	-	-
Moderada	$0,1 \leq \text{SO}_4 \leq 2,0$	$150 \leq \text{SO}_4 \leq 1500$	II, IP(MS), IS(MS), P(MS), I(PM)(MS), I(MS)(MS)	0,50	28
Severa	$0,2 \leq \text{SO}_4 \leq 2,0$	$1500 \leq \text{SO}_4 \leq 10000$	V	0,45	31
Muy severa	$2,0 < \text{SO}_4$	$1000 < \text{SO}_4$	Tipo V más puzolana	0,45	31

Nota. Tabla N. 4.4 de la Norma E.060 (Ministerio de vivienda Construcción y Saneamiento, 2020)

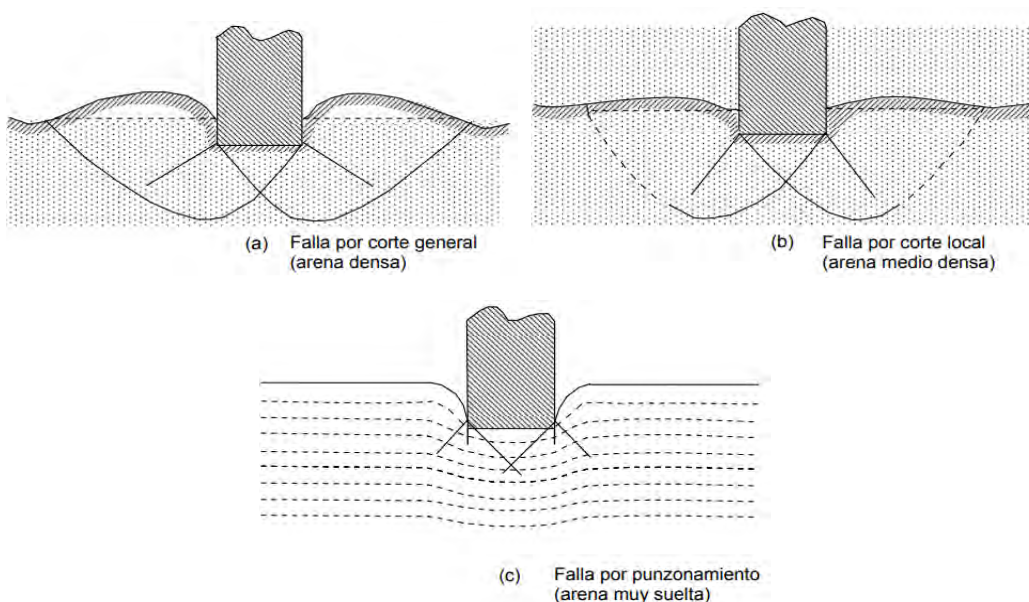
2.5.5.1.4. Tipos de fallas por capacidad de carga

Existen tres tipos de fallas en la cimentación: falla por corte general, falla por punzonamiento y falla por corte local. A continuación, se hará un breve comentario sobre cada tipo de falla (Fig. 74):

- La **falla por corte general** es una falla frágil y súbita, está se da en suelos compactos o densos; y se caracteriza por presentarse un levantamiento del suelo alrededor de la cimentación.
- La **falla por punzonamiento** se da principalmente en zapatas aisladas, ya que se caracteriza porque la cimentación termina perforando el suelo, formándose una figura cono invertido bajo la cimentación. Es se te produce normalmente en suelos bastante sueltos.
- La **falla por corte local** se da en suelos sueltos y blandos; y se presenta como una deformación localizada debajo del suelo. A diferencia de la falla por corte general, esta es progresiva y no genera un deslizamiento total.

Figura 74

Tipos de fallas en cimentaciones



Nota. Imagen extraída del libro *Diseño de cimentaciones* (Alva, 2011)

2.5.5.1.5. Capacidad de carga

La Norma E.050 define a la capacidad de carga como la presión requerida para producir la falla del suelo por corte que sirve de apoyo a la cimentación (sin factor de seguridad).

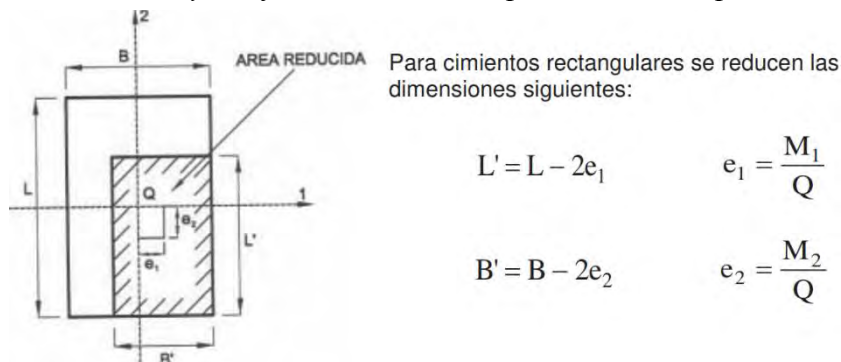
La capacidad de carga está directamente relacionada con los tipos de fallas; sin embargo, la Norma E.050 no lo menciona directamente, ya que nos da fórmulas para calcular la capacidad de carga, pero en función del tipo de suelo (Art. 20).

En la tesis del ingeniero (Nij, 2009), nos comenta que existe varias ecuaciones para calcular la capacidad de carga de un suelo; sin embargo, son tres lo más utilizados: Ecuación de Meyerhof, Ecuación de Hansen y Ecuación de Vesic.

Sin embargo, si uno revisa un EMS; se dará cuenta que la ecuación que arroja valores más conservadores es la de la Norma E.050, o sea, que arroja capacidades de carga bajas. Esto tiene sentido con la forma en como la Norma E.050 calcula las presiones en las zapatas, puesto que utiliza el método de Meyerhof (Fig. 75), el cual se basa en una distribución rectangular reducida; y este método en comparación al método biaxial, arroja presiones menores. En conclusión, me parece que considerar la ecuación de la Norma E.050 para el cálculo de la capacidad de carga cuando se va utilizar un Software comercial; es ser muy conservadores y podríamos estar sobredimensionando nuestros elementos de cimentación.

Figura 75

Método de Meyerhof de área reducida para cálculo de presiones



Nota. Imagen extraída de la Norma E.050 (Ministerio de Vivienda, 2018).

Finalmente, cuando se obtiene la carga por capacidad; se procede a dividir este valor entre un factor de seguridad, que normalmente se toma como $Fs = 3$.

2.5.5.2. Tipos de cimentaciones superficiales

De acuerdo al Art. 23.2 de la Norma E.050, tenemos que las cimentaciones superficiales corresponden a zapatas aislada, conectadas y combinadas; las cimentaciones continuas (cimientos corridos) y las plateas de cimentación.

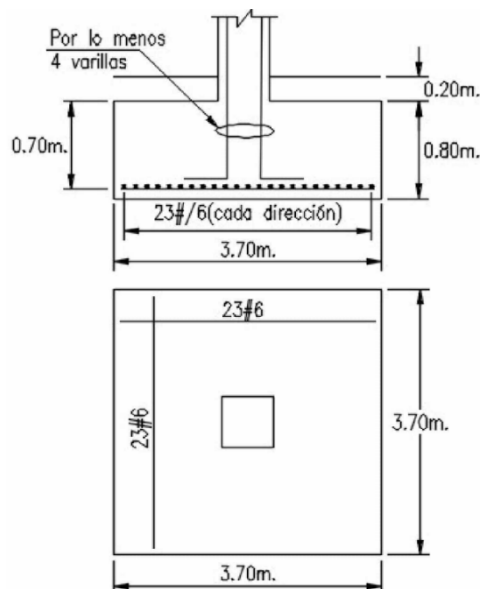
Se dará una definición breve de cada tipo de cimentación superficial y una imagen sobre el detallado de su diseño.

2.5.5.2.1. Zapata Aislada

Se utiliza para sostener el peso de una sola columna. Se emplean cuando las cargas son relativamente ligeras y las columnas están separadas a una distancia considerable (Oviedo, 2024). Además, presentan tres casos: zapatas aisladas concéntricas, medianeras o esquineras.

El ingeniero Garza (2000), en su libro *Diseño y construcción de cimentaciones*, nos recomienda que, en suelos de poca compresibilidad, suelos duros, con cargas de la estructura moderadas; se puede emplear las zapatas aisladas hasta un máximo de siete pisos.

A continuación, se mostrará (Fig. 76) el resultado del diseño de una zapata aislada con las siguientes características: Peso específico del suelo $\gamma_s = 2\text{kgf}/\text{cm}^3$, capacidad portante $\sigma_p = 1,9\text{kgf}/\text{cm}^2$, sobrecarga $s/c = 400\text{kgf}/\text{cm}^2$, sección de columna de $60 \times 60\text{ cm}$, resistencia del concreto para columna $f'_c = 400\text{kgf}/\text{cm}^2$, resistencia del concreto para zapata $f'_c = 210\text{kgf}/\text{cm}^2$, resistencia del acero $f_y = 4200\text{kgf}/\text{cm}^2$ y solicitaciones de carga de $P_{muerta} = 90\text{ ton}$, $Mx_{muerta} = 16,5\text{ ton} \cdot \text{m}$, $P_{viva} = 72\text{ ton}$, $Mx_{viva} = 15\text{ ton} \cdot \text{m}$.

Figura 76*Detalle de refuerzo en zapata aislada*

Nota. Imagen extraída del libro del ingeniero (Harmsen, 2017)

2.5.5.2.2. Zapata combinada

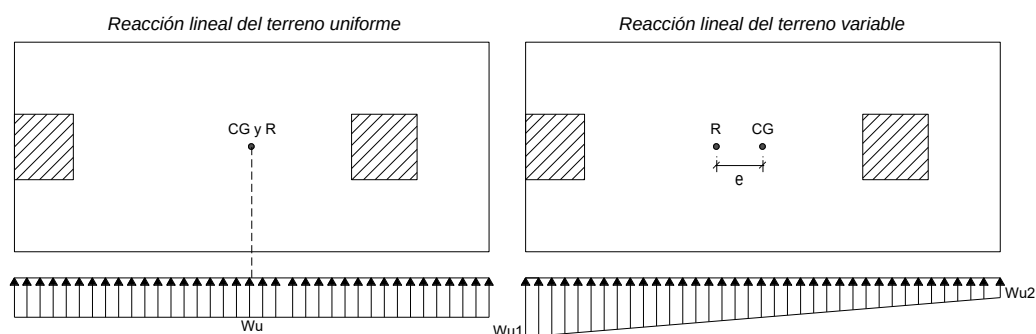
Una zapata combinada es un elemento de cimentación que sostiene dos o más columnas. En general, las zapatas combinadas se benefician del hecho de que cada columna genera distintos momentos flectores y al unir estas columnas en una misma zapata, se logra un elemento de cimentación más estable con un momento resultante reducido (Velasquez, 2018).

Se utilizan cuando la distancia entre columnas es corta, o cuando la baja capacidad portante del suelo exige zapatas de gran área, lo cual genera traslapes o resulta antieconómico. También se emplean cuando existen restricciones debido a linderos o límites de propiedad (Santana, 2013a).

Para lograr que las presiones de apoyo sean uniformes en toda la zapata, es ideal alinear su centroide con el de las cargas de las columnas (Oviedo, 2024). Sin embargo, es difícil que se cumpla esto, ya que tenemos distintas combinaciones de cargas y eso implica varias formas para la zapata combinada, entonces, normalmente se tendrá que para un caso la distribución se acerca a ser uniforme y para otras va a ser variable (Fig. 77).

Figura 77

Tipos de distribución de las presiones en zapatas combinadas

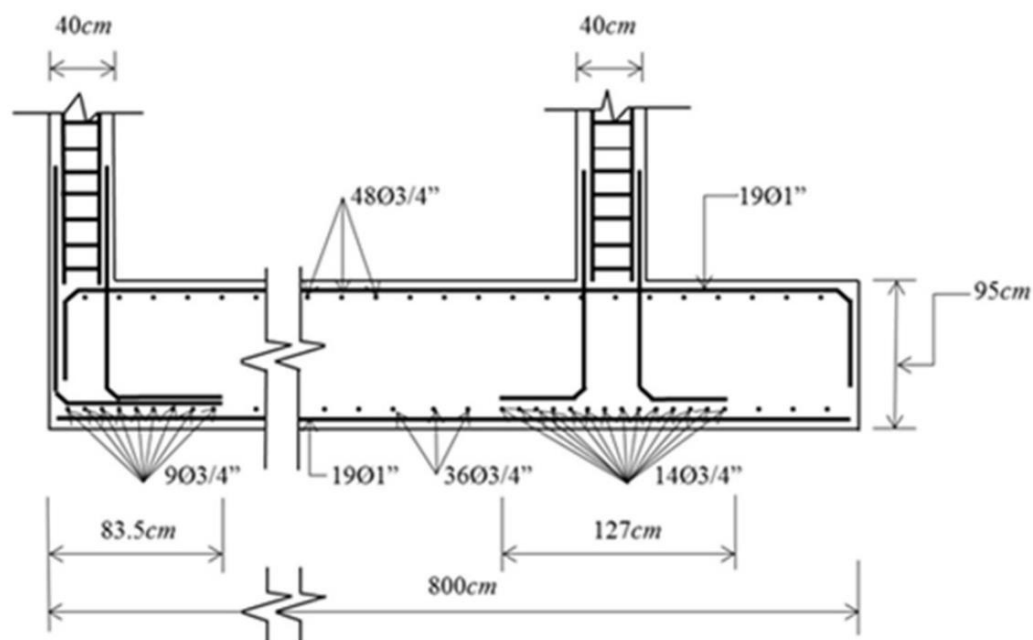


Nota. De acuerdo a lo planteado en la Norma E.050.

Ahora, podemos apreciar en la Fig. 78; como sería el detallado de una zapata combinada para ciertas fuerzas axiales y momentos, los cuales pueden ser revisados en el artículo *Diseño de zapatas combinadas de lindero de forma rectangular utilizando un nuevo modelo* (Luévanos, 2014).

Figura 78

Detalle de refuerzo en zapata combinada



Nota. A diferencia de la zapata aislada, aquí si es necesario el acero superior.

2.5.5.2.3. Zapata conectada

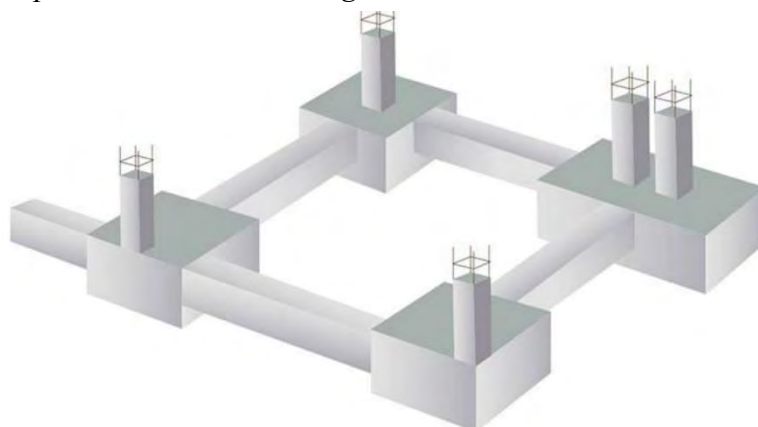
Cuando se cimentan columnas en los límites del terreno, es común el uso de zapatas excéntricas. Estas zapatas suelen presentar excentricidades importantes, lo que puede generar inclinación en la zapata y, como resultado, flexión en la columna. Para minimizar o evitar estos efectos, la zapata en el borde se conecta con una zapata interna a través de una viga de cimentación. La zapata interna puede ser aislada, combinada u otro tipo adecuado (Santana, 2013a).

El término “vigas de cimentación” puede resultar confuso, ya que se usa para distintas funciones y de acuerdo a su función se le asigna un nombre extra. Es la Norma E.030 en el Art. 21.12.3 hace referencia a estos dos casos: Vigas de cimentación que actúan como acoples horizontales entre zapatas, conocido con nombres como vigas de acople, vigas de amarre, vigas de enlace, etc., y luego las vigas de cimentación que están sometidas a flexión por las columnas, a este tipo de vigas se le suele llamar viga de cimentación, viga de conexión, etc.

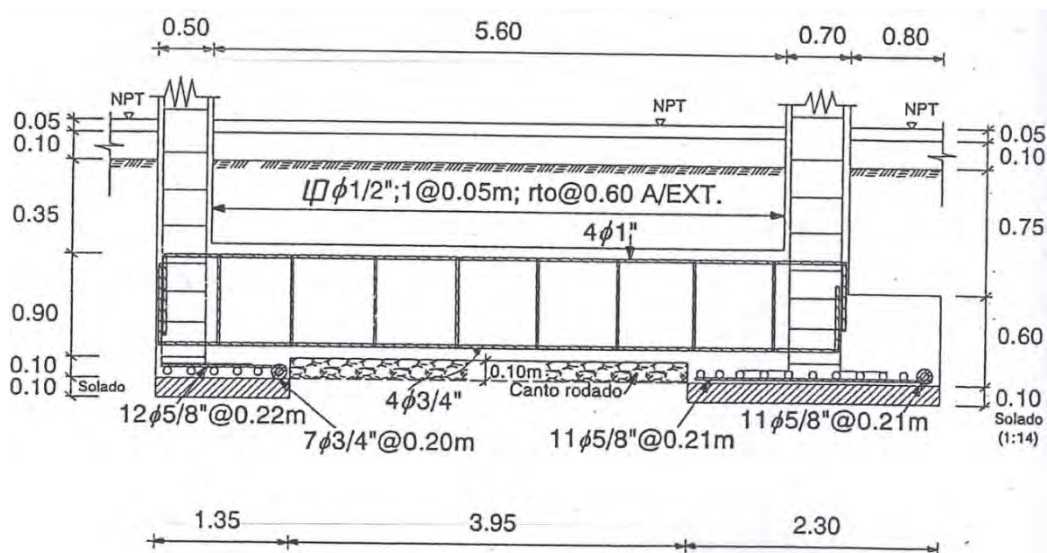
En la tesis *Eficiencia teórica de cuatro tipos de cimentación superficial para una institución educativa* (Velasquez, 2018), se llegó a la conclusión de que una zapata conectada tiene una mayor eficiencia, un buen comportamiento frente a cargas de servicio de una infraestructura educativa; por lo tanto, es la que tiene una mejor relación costo/comportamiento.

Figura 79

Zapatas conectadas con vigas de cimentación



Nota. Imagen extraída de la tesis de la ingeniera (Velasquez, 2018).

Figura 80*Detalle de refuerzo en zapata conectada*

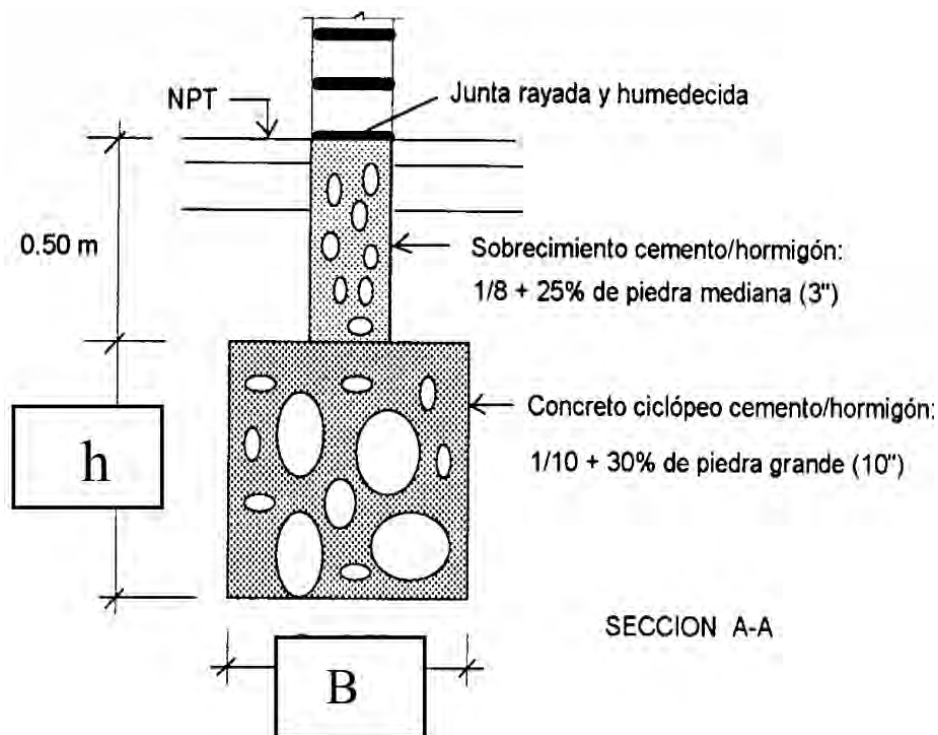
Nota. Extraída del libro de cimentaciones del ingeniero (Santana, 2013a).

Se puede apreciar existe un espaciamiento relleno con canto rodado entre la viga de cimentación y el suelo; esto es debe a que la viga de cimentación para que cumpla su función de comportarse como viga, debe ir aislado del suelo y es por ello que se usa como relleno algún material pobre. Además, respecto al diseño de la viga de cimentación hay que tener en cuenta que esta tiene que cumplir requisitos de viga sísmica en función al sistema estructural de la edificación; este comentario pertenece al Art. 21.12.3.3 de la Norma E.030.

2.5.5.2.4. Zapata corridas

Las zapatas corridas o de muros pueden construirse en concreto simple o armado, según los esfuerzos a soportar. Normalmente, los muros de albañilería no portante emplean cimentaciones de concreto simple, mientras que los muros portantes de concreto o albañilería suelen requerir zapatas de concreto armado, especialmente en suelos de baja resistencia (Santana, 2013a).

En la Fig. 81, se ve el esquema de una zapata corrida con concreto simple (ciclópeo), el cual debe cumplir con los requerimientos de la Norma E.030 en el capítulo 22 “Concreto estructural simple”.

Figura 81*Zapata corrida con concreto ciclópeo*

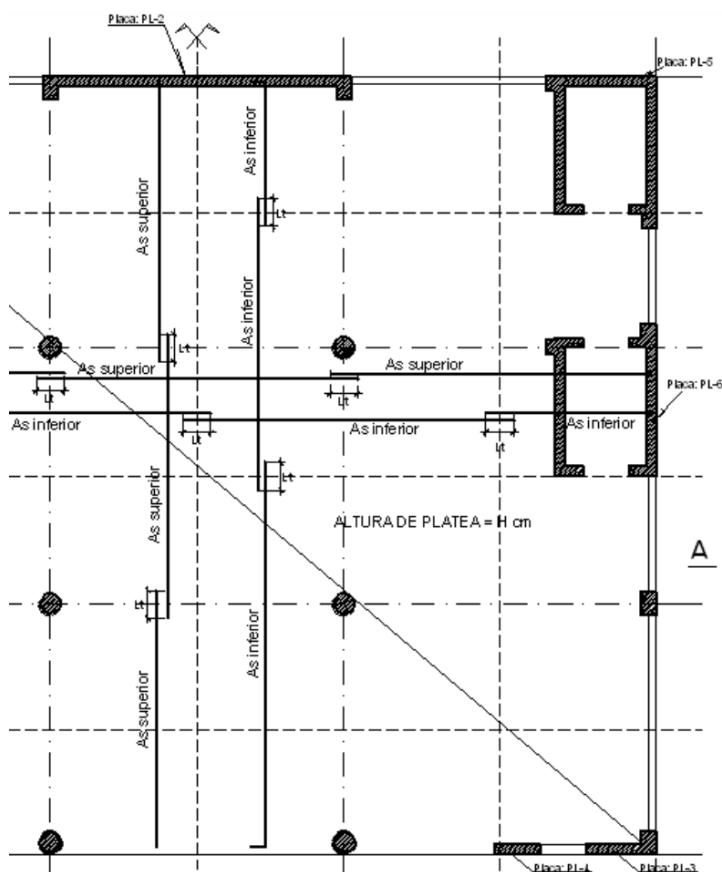
Nota. Imagen extraída de los comentarios a la Norma E.070 (Bartolomé, 2008).

El ingeniero (Bartolomé, 2008), indica que es imposible diseñar las zapatas corridas de concreto ciclópeo para evitar fallas por cortante, punzonamiento o flexión, ya que no se tiene un valor exacto para la resistencia del concreto " f'_c "; por este motivo, se recurre a predimensionamientos basados en la experiencia.

2.5.5.2.5. Losas de cimentación

Este tipo de cimentación es una zapata combinada que abarca toda el área bajo una estructura con múltiples columnas y muros. Las losas de cimentación son recomendables en suelos de baja capacidad portante, ya que deben soportar altas cargas de columnas y muros (Oviedo, 2024).

El ingeniero Santana (2013a), nos indica que cuando la suma de las áreas de las zapatas proyectadas sobrepasa el 75 % del área total a cimentar, se debe usar losa de cimentación.

Figura 82*Detalle de refuerzo para platea de cimentación*

Nota. Imagen extraída del libro Fundamentos de ingeniería geotécnica (W. Rodríguez, 2020)

2.5.5.3. Comportamiento, modelo matemático y diseño en cimentaciones superficiales

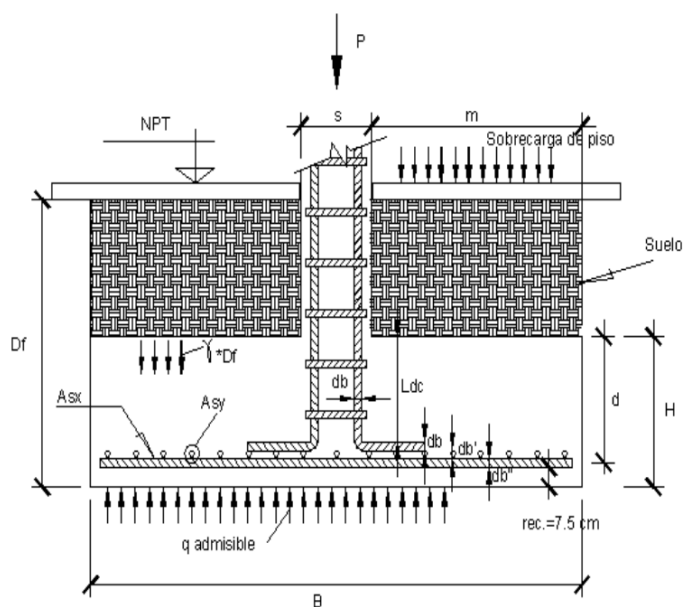
En esta sección, se hará mención al comportamiento y modelo matemático de las zapatas aisladas, combinadas y conectadas, ya que son las que se utilizarán en la edificación de estudio. Sin embargo, solo se detallará el proceso de diseño de las zapatas aisladas, porque los pasos de diseño y verificaciones son similares para otros tipos de cimentaciones superficiales. Este enfoque permite establecer una guía aplicable a diversas soluciones de cimentación.

2.5.5.3.1. Zapata Aislada

Para poder realizar el diseño de una zapata aislada, hay que comprender los elementos que interfieren en una zapata (Fig. 83), para así realizar el diseño.

Figura 83

Elementos para el diseño de una zapata aislada



Nota. Imagen extraída del libro del ingeniero (W. Rodríguez, 2020)

Capacidad admisible

Se le suele denotar con las variables σ_{adm} o q_{adm} , y sirve para realizar el predimensionamiento de la zapata. Es importante entender que la capacidad admisible es la que genera flexión en la zapata y por eso es relevante calcularla.

La Norma E.030 se pronuncia al respecto en el Art. 15.2.2 indicando que el área de la zapata se calcula a través de la resistencia admisible del suelo.

Denotando a la capacidad portante como σ_p , podemos calcular la capacidad admisible de acuerdo a la Fig. 83 como:

$$\sigma_{adm} = \sigma_p - \text{Sobrecarga} \cdot S - \gamma_s \cdot (D_f - h)$$

A esta ecuación, también se le puede añadir el peso propio de la zapata.

Peralte de zapata

Para el cálculo del peralte, se puede calcular usando las verificaciones de longitud de desarrollo, cortante por punzonamiento y cortante por flexión. En el capítulo de diseño, se utilizará el método de longitud de desarrollo; por lo tanto, se colocará la fórmula para encontrar el peralte en función al cortante por flexión, ya que el cortante por punzonamiento normalmente no domina.

$$V_u = q_u \cdot B \cdot (m - d) = \phi_c V_c = 0,85 \cdot 0,53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot B \cdot d$$

$$\rightarrow d = \frac{q_u \cdot m}{(q_u + 0,45 \cdot \sqrt{f'_c})}$$

Donde, “ q_u ” representa al esfuerzo último en la zapata para cargas mayoradas; y también se le puede representar por “ σ_u ”.

Diseño a flexión

Para entender cómo se comporta una zapata antes los esfuerzos generados en el suelo, nos guiaremos de la Fig. 84.

Figura 84

Falla por flexión en zapata cuadrada



Nota. La imagen corresponde a un ensayo de la UNPRG, Perú y fue obtenida del libro del ingeniero (W. Rodríguez, 2020).

Entonces, de acuerdo a la Fig. 84, se puede apreciar como existe una flexión bidireccional y por eso es que en zapatas cuadradas se trabaja siempre con doble parrilla para el refuerzo inferior. Además, se puede ver como la columna se comporta como un apoyo y es por eso que el momento último se calcula con la fórmula de una viga en voladizo empotrada:

$$M_u = \frac{q_u \cdot m^2 \cdot B}{2}$$

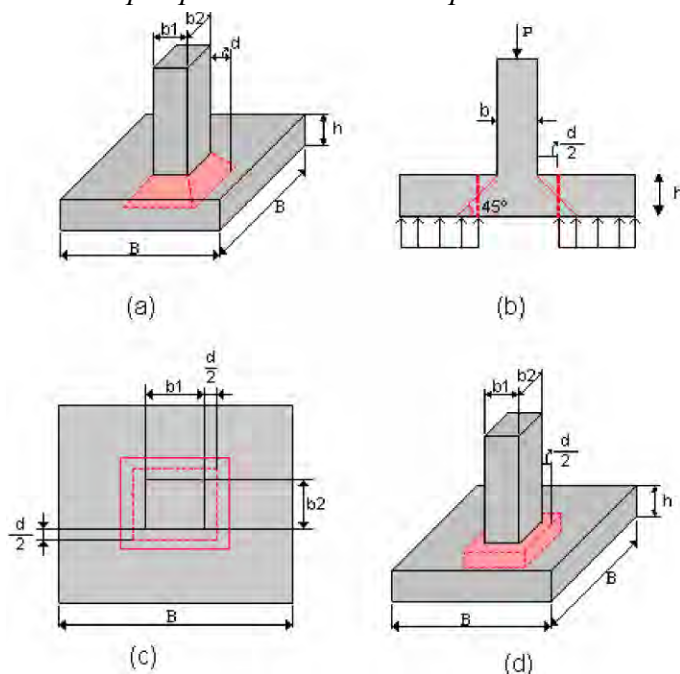
Donde, el valor de “B” corresponde al análisis para el eje “Y”. En caso, la zapata es rectangular, va predominar a flexión el eje con la dimensión más larga.

Verificación por punzonamiento

Surge por el efecto en el que la zapata trata de fallar formando una superficie piramidal como se muestra en la Fig. 85. Sin embargo, se toma como sección crítica al perímetro de la columna más “d/2” en todos sus lados.

Figura 85

Cortante por punzonamiento en zapata aislada



Nota. Imagen extraída de la tesis Diseño y construcción de cimentaciones (Garza, 2000)

Para su verificación, se tiene que calcular la capacidad al punzonamiento del

concreto de acuerdo al Art. 11.12.2.1, donde:

$$V_c = \begin{cases} 0,53(1 + 2/\beta)\sqrt{f'_c} \cdot b_0 \cdot d \\ 0,27\left(\frac{\alpha_s \cdot d}{b_0} + 2\right)\sqrt{f'_c} \cdot b_0 \cdot d \\ 1,06\sqrt{f'_c} \cdot b_0 \cdot d \end{cases}$$

Y la cortante por punzonamiento demandante de acuerdo a la Fig. 85, es:

$$V_u = P_u - q_u \cdot (B^2 - (b_1 + d)(b_2 + d))$$

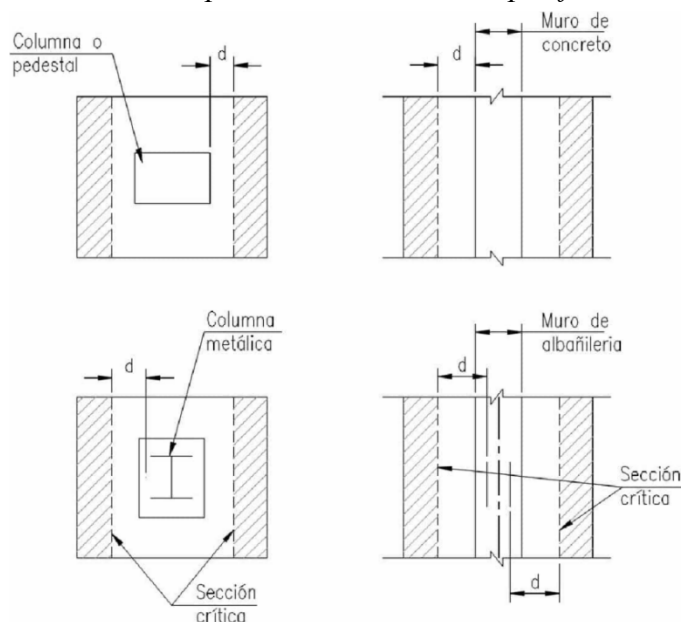
El significado y uso de cada variable se explicará a detalle en el capítulo de análisis y discusión de resultados.

Verificación de cortante por flexión

Para el diseño por cortante, las cimentaciones pueden analizarse como vigas bajas y anchas. A diferencia del punzonamiento, que es una cortante bidireccional, el cortante por flexión es unidireccional y se calcula a una distancia “d” (Fig. 86).

Figura 86

Sección crítica para el diseño de corte por flexión



Nota. Imagen extraída del libro del ingeniero (Harmsen, 2017)

Por lo tanto, la capacidad cortante se calcula de acuerdo al Art. 11.8.5 de la Norma

E.060 y la cortante última de acuerdo a la Fig. 85 y Fig. 86 sería:

$$V_c = 0,53\sqrt{f'_c} \cdot B \cdot d \text{ y } V_u = q_u \cdot 0,5 \cdot (B - b_1 - d) \cdot B$$

Por último, las zapatas de acuerdo al Art. 11.5.6 de la Norma E.060, no requieren refuerzo mínimo cortante. Y en caso de exceder la cortante del concreto, la mejor opción casi siempre será aumentar el peralte de la zapata.

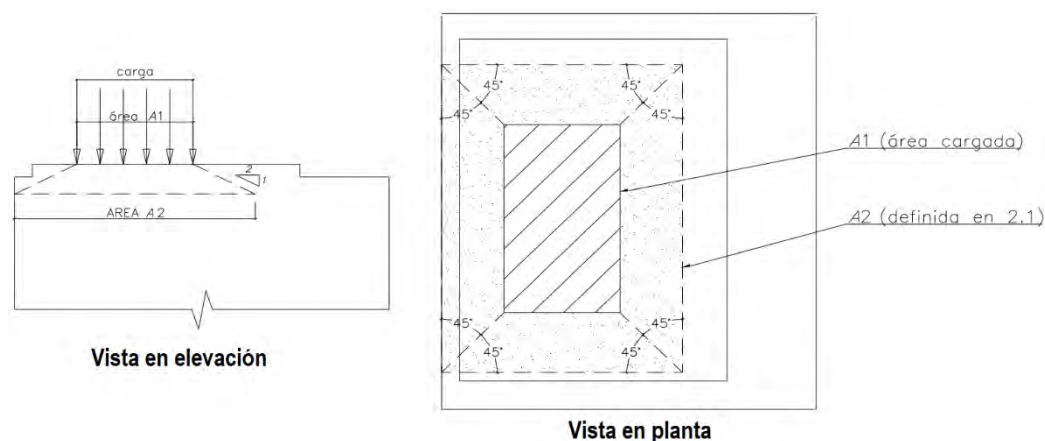
Verificación por aplastamiento

La norma E.060 en el Art. 10.17 nos habla sobre la resistencia al aplastamiento, indicando que no debe exceder el valor de $\phi_a(0,85 \cdot f'_c \cdot A_1)$, donde el valor de “ ϕ_a ” de acuerdo al Art. 9.3.2.4 equivale a 0,70. Además, en caso el área de la base inferior del tronco se pueda extender en todos sus lados, se podrá multiplicar al valor de $\phi_a(0,85 \cdot f'_c \cdot A_1)$ por $\sqrt{A_2/A_1}$, donde este último no puede ser mayor a dos.

Para el cálculo de la fuerza por aplastamiento demandante, será suficiente con hallar la mayor carga axial mayorada que recae sobre la zapata: que en la Fig. 87 sería el valor de “P”.

Figura 87

Áreas de aplastamiento A1 y A2



Nota. Imagen extraída de la Norma E.060 (Ministerio de vivienda Construcción y Saneamiento, 2020)

Consideraciones para el detallado del refuerzo

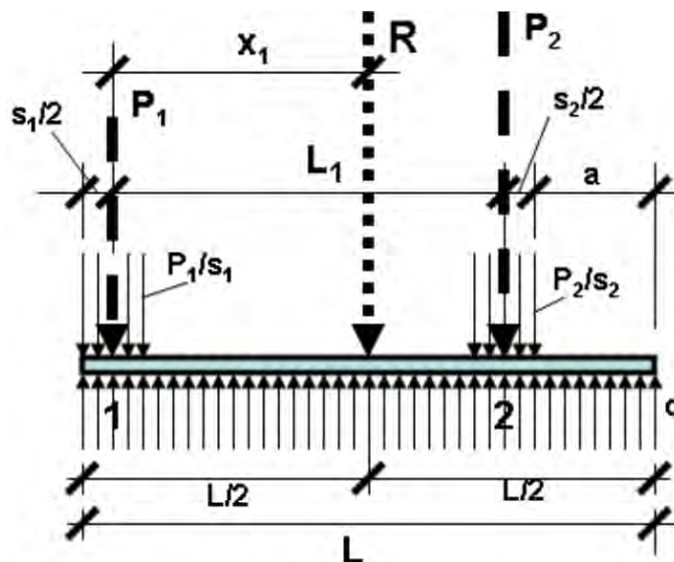
- En zapatas aisladas, no se suele usar acero mínimo, ya que no es un elemento masivo como una losa maciza o aligerada. Para que se produzca efectos tracción en la zona superior y este requiera acero negativo; el suelo tendría que estar trabajando a tracción y esto no está permitido de acuerdo al Art. 15.2.3 de la Norma E.060.
- En el caso de zapatas cuadradas, es obligatorio considerar enmallado doble, puesto que se presenta flexión bidireccional. Luego, en caso sea una zapata medianera (rectangular), se puede usar solo una malla en la dirección larga.
- Normalmente, no se utiliza ganchos en el enmallado de las zapatas, ya que la longitud de desarrollo es suficiente. En caso, no se cumpla lo estipulado en el Art. 12.10.3 y 12.10.4; se utilizará gancho estándar a tracción de acuerdo al Art. 12.5 de la Norma E.060.
- De acuerdo al Art. 10.5.4, el espaciamiento máximo de las varillas utilizadas a flexión; será de 40 cm.

2.5.5.3.2. Zapata combinada

Al igual que en una zapata aislada, una zapata combinada debe pasar por el mismo proceso de verificaciones y diseño. Por lo tanto, no será necesario volver a colocar esta información; y solo se hablará sobre los detalles que se presentan en este caso.

Modelo matemático

Se utilizará un modelo matemático clásico, ya que, en la etapa de diseño, se utilizará uno más refinado. En este modelo clásico, se busca que la resultante de las cargas axiales de las columnas coincida con el centro geométrico de la zapata combinada. Entonces, se realizan los cálculos realizando sumatoria de momentos en el centro de la zapata o en el eje de una de las columnas, obteniéndose así un valor inicial para el lado longitudinal de la zapata combinada de acuerdo a la Fig. 88.

Figura 88*Modelo matemático clásico para zapata combinada*

Nota. Imagen extraída del libro del ingeniero (W. Rodríguez, 2020)

Donde el valor inicial de “L” es:

$$L = s_1 + 2 \cdot (P_2/R) \cdot L_1$$

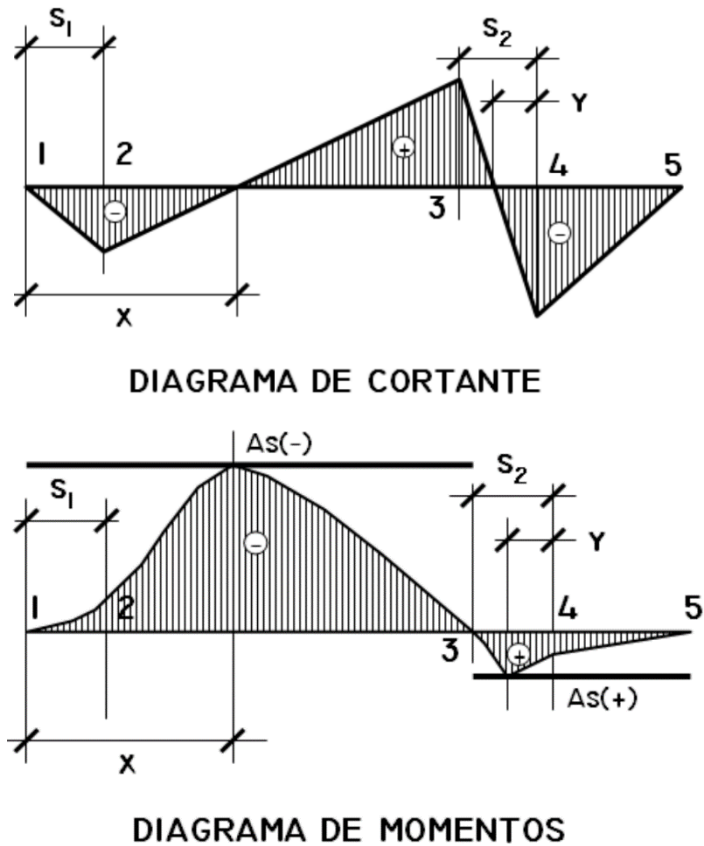
Y el valor de “B” (Lado corto) es:

$$B = \frac{P_1 + P_2 + P_{p.zapata}}{q_{adm} \cdot L}$$

Una vez calculada las dimensiones, podemos calcular el diagrama de momento flector y fuerza cortante; los cuales se pueden calcular utilizando nuestro conocimiento del curso de estática, ya que tenemos un caso isostático. Sin embargo, estos diagramas no deben ser utilizados, porque, cuando el sismo entra en juego, aparecen los momentos flectores y al considerar los momentos flectores ya no se cumple que el centro geométrico de la zapata coincida con la resultante de las cargas axiales, esto último genera una excentricidad; haciendo que los diagramas de momento flector y cortante varíen. Aun así, es importante entender cómo es su comportamiento de una zapata combinada a solo cargas axiales, ya que al considerar momentos no va alterar mucho en su deformada.

Figura 89

Diagrama de momento flector y fuerza cortante en zapata combinada



Nota. Imagen extraída del libro del ingeniero (W. Rodríguez, 2020)

Entender la Fig. 89, nos ayudará a no cometer errores utilizando algún Software comercial para el diseño de cimentaciones.

Hay que tener en cuenta que, para el cálculo del acero, el ancho de la sección no juega un rol importante. Entonces, uno puede considerar un ancho tributario de 1 m o puede utilizar el valor de B (lado corto de la zapata).

Consideraciones para la verificación de cortante por flexión y punzonamiento

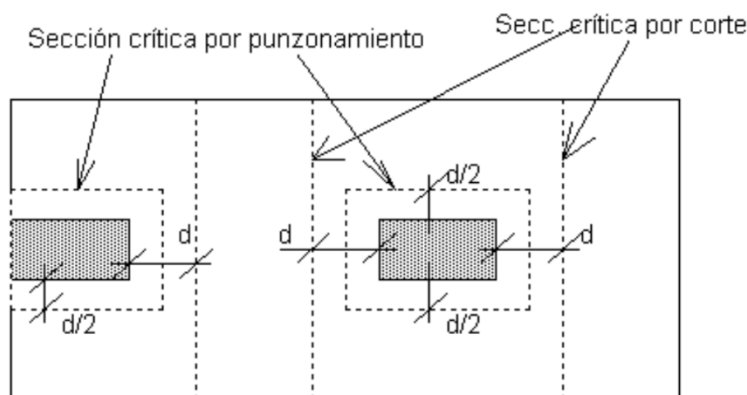
Para el caso de la cortante por flexión, se trabajará como en una zapata aislada; solo que se tendrá que hacer la verificación en los puntos 2, 3 y 4 de la Fig. 90.

En la verificación de punzonamiento, de igual manera se harán las verificaciones para cada columna como se indicó en la zapata aislada.

Nos podemos apoyar de la Fig. 90.

Figura 90

Secciones críticas para punzonamiento y corte en zapatas combinadas



Nota. Extraído del libro Diseño de Cimentaciones (Santana, 2013)

Consideraciones para el análisis a flexión y el detallado del refuerzo

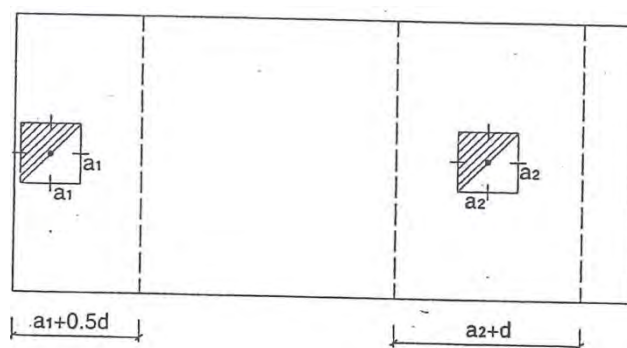
- A diferencia de una zapata aislada, en este caso si tendremos acero superior e inferior, puesto que, en la zona central de la zapata combinada, se genera grandes momentos negativos.
- En zapatas combinadas, si se puede considerar utilizar acero mínimo ya que es un elemento mucho más grande que una zapata aislada. Pero, no es necesario considerar una cuantía de 0,0018, ya que, como tenemos acero inferior, solo será necesario utilizar una cuantía de 0,0012. Así lo indica la Norma E.060 en el Art. 10.5.4.
- En el refuerzo para el acero transversal inferior, casi siempre va predominar

el acero mínimo. Que, si en este caso, no sea considerado colocar el acero mínimo en la parte superior, entonces se tendrá que trabajar con una cuantía de 0,0018.

- Hoy en día, es inevitable no realizar los cálculos con un Software comercial; por lo tanto, podemos verificar rápidamente si hay momentos elevados en la zona transversal de la zapata combinada. Pero necesitaremos utilizar un ancho para la franja de diseño, entonces en este caso podemos utilizar la recomendación del ingeniero (Santana, 2013a) en la Fig. 91.

Figura 91

Anchos de diseño para refuerzo transversal



Nota. Existen otras medidas para los anchos de diseño.

2.5.5.3.3. Zapata conectada

A diferencia de una zapata combinada, en una zapata conectada no importa hacer coincidir la resultante axial, ya que la función principal de la viga de cimentación es la de absorber momentos, así como lo indica el Art. 15.2.6 de la Norma E.060.

Entonces, todas las verificaciones de aplastamiento, punzonamiento, cortante, etc., se aplicarán en ambas zapatas conectadas como si fueran aisladas. Vale aclarar, que la viga de cimentación está absorbiendo momentos en la dirección que se está colocando; por lo tanto, si en la otra dirección no hay viga de cimentación; se tendrá que analizar como zapata aislada en esa dirección.

Modelo matemático

Respecto al modelo matemático, será el mismo utilizado en el capítulo de análisis

y discusión de resultados. Por lo tanto, se evitará repetir la misma información.

Consideraciones generales para el diseño de una zapata conectada

- El predimensionamiento de una viga de cimentación varía entre $1/7$ a $1/9$ de la longitud entre columnas. Esto principalmente porque se busca que la conexión entre las zapatas sea un elemento altamente rígido; porque también nos ayudará a uniformizar las presiones entre ambas zapatas.
- Para el predimensionamiento del ancho de la viga de cimentación se puede considerar un valor mínimo de 30 cm y se puede calcular como $1/2$ del peralte de la viga. El ancho mínimo, es un criterio propio, ya que, al ser una viga en contacto con el suelo, necesitará de un recubrimiento de 7 cm como mínimo, y esto limita mucho la cantidad de varillas longitudinales en la sección.
- El diseño de la viga de cimentación se debe realizar de acuerdo al Art. 21.12.3.3 de la Norma E.030.
- El acero de longitudinal de la viga de cimentación, debe empotrarse completamente en las columnas, para que exista una correcta transferencia de momentos.
- Su diagrama de momentos flectores va similar al de una zapata combinada, solo que el momento máximo positivo se va encontrar más cercano a la zapata excéntrica y es por eso que algunos autores colocan bastones en este apoyo y en el otro solo el acero mínimo. Sin embargo, los cortes deben ser correctamente justificados; habiendo realizado la envolvente de todas las combinaciones de cargas mayoradas.
- El refuerzo por cortante no tiene mucha relevancia, puesto que estas vigas de cimentación tienen longitudes mayores a 5 m en la mayoría de los casos. Entonces, será suficiente con colocar refuerzo transversal por montaje.

CAPÍTULO III

METODOLOGÍA DE INVESTIGACIÓN

3.1. TIPO DE ESTUDIO

El presente estudio es del tipo cuantitativo, porque se describió, evaluó, interpretó y determinó la causalidad de los procesos de estructuración, análisis y diseño estructural de una edificación de 4 niveles de concreto armado.

3.2. DISEÑO DE INVESTIGACIÓN

El trabajo de investigación es experimental – cuasiexperimentos. No es experimental puro, porque no se asignó al azar los sujetos, sino que aplicó un criterio para poder asignarlos; entonces al no haber una aleatoriedad, significa que se ha realizado un diseño cuasiexperimental (Hernández, 2015).

3.3. POBLACIÓN Y/O MUESTRA DE ESTUDIO

3.3.1. POBLACIÓN

Edificación de 4 niveles de concreto armado para vivienda multifamiliar comercial en Tacna.

3.3.2. MUESTRA

Edificación de 4 niveles de concreto armado para vivienda multifamiliar en Tacna, distrito de Viñani.

3.4. TÉCNICAS E INSTRUMENTOS PARA RECOLECCIÓN DE DATOS

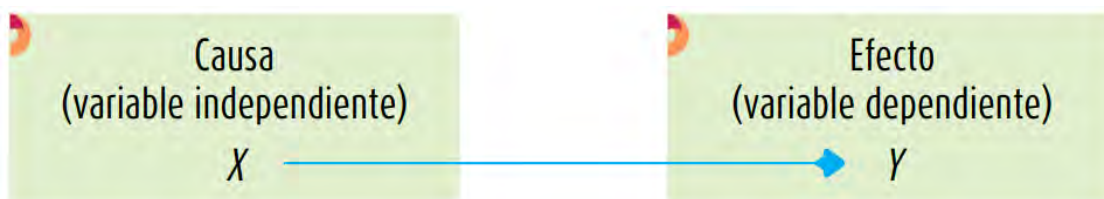
La técnica que se empleó fue experimental.

3.5. VARIABLES

3.5.1. IDENTIFICACIÓN DE LAS VARIABLES

Figura 92

Esquema de experimento y variables



Nota. Imagen extraída del libro *Metodología de la investigación* (Hernández, 2015)

X: Variable independiente

- Estructuración, análisis y diseño estructural de una edificación de 4 niveles de concreto armado

Y: Variable dependiente

- Distribución final de los elementos estructurales.
- Dimensiones de las secciones de los elementos estructurales (cm).
- Desplazamiento horizontal máximo (%).
- Cantidad de acero estructural en los elementos de concreto armado (cm^2).

3.5.2. DEFINICIÓN CONCEPTUAL DE VARIABLES

Tabla 10

Caracterización de variables

VARIABLE	CONCEPTO
X. Estructuración, análisis y diseño estructural de una edificación de 4 niveles de concreto armado.	Proceso mediante el cual se obtiene la distribución, las secciones y la cantidad de acero de los elementos estructurales para tener un buen desempeño sísmico.
Y. Distribución final de los elementos estructurales.	Teniendo el plano arquitectónico se procede a realizar la configuración estructural sin realizar cálculos exhaustivos, y finalmente con los datos del modelado se procede a dar la estructuración o distribución final de los elementos estructurales.
Y. Dimensiones de las secciones de los elementos estructurales (<i>cm</i>).	Conjunto de medidas como ancho, largo y altura, de los elementos estructurales como columnas, vigas, placas, etc., habiendo realizado la estructuración y el predimensionamiento.
Y. Desplazamiento horizontal máximo (%).	Distancia horizontal máxima que la edificación se desplaza desde su posición original como resultado de una carga lateral (sismo), y se expresa como un porcentaje de la altura total de la estructura.
Y. Cantidad de acero estructural en la edificación de concreto armado (<i>cm²</i>).	Es la cantidad de acero en centímetros cuadrados que va requerir cada elemento estructural de acuerdo a las solicitaciones de cortante, momento, punzonamiento, etc., cumpliendo con los parámetros de la Norma E. 060 “Concreto Armado” y E.050 “Suelos y Cimentaciones”.

3.5.3. DEFINICIÓN OPERACIONAL DE VARIABLES

Tabla 11

Operación de variables

VARIABLES	DEFINICIÓN OPERACIONAL
X. Estructuración, análisis y diseño estructural de una edificación de 4 niveles de concreto armado.	Estructuración de acuerdo a los parámetros y comentarios indicados por la Norma E.030 “Diseño Sismorresistente” y autores dominantes del tema. Análisis estructural de la edificación de concreto armado con el programa CSI Etabs. Diseño estructural de acuerdo a los parámetros indicados en la norma E. 060 “Concreto Armado” y E. 050 “Suelos y Cimentaciones”.
Y. Distribución final de los elementos estructurales.	Estructuración previa y modelado final con CSI Etabs.
Y. Dimensiones de las secciones de los elementos estructurales (cm).	Sección de elementos en función de la estructuración y predimensionamiento, teniendo en cuenta los requisitos mínimos para las cargas gravitacionales y las deflexiones permisibles.
Y. Desplazamiento horizontal máximo (%).	Derivada máxima de acuerdo a la Norma E. 030 “Diseño sismorresistente”, capítulo V, artículo 32. Cálculo y detallado en función de las solicitaciones
Y. Cantidad de acero estructural en la edificación de concreto armado (cm ²).	arrojadas por el programa CSI Etabs de momento, cortante, punzonamiento, etc., de acuerdo a la Norma E.060 “Concreto Armado” y la Norma E.050 “Suelos y Cimentaciones”.

CAPÍTULO IV

RESULTADOS

4.1. CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL DEL PROYECTO

4.1.1. CARACTERÍSTICAS DEL PROYECTO

La vivienda a diseñar se encuentra en la ciudad de Tacna, exactamente en el distrito de Viñani, en la Av. Ecológica; a 100 metros aproximadamente del colegio Luis Alberto Sánchez (Fig. 93), del cual se tomó como referencia su estudio de mecánica de suelos.

Figura 93

Ubicación del proyecto



Nota. En la siguiente imagen se presenta primero la ubicación departamental y luego ubicación específica del proyecto.

Para obtener las características del suelo, se ha guiado el EMS del proyecto “Ampliación y mejoramiento de los servicios educativos de la Institución Educativa Luis Alberto Sánchez, distrito de coronel Gregorio Albarracín Lanchipa – Tacna – Tacna”.

Figura 94

Estudio de mecánica de suelos de referencia



2.7.5 COEFICIENTES SÍSMICOS

Según la Norma de Diseño Sismo Resistente E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones, se obtuvieron los siguientes resultados:

Cuadro N° 2-7: Condiciones geotécnicas y parámetros de suelo por efecto de sismo

Efecto del sismo(Norma E.030-2019)	
Zona sísmica	Zona 4
Tipo de perfil del suelo	Suelos Intermedio (S2)
Factor del suelo (S)	1.05
Periodo TP (s)	0.60
Periodo TL (s)	2.00
Factor de Uso (U)	1.50

Fuente: Equipo Técnico de Sub Gerencia de Estudios.

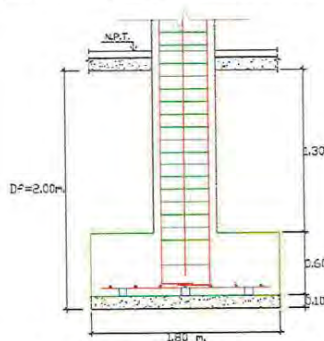


Anáy José Rivera Sugastegui
INGENIERO CIVIL
CIP 75109

8.1.1 CONCLUSIONES

- ✓ El presente estudio tuvo como finalidad conocer las propiedades físicas, mecánicas y químicas del suelo donde se asentará el proyecto: "AMPLIACION Y MEJORAMIENTO DE LOS SERVICIOS EDUCATIVOS DE LA INSTITUCION EDUCATIVA LUIS ALBERTO SANCHEZ, DISTRITO DE CORONEL GREGORIO ALBARRACIN LANCHIPA – TACNA - TACNA" y así poder evaluar la resistencia del suelo frente la acción de las diferentes cargas que se generaran en la zona de ejecución del proyecto, donde se realizaron estudios básicos de mecánica de suelos con personal del laboratorio del Gobierno Regional de Tacna y terceros.
- ✓ Las capacidades admisibles fueron analizadas con el método formulado por la NTP E.050 (Suelos y Cimentaciones) y se tomó en consideración un factor de seguridad de 3.00. La capacidad portante admisible más conservadora de base $B=1.80\text{m}$ y $L=1.80\text{m}$. y a una profundidad de desplante $D_f=2.00\text{m}$ es de 1.82 kg/cm^2 . Con un asentamiento menor a 2.54 cm la cual es permitido. Según la norma E.030 Diseño Sismoresistente, se consideró la condiciones y parámetros de suelo por efecto de sismo obteniendo los siguiente $Z=0.45$, $S_2=1.05$ $T_p=0.60$, $T_L=2.00$, tipo de suelo Intermedio (S2) y Factor de Uso $U=1.50$. (considerándose la zona sísmica en la que se encuentra el proyecto, ZONA 4).

Figura N° 8-1: Propuesta de cimentación para el proyecto



Fuente: Equipo Técnico de Sub Gerencia de Estudios.



Nota. El EMS se obtuvo del SEACE, el cual se registra toda la información de un proyecto.

4.1.1.1. Arquitectura

Las características de la arquitectura son las siguientes:

Características geométricas:

- Tiene un área techada $148,5 m^2$.
- La edificación es de $8 m \times 20 m$, donde la fachada corresponde a los $8 m$.
- La altura de primer piso es de $3,2 m$ y la altura de piso típico es de $2,8 m$.
- Altura total de la edificación es de $11,6 m$.

Usos de la edificación:

- El primer piso se destinará a un uso mixto, combinando dos tiendas comerciales con un área aparte en la zona posterior para una vivienda multifamiliar.
- El piso típico será destinado netamente a viviendas multifamiliares.

Distribución arquitectónica:

- El primer nivel cuenta con 2 baños pequeños ($2,4 m^2$) para las tiendas comerciales y uno mediano de $3,1 m^2$. Luego, están el pasaje de ingreso, dos dormitorios, una sala, un comedor, una cocina y dos patios.
- El piso típico cuenta con 2 baños medianos de $3,1 m^2$, tres dormitorios comunes y uno principal, una sala, un comedor, una cocina y tres tragaluces.
- En general, toda la edificación cuenta con una escalera en forma de “U”.
- La azotea solo cuenta con una lavandería.

A continuación, se muestra el plano arquitectónico del primer piso, del piso típico y de la azotea.

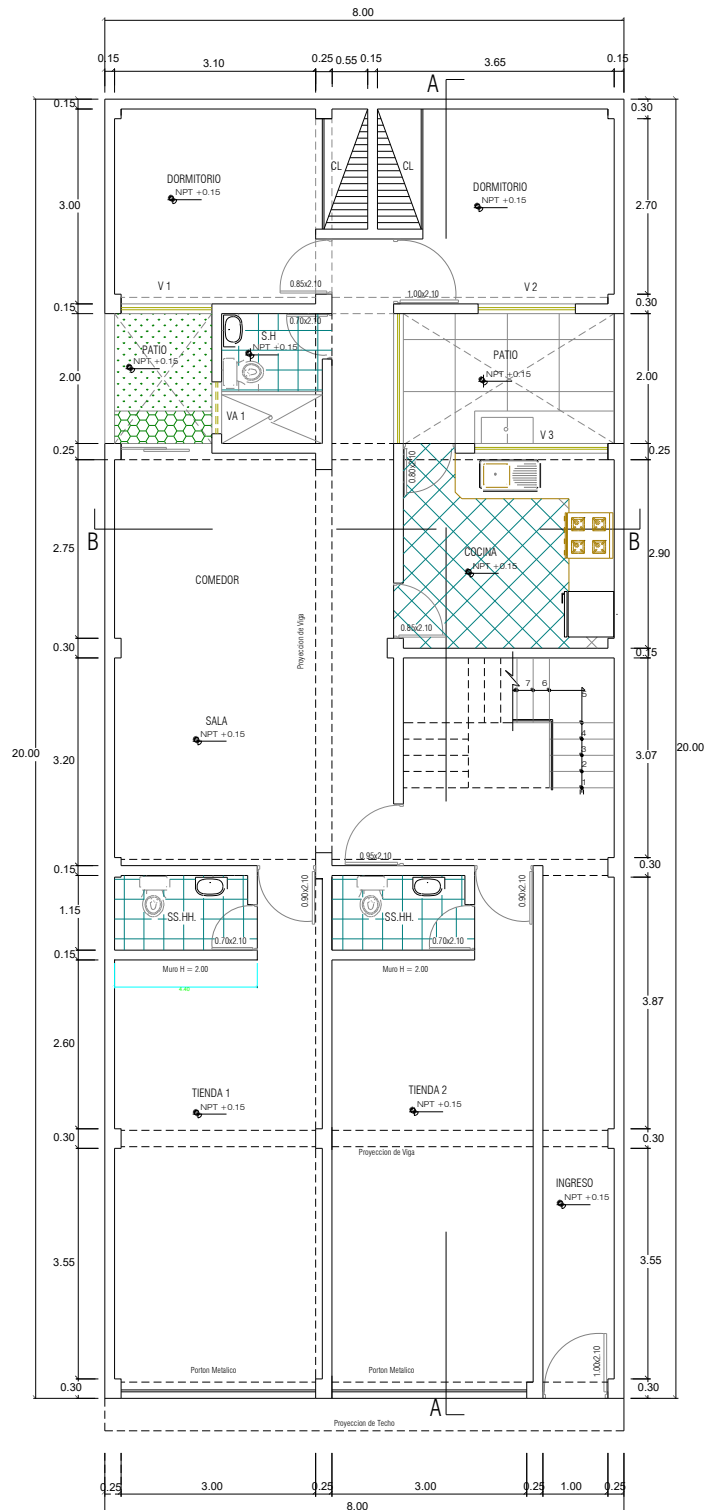
Figura 95*Vista en planta de arquitectura del primer piso**Nota. Imagen realizada con AutoCAD.*

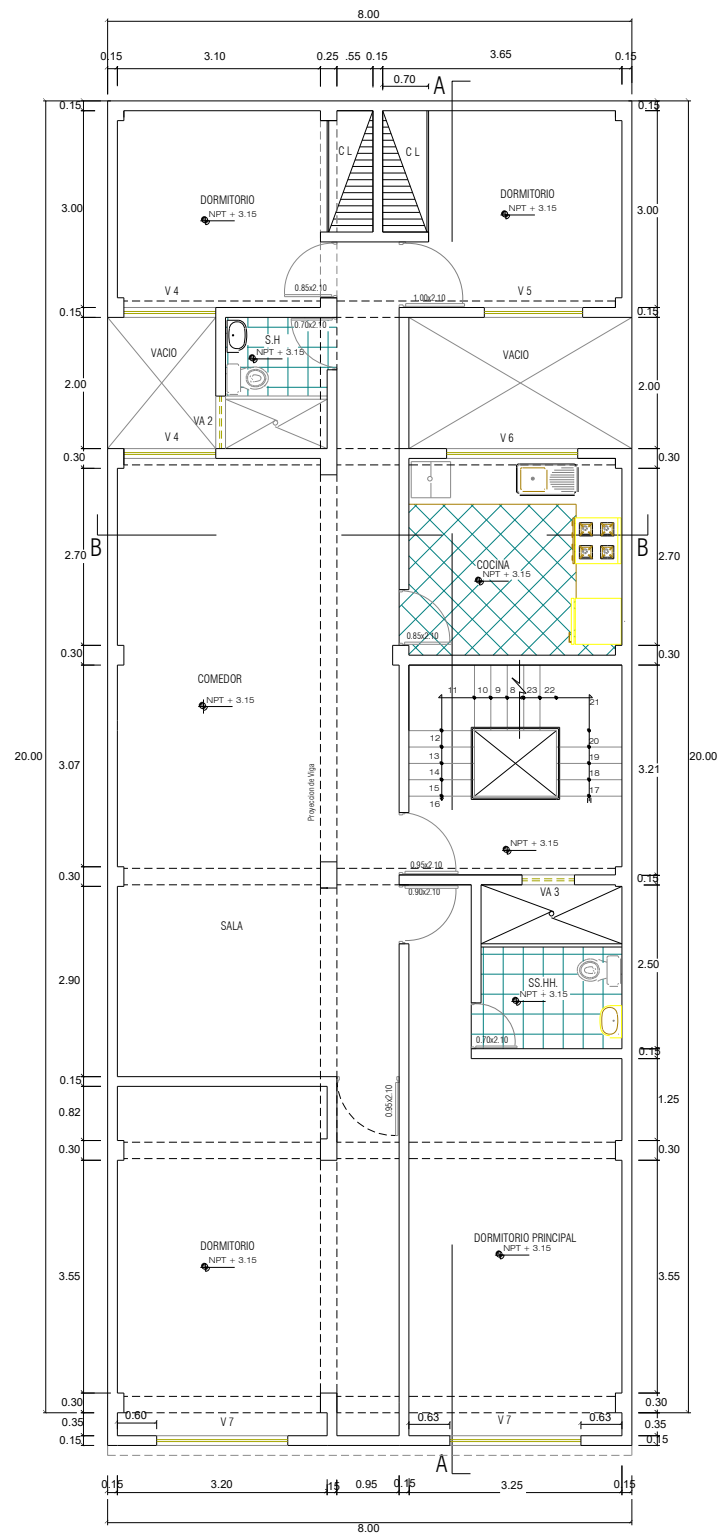
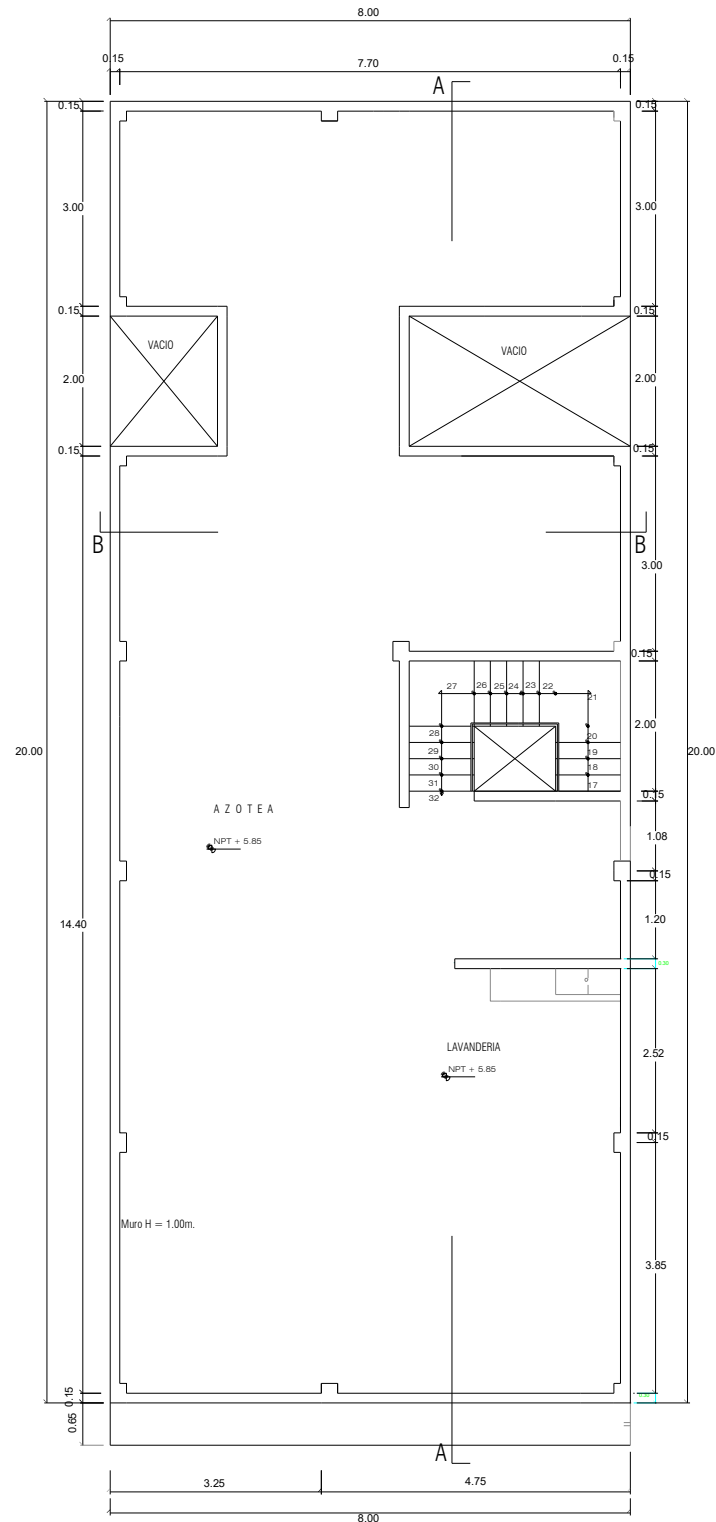
Figura 96*Vista en planta de arquitectura de piso típico**Nota. Imagen realizada con AutoCAD.*

Figura 97*Vista en planta de arquitectura de azotea**Nota. Imagen realizada con AutoCAD.*

4.1.2. ESTRUCTURACIÓN

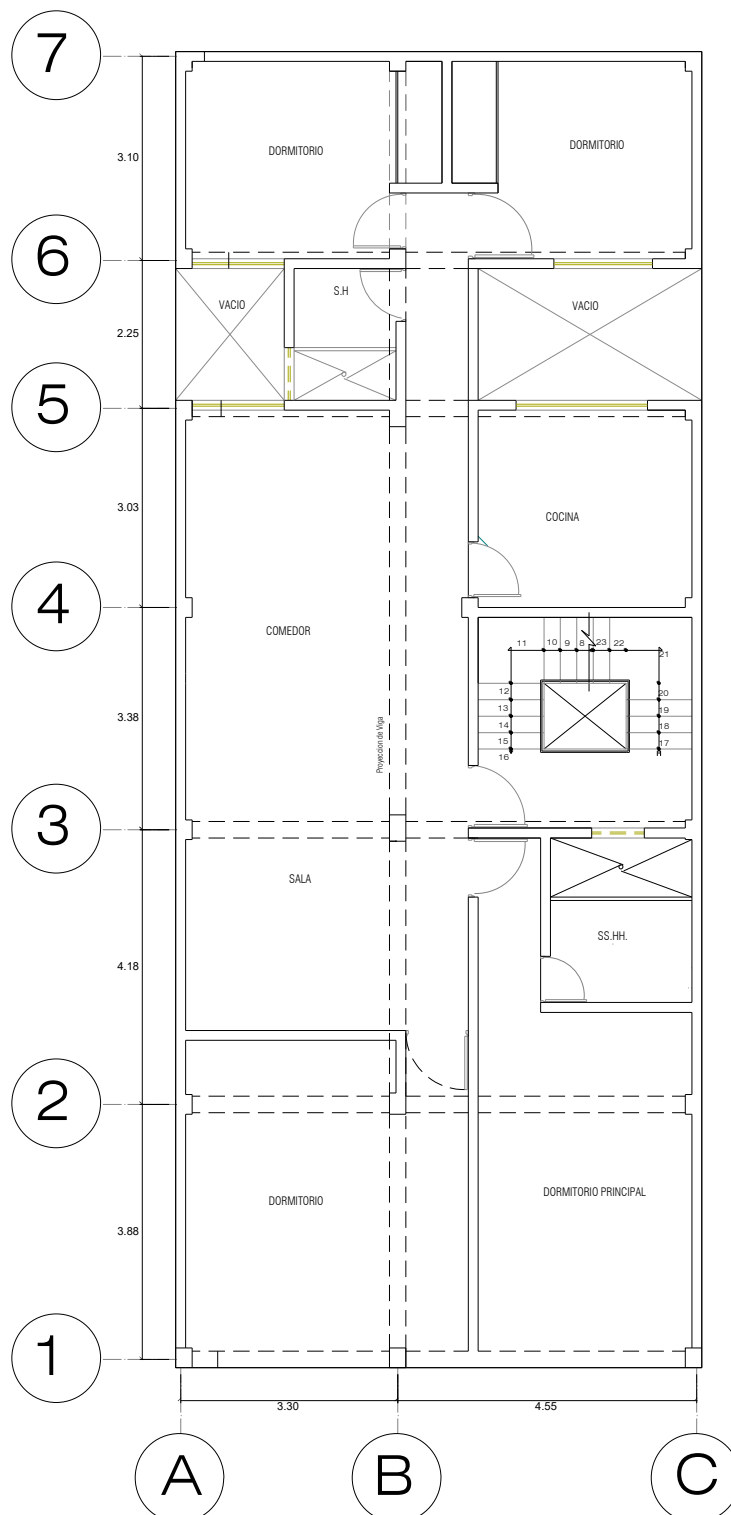
Se realizaron dos esquemas estructurales distintos para su evaluación. A través de un análisis crítico de cada propuesta, se tomó la decisión de cuál de ellas se adapta mejor a los requerimientos del proyecto y a las condiciones de sitio. La propuesta seleccionada servirá como base para el análisis sísmico y el diseño estructural posterior.

Anteriormente, se indicó varios criterios de estructuración y como estos influyen en las primeras etapas de un proyecto estructural; por lo tanto, de manera resumida se colocó todos los factores que se estarán tomando en cuenta al momento de realizar la estructuración:

- Simetría.
- Redundancia.
- Rigidez y resistencia bidireccionales.
- Resistencia y rigidez a la torsión.
- Simplicidad
- Uniformidad en planta y elevación.
- Comportamiento del diafragma.
- Criterio de centro de masa y rigidez.

Fue necesario analizar tanto el primer nivel como el segundo, puesto que, en el primer piso, hay dos centros comerciales, los cuales no tienen continuidad y esto limita un poco en colocar los elementos estructurales. Luego, está el segundo nivel; en el cual se debe respetar espacios de roperos, puertas, baños, etc. Sin embargo, se le va dar prioridad al piso típico, ya que es el que se repite a lo alto de la edificación y cuando había que hacer algún cambio brusco a la arquitectura, fue en el primer piso.

A continuación, se muestra la arquitectura del piso típico con el trazo de los posibles ejes estructurales; los cuales podrían ser modificados o también podrían permanecer tal cual ha indicado el arquitecto.

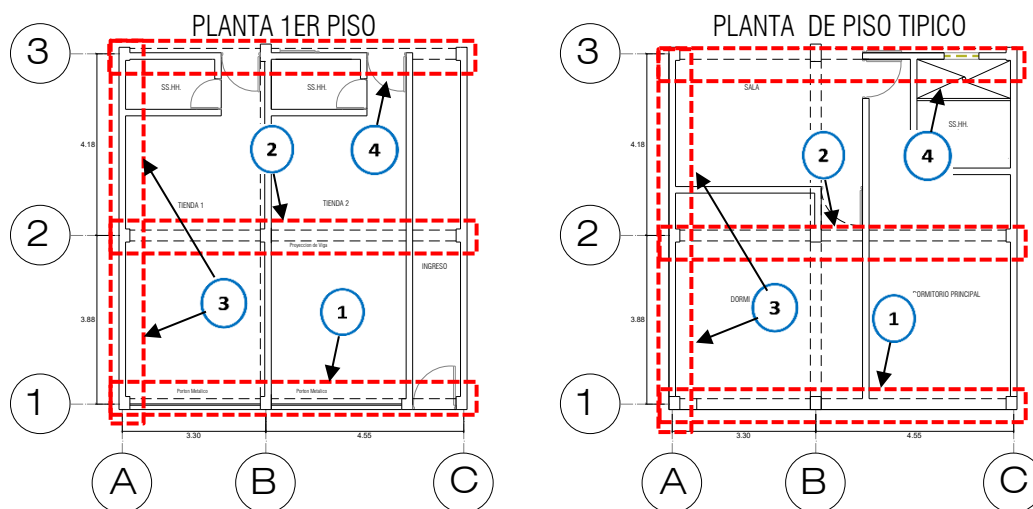
Figura 98*Vista en planta de piso típico con posibles ejes**Nota. Imagen realizada con AutoCAD.*

4.1.2.1. Primera Propuesta de Estructuración.

4.1.2.1.1. Análisis de ejes 1-2-3, A-B-C.

Figura 99

Estructuración de ejes 1-2-3, A-B-C para propuesta 1



Nota. En la izquierda tenemos el primer nivel y en la derecha el piso típico.

Franja 1

- En esta franja, se tiene diferentes situaciones, ya que, en el primer nivel, hay 2 portones metálicos y en el segundo se cuenta con dormitorios; esto no permite poder colocar una pequeña placa de concreto en el centro, porque reduciría mucho el espacio de los portones, entonces se colocará una columna peraltada en el eje X.
- Luego, para los elementos verticales de los costados también se cuenta con columnas peraltadas en X; teniendo un poco de cuidado con el espacio dejado para el ingreso, el cual no es tan complicado de solucionar, ya que el ancho mínimo para pasaje de circulación en viviendas es de 1 m de acuerdo a la Norma A.010.
- Entonces ya analizando este punto, podríamos decir que el eje X va estar compuesto por pórticos de concreto armado con mayor peralte en la dirección horizontal, esto debido a que hay menor redundancia en esta

dirección; por lo tanto, va necesitar mayor rigidez.

Franja 2

- No hay impedimento para utilizar un pórtico en esta dirección, salvo el pasaje de ingreso (controlable) y en el segundo nivel tenemos un pequeño ingreso al dormitorio; en este caso, sería suficiente con mantener un ancho mínimo de 0,9 m, peraltando la columna hacia el lado izquierdo. Por lo tanto, se usará pórticos.

Franja 3

- Sería idóneo utilizar en este punto muros de albañilería confinada, pero estaríamos trabajando con otro sistema estructural. Entonces, se optará por pórticos en esta dirección con un posible peralte menor al del eje X.

Franja 4

- Vemos que en este eje (3) varía la distribución entre el primer y segundo piso, pero no hay problema en utilizar pórticos; nuevamente sería respetar el pasaje de la primera tienda a la vivienda; sin embargo, esto se puede solucionar peraltando hacia la derecha o reduciendo un poco los baños, ya que estos no son una prioridad en los puestos comerciales.

Consideraciones generales

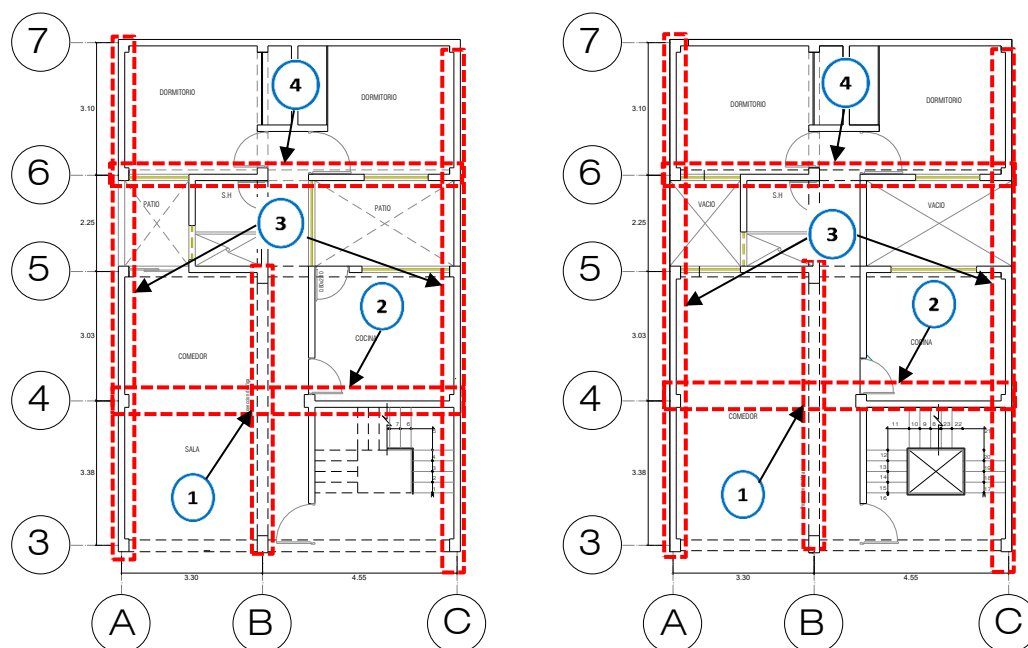
- Se usará losa aligerada en la dirección X, aunque no se cumpla en todos los paños que la dirección de las viguetas sea la de menor longitud. Esto se hace con la finalidad de que exista una continuidad en el acero longitudinal.
- Se usará 2 vigas chatas en la dirección de las viguetas para los 2 muros de tabiquería en el piso típico. Este criterio se usa con la finalidad de que la vigueta no tenga problemas de corte.

- Se utilizará losa maciza en el baño del piso típico, más no en los baños del primer nivel; ya que estos no tienen continuidad. En este caso, el uso de losa maciza es para fines sanitarios, pues la colocación de tuberías se vuelve complicado en losas aligeradas.
- Se analizará el bloque superior para determinar el sistema estructural.

4.1.2.1.2. Análisis de ejes 3-4-5-6-7, A-B-C

Figura 100

Estructuración de eje 3-4-5-6-7, A-B-C para propuesta 1



Nota. En la izquierda tenemos el primer nivel y en la derecha el piso típico.

Franja 1

- Nos encontramos con un problema al perder continuidad en el eje vertical por no colocar una columna en el centro de la franja roja. Esto puede traer complicaciones en el diseño, teniendo que hacer una verificación de deflexiones y de corte en las vigas que se crucen, pero en la etapa de análisis sísmico no habrá problema, ya que tenemos ejes verticales y horizontales segmentados; permitiendo un buen comportamiento sísmico.

- Hay que tener en cuenta la luz libre de la viga que se va formar en esta franja, puesto que va ocasionar que este eje tenga probablemente un mayor peralte a los ejes verticales del perímetro. Además, esto puede beneficiar al comportamiento de la estructura, ya que estas vigas del centro van recibir mayor transferencia de cargas, debido a que la losa aligerada tiene dirección en el eje X.

Franja 2

- En esta franja, la columna que hubiera sido idónea colocar en el eje vertical terminó siendo un apoyo de la escalera, esto no necesariamente es incorrecto, porque la escalera necesita como mínimo 2 apoyos. Entonces, para este pórtico, también será necesario hacer algunas verificaciones en la etapa de diseño estructural, ya que va existir un cruce entre vigas.

Franja 3

- La franja tres, que corresponde al eje vertical “A” y eje vertical “C”, no tiene ningún obstáculo y está correctamente segmentada. Por lo tanto, habrá un correcto funcionamiento para usar pórticos en esta dirección.
- Además, al no tener ningún impedimento; se puede aprovechar peraltar un poco las columnas en “Y”, ya que esto va beneficiar a la dirección en “X”, el cual va carecer de rigidez, debido a que las columnas no se pueden peraltar mucho en esa dirección por temas arquitectónicos.

Franja 4

- Se puede apreciar que este eje estructural hace que haya una mayor concentración de pórticos tanto en el eje Y como en el eje X, para el bloque superior de la edificación; es importante tener en cuenta esto porque va ocasionar problemas a torsión. Entonces, no siempre contar con más pórticos o elementos estructurales es mejor; y lo que realmente se debería

buscar es la simetría.

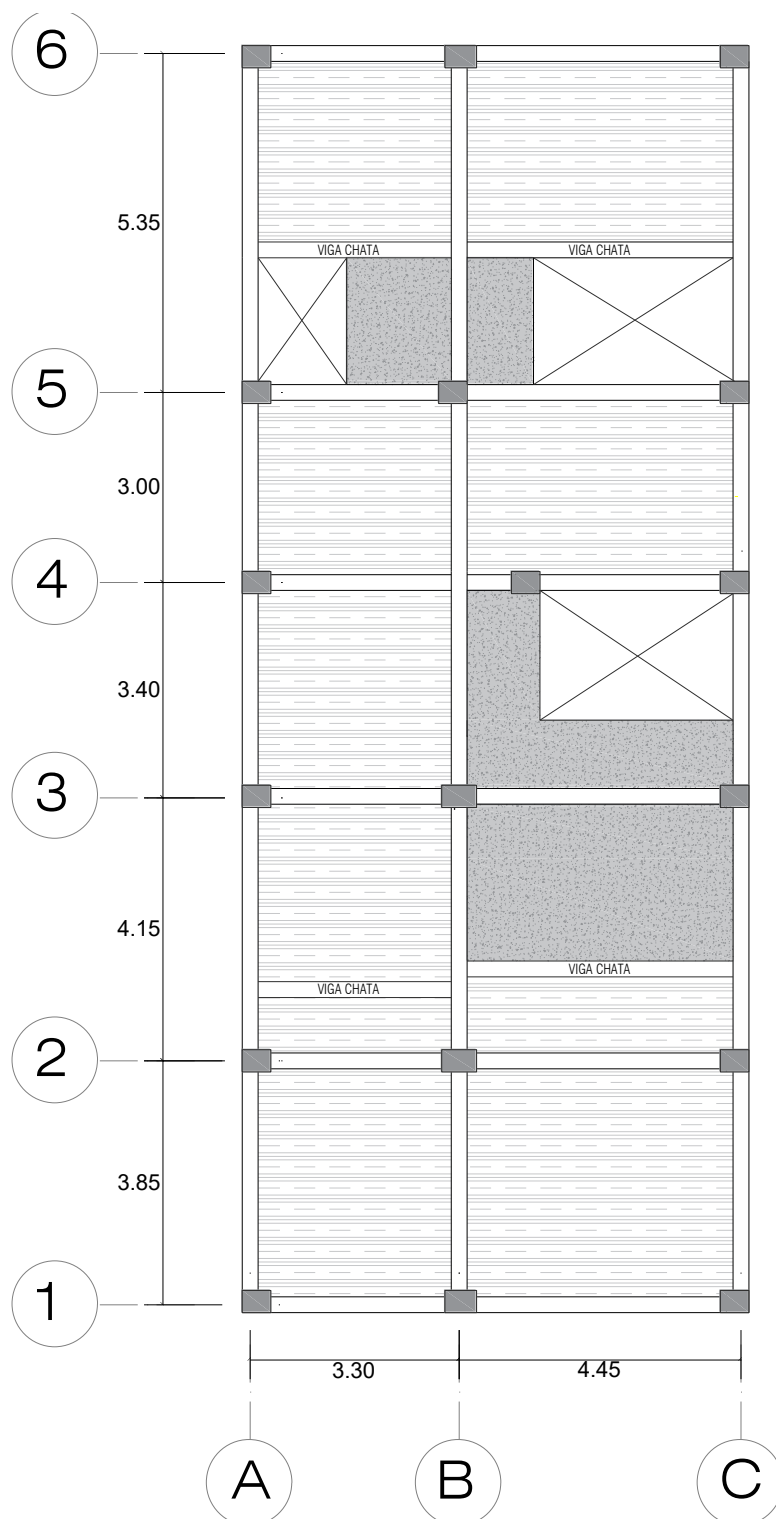
- Por lo tanto, el pórtico ubicado en la franja 4 será eliminado. Esto no solo ayudará a controlar posibles problemas a torsión; sino que también ayudará a controlar las distorsiones de entrepiso y nos ayudará a tener una estructura regular.
- Se usará viga chata a lo largo de la franja 4.

Consideraciones generales

- Todo el paño que rodea a la escalera será de losa maciza, esto con la finalidad de que haya un comportamiento de diafragma rígido y también por temas constructivos es lo más adecuado, ya que el acero de la escalera tiene que ir embebido dentro de la losa; y esto sería complicado o imposible de hacer con una losa aligerada.
- Usaremos losa maciza en el baño por temas constructivos. Esto también ayudará a controlar problemas diafragma rígido, ya que se puede apreciar 2 tragaluces en una misma dirección.
- Se mantendrá el aligerado en la dirección “X”, aun cuando su tramo no sea exactamente el lado más corto, ya que se cumple en la mayoría de tramos y esto va permitir realizar un mejor trabajo en la etapa constructiva.

4.1.2.1.3. Plano de estructuración

Se concluyó que el sistema estructural va ser de pórticos de concreto armado en ambas direcciones, con un posible mayor peralte de columnas en el eje X. Luego, en el eje central de la dirección y se tendrá vigas más peraltadas que en las del perímetro. Finalmente, se obtuvo un plano simétrico, con alta redundancia, con elementos continuos y con una correcta distribución de elementos rígido; por lo tanto, no tendrá problemas a torsión.

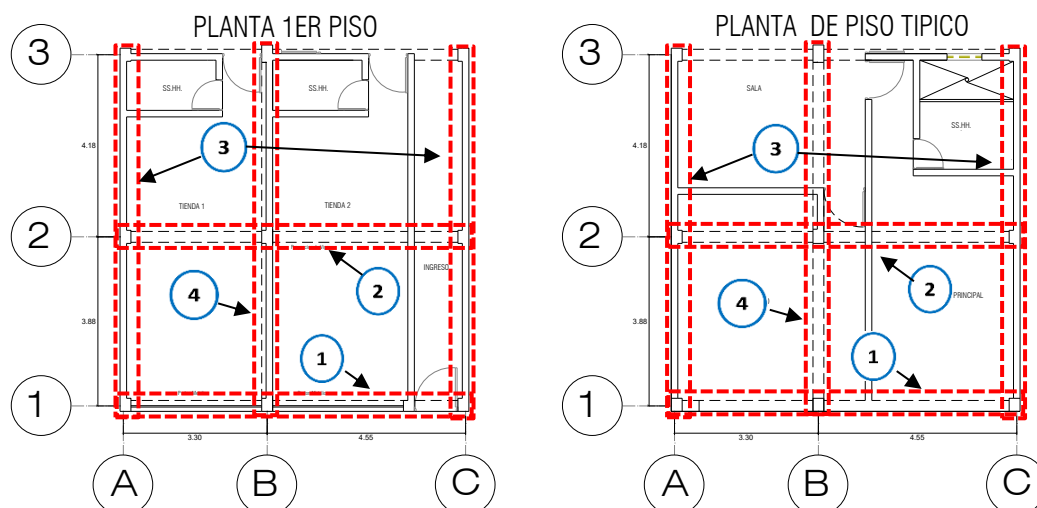
Figura 101*Estructuración inicial para la primera propuesta**Nota. Imagen realizada con AutoCAD.*

4.1.2.2. Segunda Propuesta de Estructuración

4.1.2.2.1. Análisis de ejes 1-2-3, A-B-C

Figura 102

Estructuración de ejes 1-2-3, A-B-C para propuesta 2



Nota. En la izquierda tenemos el primer nivel y en la derecha el piso típico.

Franja 1

- La franja uno, está muy limitada por lo portones de las tiendas comerciales; esto solo nos permite trabajar con pórticos en esta zona; por lo tanto, no hay mucho que hacer en esta franja.

Franja 2

- Se va eliminar el eje 2, esto con la finalidad de ganar mayor espacio para la zona de las tiendas comerciales; además que permite una mayor versatilidad de su uso, pudiéndose trabajar como puestos independientes o como un único puesto. Al eliminar este eje, tendremos luces más largas en las vigas en el eje “Y”; por lo tanto, utilizar un sistema de pórticos en esta dirección puede no ser lo más óptimo, ya que el peralte de las vigas puede ser muy grande y generar incomodidad principalmente en los espacios de las viviendas.

Franja 3

- En las siguientes franjas, se va optar por colocar placas al inicio, esto nos permitirá reducir las luces de las vigas y brindar una alta rigidez en la dirección “Y”.
- Estas placas se tendrán que usar de forma simétrica con respecto al centro de masa, puesto que son elementos muy rígidos y al realizar una distribución asimétrica; generan una alta excentricidad; ocasionando futuros problemas de torsión en planta.
- Además, en la zona central de los ejes verticales extremos, se utilizará columnas en “T” peraltadas en la dirección “Y” para no concentrar toda la rigidez en los extremos. Hay que tener en cuenta que no es suficiente con que el centro de masa y rigidez estén lo más cercano posible, sino que es igual de importante la distribución de estos elementos altamente rígidos.

Franja 4

- En este caso, vamos a tener una viga con una luz muy grande, pero como indicamos que utilizaremos placas en el eje “Y”, tendremos un sistema de muros estructurales; por lo tanto, esta viga no tendrá responsabilidad sísmica y se podrá reducir un poco su peralte.
- En el eje vertical central, se tendrá que utilizar columnas cuadradas, ya que, al tener una viga peraltada en el centro, se buscará tener columnas resistentes y esto lo lograremos aumentando las dimensiones de la sección.

Consideraciones generales

- Se usará losa aligerada en la dirección X, porque tiene tramos cortos.
- Se usará 2 vigas chatas en la dirección de las viguetas para los 2 muros de tabiquería en el piso típico.
- Se utilizará losa maciza en el baño del piso típico, más no en los baños del

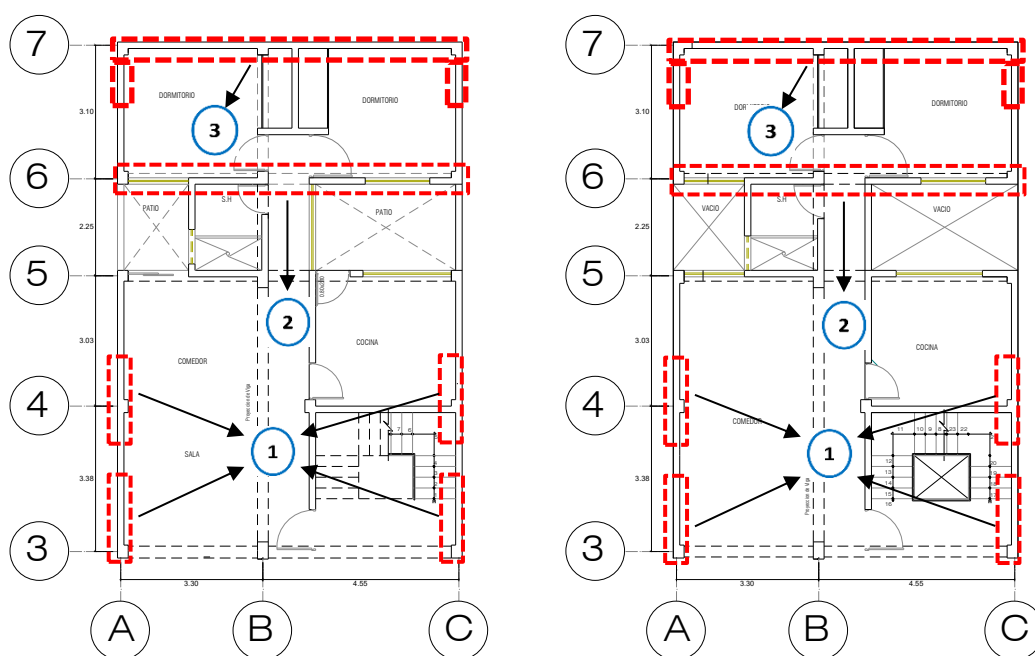
primer nivel, ya que estos no tienen continuidad.

- Analizando el primer bloque ya estamos casi seguros de que el sistema estructural en “Y” va ser de muros estructurales y en “X” de pórticos.

4.1.2.2.2. Análisis de ejes 3-4-5-6-7, A-B-C

Figura 103

Estructuración de ejes 3-4-5-6, A-B-C de la segunda propuesta



Nota. En la izquierda tenemos el primer nivel y en la derecha el piso típico.

Franjas 1

- En estas franjas, se colocarán las vigas “T” peraltas en la dirección “Y” y con peralte considerable en la dirección horizontal, ya que estamos formando un sistema estructural de pórticos en esa dirección. Todo esto, con la finalidad de que todo el perímetro tenga alta rigidez.

Franjas 2

- Esta franja (eje 6) será eliminada, puesto que se genera una luz muy corta, lo que daría inicio a una viga de acople o gran peralte, aumentando así

mucho la rigidez en esa zona, siendo esto muy exagerado para una vivienda de 4 niveles.

Franjas 3

- En la franja 3, lo que se trata de indicar es que va tener que ser simétrico a la zona de la fachada, esto para mantener una simetría en los elementos estructurales. Sin embargo, por temas de rigidez, las placas ubicadas en esta zona tendrán un poco menos de longitud, ya que hay una mayor concentración de elementos que aportan rigidez en todo ese bloque; haciendo que el centro de rigidez en la dirección “Y” suba mucho.

Consideraciones generales

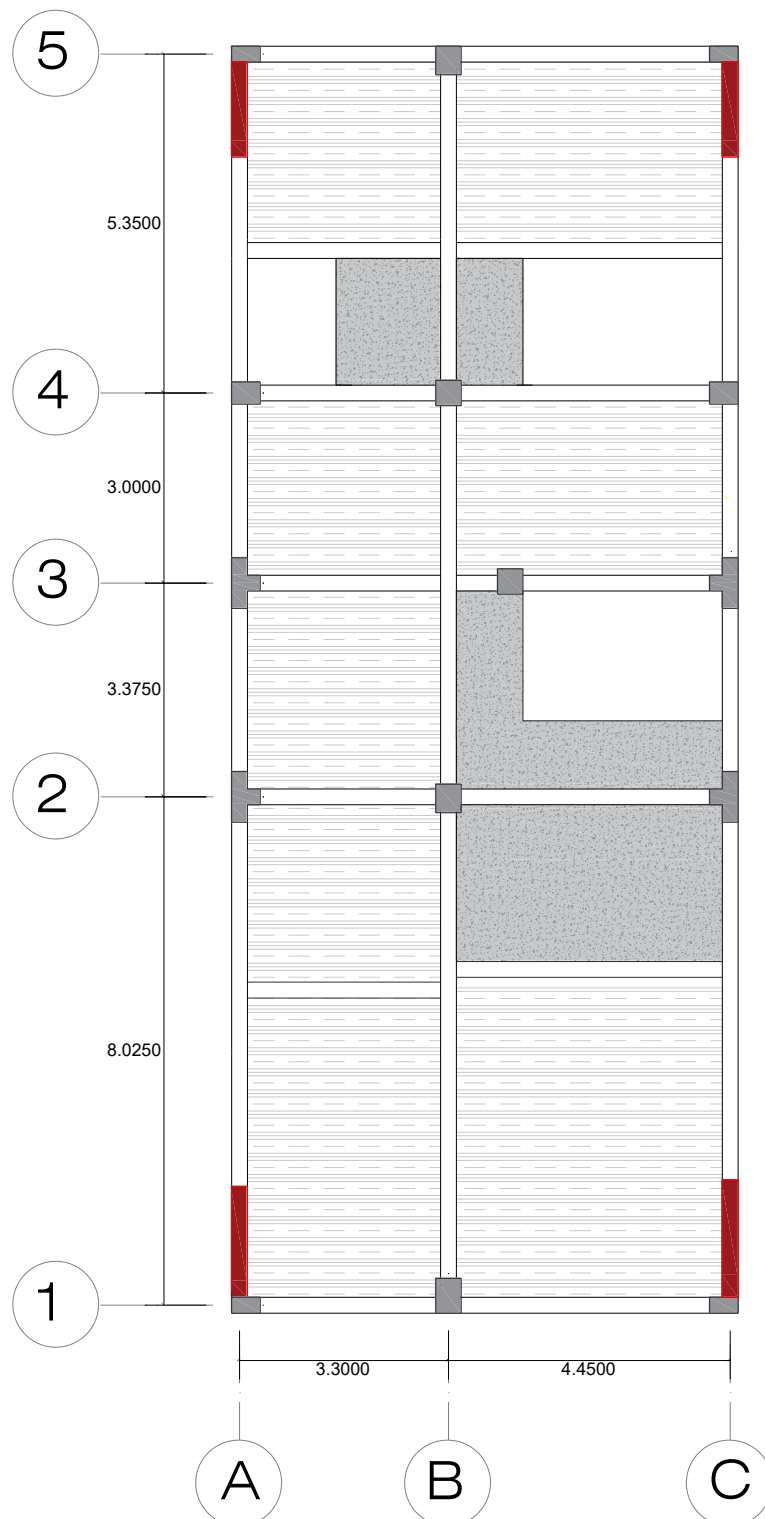
- Todo el paño que rodea a la escalera será de losa maciza, esto con la finalidad de que haya un comportamiento de diafragma rígido y también por temas constructivos es lo más adecuado.
- Usaremos losa maciza en el baño por temas constructivos.
- Se mantendrá el aligerado en la dirección “X”, aun cuando su tramo no sea exactamente el lado más corto, ya que se cumple en la mayoría de tramos y esto va permitir realizar un mejor trabajo en la etapa constructiva.

4.1.2.2.3. Plano de estructuración

Se concluyó que el sistema estructural va ser de pórticos de concreto armado en la dirección “X” y de muros estructurales en la dirección “Y”. Este sistema beneficia a que en el primer nivel haya un mayor espacio para las tiendas comerciales; sin embargo, será necesario verificar si tendrá problemas de torsión y si la viga central vertical no será un problema al tener un gran peralte (aproximadamente de 60 cm). Sin embargo, queda claro que el sistema va tener alta rigidez en ambas direcciones, resaltando más en la dirección “Y”.

Figura 104

Estructuración inicial para la segunda propuesta



Nota. Imagen realizada con AutoCAD.

4.1.2.3. Elección del plano de estructuración

Para la elección de qué propuesta vamos a utilizar, se indicará las ventajas y desventajas de la primera y segunda propuesta; y finalmente se realizará un cuadro comparativo entre ambas propuestas, para poder seleccionar la solución estructural óptima que garantice la compatibilidad entre los requerimientos arquitectónicos y las exigencias sismorresistentes.

4.1.2.3.1. Ventajas de la primera propuesta de estructuración

- Al ser un sistema de pórticos en ambas direcciones con varios pórticos en ambas direcciones, significa que la estructura tendrá una alta redundancia y ductilidad; vale aclarar que tanto la ductilidad como la redundancia va depender en gran parte del diseño que se haga, verificando factores como: Correcto diseño de nudos de vigas y columnas, cuantía de los elementos sísmicos, correcto anclaje del acero, etc.
- La disposición de los elementos es simétrica, esto evitará que existan problemas de torsión en planta. Además, al tener una forma rectangular y típica; su comportamiento se podrá analizar con mayor precisión y tendrá mejores resultados.
- Se adecua perfectamente a lo que indica el ingeniero en su plano arquitectónico. No se ha añadido columnas extras, ni placas, etc.
- Al ser aporticado en ambas direcciones, se puede realizar varios cambios en la arquitectura; esto queda a imaginación de un profesional en diseño de interiores y de los requerimientos a futuro del dueño.
- El sistema es completamente regular, esto trae varios beneficios a la estructura. Como se mencionó con anterioridad, la experiencia sobre los eventos sísmicos nos indica que las estructuras regulares siempre mostraron un óptimo comportamiento sísmico.

4.1.2.3.2. Desventajas de la primera propuesta de estructuración

- El arquitecto no ha considerado el posible ancho y largo que tendrán las columnas, proponiendo columnas de 25 cm x 25 cm. Sin embargo, estas dimensiones son imposibles, y no solo por temas de predimensionamiento; sino por temas de longitud de anclaje, ya que, para varillas de 1/2" o 5/8", sus longitudes de anclaje para gancho estándar son de 28 cm y 35 cm respectivamente; entonces, las columnas de todo el perímetro tendrán que tener anchos mayores a estos para poder cumplir con los requerimientos normativos de la Norma E.060.
- Probablemente las vigas peraltadas y las columnas robustas generen incomodidad a los inquilinos.
- Las estructuras aporticadas se caracterizan por ser muy flexibles, esto significa que tienen grandes desplazamientos frente a sismos severos. Esto también puede generar incomodidad en las personas; sin embargo, esto se puede controlar siendo más conservadores con el control de derivas.

4.1.2.3.3. Ventajas de la segunda propuesta de estructuración

- Mayor rigidez en la dirección “Y”, puesto que se trabajará con sistema estructural de muros estructurales. Esto permitirá controlar fácilmente las derivas en esta dirección.
- Su principal aporte de esta estructuración es dejar aún más libre varias zonas de la arquitectura, teniendo el propietario una edificación con mayor versatilidad para adecuarse a distintos proyectos.
- El hecho de usar placas lo volverá un sistema más rígido, esto nos ayudará a evitar la flexibilidad que presenta trabajar con un sistema aporticado en ambas direcciones.

4.1.2.3.4. Desventajas de la segunda propuesta de estructuración

- Al contar con muro estructurales para una edificación de 4 niveles, va generar un sobrecosto en la edificación, ya que estos elementos estructurales requieren de grandes cantidades de acero de refuerzo para realizar su construcción.
- Al haber quitado ejes estructurales, hemos reducido la capacidad de redundancia que tenía en el eje X, y probablemente esto perjudique en el comportamiento total de la edificación y se requiera columnas más peraltadas en la dirección horizontal.
- La arquitectura limita colocar un par de placas en la dirección “X”, esto no nos permite trabajar con un sistema dual en la dirección “X”, ya que sería lo más idóneo para así tener alta rigidez en ambas direcciones.
- Es cierto que se trató de hacer una correcta distribución de rigideces de los elementos estructurales, sin embargo, el bloque en el que se encuentran los ejes 1 y 2 con A, B y C, tiene paños muy grandes y hay una pequeña carencia de un eje estructural en esa zona; esto puede ocasionar problemas de torsión, ya que, tanto en la fachada como en la zona posterior, tampoco se puede utilizar placas o columnas bien peraltadas en “X” para poder rigidizar correctamente todo el perímetro.
- Otra desventaja sería la pequeña incertidumbre de cómo se va comportar las vigas con luces grandes en el eje vertical central. Los posibles problemas que traería esta viga peraltada tendrían que ver con la distribución de rigideces entre esta viga no sísmica, pero de gran peralte con las vigas transversales sísmicas, pero de menor peralte, y otro problema sería cómo se va a considerar el diseño entre este cruce de elementos, ya que se tendrán que realizar más verificaciones y probablemente se encuentre alguna inconsistencia, así como también podría estar cumpliendo adecuadamente.

4.1.2.3.5. Cuadro comparativo entre ambas propuestas

Tabla 12

Cuadro comparativo de las propuestas de estructuración

Criterio	Peso	Primera Propuesta	Segunda Propuesta	Justificación
Redundancia estructural	15 %	Alta	Moderada	Mayor seguridad ante fallas
Regularidad estructural	30 %	Alta	Moderada	Facilita el análisis y diseño
Rigidez estructural	20 %	Moderada	Alta	Mejor comportamiento sísmico
Integración con la arquitectura	5 %	Moderada	Alta	Comodidad para los usuarios
Relación costo - beneficio	10 %	Moderada	Baja	Comodidad para el propietario
Ductilidad estructural	20 %	Alta	Moderada	Mayor capacidad a la deformación plástica sin perder capacidad de carga

Asignamos valores a la escala baja, moderada y alta, de 2, 4, 6 respectivamente. Entonces, tendremos que el puntaje máximo es de 6 puntos y en función a este se realizará la elección del sistema estructural.

$$Propuesta_1 = 0,15 * 6 + 0,3 * 6 + 0,2 * 4 + 0,05 * 4 + 0,1 * 4 + 0,2 * 6$$

$$Propuesta_1 = 5,3$$

$$Propuesta_2 = 0,15 * 4 + 0,3 * 4 + 0,2 * 6 + 0,05 * 6 + 0,1 * 2 + 0,2 * 4$$

$$Propuesta_2 = 4,3$$

$\therefore Propuesta_1 > Propuesta_2 \rightarrow$ Trabajamos con la propuesta 1

4.1.3. PREDIMENSIONAMIENTO

En la etapa de predimensionamiento, no solo nos guiaremos de la normativa, sino también de las recomendaciones de distintos autores dominantes del tema. Cabe resaltar que solo se realizará el predimensionamiento de elementos estructurales críticos, ya que, al ser un sistema aporticado de 4 niveles, este tendrá continuidad de sus secciones tanto en los elementos horizontales como verticales, con la finalidad de facilitar el proceso constructivo para el montaje del acero de refuerzo.

4.1.3.1. PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSAS

Para el predimensionamiento de losas aligeradas y macizas en una dirección, nos guiaremos de la tabla en el capítulo 9 de la Norma E.060.

Tabla 13

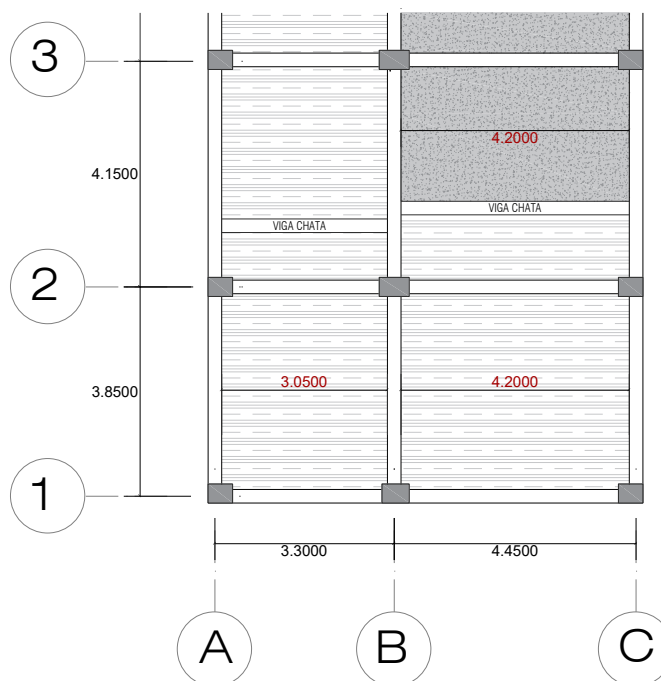
Peraltes o espesores mínimos de vigas no preesforzadas o losas reforzadas en una dirección a menos que se calculen las deflexiones

ESPESOR O PERALTE MÍNIMO, h				
Elemento	Elementos que no soporten o estén ligados a divisiones u otro tipo de elementos no estructurales susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes			
	Simplemente apoyadas	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
Losas macizas en una dirección	L/20	L/24	L/28	L/10
Vigas o losas nervadas en una dirección	L/16	L/18,5	L/21	L/8

4.1.3.1.1. Predimensionamiento de losa aligerada y maciza

Figura 105

Predimensionamiento de losa aligerada y maciza



Nota. Imagen realizada con AutoCAD.

Se puede apreciar en la Fig. 105 que la distribución del aligerada se escogió previamente en la estructuración en la dirección “X”, aun cuando en el paño A-B entre 1-2 el lado más corto se encuentra en la dirección “Y”. Esto se hizo con la finalidad de optimizar y facilitar el proceso constructivo, ya que las varillas de acero en Perú tienen 9 m de longitud; entonces, no será necesario estar realizando traslapes porque el ancho de la fachada es 8m.

Para losa aligerada

Tomaremos la luz libre más crítica:

$$L = 4,2 \text{ m}$$

De acuerdo a la tabla 10:

$$h = \frac{L}{18,5} = \frac{420 \text{ cm}}{18,5} = 22,7 \text{ cm}$$

$\therefore$ Usaremos $h_{\text{aligerado}} = 20\text{cm}$ (se verificará deflexiones)

Para losa maciza

Tomaremos la luz libre más crítica: $L = 4,2 \text{ m}$

De acuerdo a la tabla 9: $h = \frac{L}{24} = \frac{420 \text{ cm}}{24} = 17,5 \text{ cm}$

$\therefore$ Usaremos $h_{\text{maciza}} = 20 \text{ cm}$

4.1.3.2. PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS

Para el predimensionamiento del peralte de vigas sísmicas tomaremos como referencia al ingeniero (A. Blanco, 1994) en su libro *Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado*. De manera resumida, nos indica que actualmente se usa el mismo peralte de las vigas en ambos sentidos, y que el término de viga secundaria no será utilizado para el caso de vigas sísmicas; por lo tanto, tanto en dirección “X” como “Y” se utilizarán las siguientes fórmulas:

$$h = \frac{L}{10} \text{ o } \frac{L}{12}$$

Para el ancho de la viga, partiremos del ancho mínimo propuesto por la Norma E.060 para elementos con alta responsabilidad sísmica. Esto lo encontramos en el Art. 21.5.1.3, donde nos indica que el ancho no debe ser menor de 0,25 veces el peralte ni de 250 mm.

$$b = \min(0,25h \text{ o } 250 \text{ mm})$$

Sin embargo, en la etapa de estructuración, indicamos que queremos aumentar la rigidez en nuestro sistema aporticado y, para lograrlo, haría un cambio significativo aumentar en 5 cm el peralte de la viga ya predimensionada. Esto se puede justificar con el artículo *Análisis estructural para la determinación de la Rigidez lateral de un pórtico de concreto armado* (Rupay et al., 2023), en el que se ve como interfiere la rigidez de la viga en las fórmulas usadas para el cálculo de la rigidez total de un pórtico de concreto

armado. En el cual, usaron los métodos aproximados de Wilbur y Muto; entonces, veremos cómo interfiere la rigidez de la viga en estos métodos que son especialmente para estructuras aporticadas.

Cálculo de rigidez en pisos intermedios (Wilbur):

$$k_n = \frac{48E}{h_n * \left[\frac{4h_n}{\sum k_{cn}} + \frac{h_m + h_n}{\sum k_{vm}} + \frac{h_n + h_o}{\sum k_{vn}} \right]}$$

Donde:

- k_n : Rigidez del piso “n”
- k_{vn} : Rigidez relativa (I_v/L) de las vigas del nivel sobre el piso “n”
- k_{cn} : Rigidez relativa (I_c/L) de las columnas del piso “n”
- m, n, o: Índices que identifican tres niveles consecutivos
- E: Módulo de elasticidad

Se puede apreciar en la fórmula que, si aumenta la rigidez relativa de las vigas, se reduce el valor del denominador y esto hace que la rigidez de piso incremente más.

Cálculo de la rigidez total de una columna:

$$\bar{K} = \frac{k_{v1} + k_{v2}}{K_c} \rightarrow a = \frac{0,5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}} = 1 - \frac{1,5}{2 + \bar{K}} \rightarrow K_{col"n"} = a \cdot K_{be}$$

Donde:

- K_c : Rigidez de la columna
- k_{vn} : Rigidez de la viga
- $\bar{K}$: Rigidez relativa

- K_{be} : Rigidez máxima para columna biempotrada ($12EI/h^3$)
- m, n, o: Índices que identifican tres niveles consecutivos
- E: Módulo de elasticidad

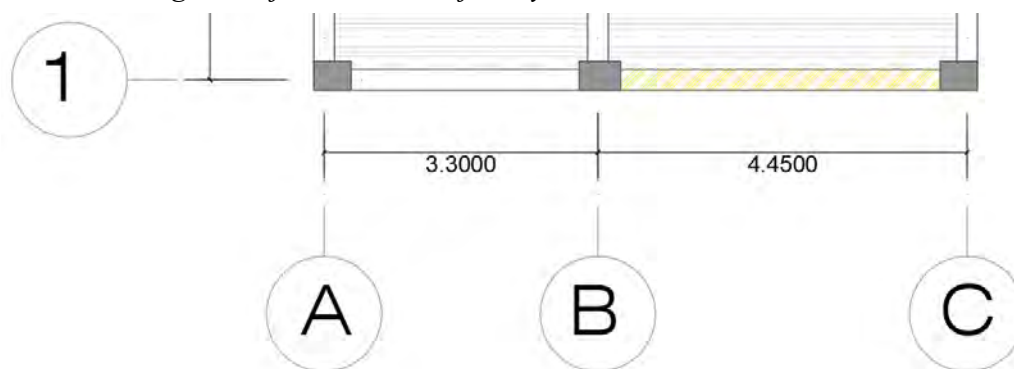
En este caso, para hallar la rigidez total de una columna, necesitamos el valor de “a”, el cual nos es conveniente que sea grande para obtener un pórtico rígido. Entonces, analizando la fórmula, vemos que el valor de “a” será mayor cuando la rigidez relativa “ $\bar{K}$ ” se incremente; este último factor se incrementará las rigideces relativas de las vigas “ k_{vn} ”. Nuevamente, queda demostrado la influencia del peralte de las vigas de un pórtico para tener una estructura rígida.

4.1.3.2.1. Predimensionamiento para las vigas del eje “X”

Tomaremos como muestra la siguiente viga para realizar los cálculos del predimensionamiento y poder repetir este peralte en los demás pórticos del eje “X”.

Figura 106

Análisis de viga del eje 1 entre los ejes B y C



Nota. Imagen realizada con AutoCAD.

Luz libre más crítica: $L = 4,45 \text{ m}$

Peralte de viga: $h_{viga} = \frac{445 \text{ cm}}{10} \text{ o } \frac{445 \text{ cm}}{12} = 44,5 \text{ cm o } 37,08 \text{ cm}$

Tomaremos: $h_{viga} = 44,5 \text{ cm}$

Por criterio de rigidez: $h_{viga} = 44,5 \text{ cm} + 5 \text{ cm} = 49,5 \text{ cm}$

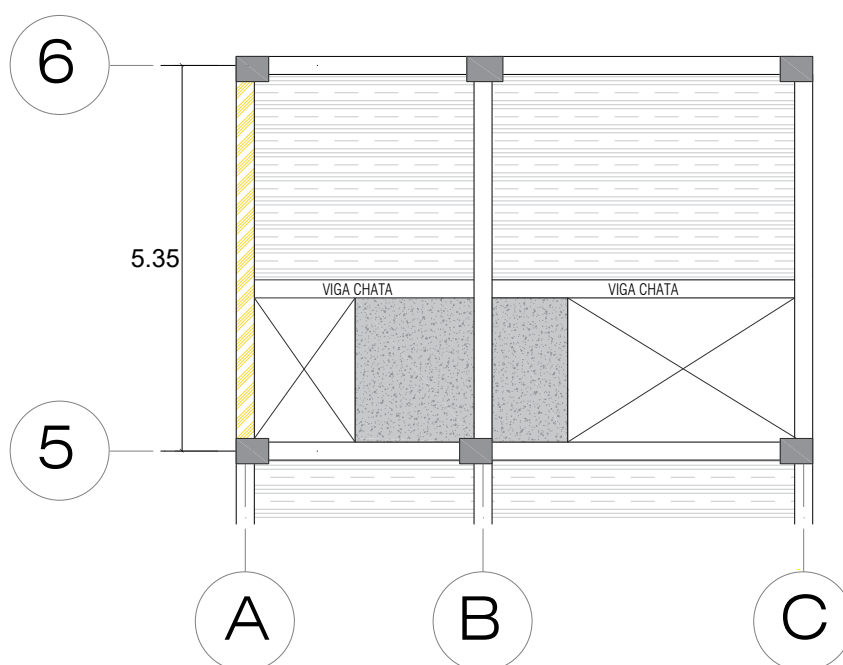
$\therefore$ Usaremos $h_{viga\_x} = 50 \text{ cm}$ y $b_{viga\_x} = 25 \text{ cm}$

4.1.3.2.2. Predimensionamiento para las vigas del eje “Y”

Tomaremos como muestra la siguiente viga para realizar los cálculos del predimensionamiento y poder repetir este peralte en los demás pórticos del eje “Y”.

Figura 107

Análisis de la viga del eje A entre los ejes 2 y 3



Nota. Imagen realizada con AutoCAD.

Luz libre más crítica: $L = 5,35 \text{ m}$

Peralte de viga: $h_{viga} = \frac{535 \text{ cm}}{10} \text{ o } \frac{535 \text{ cm}}{12} = 53,5 \text{ cm o } 44,58 \text{ cm}$

Tomaremos: $h_{viga} = 50 \text{ cm}$

Por criterio de rigidez: $h_{viga} = 50 \text{ cm} + 5 \text{ cm} = 55 \text{ cm}$

Sin embargo, al ser el eje “Y” más segmentado, o sea, tener varios pórticos continuos, va tener una mejor transferencia de momentos. Entonces, usaremos:

$\therefore$ Usaremos $h_{viga\_y} = 50 \text{ cm}$ y $b_{viga\_y} = 25 \text{ cm}$

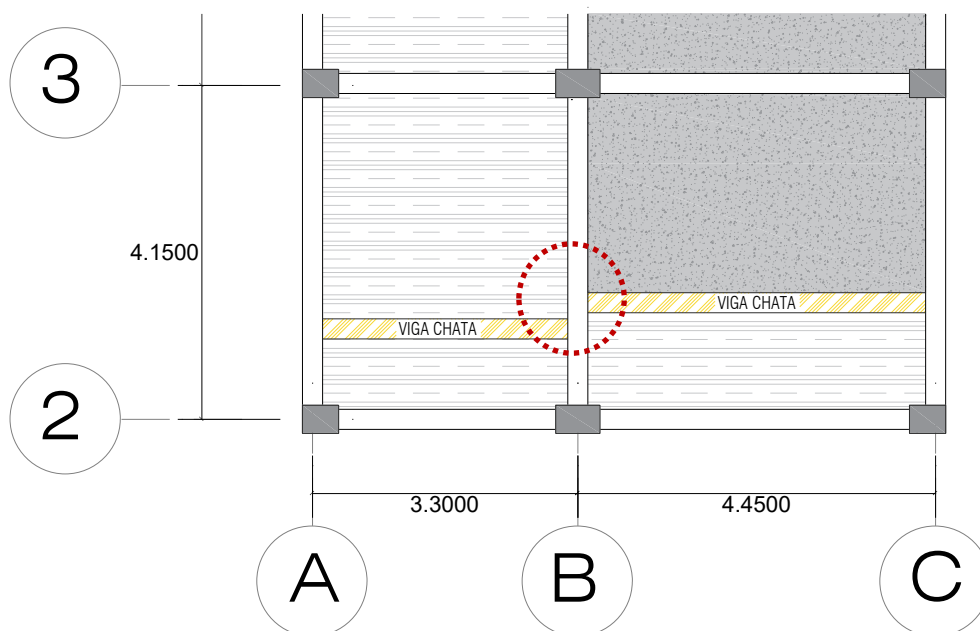
4.1.3.2.3. Predimensionamiento para vigas chatas

Las vigas chatas son elementos no estructurales (no tienen responsabilidad sísmica), su uso básicamente radica en soportar el peso de muros de tabiquería que se encuentran apoyada longitudinalmente en la dirección de las viguetas de una losa aligerada. Y su aporte no es a flexión, sino principalmente a cortante.

Estas vigas se caracterizan por presentar un peralte igual al de la losa aligerada, donde solo el ancho varía y normalmente se inicia con un valor de 25 cm.

Figura 108

Análisis de vigas chatas en los paños A-B y B-C con los ejes 3 y 2



Nota. En el círculo encerrado podemos mejorar el proceso constructivo haciendo más ancha la viga del paño A-B con el eje 2 y 3, esto con la finalidad de que el acero de refuerzo longitudinal tenga continuidad.

$\therefore$ Usaremos $h_{viga\_chata} = 25\text{ cm}$ y $b_{viga\_chata} = 25\text{ cm}$

4.1.3.3. PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS

Para le predimensionamiento de las columnas utilizaremos 3 criterios, el primer criterio es el más clásico y nos guiaremos del libro *Diseño sismorresistente de edificaciones de concreto armado* (Oviedo, 2024), para el segundo criterio tomaremos como referencia la longitud de desarrollo de las varillas de refuerzo longitudinales según la Norma E.060 y para el tercero utilizaremos el concepto de viga débil – columna fuerte.

Primer criterio:

$$A_{COL} = \frac{\lambda \cdot P_G \cdot A_{tr}}{\eta \cdot f'_c}$$

Donde:

A_{COL}	:	Área de columna.
P_G	:	Carga por gravedad.
λ, η	:	Factores que dependen de la ubicación.
A_{tr}	:	Área tributaria.

Tabla 14

Factores para el predimensionamiento de columnas

TIPO DE COLUMNA	λ	η
Central	1,10	0,30
Perimetral	1,25	0,25
Esquinera	1,50	0,20

Para el cálculo del valor “ P_G ” se realiza un metrado de cargas gravitacionales. Sin embargo, no es necesario ser tan preciso con este valor, ya que, para las viviendas, este es aproximadamente $1 \text{ tonf}/m^2$.

Segundo criterio

En Perú, se ha patentizado el hecho de utilizar las famosas “rótulas” o “release” cuando el acero longitudinal de una viga no llega a cumplir la longitud de anclaje; esto con la justificación de que en esa zona el momento es cero y se va comportar como un

apoyo fijo. Esto definitivamente no es cierto y en otros países no es usado porque no hay investigación que respalde este criterio; por lo tanto, el siguiente criterio se trata de cumplir con la longitud de anclaje de gancho estándar indicado en la Norma E.060; dando las dimensiones adecuadas a las columnas.

Figura 109

Cuadro de medidas para longitud de anclaje con gancho estándar a tracción

Artículo 12.5 Desarrollo de ganchos estándar en tensión		
Φ de la varilla (plg)	Ldh (cm)	Ldh redondeado (cm)
3/8	20.650	21
1/2	27.606	28
5/8	34.562	35
3/4	41.300	42
7/8	48.311	49
1	55.212	56

Nota. De acuerdo a la Norma E.030.

Por lo tanto, se buscará cumplir al menos con las medidas indicadas en la franja roja. Esto significa que la dimensión de nuestra columna tendrá que ser mayor a 35 cm, ya que aún faltaría considerar el recubrimiento, el diámetro de las varillas y el diámetro del estribo de las columnas.

Este criterio solo afectará a las vigas que se encuentran en las esquinas, porque, en estas zonas, se limita la continuidad de la varilla longitudinal. Entonces, son estas columnas esquineras las que tendrán que partir con un ancho mayor a 35 cm en sus dos direcciones de análisis.

Tercer criterio

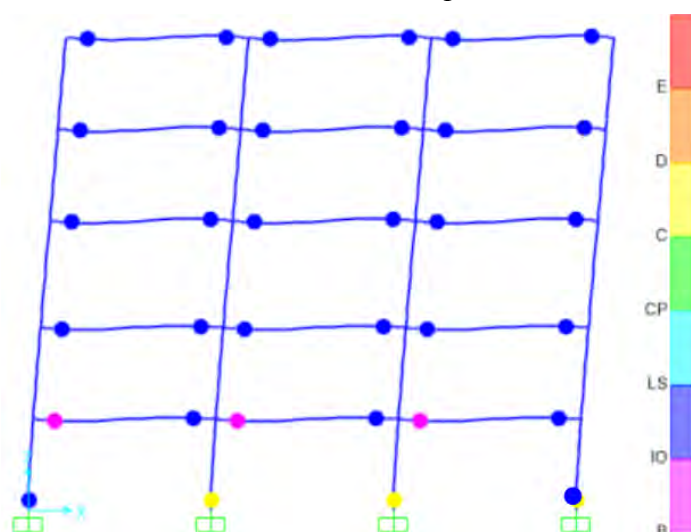
Como último criterio, utilizaremos el concepto de viga débil – columna fuerte, el cual es un principio de diseño estructural en el que se busca que las vigas fallen antes que las columnas. Esto es aún más crítico en un sistema aporticado, ya que la falla en las

columnas puede generar un colapso estructural.

Aún se sigue investigando sobre este concepto; sin embargo, varias normativas al igual que la E.060 usan la fórmula de sumatoria de momentos en el nudo de la columna debe ser mayor a 1,2 veces la suma de momentos resistentes nominales a flexión en vigas que llegan al nudo (evaluados en la cara del nudo); el punto de esta definición es entender que las secciones en los elementos influyen en esta verificación, ya que, a mayores dimensiones con a la sección, se obtiene un elemento con mayor resistencia. Se busca que el edificio se comporte como en la Fig. 110.

Figura 110

Formación de rótulas en sistema aporticado



Nota. Imagen extraída de la tesis *Evaluación del criterio columna fuerte y viga débil en el diseño sismorresistente de estructuras de acero y concreto armado* (Henríquez y Vargas, 2022).

En la tesis *Análisis de fallas estructurales y comportamiento sísmico en las uniones viga – columna en pórtico de concreto armado* (Blossiers y Jacinto, 2020), se hizo un estudio sobre las fallas estructurales de tres edificaciones aporticadas: Hotel Embassy (Perú), Mutualista Pichincha (Ecuador) y el conjunto habitacional multifamiliar ubicado en Paz de Montes de Oca (México), hallando por qué falló cada edificación y recopilando la información de las fallas estructurales de las tres edificaciones, se llegó a

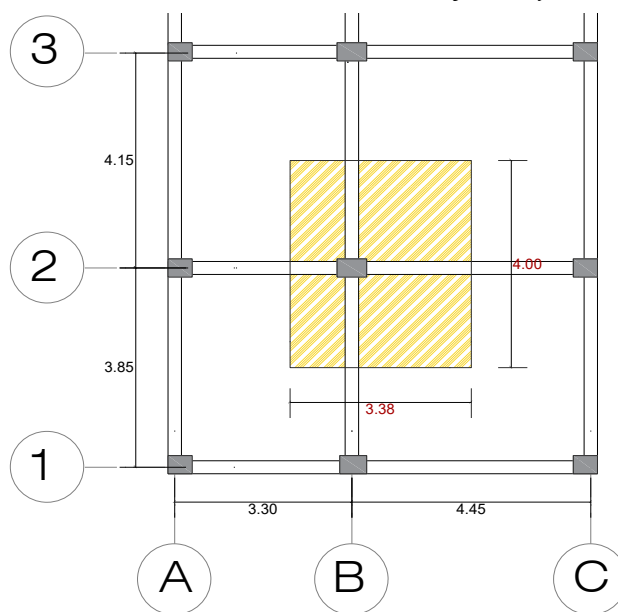
la conclusión de que los factores que más intervienen en las fallas estructurales son: Ubicación incorrecta del acero longitudinal y transversal, secciones de columnas con dimensiones menores, traslapes inadecuados, ausencia de juntas sísmicas, construcción informal, falta de supervisión y la antigüedad de la estructura.

Lo que quiero resaltar con la tesis mencionada es el hecho de usar secciones de columnas pequeñas, ya que esto produce fallas por aplastamiento y fallas por viga fuerte – columna débil. Por lo tanto, se tendrá en cuenta este concepto para el predimensionamiento de columnas, verificándose de igual manera en la etapa de diseño.

4.1.3.3.1. Predimensionamiento de columna central

Figura 111

Análisis de columna central entre eje 2-2 y B-B



Nota. Imagen realizada con AutoCAD.

Primer criterio:

Material	:	$f'_c = 210 \text{ kgf/cm}^2$
Carga por gravedad	:	$P_G = 1 \text{ tonnef/m}^2$
Área tributaria	:	$A_{tr} = 13,52 \text{ m}^2$
Factores de ubicación	:	$\eta = 0,30 \quad \lambda = 1,10$

$$\begin{aligned}
 \text{Número de pisos} & : n = 4 \\
 \text{Área de columna} & : A_{COL} = \frac{\lambda \cdot P_G \cdot A_{tr}}{\eta \cdot f'_c} \cdot n = 944,25 \text{ cm}^2 \\
 \text{Ancho mínimo} & : b = 25 \text{ cm} \\
 \text{Peralte de columna} & : h = \frac{A_{COL}}{b} = 37,7 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$\therefore b = 25 \text{ cm y } h = 40 \text{ cm}$$

Segundo criterio:

El criterio de longitud de anclaje no aplica en estas columnas, ya que no hay impedimento para que el acero longitudinal continúe.

Tercer criterio:

Este criterio va a tomar más valor para este tipo de columna, ya que, al ser central, tiene la acción de 2 vigas en ambas direcciones.

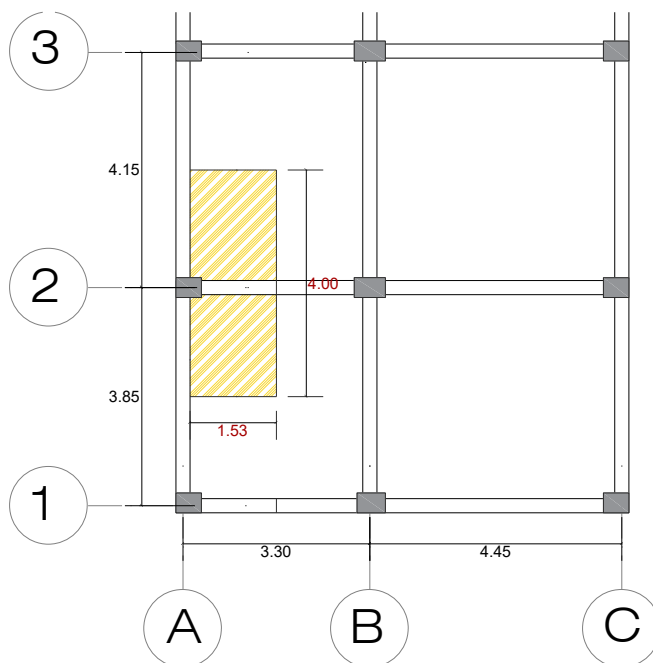
$$\begin{aligned}
 \text{Predimensionamiento de viga en "X":} & \quad b = 25 \text{ cm y } h = 50 \text{ cm} \\
 \text{Predimensionamiento de columna} & : b = 25 \text{ cm y } h = 40 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$\therefore \text{Columna central peralta en "X" de } b = 40 \text{ cm y } h = 50 \text{ cm}$$

4.1.3.3.2. Predimensionamiento de columna exterior

Figura 112

Análisis de columna exterior entre el eje A-A y 2-2



Nota. Imagen realizada con AutoCAD.

Primer criterio:

Material	:	$f'_c = 210 \text{ kgf/cm}^2$
Carga por gravedad	:	$P_G = 1 \text{ tonnef/m}^2$
Área tributaria	:	$A_{tr} = 6,12 \text{ m}^2$
Factores de ubicación	:	$\eta = 0,25 \quad \lambda = 1,25$
Número de pisos	:	$n = 4$
Área de columna	:	$A_{COL} = \frac{\lambda \cdot P_G \cdot A_{tr}}{\eta \cdot f'_c} \cdot n = 582,85 \text{ cm}^2$
Ancho mínimo	:	$b = 25 \text{ cm}$
Peralte de columna	:	$h = \frac{A_{COL}}{b} = 23,3 \text{ cm}$
$\therefore b = 25 \text{ cm y } h = 25 \text{ cm}$		

Segundo criterio

El criterio de longitud de anclaje va aplicar, pero solo en uno de los ejes de la columna, si la columna está ubicada en el eje “Y”, entonces el criterio se aplicará sobre el eje “X”. Usando la Fig. 50 tenemos:

Columna sobre el eje Y : $b = 25 \text{ cm}$ y $h = 40 \text{ cm}$

Columna sobre el eje X : $b = 40 \text{ cm}$ y $h = 25 \text{ cm}$

Tercer criterio

En este caso al ser perimetral va tener el efecto de 2 vigas, pero solo en una de sus direcciones, en la otra solo llegará una viga. Nuevamente analizamos por eje:

Predimensionamiento de viga en “X” : $b = 25 \text{ cm}$ y $h = 50 \text{ cm}$

Predimensionamiento de viga en “Y” : $b = 25 \text{ cm}$ y $h = 50 \text{ cm}$

Predimensionamiento de columna “Y” : $b = 25 \text{ cm}$ y $h = 40 \text{ cm}$

Predimensionamiento de columna “X” : $b = 40 \text{ cm}$ y $h = 25 \text{ cm}$

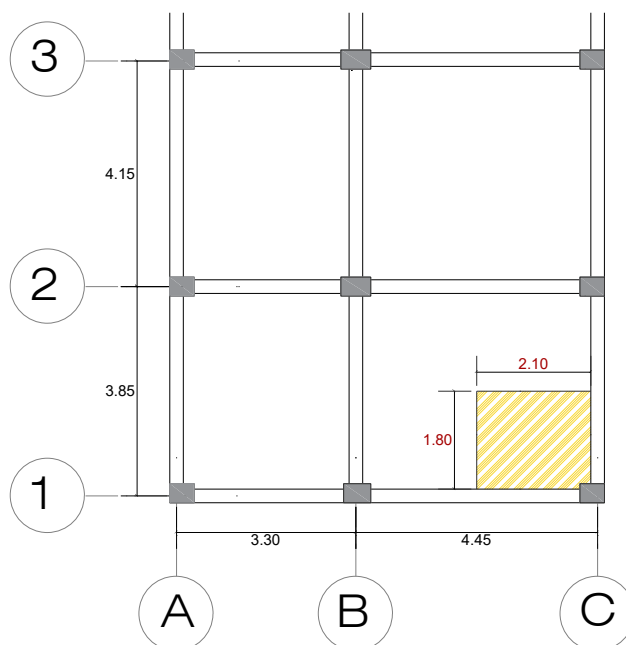
$\therefore$ Columna perimetral en X, $b = 45 \text{ cm}$ y $h = 45 \text{ cm}$

$\therefore$ Columna perimetral en Y, $b = 45 \text{ cm}$ y $h = 45 \text{ cm}$

4.1.3.3. Predimensionamiento de columna esquinera

Figura 113

Análisis de columna esquinera entre eje 1-1 y C-C



Nota. Imagen realizada con AutoCAD.

Primer criterio

Material	:	$f'_c = 210 \text{ kgf/cm}^2$
Carga por gravedad	:	$P_G = 1 \text{ tonnef/m}^2$
Área tributaria	:	$A_{tr} = 3,78 \text{ m}^2$
Factores de ubicación	:	$\eta = 0,20 \quad \lambda = 1,50$
Número de pisos	:	$n = 4$
Área de columna	:	$A_{COL} = \frac{\lambda \cdot P_G \cdot A_{tr}}{\eta \cdot f'_c} \cdot n = 540 \text{ cm}^2$
Ancho mínimo	:	$b = 25 \text{ cm}$
Peralte de columna	:	$h = \frac{A_{COL}}{b} = 21,6 \text{ cm}$
$\therefore b = 25 \text{ cm y } h = 25 \text{ cm}$		

Segundo criterio

Para las columnas esquineras si se aplicará el criterio de anclaje en ambas direcciones, por lo tanto, tendremos:

Columna esquinera : $b = 40 \text{ cm}$ y $h = 40 \text{ cm}$

Tercer criterio

Al ser perimetral, solo llegará una viga por eje a la columna; por lo tanto, conservadoramente se tendrá:

Predimensionamiento de viga en “X” : $b = 25 \text{ cm}$ y $h = 50 \text{ cm}$

Predimensionamiento de viga en “Y” : $b = 25 \text{ cm}$ y $h = 50 \text{ cm}$

Predimensionamiento de columna : $b = 40 \text{ cm}$ y $h = 40 \text{ cm}$

∴ Columna esquinera peralta en "X" de $b = 45 \text{ cm}$ y $h = 45 \text{ cm}$

4.1.4. CONSIDERACIÓN FINAL

La altura del primer nivel es de 3,2 metros; sin embargo, se le añadirá la distancia del nivel de suelo hasta el nivel de cimentación; esto ocasiona que tengamos un primer nivel con poca rigidez y dificulta el control de derivas. Por lo tanto, las dimensiones finales del predimensionamiento para vigas y columnas serán los siguientes:

Vigas

En el eje “Y”, se mantendrá el peralte porque al ser el eje largo de la edificación, tiene una mayor rigidez; por lo tanto, no será necesario aumentar su peralte.

En el eje “X”, el más perjudicado, debido a que es la dirección corta; por lo tanto,

se le aumentará 5 cm más de peralte al predimensionamiento de las vigas en esta dirección.

$\therefore$ Viga peraltada en "X" de $h = 55 \text{ cm}$ y $b = h/2 \approx 30 \text{ cm}$

Columnas

Otra forma de aumentar la rigidez en la dirección "X" va ser aumentando las dimensiones de las columnas. Sin embargo, la arquitectura nos limita el aumento del peralte en "X". Más que nada la zona de ingreso del primer nivel. Por lo tanto, quedaría de la siguiente forma:

$\therefore$ Columnas del eje vertical central $b = 50 \text{ cm}$ y $h = 50 \text{ cm}$

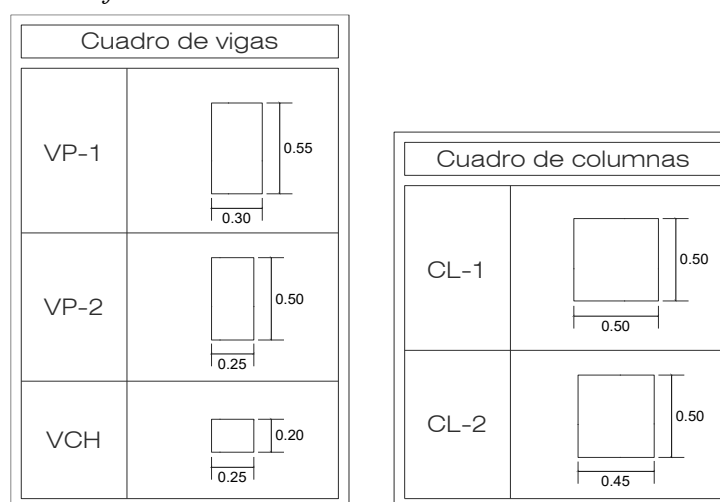
$\therefore$ Columnas de los ejes verticales laterales $b = 45 \text{ cm}$ y $h = 50 \text{ cm}$

El mayor peralte se encuentra en la dirección "Y", esto debido a que nos limita la arquitectura.

4.1.5. RESULTADOS DE PREDIMENSIONAMIENTO

Figura 114

Vista referencial de dimensiones de estructuración



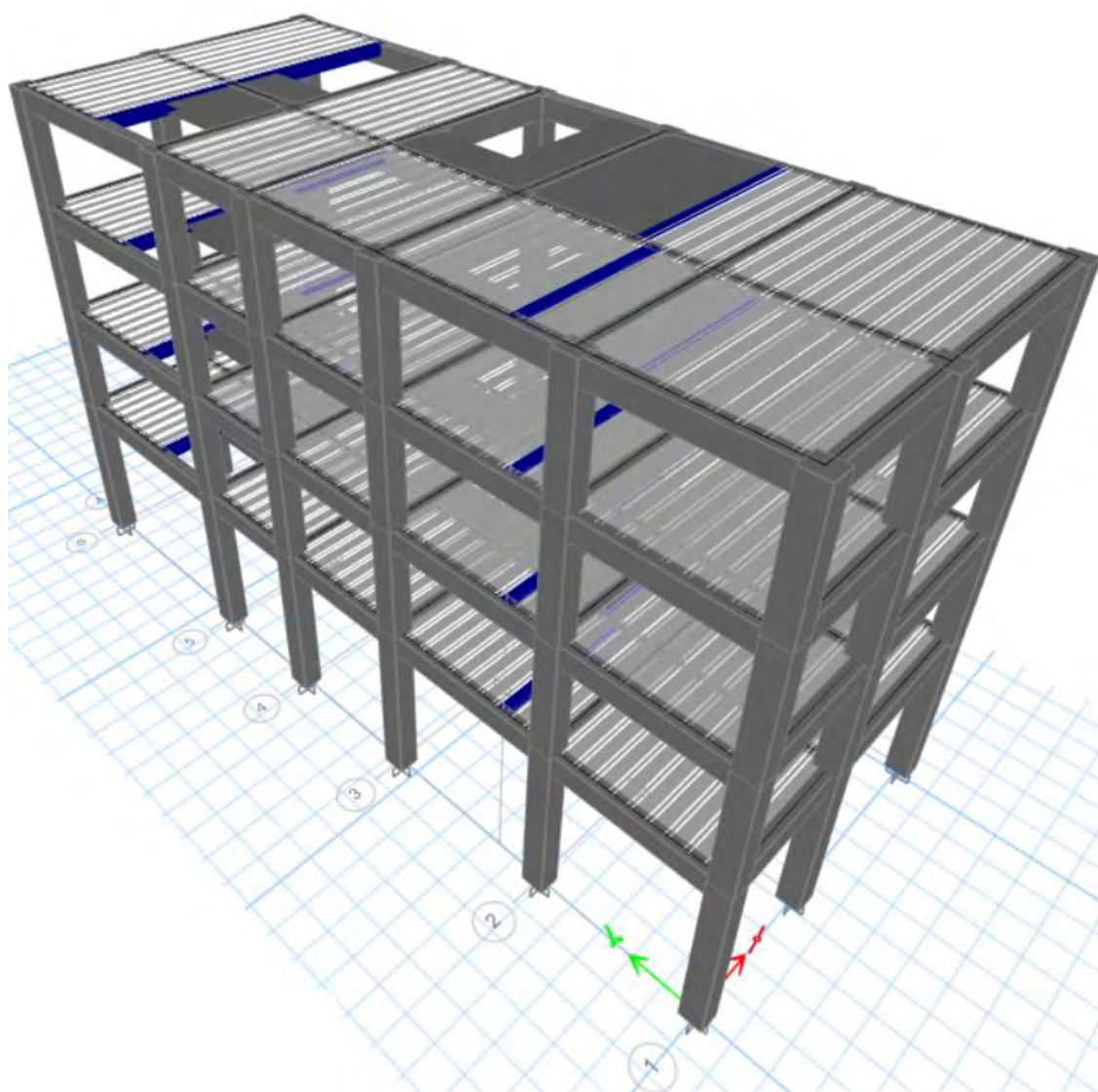
Nota. Con estos valores se realizará el modelamiento.

4.2. MODELAMIENTO ESTRUCTURAL

El modelamiento se hizo en el Software Etabs V.21.2.0, logrando obtenerse el siguiente modelado (Fig. 115) a fin de realizar un análisis sísmico. El proceso para obtener el modelamiento se explicará de manera breve, ya que se requiere ciertos

Figura 115

Vista en 3D del modelamiento estructural



Nota. Se utilizó la opción *Extruded View Toggle* para tener una mejor vista de los elementos dibujados.

4.2.1. DATOS DE ENTRADA PARA REALIZAR EL MODELAMIENTO

4.2.1.1. Propiedades de los materiales

Concreto Armado

Resistencia a la compresión	:	$f'_c = 210 \text{ kgf/cm}^2$
Módulo de Elasticidad	:	$E = 15100 \cdot \sqrt{f'_c}$
Peso unitario	:	$\gamma_c = 2,4 \text{ tonf/m}^3$
Módulo de Poisson	:	$\mu = 0,2$

Acero de refuerzo

Resistencia a la compresión	:	$f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$
Módulo de Elasticidad	:	$E = 2 \cdot 10^6 \text{ kgf/cm}^2$

4.2.1.2. Características geométricas de los elementos

Sistema de piso

Losa aligerada unidireccional	:	$e = 0,20 \text{ m}$
Losa maciza	:	$e = 0,20 \text{ m}$

Vigas

Viga peraltada "VP-1"	:	$30 \text{ cm} \times 55 \text{ cm}$
Viga peraltada "VP-2"	:	$25 \text{ cm} \times 50 \text{ cm}$
Viga chata "VCH"	:	$25 \text{ cm} \times 20 \text{ cm}$

Columnas

Columna rectangular "CL-1"	:	$50 \text{ cm} \times 50 \text{ cm}$
Columna rectangular "CL-2"	:	$45 \text{ cm} \times 50 \text{ cm}$

4.2.2. PASOS A SEGUIR PARA EL MODELAMIENTO

A continuación, se indicarán los pasos para realizar el dibujo de la edificación:

- Selección de unidades
- Definición de los ejes estructurales mediante el cuadro de grillas.
- Definición del material.
- Definición de secciones línea.
- Definición de secciones área.
- Dibujo de elementos línea.
- Dibujo de elementos área.

4.2.2.1. Consideraciones para el modelado de vigas

- **Dibujar de izquierda a derecha y de abajo hacia arriba:** Para un manejo más ordenado de los ejes locales y un uso eficiente de herramientas como los *brazos rígidos*.
- **Dibujar después de haber dibujado placas y columnas:** Para usar sus puntos de referencia como guía.
- **No dejar nudos libres:** Para que las vigas comiencen o terminen en los puntos de referencia creados para el dibujo de placas o columnas.
- **Partir vigas que descansan sobre vigas:** Se busca dividir la viga en el punto de apoyo para interpretar correctamente los efectos en los resultados.

4.2.2.2. Consideraciones para el modelado de losas

- **Usar la primera herramienta para dibujar losas (*Draw floor*):** Para dibujar las losas punto por punto, asegurando que todos los nodos estén conectados y las cargas se transfieran correctamente.
- **Dibujar en antihorario:** Para mantener un orden al momento de interpretar los resultados.

- **Para losas en forma de L, U, C:** Se buscará partir la losa como si estuviéramos haciendo un previo discretizado, esto para tener un mejor control de los resultados.

4.3. ANÁLISIS SÍSMICO

4.3.1. DEFINICIÓN DE PARÁMETROS PARA EL ANÁLISIS SÍSMICO

4.3.1.1. Datos de Entrada

4.3.1.1.1. Parámetros sísmicos (E.060)

Zona Sísmica 4 (Art. 2.1)	:	$Z = 0,45$
Categoría C (Art. 3.1)	:	$U = 1$
Perfil del suelo (Art. 2.4)	:	$S2 = 1,05$
Periodo de plataforma (Art. 2.4)	:	$T_p = 0,60 \text{ seg}$
Periodo largo (Art. 2.4)	:	$T_L = 2,00 \text{ seg}$
Reducción de la respuesta (Art. 3.4)	:	$R = 8$

4.3.1.1.2. Coeficiente sísmico (E.060)

Periodo fundamental (Art. 4.5.4 E.060):

$$T = \frac{h_n}{35} = \frac{12,5}{35} = 0,3571 \text{ seg}$$

Factor para distribución de fuerzas (Art. 4.5.3.a E.060):

$$T < 0,5 \text{ seg} \rightarrow k = 1$$

Factor de amplificación sísmica (Art. 2.5 E.060):

$$T < T_p \rightarrow C = 2,5$$

Coeficiente Sísmico (Art. 4.5.2 E.060):

$$C_s = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} = 0,14765625$$

$$\text{Donde } C/R = 0,3125 \geq 0,125$$

4.3.1.1.3. Cargas

Cargas para piso típico y techo

Acabados de piso y techo	:	100 kgf/cm ²
Tabiquería	:	100 kgf/cm ²
Peso de aligerado (Norma E.020)	:	300 kgf/cm ²
Carga viva para viviendas	:	200 kgf/cm ²
Carga viva para techo	:	100 kgf/cm ²

Nota. El software Etabs ya considera el peso propio de los elementos; sin embargo, en aligerados no considera el peso de los ladrillos. Entonces se añadirá el peso de los ladrillos como una carga muerta para llegar a 300 kgf/cm².

Figura 116

Peso de ladrillo en función al peralte de losa unidireccional

Altura del Ladrillo (Hv)	Espesor Total de la Losa (Ht)	Vol. de concreto en viguetas (m ³)	Vol. de concreto en losa de 5 cm (m ³)	Vol. de concreto Total (m ³ /m ²)	Peso total de los bloques de arcilla (Kg)	Peso del concreto (Kg)	Peso Total de la Losa (Kg)	Peso de la Losa Estándar
0.12	0.17	0.030	0.050	0.0800	83.30	192.00	275.300	280
0.15	0.20	0.038	0.050	0.0875	83.30	210.00	293.300	300
0.20	0.25	0.050	0.050	0.1000	111.07	240.00	351.067	350
0.25	0.30	0.063	0.050	0.1125	149.94	270.00	419.940	420
0.30	0.35	0.075	0.050	0.1250	174.93	300.00	474.930	475

Nota. Para nuestro caso en particular, se usará una losa de 20cm; por lo tanto, le corresponde un peso de ladrillos de 85kgf.

4.3.1.2. Definición de Patrones de Carga

En este caso definiremos 8 patrones de carga, con 5 tipos de carga. Los patrones de carga a considerar son los siguientes:

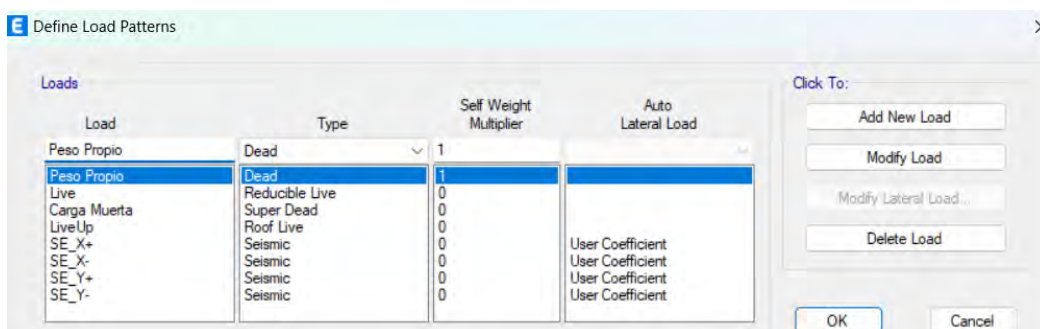
- **Dead:** Se utiliza para representar el peso propio que tiene la estructura, en función a los pesos unitarios de cada material, las secciones y sus longitudes correspondientes. Normalmente se utiliza en este tipo de cargas un factor de multiplicidad de “1”, haciendo referencia a que está considerado el peso de la estructura en un 100 %.
- **Reducible live:** Se utiliza para añadir las cargas vivas que pueden variar con el tiempo o con el espacio en el que se encuentran, como el peso de

las personas, la tabiquería móvil, etc. En este caso se utiliza un factor de multiplicidad de “0”, ya que nosotros vamos añadir la carga de forma manual. Se pudo haber colocado el tipo de carga “Live”; sin embargo, tiene la misma función que el tipo “Reducible Live”, y este último nos permite en un futuro reducir la carga viva mediante un factor.

- **Super Dead:** Se utiliza para cargas muertas que serán añadidas al esqueleto de la estructura, como: piso terminado, tabiquería, maquinaria, etc. Entonces es una carga muerta adicional al peso propio de la estructura.
- **Roof live:** Etabs nos permite añadir este tipo de carga que es exclusivamente para el techo de la estructura.
- **Seismic:** Este tipo de carga se utiliza para aplicar las fuerzas sísmicas necesarias para evaluar la respuesta de la estructura ante un terremoto y diseñarla adecuadamente para resistir las solicitaciones provocadas. En este caso tiene varias opciones para asignar las fuerzas laterales de este tipo de carga, en nuestro caso usaremos *User Coefficient*, que sirve para un análisis estático y es utilizado en nuestra normativa peruana.

Figura 117

Definición de los patrones de carga



Nota. Se tienen 4 patrones de carga para el sismo estático, debido a que se estamos aplicando la excentricidad en 2 direcciones, capturando así el caso más desfavorable.

4.3.1.3. Definición de Espectro de Seudoaceleraciones

El programa Etabs nos permite definir el espectro de respuesta en función a la

NTE E.030 2014, y como aún no se ha modificado la normativa; entonces aún podemos hacer uso de esta.

Anteriormente, ya se presentó todos los parámetros sísmicos a utilizar; sin embargo, también nos pide añadir los factores de irregularidad en planta y altura; los cuales vamos a tomar inicialmente como “1”, ya que estos no van a interferir en el proceso de análisis de la estructura; pero si en la etapa de diseño.

Figura 118

Definición de espectro de pseudo aceleraciones



Nota. Solo se usará un espectro de pseudo aceleraciones porque el sistema estructural en ambas direcciones es aporricado. Además, se le asignó un factor de amortiguamiento de 0,05, el cual es necesario para que la estructura disipe energía y no se quede en un estado de ciclo armónico.

4.3.1.4. Definición de Casos de Sismo Dinámico

Todos los casos de carga que hemos creado, al igual que las combinaciones de carga, se almacenan en la sección de casos de carga (Load Cases); sin embargo, solo acá se puede crear los casos de carga dinámicos. En este caso, vamos a crear 3 casos de carga dinámica: Modal, sismo dinámico en X y sismo dinámico en Y.

4.3.1.4.1. Caso de carga - Modal

En este caso, lo que se busca es el comportamiento intrínseco de la estructura aplicándole unas condiciones iniciales de velocidad y desplazamiento; y sin aplicar alguna fuerza exterior. Los dos tipos de casos modales son los **Vectores Ritz** y los **Eigen Vectores**, en este caso usaremos los vectores Ritz.

Con base en la tesis *Análisis modal espectral mediante el uso de vectores Ritz aplicados a una estructura* (Carabalí, 2020), sabemos que los vectores Ritz es un tipo de modelo que nos proporciona resultados más precisos y además requiere un menor trabajo de cómputo; y esto se debe a que toma en cuenta la distribución espacial de la carga dinámica y busca encontrar los modos que son excitados por una carga en particular, reduciendo así el número de modos. De manera resumida la conclusión de la tesis es que los vectores Ritz convergen más rápido a la solución exacta con un menor número de modos y también alcanzan una masa modal efectiva mayor o igual al 90 %.

La empresa CSI también se pronuncia al respecto sobre los vectores Ritz, indicando que es un modelo sofisticado y produce resultados excelentes. Sin embargo, menciona que los vectores Ritz no representan las características intrínsecas de la estructura de la misma manera que lo hacen los modos naturales; indicando que los modos de vectores Ritz están sesgados por los vectores de carga inicial (Computers y Structures, 2013).

Figura 119*Definición de caso modal tipo Ritz*

Load Case Data

General

Load Case Name: Modal_Ritz [Design...]

Load Case Type/Subtype: Modal [v] Ritz [v] [Notes...]

Mass Source: Peso Sísmico

Analysis Model: Default

P-Delta/Nonlinear Stiffness

☒ Use Preset P-Delta Settings: None [Modify/Show...]

☐ Use Nonlinear Case (Loads at End of Case NOT Included)

Nonlinear Case: []

Loads Applied

Load Type	Load Name	Maximum Cycles	Target Dyn. Par. Ratio, %
Acceleration	UX	0	99
Acceleration [v]	UY	0	99

[Add] [Delete]

Other Parameters

Maximum Number of Modes: 12

Minimum Number of Modes: 1

[OK] [Cancel]

Nota. Esta imagen pertenece al Software Etabs.

En la Fig. 119 se puede apreciar que nos pide añadir unas cargas con el nombre de “Acceleration” y esto no significa que le estemos añadiendo unas cargas como tal (fuerza externa); sino que automáticamente el programa relaciona a la aceleración con la masa de la estructura. Y el número de modos a considerar son 12, y probablemente sea suficiente, ya que este método converge con pocos modos de vibración.

4.3.1.4.2. Caso de carga – Espectro de respuesta

Anteriormente, se definió el espectro de respuesta a utilizar en función de los parámetros sísmicos; ahora tenemos que crear el caso en el que va interferir dicho espectro.

Se va crear un caso para la dirección X y otra para la dirección Y, y no se va

considerar la interacción de ambas direcciones. La combinación modal a utilizar será el método **CQC**, el amortiguamiento será de 0,05 y la excentricidad del diafragma también será 0,05.

Figura 120

Definición de caso dinámico mediante un espectro de respuesta

Load Case Data

General

Load Case Name: SD_X [Design...]

Load Case Type: Response Spectrum [Notes...]

Mass Source: Previous (Peso Sísmico)

Analysis Model: Default

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	Espectro	9.81

[Add] [Delete] [Advanced]

Other Parameters

Modal Load Case: Modal_Ritz

Modal Combination Method: CQC

☐ Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1: []

Rigid Frequency, f2: []

Periodic + Rigid Type: []

Earthquake Duration, td: []

Directional Combination Type: SRSS

Absolute Directional Combination Scale Factor: []

Modal Damping: Constant at 0.05 [Modify/Show...]

Diaphragm Eccentricity: 0.05 for All Diaphragms [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

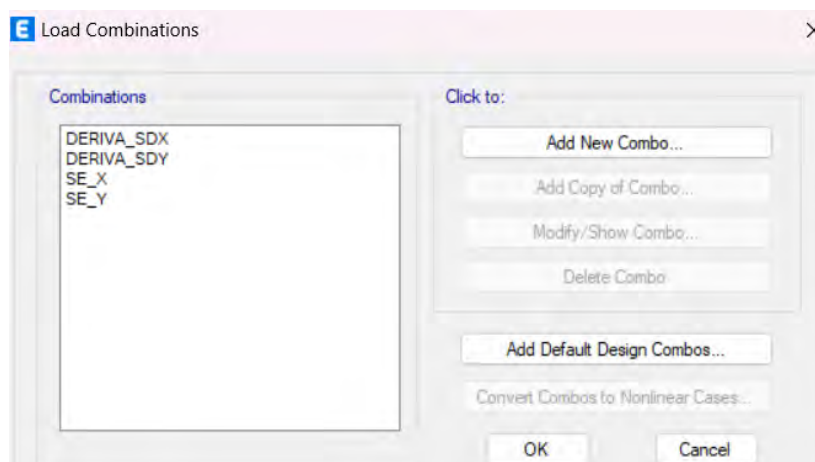
Nota. Esta definición es para la dirección X, y de igual forma se hará para la otra dirección. Es importante haber definido el caso modal a utilizar y el peso sísmico de la estructura, ya que el caso dinámico depende de estos valores.

4.3.1.5. Combinación de Cargas

Se realizaron 4 combinaciones de cargas para el análisis estructural, dos de ellos son la envolvente del sismo estático y los otros dos son el sismo dinámico multiplicado por “ $0,75 \cdot R$ ” (Art. 5.1 E.030) para realizar verificación de distorsiones.

Figura 121

Combinación de cargas para el análisis sísmico



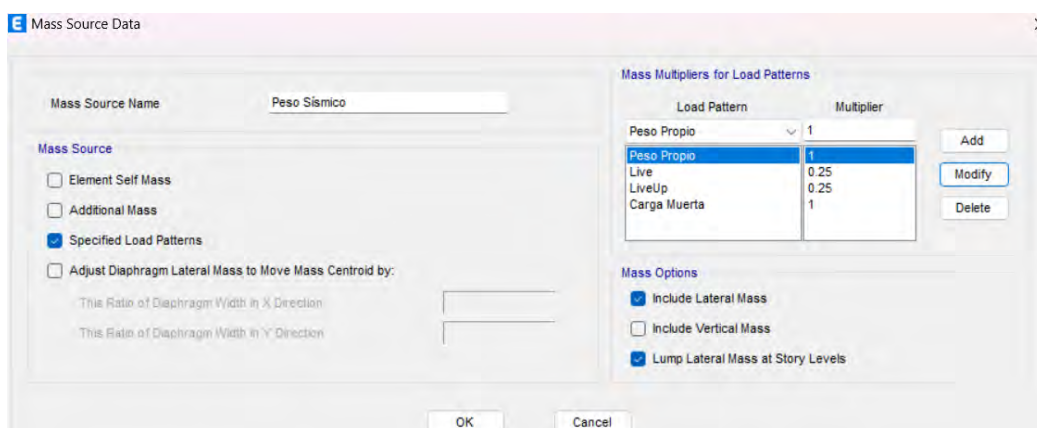
Nota. En este mismo cuadro se realizan las combinación para el diseño sísmico.

4.3.1.6. Definición de la Masa de la Estructura

Para la definición de la masa, tenemos que basarnos en la Norma E.030 en el artículo 26 “Estimación del Peso”. Como el proyecto es para uso de vivienda se usará un 100 % del peso propio de la estructura más un 25 % de la carga viva y en el techo siempre se considerará un 25 % de la carga viva independiente del uso del proyecto.

Figura 122

Definición de la masa de la estructura



Nota. No se está considerando la opción *Adjust Diaphragm Lateral Mass to Move Mass Centroid*, porque es en los casos dinámicos donde estamos considerando esta excentricidad.

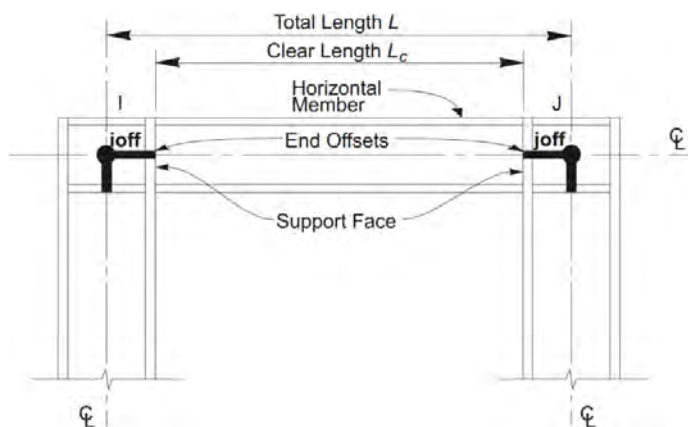
4.3.1.7. Asignación de Brazos Rígidos

De acuerdo con el manual de referencia del Software Etabs (Computers y Structures, 2013), el valor predeterminado para el factor de rigidez es “0”; pudiendo tomar un valor máximo de “1”. Sin embargo, nos indica que típicamente, el valor que se utiliza no excede el valor de “0,5” aproximadamente.

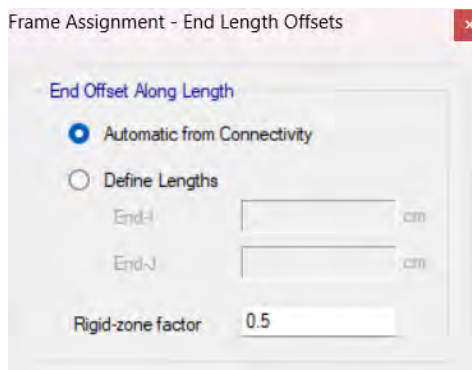
La asignación de brazos rígidos mejora la precisión del análisis, ya que considera las dimensiones transversales finitas de los elementos estructurales. Ignorar este concepto provocaría una superposición de elementos, lo que afectaría la longitud efectiva considerada en el modelo.

Figura 123

Desplazamiento de los extremos en elementos de pórticos

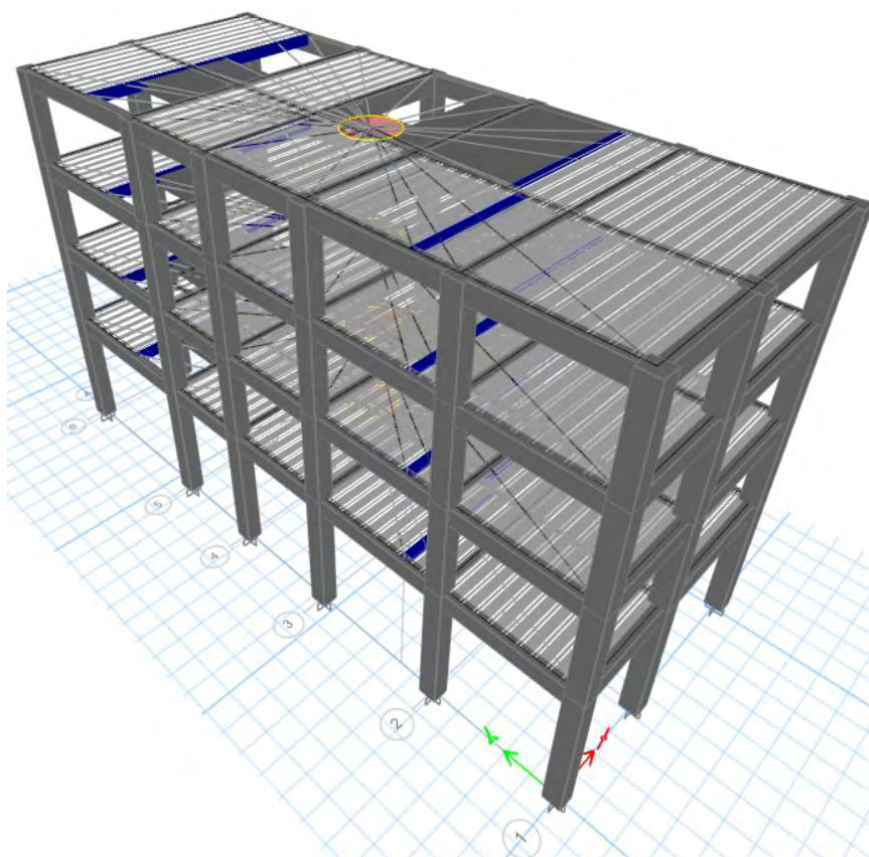


Nota. Imagen extraída del manual de Etabs (Computers y Structures, 2013)

Figura 124*Asignación de brazos rígidos en Etabs*

4.3.1.8. Asignación de Diafragma

La Norma E.030 enfatiza la importancia del concepto de diafragma rígido, ya que simplifica varios procedimientos en el análisis estructural. Por ejemplo, algunas verificaciones de irregularidad solo son posibles si la estructura cuenta con un diafragma rígido. Además, para aplicar el concepto de masas concentradas o considerar la excentricidad accidental, es esencial partir de la suposición de un diafragma rígido. Por ello, es crucial asignar correctamente este paso y verificarlo posteriormente. En consecuencia, se asignará inicialmente un diafragma semirrígido para confirmar mediante análisis modal que la estructura efectivamente se comporta como un diafragma rígido, y recién entonces se procederá a asignar un diafragma rígido para el análisis y diseño sísmico.

Figura 125*Asignación de diafragma semirrígido*

Nota. Se está asignando un diafragma semirrígido, para verificar si se comporta como un diafragma rígido.

4.3.1.9. Asignación de Condiciones de Apoyo

Este tema es bastante polémico, ya que hay varias formas de asignar las condiciones de apoyo. En este caso, nos basaremos en los resultados obtenidos del artículo *Influencia del modelo numérico de la cimentación en estructuras aporticadas de hormigón armado* (Moreira et al., 2022), en el cual realizaron 4 modelos variando la condición de apoyo: i) Con empotramiento en base, ii) Sobre apoyos fijos, iii) Con empotramiento a nivel de cimentación considerando las vigas de arriostramiento a nivel de piso, iv) Modelo empotrado a nivel de piso. Y otros 4 modelos que incorporan la interacción suelo – estructura. De estos modelos se analizaron los siguientes factores: Periodos y masas modales, distorsiones, cortante por piso y momento de volcamiento.

La conclusión que es de nuestro interés de esta investigación es el siguiente: “Asumir el empotramiento en la base de la columna es válido y conduce a un diseño estructural más seguro al generar mayores valores de momentos y cortantes”.

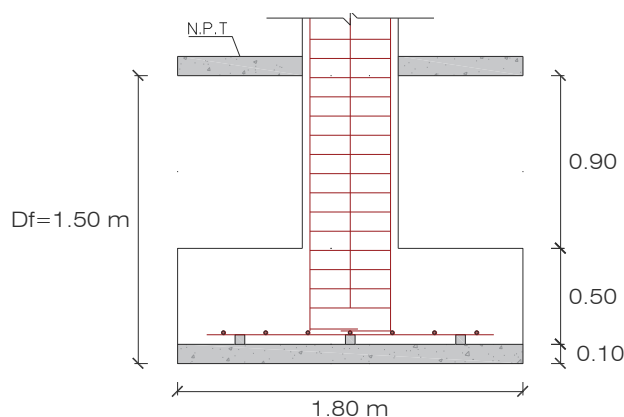
El EMS realizó una propuesta de cimentación para el proyecto de un colegio, siendo esta lo más conservadora posible; sin embargo, esto hace que nuestro primer piso tenga una altura de 4,5 metros, y en consecuencia vuelve complicado el control de las derivas; obligándonos a usar elementos estructurales muy robustos.

Por lo tanto, de las 18 calicatas realizadas en el EMS, se utilizará el promedio de la capacidad portante para una zapata cuadrada de 1,80 metros con una profundidad de desplante de 1,50 metros.

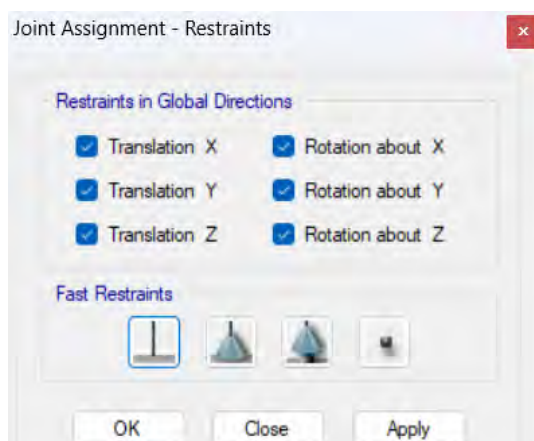
Esto se puede apreciar mejor en la Fig. 126. Entonces de acuerdo con la imagen, se tendrá 3,2 metros (altura de arquitectura del primer piso) más 0,9 metros (profundidad hasta el nivel de cimentación); teniendo una altura de 4,1 metros para el primer piso.

Figura 126

Imagen referencia de propuesta de cimentación



Nota. Lo importante de esta imagen es el valor de “Df”.

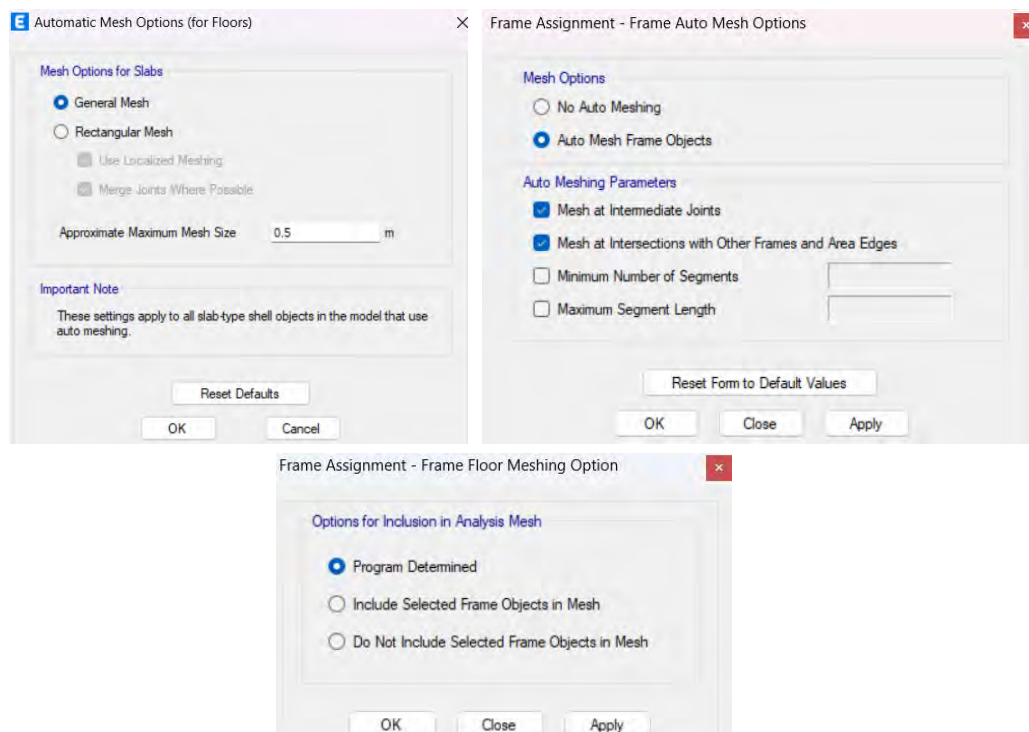
Figura 127*Asignación de la condición de apoyo*

Nota. Esta asignación representa un empotramiento perfecto a nivel de cimentación.

4.3.1.10. Ajustes Finales

Los últimos pasos a realizar se hacen con la finalidad de tener unos resultados más precisos y que tengan menos inconsistencias; esto en consecuencia hará que el análisis y diseño estructural sean más adecuados. Y los últimos pasos son los siguientes:

- **Enmallado de elementos:** El enmallado o discretizado, nos permite trabajar con una mayor precisión en el análisis. El discretizado que se usará en losas es de “0,5” y en elementos *frame* se utilizará la opción de *Frame auto mesh options*, el cual divide los elementos *frame* en función a las intersecciones o cruces que este tenga con otros elementos.
- **Ensamblado de elementos:** Este proceso nos permite ajustar la distribución de cargas en los elementos y la precisión del análisis en diferentes partes de la estructura, este paso se realiza después del enmallado. En nuestro sistema aporticado, el ensamblado se realizará de elementos *frame* a elementos *Shell*.

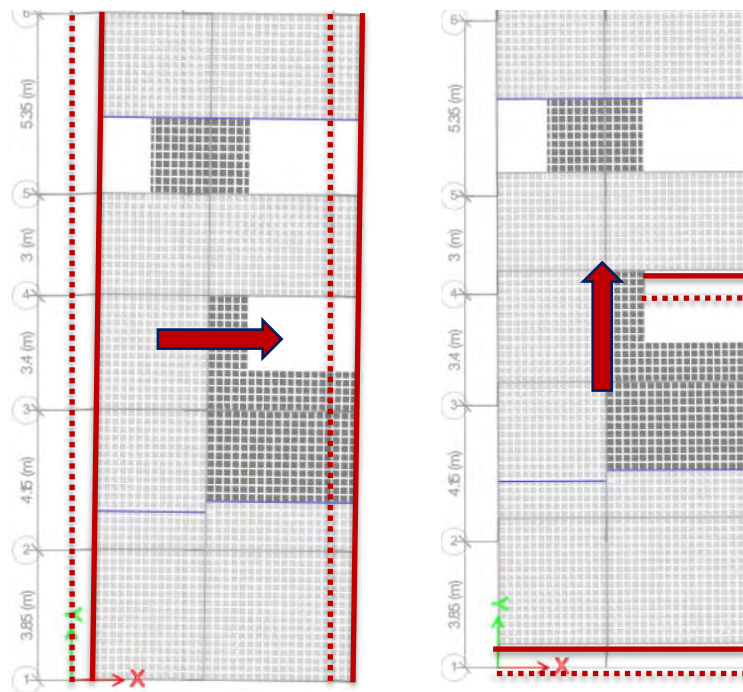
Figura 128*Enmallado y ensamblado de elementos frame y shell*

Nota. Se puede apreciar las acciones a realizar dentro del Software para un análisis más completo.

4.3.2. ANÁLISIS MODAL

4.3.2.1. Verificación de diafragma rígido

La Fig. 129 corresponde al primer piso por ser el más crítico. Además, la verificación se realizó con el sismo estático, ya que el dinámico no representa el comportamiento real en un momento dado.

Figura 129*Verificación de diafragma rígido mediante el sismo estático*

Nota. Las líneas rojas se trazaron para una mejor visualización.

De acuerdo con la Fig. 129 se puede apreciar que los pisos tienen un comportamiento de diafragma rígido, ya que el plano de losa se desplaza de arriba hacia abajo, de izquierda a derecha como un todo. Recordar que para este análisis se colocó un diafragma flexible; por lo tanto, en las siguientes verificaciones y en el diseño estructural se cambiará a diafragma rígido, porque sí presenta esta característica.

El hecho de que la estructura presente diafragma rígido, significa que existirá una correcta compatibilización de deformación frente una acción sísmica.

4.3.2.2. Cantidad de modos y comportamiento modal

Figura 130

Modos de vibración y masa participativa modal con diafragma rígido

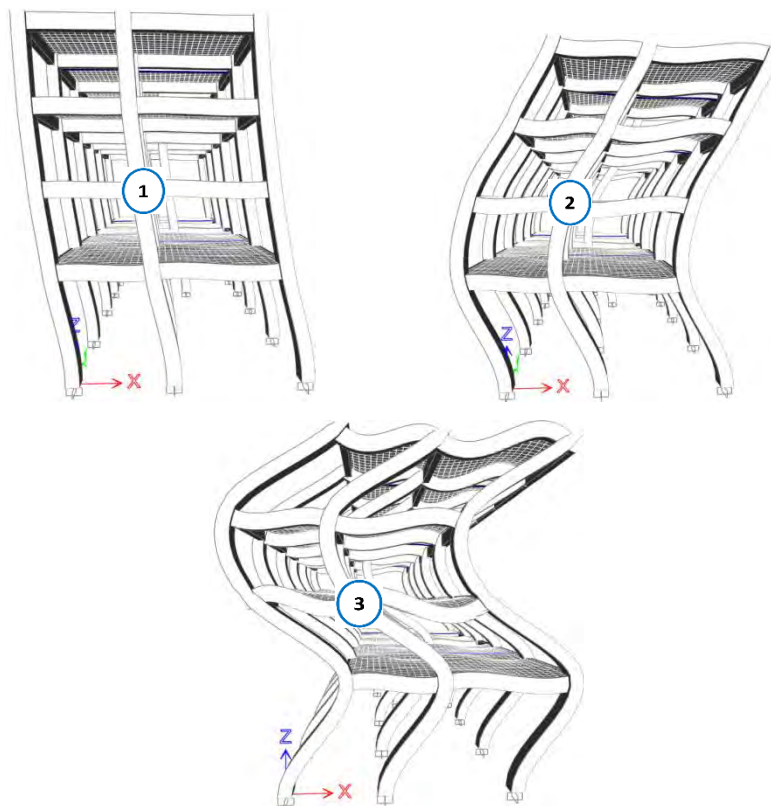
Mode	Period sec	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
1	0.4170	0.0001	0.9202	0.0001	0.9202	0.0002	0.1352	0.0000	0.0002
2	0.3960	0.9329	0.0001	0.9330	0.9203	0.0003	0.1352	0.1191	0.0005
3	0.3520	0.0003	0.0002	0.9333	0.9204	0.9322	0.1352	0.1192	0.9327
4	0.1250	0.0000	0.0662	0.9333	0.9867	0.0000	0.9545	0.1193	0.9327
5	0.1200	0.0576	0.0000	0.9909	0.9867	0.0000	0.9547	0.9667	0.9328
6	0.1070	0.0000	0.0000	0.9909	0.9867	0.0576	0.9548	0.9671	0.9904
7	0.0640	0.0000	0.0115	0.9909	0.9982	0.0000	0.9846	0.9671	0.9904
8	0.0630	0.0079	0.0000	0.9988	0.9982	0.0000	0.9846	0.9868	0.9904
9	0.0560	0.0000	0.0000	0.9988	0.9982	0.0080	0.9846	0.9868	0.9985
10	0.0420	0.0012	0.0000	1.0000	0.9982	0.0000	0.9846	1.0000	0.9985
11	0.0410	0.0000	0.0018	1.0000	1.0000	0.0000	1.0000	1.0000	0.9985
12	0.0350	0.0000	0.0000	1.0000	1.0000	0.0015	1.0000	1.0000	1.0000

Nota. Datos extraídos del Software Etabs.

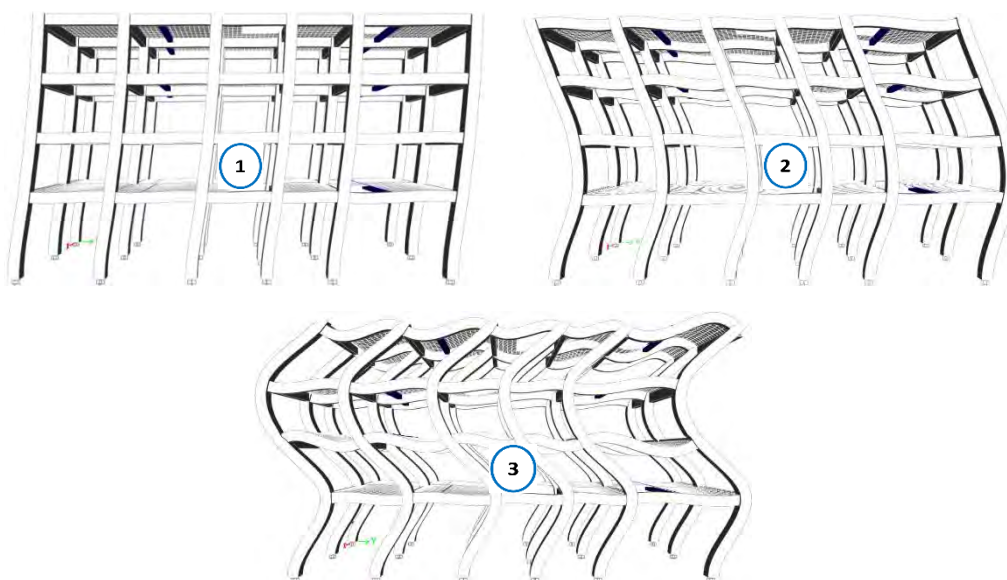
- En la Fig. 130 se ha resaltado con amarillo los modos predominantes para la dirección “X” y “Y”, y la rotación en “Z”.
- El primer modo de vibración global corresponde a la dirección “Y” con un periodo de 0,417 segundos y una masa participativa del 92,02 %.
- El segundo modo de vibración global corresponde a la dirección “X” con un periodo de 0,396 segundos y una masa participativa del 93,29 %.
- El tercer modo de vibración (rotacional) global corresponde a la dirección “Z” con un periodo de 0,36 segundos y una masa participativa del 93,2 %.

Los cuadros de naranja y verde representan los modos locales de cada modo global, se puede resumir de la siguiente forma:

Modo global	Modo local	Eje	Color
1	1	Y	Amarillo
2	1	X	Amarillo
4	2	Y	Naranja
5	2	X	Naranja
7	3	Y	Verde
8	3	X	Verde

Figura 131*Modos de vibración locales en la dirección X*

Nota. Se pueden apreciar con mucha notoriedad los puntos de inflexión.

Figura 132*Modos de vibración locales en la dirección Y*

Nota. Se pueden apreciar con mucha notoriedad los puntos de inflexión.

4.3.2.2.1. Comentarios sobre los resultados

- La norma E.030 en el Art. 4.6.1 nos indica que como mínimo se debe considerar los tres primeros modos predominantes en la dirección de análisis, y que estos superen el 90 % de la masa total. De acuerdo a Fig. 130 el último modo predominante se encuentra en la dirección “X” y este corresponde al modo número 8 de manera de global; y se aprecia que cumplen con más del 90 % de la participación modal. En conclusión, se cumple con lo indica con la Norma E.030 y no habría problema con trabajar con 8 modos de vibración; sin embargo, se mantendrán los 12 modos, ya que tampoco tendrán un efecto significativo en el análisis dinámico modal espectral.
- Las figuras 131 y 132 sirve para corroborar que la estructura está presentando un comportamiento idóneo, porque, para el primer modo, se desplaza toda la estructura en su dirección de análisis, para el segundo modo aparece el primer punto de inflexión y para el tercer modo se cuenta con dos puntos de inflexión; este comportamiento es normalmente lo que se espera que suceda en una edificación. Esto significa que la estructura es regular y simétrica.
- De acuerdo a la Fig. 130 la masa participativa del primer modo de vibración para la dirección “Y” y “X” son de 92,02 % y 93,29 %; de esto se puede concluir que lo más probable es que no exista un factor de escalamiento del análisis dinámico con respecto al análisis estático, ya que, en el análisis estático, solo se toma el primer modo predominante y en los resultados de análisis modal el primer modo en ambas direcciones es el que abarca casi en su totalidad la masa de la estructura.
- Finalmente, al presentar un buen comportamiento en el análisis modal; es muy probable que la estructura no presente ni una irregularidad, tanto en planta como en altura; y de manera específica, no presentará problemas de torsión.

4.3.3. VERIFICACIÓN DE IRREGULARIDADES

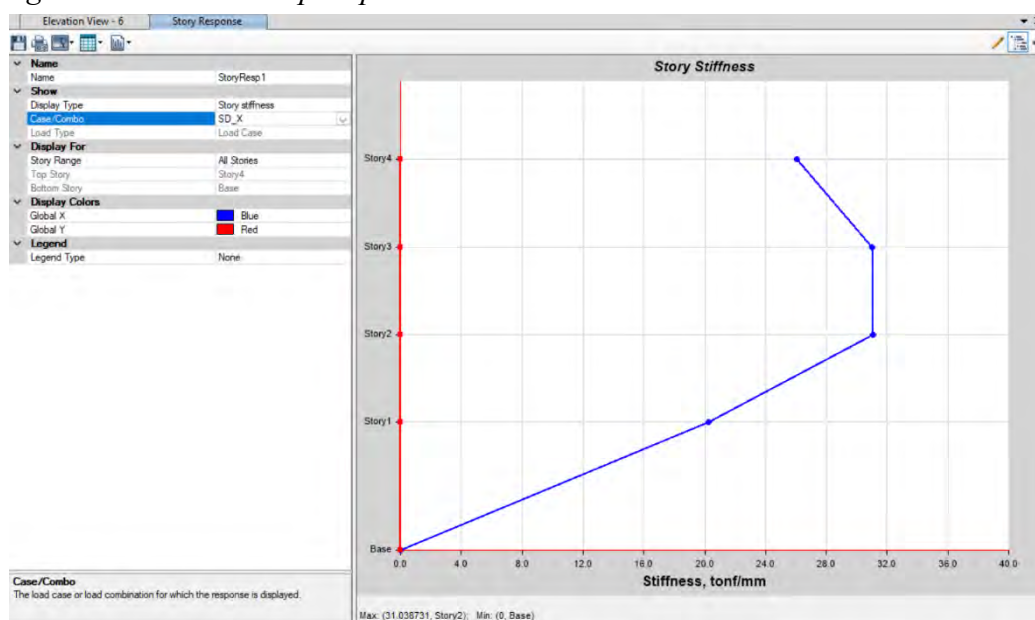
4.3.3.1. Irregularidad por Piso Blando

Esta irregularidad se da cuando en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que el 70 % de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que el 80 % de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes. Tenemos entonces que:

$$ke_i < 0,70 \cdot ke_{i+1} \quad \vee \quad ke_i < \frac{0,80}{3} \cdot (ke_{i+1} + ke_{i+2} + ke_{i+3})$$

Figura 133

Rigidez lateral de entrepiso para el sismo dinámico en X



Nota. Información extraída de Etabs.

Figura 134

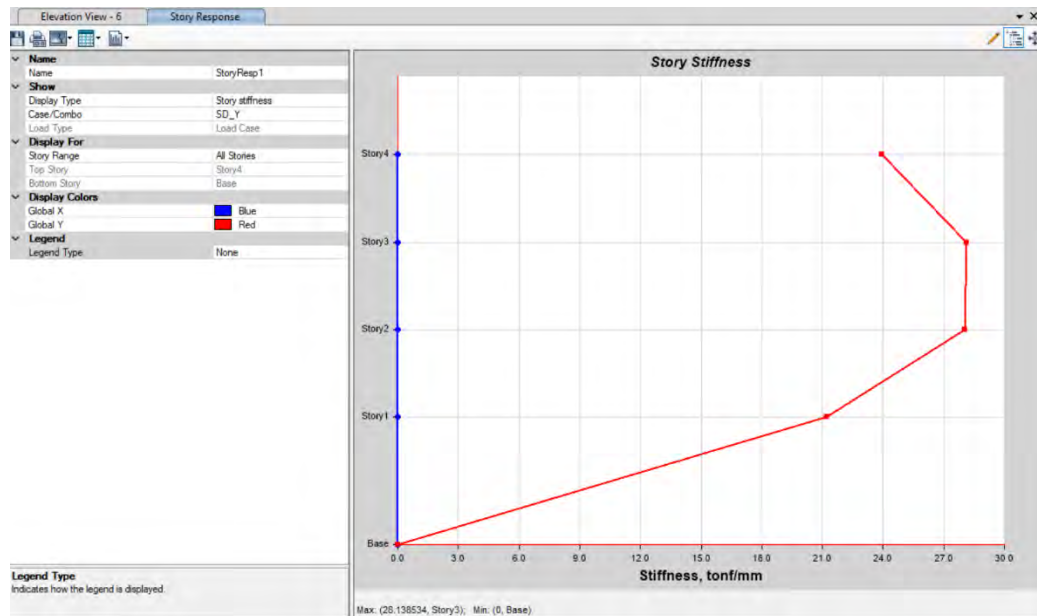
Verificación por irregularidad por piso blando en el eje X

Piso	Altura Entrepiso (m)	Rigidez Lateral (Kx) Tonf/mm	$Ke_i < 0.70Ke_{i+1}$	$Ke_i < \frac{0.80}{3} (Ke_{i+1} + Ke_{i+2} + Ke_{i+3})$	¿Piso Blando? X-X
Piso 4	2.80	26.06	-----	-----	No Tiene
Piso 3	2.80	31.00	1.19	-----	No Tiene
Piso 2	2.80	31.04	1.00	-----	No Tiene
Piso 1	4.10	20.25	0.68	0.69	Si tiene

Nota. Datos extraídos de Etabs.

Figura 135

Rigidez lateral de entepiso para sismo dinámico en Y



Nota. Información extraída de Etabs.

Figura 136

Verificación por irregularidad por piso blando en el eje Y

Piso	Altura Entrepiso (m)	Rigidez Lateral (Ky) Tonf/mm	$Ke_i < 0.70Ke_{i+1}$	$Ke_i < \frac{0.80}{3} (Ke_{i+1} + Ke_{i+2} + Ke_{i+3})$	¿Piso Blando? Y-Y
Piso 4	2.80	23.95479	-----	-----	No Tiene
Piso 3	2.80	28.13853	1.17	-----	No Tiene
Piso 2	2.80	28.02558	1.00	-----	No Tiene
Piso 1	4.10	21.22185	0.76	0.79	Si tiene

Nota. Datos extraídos de Etabs.

Conclusión

La edificación presenta irregularidad por piso blando, y esto es debido a que se ha considerado al primer nivel con mayor altura respecto a niveles superiores; teniendo una altura en el primer nivel de 4,10 metros y en los demás niveles de 2,80 metros. La medida del primer nivel es mucho mayor porque se consideró la altura a nivel de cimentación, ya que este criterio es el más coherente.

Se puede apreciar que no hay una irregularidad extrema y que el límite que indica la irregularidad está cerca de lo obtenido; por lo tanto, continuaremos con el mismo

sistema propuesto y se amplificará la demanda sísmica como indica la Norma E.030.

4.3.3.2. Irregularidad de Masa o de Peso

Se tiene irregularidad de masa cuando el peso de un piso es mayor que 1,5 veces el peso de un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.

Figura 137

Masa por piso de la edificación con Etabs

E Mass Summary by Story

File Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Hidden Columns: No Sort: None

Filter: None

	Story	UX kg	UY kg	UZ kg
►	Story4	110114.44	110114.44	0
	Story3	141110.01	141110.01	0
	Story2	141110.01	141110.01	0
	Story1	147662.01	147662.01	0
	Base	20664	20664	0

Nota. Datos extraídos de Etabs.

Figura 138

Verificación de irregularidad por masa o peso

Piso	Altura Entrepiso (m)	Peso por Piso kgf	$W_i > 1.5 \cdot W_{i+1}$	$W_i > 1.5 \cdot W_{i-1}$	¿Irregularidad en masa?
Piso 4	2.80	110114.44	-----	-----	No tiene
Piso 3	2.80	141110.01	1.28	1.00	No Tiene
Piso 2	2.80	141110.01	1.00	0.96	No Tiene
Piso 1	4.10	147662.01	1.05	-----	No Tiene

Nota. Datos extraídos del Software Etabs.

Conclusión:

No cuenta con irregularidad por maso o peso.

4.3.3.3. Irregularidad de Geometría Vertical

La configuración es irregular cuando, en cualquier de las dos direcciones de análisis, la dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 1,3 veces la correspondiente dimensión en un piso adyacente. Este criterio no aplica a en azoteas ni en sótanos.

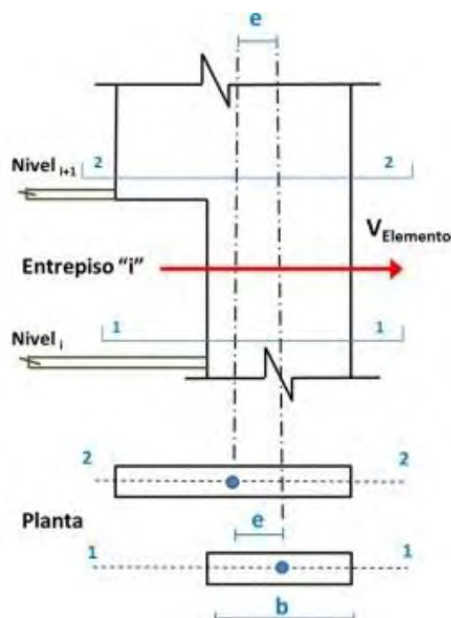
Nuestra estructura se mantuvo constante en tu su altura, sin cambio alguno. Por lo tanto, **no presenta irregularidad de geometría vertical**.

4.3.3.4. Irregularidad en los Sistemas Resistentes

Se califica a la estructura como irregular cuando en cualquier elemento que resista más de 10 % de la fuerza cortante se tiene un desalineamiento vertical, tanto por un cambio de orientación, como por un desplazamiento del eje de magnitud mayor que 25 % de la correspondiente dimensión del elemento. Esto se entiende mejor con la Fig. 139.

Figura 139

Discontinuidad de un elemento por desalineamiento en su eje vertical



Discontinuidad en Sistemas Resistentes, $I_a = 0.80$
$V_{elem} \geq 0.1V_{Edific} \quad \text{y} \quad e > 0.25b$
Discontinuidad Extrema en Sistemas Resistentes, $I_{aext} = 0.60$
$V_{elem} \geq 0.25V_{Edific} \quad \text{y} \quad e > 0.25b$

Nota. Extraído del libro Comentario a la Norma E.030 (Muñoz, 2020).

En nuestro caso, no hubo ningún cambio en las dimensiones de los elementos resistentes en toda la altura de la edificación. Por lo tanto, **no presenta irregularidad por discontinuidad en elementos resistentes.**

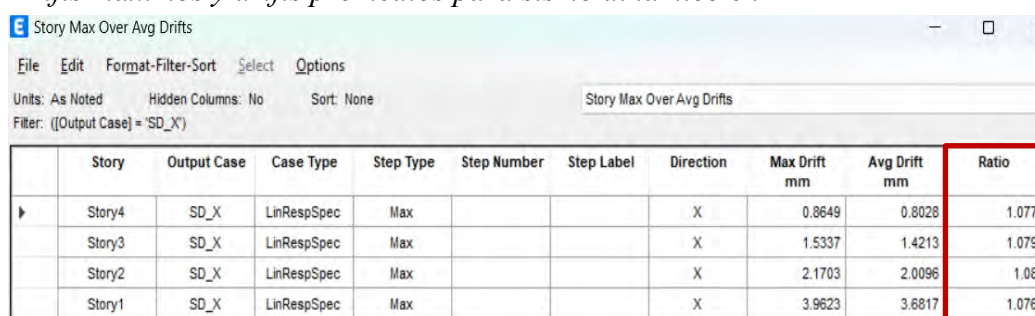
4.3.3.5. Irregularidad Torsional

Existe irregularidad torsional cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio ($\Delta_{\max}$), calculado incluyendo excentricidad accidental, es mayor que 1,3 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso para la misma condición de carga (Δ_{prom}). Además, si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es menor que el 50 % del permisible indicado en el Art. 32 de la Norma E.030; entonces ya no es necesario hacer esta verificación.

En este caso, podemos hacer la verificación también por medio de las derivas; ya que tenemos una altura constante, entonces no va variar la proporción en comparación con los desplazamientos.

Figura 140

Drifts máximos y drifts promedios para sismo dinámico en X



	Story	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	Step Label	Direction	Max Drift mm	Avg Drift mm	Ratio
▶	Story4	SD_X	LinRespSpec	Max			X	0.8649	0.8028	1.077
	Story3	SD_X	LinRespSpec	Max			X	1.5337	1.4213	1.079
	Story2	SD_X	LinRespSpec	Max			X	2.1703	2.0096	1.08
	Story1	SD_X	LinRespSpec	Max			X	3.9623	3.6817	1.076

Nota. Datos extraídos de Etabs.

Figura 141

Drifts máximos y drifts promedios para sismo dinámico en X

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	Step Label	Direction	Max Drift mm	Avg Drift mm	Ratio
Story4	SD_Y	LinRespSpec	Max			Y	0.8917	0.8802	1.013
Story3	SD_Y	LinRespSpec	Max			Y	1.5839	1.5634	1.013
Story2	SD_Y	LinRespSpec	Max			Y	2.2333	2.2044	1.013
Story1	SD_Y	LinRespSpec	Max			Y	3.5213	3.4684	1.015

Nota. Datos extraídos de Etabs.

Conclusión

No cuenta con irregularidad por torsión, ya que, desde la etapa de estructuración elaboramos un plano simétrico respecto a sus elementos estructurales.

Por lo tanto, **no presenta irregularidad torsional.**

4.3.3.6. Irregularidad por Esquinas Entrantes

La estructura se califica como irregular cuando tiene esquinas entrantes cuyas dimensiones en ambas direcciones son mayores que el 20 % de la correspondiente dimensión total en planta. Entonces se tiene que cumplir que:

$$a > 0,2A \quad \wedge \quad b > 0,2B$$

Donde:

a: Dimensión de la esquina entrante en el eje X, b: En el eje Y

A: Dimensión total en el eje X, B: En el eje Y

Nuestra edificación a analizar no cuenta con esquinas entrantes en toda su planta, por lo tanto, **no tiene irregularidad por esquinas entrantes.**

4.3.3.7. Irregularidad por discontinuidad en el diafragma

La estructura se califica como irregular cuando los diafragmas tienen discontinuidades abruptas o variaciones importantes en rigidez, incluyendo aberturas mayores que el 50 % del área bruta del diafragma.

Figura 142

Verificación de discontinuidad en diafragma para el caso 1

Piso	Altura Entrepiso (m)	Área de la abertura (m ²)	Área Total por Piso (m ²)	$A' > 50\% A_{total}$	¿Discontinuidad del Diafragma?
Piso 4	2.80	15.30	160.00	9.56%	No Tiene
Piso 3	2.80	15.30	160.00	9.56%	No Tiene
Piso 2	2.80	15.30	160.00	9.56%	No Tiene
Piso 1	2.80	15.30	160.00	9.56%	No Tiene

Nota. Se puede apreciar que este cálculo se puede realizar en la etapa de estructuración.

Para el segundo caso, nos indica la Norma E.030 que también existe discontinuidad cuando en una sección transversal del diafragma cortada por un plano vertical, el área neta es menor al 25 % del área total de la sección transversal sin considerar las zonas en que no existe diafragma.

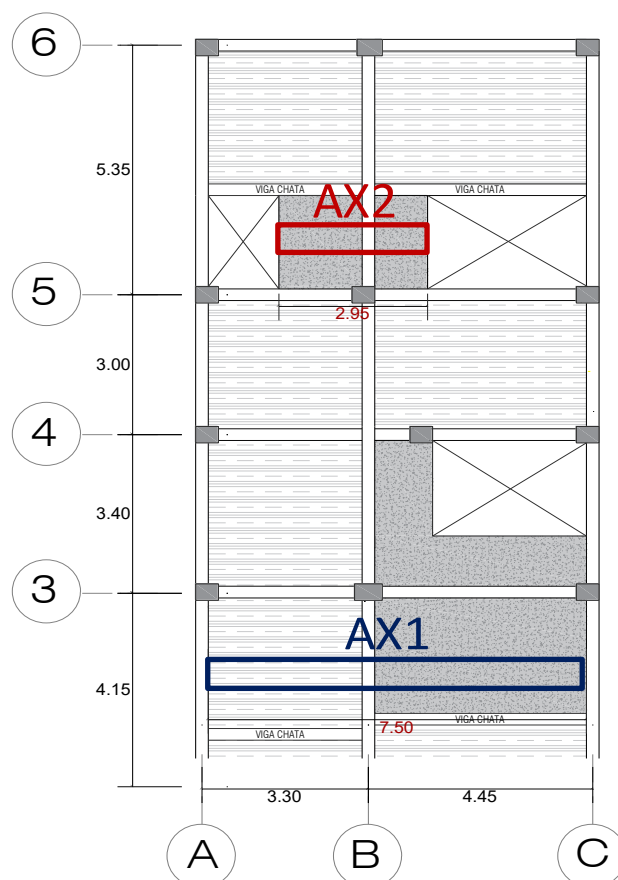
Apoyándonos de la Fig. 143, tenemos lo siguiente:

$$AX1 = 4,45 \cdot 0,25 + 3,30 \cdot 0,05 = 1,28 \text{ m}^2$$

$$AX2 = 2,95 \cdot 0,25 = 0,74 \text{ m}^2$$

$$AX2/AX1 = 0,74/1,28 = 0,57 = 57 \%$$

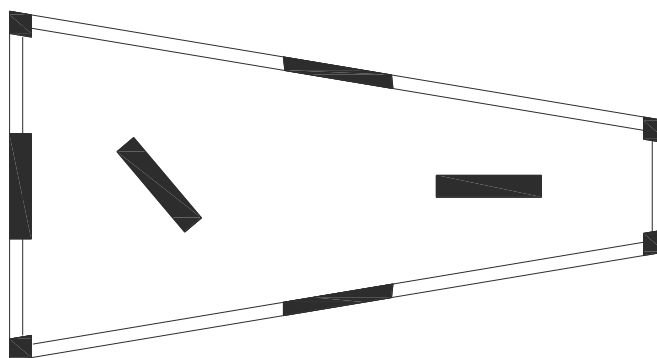
∴ Es mayor 25 %, entonces no tiene irregularidad por diafragma

Figura 143*Vista en planta para verificación de diafragma**Nota.* También pueden tomar otras zonas para el cálculo.**4.3.3.8. Irregularidad por Sistemas no Paralelos**

Se considera que existe irregularidad cuando en cualquiera de las direcciones de análisis los elementos resistentes a fuerzas laterales no son paralelos (Fig. 144). No se aplica si los ejes de los pórticos o muros forman ángulos menores que 30 grados ni cuando los elementos no paralelos resisten menos que el 10 % de la fuerza cortante del piso.

Figura 144

Vista en planta de sistema con ejes no paralelos



Nota. Lo que se busca representar con la figura, son como muros y columnas están dispuestos en ejes no paralelos y como los muros también presentan distintas direcciones.

En nuestro caso, tenemos un sistema compuesto de rectángulos, por lo tanto, **no** hay irregularidad por sistemas no paralelos.

4.3.3.9. Conclusión de la verificación de irregularidades

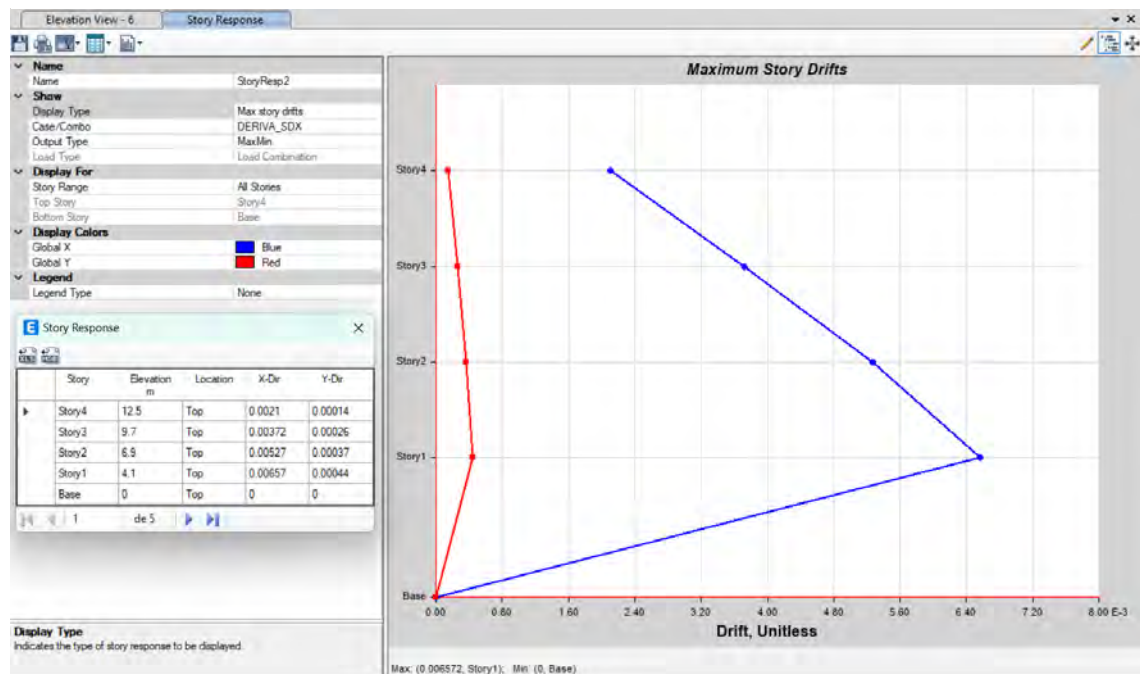
- La edificación solo presentó irregularidad por piso blando, esto no estaba previsto; sin embargo, al considerar la altura del primer nivel muy superior a la altura del entrepiso ocasionó esta irregularidad.
- Al tener la irregularidad por piso blando, ya todo el sistema estructural se convierte en irregular; por lo tanto, verificaremos las distorsiones con $0,85 \cdot R$, lo que complica aún más el control de derivas.
- Finalmente, ya tenemos el coeficiente de reducción final; que sería: $R = R_0 \cdot I_a \cdot I_p = 8 \cdot 0,75 \cdot 1 = 6$

4.3.4. VERIFICACIÓN DE DISTORSIÓN DE ENTREPISO

Nos basaremos en el Art. 31 y Art. 32 de la Norma E.030. En donde se indica que la distorsión máxima en edificaciones de concreto armado es de 0,007 y que para estructuras irregulares se le multiplica al valor de **R** por 0,85.

Figura 145

Distorsión de entrepiso para el sismo dinámico en X



Nota. Para realizar el cálculo de las derivas mediante el Software Etabs, se ha creado una combinación de carga en que se multiplica al sismo dinámico por $0,85 \cdot R$.

$$\text{Distorsión máxima de entrepiso} = 0,0065$$

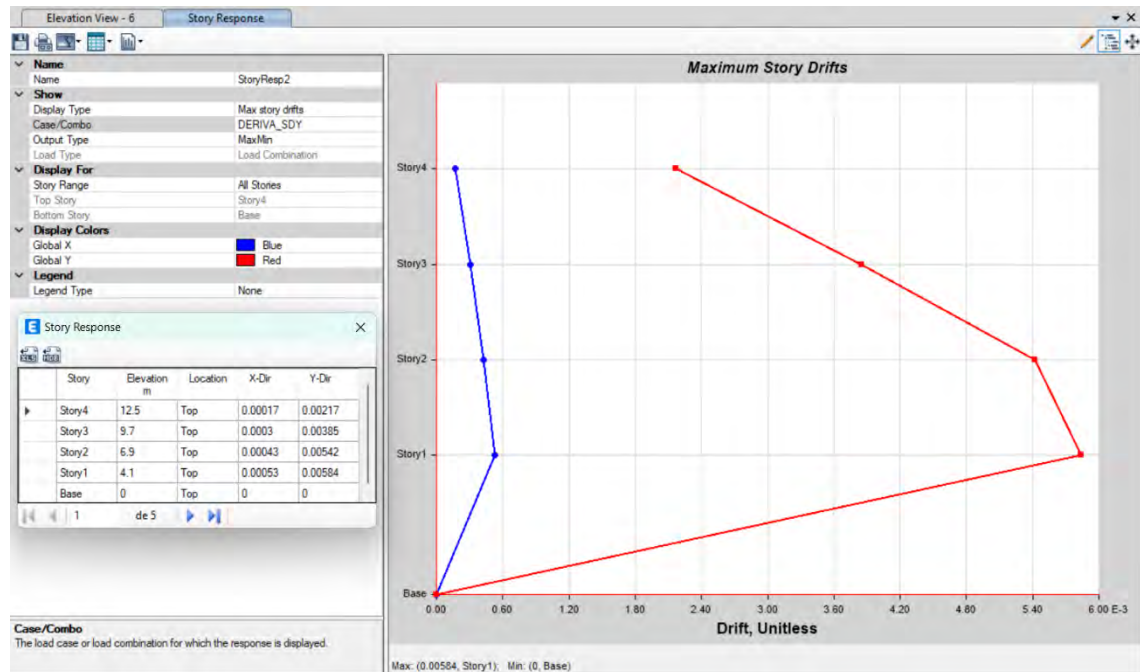
$$\text{Distorsión máxima permitida (E. 030 Art. 32)} = 0,007$$

$$0,0065 < 0,007$$

∴ Cumple deriva en el eje X

Figura 146

Distorsión de entrepiso para el sismo dinámico en Y



Nota. Para realizar el cálculo de las derivas mediante el Software Etabs, se a creado una combinación de carga en que se multiplica al sismo dinámico por $0,85 \cdot R$.

$$\text{Distorsión máxima de entrepiso} = 0,0058$$

$$\text{Distorsión máxima permitida (E.030 Art. 32)} = 0,007$$

$$0,0058 < 0,007$$

∴ Cumple deriva en el eje Y

Se puede apreciar que estamos muy cerca del límite de distorsión en la dirección X; sin embargo, esto no será un problema, ya que hemos sido conservadores al momento de asignar una mayor altura al primer nivel. Por lo tanto, al cumplir los límites de distorsión indicados en el Art. 32 de la Norma E.030, se tendrá que escalar el sismo dinámico en función al sismo estático para pasar a la etapa de diseño.

4.3.5. ESCALAMIENTO DE SISMO DINÁMICO

En el Art. 29.4 de la Norma E.030, tenemos la “Cortante mínima”, nos indica que, para cada una de las direcciones consideradas de análisis, la fuerza cortante en el entrepiso del edificio no puede ser menor que el 80 % del valor calculado según el Art. 25 (análisis estático) para estructuras regulares, ni menor que el 90 % para estructura irregulares.

Figura 147

Cortante dinámica y estática en dirección “X” y “Y”

	Story	Elevation m	Location	X-Dir tonf	Y-Dir tonf
▶	Story4	12.5	Top	27.6784	0.1676
	Story3	9.7	Top	58.2746	0.3524
	Story2	6.9	Top	82.4837	0.4969
	Story1	4.1	Top	99.4238	0.595
	Base	0	Top	0	0

	Story	Elevation m	Location	X-Dir tonf	Y-Dir tonf
▶	Story4	12.5	Top	-25.3796	0
	Story3	9.7	Top	-50.6178	0
	Story2	6.9	Top	-68.5708	0
	Story1	4.1	Top	-79.7339	0
	Base	0	Top	0	0

a) Cortante para sismo dinámico en X

b) Cortante para sismo estático en X

	Story	Elevation m	Location	X-Dir tonf	Y-Dir tonf
▶	Story4	12.5	Top	0.1699	28.1125
	Story3	9.7	Top	0.3533	58.6574
	Story2	6.9	Top	0.4956	82.3714
	Story1	4.1	Top	0.595	98.1402
	Base	0	Top	0	0

	Story	Elevation m	Location	X-Dir tonf	Y-Dir tonf
▶	Story4	12.5	Top	0	-25.3796
	Story3	9.7	Top	0	-50.6178
	Story2	6.9	Top	0	-68.5708
	Story1	4.1	Top	0	-79.7338
	Base	0	Top	0	0

c) Cortante para sismo dinámico en Y

d) Cortante para sismo estático en Y

Nota. Datos extraídos de Etabs.

Cortante estática en X reducida : $V_{ER\_X} = 0,9 \cdot 79,73 = 71,76 \text{ tonnef}$

Factor de escalamiento en X : $FE_X = \frac{V_{ER\_X}}{V_{D\_X}} = \frac{71,76}{99,42} = 0,72$

Cortante estática en Y reducida : $V_{ER\_Y} = 0,9 \cdot 79,73 = 71,76 \text{ tonnef}$

Factor de escalamiento en Y : $FE_Y = \frac{V_{ER\_Y}}{V_{D\_Y}} = \frac{71,76}{98,14} = 0,73$

$\therefore$ Los sismos dinámicos no necesitarán ser escalados

4.3.6. SEPARACIÓN SÍSMICA ENTRE EDIFICIOS

Calcularemos la separación sísmica indicada por la Norma E.030 Art. 33 de acuerdo a los desplazamientos obtenidos en Etabs; es necesario aclarar que los resultados de las figuras 148 y 149 ya han sido multiplicados por $0,75 \cdot R$ para obtener los desplazamientos reales.

Figura 148

Desplazamientos máximos por piso para sismo dinámico en X

Piso	Diaphragm	Output Case	Case Type	Step Type	UX cm
Piso 4	D4	DERIVA_SDX	Combination	Max	4.86
Piso 3	D3	DERIVA_SDX	Combination	Max	4.37
Piso 2	D2	DERIVA_SDX	Combination	Max	3.50
Piso 1	D1	DERIVA_SDX	Combination	Max	2.27

Nota. Datos extraídos de Etabs.

Nota. Datos extraídos de Etabs.

Figura 149

Desplazamientos máximos por piso para sismo dinámico en Y

Piso	Diaphragm	Output Case	Case Type	Step Type	UY cm
Piso 4	D4	DERIVA_SDY	Combination	Max	5.41
Piso 3	D3	DERIVA_SDY	Combination	Max	4.83
Piso 2	D2	DERIVA_SDY	Combination	Max	3.79
Piso 1	D1	DERIVA_SDY	Combination	Max	2.32

Por lo tanto, tenemos un desplazamiento máximo en “X” de 5,11 cm y en “Y” de 5,33 cm.

Procedemos a calcular la separación entre edificios de acuerdo a la Norma E.030:

- Distancia mínima considerando el desplazamiento máximo de nuestro edificio:

$$\Delta_{Xmax} = 4,86 \text{ cm} \rightarrow \frac{2}{3} \Delta_{Xmax} = 3,24 \text{ cm}$$

$$\Delta_{Ymax} = 5,41 \text{ cm} \rightarrow \frac{2}{3} \Delta_{Ymax} = 3,61 \text{ cm}$$

- Distancia mínima considerando la altura de nuestro edificio:

$$s/2 = \frac{0,006 \cdot h}{2} \geq 3,00 \text{ cm}$$

$$s/2 = \frac{0,006 \cdot 1160 \text{ cm}}{2} = 3,48 \text{ cm}$$

- La junta sísmica reglamentaria que se debe retirar de nuestro edificio del límite de propiedad:

$$S_X = 3,24 \text{ cm} < 3,48 \text{ cm} \rightarrow S_X = 3,48 \text{ cm}$$

$$S_Y = 3,61 \text{ cm} > 3,48 \text{ cm} \rightarrow S_Y = 3,61 \text{ cm}$$

- La junta sísmica reglamentaria entre edificios adyacentes en caso no exista separación del edificio existente del límite de propiedad:

$$S_X = 3,48 \text{ cm} + 3,48 \text{ cm} \rightarrow S_X = 6,96 \text{ cm}$$

$$S_Y = 3,61 \text{ cm} + 3,61 \text{ cm} \rightarrow S_Y = 7,22 \text{ cm}$$

- Redondeamos los valores para fines prácticos:

$$\mathbf{S_X = 7 \text{ cm}}$$

$$\mathbf{S_Y = 7,5 \text{ cm}}$$

4.4. DISEÑO ESTRUCTURAL

Para el diseño de elementos estructurales, nos guiaremos de la Norma E.060; y como primer paso vamos a definir las combinaciones de carga a utilizar con base al capítulo 9 “Requisitos de resistencia y servicio”:

- $C_1 = 1,4 \cdot CM + 1,7 \cdot CV$
- $C_2 = 1,25 \cdot (CM + CV) \pm S_X$
- $C_3 = 1,25 \cdot (CM + CV) \pm S_Y$
- $C_4 = 0,9 \cdot CM \pm 1,25 \cdot S_X$
- $C_5 = 0,9 \cdot CM \pm 1,25 \cdot S_Y$

Una vez definida la resistencia requerida para nuestros elementos estructurales, pasamos al Art. 9.3 “Resistencia de Diseño”, en el cual tendremos factores de reducción (ϕ) de resistencia en función al tipo de falla de que estemos diseñando (Tabla 15). Estos factores nacen por la incertidumbre de que un elemento estructural llegue exactamente a su resistencia última de diseño, obteniéndose así un margen de seguridad.

Tabla 15

Factores de reducción para diseño estructural

Factores de reducción para la resistencia de diseño	
Caso de estudio	Factor de reducción (ϕ)
Flexión sin carga axial	0,90
Carga axial de tracción con o sin flexión	0,90
Carga axial de compresión con o sin flexión para elementos con refuerzo en espiral	0,75
Carga axial de compresión con o sin flexión para elementos sin refuerzo en espiral	0,70
Cortante y torsión	0,85
Aplastamiento en el concreto	0,70

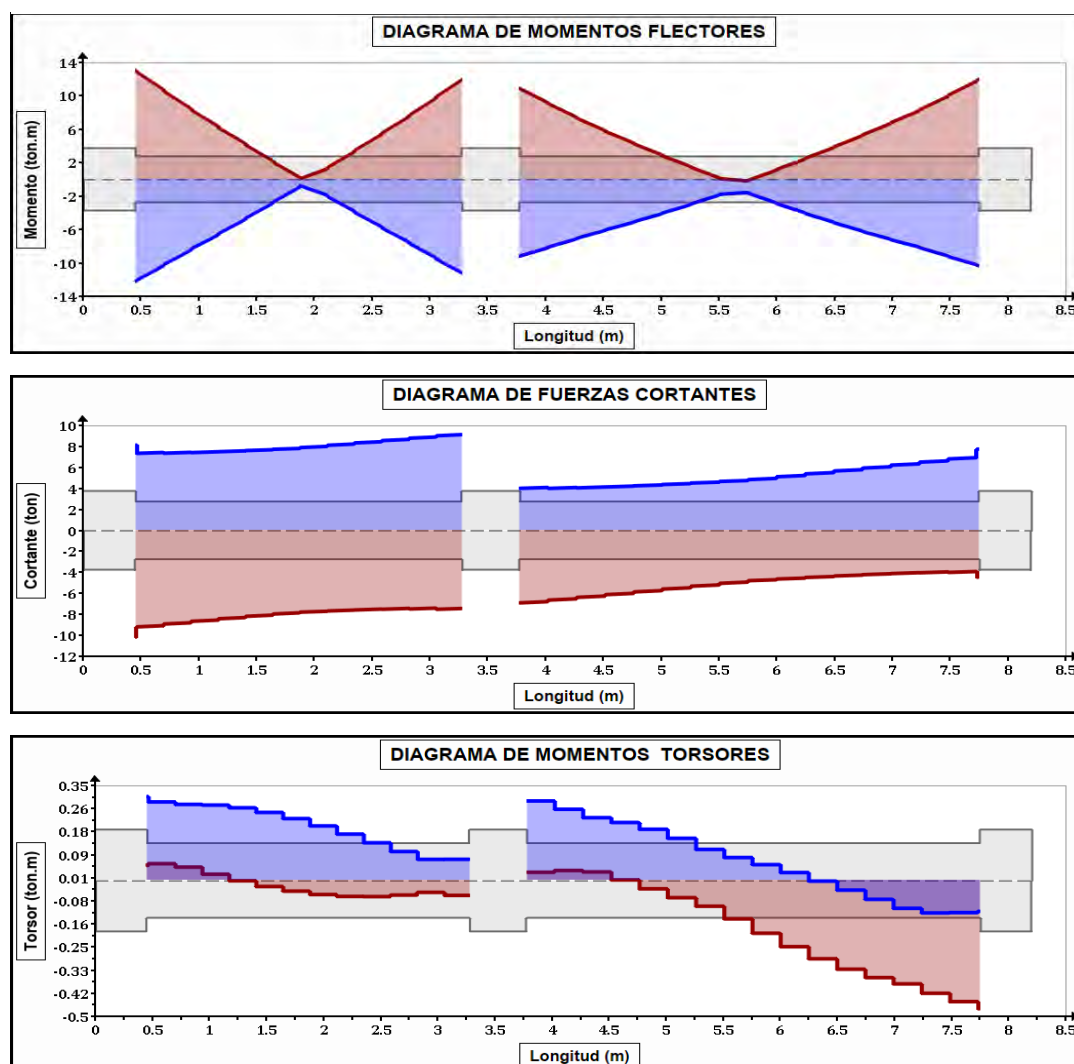
Nota. Todos estos valores fueron extraídos de la Norma E.060.

4.4.1. DISEÑO DE VIGAS

Con fines prácticos se realizará el diseño de la viga más crítica, y estos mismos pasos se realizarán en las demás vigas. Entonces de acuerdo al diagrama de fuerza cortante y momento flector; se obtuvo que las mayores demandas pertenecen a la viga del eje 6 entre los ejes A y C; teniéndose así una viga de dos tramos como indica la Fig. 150.

Figura 150

Diagrama de fuerzas internas en la viga crítica de análisis



Nota. Los diagramas se realizaron con los datos obtenidos del Software Etabs.

Tabla 16*Datos generales de la viga del eje 6 entre los ejes A y C del primer piso*

Datos generales de viga a analizar			
Ancho	b_w	30,00	cm
Peralte	h	55,00	cm
Número de capas de refuerzo	n	1,00	
Peralte efectivo aproximado	d	49,00	cm
Diámetro del acero longitudinal mayor	$\emptyset_l$	5/8"	
Diámetro del estribo	$\emptyset_e$	3/8"	
Recubrimiento	r	4,00	cm

Tabla 17*Parámetros de diseño de acuerdo a la Norma E.030*

Parámetros de diseño			
Resistencia a compresión del concreto (Tabla 5.3)	f'_c	210	kg/cm ²
Deformación unitaria última del concreto (10.2.3)	ε_c	0,003	
Factor de bloque equivalente de Whitney (10.2.7.1)	β	0,85	
Módulo de Poisson del concreto (8.5.4)	μ	0,15	
Módulo de elasticidad del acero (8.5.5)	E_s	2039432,43	kg/cm ²
Fluencia del acero grado 60 (3.5.3.1)	f_y	4200	kg/cm ²
Fluencia del refuerzo transversal (3.5.3.1)	f_{yt}	4200	kg/cm ²
Factor de reducción a flexión (9.3.2.2.a)	$\emptyset_f$	0,90	
Factor de reducción a corte (9.3.2.3)	$\emptyset_c$	0,85	
Factor de reducción a torsión (9.3.2.3)	$\emptyset_t$	0,85	

4.4.1.1. Requisitos dimensionales

Para pórticos, las vigas deben cumplir con los artículos 21.5.1.2, 21.5.1.3 y 21.5.1.4:

- $l_{n,min} > 4d \rightarrow 2,825 \text{ m} > 4 \cdot 0,55 = 2,2 \text{ m}$ ok
- $b_w = 0,30 \text{ m} \geq 0,25 \text{ m}$ y $b_w = 0,25 \text{ m} \geq 0,3h = 0,15 \text{ m}$ ok
- No aplica debido a que el ancho de viga es menor al de la columna.

4.4.1.2. Diseño por flexión

Acero mínimo de acuerdo al Artículo 10.5.2:

$$A_{smin} = \frac{0,7\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d = \frac{0,7 \cdot \sqrt{210} \cdot 30 \cdot 49}{4200} = 3,55 \text{ cm}^2$$

Como usaremos una sola capa se cumplirá que:

$$d_t = d$$

Acero máximo de acuerdo al Artículo 10.3.4:

$$A_{smax} = 0,75\rho_b b_w d = 0,75 \frac{0,85f'_c\beta_1}{f_y} \left(\frac{0,003}{\varepsilon_{ty} + \varepsilon_c} \right) b_w d$$

$$A_{smax} = 0,75 \frac{0,85 \cdot 210 \cdot 30 \cdot 0,85}{4200} \left(\frac{0,003 \cdot 49}{0,0021 + 0,003} \right) = 23,43 \text{ cm}^2$$

Además, para vigas de pórticos se debe cumplir el Art. 21.5.2.1:

$$\rho_{max} \leq 0,025 \rightarrow A_{smax} = 30 \cdot 49 \cdot 0,025 = 36,75 \text{ cm}^2$$

Ya con los datos previos calculados, realizaremos el diseño por pasos.

Paso 01: Extracción de los momentos máximos del Software. Al ser una viga sísmica, se tendrán seis momentos; en este caso se tomará el momento inferior izquierdo del primer tramo para mostrar los cálculos manuales.

Momento superior izquierdo : $M_u = 13,10 \text{ ton} \cdot \text{m}$

Paso 02: Cálculo del acero requerido tomando a la viga como simplemente reforzada.

$$\lambda = \frac{0,85 f'_c b d}{f_y} = \frac{0,85 \cdot 210 \cdot 30 \cdot 49}{4200} = 62,48 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \lambda \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_u}{\phi \cdot \lambda \cdot f_y \cdot d}} \right)$$

$$A_s = 62,48 \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 13,10 \cdot 10^5}{0,90 \cdot 62,48 \cdot 4200 \cdot 49}} \right) = 7,52 \text{ cm}^2$$

Paso 03: Verificamos cuantía máxima.

$$A_s = 7,52 \text{ cm}^2 < A_{s_{max}} = 23,43 \text{ cm}^2 \rightarrow ok$$

Paso 04: Distribuimos el acero longitudinal.

Acero corrido superior e inferior : $2\emptyset 5/8" = 3,95 \text{ cm}^2$

Bastones o refuerzo adicional : $2\emptyset 5/8" = 3,95 \text{ cm}^2$

Este proceso se vuelve a repetir en las demás secciones, así como también en el segundo tramo. Y se puede apreciar que los momentos en los extremos del segundo tramo son relativamente menores; por lo tanto, se utilizará la misma distribución de acero y en el tramo central será suficiente con el acero corrido. Igual se realizarán las verificaciones en los pasos siguientes.

Paso 05: Número máximos de varilla por capas y peralte efectivo.

El espaciamiento libre " e_{libre} ", se tomará como el mínimo requerido indicado en el Art. 7.6.1 que es de 25 mm.

$$n_{max} = \frac{b_w - 2(r + \phi_e + \phi_l/2)}{e_{libre} + \phi_l} + 1 = \frac{25 - 2(4 + 0,95 + 0,79)}{2,5 + 1,58} + 1 = 4,54$$

Entonces, redondeando al caso más desfavorable, se colocará como máximo 4 varillas por capa. Ahora, una vez calculado el número de capas, podemos calcular el peralte efectivo de manera exacta considerando solo la varilla de 5/8".

$$d = h - r - \phi_e - \frac{\phi_l}{2} = 55 - 4 - 0,95 - \frac{1,58}{2} = 49,26 \text{ cm}$$

Paso 06: Cálculo de la resistencia nominal para el acero total y el acero corrido, sin considerar el aporte el acero en compresión.

$$\phi M_n = \phi_f A_{sc} f_y \left(d - \frac{A_{sc} f_y}{1,7 f'_c b_w} \right)$$

$$\text{Acero corrido: } \phi M_{n1} = 0,90 \cdot 3,95 \cdot 4200 \left(49,26 - \frac{3,95 \cdot 4200}{1,7 \cdot 210 \cdot 30} \right) = 7,12 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$\text{Acero total: } \phi M_{n2} = 0,90 \cdot 7,90 \cdot 4200 \left(49,26 - \frac{7,90 \cdot 4200}{1,7 \cdot 210 \cdot 30} \right) = 13,78 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

Tabla 18*Resumen de diseño de viga del eje 6 tramo A-B del primer piso*

		Izquierda	Centro	Derecha
Momentos	Superior	-13,10	-0,22	-11,92
máximos (ton.m)	Inferior	12,27	0,91	11,22
Acero requerido	Superior	7,52	3,57	6,77
(cm ²)	Inferior	6,98	3,57	6,35
Acero colocado (cm ²)	Superior	2Ø5/8"	2Ø5/8"	2Ø5/8"
		+ 2Ø5/8"		+ 2Ø5/8"
	Inferior	2Ø5/8"	2Ø5/8"	2Ø5/8"
		+ 2Ø5/8"		+ 2Ø5/8"
Momento resistente	Superior	13,78	7,12	13,78
(ton.m)	Inferior	13,78	7,12	13,78

Nota. Elaboración propia.**Tabla 19***Resumen de diseño de viga del eje 6 tramo B-C del primer piso*

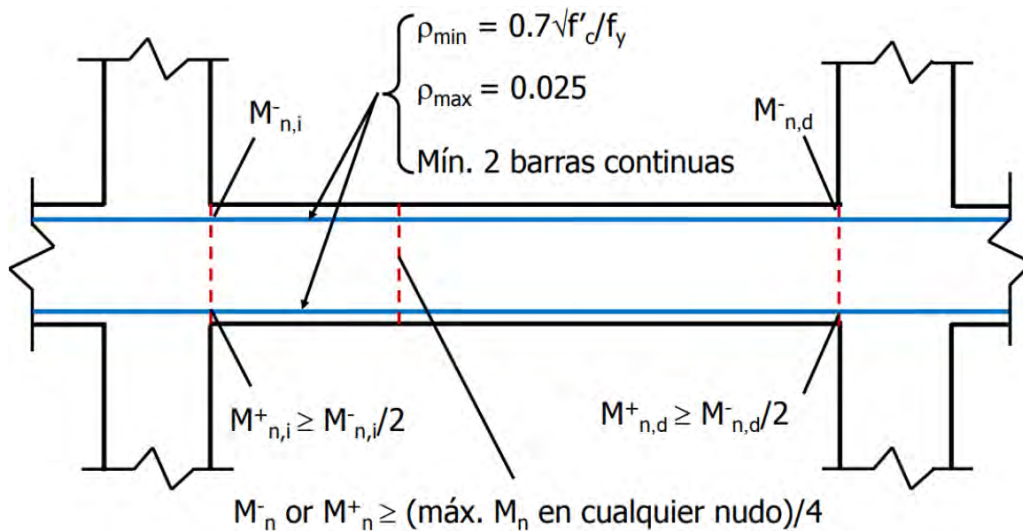
		Izquierda	Centro	Derecha
Momentos	Superior	-10,18	0	-11,15
máximos (ton.m)	Inferior	8,63	1,35	9,61
Acero requerido	Superior	5,73	3,57	6,31
(cm ²)	Inferior	4,82	3,57	5,39
Acero colocado (cm ²)	Superior	2Ø5/8"	2Ø5/8"	2Ø5/8"
		+ 2Ø5/8"		+ 2Ø5/8"
	Inferior	2Ø5/8"	2Ø5/8"	2Ø5/8"
		+ 2Ø5/8"		+ 2Ø5/8"
Momento resistente	Superior	13,78	7,12	13,78
(ton.m)	Inferior	13,78	7,12	13,78

Nota. Elaboración propia.

Paso 07: Verificación de los requisitos mínimos para el refuerzo longitudinal para pórticos de acuerdo a los artículos 21.5.2.1 y 21.5.2.2. Nos apoyaremos en la Fig. 151.

Figura 151

Requisitos del refuerzo longitudinal en viga de pórticos o sistemas duales tipo II



Nota. Extraído y mejorado de la Norma E.060 *Concreto Armado*.

El diseño fue elaborado asegurando que se cumplieran las condiciones de cuantía mínima y máxima de acero. Además, se emplearon dos varillas continuas tanto en la parte superior como en la inferior, cumpliendo así los requisitos del artículo 21.5.2.1.

Tabla 20*Verificación de la primera condición para momentos mínimos en los nudos*

		Tramo 1		Tramo 2	
		Izquierda	Derecha	Izquierda	Derecha
Momento negativo en el nudo (ton.m)	$\phi M_{n,sup}$	13,78	13,78	13,78	13,78
Momento positivo en el nudo (ton.m)	$\phi M_{n,inf}$	13,78	13,78	13,78	13,78
Verificación	$\phi M_{n,inf} \geq \frac{1}{2} \phi M_{n,sup}$	ok	ok	ok	ok

Tabla 21*Verificación de la segunda condición para momentos mínimos en los nudos*

		Tramo 1	Tramo 2
Momento máximo en el tramo (ton.m)	$\phi M_{n,max}$	13,78	13,78
Momento mínimo en el tramo (ton.m)	$\phi M_{n,min}$	7,12	7,12
Verificación	$\phi M_{n,max} \geq \frac{1}{4} \phi M_{n,min}$	ok	ok

Paso 07: Punto de corte de refuerzo longitudinal.

Continuaremos analizando la viga del tramo A-B. Para calcular la longitud para el desarrollo del refuerzo a flexión, nos basaremos en el Art. 12.10.3 y 12.10.4.

De acuerdo al Art. 12.10.3, trazaremos una recta horizontal con el momento resistente del acero corrido para la viga del tramo A-B (Fig. 152), obteniéndose una distancia de 0,88 m del nudo del apoyo al punto teórico de corte; a este valor le añadimos d o $12d_b$.

Entonces, añadimos el mayor de $d = 49 \text{ cm}$ y $12d_b = 19,05 \text{ cm}$, el punto de

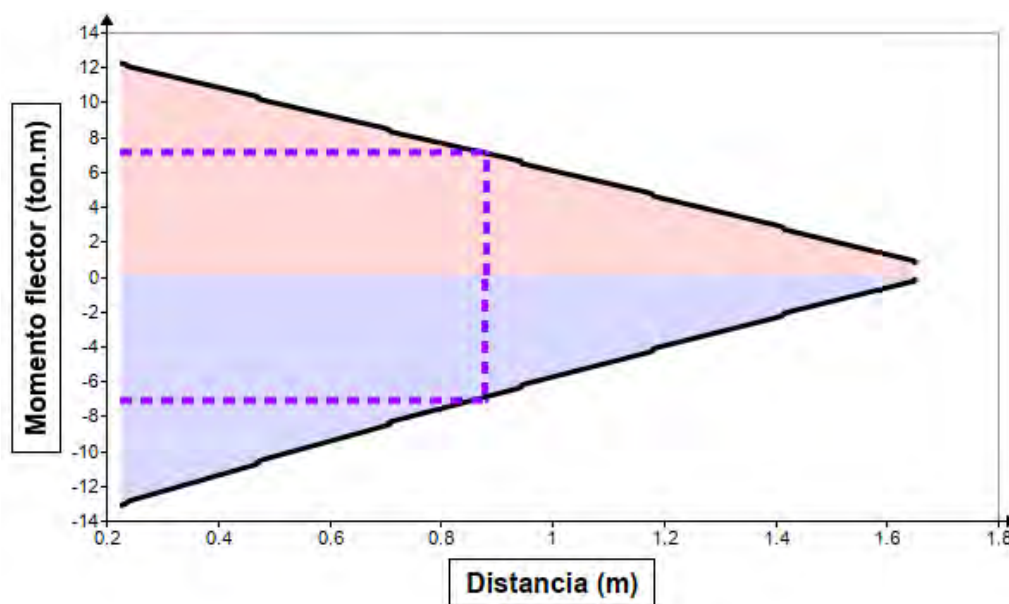
corte final es de 1,37 m.

Sin embargo, como tenemos 2 bastones a desarrollar, se tendrá que aplicar el Art. 12.10.4; por lo tanto, se calculará la longitud de desarrollo para un diámetro de varilla de 5/8". Obteniéndose un valor de $l_d = 57$ cm.

Como el primer cálculo es mayor, se tomará este; sin embargo, como la longitud libre es de 2,825 m y su mitad es 1,413 m; se tomará una longitud de desarrollo de 1,45 m, con la finalidad de no cortar el acero, ya que el otro nudo será igual.

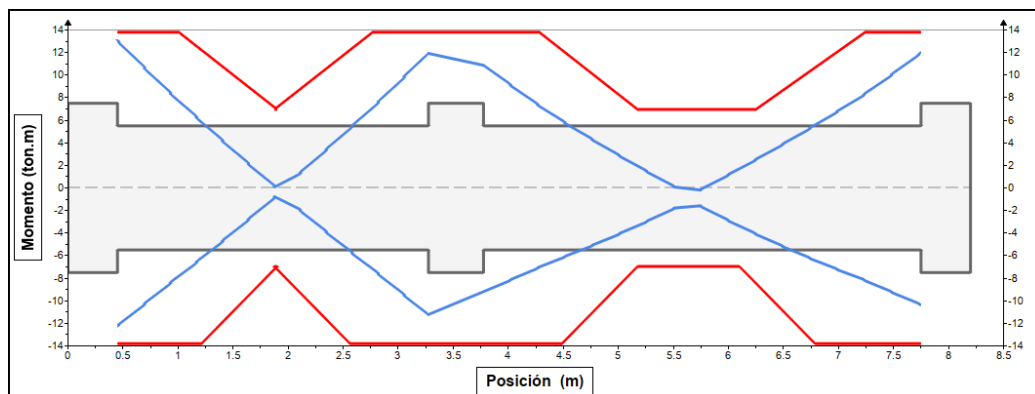
Figura 152

Cálculo del punto de corte teórico del refuerzo adicional de la viga A-B

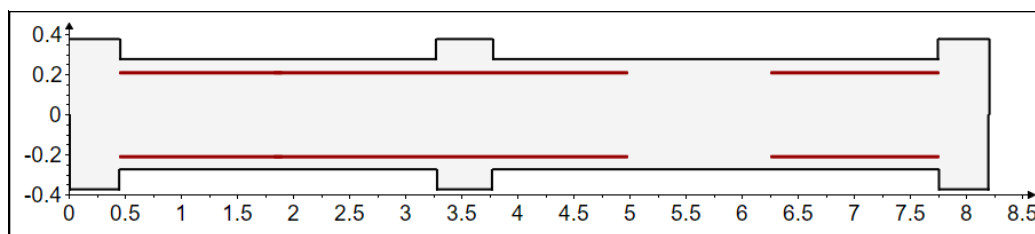


Nota. En la imagen se está presentando tanto el momento negativo como positivo del nudo izquierdo de la viga del tramo A-B y se colocó solo una parte de la viga para una mejor apreciación.

Este mismo se realizará para los demás nudos de la viga del tramo A-B y B-C. Finalmente se tiene como resultado del diseño a flexión la Fig. 153 y Fig. 154.

Figura 153*Diagrama de momento resistente versus momento solicitante*

Nota. El momento resistente está representado por las líneas rojas y el momento solicitante por las líneas de color azul.

Figura 154*Refuerzo adicional en la viga del tramo A-C*

Nota. Al ser el primer tramo corto, se presentó el caso en el que las longitudes desarrollo a flexión de los nudos izquierdos y derechos del primer tramo abarcan toda la longitud de la viga; por lo tanto, ese acero irá de corrido. Este caso no se presenta en el segundo tramo.

4.4.1.3. Diseño a corte

Paso 01: Al ser nuestro sistema aporticado, comenzaremos calculando los momentos probables del tramo A-B de acuerdo al Art. 21.5.4.1. Se van a presentar dos casos tal cual indica la Fig. 155 donde están resumidos todos los cálculos.

$$M_{pri} = A_{sc} 1,25 f_y \left(d - \frac{A_{sc} 1,25 f_y}{1,7 f'_c b_w} \right)$$

Momento probable para el extremo positivo izquierdo del tramo A-B (caso I)

$$M_{pri,1} = 7,90 \cdot 1,25 \cdot 4200 \left(49 - \frac{7,90 \cdot 1,25 \cdot 4200}{1,7 \cdot 210 \cdot 30} \right) = 18,72 \text{ ton.m}$$

Momento probable para el extremo positivo izquierdo del tramo A-B (caso I)

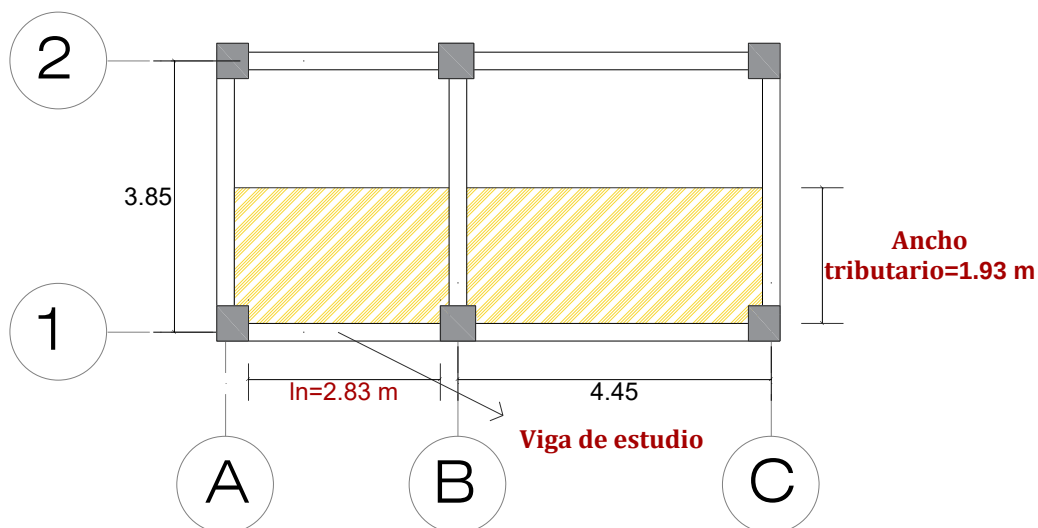
$$M_{prd,1} = 7,90 \cdot 1,25 \cdot 4200 \left(49 - \frac{7,90 \cdot 1,25 \cdot 4200}{1,7 \cdot 210 \cdot 30} \right) = 18,72 \text{ ton.m}$$

Debido a que se ha utilizado el mismo refuerzo longitudinal en todo el tramo A-B, los casos I y II darán los mismos resultados. Donde el caso II, hace referencia al momento probable para el acero negativo.

Paso 02: De acuerdo al Art. 21.5.4.1, calcularemos la cortante en función a las cargas de gravedad tributarias amplificadas por 1.25.

Figura 155

Ancho tributario de la viga de estudio A-B



Nota. La imagen representa una idealización para realizar el metrado de cargas.

Metrado de cargas:

Peso de aligerado : $1,93 \text{ m} \cdot 300 \text{ kgf/m}^2 = 579 \text{ kgf/m}$

Peso por tabiquería : $1,93 \text{ m} \cdot 100 \text{ kgf/m}^2 = 193 \text{ kgf/m}$

Peso por acabados : $1,93 \text{ m} \cdot 100 \text{ kgf/m}^2 = 193 \text{ kgf/m}$

Peso propio de viga : $0,55 \text{ m} \cdot 0,30 \text{ m} \cdot 2400 \text{ kgf/m}^3 = 396 \text{ kgf/m}$

$$\text{Carga viva (vivienda)} : 1,93 \text{ m} \cdot 200 \text{ kgf/m}^2 = 386 \text{ kgf/m}$$

$$\rightarrow w = CM + CV = 1,75 \text{ ton/m}$$

$$\therefore w_u = 1,25 \cdot w = 2,18 \text{ ton/m}$$

Ya que el cortante a hallar corresponde a una viga isostática, podemos hallar fácilmente la cortante isostática.

$$V_g = \frac{w_u l_n}{2} = \frac{2,18 \cdot 2,83}{2} = 3,08 \text{ ton}$$

Paso 03: De acuerdo al Art. 21.5.4.1, calcularemos la cortante generada por las rótulas plásticas en los extremos de la viga. Esta cortante será la misma para ambos casos, ya que se colocó la misma cantidad de refuerzo longitudinal.

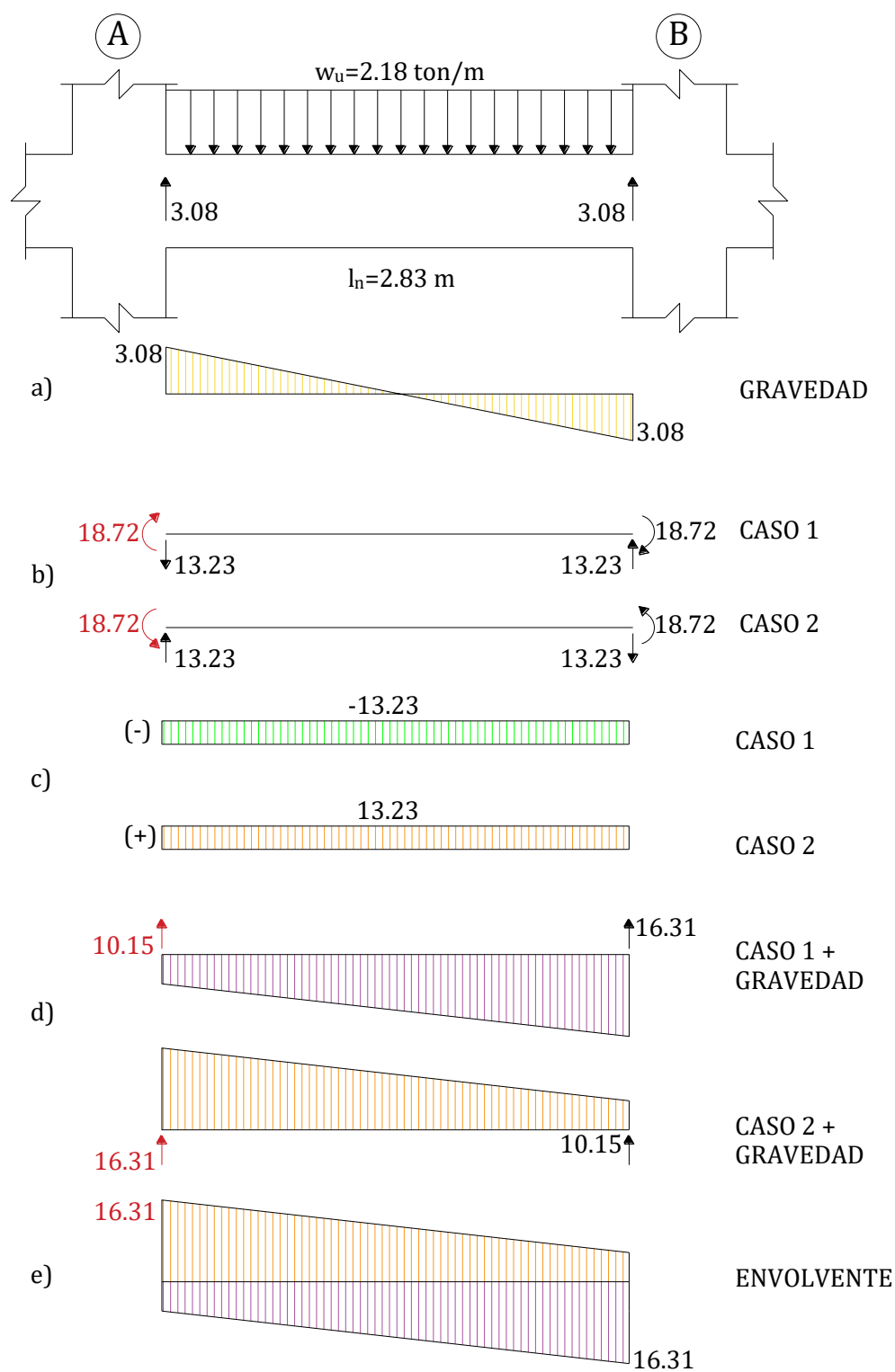
$$V = \frac{M_{pri} + M_{prd}}{l_n} = \frac{18,72 + 18,72}{2,83} = 13,23 \text{ ton}$$

Paso 05: De acuerdo al Art. 21.5.4.1, calcularemos la cortante por capacidad para el caso I y tomaremos el máximo.

$$V_{c1,izq} = V_g - V = 3,08 - 13,23 = -10,15 \text{ ton}$$

$$V_{c1,der} = V_g + V = 3,08 + 13,23 = 16,31 \text{ ton}$$

$$\therefore V_{capacidad} = 16,31 \text{ ton}$$

Figura 156*Cálculo de la cortante por capacidad para el tramo A-B*

Nota. La imagen representa el cálculo a detalle para la cortante por capacidad.

Paso 06: Obtenemos la cortante máxima a una distancia “ d ” de la cara de acuerdo al artículo 11.1.3.1.

$$V_{u,d} = V_{capacidad} - w_u d = 16,31 - 2,18 \cdot 0,49 = 15,24 \text{ ton}$$

Paso 07: Calculamos la cortante en los estribos de acuerdo al Art. 11.1.1 y el aporte del concreto de acuerdo al Art. 11.3.1.1

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{V_u}{\phi} - 0,53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_s = \frac{15,24}{0,9} - 0,53 \cdot \sqrt{210} \cdot 30 \cdot 49 \cdot 10^{-3} = 5,64 \text{ ton}$$

Paso 08: Refuerzo mínimo de cortante de acuerdo al artículo 11.5.6 y 21.5.3.2. Se va suponer una separación de máxima de 30 cm de acuerdo al Art. 21.5.3.2.

Art. 11.5.6

$$A_{v,min} = 0,2 \sqrt{f'_c} \frac{b_w s_{max}}{f_y} = 0,2 \cdot \sqrt{210} \cdot \frac{30 \cdot 30}{4200} = 0,62 \text{ cm}^2$$

$$0,62 \text{ cm}^2 \leq 3,5 \frac{b_w s_{max}}{f_y} = 3,5 \cdot \frac{30 \cdot 30}{4200} = 0,75 \text{ cm}^2 \rightarrow A_{v,min} = 0,75 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, se puede usar refuerzo transversal de 3/8”, donde $A_v = 2 \cdot 0,71 = 1,42 \text{ cm}^2$.

Art. 21.5.3.2

Caso I : $\phi_l \leq 1'' \rightarrow \phi_{t,min} = 3/8''$

Caso II : $\phi_l > 1'' \rightarrow \phi_{t,min} = 1/2''$

$$\phi_{l,max} = 5/8'' \rightarrow \text{Caso I} \rightarrow \phi_{t,min} = 3/8''$$

$\therefore$ Usar refuerzo transversal de 3/8"

Paso 09: Separación de estribos de acuerdo al Art. 11.5.7.9.

$$s = \frac{A_v f_y d}{V_s} = \frac{1,42 \cdot 4200 \cdot 49}{5,64 \cdot 10^3} = 51,81 \text{ cm}$$

4.4.1.4. Requisitos de confinamiento

Paso 01: Longitud de confinamiento de acuerdo al Art. 21.5.3.1.

Donde la longitud de confinamiento es $2h = 2 \cdot 49 = 98 \text{ cm} \cong 100 \text{ cm}$.

Paso 02: Verificación de la separación máxima de acuerdo al Art. 25.5.3.2.

Donde el espaciamiento no debe exceder de:

- $d/4 = 49/4 = 12,25 \text{ cm}$.
- $8\phi_{l,min} = 8 \cdot 1,59 = 12,72 \text{ cm}$
- $24\phi_t = 24 \cdot 0,91 = 21,84$
- 300mm

$\therefore$ Espaciamiento en zona de confinamiento = 10 cm

Paso 03: Separación más allá de la longitud de confinamiento de acuerdo al Art. 21.5.3.4.

Espaciamiento mínimo para la zona no confinada = $d/2 = 49/2 = 24,5 \text{ cm}$

Este espaciamiento no debe ser mayor al calculado para la fuerza cortante solicitante. Donde $s = 44,21 \text{ cm}$, por lo tanto, usaremos el espaciamiento mínimo del Art. 21.5.3.4. Por lo tanto, se usará un espaciamiento de 20 cm .

$\therefore$ Distribución $\phi_t 3/8$: 01@5 cm, 10@10 cm y Resto@20 cm

4.4.1.5. Diseño a corte y torsión

Paso 01: De acuerdo al Art. 11.6.1.1 se debe calcular el ancho sobresaliente para vigas en “T” y “L” y luego verificar si este ancho sobresaliente se considerará en el análisis.

En nuestro caso, al contar con losa aligerada, se despreciará su aporte y trabajará sin el considerar el ancho.

$$A_{cp} = bh = 30 \cdot 55 = 1650 \text{ cm}^2$$

$$P_{cp} = 2b + 2h = 2 \cdot 30 + 2 \cdot 55 = 170 \text{ cm}$$

$$\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} = \frac{1650^2}{170} = 16014,7 \text{ cm}^3$$

Paso 02: Determinar si es requerido considerar la torsión en el diseño de acuerdo al Art. 11.6.1.

$$T_u \geq \phi 0,27 \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) = 0,85 \cdot 0,27 \cdot \sqrt{210} \cdot 16014,7 = 0,53 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

Paso 03: Determinar el torsor de diseño para una estructura estáticamente indeterminada, de acuerdo al Art. 11.6.2.2.

$$T_u = \phi T_{cr} = \phi 1,1 \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) = 0,85 \cdot 1,1 \cdot \sqrt{210} \cdot 16014,7 = 2,17 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

Del análisis estructural (Fig. 149), se puede apreciar que para el A-B el máximo momento torsor es de $0,25 \text{ ton} \cdot \text{m}$, siendo este menor al indicado en el Art. 11.6.1; por lo tanto, no será necesario considerar el efecto de torsión en este tramo.

Y, en el tramo B-C, el máximo momento torsor es de $0,47 \text{ ton} \cdot \text{m}$, el cual tampoco excede a $0,53 \text{ ton} \cdot \text{m}$.

∴ No es necesario realizar un diseño por torsión

4.4.2. DISEÑO DE LOSA ALIGERADA

Con la finalidad de no repetir el proceso de diseño de todos los paños de losa aligerada, se tomó los paños con mayores demandas de momentos y cortantes.

Datos iniciales de la losa aligerada de acuerdo a la etapa de estructuración y predimensionamiento:

- La losa aligerada unidireccional es en el eje X y al contar con un ancho de fachada de 8m, no habrá traslapes para el acero corrido.

Tabla 22

Datos generales para el diseño de la losa aligerada unidireccional

Datos generales de losa aligerada a analizar			
Ancho de alma (zona inferior)	b_w	10,00	cm
Ancho considerando las alas (zona superior)	b	40,00	cm
Peralte	h	20,00	cm
Número de capas de refuerzo	n	1,00	
Peralte efectivo aproximado	d	17,00	cm
Diámetro del acero longitudinal mayor	ϕ_l	1/2"	pul
Recubrimiento (Art. 7.7.1)	r	2,00	cm

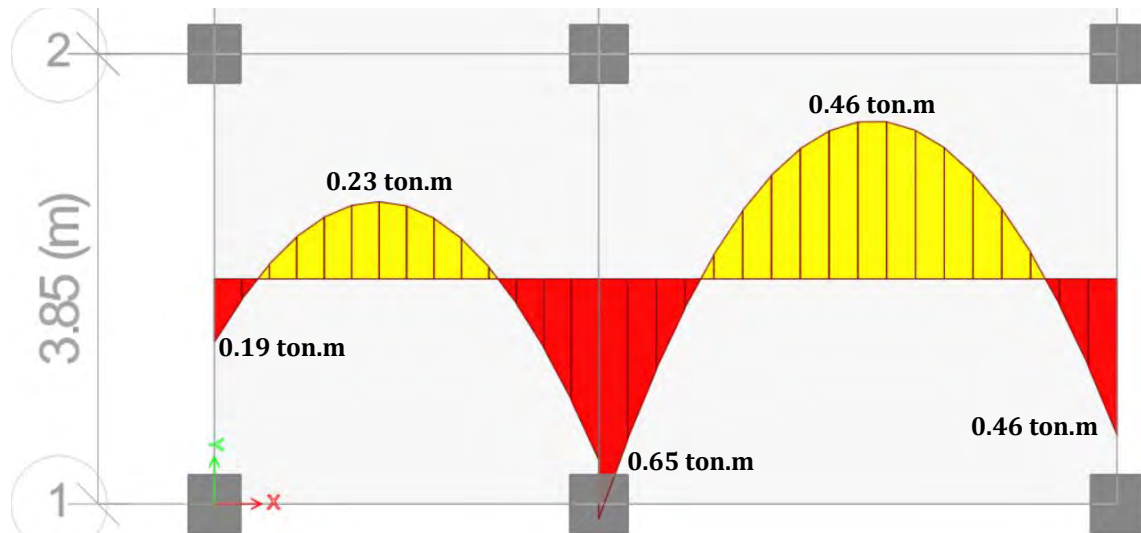
Tabla 23

Parámetros de diseño para losa aligerada conforme a la Norma E.060

Parámetros de diseño para losa aligerada			
Resistencia a compresión del concreto (Tabla 5.3)	f'_c	210	kg/cm ²
Deformación unitaria última del concreto (10.2.3)	ϵ_c	0,003	
Factor de bloque equivalente de Whitney (10.2.7.1)	β	0,85	
Módulo de elasticidad del acero (8.5.5)	E_s	2039432,43	kg/cm ²
Fluencia del acero grado 60 (3.5.3.1)	f_y	4200	kg/cm ²
Factor de reducción a flexión (9.3.2.2.a)	ϕ_f	0,90	cm
Factor de reducción a corte (9.3.2.3)	ϕ_c	0,85	

Figura 157

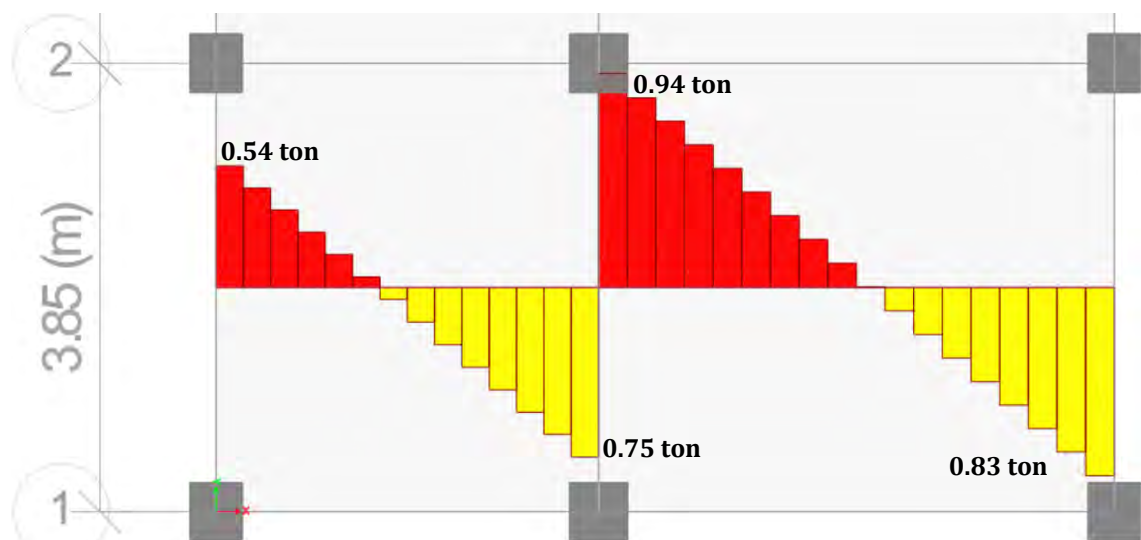
Diagrama de momentos flectores para losa aligerada unidireccional



Nota. Obtenido del Software Etabs

Figura 158

Diagrama de fuerzas cortantes para losa aligerada unidireccional



Nota. Obtenido del Software Etabs

Vale aclarar que se utilizó la herramienta *Draw design strips* para la obtención de los diagramas de fuerza cortante y momento flector. Es necesario establecer un ancho para estas franjas de diseño, ya que, en función a ese valor, se calculará el momento recibido. En nuestro caso, al ser una losa aligerada, se tomó un ancho de diseño de 40 cm.

4.4.2.1. Diseño a flexión

Paso 01: Acero mínimo requerido de acuerdo al Artículo 10.5.2.

Para el ancho se tomará el ancho del alma, aun presentándose momentos negativos en los extremos; esto debido a que el acero solo se coloca en el alma aun cuando tiene el ancho adicional de las alas.

$$A_{s_{min}} = \frac{0,7\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d = \frac{0,7 \cdot \sqrt{210} \cdot 10 \cdot 17}{4200} = 0,41 \text{ cm}^2$$

Paso 02: Extracción de los momentos máximos del Software. Se tomarán tanto momentos negativos y positivos de izquierda a derecha de acuerdo a la fig. 156.

Momentos negativos

$$M^-_{1u} = 0,19 \text{ ton} \cdot m, M^-_{2u} = 0,65 \text{ ton} \cdot m \text{ y } M^-_{3u} = 0,46 \text{ ton} \cdot m$$

Momentos positivos

$$M^+_{1u} = 0,23 \text{ ton} \cdot m \text{ y } M^+_{2u} = 0,46 \text{ ton} \cdot m$$

Paso 03: Cálculo del acero requerido tomando a la viga como simplemente reforzada.

Como ejemplo tomaremos el momento positivo $M^+_{2u} = 0,46 \text{ ton} \cdot m$ y $M^-_{2u} = 0,65 \text{ ton} \cdot m$.

Verificamos si corresponde a una viga T o rectangular ($M^+_{2u} = 0,46 \text{ ton} \cdot m$)

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{h_f}{2} \right)} = \frac{0,46 \cdot 10^5}{0,9 \cdot 4200 \cdot \left(17 - \frac{5}{2} \right)} = 0,84 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b} = \frac{0,84 \cdot 4200}{0,85 \cdot 210 \cdot 40} = 0,50 \text{ cm}$$

$$a = 0,50 \text{ cm} < h_f = 5 \text{ cm} \rightarrow \text{Viga simple rectangular}$$

Cálculo de acero requerido como viga rectangular ($M_{2u}^+ = 0,46 \text{ ton} \cdot m$)

$$\lambda = \frac{0,85 f'_c b d}{f_y} = \frac{0,85 \cdot 210 \cdot 40 \cdot 17}{4200} = 28,9 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \lambda \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_u}{\phi \cdot \lambda \cdot f_y \cdot d}} \right)$$

$$A_s = 28,9 \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 0,46 \cdot 10^5}{0,90 \cdot 28,9 \cdot 4200 \cdot 17}} \right) = 0,72 \text{ cm}^2$$

Para el caso del momento negativo $M_{2u}^- = 0,65 \text{ ton} \cdot m$, como la zona baja está en compresión, entonces $b = 10 \text{ cm}$.

$$\lambda = \frac{0,85 f'_c b d}{f_y} = \frac{0,85 \cdot 210 \cdot 10 \cdot 17}{4200} = 7,225 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 7,225 \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 0,65 \cdot 10^5}{0,90 \cdot 7,225 \cdot 4200 \cdot 17}} \right) = 1,10 \text{ cm}^2$$

Paso 04: Distribuimos el acero longitudinal.

Acero corrido inferior	:	$1\emptyset 1/2'' = 1,26 \text{ cm}^2$
Bastones o refuerzo adicional	:	$1\emptyset 1/2'' = 1,26 \text{ cm}^2$

Este proceso se vuelve a repetir en las demás secciones. Además, el momento negativo en el primer tramo es bastante bajo, y solo en este caso se utilizará una varilla de 3/8" como bastón y será suficiente con el acero mínimo calculado.

Paso 05: Número máximos de varilla por capas y peralte efectivo.

El espaciamiento libre " e_{libre} ", se tomará como el mínimo requerido indicado en el Art. 7.6.1 que es de 25 mm. Además, tomaremos el caso de $b = 10 \text{ cm}$.

$$n_{max} = \frac{b_w - 2(r + \phi_l/2)}{e_{libre} + \phi_l} + 1 = \frac{10 - 2(2,5 + 0,64)}{2,5 + 1,27} + 1 = 1,98$$

Entonces, redondeando al caso más desfavorable, se colocará como máximo 1 varillas por capa. Ahora, una vez calculado el número de capas, podemos calcular el peralte efectivo de manera exacta considerando solo la varilla de 1/2".

$$d = h - r - \frac{\phi_l}{2} = 20 - 2,5 - \frac{1,27}{2} = 16,87 \text{ cm}$$

Paso 06: Cálculo de la resistencia nominal para el acero corrido y los bastones, sin considerar el aporte el acero en compresión.

$$\phi M_n = \phi_f A_{sc} f_y \left(d - \frac{A_{sc} f_y}{1,7 f'_c b_w} \right)$$

Acero corrido inferior 1/2":

$$\phi M_{n2} = 0,90 \cdot 1,26 \cdot 4200 \left(16,87 - \frac{1,26 \cdot 4200}{1,7 \cdot 210 \cdot 40} \right) = 0,79 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

Acero de bastón superior 1/2" :

$$\phi M_{n2} = 0,90 \cdot 1,26 \cdot 4200 \left(16,87 - \frac{1,26 \cdot 4200}{1,7 \cdot 210 \cdot 10} \right) = 0,73 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

Acero de bastón superior 3/8" :

$$\phi M_{n2} = 0,90 \cdot 0,71 \cdot 4200 \left(16,87 - \frac{0,71 \cdot 4200}{1,7 \cdot 210 \cdot 10} \right) = 0,43 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

Paso 07: Verificación de requisitos para losa aligerada de la Norma E.060.

- Art 8.11.2: El ancho de la nervadura mínimo es de 10 cm y la altura máxima es de $3,5b_w$.

$$b_w = 10 \text{ cm} \geq 10 \text{ cm} \text{ y } h = 20 \text{ cm} < 3,5b_w = 35 \text{ cm}, \therefore \text{Cumple}$$

- Art 8.11.3: Espaciamiento libre máximo entre nervaduras es 75 cm.

$$\text{Espaciamiento libre} = 30 \text{ cm} < 75 \text{ cm}, \therefore \text{Cumple}$$

- Art 8.11.5: El espesor de losa no debe ser menor que 1/12 de la distancia libre entre nervaduras, ni menor a 5 cm.

$$e_{losa} = 5 \text{ cm} \geq 1/12 \cdot 30 = 2,5 \text{ cm}, \therefore \text{Cumple}$$

Tabla 24

Resumen de diseño a flexión para losa aligerada

	DEMANDA	$As_{colocado}$	CAPACIDAD	D/C
Paño izquierdo	$M^-_{1u} = 0,19 \text{ ton} \cdot m$	1Ø3/8"	0,43 $\text{ton} \cdot m$	0,44
	$M^+_{1u} = 0,23 \text{ ton} \cdot m$	1Ø1/2"	0,79 $\text{ton} \cdot m$	0,29
	$M^-_{2u} = 0,65 \text{ ton} \cdot m$	1Ø1/2"	0,73 $\text{ton} \cdot m$	0,89
Paño derecho	$M^-_{2u} = 0,65 \text{ ton} \cdot m$	1Ø1/2"	0,73 $\text{ton} \cdot m$	0,89
	$M^+_{2u} = 0,46 \text{ ton} \cdot m$	1Ø1/2"	0,79 $\text{ton} \cdot m$	0,58
	$M^-_{3u} = 0,46 \text{ ton} \cdot m$	1Ø1/2"	0,73 $\text{ton} \cdot m$	0,63

4.4.2.2. Verificación a cortante

Paso 01: Cálculo de la capacidad a cortante del concreto.

Se calculará de acuerdo al Art 8.11.8 y Art 11.3.1.1.

$$Vc = 1,1 \cdot 0,53 \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$Vc = 1,1 \cdot 0,53 \cdot \sqrt{210} \cdot 10 \cdot 17 = 1436 \text{ kgf}$$

$$\phi Vc = 0,85 Vc = 0,85 \cdot 1436 = 1220 \text{ kgf}$$

Paso 02: Extracción del cortante último demandante.

Como es una verificación, utilizaremos el mayor cortante de la Fig. 157

$$Vu = 940 \text{ kgf}$$

Paso 03: Verificación.

$$Vu = 940 \text{ kgf} < \phi Vc = 1220 \text{ kgf}$$

$\therefore$ Cumple

En caso no se cumpla la verificación por cortante, en el Art. 8.11.8 nos indica que podemos realizar un ensanchamiento de viguetas o colocando armadura por corte.

4.4.2.3. Refuerzo volumétrico

De acuerdo al Art 9.7.2 se calculará el acero por retracción y temperatura. Este acero trabaja para el espesor de losa de 5 cm; por lo tanto $d = 5 \text{ cm}$ y de acuerdo al Art 9.7.3 el espaciamiento máximo es de 40 cm.

$$A_{s_t} = 0,0018bd = 0,0018 \cdot 40 \cdot 5 = 0,36 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, podemos utilizar varillas de 8 mm espaciados a 40 cm o varillas de 6 mm espaciados a 25 cm.

$\therefore$ Usaremos $\emptyset 6\text{mm}@25\text{cm}$ (T^o)

4.4.2.4. Corte, desarrollo y anclaje de refuerzo

Anclaje de refuerzo

De acuerdo al Art. 7.13.2.1 debe haber como mínimo una barra continua inferior la cual va terminar en gancho estándar en los apoyos no continuos; en nuestro caso es una barra de 1/2".

Por lo tanto, la longitud de gancho estándar se calculará de acuerdo al Art 12.5.2.

$$l_{dg} = \left(0,075 \Psi_e \lambda f_y / \sqrt{f'_c} \right) d_b$$

Donde, para condiciones normales $\Psi_e = 1$ (barras sin tratamiento superficial) y $\lambda = 1$ (concreto de peso normal).

$$l_{dg} = \left(0,075 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 4200 / \sqrt{210} \right) \cdot 1,27 = 27,6 \text{ cm}$$

$\therefore$ Tomaremos $l_{dg} = 28 \text{ cm}$

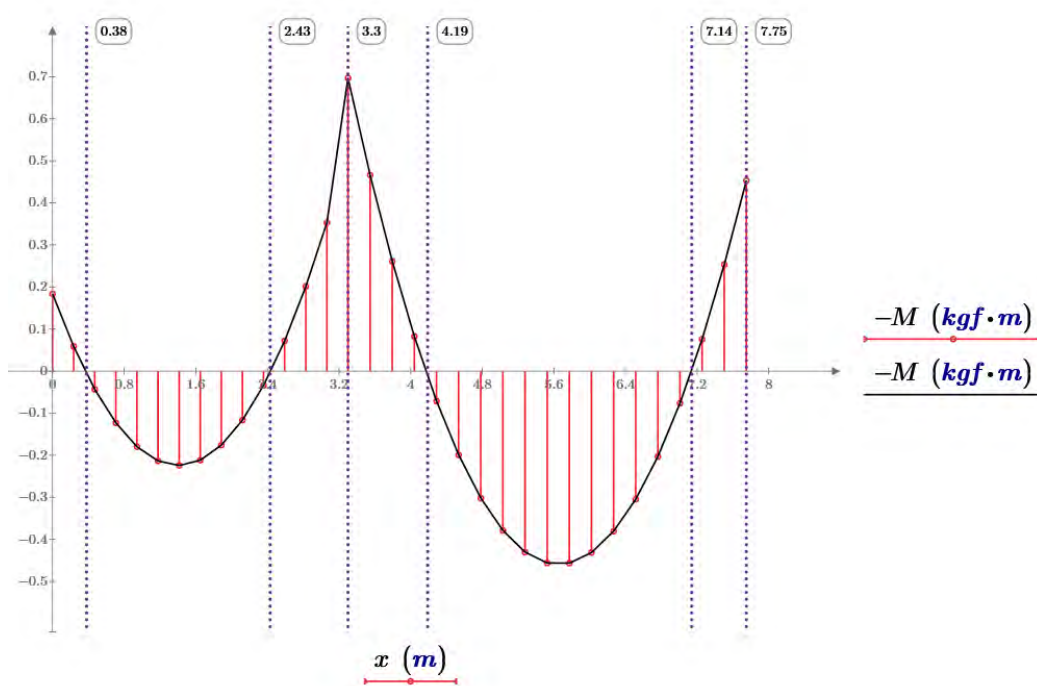
Corte y desarrollo de bastones

Como solo está utilizando una varilla para el refuerzo negativo, solo nos

basaremos en el Art. 12.10.3, el cual indica que el refuerzo se debe extender más allá del punto donde ya no es necesario resistir flexión, una distancia de d o $12d_b$. En nuestro caso, como nuestros esfuerzos son para cargas de gravedad; este punto se encontrará en la zona de inflexión del diagrama de momentos flectores.

Figura 159

Distancias absolutas para los cortes en bastones de losa aligerada



Nota. Para la siguiente imagen se utilizó el Software Mathcad.

Tabla 25

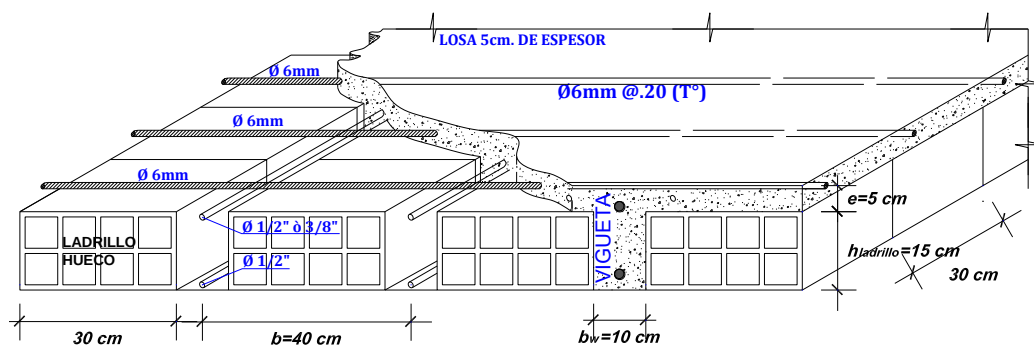
Resumen de longitud de desarrollo para los bastones de losa aligerada

	Descripción	Longitud al P.I.	$\max(d, 12d_b)$	Longitud de desarrollo
Paño izquierdo	Bastón izquierdo	38 cm	17 cm	0,44
	Bastón derecho	87 cm	17 cm	0,89
Paño derecho	Bastón izquierdo	89 cm	17 cm	0,89
	Bastón derecho	61 cm	17 cm	0,63

Finalmente se puede apreciar la Fig. 160, en el cual se colocó una vista isométrica de la losa aligerada. Cabe resaltar que el acero negativo mostrado solo corresponde a las zonas donde hay momento negativo.

Figura 160

Isométrico de losa aligerada unidireccional



Nota. Vale aclarar que el refuerzo por temperatura no debe apoyarse sobre el ladrillo.

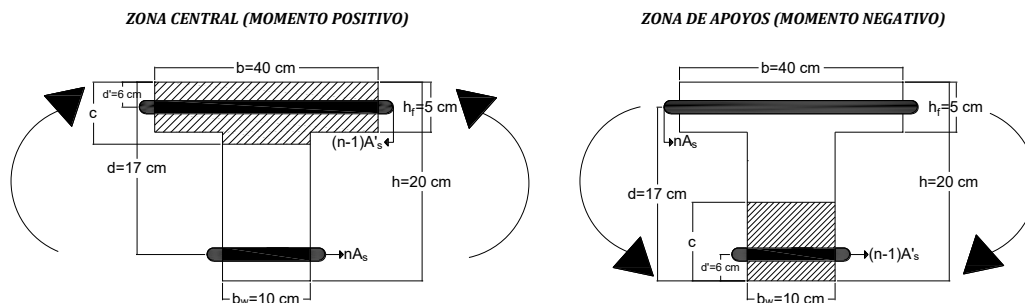
4.4.2.5. Verificación de deflexiones

Para la verificación por deflexiones tomaremos el paño derecho como ejemplo de cálculo, ya que es el que presenta mayores momentos flectores. Sin embargo, al final igual se presentará una tabla con los resultados de ambos paños como resumen.

Paso 01: Obtener los datos del diseño del aligerado unidireccional.

Figura 161

Detalle de sección de diseño de losa aligerada unidireccional



Nota. Para realizar este detalle es necesario haber realizado el diseño primero

Zona central (momento positivo)

$$\text{Acero en compresión} = 0 \text{ cm}^2 \text{ y Acero en tracción} = 1,27 \text{ cm}^2$$

Zona de apoyo continuo (momento negativo)

$$\text{Acero en compresión} = 1,27 \text{ cm}^2 \text{ y Acero en tracción} = 1,27 \text{ cm}^2$$

Paso 02: Calcular el momento de agrietamiento y el momento actuante de servicio.

Este paso es necesario hacerlo al inicio, ya que, de acuerdo al capítulo 9 – Parte 2, indica que, si el momento actuante por servicio es menor que el momento de agrietamiento, entonces trabajaremos con la sección completa sin considerar el acero de refuerzo, lo que es equivalente a trabajar con la inercia bruta.

Zona central

Centro geométrico:

$$y_g = h - \frac{0,5h^2b_w + 0,5(b - b_w)h_f^2}{hb_w + (b - b_w)h_f}$$

$$y_g = 20 - \frac{0,5 \cdot 20^2 \cdot 10 + 0,5 \cdot (40 - 10) \cdot 5^2}{20 \cdot 10 + (40 - 10) \cdot 5} = 13,21 \text{ cm}$$

Esfuerzo de agrietamiento:

$$f_r = 2\sqrt{f'_c} = 2 \cdot \sqrt{210} = 28,98 \text{ kgf/cm}^2$$

Inercia bruta:

$$I_g = \frac{b_w h^3}{12} + b_w h \left(\frac{h}{2} - y_g \right)^2 + \frac{(b - b_w) h_f^3}{12} + (b - b_w) h_f \left(h - y_g - \frac{h_f}{2} \right)^2$$

$$\therefore \text{Operando obtenemos, } I_g = 11800,6 \text{ cm}^4$$

Momento crítico: El valor de "y", se tiene que tomar como la distancia del eje neutro hacia la fibra más alejada a compresión.

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y} = \frac{f_r I_g}{h - y_g} = \frac{28,98 \cdot 11800,6}{6,79} = 0,5 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

Obtenemos el momento actuante por servicio de Etabs:

$$\text{Para el combo CV + CM, } M_a = 0,31 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$\therefore M_a < M_{cr} \rightarrow I_{efectiva,C} = I_g \text{ (Inercia bruta)}$$

Zona de apoyos

Se repiten los mismos pasos que en la zona del apoyo continuo, con la diferencia de que al trabajar con un momento negativo la zona de compresión se encuentra abajo. Quedando:

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y} = \frac{f_r I_g}{y_g} = \frac{28,98 \cdot 11800,6}{13,21} = 0,26 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

Como la zona de compresión se encuentra abajo, el valor de y es igual y_g .

Obtenemos el momento actuante por servicio de Etabs:

$$\text{Para el combo CV + CM, } M_a = 0,36 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$\therefore M_a > M_{cr} \rightarrow I_{efectiva,A} = I_f \text{ (Inercia fisurada o agrietada)}$$

Paso 03: Calcularemos la inercia fisurada (I_f), para luego poder calcular la inercia efectiva.

Zona central

Como se mencionó anteriormente, como el momento actuante es menor al momento crítico; se trabajará directamente con la inercia efectiva igual a la inercia bruta.

Zona de apoyo de continuo

Como se trabajará con la sección agrietada, el eje neutro se encontrará con la siguiente fórmula:

$$c = \frac{0,5(b - b_w)c^2 + nA_s d + (n - 1)A'_s d'}{nA_s + (n - 1)A'_s + b_w c}$$

$\therefore$ Operando obtenemos, $c = 5,42 \text{ cm}$

La inercia fisurada se calculará con el valor de "c", considerando el acero:

$$I_f = \frac{b_w c^3}{3} + n A_s (d - c) + (n - 1) A'_s (c - d')^2$$

$\therefore$ Operando obtenemos, $I_f = 2235,1 \text{ cm}^4$

Paso 04: Cálculo de la inercia efectiva para el tramo.

De acuerdo al Art. 9.6.2.4 (b), podemos calcular la inercia efectiva del tramo si el tramo solo es continuo en un extremo de la siguiente forma:

Inercia efectiva de tramo

$$I_e = \frac{2I_{efectiva,C} + I_{efectiva,A}}{3} = \frac{2 \cdot 11800,6 + 2235,1}{3} = 8612,1 \text{ cm}^4$$

Paso 05: Procedemos con el cálculo de las deflexiones inmediatas.

Deflexión por carga muerta

$$\Delta_D = \frac{5L_n (M_{D,C} - 0,1(2M_{D,A}))}{48E_c I_e}$$

$\therefore$ Operando obtenemos, $\Delta_D = 0.1667 \text{ cm}$

Deflexión por carga muerta más viva

$$\Delta_{D+L} = \frac{5L_n (M_{(D+L),C} - 0,1(2M_{(D+L),A}))}{48E_c I_e}$$

$\therefore$ Operando obtenemos, $\Delta_D = 0,2324 \text{ cm}$

Deflexión por carga viva

$$\Delta_L = \Delta_{D+L} - \Delta_D = 0,0658 \text{ cm}$$

Paso 06: Cálculo de la deflexión diferida.

Se debe calcular de acuerdo al Art. 9.6.2.5, donde nos indica que ρ' es la cuantía en la zona de compresión en la zona central del tramo y ξ es el factor tiempo que en nuestro caso equivaldrá a 2,0.

Calculamos el valor de λ_{Δ}

$$\lambda_{\Delta} = \frac{\xi}{1 + 50\rho'} = \frac{2}{1 + 50 \cdot 0} = 2$$

Deflexión diferida por carga muerta

$$D_{dif} = \lambda_{\Delta} \Delta_D = 2 \cdot 0,1667 = 0,3333 \text{ cm}$$

Deflexión diferida por carga muerta más deflexión inmediata por carga viva

$$D_{dif} + \Delta_L = 0,3333 + 0,0658 = 0,3991 \text{ cm}$$

Paso 07: Verificar los límites de deflexiones máximas admisibles de la Norma E.060 en la tabla 9.2.

Deflexión admisible para deflexión inmediata debido a carga viva

$$\frac{L_n}{360} = \frac{420}{360} = 1,166 \text{ cm}$$

$$\therefore \Delta_L = 0,0658 \text{ cm} < 1,166 \text{ cm}, \text{ CUMPLE}$$

Deflexión diferida por carga muerta más la deflexión inmediata por carga viva

$$\frac{L_n}{480} = \frac{420}{480} = 0,875 \text{ cm}$$

$$\therefore D_{dif} + \Delta_L = 0,3991 \text{ cm} < 0,875 \text{ cm}, \text{ CUMPLE}$$

Tabla 26*Verificación de deflexiones para losa aligerada unidireccional*

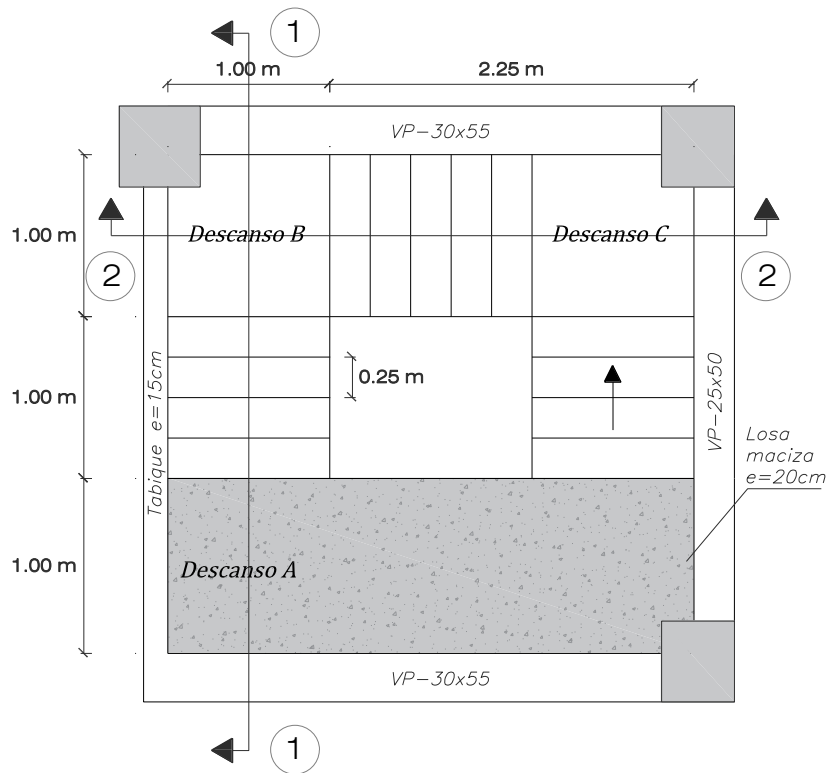
	Deflexiones	Límites	Verificación
Paño Izquierdo	$\Delta_L = 0,0117 \text{ cm}$	$L_n/360 = 0,847 \text{ cm}$	CUMPLE
($l_n = 3.05 \text{ m}$)	$D_{dif} + \Delta_L = 0,0738 \text{ cm}$	$L_n/480 = 0,635 \text{ cm}$	CUMPLE
Paño derecho	$\Delta_L = 0,0658 \text{ cm}$	$L_n/360 = 1,166 \text{ cm}$	CUMPLE
($l_n = 4.20 \text{ m}$)	$D_{dif} + \Delta_L = 0,3991 \text{ cm}$	$L_n/480 = 0,875 \text{ cm}$	CUMPLE

4.4.3. DISEÑO DE ESCALERA

A diferencia de los otros diseños, es el arquitecto quién propone la forma, ubicación y características de las escaleras. Por lo tanto, la única parte que podemos modificar es la garganta de la escalera y proceder con el diseño de acero longitudinal y transversal.

4.4.3.1. Descripción de la escalera

- Escalera en forma de U, con dos descansos y tres tramos.
- Huella o paso de 25 cm .
- Contrahuella o contrapaso de 19 cm para el primer nivel, y para los pisos superiores de $17,5 \text{ cm}$.
- La escalera tendrá como apoyos, dos columnas y una losa maciza.

Figura 162*Vista en planta de escalera para análisis y diseño*

Nota. No se hizo un corte al inicio del tramo, ya que es similar al de subida.

4.4.3.2. Requisitos mínimos

De acuerdo al Art. 23 de la Norma A.010 *Condiciones generales de diseño del reglamento nacional de edificaciones* (Ministerio de vivienda, 2021), se deberá cumplir con los siguientes requisitos:

- El ancho del descanso es igual o mayor al del tramo de escalera. En nuestro caso ambos cuentan con un ancho de 1 m; por lo tanto, cumple.
- La dimensión mínima del paso para vivienda es de 25 cm, por lo tanto, cumplimos con lo indicado.
- La dimensión máxima del contrapaso es de 18 cm. En nuestro caso contamos con contrapasos de 19 cm (*primer nivel*) y 17,5 cm, entonces no cumple el contrapaso del primer nivel. Por lo tanto, este detalle se conversará con el arquitecto para añadir una grada más al inicio.

- De acuerdo al Art. 20, para pasajes que sirven de acceso hasta a dos viviendas, debe haber un ancho libre de 1 m. Por lo tanto, cumple.

4.4.3.3. Diseño a flexión

Diseño a lo largo de 1-1

Paso 01: Cálculo de longitud efectiva.

$$L_e = 1 + 1 + 1 = 3 \text{ m}$$

Paso 02: Espesor de garganta.

$$t = L_e/25 = 3/25 = 0,12 \text{ m}$$

$$\therefore \text{Tomaremos } t = 0,15 \text{ m}$$

Paso 03: Peralte efectivo considerando barras longitudinales de 1/2".

$$d = t - \frac{\phi_l}{2} - r = 15 - \frac{1,27}{2} - 2 = 12,37 \text{ cm}$$

Paso 04: Metrado de cargas verticales.

Calculamos el ángulo de inclinación de la escalera:

$$\alpha = \arctan(CP/P) = \arctan(17,5/25) = 35^\circ$$

Peso propio de la losa del tramo:

$$P_p = \gamma_c t b = 2400 \cdot 0,15 \cdot 1 = 360 \text{ kgf/m}$$

Peso propio descanso A y B:

$$P_{pA} = \gamma_c e_l b = 2400 \cdot 0,2 \cdot 1 = 480 \text{ kgf/m}$$

$$P_{pB} = \gamma_c t b = 2400 \cdot 0,15 \cdot 1 = 360 \text{ kgf/m}$$

Peso propio de las gradas:

$$P_{pg} = 0,5CP\gamma_c b \cos(\alpha) = 0,5 \cdot 0,175 \cdot 2400 \cdot 1 \cdot \cos(35^\circ) = 172 \text{ kgf/m}$$

Peso por acabados:

$$P_A = 100 \text{ kgf/m}^2 \cdot b = 100 \cdot 1 = 100 \text{ kgf/m}$$

Peso por sobrecarga de uso (Vivienda):

$$w_{viva} = 200 \text{ kgf/m}^2 \cdot b = 200 \cdot 1 = 200 \text{ kgf/m}$$

Cargas distribuidas finales:

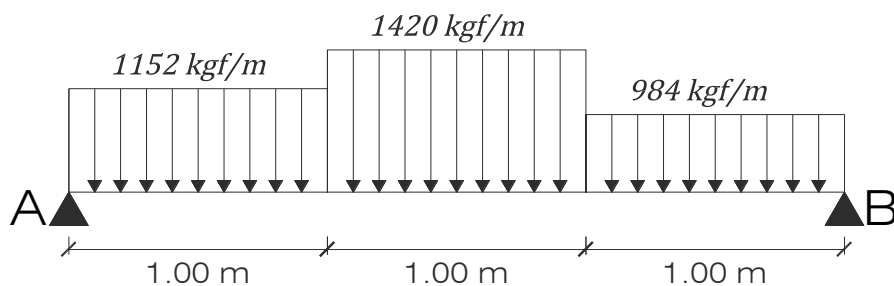
$$w_{u,tramo} = 1,4 \cdot \frac{360 + 172 + 100}{\cos(35^\circ)} + 1,7 \cdot 200 = 1420 \text{ kgf/m}$$

$$w_{u,dA} = 1,4 \cdot (480 + 100) + 1,7 \cdot 200 = 1152 \text{ kgf/m}$$

$$w_{u,dB} = 1,4 \cdot (360 + 100) + 1,7 \cdot 200 = 984 \text{ kgf/m}$$

Figura 163

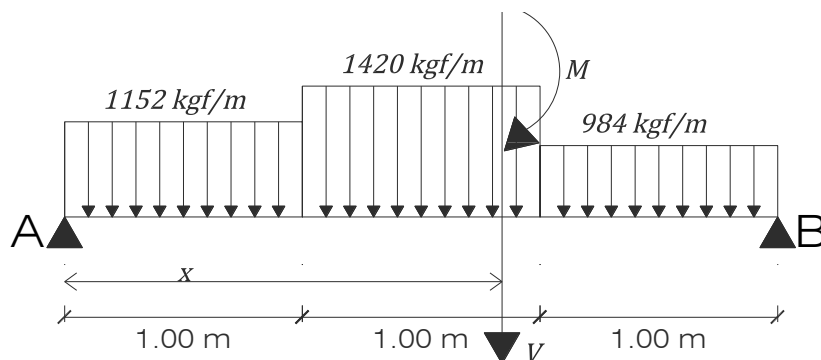
Carga distribuida en escalera a lo largo de l-l



Nota. Se puede apreciar que la zona de descanso presenta una mayor carga, ya que normalmente tiene un mayor peralte.

Paso 05: Obtención de momentos máximos y cortante máximas.

Como al final quedamos con una viga isostática con carga distribuida, el cálculo del momento positivo máximo se puede hacer de forma manual.

Figura 164*Análisis estructural de viga isostática*

Nota. Solo se está realizando un corte, ya que ahí encontraremos el momento máximo.

Sumatoria de momentos alrededor de B:

$$\sum M_B = 0$$

$$R_A \cdot 3 - 1152 \cdot 1 \cdot 2,5 - 1420 \cdot 1 \cdot 1,5 - 984 \cdot 1 \cdot 0,5 = 0$$

$$R_A = 1,834 \text{ ton}$$

$$\rightarrow R_B = 1152 + 1420 + 984 - 1834 = 1,722 \text{ ton}$$

$$\therefore V_u = 1,834 \text{ ton}$$

Cálculo de la ecuación de momento para el tramo central:

$$M_{(x)} = 1,834x - 1,152 \cdot (x - 0,5) - 1,420 \cdot 0,5 \cdot (x - 1)^2$$

$$M_{(x)} = -0,71x^2 + 2,102x - 0,134$$

Cálculo de momento máximo:

$$x = \frac{-b}{2a} = \frac{-2,102}{2 \cdot (-0,71)} = 1,48 \text{ m}$$

$$\therefore M_{m\acute{a}x} = M_{(1,48)} = -0,71 \cdot 1,48^2 + 2,102 \cdot 1,48 - 0,134 = 1,42 \text{ ton}$$

Paso 06: Acero mínimo requerido de acuerdo al Artículo 10.5.2.

Como la losa maciza tiene un espesor diferente de 20 cm, tomaremos su peralte como caso más conservador $d = 20 \text{ cm} - 3 \text{ cm} = 17 \text{ cm}$.

$$A_{s_{min}} = \frac{0,7 \sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d = \frac{0,7 \cdot \sqrt{210} \cdot 100 \cdot 17}{4200} = 4,10 \text{ cm}^2$$

Paso 07: Acero necesario o requerido.

Acero positivo para tramo central $M_u^+ = 1,42 \text{ ton}$

$$\lambda = \frac{0,85 f'_c b d}{f_y} = \frac{0,85 \cdot 210 \cdot 100 \cdot 12,37}{4200} = 52,57 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \lambda \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_u}{\phi \cdot \lambda \cdot f_y \cdot d}} \right)$$

$$A_s = 52,57 \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 1,42 \cdot 10^5}{0,90 \cdot 52,57 \cdot 4200 \cdot 12,37}} \right) = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$\therefore A_s < A_{s_{min}} \rightarrow A_{s_{central}} = 4,10 \text{ cm}^2$$

Acero negativo

De acuerdo al análisis estructural, se puede apreciar que no existe un momento negativo en los extremos; sin embargo, esto no es del todo cierto. Por lo tanto, se podría tomar el acero mínimo; pero, es evidente que se estaría sobre reforzando, ya que esta cantidad encima supera la requerida para la zona central. Finalmente, nos basaremos en el criterio de tomar $1/3 \cdot A_{s_{central}}$.

$$A_{s_{negativo}} = \frac{1}{3} \cdot 4,10 = 1,37 \text{ cm}^2$$

Paso 08: Distribuimos el acero longitudinal para un ancho de 1 m.

Acero positivo en zona central:

Vamos a utilizar varillas de 3/8", $A_{s_{colocado}} = 0,71 \text{ cm}^2$

$$\#Varillas = A_{s_{central}} / A_{s_{colocado}} = 4,10 / 0,71 = 5,77$$

$$\rightarrow \text{Tomaremos } n = \#Varillas = 6$$

$$\rightarrow S_{central} = \frac{b - n\phi_l - 2 \cdot r}{n - 1} = \frac{100 - 6 \cdot 1,27 - 5}{6 - 1} = 17,47 \text{ cm}$$

$$\therefore \text{Usaremos } 6\phi 3/8" @ 18 \text{ cm}$$

Acero negativo en zona de apoyos:

Vamos a utilizar varillas de 3/8", $A_{s\_colocado} = 0,71 \text{ cm}^2$

$$\#Varillas = A_{s\_negativo} / A_{s\_colocado} = 1,37 / 0,71 = 1,93$$

$$\rightarrow \text{Tomaremos } n = \#Varillas = 4$$

$$\rightarrow S_{central} = \frac{b - n\phi_l - 2r}{n - 1} = \frac{100 - 2 \cdot 0,95 - 4}{4 - 1} = 31,05 \text{ cm}$$

$$\therefore \text{Usaremos } 4\phi 3/8" @ 30 \text{ cm}$$

Diseño a lo largo de 2-2

Paso 01: Cálculo de longitud efectiva.

$$L_e = 1 + 1,25 + 1 = 3,25 \text{ m}$$

Paso 02: Espesor de garganta.

$$t = L_e / 25 = 3,25 / 25 = 0,13 \text{ m}$$

$$\therefore \text{Tomaremos } t = 0,15 \text{ m}$$

Paso 03: Peralte efectivo considerando barras longitudinales de 1/2".

$$d = t - \frac{\phi_l}{2} - r = 15 - \frac{1,27}{2} - 2 = 12,37 \text{ cm}$$

Paso 04: Metrado de cargas verticales.

Calculamos el ángulo de inclinación de la escalera:

$$\alpha = \arctan(CP/P) = \arctan(17,5/25) = 35^\circ$$

Peso propio de la losa del tramo:

$$P_p = \gamma_c t b = 2400 \cdot 0,15 \cdot 1 = 360 \text{ kgf/m}$$

Peso propio descanso B y C:

$$P_{pA} = P_{pB} = \gamma_c e_l b = 2400 \cdot 0,15 \cdot 1 = 360 \text{ kgf/m}$$

Peso propio de las gradas:

$$P_{pg} = 0,5CP\gamma_c b \cos(\alpha) = 0,5 \cdot 0,175 \cdot 2400 \cdot 1 \cdot \cos(35^\circ) = 172 \text{ kgf/m}$$

Peso por acabados:

$$P_A = 100 \text{ kgf/m}^2 \cdot b = 100 \cdot 1 = 100 \text{ kgf/m}$$

Peso por sobrecarga de uso (Vivienda):

$$w_{viva} = 200 \text{ kgf/m}^2 \cdot b = 200 \cdot 1 = 200 \text{ kgf/m}$$

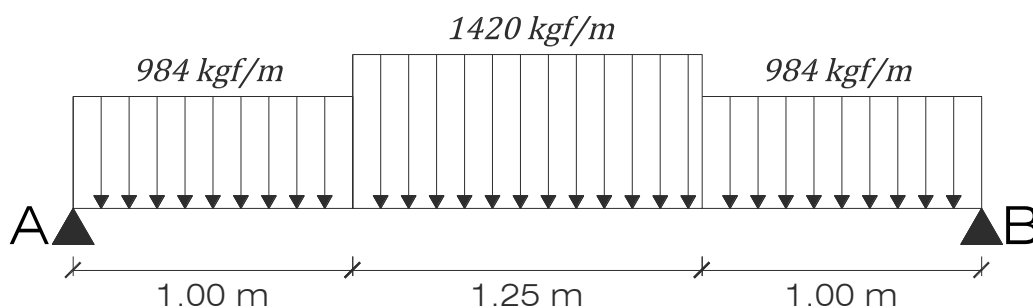
Cargas distribuidas finales:

$$w_{u,tramo} = 1,4 \cdot \frac{360 + 172 + 100}{\cos(35^\circ)} + 1,7 \cdot 200 = 1420 \text{ kgf/m}$$

$$w_{u,dA} = w_{u,dB} = 1,4 \cdot (360 + 100) + 1,7 \cdot 200 = 984 \text{ kgf/m}$$

Figura 165

Carga distribuida en escalera a lo largo de 2-2



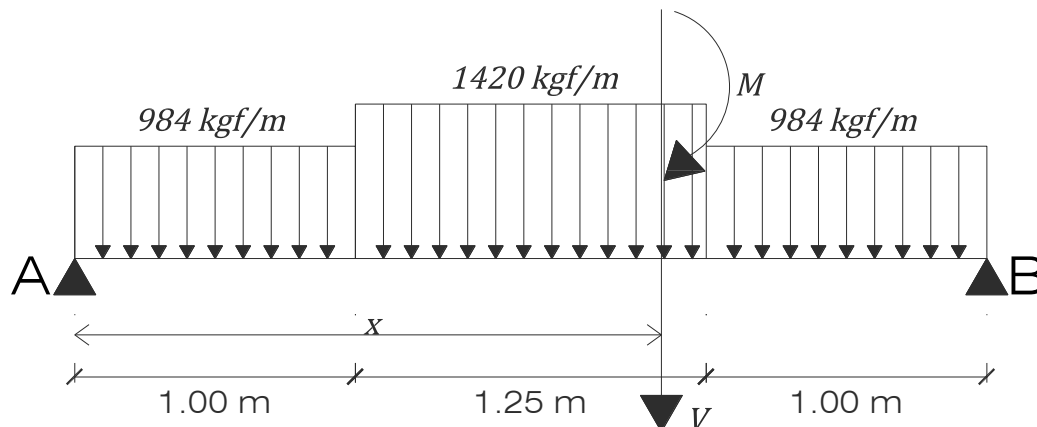
Nota. Se puede apreciar que la zona de descanso presenta una mayor carga, ya que normalmente tiene un mayor peralte.

Paso 05: Obtención de momentos máximos y cortante máximas.

Como al final quedamos con una viga isostática con carga distribuida, el cálculo del momento positivo máximo se puede hacer de forma manual.

Figura 166

Análisis estructural de viga isostática a lo largo de 2-2



Nota. Solo se está realizando un corte, ya que ahí encontraremos el momento máximo.

Sumatoria de momentos alrededor de B:

$$\sum M_B = 0$$

$$R_A \cdot 3,25 - 984 \cdot 1 \cdot 2,75 - 1420 \cdot 1,25 \cdot 1,625 - 984 \cdot 1 \cdot 0,5 = 0$$

$$R_A = 1,872 \text{ ton}$$

$$\rightarrow R_B = 984 + 1420 + 984 - 1872 = 1,516 \text{ ton}$$

$$\therefore V_u = 1,872 \text{ ton}$$

Cálculo de la ecuación de momento para el tramo central:

$$M_{(x)} = 1,872x - 0,984 \cdot (x - 0,5) - 1,420 \cdot 0,5 \cdot (x - 1)^2$$

$$M_{(x)} = -0,71x^2 + 2,308x - 0,218$$

Cálculo de momento máximo:

$$x = \frac{-b}{2a} = \frac{-2,308}{2 \cdot (-0,71)} = 1,625 \text{ m}$$

$$\therefore M_{\text{máx}} = M_{(1,625)} = -0,71 \cdot 1,625^2 + 2,308 \cdot 1,625 - 0,218 = 1,66 \text{ ton}$$

Paso 06: Acero mínimo requerido de acuerdo al Artículo 10.5.2.

En este caso tomaremos para el peralte efectivo el valor $d = 12,37 \text{ cm}$.

$$A_{s_{\min}} = \frac{0,7\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d = \frac{0,7 \cdot \sqrt{210} \cdot 100 \cdot 12,37}{4200} = 2,99 \text{ cm}^2$$

Paso 07: Acero necesario o requerido.

Acero positivo para tramo central $M_u^+ = 1,66 \text{ ton}$

$$\lambda = \frac{0,85 f'_c b d}{f_y} = \frac{0,85 \cdot 210 \cdot 100 \cdot 12,37}{4200} = 52,57 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \lambda \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_u}{\phi \cdot \lambda \cdot f_y \cdot d}} \right)$$

$$A_s = 52,57 \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 1,66 \cdot 10^5}{0,90 \cdot 52,57 \cdot 4200 \cdot 12,37}} \right) = 3,68 \text{ cm}^2$$

$$\therefore A_s > A_{s_{min}} \rightarrow A_{s_{central}} = 3,68 \text{ cm}^2$$

Acero negativo

De acuerdo al análisis estructural, se puede apreciar que no existe un momento negativo en los extremos; sin embargo, esto no es del todo cierto. Por lo tanto, se podría tomar el acero mínimo; pero, es evidente que se estaría sobre reforzando, ya que esta cantidad encima supera la requerida para la zona central. Finalmente, nos basaremos en el criterio de tomar $1/3 \cdot A_{s_{central}}$.

$$A_{s_{negativo}} = \frac{1}{3} \cdot 3,68 = 1,22 \text{ cm}^2$$

Paso 08: Distribuimos el acero longitudinal para un ancho de 1 m.

Acero positivo en zona central:

Vamos a utilizar varillas de 3/8", $A_{s_{colocado}} = 0,71 \text{ cm}^2$

$$\#Varillas = A_{s_{central}} / A_{s_{colocado}} = 3,68 / 0,71 = 5,18$$

$$\rightarrow \text{Tomaremos } n = \#Varillas = 6$$

$$\rightarrow S_{central} = \frac{b - n\phi_l - 2 \cdot r}{n - 1} = \frac{100 - 6 \cdot 0,95 - 4}{6 - 1} = 18,06 \text{ cm}$$

$$\therefore \text{Usaremos } 6\phi 3/8" @ 18 \text{ cm}$$

Acero negativo en zona de apoyos:

Vamos a utilizar varillas de 3/8", $A_{s\_colocado} = 0,71 \text{ cm}^2$

$$\#Varillas = A_{s\_negativo} / A_{s\_colocado} = 1,22 / 0,71 = 1,93$$

$$\rightarrow \text{Tomaremos } n = \#Varillas = 4$$

$$\rightarrow S_{central} = \frac{b - n\phi_l - 2r}{n - 1} = \frac{100 - 3 \cdot 0,95 - 4}{4 - 1} = 31,05 \text{ cm}$$

$\therefore$ Usaremos 4Ø3/8"@30 cm

Finalmente, vale aclarar que se ha tomado más varillas de las necesarias para el refuerzo negativo; esto debido a que de acuerdo al Art. 9.8.1 el espaciamiento máximo entre varillas no debe exceder de 40 cm.

4.4.3.4. Refuerzo volumétrico o acero de temperatura

De acuerdo al Art 9.7.2, se calculará el acero por retracción y temperatura.

Como uno de los descansos corresponde a una losa maciza, este no será necesario contar con refuerzo a temperatura, ya que tendrá acero de refuerzo en su dirección perpendicular. Por lo tanto, tomaremos $d = 12,60 \text{ cm}$, para un $\phi_l = 8\text{mm}$.

Se usará doble malla para el refuerzo por temperatura, quedando:

$$A_{s_t} = 0,0012bd = 0,0012 \cdot 100 \cdot 12,60 = 1,51 \text{ cm}^2$$

$$\#Varillas = A_{s_t} / A_{s\_varilla} = 1,51 / 0,5 = 3,02$$

$$\rightarrow \text{Tomaremos } n = \#Varillas = 4$$

$$\rightarrow S_{central} = \frac{b - n\phi_l - 2r}{n - 1} = \frac{100 - 4 \cdot 0,8 - 5}{4 - 1} = 30,6 \text{ cm}$$

$\therefore$ Usaremos Ø8mm @ 25 cm (T°)

4.4.3.5. Corte, desarrollo y anclaje de refuerzo

Anclaje de refuerzo

En las escaleras, es común dejar todo el refuerzo inferior (acero positivo) continuo en toda la escalera, esto debido a procesos constructivos; por lo tanto, no se realizará un corte.

La longitud de anclaje para el primer nivel, sí o sí termina en gancho estándar y anclado en el cimiento de la escalera.

Para los demás niveles, como los apoyos son losas macizas, podemos utilizar la longitud de desarrollo de barras corrugadas a compresión para el refuerzo positivo de acuerdo al Art 12.3.2, para una varilla $\emptyset 3/8"$.

$$l_{dc} = \left(0,075 \Psi_e \lambda f_y / \sqrt{f'_c} \right) d_b$$

$$l_{dc} = \left(0,075 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 4200 / \sqrt{210} \right) \cdot 0,953 = 20,71 \text{ cm}$$

$$\therefore \text{Tomaremos } l_{dc} = 21 \text{ cm}$$

Para los bastones o refuerzo negativo se calculará utilizando la fórmula del Art. 12.2.2, para $\emptyset_l = 3/8"$.

$$l_{dg} = \left(\Psi_e \lambda f_y / 8,22 \sqrt{f'_c} \right) d_b$$

Donde, para condiciones normales $\Psi_e = 1$ (barras sin tratamiento superficial) y $\lambda = 1$ (concreto de peso normal).

$$l_{dg} = \left(1 \cdot 1 \cdot 4200 / 8,22 \cdot \sqrt{210} \right) \cdot 0,953 = 33,6 \text{ cm}$$

$$\therefore \text{Tomaremos } l_{dg} = 34 \text{ cm}$$

Corte y desarrollo de bastones

Para el cálculo de momentos negativos en escaleras, nos basamos en un criterio de 1/3 del refuerzo positivos; en este caso para la longitud de corte tomaremos un criterio similar de un tercio de la luz de la escalera.

$$l_{desarrollo,1-1} = 1/3 \cdot 3 = 1 \text{ m}$$

$$l_{desarrollo,2-2} = 1/3 \cdot 3,25 = 1,08 \text{ m} \approx 1 \text{ m}$$

4.4.3.1. Verificación a cortante

Paso 01: Cálculo de la capacidad a cortante del concreto.

Se calculará de acuerdo al Art 8.11.8 y Art 11.3.1.1.

$$V_c = 1,1 \cdot 0,53 \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$V_c = 1,1 \cdot 0,53 \cdot \sqrt{210} \cdot 100 \cdot 12,60 = 10645 \text{ kgf}$$

$$\phi V_c = 0,85 V_c = 0,85 \cdot 10645 = 9048 \text{ kgf}$$

Paso 02: Extracción del cortante último demandante.

En el diseño a flexión encontramos el mayor cortante.

$$V_u = 1872 \text{ kgf}$$

Paso 03: Verificación.

$$V_u = 1872 \text{ kgf} < \phi V_c = 9048 \text{ kgf}$$

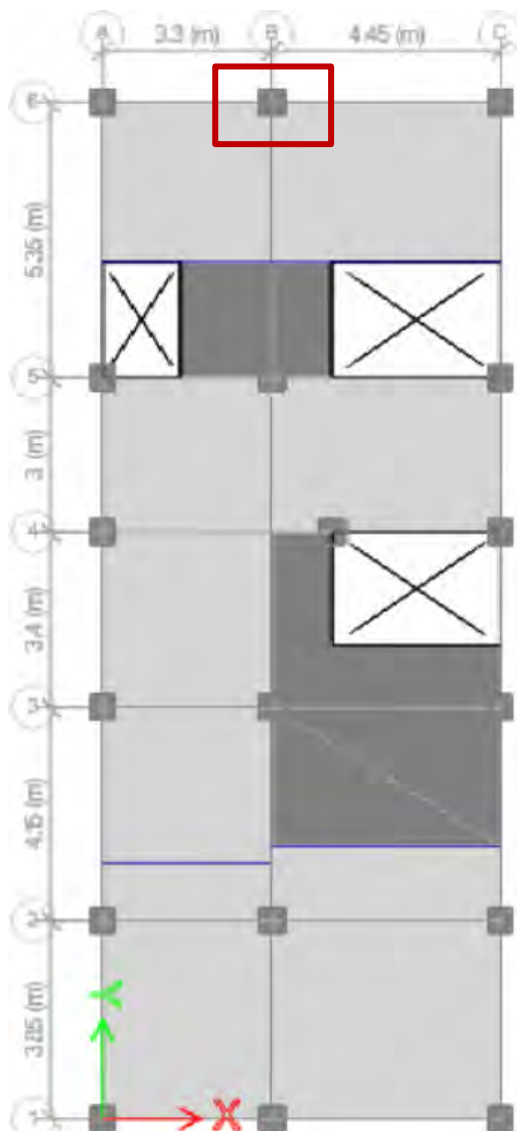
$\therefore$ Cumple

4.4.4. DISEÑO DE COLUMNAS

Con fines prácticos se realizará el diseño en todos los niveles de la columna excéntrica o interior que se encuentra entre el eje 6 y el eje B. Se escogió esta columna, debido a que ya tenemos las cantidades reales de acero colocado en las vigas del eje 6; por lo tanto, podemos realizar el diseño sísmico de las columnas de acuerdo al Cap. 21 de la Norma E.060.

Figura 167

Ubicación de la columna a diseñar



Nota. Se diseñará la columna encerrada en rojo.

Tabla 27*Resumen de diseño de columna exterior para todos los niveles*

RESUMEN DE DISEÑO			
Ancho	b	50,00	cm
Peralte	h	50,00	cm
Recubrimiento Art.7.7.1	r	4,00	cm
Diámetro de estribo	ϕ_e	3/8"	pulg
Diámetro de varilla	ϕ_l	5/8"	pulg
Área bruta	A_g	250,00	cm ²
Resistencia a compresión del concreto	f'_c	210,00	kgf/cm ²
Fluencia del acero grado 60	f_y	4200,00	kgf/cm ²
Cuantía de refuerzo longitudinal (%)	ρ	1,27	%
Acero colocado		16Ø5/8"	
Espacio libre entre barras (eje x)	S_x	8,04	cm
Espacio libre entre barras (eje y)	S_y	8,04	cm
Área total de refuerzo longitudinal	A_{s_t}	31,67	cm ²
Resistencia nominal pura	P_n	573,60	ton
Resistencia nominal máxima	$0,80P_n$	458,88	ton
Resistencia nominal reducida	ϕP_n	321,22	ton
Resistencia nominal a tracción pura	T_n	133,01	ton
Resistencia reducida a tracción pura	ϕT_n	119,71	ton

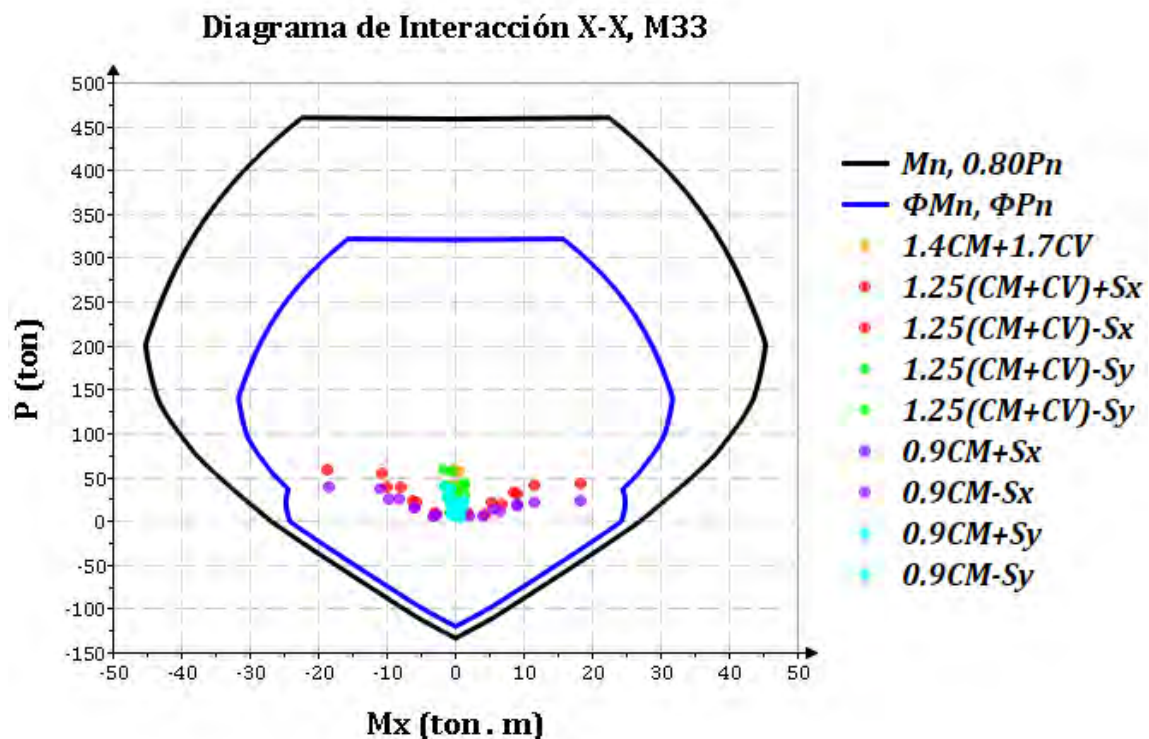
Dado que se trata de una columna de sección cuadrada, es suficiente presentar el diagrama de interacción correspondiente a uno de sus ejes; en este caso, se considerará el eje X.

Las verificaciones estructurales se realizarán únicamente en la dirección X, debido a que en este eje la columna presenta continuidad, por lo tanto, mayores demandas para las verificaciones en pórticos. Además, al ser una columna cuadrada, el diseño que cumpla con los requisitos en la dirección X también será válido para la dirección Y,

garantizando así la eficiencia y seguridad estructural en ambas direcciones.

Figura 168

Diagrama de interacción de la columna entre los ejes 6 y B



Nota. Se puede apreciar como el factor de “ ϕ ” genera un cambio en el diagrama.

4.4.4.1. Requisitos dimensionales

Nos guiaremos del Art. 21.6.1.2 y 21.6.1.3, que corresponden a los requisitos para columnas de edificios con sistema a fuerzas lateral de pórticos.

- Dimensión mínima igual a $25\text{cm} \rightarrow 50\text{cm} > 25\text{cm} \therefore \text{Cumple.}$
- $b/h > 0,25 \rightarrow 50\text{cm}/50\text{cm} = 1 > 0,25 \therefore \text{Cumple.}$

4.4.4.2. Diseño por flexión y carga axial

Consideraciones y requisitos sobre el refuerzo longitudinal y transversal:

De acuerdo al Art. 7.6.3, la distancia libre entre barras longitudinales no debe ser

menor que $1,5d_b$, ni de 4 cm .

$$S_x = 8,04\text{ cm y } S_y = 8,04\text{ cm} > \max(1,5d_b, 4\text{ cm}) = 4\text{ cm} \therefore \text{Cumple}$$

El Art. 7.10.5.1 indica que para barras longitudinales menores a $5/8"$, se debe utilizar como mínimo refuerzo transversal de 8 mm .

$$\emptyset_e = 3/4" > 8\text{ mm} \therefore \text{Cumple}$$

Con base en el Art. 7.10.5.3, la separación máxima entre varillas longitudinales es de 150 mm .

$$S_x = 8,04\text{ cm y } S_y = 8,04\text{ cm} < 15\text{ cm} \therefore \text{Cumple}$$

De acuerdo al Art. 10.9.1 y 10.9.2, la cuantía mínima y máxima es de 1% y 6% respectivamente, y el número de barras longitudinales como mínimo es de 4.

$$1\% < \rho = 1,27\% < 6\% \text{ y } N_b = 16 > 4 \therefore \text{Cumple}$$

4.4.4.3. Verificación de columna fuerte-viga débil

Antes de realizar esta verificación, debemos revisar si es necesario hacerlo; por lo tanto, debemos guiarnos del Art. 21.6.2.1, el cual indica que la resistencia a flexión de cualquier columna diseñada para soportar una carga P_u , que sea mayor al 10% de $f'_c \cdot A_g$ debe cumplir con el criterio de viga débil – columna fuerte.

Tabla 28

Verificación de la aplicación de viga débil – columna fuerte por nivel

Piso	Combo	$P_{u,m\acute{a}x}$ (ton)	$0.1 \cdot f'_c \cdot A_g$ (ton)	Conclusión
1	$1,25(CM + CV) - Sy$	60,29	52,5	Aplica
2	$1,4CM + 1,7CV$	42,61	52,5	No aplica
3	$1,4CM + 1,7CV$	26,74	52,5	No aplica
4	$1,4CM + 1,7CV$	11,05	52,5	No aplica

Por lo tanto, la verificación solo se realizará en el primer nivel de acuerdo al Art. 21.6.2.2, el cual nos indica que se debe cumplir la siguiente condición:

$$\sum M_{nc} \geq 1,2 \sum M_{nv}$$

Entonces, el peor caso se presentará cuando el momento nominal de la columna sea el mínimo. En nuestro caso corresponde al combo $0,9CM + Sx$, donde encontramos la menor carga axial que es de $24,96 \text{ tonnef}$ debajo del nudo y encima del nudo es de $17,63 \text{ tonnef}$, el cual sirve para calcular la altura del bloque de compresión y luego el momento nominal resistente.

Debajo del nudo:

$$Pu = 24,96 = 0,85f'_c ah + \sum_{i=1}^5 A_{sx} \max \left(\min \left(\left(\frac{a - x_i \beta_1}{a} \right) \varepsilon_{cu} E_s, f_y \right), -f_y \right)$$

$$a = 9,16 \text{ cm}$$

$$\therefore M_{nc_{min,1}}(a) = 30,75 \text{ ton} \cdot m$$

Encima del nudo:

$$Pu = 18,23 = 0,85f'_c ah + \sum_{i=1}^5 A_{sx} \max \left(\min \left(\left(\frac{a - x_i \beta_1}{a} \right) \varepsilon_{cu} E_s, f_y \right), -f_y \right)$$

$$a = 8,75 \text{ cm}$$

$$\therefore M_{nc_{min,2}}(a) = 29,73 \text{ ton} \cdot m$$

Como anteriormente se realizó el cálculo del acero colocado en las vigas, podemos calcular el momento nominal de estas, además como el acero colocado es igual en ambos tramos y el mismo para el momento positivo como negativo; solo será necesario hacer un solo cálculo para el momento nominal.

$$M_{nv_1}^- = M_{nv_2}^+ = 7,90 \cdot 4200 \left(49,26 - \frac{7,90 \cdot 4200}{1,7 \cdot 210 \cdot 30} \right) = 15,31 \text{ ton} \cdot m$$

$$\sum M_{nc} = 60,48 \text{ ton} \geq 1,2 \sum M_{nv} = 36,74 \text{ ton} \therefore \text{Cumple}$$

$$D/C = 36,74/60,48 = 0,60$$

4.4.4.4. Requisitos de confinamiento

En este paso utilizaremos la propuesta de Norma E.060 (Ministerio de vivienda, 2019), ya que hubo cambios y tiene mejoras respecto a este tema.

Paso 01: Longitud de confinamiento de acuerdo al Art. 21.6.4.4.

Se tomará el mayor de los siguientes cálculos:

- a) Mayor dimensión de la sección: 50 cm
- b) Un sexto de la luz libre del elemento: $2,25\text{ m}/6 = 37,5\text{ cm}$
- c) 50 cm

Cabe resaltar que se utilizó la altura de la columna más corta para el inciso b).

$$\therefore \text{Longitud de confinamiento } L_o = 50\text{ cm}$$

Paso 02: Separación máxima del refuerzo transversal en la longitud de confinamiento de acuerdo al Art. 21.6.4.2.

Se tomará el menor de los siguientes cálculos:

Zona de confinamiento

- a) Seis veces el diámetro de la varilla longitudinal: $6d_b = 6 \cdot 1,59 = 9,54\text{ cm}$.
- b) 100 mm.

$$\therefore \text{Tomaremos } 7,5\text{ cm}$$

Zona de no confinamiento

- a) 10 veces el diámetro de la varilla longitudinal: $10d_b = 10 \cdot 1,59 = 15,9\text{ cm}$.
- b) La menor dimensión transversal de la columna: 50 cm.
- c) 250 mm.
- d) Lo requerido por la fuerza cortante (Se verificará después).

$$\therefore \text{Tomaremos } 15\text{ cm}$$

Paso 03: Área mínima de refuerzo transversal dentro de la longitud de confinamiento de acuerdo al Art. 21.6.4.4.

Se presentan dos casos, dependiendo si P_u es mayor o menor a $0,3f'_c A_g$.

Tomaremos el mayor valor de $P_u = 60,29 \text{ ton}$, el cual se encuentra en el combo $1,25(CM + CV) - Sy$,

$$P_u = 60,29 \text{ ton} < 0,3 \cdot 210 \cdot 50 \cdot 50 = 157,5 \text{ ton}$$

Por lo tanto, usaremos las fórmulas del Art. 21.6.4. 4.a. Tomándose el mayor de:

$$Ash = 0,3 \frac{f'_c}{f_{yt}} \left[\left(\frac{A_g}{Ach} \right) - 1 \right] s \cdot bc \text{ y } Asg = 0,09 \frac{f'_c}{f_{yt}} s \cdot bc$$

Donde Ach , es el área del núcleo de confinamiento medido al exterior del refuerzo transversal.

$$Ach = (b - 2r)(h - 2r) = (50 - 2 \cdot 4)(50 - 2 \cdot 4) = 1764 \text{ cm}^2$$

Realizamos los cálculos del refuerzo transversal mínimo, tomando el valor de $s = 7.5 \text{ cm}$, calculado en el paso 02.

$$a) Ash = 0,3 \cdot \frac{210}{4200} \left[\left(\frac{50 \cdot 50}{1764} \right) - 1 \right] \cdot 7,5 \cdot 42 = 1,97 \text{ cm}^2$$

$$b) Ash = 0,09 \cdot \frac{210}{4200} \cdot 7,5 \cdot 42 = 1,42 \text{ cm}^2$$

$$\therefore \text{Tomaremos } Ash_{min} = 1,97 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, se usará varillas de 3/8", por lo tanto $Ash = 3 \cdot 0,71 = 2,13 \text{ cm}^2$; teniéndose una relación demanda – capacidad de:

$$D/C = 1,97/2,13 = 0,92$$

4.4.4.5. Diseño por corte

Paso 01: Determinar los máximos momentos probables en la cara de los nudos.

Para determinar este momento, debemos guiarnos de lo que indica el Art. 21.6.5.1; donde el momento probable será $M_{pr} = 1,25M_n$. Para realizar un diseño conservador, es mejor obtener el momento nominal máximo, y este se va encontrar aproximadamente en la zona de la falla balanceada del diagrama de interacción de la columna. Sin embargo, en nuestro caso, el rango de cargas axiales se encuentra lejos de la falla balanceada; por lo tanto, tomaremos el momento de la combinación $1,4CM + 1,7CV$, para el segundo nivel, ya que al tener una altura libre mucho más corta que el primer piso, se obtendrá una mayor demanda de cortante.

Para la combinación mencionada se obtuvo la mayor carga axial de $P_u = 42,62 \text{ ton}$.

$$P_u = 42,62 = 0,85f'_c a h + \sum_{i=1}^5 A_{sx} \max \left(\min \left(\left(\frac{a - x_i \beta_1}{a} \right) \varepsilon_{cu} E_s, f_y \right), -f_y \right)$$

$$a = 10,31 \text{ cm}$$

Obtenemos:

$$M_n = 33,38 \text{ ton} \cdot m$$

$$\therefore \text{Momento probable, } M_{pr} = 1,25M_n = 41,73 \text{ ton} \cdot m$$

Paso 02: Cálculo de la cortante por capacidad

Nuevamente nos apoyaremos del Art. 21.6.5.1. Cabe resaltar, que se está tomando el peor de los casos, donde el momento probable es mayor y la altura de entrepiso corresponde al primer nivel, que es de $h_n = 3,10 - 0,55 = 2,55 \text{ m}$.

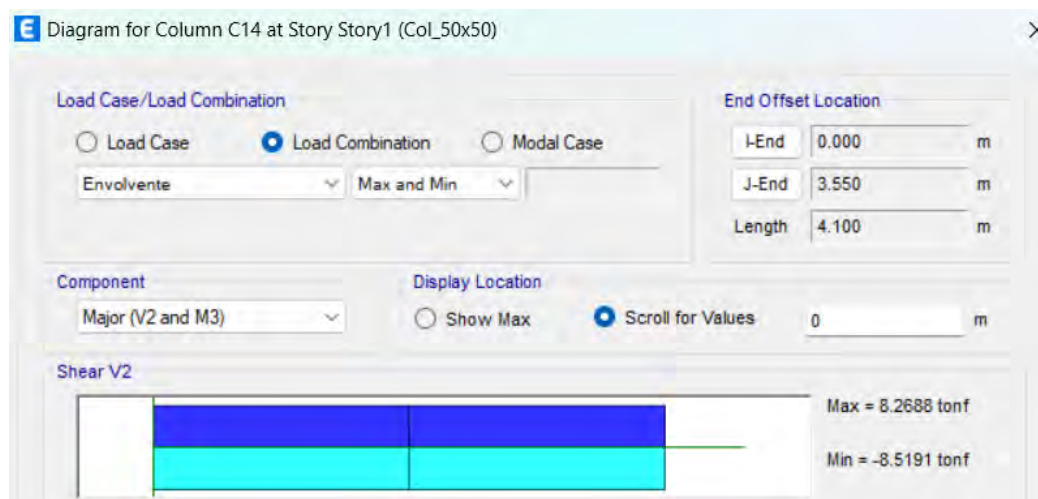
$$V_u = \left(\frac{M_{pr_i} + M_{pr_s}}{h_n} \right) = \left(\frac{41,73 \cdot 2}{2,55} \right) = 32,73 \text{ ton}$$

De acuerdo al Art. 21.6.5.1, el valor calculado por la cortante por capacidad debe ser mayor que el del análisis estructural. Por lo tanto, en la Fig. 169, se puede apreciar la cortante máxima extraída de Etabs; el cual es de $8,52 \text{ ton}$. En conclusión, se trabajará

con la cortante por capacidad, ya que casi en la totalidad de los casos es mayor al que arroja el Software mediante el análisis.

Figura 169

Cortante máxima en la columna exterior del eje 6 con B



Nota. En este caso se puede usar la envolvente para obtener fuerza máxima por corte.

Paso 03: Cálculo de la resistencia a la fuerza por corte.

Con base en el Art. 11.3.1.2., podemos calcular la resistencia a cortante para elementos sometidos a compresión axial N_u .

$$V_c = 0,53 \sqrt{f'_c} \left(1 + \frac{N_u}{140A_g} \right) b_w d$$

Donde el valor de N_u es mejor evaluarlo (caso más conservador) cuando la carga axial es mucho menor. Por lo tanto, se hará esta verificación con el combo de carga $0,9CM + S_x$, obteniéndose un valor de $N_u = 18,22 \text{ ton}$.

$$V_c = 0,53 \cdot \sqrt{210} \cdot \left(1 + \frac{18,22 \cdot 1000}{140 \cdot 50 \cdot 50} \right) \cdot 50 \cdot 43,93 = 17,75 \text{ tonnef}$$

Calcula resistencia al corte que tomaran los estribos de acuerdo al Art. 11.1.1.

$$V_s = \frac{Vu}{\phi_c} - V_c = \frac{32,73}{0,85} - 17,75 = 20,75 \text{ ton}$$

Ahora, veremos si no es mayor a la cortante máxima de acuerdo al Art. 11.5.7.9.

$$V_{s_{max}} = 2,1 \sqrt{f'_c} b_w d = 2,1 \cdot \sqrt{210} \cdot 50 \cdot 43,93 = 66,84 \text{ ton}$$

$$\therefore V_s = 20,75 \text{ ton} < V_{s_{max}} = 66,84 \text{ ton, Cumple}$$

Por último, nos queda verificar si el espaciamiento requerido por la zona de no confinamiento es suficiente para resistir la demanda de 25,88 ton. Se usará la fórmula del Art. 11.5.7.9.

$$V_s = \frac{A_{sh} \cdot f_{yt} \cdot d}{s} = \frac{2,13 \cdot 4200 \cdot 43,93}{15} = 26,20 \text{ ton} > 20,75 \text{ ton}$$

$\therefore$ Cumple

$$\phi_c V_n = \phi_c (V_s + V_c) = 0,85(26,20 + 17,72) = 37,33 \text{ ton}$$

$$\rightarrow D/C = Vu/\phi_c V_n = 32,73/37,33 = 0,87$$

En conclusión, se cumplió los requisitos exigidos para la zona de no confinamiento.

Cabe resaltar que, si se tuvo grandes demandas por cortante, esto debido a que tomamos el caso más desfavorable para las combinaciones de carga, tomando el mayor en ambos extremos, ya que, en realidad, el momento en la zona superior es menor que en la zona inferior.

4.4.4.6. Requisitos en los nudos

Paso 01: Cálculo de la cortante en la columna.

Para realizar este cálculo, necesitamos el caso en el que se forman las rótulas

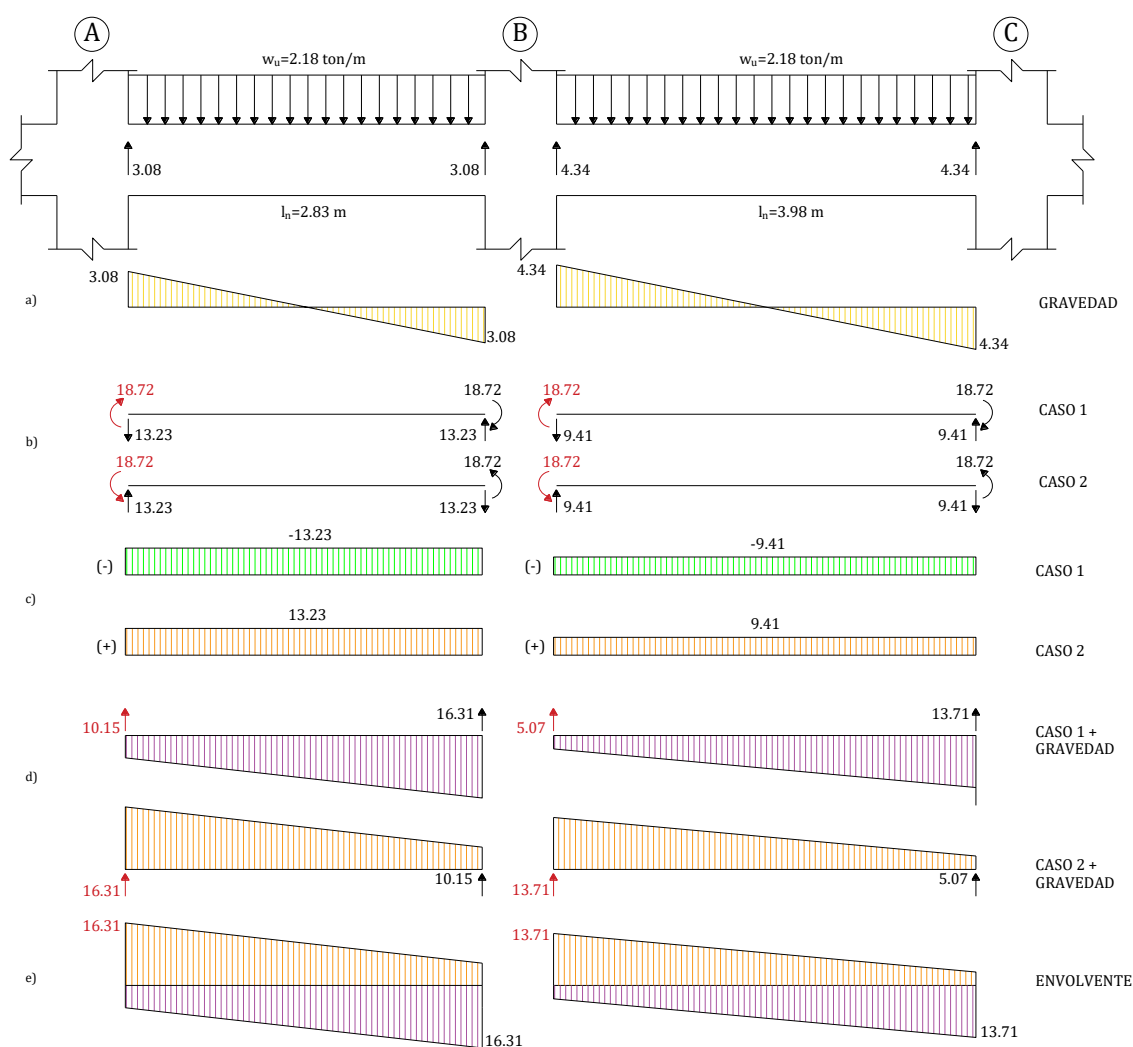
plásticas en las vigas, el cual corresponde al diseño por capacidad en las vigas; en el que se trabajó con los momentos probables para obtener la máxima demanda por cortante.

Este cálculo se puede apreciar en la Fig. 156, pero solo se hizo para el eje A-B.

Por lo tanto, se complementará el cálculo realizado con el eje B-C, Fig. 170.

Figura 170

Cortante por capacidad de la viga A-B y B-C



Nota. En esta imagen se trató de plasmar el cálculo detallado para la cortante por capacidad.

De la Fig. 170, podemos sacar los momentos probables y la cortante por capacidad. Entonces, para calcular la cortante la en la columna se realizará un equilibrio de momento en el nudo de la columna, donde interceptan las vigas A-B y B-C; al igual que la columna superior e inferior.

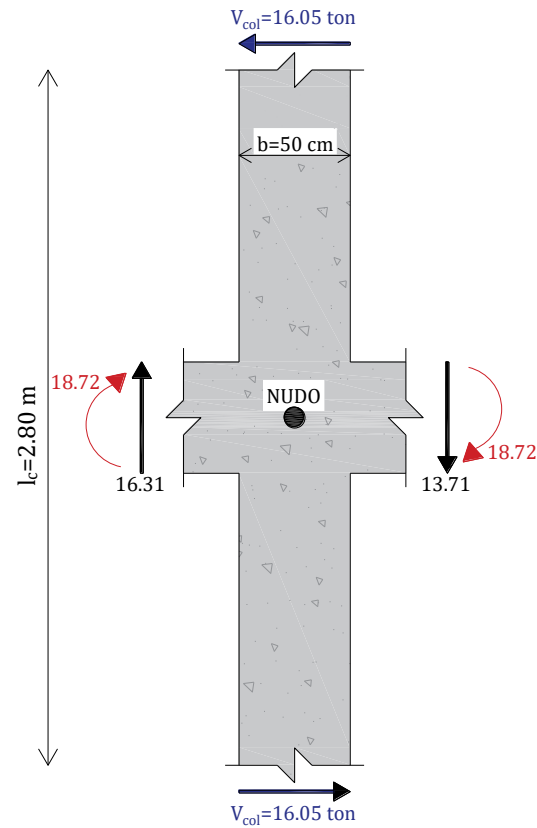
Al igual que el cálculo de cortante por capacidad, se va contar con dos casos; sin embargo, en las vigas, se demostró que ambos casos son iguales porque tenemos la misma cantidad de refuerzo longitudinal en los nudos; tanto para momentos positivos como negativos. Por lo tanto, la cortante en la columna será:

$$V_{col} = \frac{M_{pr,izq} + M_{pr,der}}{l_c} + \frac{(V_{e,izq} + V_{e,der}) \cdot b}{2 \cdot l_c}$$

Donde la altura de la columna la tomaremos de acuerdo al nudo del segundo nivel $l_c = 2,8 \text{ m}$, ya que, al tener menor altura, tendrá una cortante más crítica. Además, el acero longitudinal para la viga del primer es igual al del segundo nivel; por lo tanto, no será necesario volver a hacer los cálculos de momentos probables y cortantes por capacidad.

$$V_{col} = \frac{18,72 + 18,72}{2,8} + \frac{(16,31 + 13,71) \cdot 0,5}{2 \cdot 2,8} = 16,05 \text{ ton}$$

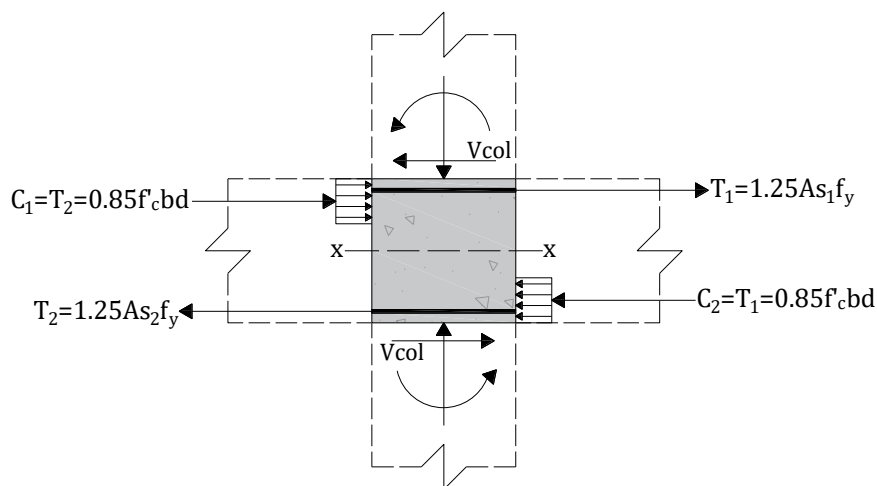
El cálculo de la cortante en la columna se detallará en la Fig. 171.

Figura 171*Cálculo de la cortante en la columna*

Nota. La imagen representa el cálculo manual.

Paso 02: Cálculo de la cortante en el nudo

El cálculo se realizará de acuerdo al Art. 21.7.4.3, para el cual nos guiaremos de la Fig. 172.

Figura 172*Fuerzas para el cálculo de cortante en el nudo*

$$V_u \text{ en el plano } xx = 1.25f_y(A_{s1} + A_{s2}) - V_{col}$$

Nota. Imagen mejorada de la Norma E.060 – Concreto Armado.

Como se mencionó anteriormente, tanto en el lado izquierdo como derecho se tiene el mismo refuerzo longitudinal; así como se tiene la misma cantidad de acero en la zona de compresión y tracción.

Donde:

$$A_{s1} = A_{s2} = 4\emptyset 5/8" = 7,91 \text{ cm}^2$$

Cortante en el nudo:

$$V_u = 1,25f_y(A_{s1} + A_{s2}) - V_{col}$$

$$V_u = 1,25 \cdot 4200 \cdot (7,91 + 7,91) \cdot 10^{-3} - 16,05 = 67,01 \text{ ton}$$

Paso 02: Resistencia a cortante del nudo

El cálculo se realizará de acuerdo al Art. 21.7.4.1, en el cual nuestro caso corresponde a un nudo confinado en tres caras; por lo tanto, la resistencia a corte será:

$$V_n = 4\sqrt{f'_c} \cdot A_j = 4 \cdot \sqrt{210} \cdot 50 \cdot 30 = 86,95 \text{ ton}$$

$$\phi V_n = 0,85V_n = 73,91 \text{ ton}$$

$$\therefore \frac{Vu}{\phi V_n} = \frac{67,01}{73,91} = 0,91, \text{ cumple}$$

4.4.4.1. Longitud de desarrollo

Se trabajará de acuerdo al Art. 21.7.5 “Longitud de desarrollo de barras tracción”.

Paso 01: Longitud de desarrollo en zona confinada de acuerdo al Art. 21.7.5.1.

Este caso corresponde a un encuentro de vigas y columnas en el último nivel, entonces calcularemos la longitud de desarrollo para gancho estándar a 90 grados.

Donde, para condiciones normales $\Psi_e = 1$ (barras sin tratamiento superficial) y $\lambda = 1$ (concreto de peso normal).

$$l_{dg} = \left(0,075 \Psi_e \lambda f_y / \sqrt{f'_c} \right) d_b$$

$$l_{dg} = \left(0,075 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 4200 / \sqrt{210} \right) \cdot 1,59 = 34,56 \text{ cm}$$

$$\therefore \text{Tomaremos } l_{dg} = 35 \text{ cm}$$

Paso 02: Longitud de desarrollo en conexión columna – zapata.

Este cálculo se realizará de acuerdo al Art. 12.3, donde $\lambda = 1$ (concreto de peso normal), $\psi_e = 1$ (sin recubrimiento epóxico), $\psi_g = 1$ (refuerzo de $f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$), $\psi_t = 1$ (barra inferior) y $\lambda = 1$.

$$l_{dc} = \left(0,075 \Psi_e \lambda f_y / \sqrt{f'_c} \right) d_b$$

$$l_{dc} = \left(0,075 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 4200 / \sqrt{310} \right) \cdot 1,59 = 28,44 \text{ cm}$$

$$\therefore \text{Tomaremos } l_{dc} = 30 \text{ cm}$$

Vale aclarar, que, por buena práctica ingenieril, se adicionará gancho estándar en la conexión con la zapata; donde exterior se utiliza para esfuerzos a flexión e interior para esfuerzos a compresión.

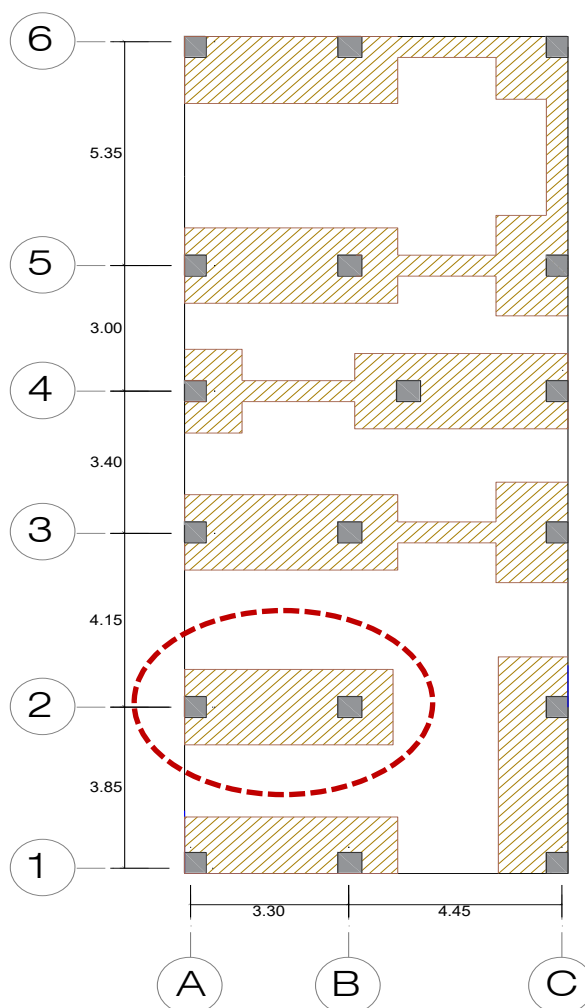
4.4.5. DISEÑO DE CIMENTACIÓN

En función a la teoría indicada en el capítulo de diseño estructural, sabemos que existen varios tipos de cimentación; y que cada uno depende de ciertos requisitos para ser utilizados. Por lo tanto, de manera tentativa, se puede tener un boceto de la cimentación; como se puede apreciar en la Fig. 173, en el cual se indicará la zona a diseñar.

La zona seleccionada será diseñada con diferentes tipos de cimentación mediante un cálculo manual; sin embargo, el diseño final se realizará con los datos obtenidos en Safe y se hará para el caso de una zapata combinada.

Figura 173

Vista referencial en planta de cimentaciones



Nota. Se analizará la cimentación encerrada en rojo.

A continuación, se realizará un pequeño resumen de los datos más relevantes del EMS del proyecto “Ampliación y mejoramiento de los servicios educativos de la institución educativa Luis Alberto Sánchez, distrito de coronel Gregorio Albarracín Lanchipa – Tacna – Tacna”, el cual se tomó como referencia para el trabajo realizado.

- La exploración geotécnica alcanzó una profundidad máxima de 3,00 m, el cual cumple con lo mínimo requerido en el Art. 15 de la Norma E.050.
- Hasta la profundidad mencionada, no se identificó nivel freático. En caso existiese, se tendrá que modificar la presión admisible de acuerdo al Art. 22.
- El tipo de suelo que se encontró es grava arenosa, en el caso que sea densa; le corresponde un módulo de elasticidad entre 8000 a 20000 ton/m^2 y si es suelta entre 5000 a 14000 ton/m^2 .
- El cálculo de la capacidad portante del suelo se realizó con las fórmulas indicadas en el Art. 20 de la Norma E.050, la cual en comparación a otros métodos es bastante conservadora. Se realizaron 18 calicatas, obteniéndose diferentes valores para la capacidad portante, el cual también depende la geometría de la cimentación y el tipo; pero se entiende que a mayor área de cimentación le corresponde una mayor capacidad portante. En este caso con fines académicos, se utilizará los resultados de la calicata C-03, del cual tomaremos la capacidad portante de 3,93 kgf/cm^2 ; que corresponde a una zapata cuadrada de 1,8 m x 1,8 m y un $D_f = 1,5 \text{ m}$.
- De acuerdo al Art. 4.3 *Exposición a sulfatos*, de la Norma E.030; nuestro suelo tiene una exposición severa a sulfatos, por lo tanto, se utilizará una resistencia a la compresión mínima del concreto de 310 kgf/cm^2 .

4.4.5.1. Diseño de zapata aislada

De acuerdo a la Fig. 173, la zapata aislada que se diseñará será la que se encuentra entre en el cruce del eje 2 y B.

Tabla 29*Datos generales para el diseño de Zapata Aislada*

Datos para diseño de zapata aislada entre el eje 2 y B			
Peralte de columna (Y-Y)	b	50,00	cm
Ancho de columna (X-X)	l	50,00	cm
Diámetro del acero de columna	$\emptyset_c$	5/8"	in
Resistencia a compresión del concreto	f'_c	310	kgf/cm ²
Resistencia a compresión del acero	f_y	4200	kgf/cm ²
Capacidad portante del suelo	σ_{adm}	39,3	tonf/m ²
Recubrimiento Art. 7.7.1- E.060	r	7,00	cm
Profundidad de desplante	D_f	1,5	m
Peso unitario del concreto	γ_c	2400	kgf/m ³
Peso unitario del suelo	γ_s	2060	kgf/m ³
Factor de reducción a flexión (9.3.2.2.a)	$\emptyset_f$	0,90	
Factor de reducción a corte (9.3.2.3)	$\emptyset_c$	0,85	
Factor de reducción por aplastamiento (9.3.2.)	$\emptyset_a$	0,70	

4.4.5.1.1. Solicitaciones para la zapata analizada

Las siguientes solicitaciones fueron extraídas del análisis estructural con Etabs.

Tabla 30*Solicitaciones para zapata aislada*

Tipo de Carga	P (ton)	Mx (ton · m)	My (ton · m)
Muerta	49,28	-0,16	0,22
Viva	10,86	-0,03	0,06
Sismo X	7,42	-0,13	-18,47
Sismo Y	1,2	15,83	-0,72

Nota. “P” representa la carga axial en la base de la columna, “Mx” y “My” están con los signos iguales a los obtenidos por Etabs, ya que se utilizó su misma convención de signos (Fig. 173).

4.4.5.1.2. Predimensionamiento de peralte

El peralte de una zapata tiene distintas formas de predimensionar, ya sea con la cortante o el punzonamiento. Pero, en este caso se predimensionará con la longitud de desarrollo a compresión de la columna a la zapata.

$$l_{dg} = 0,075 \cdot f_y \cdot d_b / \sqrt{f'_c} = 0,075 \cdot 4200 \cdot 1,59 / \sqrt{310} = 28,44 \text{ cm}$$

Ahora, necesitamos el recubrimiento de la zapata; el cual considerando que va tener dos mallas de acero es aproximadamente $r = 10 \text{ cm}$.

$$\rightarrow h = l_{dg} + r = 10 + 28,44 = 38,44 \text{ cm}$$

$$\therefore \text{Tomaremos } h = 50 \text{ cm}$$

Como ya obtuvimos la altura de la zapata, podemos calcular la altura del terreno.

$$\therefore h_t = D_f - h = 1,5 \text{ m} - 0,5 \text{ m} = 100 \text{ cm}$$

4.4.5.1.3. Predimensionamiento de área de zapata

Para entender que valores se están predimensionando y que variables se están utilizando, es necesario revisar la Fig. 174.

De acuerdo al Art. 15.2.2 de la Norma E.050, el área de la zapata se deberá calcular para condiciones de servicio y con la resistencia admisible del suelo.

Esfuerzo neto :

$$\begin{aligned} \sigma_{neto} &= \sigma_{adm} - s/c - h_t \cdot \gamma_s - h \cdot \gamma_c \\ \sigma_{neto} &= 3,93 - 0,02 - 100 \cdot 2 \cdot 10^{-6} - 50 \cdot 2,4 \cdot 10^{-6} = 35,9 \text{ ton/m}^2 \end{aligned}$$

Carga de servicio:

$$P_{ser} = 49,28 + 10,86 = 60,14 \text{ ton}$$

Área mínima de zapata:

$$A_z = \frac{P_{ser}}{\sigma_{neto}} = \frac{60,14}{35,9} = 1,675 \text{ m}^2$$

Asumiremos un volado:

$$m = 60 \text{ cm}$$

Área de zapata a utilizar:

$$B = b + 2 \cdot m = 50 + 2 \cdot 60 = 170 \text{ y } L = 170 \text{ cm}$$

$$\therefore A_z = B \cdot L = 170 \cdot 170 = 2.89 \text{ m}^2 > 1.675 \text{ m}^2, \text{CUMPLE}$$

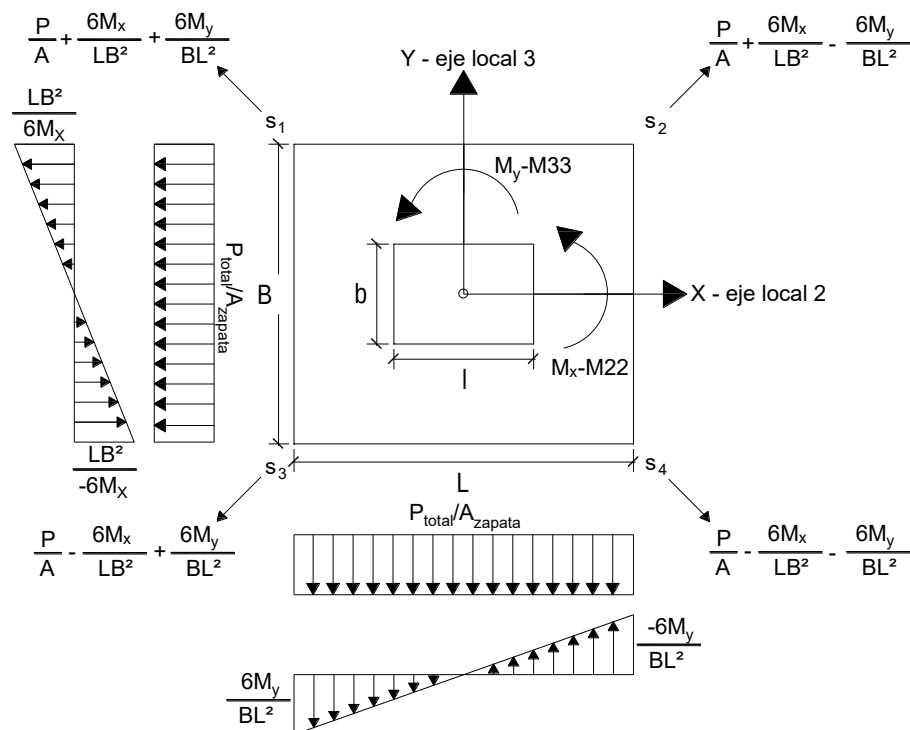
4.4.5.1.4. Verificación de esfuerzos en estado de servicio

Verificación Biaxial

Primero se realizará una verificación biaxial, el cual no sale en la Norma E.050; sin embargo, es como realiza sus cálculos el Software Safe. Entonces, en la Fig. 174 se puede apreciar las consideraciones para el cálculo biaxial.

Figura 174

Imagen referencial para cálculo de esfuerzos biaxiales en zapatas



Nota. Esta imagen también sirve para elementos como vigas, columnas, escaleras, etc.

Al ser el proceso repetitivo, se realizará el cálculo de esfuerzos para el combo con mayor demanda, que corresponde al de $M + V + 0,8 \cdot S_x$.

Primero vamos a calcular la carga muerta total y la carga viva total, esto solo se hace para verificar esfuerzos; más no para diseño.

$$P_{m,total} = 49,28 + B \cdot L \cdot (h_t \cdot \gamma_s + h \cdot \gamma_c)$$

$$\rightarrow P_{m,total} = 49,28 + 1,7 \cdot 1,7 \cdot (1 \cdot 2 + 0,5 \cdot 2,4) = 58,53 \text{ ton}$$

$$P_{v,total} = 10,86 + s/c \cdot B \cdot L$$

$$\rightarrow P_{v,total} = 1,86 + 1,7 \cdot 1,7 \cdot 0,2 = 11,44 \text{ ton}$$

Ahora calculamos, las cargas axiales y momentos totales para el combo indicado.

$$P = P_{m,total} + P_{v,total} + 0,8 \cdot P_{Sx} = 58,53 + 11,44 + 0,8 \cdot 7,42$$

$$P = 75,9 \text{ ton}$$

$$M_x = -0,16 - 0,03 + 0,8 \cdot (-0,13) = -0,29 \text{ ton} \cdot m$$

$$M_y = 0,22 + 0,06 + 0,8 \cdot (-18,47) = -14,5 \text{ ton} \cdot m$$

Procedemos a calcular los esfuerzos:

$$\sigma_1 = \frac{P}{A_z} + \frac{6 \cdot M_x}{L \cdot B^2} + \frac{6 \cdot M_y}{B \cdot L^2} = \frac{75,9}{2,89} + \frac{6 \cdot (-0,19)}{1,7 \cdot 1,7^2} + \frac{6 \cdot (-14,5)}{1,7 \cdot 1,7^2} = 0,82 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{P}{A_z} + \frac{6 \cdot M_x}{L \cdot B^2} - \frac{6 \cdot M_y}{B \cdot L^2} = \frac{75,9}{2,89} + \frac{6 \cdot (-0,19)}{1,7 \cdot 1,7^2} - \frac{6 \cdot (-14,5)}{1,7 \cdot 1,7^2} = 4,36 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_3 = \frac{P}{A_z} - \frac{6 \cdot M_x}{L \cdot B^2} + \frac{6 \cdot M_y}{B \cdot L^2} = \frac{75,9}{2,89} - \frac{6 \cdot (-0,19)}{1,7 \cdot 1,7^2} + \frac{6 \cdot (-14,5)}{1,7 \cdot 1,7^2} = 0,89 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_4 = \frac{P}{A_z} - \frac{6 \cdot M_x}{L \cdot B^2} - \frac{6 \cdot M_y}{B \cdot L^2} = \frac{75,9}{2,89} - \frac{6 \cdot (-0,19)}{1,7 \cdot 1,7^2} - \frac{6 \cdot (-14,5)}{1,7 \cdot 1,7^2} = 4,43 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Ahora debemos verificar que no exceda al esfuerzo admisible o también conocido como capacidad portante del suelo. Sin embargo, de acuerdo al Art. 15.24, podemos incrementar la capacidad portante en un 30 % cuando intervienen cargas temporales como sismos. Por lo tanto, verificamos para el esfuerzo máximo:

$$1,3 \cdot \sigma_{adm} = 5,11 \text{ kgf/cm}^2 > \sigma_2 = \sigma_{\text{máximo}} = 4,43 \text{ kgf/cm}^2$$

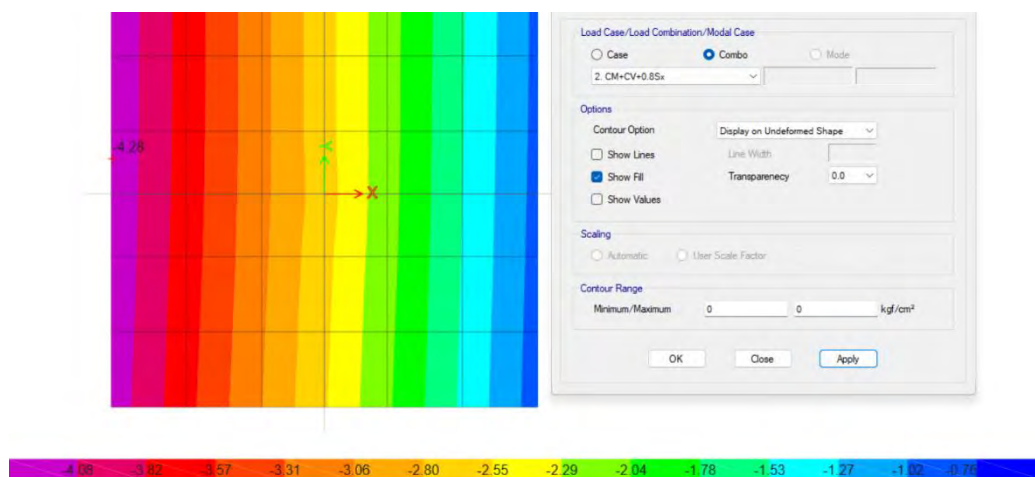
$\therefore$ Cumple

Luego, podemos contrastar los cálculos mediante el Software Safe; en el cual obtenemos un esfuerzo máximo de 4,29 kgf/cm² como se muestra en la Fig. 174, siendo este valor bastante cercano al calculado manualmente.

Finalmente, en la tabla 31, se puede apreciar los resultados de todas las combinaciones mediante el cálculo manual.

Figura 175

Esfuerzo máximo en Safe para zapata aislada



Nota. Se puede apreciar un esfuerzo máximo de 4,28 kgf/cm².

Tabla 31

Resumen de la verificación biaxial para Zapata Aislada

VERIFICACIÓN BIAxIAL						
<i>Combinaciones</i>	<i>P (ton)</i>	<i>M_x (ton.m)</i>	<i>M_y (ton.m)</i>	<i>σ_{máx} (kgf/cm²)</i>	<i>σ_{límite} (kgf/cm²)</i>	<i>Verificación</i>
M+V	69,97	-0,19	0,28	2,48	3,93	Cumple
M+V+0,8S _x	75,90	-0,29	-14,50	4,43	5,11	Cumple
M+V-0,8S _x	64,03	-0,09	15,06	4,06	5,11	Cumple
0,9M+0,8S _x	58,61	-0,25	-14,58	3,84	5,11	Cumple
0,9M-0,8S _x	46,74	-0,04	14,97	3,45	5,11	Cumple
M+V+0,8S _y	70,93	12,47	-0,30	4,01	5,11	Cumple
M+V-0,8S _y	69,01	-12,85	0,86	4,06	5,11	Cumple
0,9M+0,8S _y	53,64	12,52	-0,38	3,43	5,11	Cumple
0,9M-0,8S _y	51,72	-12,81	0,77	3,45	5,11	Cumple

Verificación Trapezoidal o Triangular

Esta forma de calcular esfuerzos nace por el papel que juega la excentricidad; por lo tanto, tendremos dos casos: el primero cuando la excentricidad es menor a $L/6$ y el segundo cuando se supera este. Además, es necesario establecer una excentricidad máxima para tener un límite en el segundo caso. Cabe resaltar, que el “caso I” es similar a verificar con esfuerzos biaxiales.

Nos guiaremos de las Fig. 176 para los casos mencionados. Las fórmulas a utilizar para el cálculo de los esfuerzos máximos y mínimos son los siguientes:

Caso I:

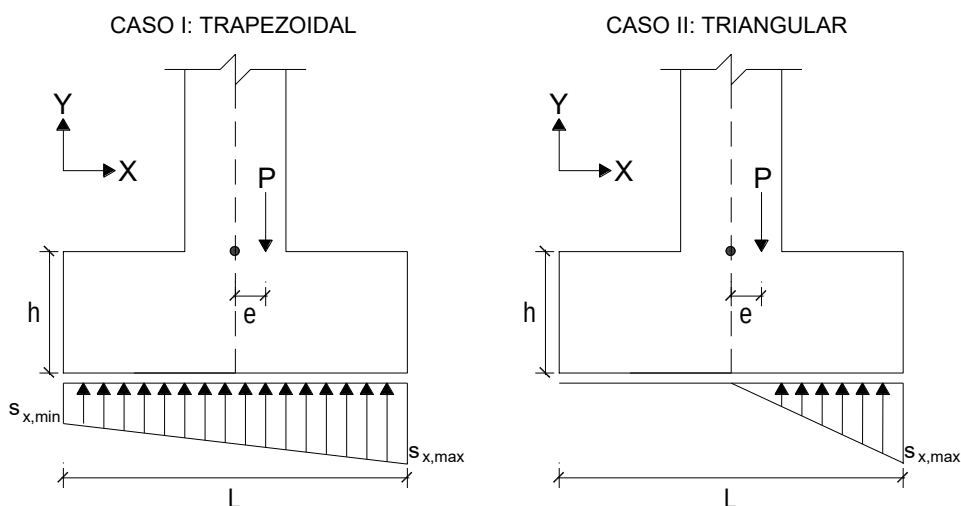
$$\sigma_{min,max} = \frac{P}{A_z} \cdot \left(1 \pm \frac{6e}{L}\right)$$

Caso II:

$$\sigma_{max} = \frac{2P}{3B(L/2 - e)}$$

Figura 176

Imagen referencia para verificación de esfuerzo con carga excéntrica



Nota. El valor de “S” representa el esfuerzo sobre la base de la zapata, en el cálculo está representado por “ σ ”.

Como es la misma zapata a analizar, trabajaremos con las mismas solicitaciones de la tabla 30.

Solo en la combinación $0,9M - 0,8S_x$, encontramos el caso II (triangular) y en todas las demás se presenta el caso I (trapezoidal). Entonces, para el caso I, analizaremos el combo que presentará el mayor esfuerzo; que corresponde a $M + V + 0,8S_x$.

CASO I:

Paso 01: Cálculo de las excentricidades.

Se utilizará la carga muerta total y carga viva total calculado en el análisis por esfuerzos biaxiales, obteniéndose:

$$P = P_{m,total} + P_{v,total} + 0,8 \cdot P_{Sx} = 58,53 + 11,44 + 0,8 \cdot 7,42$$

$$P = 75,9 \text{ ton}$$

$$M_x = -0,16 - 0,03 + 0,8 \cdot (-0,13) = -0,29 \text{ ton} \cdot m$$

$$M_y = 0,22 + 0,06 + 0,8 \cdot (-18,47) = -14,5 \text{ ton} \cdot m$$

$$\rightarrow e_x = \frac{M_y}{P} = \left| -\frac{14,5}{75,9} \right| = 19 \text{ cm}$$

$$\rightarrow e_y = \frac{M_x}{P} = \left| -\frac{0,29}{75,9} \right| = 0,39 \text{ cm}$$

Paso 02: Cálculo del esfuerzo mínimo y máximo, respecto al eje “X” y “Y”.

$$\sigma_{x,min} = \frac{P}{A_z} \cdot \left(1 - \frac{6e_x}{L} \right) = \frac{75,9}{2,89} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot 0,19}{1,7} \right) = 0,86 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$\sigma_{x,max} = \frac{P}{A_z} \cdot \left(1 + \frac{6e_x}{L} \right) = \frac{75,9}{2,89} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot 0,19}{1,7} \right) = 4,40 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$\sigma_{y,min} = \frac{P}{A_z} \cdot \left(1 - \frac{6e_y}{B} \right) = \frac{75,9}{2,89} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot 0,0039}{1,7} \right) = 2,59 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$\sigma_{y,max} = \frac{P}{A_z} \cdot \left(1 - \frac{6e_y}{B}\right) = \frac{75,9}{2,89} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot 0,0039}{1,7}\right) = 2,66 \frac{kgf}{cm^2}$$

Paso 03: Verificamos que el esfuerzo máximo sea menor al admisible.

$$1,3 \cdot \sigma_{adm} = 5,11 \text{ kgf/cm}^2 > \sigma_{x,max} = 4,40 \text{ kgf/cm}^2$$

$\therefore$ Cumple

Podemos concluir que los valores son bastante similares a la verificación por esfuerzos biaxiales y también al análisis realizado con el Software Safe. Además, en la tabla 32 podemos ver el resumen de los resultados, considerando solo los esfuerzos máximos obtenidos para cada combinación.

Tabla 32

Resumen de la verificación por carga excéntrica

VERIFICACIÓN POR ESFUERZO TRAPEZOIDAL							
Combinaciones	P (ton)	e_x (cm)	e_y (cm)	$\sigma_{x,max}$ (kgf/cm ²)	$\sigma_{y,max}$ (kgf/cm ²)	σ_{limite} (kgf/cm ²)	Verificación
M+V	69,97	0,40	0,27	2,46	2,44	3,93	Cumple
M+V+0,8Sx	75,90	19,10	0,39	4,40	2,66	5,11	Cumple
M+V-0,8Sx	64,03	23,51	0,13	4,05	2,23	5,11	Cumple
0,9M+0,8Sx	58,61	24,87	0,42	3,81	2,06	5,11	Cumple
0,9M-0,8Sx	46,74	32,04	0,09	3,45	1,62	5,11	Cumple
M+V+0,8Sy	70,93	0,42	17,59	2,49	3,98	5,11	Cumple
M+V-0,8Sy	69,01	1,24	18,63	2,49	3,96	5,11	Cumple
0,9M+0,8Sy	53,64	0,70	23,34	1,90	3,38	5,11	Cumple
0,9M-0,8Sy	51,72	1,50	24,77	1,88	3,35	5,11	Cumple

CASO II:

Paso 01: Cálculo de las excentricidades.

Se utilizará la carga muerta total y carga viva total calculado en el análisis por esfuerzos biaxiales, entonces tomamos los valores del combo $0,9M - 0,8S_x$:

$$P = 0,9 \cdot P_{m,total} - 0,8 \cdot P_{sx} = 0,9 \cdot 58,53 - 11,44 = 46,74$$

$$M_x = 0,9 \cdot (-0,16) - 0,8 \cdot (-0,13) = -0,04 \text{ ton} \cdot m$$

$$M_y = 0,9 \cdot 0,22 - 0,8 \cdot (-18,47) = 14,97 \text{ ton} \cdot m$$

$$\rightarrow e_x = \frac{M_y}{P} = \left| \frac{14,97}{46,74} \right| = 32,04 \text{ cm}$$

$$\rightarrow e_y = \frac{M_x}{P} = \left| -\frac{0,04}{46,74} \right| = 0,09 \text{ cm}$$

Paso 02: Verificamos si las excentricidades sobrepasan el límite de $L/6$ o $B/6$, según corresponda a la dirección analizada.

$$e_x = 32,04 \text{ cm} > L/6 = 170/6 = 28,33 \text{ cm}$$

$\therefore$ Por lo tanto la distribución de esfuerzos es triangular

$$e_y = 0,09 \text{ cm} > \frac{B}{6} = \frac{170}{6} = 28,33 \text{ cm}$$

$\therefore$ Por lo tanto la distribución de esfuerzos es trapezoidal

Paso 03: Cálculo de excentricidad límite.

$$e_{\text{límite},x} = \frac{3}{2} \cdot \left(\frac{L}{2} - \frac{P}{5 \cdot \sigma_{adm} \cdot B} \right) = \frac{3}{2} \cdot \left(\frac{1,7}{2} - \frac{46,74}{5 \cdot 3,93 \cdot 1,7} \right) = 47,34 \text{ cm}$$

$$\therefore e_x = 32,33 \text{ cm} < e_{\text{límite},x} = 47,34 \text{ cm} \rightarrow \text{Cumple}$$

Paso 04: Cálculo del esfuerzo máximo triangular.

En este caso, el cálculo solo se hará en la dirección del eje X, ya que solo en este análisis encontramos el caso de distribución triangular.

$$\sigma_{max} = \frac{2P}{3B(L/2 - e_x)} = \frac{2 \cdot 46,74}{3 \cdot 1,7 \cdot (1,7/2 - 0,28)} = 3,46 \text{ kgf/cm}^2$$

Paso 05: Verificamos que el esfuerzo máximo sea menor al admisible.

$$1,3 \cdot \sigma_{adm} = 5,11 \text{ kgf/cm}^2 > \sigma_{max} = 3,46 \text{ kgf/cm}^2$$

$\therefore$ Cumple

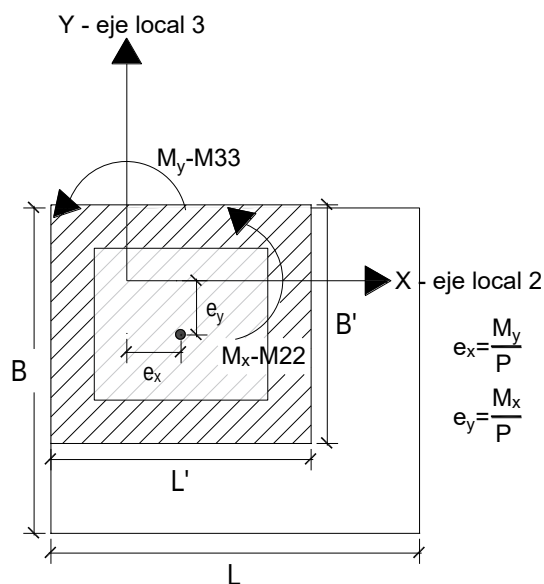
Verificación de esfuerzos por Meyerhof (Norma E.050)

La Norma E.050 en el Art. 30 nos indica cómo realizar el cálculo de esfuerzos de cimientos superficiales cargados excéntricamente. Entonces, al ser este método el indicado en la Norma Peruana; será el que tendrá mayor prioridad con respecto a los otros métodos indicados.

Nos guiaremos de la Fig. 177, para los cálculos realizados de los esfuerzos por el método de Meyerhof.

Figura 177

Imagen de referencia para cálculo de esfuerzos por Meyerhof



Nota. Extraído y mejorado de la Norma E.050.

Al ser el proceso repetitivo, calcularemos el caso en el que se obtenga el mayor esfuerzo; que en este caso va coincidir con los otros métodos, el cual es $M + V + 0,8S_x$.

Paso 01: Cálculo de las excentricidades.

Como es el mismo caso de carga que se usó para el caso de distribución de esfuerzos trapezoidal, tenemos:

$$e_x == 19 \text{ cm y } e_y = 0,39 \text{ cm}$$

Paso 02: Cálculo de área reducida.

$$B' = B - 2 \cdot e_y = 170 - 2 \cdot 0,39 = 1,69 \text{ m}$$

$$L' = L - 2 \cdot e_x = 170 - 2 \cdot 19 = 1,32 \text{ m}$$

Paso 03: Cálculo del esfuerzo rectangular reducido.

Donde el valor de “P”, ya sea calculó anteriormente, siendo este 75,9 ton.

$$\sigma_{max} = \frac{P}{B' \cdot L'} = \frac{75,9}{1,69 \cdot 1,32} = 3,40 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Paso 04: Verificamos que el esfuerzo máximo sea menor al admisible.

$$1,3 \cdot \sigma_{adm} = 5,11 \text{ kgf/cm}^2 > \sigma_{max} = 3,40 \text{ kgf/cm}^2$$

∴ Cumple

Se puede apreciar que el valor calculado por el método de Meyerhof, se alejó de los obtenidos por Safe y los otros métodos; en consecuencia, es “menos conservador”. Sin embargo, tiene sentido que arroje resultados reducidos, ya que, del EMS, el método que es más conservador en el cálculo de la capacidad portante del suelo; justo corresponde al método de Meyerhof. Por lo tanto, podríamos decir que trabajar con la capacidad portante de este método y utilizar los valores obtenidos en Safe o los otros métodos, resultaría ser muy conservador.

Tabla 33*Resumen de la verificación de esfuerzos por Meyerhof para zapata aislada*

VERIFICACIÓN POR ESFUERZO DE MEYERHOF E.050								
<i>Combinaciones</i>	<i>P (ton)</i>	<i>e_x (cm)</i>	<i>e_y (cm)</i>	<i>B'</i>	<i>L'</i>	<i>σ_y</i>	<i>σ_{límite}</i>	<i>Verificación</i>
M+V	69,97	0,40	0,27	1,69	1,69	2,44	3,93	Cumple
M+V+0,8S _x	75,90	19,10	0,39	1,69	1,32	3,40	5,11	Cumple
M+V-0,8S _x	64,03	23,51	0,13	1,70	1,23	3,07	5,11	Cumple
0,9M+0,8S _x	58,61	24,87	0,42	1,69	1,20	2,88	5,11	Cumple
0,9M-0,8S _x	46,74	32,04	0,09	1,70	1,06	2,60	5,11	Cumple
M+V+0,8S _y	70,93	0,42	17,59	1,35	1,69	3,11	5,11	Cumple
M+V-0,8S _y	69,01	1,24	18,63	1,33	1,68	3,10	5,11	Cumple
0,9M+0,8S _y	53,64	0,70	23,34	1,23	1,69	2,58	5,11	Cumple
0,9M-0,8S _y	51,72	1,50	24,77	1,20	1,67	2,57	5,11	Cumple

4.4.5.1.5. Diseño a flexión de zapata aislada

Antes de realizar el diseño a flexión, debemos calcular los esfuerzos últimos para cada combinación de carga; para así poder trabajar con el esfuerzo último máximo y utilizarlo para el diseño. Al ser el método biaxial de mayores solicitaciones; calcularemos sus esfuerzos últimos, lo cuales estarán resumidos en la tabla 34.

Tabla 34*Resumen de esfuerzos últimos máximos por el método biaxial*

ESFUERZOS ÚLTIMOS POR EL MÉTODO BIAxIAL						
<i>Combinaciones</i>	<i>M_y (ton.m)</i>	<i>σ₁ (kgf/cm²)</i>	<i>σ₂ (kgf/cm²)</i>	<i>σ₃ (kgf/cm²)</i>	<i>σ₄ (kgf/cm²)</i>	<i>σ_{u, máx} (kgf/cm²)</i>
1,4M + 1,7V	0,41	3,04	2,94	3,11	3,01	3,11
1,25(M+V) + S _x	-18,12	0,60	5,03	0,69	5,12	5,12
1,25(M+V) - S _x	18,82	4,63	0,03	4,66	0,06	4,66
0,9M + S _x	-18,27	-0,47	3,99	-0,41	4,06	4,06
0,9M - S _x	18,67	3,56	-1,00	3,56	-1,00	3,56
1,25(M+V) + S _y	-0,37	4,50	4,59	0,69	0,78	4,59
1,25(M+V) - S _y	1,07	0,73	0,47	4,65	4,39	4,65
0,9M + S _y	-0,52	3,43	3,56	-0,40	-0,28	3,56
0,9M - S _y	0,92	-0,35	-0,57	3,56	3,33	3,56

Paso 01: Obtenemos el esfuerzo último máximo.

$$\sigma_{u,m\acute{a}x} = 5,12 \text{ kgf/cm}^2$$

Paso 02: Cálculo de la carga distribuida en función al esfuerzo máximo.

Al ser una zapata aislada cuadrada, podemos tomar el eje “X” o eje “Y” como franja de diseño, ya que no va variar el resultado. En caso no sea cuadrada, se obtendrá mayor momento en la dirección más larga. En este caso se tomará respecto al eje “X”:

$$q_u = \sigma_{u,m\acute{a}x} \cdot B = 5,12 \cdot 170 = 86,97 \text{ ton/m}$$

Paso 03: Cálculo del momento máximo.

De acuerdo al comportamiento que presenta una zapata, se puede calcular el momento máximo considerando que se comporta como una viga en voladizo, donde el apoyo vendría a ser la columna.

$$M_u = \frac{q_u \cdot m^2}{2} = \frac{86,97 \cdot 0,6^2}{2} = 15,65 \text{ ton} \cdot m$$

Paso 04: Cálculo de acero necesario.

Podríamos considerar que el ancho va ser igual al de la zapata; sin embargo, esto no es del todo cierto, ya que la distribución de esfuerzos disminuye para anchos muy grandes; tampoco sería correcto considerar el ancho de la columna. Por lo tanto, lo más idóneo sería calcular el acero para 1 m de ancho y así poder distribuirlo.

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b_{tri} \cdot d}{f_y} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_u}{0,9 \cdot 0,85 \cdot f'_c \cdot b_{tri} \cdot d^2}} \right)$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot 310 \cdot 100 \cdot 40}{4200} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 15,65 \cdot 10^5}{0,9 \cdot 0,85 \cdot 310 \cdot 100 \cdot 40^2}} \right)$$

$$A_s = 10,58 \text{ cm}^2$$

Paso 05: Cálculo de acero mínimo.

Para el cálculo del acero mínimo si usaremos el ancho correspondiente. Y el cálculo será realizado de acuerdo al Art. 10.5.4 de la Norma E.060.

$$A_{s,min} = 0,0018 \cdot b_{tri} \cdot d = 0,0018 \cdot 170 \cdot 40 = 12,24 \text{ cm}^2$$

$$A_s > A_{s,min} \rightarrow \text{Usaremos } A_{s,min}$$

Paso 06: Distribución de acero de refuerzo.

Como predominó el acero mínimo, se va distribuir el acero longitudinal y transversal para el ancho correspondiente de la zapata cuadrada, en el cual se tendrá en cuenta el recubrimiento para elementos en contacto con el suelo. Por lo tanto, se calculará de la siguiente manera para una varilla de 5/8", que equivale a un área de $1,98 \text{ cm}^2$.

$$\#Varillas = \frac{12,24}{1,98} = 6,18 \text{ varillas} \rightarrow \text{Se colocarán 7 varillas}$$

$$S = \frac{B - 2 \cdot r}{\#Varillas - 1} = \frac{170 - 2 \cdot 7,5}{7 - 1} = 25,83 \text{ cm}$$

$\therefore$ Se usará 7Ø5/8"@25 cm

Al ser una zapata cuadrada, se repartirá en la misma proporción el acero calculado en ambas direcciones.

4.4.5.1.6. Verificación por punzonamiento

Paso 01: Obtenemos el esfuerzo último máximo.

$$\sigma_{u,m\acute{a}x} = 5,12 \text{ kgf/cm}^2$$

Paso 02: Calculamos la cortante demandante por punzonamiento.

De acuerdo al Art. 11.1.3.1, el cortante crítico se calculará a una distancia d en todo su perímetro de la columna. Entonces, tenemos que:

$$V_u = \sigma_{u,m\acute{a}x} (B \cdot L - (l + d) \cdot (b + d))$$

$$V_u = 5,12 \cdot (170 \cdot 170 - (50 + 40) \cdot (50 + 40)) = 106,41 \text{ ton}$$

Paso 03: Calculamos la resistencia del concreto a punzonamiento.

La resistencia del concreto a punzonamiento se calcula de acuerdo a lo indicado en el Art. 11.12.2.1, presentándose tres casos; y tomando el menor de ellos.

Primero calcularemos el valor de b_0 , que hace referencia al perímetro de la sección crítica a una distancia de $d/2$ de la zona de carga (sección de columna).

$$b_0 = 2(l + b + 2d) = 2(50 + 50 + 2 \cdot 40) = 360 \text{ cm}$$

Caso I (Depende de la relación de lados de la columna):

$$\beta = l/b = 0,5/0,5 = 1$$

$$V_{c1} = 0,53(1 + 2/\beta)\sqrt{f'_c} \cdot b_0 \cdot d$$

$$V_{c1} = 0,53 \cdot \left(1 + \frac{2}{1}\right) \cdot \sqrt{310} \cdot 360 \cdot 40 = 403,13 \text{ ton}$$

Caso II (Depende de la ubicación de la carga concentrada):

$$\text{Para columna interior } \alpha_s = 40$$

$$V_{c2} = 0,27 \left(\frac{\alpha_s \cdot d}{b_0} + 2 \right) \sqrt{f'_c} \cdot b_0 \cdot d$$

$$V_{c2} = 0,27 \left(\frac{40 \cdot 40}{360} + 2 \right) \sqrt{310} \cdot 360 \cdot 40 = 441,16 \text{ ton}$$

Caso III (Cálculo tradicional):

$$V_{c3} = 1,06\sqrt{f'_c} \cdot b_0 \cdot d = 1,06 \cdot \sqrt{310} \cdot 360 \cdot 40 = 268,75 \text{ ton}$$

Paso 04: Verificación de cortante por punzonamiento.

$$\phi_c \cdot \min(V_{c1}, V_{c2}, V_{c3}) = 0,85 \cdot 268,75 = 228,44 > V_u = 106,41$$

$\therefore$ Cumple

4.4.5.1.7. Verificación por cortante por flexión

Paso 01: Obtenemos el esfuerzo último máximo.

$$\sigma_{u,m\acute{a}x} = 5,12 \text{ kgf/cm}^2$$

Paso 02: Cálculo de la cortante por flexión demandante.

De acuerdo al Art. 11.1.3.1, el cortante crítico se calculará a una distancia “d” de la zona de apoyo. Como estamos trabajando con una zapata cuadrada, no importa qué lado tomar para realizar los cálculos; sin embargo, si la zapata fuera triangular, se pensaría que uno de los ejes es más crítico, pero no es el caso, ya que la fórmula para la resistencia

del concreto también depende de los mismos valores con el que se calculan el cortante demandante; por lo tanto, la relación demanda capacidad en cualquier caso de análisis será el mismo.

$$V_u = \sigma_{u,m\acute{a}x}(m - d) \cdot B = 5,12 \cdot (60 - 40) \cdot 170 = 17,40 \text{ ton}$$

Paso 03: Cálculo de la resistencia a cortante por flexión.

Se calculará de acuerdo al Art. 11.8.5 de la Norma E.060.

$$V_c = 0,53\sqrt{f'_c} \cdot B \cdot d = 0,53 \cdot \sqrt{310} \cdot 170 \cdot 40 = 63,45 \text{ ton}$$

Paso 04: Verificación de cortante por flexión.

$$\phi_c \cdot V_c = 0,85 \cdot 63,45 = 53,94 > V_u = 17,40$$

∴ Cumple

4.4.5.1.8. Verificación por aplastamiento

Paso 01: Obtenemos de la carga puntual última máxima

A diferencia de las demás verificaciones, la carga puntual última máxima, se encontrará en el combo $1,4M + 1,7V$.

Se puede apreciar que en las verificaciones por cortante y también para aplastamiento no se utilizó la carga total muerta, ya que estos no generan flexión y solo se debe tomar la carga concentrada que recae sobre la columna.

$$P_{u,m\acute{a}x} = 1,4M + 1,7V = 1,4 \cdot 49,28 + 1,7 \cdot 10,86 = 87,45 \text{ ton}$$

Paso 02: Cálculo de la capacidad por aplastamiento del concreto.

Se calculará de acuerdo al Art. 10.17.1 de la Norma E.060. Donde, entrarán en juego los valores de A_1 (Área cargada) y A_2 (Área de la base inferior); donde " A_2 " para una zapata cuadrada sería el área de la base.

$$P_n = 0,85 \cdot f'_c \cdot A_1 \cdot \sqrt{A_2/A_1}, \text{ donde } \sqrt{A_2/A_1} \leq 2$$

$$P_n = 0,85 \cdot 310 \cdot 50^2 \cdot 2 = 1317,5 \text{ ton}$$

Paso 03: Verificación por aplastamiento.

$$\phi_a \cdot V_c = 0,70 \cdot 1317,5 = 922,25 > V_u = 87,45$$

$\therefore$ Cumple

4.4.5.1.9. Corte y desarrollo de refuerzo

Puede darse el caso que la longitud de desarrollo sea menor que el volado; sin embargo, casi siempre no se corta el acero y permanece continuo en toda su longitud, dejando el recubrimiento correspondiente en los límites. En caso, no se cumpla la longitud de desarrollo se puede utilizar gancho estándar.

De acuerdo al Art. 12.10.3 añadimos d o $12d_b$, a partir del punto teórico de corte; que en nuestro caso será la cara de la columna. Además, el Art.12.10.4 nos indica que, si tenemos más de 2 bastones a desarrollar, entonces se tendrá que añadir una distancia equivalente a la longitud de desarrollo; que en nuestro caso sería de compresión.

$$l_{dg} = 0,075 \cdot f_y \cdot d_b / \sqrt{f'_c} = 0,075 \cdot 4200 \cdot 1,59 / \sqrt{310} = 28,44 \text{ cm}$$

$$d = 40 \text{ cm y } 12d_b = 12 \cdot 1,59 = 19,08 \text{ cm}$$

$$\therefore \text{Se extenderá } \max(l_{dg}, d, 12d_b) = 40 \text{ cm} < m = 60 \text{ cm}$$

Como es menor al ancho de volado, no será necesario utilizar gancho estándar.

Tabla 35*Datos generales para el diseño de zapata conectada*

Datos generales para el diseño de zapata conectada			
Peralte de columna (Y-Y)	b	50,00	cm
Ancho de columna (X-X)	l	45,00	cm
Diámetro del acero de columna	$\emptyset_c$	5/8"	in
Distancia entre columnas	L_{ec}	3,30	m
Altura de zapata interior o central	h_z	50,00	cm
Resistencia a compresión del concreto	f'_c	310	kgf/cm ²
Resistencia a compresión del acero	f_y	4200	kgf/cm ²
Capacidad portante del suelo	σ_{adm}	39,3	tonf/m ²
Recubrimiento Art. 7.7.1- E.060	r	7,00	cm
Profundidad de desplante	D_f	1,5	m
Peso unitario del concreto	γ_c	2400	kgf/m ³
Peso unitario del suelo	γ_s	2060	kgf/m ³
Factor de reducción a flexión (9.3.2.2.a)	$\emptyset_f$	0,90	
Factor de reducción a corte (9.3.2.3)	$\emptyset_c$	0,85	
Factor de reducción por aplastamiento (9.3.2.)	$\emptyset_a$	0,70	

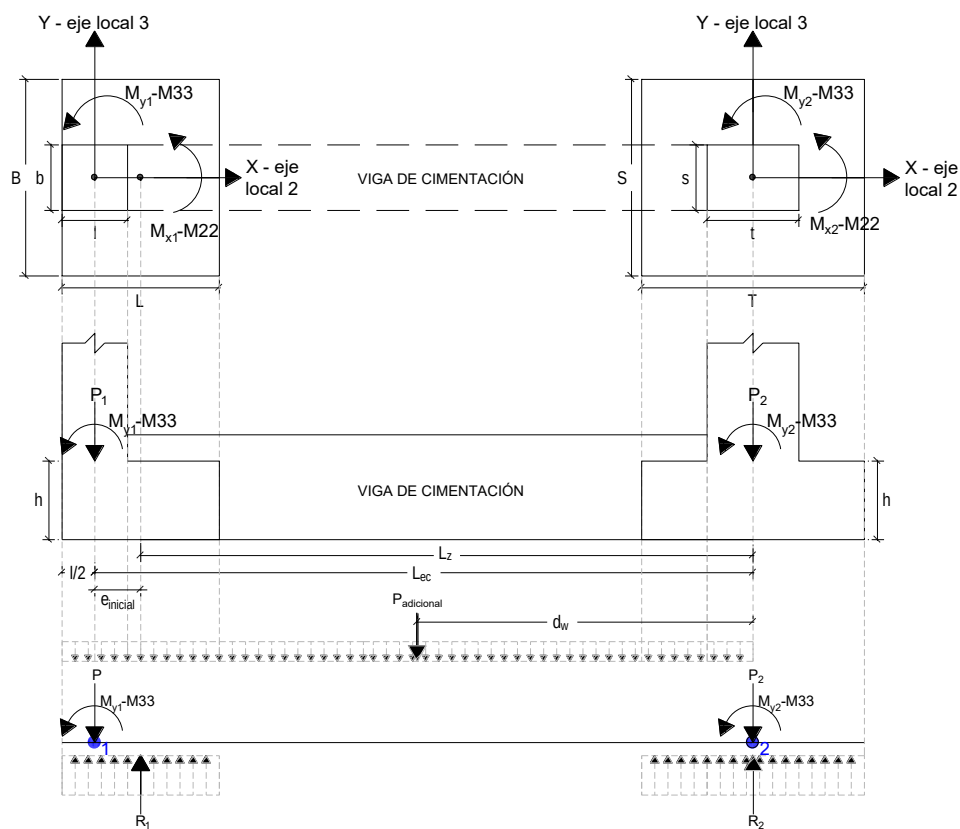
4.4.5.2.1. Solicitaciones para la zapata analizada

Las solicitaciones de la zapata central se encuentran en el diseño anterior, en la tabla 36. Entonces, solo se acotará las solicitaciones de la zapata de borde.

Tabla 36*Solicitaciones de zapata de borde*

Tipo de Carga	P (ton)	Mx (ton · m)	My (ton · m)
Muerta	25,96	−0,06	0,26
Viva	4,47	−0,02	0,08
Sismo X	−22,12	0,94	−12,82
Sismo Y	2,74	14,68	−0,49

Nota. El signo negativo en la carga axial significa que se encuentra en tracción.

Figura 179*Imagen referencial para el diseño de zapatas conectadas*

Nota. Vale aclarar, que existen distintas formas de idealizar una zapata conectada.

4.4.5.2.2. Predimensionamiento de peralte de zapata de borde

Como la zapata de borde estará conectada con la zapata central; lo idóneo es mantener una misma altura de zapata para que haya una correcta transferencia de esfuerzos.

$$\therefore h = 50 \text{ cm}$$

Como ya obtuvimos la altura de la zapata, podemos calcular la altura del terreno.

$$\therefore h_t = D_f - h = 1,5 \text{ m} - 0,5 \text{ m} = 100 \text{ cm}$$

4.4.5.2.3. Predimensionamiento de área de zapata de borde

Para entender que valores se están predimensionando y que variables se están utilizando, es necesario revisar la Fig. 179.

De acuerdo al Art. 15.2.2 de la Norma E.050, el área de la zapata se deberá calcular para condiciones de servicio y con la resistencia admisible del suelo.

Esfuerzo neto :

$$\begin{aligned}\sigma_{neto} &= \sigma_{adm} - s/c - h_t \cdot \gamma_s - h \cdot \gamma_c \\ \sigma_{neto} &= 3,93 - 0,02 - 100 \cdot 2 \cdot 10^{-6} - 50 \cdot 2,4 \cdot 10^{-6} = 35,9 \text{ ton/m}^2\end{aligned}$$

Carga de servicio:

$$P_{ser} = 25,86 + 4,47 = 30,33 \text{ ton}$$

Área mínima de zapata:

$$A_z = \frac{P_{ser}}{\sigma_{neto}} = \frac{30,33}{35,9} = 0,85 \text{ m}^2$$

Asumiremos un volado:

Se procurará asumir un volado igual al de la zapata central.

$$m = 60 \text{ cm}$$

Área de zapata a utilizar:

$$B = b + 2 \cdot m = 50 + 2 \cdot 60 = 170 \text{ y } L = l + m = 45 + 60 = 105 \text{ cm}$$

$$\therefore A_z = B \cdot L = 170 \cdot 105 = 1,79 \text{ m}^2 > 0,85 \text{ m}^2, \text{ CUMPLE}$$

4.4.5.2.4. *Predimensionamiento de viga de cimentación*

Para vigas de cimentaciones debemos tener en cuenta el Art. 21.12.3 de la Norma E.060, el cual nos indica que para vigas de cimentación sometidas a flexión (nuestro caso) se debe diseñar de acuerdo al sistema estructural que corresponda; en nuestro caso debemos cumplir lo indicado para un sistema aporticado.

$$h_c = L_{ec}/9 \sim L_{ec}/7 = 3,3/9 \sim 3,3/7 = 0,36 \text{ m} \sim 0,47 \text{ m}$$

$$\therefore \text{Tomaremos } h_c = 50 \text{ cm}$$

$$b_c = h_c/2 = 45/2 = 22,5 \text{ cm}$$

$$\therefore \text{Tomaremos } b_c = 30 \text{ cm}$$

Se puede apreciar que se consideró un ancho de mayor, ya que la viga de cimentación al estar en contacto con el terreno, necesita un mayor recubrimiento y esto va limitar la distribución del refuerzo longitudinal.

4.4.5.2.5. *Verificación de esfuerzos en dirección X-X para zapata de borde*

Este análisis dependerá del modelo matemático planteado en la Fig. 179. Sin embargo, este modelo es solo una aproximación, ya que, para un cálculo más exacto, se debería considerarse más factores.

Entonces, en la dirección X-X, no se realizará las verificaciones por esfuerzo biaxiales, Meyerhof, etc.

El cálculo detallado a continuación, será para el combo más crítico; el cual es $M + V - 0,8S_x$. Además, es evidente que en este análisis no trabajará el sismo en “Y”.

Paso 01: Cálculo de cargas puntuales y momentos.

$$P_{zapata} = h_z \gamma_c BL = 0,5 \cdot 2,4 \cdot 1,7 \cdot 1,05 = 2,14 \text{ ton}$$

$$P_{suelo} = (D_f - h_z) \gamma_s BL = (1,5 - 0,5) \cdot 2 \cdot 1,7 \cdot 1,05 = 3,57 \text{ ton}$$

$$P_{m,total} = P_m + P_{zapata} + P_{suelo} = 25,96 + 2,14 + 3,57 = 31,7 \text{ ton}$$

$$P_{s/c} = s/c \cdot BL = 0,2 \cdot 1,7 \cdot 1,05 = 0,36 \text{ ton}$$

$$P_{v,total} = P_v + P_{s/c} = 4,47 + 0,36 = 4,83 \text{ ton}$$

$$P_1 = P_{m,total} + P_{v,total} - 0,8P_{sx} = 31,7 + 4,83 - 0,8 \cdot (-22,12)$$

$$\mathbf{P_1 = 54.2 \text{ ton}}$$

$$M_{y1} = 0,26 + 0,08 - 0,8 \cdot (-12,82) = 10,6 \text{ ton} \cdot m$$

$$M_{y2} = 0,22 + 0,06 - 0,8 \cdot (-18,47) = 15,06 \text{ ton} \cdot m$$

Paso 02: Cálculo de carga puntual sobre la viga (peso adicional).

La carga viva sobre la viga se va considerar como carga muerta, ya que su valor no es significativo y así evitamos más variables.

$$P_{viga} = h_c b_c L_{ec} \gamma_c = 0,5 \cdot 0,30 \cdot 3,3 \cdot 2,4 = 1,19 \text{ ton}$$

$$P_{relleno} = b_c L_{ec} (D_f - h_c - 0,1) \gamma_s = 0,25 \cdot 3,3 \cdot 0,9 \cdot 2 = 1,49 \text{ ton}$$

$$P_{s/c} = s/c \cdot b_c L_{ec} = 0,2 \cdot 0,25 \cdot 3,3 = 0,17 \text{ ton}$$

$$\mathbf{P_{adicional} = P_a = P_{viga} + P_{relleno} + P_{s/c} = 2,85 \text{ ton}}$$

Paso 03: Características geométricas.

Excentricidad inicial: $e_i = 0,5 \cdot (L - l) = 0,5 \cdot (1,05 - 0,45) = 0,3 \text{ m}$

Longitud entre zapatas: $L_{ez} = L_{ec} - e_i = 3,3 - 0,3 = 3 \text{ m}$

Valor de “ d_w ”:

$$d_w = 0,5 \cdot (L_{ec} - 0,5 \cdot l) = 1,76 \text{ m}$$

Paso 04: Cálculo de la reacción en la zapata de borde “ R_1 ”.

$$\sum M_2 = 0$$

$$R_1 = \frac{M_{y1} + P_1 \cdot L_{ec} + P_a \cdot d_w + M_{y2}}{L_{ez}}$$

$$R_1 = \frac{10,6 + 54,2 \cdot 3,3 + 2,85 \cdot 1,76 + 15,06}{3} = 69,84 \text{ ton}$$

Paso 05: Cálculo de esfuerzo en la zapata de borde.

$$\sigma = \frac{R_1}{BL} = \frac{69,84}{1,7 \cdot 1,05} = 3,91 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Paso 06: Verificamos que el esfuerzo máximo sea menor al admisible.

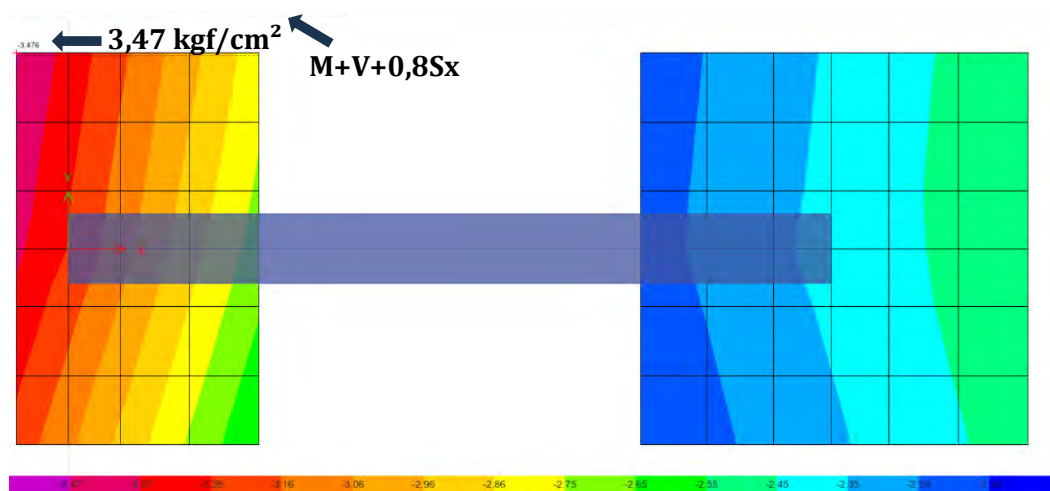
$$1,3 \cdot \sigma_{adm} = 5,11 \text{ kgf/cm}^2 > \sigma_{x,max} = 3,91 \text{ kgf/cm}^2$$

$\therefore$ Cumple

Finalmente, en la Fig. 180, vemos que el valor del esfuerzo calculado varía un poco; y esto es debido al modelo matemático, ya que es una aproximación.

Figura 180

Esfuerzo máximo en Safe para zapata de borde en dirección X-X



Nota. Se colocó el esfuerzo y el combo de forma adicional para una mejor apreciación.

Tabla 37*Verificación de esfuerzo en zapata de borde (x-x)*

VERIFICACIÓN DE ESFUERZOS EN ZAPATA EXCÉNTRICA (X-X)							
<i>Combinaciones</i>	<i>P (ton)</i>	<i>M_{y1} (ton.m)</i>	<i>M_{y2} (ton.m)</i>	<i>R_I (kgf/cm²)</i>	<i>σ (kgf/cm²)</i>	<i>σ_{límite} (kgf/cm²)</i>	<i>Verificación</i>
M+V	36,50	0,34	0,28	41,91	2,35	3,93	Cumple
M+V+0,8S _x	18,80	-9,92	-14,50	14,10	0,79	5,11	Cumple
M+V-0,8S _x	54,20	10,60	15,06	69,72	3,91	5,11	Cumple
0,9M+0,8S _x	10,81	-10,02	-14,58	5,09	0,28	5,11	Cumple
0,9M-0,8S _x	46,20	10,49	14,97	60,70	3,40	5,11	Cumple

4.4.5.2.6. Verificación de esfuerzos en dirección Y-Y para zapata de borde

La verificación de esfuerzos en la dirección Y-Y, será el mismo que se realizó para una zapata aislada, ya que, en el eje “Y”, la zapata es concéntrica. Por lo tanto, solo se presentarán las tablas con los resultados de las verificaciones y la contrastación del esfuerzo máximo con Safe.

No se realizará la verificación por esfuerzos biaxiales, ya que, en la dirección X-X, los momentos van a ser absorbidos por la viga de cimentación; por lo tanto, no habrá esa transferencia de momentos y solo debemos analizar en una dirección, entonces solo usaremos la verificación de esfuerzo con distribución trapezoidal o triangular y el método de Meyerhof.

Verificación triangular

Se está realizando la verificación triangular, porque la zapata de borde va superar el límite de $B/6$, en la dirección “Y”.

Tabla 38*Verificación de esfuerzos en zapata de borde por distribución triangular*

VERIFICACIÓN POR ESFUERZO TRIANGULAR							
<i>Combinaciones</i>	<i>P (ton)</i>	<i>M_x (ton.m)</i>	<i>e_y (cm)</i>	<i>B/6 (cm)</i>	<i>σ_y (kgf/cm²)</i>	<i>σ_{límite} (kgf/cm²)</i>	<i>Verificación</i>
M+V	36,50	-0,08	0,22	28,33	0,00	3,93	No Aplica
M+V+0,8Sy	38,69	11,66	30,15	28,33	4,48	5,11	Cumple
M+V-0,8Sy	34,31	-11,82	34,47	28,33	4,31	5,11	Cumple
0,9M+0,8Sy	30,70	11,69	38,08	28,33	4,15	5,11	Cumple
0,9M-0,8Sy	26,31	-11,80	44,84	28,33	4,16	5,11	Cumple

Nota. El valor de la primera combinación se puede encontrar en la tabla 32.

Verificación por Meyerhof

De acuerdo a la Norma E.050, este es el método que debería aplicarse para cimientos cargados excéntricamente; sin embargo, el programa Safe trabaja con el método de elementos finitos y es por eso que el método biaxial se aproxima más a sus resultados.

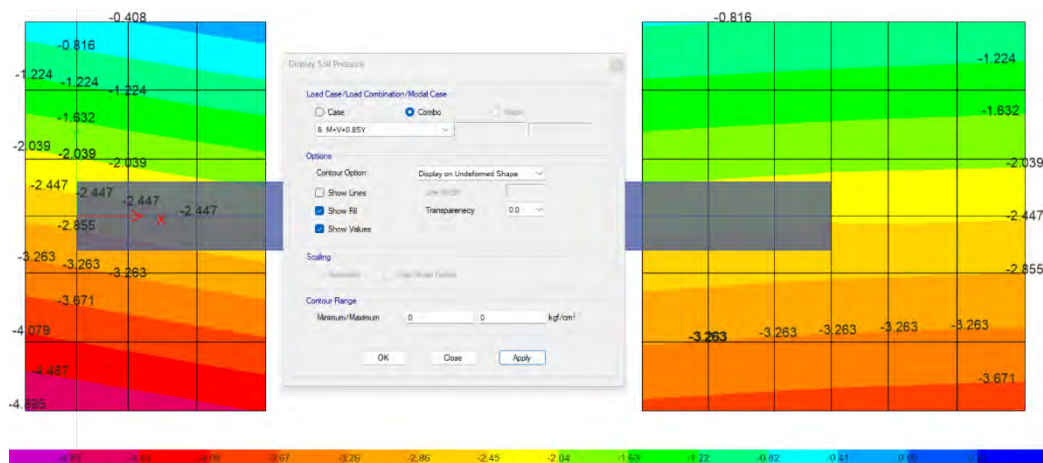
Tabla 39*Verificación de esfuerzos en zapata de borde por Meyerhof*

VERIFICACIÓN POR ESFUERZOS DE MEYERHOF E.050								
<i>Combinaciones</i>	<i>P (ton)</i>	<i>e_x (cm)</i>	<i>e_y (cm)</i>	<i>B' (m)</i>	<i>L' (m)</i>	<i>σ (kgf/cm²)</i>	<i>σ_{límite} (kgf/cm²)</i>	<i>Verificación</i>
M+V	36,50	0,00	0,22	1,70	1,05	2,05	3,93	Cumple
M+V+0,8Sy	38,69	0,00	30,15	1,10	1,05	3,36	5,11	Cumple
M+V-0,8Sy	34,31	0,00	34,47	1,01	1,05	3,23	5,11	Cumple
0,9M+0,8Sy	30,70	0,00	38,08	0,94	1,05	3,12	5,11	Cumple
0,9M-0,8Sy	26,31	0,00	44,84	0,80	1,05	3,12	5,11	Cumple

Nota. La excentricidad en "X" es cero, ya que, al estar conectada en esa dirección, los momentos que van generar excentricidad serán absorbidos por la viga de cimentación.

Figura 181

Esfuerzo máximo en Safe para zapata de borde Y-Y



Nota. Vale aclarar que hay una viga de cimentación conectando ambas zapatas.

Se puede apreciar que los valores en la Fig. 181 superan al calculado por distribución de esfuerzos triangulares; sin embargo, aun así, hay una aproximación. Respecto al método de Meyerhof si hay una diferencia notaria y como se mencionó anteriormente, esto es debido a que la capacidad de carga por el método de Meyerhof es bastante conservadora.

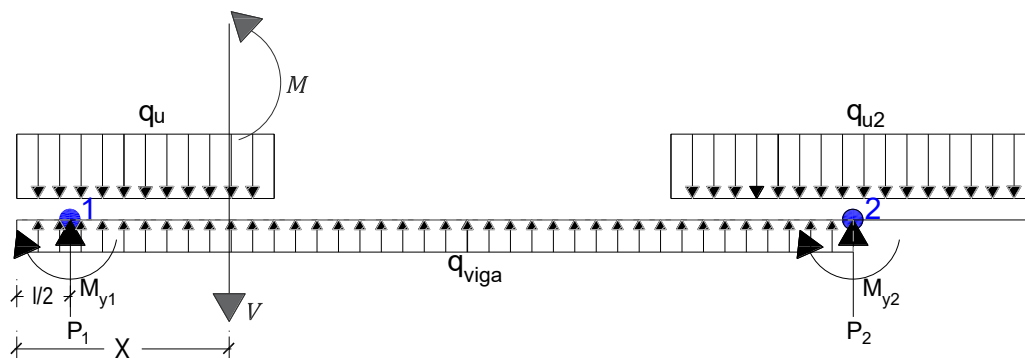
Si no colocamos la viga de cimentación los valores de los esfuerzos serían muy altos, ya que no habría una transferencia de momentos.

4.4.5.2.7. Diseño a flexión de viga de cimentación

Normalmente, en los libros, se coloca ejemplos de vigas de cimentación, pero solo para cargas gravitacionales, o sea, sin considerar el sismo. Entonces, la fórmula para momento máximo que usan no se puede extrapolar a nuestro caso en el que si existe sismo. Por lo tanto, se calculará de la siguiente manera:

Figura 182

Modelo matemático para cálculo de momento máximo en zapata conectada



Nota. Este es un modelo idealizado, así como otros tantos.

Ecuación de cortante:

$$V_{(x)} = P_1 - q_u \cdot x + q_{viga} \cdot x$$

Ecuación de momento:

$$M_{(x)} = P_1 \cdot \left(x - \frac{l}{2}\right) - q_u \cdot 0,5x^2 + M_{y1} + q_{viga} \cdot 0,5x^2$$

Valor de “x” para momento máximo:

$$x = \frac{-b}{2a} = \frac{-P_1}{2 \cdot (-q_u \cdot 0,5 + q_{viga} \cdot 0,5)} = \frac{P_1}{q_u - q_{viga}}$$

Paso 01: Cálculo cargas mayoradas de acuerdo a la Norma E.060

Se realizará el mismo proceso que en la verificación de esfuerzos para la dirección “X”, pero esta vez con las cargas mayoradas para obtener los esfuerzos últimos. No es necesario que en este cálculo los esfuerzos tengan que ser menor que el esfuerzo límite.

Tabla 40*Esfuerzos últimos en zapata de borde con viga de cimentación X-X*

ESFUERZOS ÚLTIMOS EN ZAPATA DE BORDE (X-X)						
<i>Combinaciones</i>	<i>P</i> (ton)	<i>M_{y1}</i> (ton.m)	<i>M_{y2}</i> (ton.m)	<i>R_l</i> (ton)	<i>σ_u</i> (kgf/cm ²)	<i>P_{adicional}</i> (ton)
1,4M+1,7V	52,55	0,50	0,41	60,28	3,38	3,70
1,25(M+V)+S _x	23,50	-12,40	-18,12	17,62	0,99	3,30
1,25(M+V)-S_x	67,74	13,25	18,82	87,15	4,88	3,30
0,9M+S _x	6,38	-12,59	-18,27	-1,87	-0,10	2,38
0,9M-S _x	50,62	13,05	18,67	67,66	3,79	2,38

Entonces se tomará los valores del combo $1,25(M + V) - S_x$, ya que presenta el caso más desfavorable.

Paso 02: Cálculo del momento máximo de diseño.

$$q_u = R_1/L = 87,15/1,05 = 83 \text{ ton/m}$$

$$q_{viga} = P_{adicional}/(0,5l + L_{ec}) = 3,3/(0,5 \cdot 0,45 + 3,3) = 0,94 \text{ ton/m}$$

$$x = \frac{P_1}{q_u - q_{viga}} = \frac{67,74}{83 - 0,94} = 0,825 \text{ m}$$

$$M_{(0,825)} = 67,74 \cdot \left(0,825 - \frac{0,45}{2}\right) - (83 - 0,94) \cdot 0,5 \cdot 0,825^2 + 13,25$$

$$M_{max} = M_u = 25,97 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

Paso 03: Cálculo de acero requerido.

Se usará 2 capas, por lo tanto $d_c = h_c - 9 \text{ cm} = 50 - 9 = 41 \text{ cm}$.

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b_c \cdot d_c}{f_y} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_u}{0,9 \cdot 0,85 \cdot f'_c \cdot b_c \cdot d_c^2}}\right)$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot 310 \cdot 30 \cdot 41}{4200} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 25,97 \cdot 10^5}{0,9 \cdot 0,85 \cdot 310 \cdot 30 \cdot 41^2}}\right)$$

$$A_s = 19,13 \text{ cm}^2$$

Paso 04: Cálculo de acero mínimo y máximo.

Acero mínimo de acuerdo al Artículo 10.5.2:

$$A_{smin} = \frac{0,7\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d = \frac{0,7 \cdot \sqrt{310} \cdot 30 \cdot 41}{4200} = 3,61 \text{ cm}^2$$

Acero máximo de acuerdo al Artículo 10.3.4:

$$A_{smax} = 0,75\rho_b b_w d = 0,75 \frac{0,85f'_c \beta_1}{f_y} \left(\frac{0,003}{\varepsilon_{ty} + \varepsilon_c} \right) b_w d_t$$

$$A_{smax} = 0,75 \frac{0,85 \cdot 310 \cdot 30 \cdot 0,85}{4200} \left(\frac{0,003 \cdot 44}{0,0021 + 0,003} \right) = 31,05 \text{ cm}^2$$

Además, para vigas de pórticos se debe cumplir el Art. 21.5.2.1:

$$\rho_{max} \leq 0,025 \rightarrow A_{smax} = 30 \cdot 49 \cdot 0,025 = 36,75 \text{ cm}^2$$

$$\therefore A_s = 19,8 \text{ cm}^2 < A_{smax} = 31,05 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Cumple}$$

Paso 05: Diseño de acero.

Entonces, se colocará $3\emptyset 1'' + 2\emptyset 3/4''$, que es equivale a un área de $A^-_{s,colocado} = 20,9 \text{ cm}^2$.

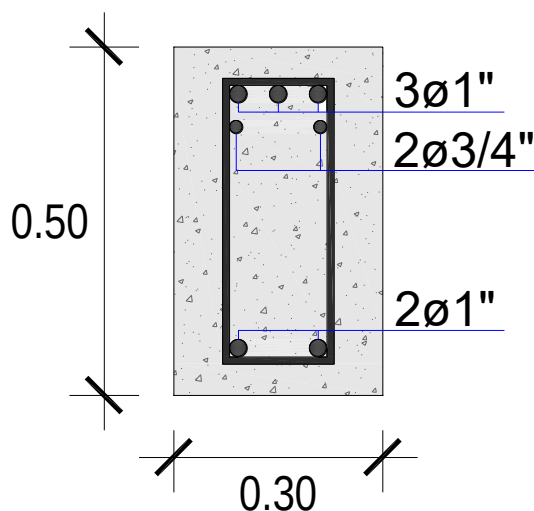
$$\therefore A^-_{s,colocado} = 20,9 \text{ cm}^2 > A_{s,requerido} = 19,13 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Cumple}$$

Es necesario aclarar que este acero es para el momento máximo a tracción (momento negativo), y para el caso de acero a compresión; la demanda es muy baja, entonces como la viga de cimentación deber ser diseñada en función al sistema estructural; aplicaremos el requisito de diseño para vigas de pórticos del Art. 21.5.2.2.

$$\therefore A^+_{s,requerido} = A^-_{s,requerido}/2 = 19,13/2 = 9,5 \text{ cm}^2$$

Entonces, se colocará $2\emptyset 1''$, que es equivale a un área de $A^+_{s,colocado} = 10,3 \text{ cm}^2$.

$$\therefore A^+_{s,colocado} = 10,3 \text{ cm}^2 > A^+_{s,requerido} = 9,5 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Cumple}$$

Figura 183*Detalle transversal de viga de cimentación*

Nota. Se aprecia como el recubrimiento complica la distribución del acero.

4.4.5.2.8. Diseño a corte de viga de cimentación

Normalmente, el diseño a corte no predomina en las vigas de cimentación; sin embargo, tenemos una luz corta y se podría darse el caso.

Paso 01: Cálculo de la cortante de diseño

De acuerdo al Art. 11.1.3.1, podemos tomar la cortante de diseño a una distancia “ d ” de la cara de la columna.

$$V_u = V_{(0,635)} = 67,74 - 87,15 \cdot 0,635 + 0,94 \cdot 0,635 = 13 \text{ ton}$$

Paso 02: Cálculo de la cortante en los estribos.

Se hará de acuerdo al Art. 11.1.1 y el aporte del concreto de acuerdo al Art. 11.3.1.1.

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{V_u}{\phi} - 0,53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_s = \frac{13}{0,85} - 0,53 \cdot \sqrt{310} \cdot 25 \cdot 41 \cdot 10^{-3} = 5,73 \text{ ton}$$

Paso 08: Refuerzo mínimo de cortante de acuerdo al artículo 11.5.6 y 21.5.3.2.

Se va suponer una separación de máxima de 30 cm de acuerdo al Art. 21.5.3.2.

Art. 11.5.6

$$A_{v,min} = 0,2 \sqrt{f'_c} \frac{b_w s_{max}}{f_y} = 0,2 \cdot \sqrt{310} \cdot \frac{30 \cdot 30}{4200} = 0,75 \text{ cm}^2$$

$$0,75 \text{ cm}^2 > 3,5 \frac{b_w s_{max}}{f_y} = 3,5 \cdot \frac{25 \cdot 30}{4200} = 0,62 \text{ cm}^2 \rightarrow A_{v,min} = 0,75 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, se puede usar refuerzo transversal de 3/8", donde $A_v = 2 \cdot 0,71 = 1,42 \text{ cm}^2$.

Art. 21.5.3.2

Caso I : $\phi_l \leq 1'' \rightarrow \phi_{t,min} = 3/8''$

Caso II : $\phi_l > 1'' \rightarrow \phi_{t,min} = 1/2''$

$$\phi_{l,max} = 1'' \rightarrow \text{Caso I} \rightarrow \phi_{t,min} = 3/8''$$

$\therefore$ Usar refuerzo transversal de 3/8"

Paso 09: Separación de estribos de acuerdo al Art. 11.5.7.9.

$$s = \frac{A_v f_y d}{V_s} = \frac{1,42 \cdot 4200 \cdot 41}{5,73 \cdot 10^3} = 42,67 \text{ cm}$$

4.4.5.2.9. *Requisitos de confinamiento para viga de cimentación*

Paso 01: Longitud de confinamiento de acuerdo al Art. 21.5.3.1.

Donde la longitud de confinamiento es $2h = 2 \cdot 41 = 82 \text{ cm} \cong 100 \text{ cm}$.

Paso 02: Verificación de la separación máxima de acuerdo al Art. 21.5.3.2.

Donde el espaciamiento no debe exceder de:

- $d/4 = 41/4 = 10,25 \text{ cm}$.
- $8\phi_{l,min} = 8 \cdot 1,91 = 15,28 \text{ cm}$
- $24\phi_t = 24 \cdot 0,95 = 22,8 \text{ cm}$
- 300mm

$\therefore$ Espaciamiento en zona de confinamiento = 10 cm

Paso 03: Separación más allá de la longitud de confinamiento de acuerdo al Art. 21.5.3.4.

Espaciamiento mínimo para la zona no confinada = $d/2 = 41/2 = 20,5 \text{ cm}$

Este espaciamiento no debe ser mayor al calculado para la fuerza cortante solicitante. Donde $s = 42,67 \text{ cm}$; por lo tanto, usaremos el espaciamiento mínimo del Art. 21.5.3.4. Entonces, se usará un espaciamiento de 20 cm .

$\therefore$ Distribución $\phi_t 3/8$: 01@5 cm, 10@10 cm y Resto@20 cm

4.4.5.2.10. *Diseño a flexión de zapata de borde Y-Y*

Se calculará los esfuerzos últimos en la dirección del eje “Y”, se entiende que esta dirección es más crítica porque no se encuentra la viga de cimentación; pudiendo considerarse usar en la otra dirección tan solo el acero mínimo. En la siguiente tabla se mostrarán los esfuerzos últimos solo para los casos donde interviene el sismo en “Y”.

El cálculo de los esfuerzos últimos se realizará por el método de distribución triangular para cargas excéntricas, ya que es la que se aproxima a los valores de Safe. Además, el límite de excentricidad máxima no será necesario cumplir; porque este criterio se aplica para verificaciones elásticas. Por último, se entiende que el primer caso de carga no se va aplicar, ya que no presenta excentricidad, y en consecuencia es el menos crítico de los combos de carga.

Tabla 41

Esfuerzos últimos para zapata de borde Y-Y

ESFUERZO ÚLTIMO POR DISTRIBUCIÓN TRIANGULAR				
<i>Combinaciones</i>	<i>P (ton)</i>	<i>M_x (ton.m)</i>	<i>e_y (cm)</i>	<i>σ_y (kgf/cm²)</i>
1,4M+1,7V	52,55	-0,12	0,22	0,00
1,25(M+V)+S _y	48,36	14,58	30,15	5,60
1,25(M+V)-S _y	42,88	-14,78	34,47	5,39
0,9M+S _y	31,24	14,63	46,81	5,19
0,9M-S _y	25,76	-14,73	57,19	5,88

Paso 01: Obtenemos el esfuerzo último máximo.

$$\sigma_{u,m\acute{a}x} = 5,60 \text{ kgf/cm}^2$$

Paso 02: Cálculo de la carga distribuida en función al esfuerzo máximo.

$$q_u = \sigma_{u,m\acute{a}x} \cdot L = 5,60 \cdot 105 = 58,97 \text{ ton/m}$$

Paso 03: Cálculo del momento máximo.

De acuerdo al comportamiento que presenta una zapata, se puede calcular el momento máximo considerando que se comporta como una viga en voladizo, donde el apoyo vendría a ser la columna.

$$M_u = \frac{q_u \cdot m^2}{2} = \frac{58,97 \cdot 0,6^2}{2} = 10,62 \text{ ton} \cdot m$$

4.4.5.2.11. Diseño a flexión de zapata de borde X-X

Como se comentó con anterioridad, los esfuerzos en esta dirección son mucho menores; por lo tanto, se mantendrá la distribución de refuerzo por acero mínimo.

$\therefore$ Se usará 6 ϕ 5/8"@30 cm

4.4.5.2.12. Verificación por punzonamiento

Paso 01: Obtenemos el esfuerzo último máximo.

$$\sigma_{u,m\acute{a}x} = 5,60 \text{ kgf/cm}^2$$

Paso 02: Calculamos la cortante demandante por punzonamiento.

De acuerdo al Art. 11.12.1.2, el cortante crítico se calculará a una distancia $d/2$ en todo su perímetro de la columna. Entonces, tenemos que:

$$V_u = \sigma_{u,m\acute{a}x} (B \cdot L - (l + 0,5 \cdot d) \cdot (b + d))$$

$$V_u = 5,60 \cdot (170 \cdot 105 - (45 + 0,5 \cdot 40) \cdot (50 + 40)) = 67,2 \text{ ton}$$

Paso 03: Calculamos la resistencia del concreto a punzonamiento.

La resistencia del concreto a punzonamiento se calcula de acuerdo a lo indicado en el Art. 11.12.2.1, presentándose tres casos; y tomando el menor de ellos.

Primero calcularemos el valor de b_0 , que hace referencia al perímetro de la sección crítica a una distancia de $d/2$ de la zona de carga (sección de columna).

$$b_0 = l + b + 2d = 45 + 50 + 2 \cdot 40 = 175 \text{ cm}$$

Caso I (Depende de la relación de lados de la columna):

$$\beta = b/l = 0,50/0,45 = 1,11$$

$$V_{c1} = 0,53(1 + 2/\beta)\sqrt{f'_c} \cdot b_0 \cdot d$$

$$V_{c1} = 0,53 \cdot \left(1 + \frac{2}{1,11}\right) \cdot \sqrt{310} \cdot 175 \cdot 40 = 183,02 \text{ ton}$$

Caso II (Depende de la ubicación de la carga concentrada):

$$\text{Para columna de borde } \alpha_s = 30$$

$$V_{c2} = 0,27 \left(\frac{\alpha_s \cdot d}{b_0} + 2 \right) \sqrt{f'_c} \cdot b_0 \cdot d$$

$$V_{c2} = 0,27 \left(\frac{30 \cdot 40}{175} + 2 \right) \sqrt{310} \cdot 175 \cdot 40 = 294,74 \text{ ton}$$

Caso III (Cálculo tradicional):

$$V_{c3} = 1,06 \sqrt{f'_c} \cdot b_0 \cdot d = 1,06 \cdot \sqrt{310} \cdot 175 \cdot 40 = 130,64 \text{ ton}$$

Paso 04: Verificación de cortante por punzonamiento.

$$\phi_c \cdot \min(V_{c1}, V_{c2}, V_{c3}) = 0,85 \cdot 130,64 = 111,05 \text{ ton} > V_u = 67,2 \text{ ton}$$

$\therefore$ Cumple

4.4.5.2.13. Verificación de cortante por flexión

Paso 01: Obtenemos el esfuerzo último máximo.

$$\sigma_{u,m\acute{a}x} = 5,60 \text{ kgf/cm}^2$$

Paso 02: Cálculo de la cortante por flexión demandante.

De acuerdo al Art. 11.1.3.1, el cortante crítico se calculará a una distancia “d” de la zona de apoyo. Como estamos trabajando con una zapata rectangular; el lado más crítico será el corto (eje X).

$$V_u = \sigma_{u,m\acute{a}x} (m - d) \cdot B = 5,60 \cdot (60 - 40) \cdot 170 = 19,04 \text{ ton}$$

Paso 03: Cálculo de la resistencia a cortante por flexión.

Se calculará de acuerdo al Art. 11.8.5 de la Norma E.060.

$$V_c = 0,53 \sqrt{f'_c} \cdot B \cdot d = 0,53 \cdot \sqrt{310} \cdot 170 \cdot 40 = 63,45 \text{ ton}$$

Paso 04: Verificación de cortante por flexión.

$$\phi_c \cdot V_c = 0,85 \cdot 63,45 = 53,94 > V_u = 19,04$$

$\therefore$ Cumple

4.4.5.2.14. Verificación por aplastamiento

Paso 01: Obtenemos de la carga puntual última máxima

A diferencia de las demás verificaciones, la carga puntual última máxima, se encontrará en el combo $1,4M + 1,7V$.

$$P_{u,máx} = 1,4M + 1,7V = 1,4 \cdot 25,96 + 1,7 \cdot 4,47 = 43,94 \text{ ton}$$

Paso 02: Cálculo de la capacidad por aplastamiento del concreto.

Se calculará de acuerdo al Art. 10.17.1 de la Norma E.060. Donde, entrarán en juego los valores de A_1 (Área cargada) y A_2 (Área de la base inferior); donde “ A_2 ” para una zapata rectangular sería igual al área A_1 .

$$P_n = 0,85 \cdot f'_c \cdot A_1 \cdot \sqrt{A_2/A_1}, \text{ donde } \sqrt{A_2/A_1} \leq 2$$

$$P_n = 0,85 \cdot 310 \cdot 45 \cdot 50 \cdot 1 = 592,88 \text{ ton}$$

Paso 03: Verificación por aplastamiento.

$$\phi_a \cdot V_c = 0,70 \cdot 592,88 = 415,01 \text{ ton} > V_u = 43,94 \text{ ton}$$

$\therefore$ Cumple

4.4.5.2.15. Corte y desarrollo de refuerzo

Puede darse el caso que la longitud de desarrollo sea menor que el volado; sin embargo, normalmente no se corta el acero y permanece continuo en toda su longitud, dejando el recubrimiento correspondiente en los límites. En caso, no se cumpla la longitud de desarrollo se puede utilizar gancho estándar.

De acuerdo al Art. 12.10.3 añadimos d o $12d_b$, a partir del punto teórico de corte; que en nuestro caso será la cara de la columna. Además, el Art.12.10.4 nos indica que, si tenemos más de 2 bastones a desarrollar, entonces se tendrá que añadir una distancia equivalente a la longitud de desarrollo; que en nuestro caso sería de compresión.

$$l_{dg} = 0,075 \cdot f_y \cdot d_b / \sqrt{f'_c} = 0,075 \cdot 4200 \cdot 1,59 / \sqrt{310} = 28,44 \text{ cm}$$

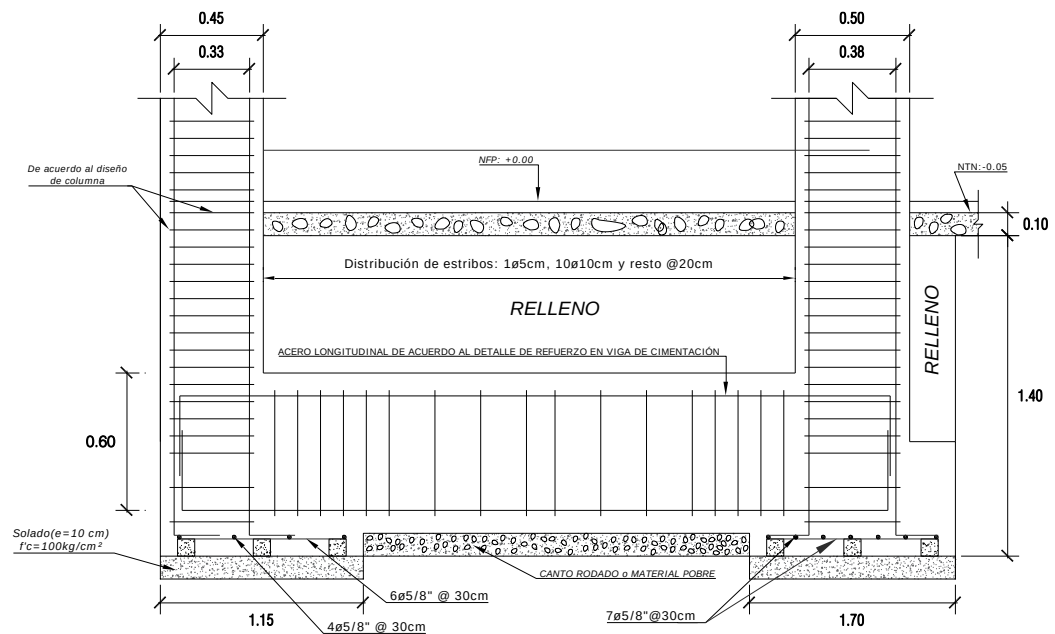
$$d = 40 \text{ cm y } 12d_b = 12 \cdot 1,59 = 19,08 \text{ cm}$$

$$\therefore \text{Se extenderá } \max(l_{dg}, d, 12d_b) = 40 \text{ cm} < m = 60 \text{ cm}$$

Como es menor al ancho de volado, no será necesario utilizar gancho estándar.

Figura 184

Detalle de diseño de zapata conectada mediante viga de cimentación



Nota. Esta imagen no representa las dimensiones reales de la viga de cimentación y de los anchos de la zapata, con la finalidad de apreciar mejor la imagen.

4.4.5.3. Diseño de zapata combinada

Se realizará el diseño de la Fig. 173. En este caso, el diseño de una zapata combinada lo trabajaremos con un método más sofisticado; el cual fue publicado en el artículo *Diseño de zapatas combinadas de lindero de forma rectangular utilizando un nuevo modelo* (Luévanos, 2014).

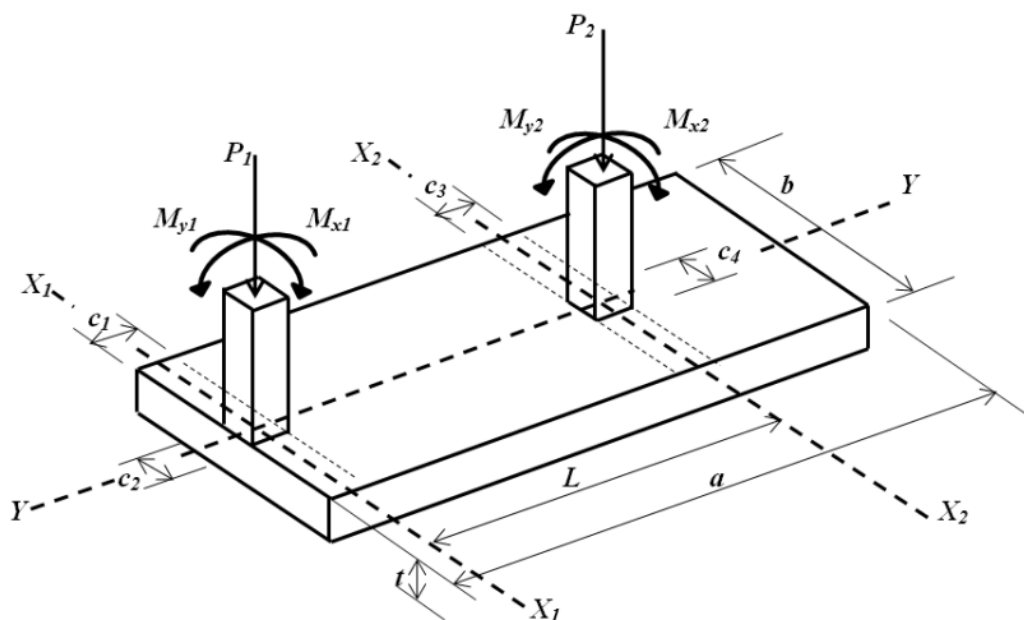
Respecto al método a utilizar, su principal objetivo es trabajar con un modelo matemático que nos arroje valores más “precisos”, que como consecuencia generen un diseño más económico, ya que el método clásico uniformiza el esfuerzo máximo en toda la zapata, lo cual genera un diseño más conservador y mucho más costoso. Tener en

cuenta, que los resultados de las presiones no van a variar; solo la etapa de diseño se verá afectada.

En la Fig.184, se puede apreciar la convención de los signos y la orientación de los ejes. Sin embargo, nosotros trabajaremos con la convención del eje “X” en la longitud más larga y el eje “Y” en la más corta.

Figura 185

Zapata combinada de borde sometida a cargas reales



Nota. En la figura el eje “Y” está en la longitud larga y “X” en la longitud corta; sin embargo, invertiremos esta convención; pero, los nombres de las secciones se mantendrán igual.

Tabla 42*Datos generales para el diseño de zapata combinada*

Datos generales para el diseño de zapata combinada			
Peralte de columna de borde (Y-Y)	c_1	45,00	cm
Ancho de columna de borde(X-X)	c_2	50,00	cm
Peralte de columna interior (Y-Y)	c_3	50,00	cm
Ancho de columna interior (X-X)	c_4	50,00	cm
Diámetro del acero de columna	$\emptyset_c$	5/8"	in
Distancia entre eje de columnas	L_{ec}	3,30	m
Resistencia a compresión del concreto	f'_c	310	kgf/cm ²
Resistencia a compresión del acero	f_y	4200	kgf/cm ²
Capacidad portante del suelo	σ_{por}	39,3	tonf/m ²
Recubrimiento Art. 7.7.1- E.060	r	7,00	cm
Profundidad de desplante	D_f	1,5	m
Peso unitario del concreto	γ_c	2400	kgf/m ³
Peso unitario del suelo	γ_s	2060	kgf/m ³
Factor de reducción a flexión (9.3.2.2.a)	$\emptyset_f$	0,90	
Factor de reducción a corte (9.3.2.3)	$\emptyset_c$	0,85	
Factor por aplastamiento (9.3.2.)	$\emptyset_a$	0,70	

4.4.5.3.1. Solicitaciones para la zapata analizada

Las solicitaciones de la zapata central se encuentran en el diseño anterior, en la tabla 36. Entonces, solo se acotará las solicitaciones de la zapata de borde.

Tabla 43*Solicitaciones para zapata combinada*

	Tipo de Carga	P (ton)	Mx (ton · m)	My (ton · m)
Columna exterior	Muerta	25,96	−0,06	0,26
	Viva	4,47	−0,02	0,08
	Sismo X	−22,12	0,94	−12,82
	Sismo Y	2,74	14,68	−0,49
Columna interior	Muerta	49,28	−0,16	0,22
	Viva	10,86	−0,03	0,06
	Sismo X	7,42	−0,13	−18,47
	Sismo Y	1,2	15,83	−0,72

4.4.5.3.1. Predimensionamiento de peralte

Como la zapata de borde estará conectada con la zapata central; lo idóneo es mantener una misma altura de zapata para que haya una correcta transferencia de esfuerzos. Colocaremos el mismo peralte que en los casos anteriores:

$$\therefore h = 50 \text{ cm}$$

4.4.5.3.2. Capacidad de carga disponible del suelo

De acuerdo al Art. 15.2.2 de la Norma E.050, el área de la zapata se deberá calcular para condiciones de servicio y con la resistencia admisible del suelo.

$$\sigma_{adm} = \sigma_{por} - \gamma_s \cdot (D_f - h) - \gamma_c \cdot h$$

$$\sigma_{adm} = 3,93 - 0,002 \cdot (150 - 50) - 0,0024 \cdot 50 = 3,61 \text{ kgf/cm}^2$$

4.4.5.3.3. Predimensionamiento de zapata combinada

De acuerdo al artículo se predimensionará de modo que se cumpla que la presión admisible sea mayor a la presión unidireccional. El artificio aplicado es el mismo que en el método clásico, con la finalidad de que el centro geométrico de la zapata coincida con el punto de aplicación de la carga resultante de ambas columnas.

Entonces, se utilizará las fórmulas indicadas para cada combinación; obteniéndose los resultados mostrados en la tabla 44.

$$a = 2 \cdot \left(\frac{c_1}{2} + \frac{P_2 \cdot L - M_y}{R} \right), \text{ donde } R = P_1 + P_2 \text{ y } M_y = M_{y1} + M_{y2}$$

$$b = \frac{R + \sqrt{R^2 + 24\sigma_{adm} \cdot a \cdot M_x}}{2\sigma_{adm} \cdot a}, \text{ donde } M_x = M_{x1} + M_{x2}$$

Podemos calcular la excentricidad en el eje corto (Y), y en función a eso recalculamos el valor de "b".

$$\text{si } y_r \geq \frac{b}{6} \rightarrow b = \frac{2M_y}{R} + \frac{4R}{3a\sigma_{adm}}, \text{ donde } y_r = \frac{M_x}{R}$$

Tabla 44

Predimensionamiento de zapata combinada

PREDIMENSIONAMIENTO		
Combinaciones	a (m)	b (m)
M+V	4,82	0,50
M+V+0,8Sx	6,60	0,36
M+V-0,8Sx	3,44	0,77
0,9M+0,8Sx	7,26	0,25
0,9M-0,8Sx	3,00	0,66
M+V+0,8Sy	4,76	1,24
M+V-0,8Sy	4,88	0,10
0,9M+0,8Sy	4,69	1,24
0,9M-0,8Sy	4,84	-0,27

Se puede apreciar que hay una gran variación de los valores "a" para el sismo en "X", y esto se debe principalmente a que hay una carga axial en "X" que se encuentra en tracción; lo cual está afectando los cálculos. El signo negativo también hace referencia a existan valores negativos que estén incumpliendo con las fórmulas utilizadas.

$\therefore$ tomaremos $a = 4,4 \text{ m}$ y $b = 1,3 \text{ m}$

4.4.5.3.4. Verificación de esfuerzos en estado de servicio

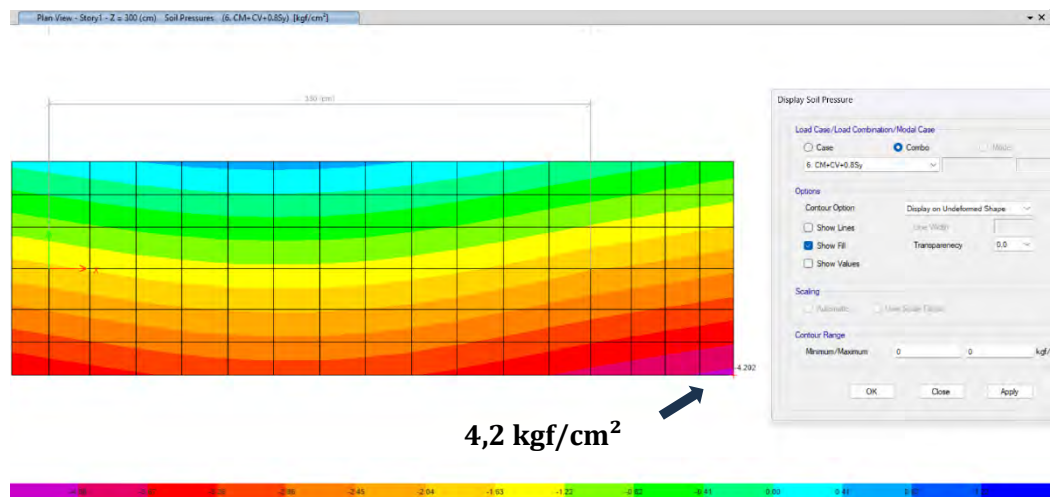
En este caso, aplicaremos la ecuación general para el cálculo de presiones sometida a flexión bidireccional. No se va profundizar en el cálculo, ya que es el mismo aplicado en los diseños anteriores de zapatas; sin embargo, hay que tener en cuenta que en este caso no estamos tomando los valores que exactamente indica el predimensionamiento para cada caso; esto generará una excentricidad; la cual se considerará como un momento aplicando en "Y".

Tabla 45

Verificación de presiones por el método biaxial en zapatas combinadas

Verificación de presiones en estado de servicio						
<i>Combinaciones</i>	<i>P (ton)</i>	<i>M_x (ton.m)</i>	<i>M_y (ton.m)</i>	<i>σ_{máx} (kgf/cm²)</i>	<i>σ_{límite} (kgf/cm²)</i>	<i>Verificación</i>
M+V	90,57	18,97	0,62	2,06	3,93	Cumple
M+V+0,8S _x	78,81	86,81	-24,41	3,48	5,11	Cumple
M+V-0,8S _x	102,33	-48,88	25,65	3,03	5,11	Cumple
0,9M+0,8S _x	55,96	80,04	-24,60	2,92	5,11	Cumple
0,9M-0,8S _x	79,48	-55,66	25,46	2,78	5,11	Cumple
M+V+0,8S _y	93,72	16,88	-0,35	3,99	5,11	Cumple
M+V-0,8S_y	87,42	21,06	1,59	4,02	5,11	Cumple
0,9M+0,8S _y	70,87	10,10	-0,54	3,43	5,11	Cumple
0,9M-0,8S _y	64,56	14,28	1,40	3,45	5,11	Cumple

Realizaremos una pequeña verificación con el Software Safe del esfuerzo máximo que corresponde al combo $M + V - 0,8S_y$, de la tabla 45.

Figura 186*Presión máxima en Safe para zapata combinada*

Nota. Hay que tener cuidado con los esfuerzos muy elevados en los extremos.

De acuerdo a la tabla 45 y la Fig. 186 se puede apreciar que los valores son cercanos, y la pequeña variación es debido a que Safe trabaja con el método de elementos finitos.

4.4.5.3.5. *Diseño a flexión de zapata combinada*

Para el cálculo de momentos, nos guiaremos de la Fig. 187. Además, es necesario aclarar que para el cálculo de los momentos transversales; se están considerando anchos de " b_1 " y " b_2 ", esto también afectará a la distribución de las presiones.

A continuación, se colocarán las fórmulas utilizadas para crear la tabla 46.

Distribución de momentos de esfuerzos

Dirección longitudinal:
$$\sigma_{(x,y)} = \frac{P_1 + P_2}{ab} + \frac{12M_{x1} \cdot y}{ab^3}$$

Dirección transversal (columna interior):
$$\sigma'_{(x,y)} = \frac{P_1}{b_1 b} + \frac{12M_{x1} \cdot y}{b_1 b^3}$$

Dirección transversal (columna exterior):
$$\sigma''_{(x,y)} = \frac{P_2}{b_2 b} + \frac{12M_{x2} \cdot y}{b_2 b^3}$$

Momentos críticos

$$M_{a1'} = \frac{(b - c_2)^2 \cdot (P_1 \cdot b^2 + 2 \cdot M_x(2b + c_2))}{8b^3}$$

$$M_{a2'} = \frac{(b - c_4)^2 \cdot (P_2 \cdot b^2 + 2 \cdot M_x(2b + c_4))}{8b^3}$$

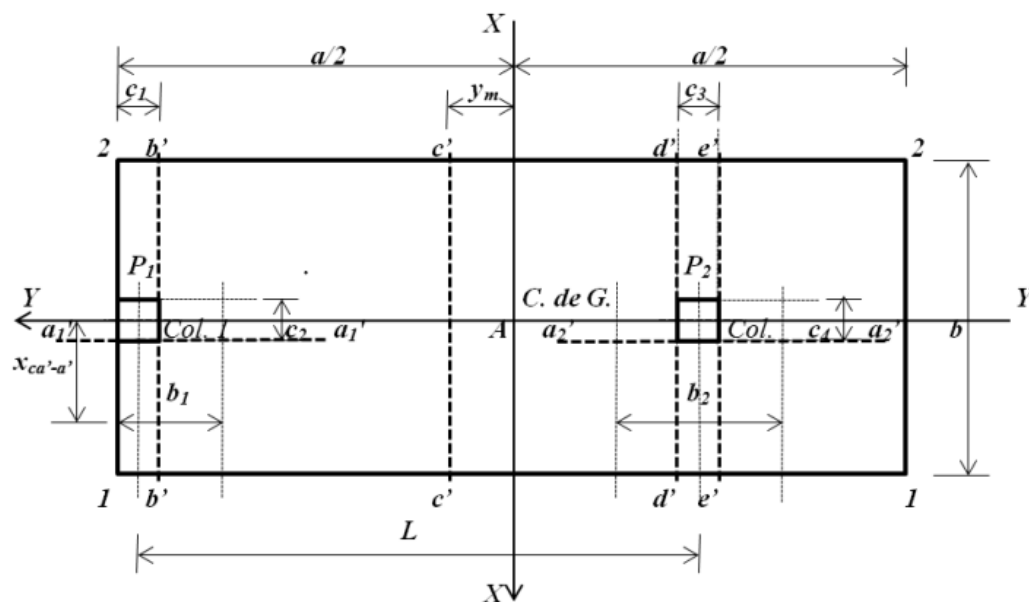
$$M_{b'} = \left(P_1 - \frac{(P_1 + P_2) \cdot c_1}{a} \right) \cdot \frac{c_1}{2}$$

$$M_{c'} = \frac{P_1(P_1(a - c_1) - P_2 \cdot c_1)}{2(P_1 + P_2)}$$

$$M_{e'} = P_1 \left(L - \frac{c_3}{2} \right) + \frac{P_2 \cdot c_3}{2} - \frac{P_1 + P_2}{2a} \left(L + \frac{c_1 + c_3}{2} \right)^2$$

Figura 187

Secciones críticas para momentos flectores en zapata combinada

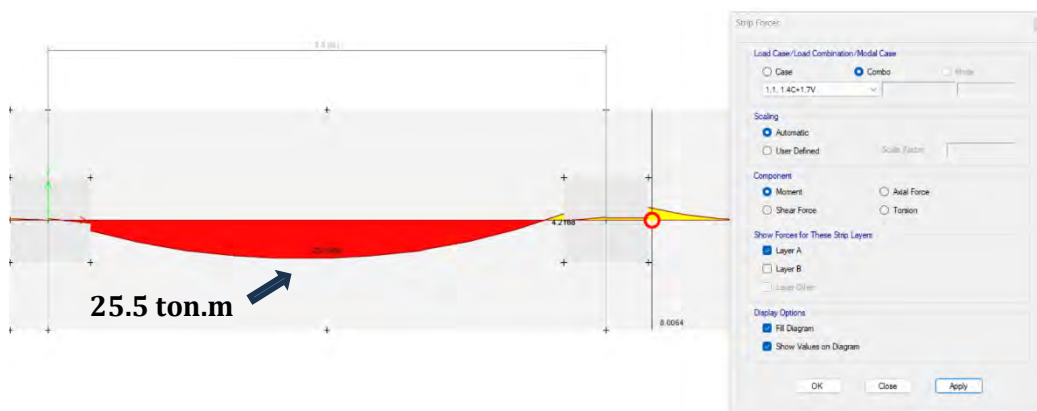


Nota. En nuestra aplicación, se utilizó la disposición clásica de los ejes (XY), esto ha sido considerado en las fórmulas, ya que es necesario realizar pequeños cambios. La imagen fue extraída del artículo *Diseño de zapatas combinadas de lindero de forma rectangular utilizando un nuevo modelo* (Luévanos, 2014).

Tabla 46*Momentos máximos de diseño para zapata combinada*

Momentos máximos de diseño						
Combinación	Momento alrededor de a ₁ '-a ₁ '	Momento alrededor de a ₂ '-a ₂ '	Momento alrededor de b'-b'	Momento alrededor de c'-c'	Momento alrededor de d'-d'	Momento alrededor de e'-e'
1,4M+1,7V	9,13	11,81	6,86	22,44	-26,12	-34,92
1,25(M+V)+S _x	24,10	28,20	1,31	2,08	-71,52	-82,37
1,25(M+V)-S _x	-8,64	-8,18	10,59	48,71	27,58	23,36
M+S _x	21,04	24,29	-0,53	-0,33	-62,08	-70,23
M-S _x	-11,71	-12,09	8,75	45,73	37,02	35,50
1,25(M+V)+S _y	7,25	9,44	6,48	22,05	-18,42	-25,86
1,25(M+V)-S _y	8,20	10,58	5,43	17,14	-25,53	-33,15
M+S _y	4,19	5,53	4,64	16,43	-8,97	-13,72
M-S _y	5,14	6,67	3,58	11,41	-16,08	-21,01

Se puede apreciar que los valores varían mucho, y esto es debido a que las fórmulas utilizadas se basan principalmente en que no exista excentricidad o que esta sea lo mínima posible. Entonces, como estamos trabajando con excentricidad y además en el sismo en “X” tenemos una carga por tracción; han generado cierta incongruencia en los datos. Por lo tanto, trabajaremos con los datos de la primera combinación; los cuales son cercanos a los arrojados por Safe (Fig. 188).

Figura 188*Momentos actuantes en zapata combinada mediante Safe*

Nota. Elaboración propia.

El proceso de diseño es similar al realizado para zapatas aisladas y conectadas; por lo tanto, se colocará un resumen del diseño en tabla 47. Además, se añadirá el cálculo de refuerzo por temperatura; el cual es considerado por algunos autores, sin embargo, no es obligatorio.

Tabla 47

Resumen de diseño a flexión de zapata combinada

Ubicación		Acero de refuerzo
Acero de refuerzo longitudinal (Dirección X-X)		
Acero superior	Acero requerido	15,2 cm^2
	Acero mínimo	17,68 cm^2
	Acero colocado	19,95 cm^2 (7Ø3/4")
Acero inferior	Acero requerido	23,98 cm^2
	Acero mínimo	17,68 cm^2
	Acero colocado	25,65 cm^2 (9Ø3/4")
Acero de refuerzo transversal (Dirección Y-Y)		
Acero superior por temperatura	Acero requerido	21,12 cm^2
	Acero colocado	21,37 cm^2 (15Ø3/8")
Acero inferior para columna excéntrica	Acero requerido	6,15 cm^2
	Acero mínimo	8,84 cm^2
	Acero colocado	9,9 cm^2 (5Ø5/8")
Acero inferior para columna interior	Acero requerido	7,95 cm^2
	Acero mínimo	12,24 cm^2
	Acero colocado	13,86 cm^2 (7Ø5/8")

Se puede apreciar que el acero inferior longitudinal es mayor al acero superior, esto se puede tomar como un resultado incongruente, ya que el momento en la zona central de la zapata combinada normalmente es mucho mayor que en los extremos. Sin embargo, esto puede ser posible por la gran excentricidad que se está presentando por utilizar una zapata con las medidas indicadas.

4.4.5.3.6. Verificación por punzonamiento

El cálculo por punzonamiento se realizará para la combinación $1,4CM + 1,7CV$. En este caso aplicaremos la fórmula utilizada en el artículo mencionado anteriormente.

Paso 01: Calculamos la cortante demandante por punzonamiento.

De acuerdo al Art. 11.1.3.1, el cortante crítico se calculará a una distancia d en todo su perímetro de la columna. Entonces, tenemos que:

Columna de borde:

$$V_{P1} = P_1 - \frac{(P_1 + P_2) \cdot (c_1 + 0,5 \cdot d) \cdot (c_2 + d)}{ab}$$

$$V_{P1} = 43,94 - \frac{(43,94 + 87,45) \cdot (0,45 + 0,5 \cdot 0,4) \cdot (0,5 + 0,4)}{4,5 \cdot 1,3} = 30,5 \text{ ton}$$

Columna interior:

$$V_{P1} = P_2 - \frac{(P_1 + P_2) \cdot (c_3 + 0,5 \cdot d) \cdot (c_4 + d)}{ab}$$

$$V_{P1} = 87,45 - \frac{(43,94 + 87,45) \cdot (0,55 + 0,5 \cdot 0,4) \cdot (0,5 + 0,4)}{4,5 \cdot 1,3} = 68,85 \text{ ton}$$

Paso 03: Calculamos la resistencia del concreto a punzonamiento.

La resistencia del concreto a punzonamiento se calcula de acuerdo a lo indicado en el Art. 11.12.2.1, presentándose tres casos; y tomando el menor de ellos.

Como el cálculo es el mismo que para zapatas aisladas, no se mostrará el cálculo.

Primero calcularemos el valor de b_0 , que hace referencia al perímetro de la sección crítica a una distancia de $d/2$ de la zona de carga (sección de columna).

Columna de borde:

$$b_0 = 2c_1 + c_2 + 2d = 2 \cdot 45 + 50 + 2 \cdot 40 = 220 \text{ cm}$$

$$\beta = c_2/c_1 = 0,5/0,45 = 1,11$$

$$V_{c1} = 0,53(1 + 2/\beta)\sqrt{f'_c} \cdot b_0 \cdot d$$

$$V_{c1} = 0,53 \cdot (1 + 2/1,11) \cdot \sqrt{310} \cdot 220 \cdot 40 = 230 \text{ ton}$$

$$\text{Para columna exterior } \alpha_s = 30$$

$$V_{c2} = 0,27 \left(\frac{\alpha_s \cdot d}{b_0} + 2 \right) \sqrt{f'_c} \cdot b_0 \cdot d$$

$$V_{c2} = 0,27 \left(\frac{30 \cdot 40}{220} + 2 \right) \sqrt{310} \cdot 220 \cdot 40 = 311,8 \text{ ton}$$

$$V_{c3} = 1,06 \sqrt{f'_c} \cdot b_0 \cdot d = 1,06 \cdot \sqrt{310} \cdot 220 \cdot 40 = 164,2 \text{ ton}$$

$$\emptyset_c \cdot \min(V_{c1}, V_{c2}, V_{c3}) = 0,85 \cdot 164,2 = 139,6 \text{ ton} > V_u = 30,5 \text{ ton}$$

$\therefore$ Cumple

Columna interior:

$$b_0 = 2c_1 + 2c_2 + 4d = 2(45 + 50 + 2 \cdot 40) = 350 \text{ cm}$$

$$\beta = c_4/c_3 = 0,5/0,5 = 1x^\circ$$

$$V_{c1} = 0,53(1 + 2/\beta) \sqrt{f'_c} \cdot b_0 \cdot d$$

$$V_{c1} = 0,53 \cdot \left(1 + \frac{2}{1} \right) \cdot \sqrt{310} \cdot 350 \cdot 40 = 391,9 \text{ ton}$$

$$\text{Para columna interior } \alpha_s = 40$$

$$V_{c2} = 0,27 \left(\frac{\alpha_s \cdot d}{b_0} + 2 \right) \sqrt{f'_c} \cdot b_0 \cdot d$$

$$V_{c2} = 0,27 \left(\frac{40 \cdot 40}{350} + 2 \right) \sqrt{310} \cdot 350 \cdot 40 = 437,4 \text{ ton}$$

$$V_{c3} = 1,06 \sqrt{f'_c} \cdot b_0 \cdot d = 1,06 \cdot \sqrt{310} \cdot 350 \cdot 40 = 261,3 \text{ ton}$$

$$\emptyset_c \cdot \min(V_{c1}, V_{c2}, V_{c3}) = 0,85 \cdot 261,3 = 222,1 \text{ ton} > V_u = 68,85 \text{ ton}$$

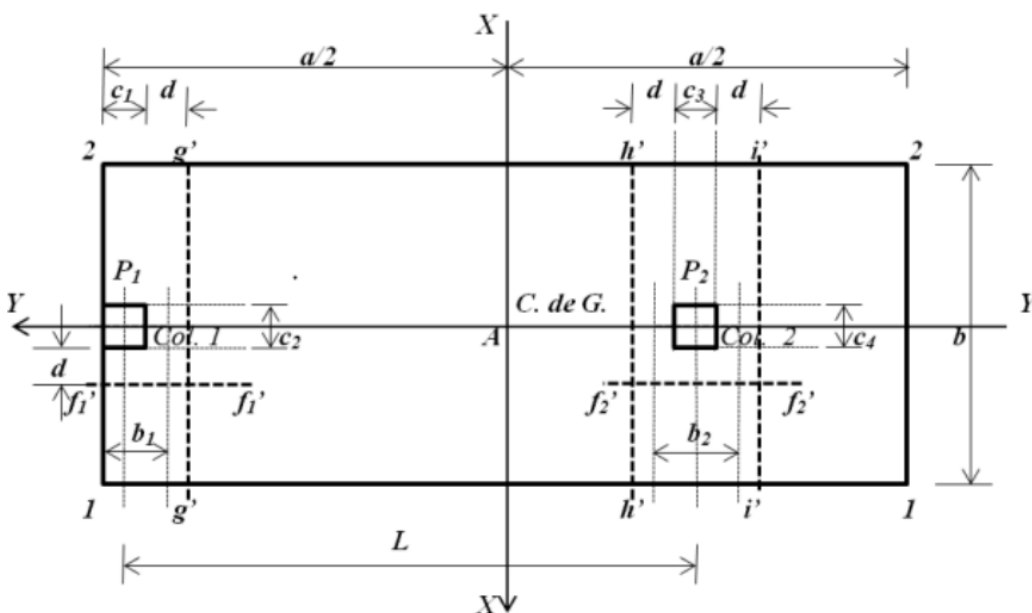
$\therefore$ Cumple

4.4.5.3.7. Verificación de cortante por flexión

En este caso también trabajaremos con el combo 1,4CM + 1,7CV y el artículo mencionado anteriormente. Además, nos guiaremos de la Fig. 189.

Figura 189

Secciones críticas para fuerza cortante por flexión en zapatas combinadas



Nota. Tener en consideración que se cambió de ubicación del eje “X” al eje “Y”.

Paso 01: Cálculo de la cortante demandante por flexión.

De acuerdo al Art. 11.1.3.1, el cortante crítico se calculará a una distancia “d” de la zona de apoyo.

Paralelo al eje X-X

$$V_{f1'} = \frac{P_1(b - c_2 - 2d)}{2b} + \frac{3M_{y1}(b^2 - (c_2 + 2d)^2)}{2b^3}$$

$$V_{f1'} = \frac{43,94(1,3 - 0,5 - 2 \cdot 0,4)}{2 \cdot 1,3} + \frac{3 \cdot 0,5(1,3^2 - (0,5 + 2 \cdot 0,4)^2)}{2 \cdot 1,3^3} = 0 \text{ ton}$$

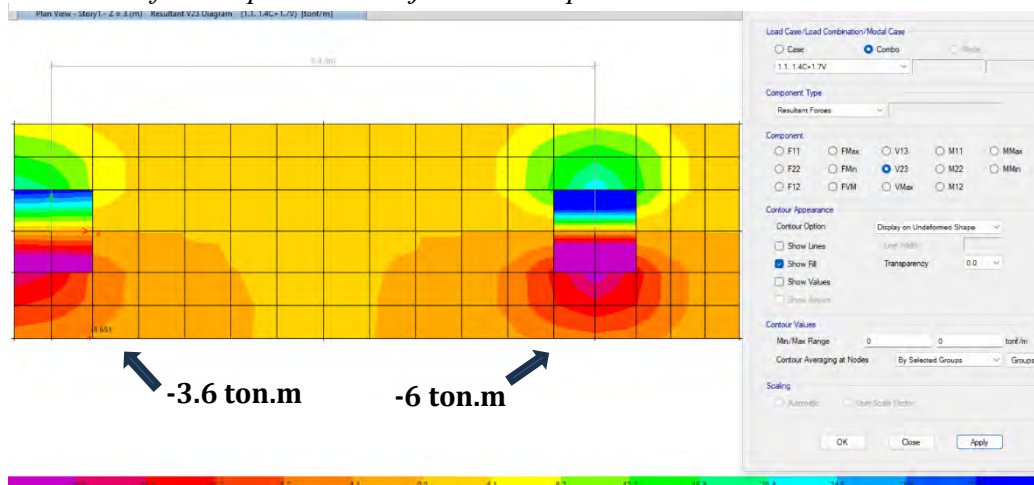
$$V_{f1'} = \frac{P_2(b - c_4 - 2d)}{2b} + \frac{3M_{y2}(b^2 - (c_4 + 2d)^2)}{2b^3}$$

$$V_{f2'} = \frac{87,45(1,3 - 0,5 - 2 \cdot 0,4)}{2 \cdot 1,3} + \frac{3 \cdot 0,41(1,3^2 - (0,5 + 2 \cdot 0,4)^2)}{2 \cdot 1,3^3} = 0 \text{ ton}$$

El valor de 0 ton, se debe a que estamos tomando a una distancia "d" a la cara de la columna, entonces en el eje transversal (X); el valor es muy bajo y en este caso la fórmula da cero por el factor " $b - c_2 - 2d$ ". En Safe, si se obtienen valores; pero como se mencionó, estos valores son bajos (Fig.190).

Figura 190

Cortante a flexión paralelo al eje X-X en zapata combinada



Nota. En la zona central la cortante se aproxima a cero.

Paralelo al eje Y-Y

$$V_{g'} = P_1 - \frac{(P_1 + P_2)(c_1 + d)}{a}$$

$$V_{g'} = 43,94 - \frac{(43,94 + 87,45)(0,45 + 0,4)}{4,4} = 18,56 \text{ ton}$$

$$V_{h'} = P_1 - \frac{(P_1 + P_2)}{a} \cdot \left(L + \frac{c_1 - c_3}{2} - d \right)$$

$$V_{h'} = 43,94 - \frac{(43,94 + 87,45)}{4,4} \cdot \left(3,3 + \frac{0,45 - 0,5}{2} - 0,4 \right) = -41,9 \text{ ton}$$

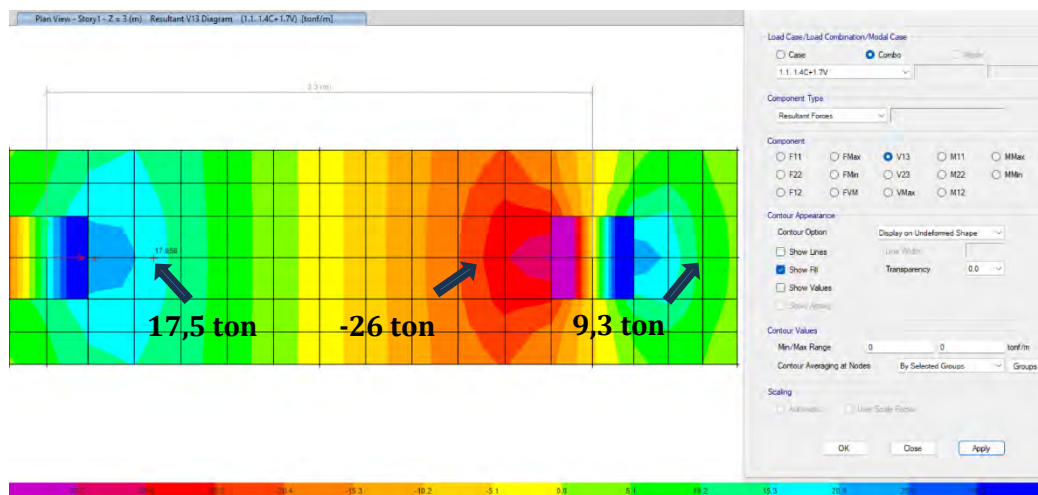
$$V_{i'} = P_1 + P_2 - \frac{(P_1 + P_2)}{a} \cdot \left(L + \frac{c_1 + c_3}{2} - d \right)$$

$$V_{iv} = 43,94 + 87,45 - \frac{(43,94 + 87,45)}{4,4} \cdot \left(3,3 + \frac{0,45 + 0,5}{2} - 0,4\right) = 6,7 \text{ ton}$$

Estos valores también podemos compararlos con Safe, en este caso debemos tomar el caso V13, para así obtener las cortantes paralelas al eje Y-Y. Se puede apreciar que los valores son cercanos a los calculados manualmente (Fig. 191).

Figura 191

Cortante a flexión paralelo al eje Y-Y en zapata combinada



Nota. Se está tomando los valores a una distancia “d/2”.

Paso 02: Cálculo de la resistencia a cortante por flexión.

Se calculará de acuerdo al Art. 11.8.5 de la Norma E.060.

Paralelo al eje X-X

$$V_{c,f1} = 0,53\sqrt{f'_c} \cdot \left(c_1 + \frac{d}{2}\right) \cdot d = 0,53 \cdot \sqrt{310} \cdot \left(45 + \frac{40}{2}\right) \cdot 40 = 24,26 \text{ ton}$$

$$\phi_c \cdot V_c = 0,85 \cdot 24,26 = 20,62 \text{ ton} > V_u = 0 \text{ ton}$$

∴ Cumple

$$V_{c,f2} = 0,53\sqrt{f'_c} \cdot (c_2 + d) \cdot d = 0,53 \cdot \sqrt{310} \cdot (50 + 40) \cdot 40 = 33,59 \text{ ton}$$

$$\phi_c \cdot V_c = 0,85 \cdot 33,59 = 28,55 \text{ ton} > V_u = 0 \text{ ton}$$

∴ Cumple

Paralelo al eje Y-Y

$$V_c = 0,53\sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d = 0,53 \cdot \sqrt{310} \cdot 130 \cdot 40 = 48,52 \text{ ton}$$

$$\phi_c \cdot V_c = 0,85 \cdot 48,52 = 41,24 \text{ ton} > V_u = 41,9 \text{ ton}$$

∴ No cumple

Para la cortante paralela al eje Y-Y, no cumple por poco, esto se puede ignorar, ya que se estamos siendo conservadores con los cálculos realizados. Además, hay que tener en cuenta que Safe arroja valores relativamente más pequeños.

Vale aclarar que en la Fig. 189, el artículo calcula la cortante demandante para un ancho igual a b , en nuestro caso sería de $1,3 \text{ m}$; y el programa para un ancho de 1 m , y esto genera esa pequeña diferencia en los resultados.

4.4.5.3.1. Verificación por aplastamiento

El artículo utilizado para el diseño de zapatas combinadas no realiza la verificación por aplastamiento. Esto se debe a que las zapatas combinadas distribuyen la carga de manera más uniforme en una mayor área. Además, el cálculo por aplastamiento será el mismo realizado para el caso de la zapata aislada y conectada; donde cumplieron holgadamente.

∴ Cumple por aplastamiento

4.4.5.3.2. Corte y desarrollo de refuerzo

La verificación se realizará para el acero transversal, ya que, en la zona longitudinal, no habrá problema alguno porque el volado es grande.

De acuerdo al Art. 12.10.3 añadimos d o $12d_b$, a partir del punto teórico de corte; que en nuestro caso será la cara de la columna. Además, el Art.12.10.4 nos indica que, si tenemos más de 2 bastones a desarrollar, entonces se tendrá que añadir una distancia equivalente a la longitud de desarrollo a tracción.

4.4.5.4. Diseño de zapata combinada con Safe

Se realizará nuevamente el diseño de la cimentación superficial de la Fig. 173, pero en este caso el diseño se realizará netamente con los resultados arrojados por el Software Safe. Además, como se puede apreciar en la Fig. 193; se trabajará con franjas de diseño (líneas mangenta) y las cargas extraídas del modelo en Etabs.

Figura 193

Modelo de zapata combinada en Safe



Nota. Las franjas de diseño para los bordes de la columna interior y exterior, se crean considerando como máximo la dimensión de la columna más el peralte de la zapata; y en para la franja vertical se consideró un ancho tributario de 1 m; y para la franja longitudinal se consideró todo el ancho de la zapata (1,3 m). Vale aclarar, que el eje “Y” es el eje vertical y el eje “X” el horizontal.

En este caso, no se realizará el predimensionamiento, ya que estaremos tomando los datos obtenidos de la zapata combinada mediante cálculo manual. Todos los datos a considerar se colocarán en la tabla 48.

Tabla 48*Datos generales para el diseño de zapata combinada con Safe*

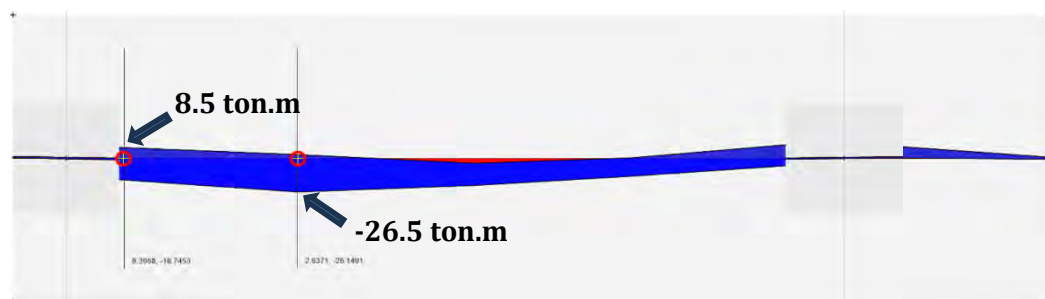
Datos generales para el diseño de zapata combinada con Safe			
Peralte de columna de borde (Y-Y)	c_1	50,00	cm
Ancho de columna de borde(X-X)	c_2	45,00	cm
Peralte de columna interior (Y-Y)	c_3	50,00	cm
Ancho de columna interior (X-X)	c_4	50,00	cm
Longitud de la zapata (X-X)	L	4,40	m
Ancho de la zapata (Y-Y)	b	1,30	m
Altura de la zapata (Z-Z)	h	50,00	cm
Peralta de zapata	d	40,00	cm
Diámetro del acero de columna	$\emptyset_c$	5/8"	in
Distancia entre eje de columnas	L_{ec}	3,30	m
Resistencia a compresión del concreto	f'_c	310	kgf/cm ²
Resistencia a compresión del acero	f_y	4200	kgf/cm ²
Capacidad portante del suelo	σ_{por}	39,30	tonf/m ²
Recubrimiento Art. 7.7.1- E.060	r	7,00	cm
Profundidad de desplante	D_f	1,50	m
Peso unitario del concreto	γ_c	2400	kgf/m ³
Peso unitario del suelo	γ_s	2060	kgf/m ³
Factor de reducción a flexión (9.3.2.2.a)	$\emptyset_f$	0,90	
Factor de reducción a corte (9.3.2.3)	$\emptyset_c$	0,85	
Factor por aplastamiento (9.3.2.)	$\emptyset_a$	0,70	

4.4.5.4.1. Diseño a flexión para acero longitudinal

Primero necesitamos calcular los máximos momentos flectores, y como estamos con el Software Safe, podemos crear una envolvente con todas las combinaciones de diseño indicados en la Norma E.060.

Figura 194

Envolvente de momentos flectores en el eje longitudinal



Nota. Los signos en los momentos representan si este es un momento negativo o positivo; esto nos ayuda a identificar si estamos calculando acero superior (momento negativo) o acero inferior (momento positivo).

Paso 01: Cálculo de acero necesario.

Se tomará el ancho de la zapata para el cálculo del acero necesario. Vale aclarar, que aumentar el ancho no genera cambios significativos en el acero necesario.

Para acero superior:

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b_{tri} \cdot d}{f_y} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_u}{0,9 \cdot 0,85 \cdot f'_c \cdot b_{tri} \cdot d^2}} \right)$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot 310 \cdot 130 \cdot 40}{4200} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 26,5 \cdot 10^5}{0,9 \cdot 0,85 \cdot 310 \cdot 130 \cdot 40^2}} \right)$$

$$A_s = 18,02 \text{ cm}^2$$

Para acero inferior:

$$A_s = \frac{0,85 \cdot 310 \cdot 130 \cdot 40}{4200} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 8,5 \cdot 10^5}{0,9 \cdot 0,85 \cdot 310 \cdot 130 \cdot 40^2}} \right)$$

$$A_s = 5,67 \text{ cm}^2$$

Paso 02: Cálculo de acero mínimo.

Para el cálculo del acero mínimo usaremos el ancho de la zapata de 1,30 m. Y el cálculo será realizado de acuerdo al Art. 10.5.4 de la Norma E.060. Entonces, como tenemos acero en la zona superior se utilizará la siguiente fórmula:

$$A_{s,min} = 0,0012 \cdot b \cdot d = 0,0012 \cdot 130 \cdot 40 = 6,24 \text{ cm}^2$$

$\therefore$ Usaremos $A_{s,min}$ para el acero inferior

Paso 03: Distribución de acero de refuerzo.

Para el acero superior se utilizará varillas de 3/4" que equivalen a un área de 2,85 cm² y para el acero inferior varillas de 1/2" que equivalen a 1,26 cm².

Para acero superior:

$$\#Varillas = \frac{18,02}{2,85} = 6,32 \text{ varillas} \rightarrow \text{Se colocarán 7 varillas}$$

$$S = \frac{b - 2 \cdot r}{\#Varillas - 1} = \frac{130 - 2 \cdot 7,5}{7 - 1} = 19,16 \text{ cm}$$

$\therefore$ **Se usará 7Ø3/4"@19 cm**

Para acero inferior:

$$\#Varillas = \frac{6,24}{1,26} = 4,95 \text{ varillas} \rightarrow \text{Se colocarán 6 varillas}$$

$$S = \frac{b - 2 \cdot r}{\#Varillas - 1} = \frac{130 - 2 \cdot 7,5}{6 - 1} = 22,5 \text{ cm}$$

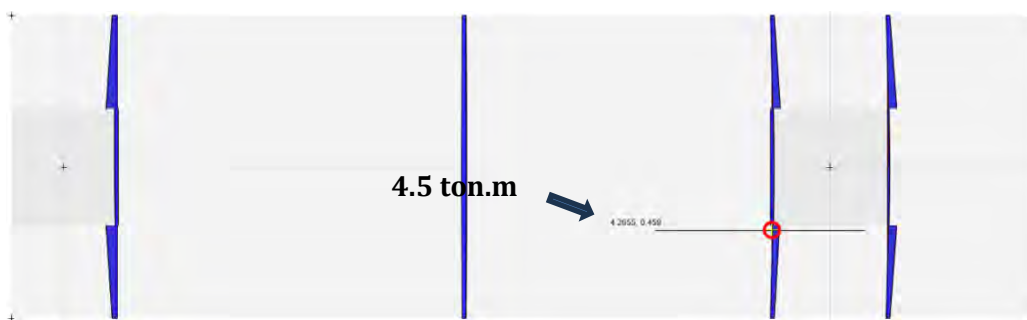
$\therefore$ **Se usará 6Ø3/4"@22.5 cm**

4.4.5.4.2. Diseño a flexión para acero transversal

Nuevamente, mediante las franjas de diseño obtendremos los momentos flectores máximo en la dirección transversal de la zapata (Fig. 195).

Figura 195

Envolvente de momentos flectores en el eje transversal



Nota. Se puede apreciar que los momentos flectores positivos en el eje transversal son muy bajos y los momentos negativos son casi cero; por lo tanto, en la dirección transversal casi siempre va predominar el refuerzo por acero negativo.

Al ser muy bajos los valores en la zona superior de la zapata para esfuerzos a flexión transversales, no se colocará acero en esta dirección; por lo tanto, todo el acero negativo se colocará en la zona inferior.

Paso 01: Cálculo de acero necesario.

Se tomará el ancho de la zapata para el cálculo del acero necesario. Vale aclarar, que aumentar el ancho no genera cambios significativos en el acero necesario.

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b_{tri} \cdot d}{f_y} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_u}{0,9 \cdot 0,85 \cdot f'_c \cdot b_{tri} \cdot d^2}} \right)$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot 310 \cdot 130 \cdot 40}{4200} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 26,5 \cdot 10^5}{0,9 \cdot 0,85 \cdot 310 \cdot 130 \cdot 40^2}} \right)$$

$$A_s = 18,02 \text{ cm}^2$$

Paso 02: Cálculo de acero mínimo.

Para el cálculo del acero mínimo usaremos el ancho de la zapata de 4,40 m. Y el cálculo será realizado de acuerdo al Art. 10.5.4 de la Norma E.060.

$$A_{s,min} = 0,0018 \cdot b \cdot d = 0,0018 \cdot 440 \cdot 40 = 31,68 \text{ cm}^2$$

$\therefore$ Usaremos $A_{s,min}$ para el acero inferior transversal

Paso 03: Distribución de acero de refuerzo.

Se utilizará varillas de 5/8" que equivalen a un área de 1,98 cm².

$$\#Varillas = \frac{31,68}{1,98} = 16 \text{ varillas} \rightarrow \text{Se colocarán 16 varillas}$$

$$S = \frac{b - 2 \cdot r}{\#Varillas - 1} = \frac{440 - 2 \cdot 7,5}{16 - 1} = 28,33 \text{ cm}$$

$\therefore$ **Se usará 18Ø5/8"@25 cm**

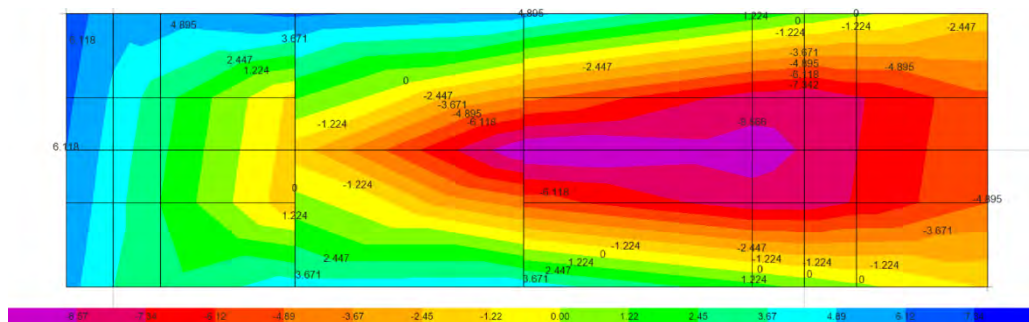
Vale aclarar que, al reducir el espaciamiento, se está generando más espacio para que se pueda aumentar más varillas de acero; por eso existe la variación de 16 varillas a 18 varillas.

4.4.5.4.3. Verificación de esfuerzos en estado de servicio

En este caso, con fines prácticos se ha creado una envolvente con todas las combinaciones de servicio (Fig. 196). Además, se puede apreciar que las presiones son bajas en comparación a la capacidad portante del suelo; por lo tanto, la verificación se realizará con la capacidad portante estática.

Figura 196

Envolvente de presiones en estado de servicio para zapata combinada



Nota. Se puede apreciar que los mayores esfuerzos se presentan en la zona central.

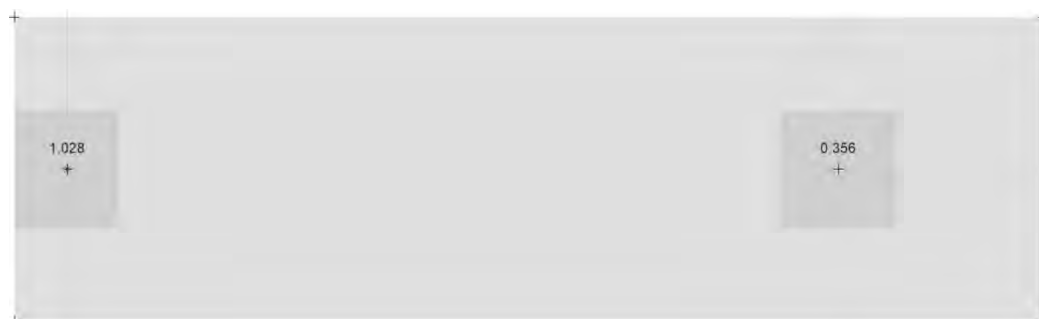
Por lo tanto, realizando la comparación tenemos:

$$\therefore \sigma_{por} = 39,30 \text{ ton/m}^2 > \sigma_{m\acute{a}x} = 8,57 \text{ ton/m}^2 \rightarrow \text{Cumple}$$

4.4.5.4.4. Verificación por punzonamiento

En este caso, podemos realizar la verificación de punzonamiento mediante una herramienta de Safe; sin embargo, los valores que arroja se prestan a malinterpretaciones, ya que realiza la verificación por esfuerzos; entonces, el Software toma el esfuerzo más alto y lo compara con el esfuerzo que soporta el concreto, y esto no tiene sentido, puesto que está usando el esfuerzo máximo en punto de toda la región para la verificación por punzonamiento.

Anteriormente, en el diseño de zapata combinada de forma manual, se indicó que ni se solía realizar esta verificación en zapatas combinadas, pero de igual forma verificaremos con Safe (Fig. 197).

Figura 197*Verificación de punzonamiento mediante Safe*

Nota. En este caso el Software Safe realiza la verificación de forma automática, arrojando la relación demanda – capacidad.

Vemos que la columna interior está cumpliendo holgadamente y la columna exterior no está cumpliendo por muy poco; sin embargo, la teoría nos indica que son las columnas interiores las que podría tener cierta dificultad, ya que tienen una mayor carga puntual.

Es necesario añadir que, para la columna exterior, el Software calculó un esfuerzo máximo a cortante de $163,2 \text{ tonf/m}^2$, el cual se comparó con la resistencia al concreto de la siguiente fórmula:

$$\sigma_c = 1,06\sqrt{f'_c} = 1,06 \cdot \sqrt{310} \cdot 10 = 186,63 \text{ tonf/m}^2$$

$$\therefore D/C = \frac{\sigma_{uc}}{\phi_c \cdot \sigma_c} = \frac{163,2}{0,85 \cdot 186,63} = 1,028$$

Como se mencionó líneas arriba, no se tomará en cuenta esta verificación por punzonamiento para zapata combinada.

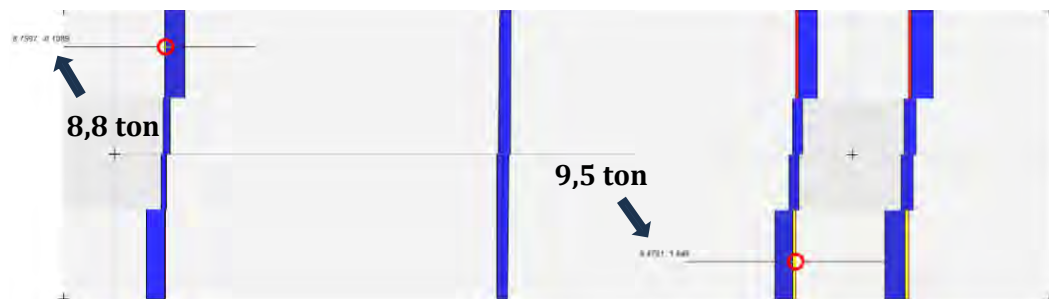
4.4.5.4.5. Verificación de cortante por flexión

En el anterior diseño de zapata combinada, se comparó los resultados del cálculo manual con la cortante por flexión en Safe; pero, utilizando la opción de esfuerzos por elementos finitos. En este caso, calcularemos la cortante por flexión con las franjas de diseño que se ha creado.

Paso 01: Cálculo de la cortante demandante por flexión.

Figura 198

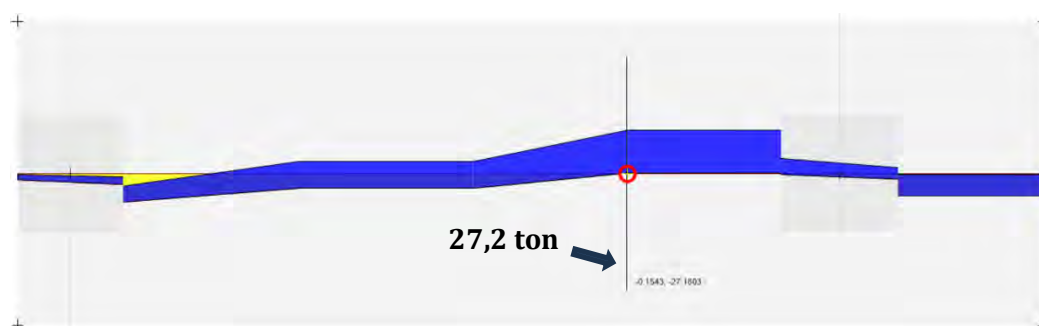
Cortante por flexión mediante franjas de diseño paralelo al eje X-X



Nota. En este caso no se tomó en consideración la zona central, ya que los valores son muy bajos.

Figura 199

Cortante por flexión mediante franjas de diseño paralelo al eje Y-Y



Nota. Este valor guarda relación con el sentido común, ya que en vigas; en la zona transversal las cortantes son despreciables y solo se considera la zona longitudinal.

Paso 02: Cálculo de la resistencia a cortante por flexión y verificación.

Se calculará de acuerdo al Art. 11.8.5 de la Norma E.060.

Paralelo al eje X-X

$$V_{c,int} = 0,53\sqrt{f'_c} \cdot \left(c_1 + \frac{d}{2}\right) \cdot d = 0,53 \cdot \sqrt{310} \cdot \left(45 + \frac{40}{2}\right) \cdot 40 = 24,26 \text{ ton}$$

$$\phi_c \cdot V_c = 0,85 \cdot 24,26 = 20,62 \text{ ton} > V_u = 8,8 \text{ ton}$$

∴ Cumple

$$V_{c,ext} = 0,53\sqrt{f'_c} \cdot (c_2 + d) \cdot d = 0,53 \cdot \sqrt{310} \cdot (50 + 40) \cdot 40 = 33,59 \text{ ton}$$

$$\phi_c \cdot V_c = 0,85 \cdot 33,59 = 28,55 \text{ ton} > V_u = 9,5 \text{ ton}$$

$\therefore$ Cumple

Paralelo al eje Y-Y

$$V_c = 0,53\sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d = 0,53 \cdot \sqrt{310} \cdot 130 \cdot 40 = 48,52 \text{ ton}$$

$$\phi_c \cdot V_c = 0,85 \cdot 48,52 = 41,24 \text{ ton} > V_u = 27,2 \text{ ton}$$

$\therefore$ Cumple

4.4.5.4.1. Verificación por aplastamiento

Como se mencionó anteriormente, en zapatas combinadas es complicado que se del caso de falla por aplastamiento, ya que hay una mejor distribución de cargas y una gran área de concreto.

$\therefore$ Cumple por aplastamiento

4.4.5.4.2. Corte y desarrollo de refuerzo

La longitud de corte y desarrollo del refuerzo no va variar respecto a lo calculado en diseño anterior. Por lo tanto, se mostrarán los resultados obtenidos para la zona transversal, ya que es la dirección en la cual se pueden presentar inconvenientes.

Longitud de desarrollo necesario: $l_d = 46,14 \text{ cm}$

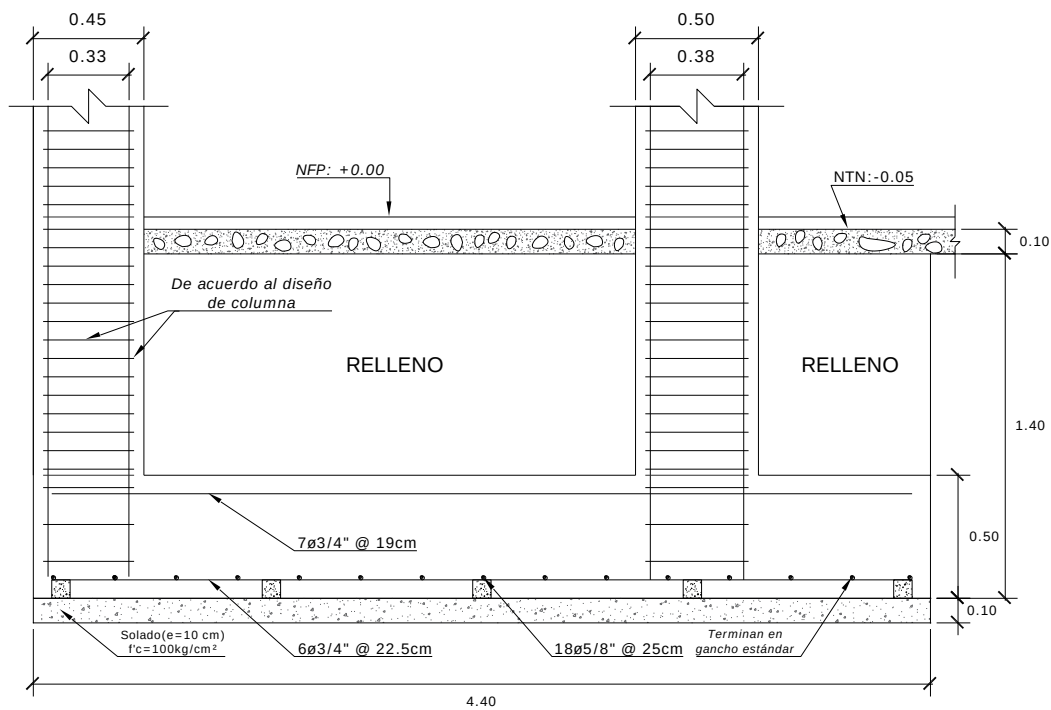
Dimensión transversal: $m = 40 \text{ cm}$

Longitud de desarrollo con gancho estándar: $l_{dg} = 29 \text{ cm}$

Es necesario aclarar, que si bien cierto el cálculo indica 29 cm; este se extenderá hasta el borde sin exceder el recubrimiento de 7,5 cm.

Figura 200

Detallado de refuerzo de zapata combinada diseñado con Safe



Nota. En los planos estructurales no es necesario colocar los dados de concreto.

Este será el detallado de zapata que va predominar y el que irá en plano de cimentación final de presente estudio.

CAPÍTULO V

DISCUSIÓN DE RESULTADOS

5.1. HIPÓTESIS GENERAL

De acuerdo a la hipótesis *“La estructuración, análisis y diseño estructural de una edificación multifamiliar comercial de 4 niveles de concreto armado garantizará un correcto comportamiento estructural frente al sismo de diseño de la Norma E.030 “Diseño Sismorresistente”, se menciona lo siguiente:*

- La edificación garantizará un correcto comportamiento estructural frente al sismo de diseño de la Norma E.030, cumpliendo con todas las disposiciones vigentes del Reglamento Nacional de Edificaciones. Además, a lo largo del desarrollo de este trabajo, se han citado diversos autores, integrando múltiples criterios técnicos con el objetivo de asegurar un desempeño estructural óptimo.

5.2. HIPÓTESIS ESPECÍFICAS

5.2.1. PRIMERA HIPÓTESIS

De acuerdo a la hipótesis «La estructuración se realizará conforme a las pautas y parámetros indicados por los autores dominantes del tema, y cumpliendo con la Norma E.030 “Diseño Sismorresistente” y la Norma E.060 “Diseño Sismorresistente”, logrando un correcto Diseño Conceptual previo al modelado para una Edificación Multifamiliar Comercial de 4 niveles de Concreto Armado», se menciona lo siguiente:

- En la presente tesis, se pudo apreciar como indicamos distintos criterios de estructuración de acuerdo a distintos autores y siempre de la mano de la Norma E.030 “Diseño sismorresistente”, realizándose dos propuestas de estructuración desde cero e indicando las ventajas y desventajas de ambas propuestas para que, finalmente, se determine que estructuración utilizar de acuerdo a una tabla; en el cual, se realizó una comparación de las propuestas estructurales según criterios de

diseño.

- En esta etapa de estructuración, también se le dio mucha importancia al predimensionamiento de los elementos estructurales, para el cual utilizamos distintos trabajos de investigación y las pautas de la Norma E.060 “Concreto Armado”, cumpliéndose todos los criterios utilizados.

5.2.2. SEGUNDA HIPÓTESIS

De acuerdo a la hipótesis «Se realizará el análisis estático y dinámico del sistema estructural de concreto armado con el apoyo del Software CSI Etabs, cumpliendo los límites establecidos por las Norma E.030 “Diseño Sismorresistente y la Norma E.060 “Concreto Armado”», se menciona lo siguiente:

- Se cumplió con los parámetros indicados por la Norma E.030 “Diseño Sismorresistente”, comprobando que se trabajó con un diafragma rígido, para posteriormente haber realizado las verificaciones de irregularidades y finalmente obteniendo las distorsiones de entrepiso mediante el análisis dinámico, donde las máximas distorsiones fueron de 0,0065 y 0,0058 para el eje X e Y respectivamente.
- En esta etapa también se consideraron criterios para el modelamiento de la estructura para su respectivo análisis sísmico, esto con la finalidad de obtener valores más precisos y conforme de acuerdo a lo que indica la Norma E.030.
- Como consecuencia de haber realizado un correcto análisis sísmico, se realizó el escalamiento del sismo dinámico con respecto al sismo estático y se llegó a la conclusión que no necesita ser escalado, ya que la estructuración convirtió a la edificación en un sistema continuo, regular y simétrico.
- Por último, se realizó el cálculo detallado de la separación sísmica entre edificaciones, de acuerdo al Sismo Dinámico y la Norma E.030 “Diseño Sismorresistente”.

5.2.3. TERCERA HIPÓTESIS

De acuerdo a la hipótesis «El diseño de los elementos estructurales de concreto armado se realizará de acuerdo a los resultados obtenidos del modelado con el apoyo del Software Etabs, cumpliendo lo indicado en la Norma E.060 “Concreto Armado” y la Norma E.050 “Suelos y Cimentaciones”», se mencionan los siguientes:

- Se realizó el diseño de los elementos estructurales, cumpliendo con cada artículo indicado en la Norma E.060 “Concreto Armado” y Norma E.050 “Suelos y Cimentaciones”, y en especial al capítulo 21 de la Norma E.060 que corresponde a “Disposiciones Especiales para el Diseño Sísmico”.
- En el ejemplo del diseño de la cimentación superficial, se tomó como diseño final una zapata combinada utilizando todos los resultados obtenidos del Software Safe, ya que tiene un cálculo más preciso al utilizar el método de elementos finitos. Además, en este elemento se tuvo en consideración los requisitos de la Norma E.050 y la Norma E.060.
- En el diseño de la escalera, se realizó un cálculo netamente manual, ya que este elemento es considerado por muchos autores un sistema aparte a analizar, y en este caso se tomó en consideración algunos parámetros de la Norma A.010 “Condiciones Generales de Diseño” y todos los requisitos de la Norma E.060.
- Los demás elementos estructurales se diseñaron de acuerdo a los resultados obtenidos del Software Etabs y el cálculo manual correspondiente; cumpliendo los requisitos de la Norma E.060.

CONCLUSIONES

- Primera.** El correcto predimensionamiento y la adecuada ubicación de los elementos estructurales con base en criterios de estructuración y predimensionamiento de distintos autores, en cumplimiento con la Norma E.030 “Diseño Sismorresistente” y E.060 “Concreto Armado”, contribuyó a la idealización de un modelo más preciso en el Software Etabs. Esto permitió obtener una estimación confiable del comportamiento estructural en la etapa del análisis sísmico.
- Segunda.** La edificación cumple con los requisitos establecidos por la Norma E.030 “Diseño Sismorresistente”, asegurando un diafragma rígido, verificando irregularidades en planta y elevación y obteniendo distorsiones de entrepiso menores a los límites permisibles.
- Tercera.** El diseño de los elementos estructurales cumplió todos los requisitos de la Norma E.060 “Concreto Armado” y la Norma E.050 “Suelos y Cimentaciones”, habiendo realizado los cálculos de forma detallada e indicando cada artículo de las Normas mencionadas.
- Cuarta.** A raíz de todo lo expuesto, se concluye de forma general que se realizó una correcta estructuración, análisis sísmico y diseño sismorresistente de una vivienda multifamiliar de 4 niveles en concreto armado en Tacna.

RECOMENDACIONES

- Primera.** Ampliar la bibliografía sobre criterios de estructuración, revisando principalmente información sobre el desempeño estructural de edificaciones que han sido demolidas, para así tener un mayor criterio y estimar el comportamiento estructural de una edificación sin haber realizado un análisis sísmico.
- Segunda.** Realizar otro tipo de empotramiento en la base de la edificación con la finalidad de verificar en qué tanto perjudica o beneficia a los resultados del análisis sísmico y las demandas de esfuerzos en los elementos estructurales.
- Tercera.** Realizar otro tipo de verificación en el sistema de losas para determinar si tiene un comportamiento de diafragma rígido.
- Cuarta.** Ampliar la información sobre la etapa de procesos constructivos, promoviendo una mejor integración y entendimiento entre el diseño estructural y su ejecución en obra.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Aceros Arequipa. (2022). *Manual del maestro constructor*.
- ACI 318. (2019). *Requisitos de reglamento para concreto estructural*.
- Alva, J. (2011). *Diseño de cimentaciones*.
- Álvarez, D., Cando, X., Ocampo, N. y Villacrés, D. (2020). *Escalera Ortopoligonales*.
- Anampa, J. (2024). *Diseño de edificios de concreto armado*.
- Bartolomé, Á. (2008). *Comentarios a la Norma E.070 Albañilería*.
- Bazán, E. y Meli, R. (2000). *Diseño sísmico de edificios*.
- Bertero, R. y Bertero, V. (1999). Redundancy in earthquake-resistant design. *Structural Engineering*, 125.
- Blanco, A. (1994). *Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado* (Primera).
- Blanco, M. (2012). Criterios fundamentales para el diseño sismorresistente. *Facultad de Ingeniería U.C.V*, 27.
- Blossiers, M. y Jacinto, F. (2020). *Análisis de fallas estructurales y comportamiento sísmico en las uniones viga-columna en pórticos de concreto armado*. Universidad Ricardo Palma.
- Calsina, W. y Mamani, G. (2021). *Análisis comparativo estructural entre una vivienda multifamiliar bajo el sistema de muros de ductilidad limitada y aporticado en tacna 2020*. Universidad Privada de Tacna.
- Carabalí, D. (2020). *Análisis modal espectral mediante el uso de vectores ritz aplicados a una estructura*. Escuela Politécnica Nacional.
- Casaverde, O. (2019). *Espectros de aceleración para diferentes porcentajes de amortiguamiento y su aplicación en el diseño de estructuras industriales*. Universidad Nacional de Ingeniería.
- Chang, D. (2015). *Estudio de relaciones momento-curvatura en secciones de concreto armado y preesforzado sometidas a flexión*. Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Chavez, F., Rupay, M., Tacunan, C., Cornejo, M. y Torres, L. (2022). *Análisis Sísmico*

- de fuerzas estáticas equivalentes de un pórtico de 3 niveles. *Yotantsipanko*.
- Chopra, A. (2014). *Dinámica de estructuras* (cuarta edición). Pearson.
- Computers y Structures. (2013). *CSI Analysis Reference Manual*.
- Crempien, J., Marihuen, A. y Giuliano, M. (1989). Comparación de distintos métodos de superposición modal en el análisis dinámico de edificios. *Anales de La Universidad de Chile*.
- Daza, A. y Ocampo, M. (2022). *Incidencia de la componente vertical sísmica en la respuesta dinámica de una estructura de pórticos ubicada en la ciudad de Armenia - Revisión bibliográfica y caso de estudio*. Universidad de Antioquia.
- Delgado, G. (2011). *Diseño de estructuras aporticadas de concreto armado* (novena edición).
- Di Sarno, L. y Elnashai, A. (2008). *Fundamentals of earthquake engineering* (primera edición).
- Domínguez, M. (2014). Periodos de vibración de las edificaciones. *Arquitectura e Ingeniería*.
- Donnadieu, A. y Castillo, A. (2019). *Diferencia entre diafragmas rígidos y flexibles*. Instituto Mexicano de la Construcción en Acero.
- Fargier, L. (2010). *Concreto armado - comportamiento y diseño*.
- Fernandez, C. (2000). *Análisis y diseño de escaleras*.
- Garza, L. (2000). *Diseño y construcción de cimentaciones*.
- Harmsen, T. (2017). *Diseño de estructuras de concreto Armado* (quinta edición).
- Henríquez, K. y Vargas, E. (2022). *Evaluación del criterio columna fuerte y viga débil en el diseño sismorresistente de estructuras en acero y concreto armado*. José Antonio Páez.
- Hernández, R. (2015). *Metodología de la investigación* (sexta edición).
- Jaén Conrado Bedoya. (2019). Sismicidad de Tacna 2006. *Ciencia y Desarrollo*, 10.
- Korkut, F., Aksoy, E. y Erdil, B. (2023). Experimental Evaluation of rigidity center. *Applied Sciences*, 13.
- Llopiza, C. (2005). *Hormigón II*.
- Luévanos, A. (2014). Diseño de zapatas combinadas de lindero de forma rectangular

- utilizando un nuevo modelo. *Dyna*.
- Medina, C. y Medina, S. (2017). Coeficiente irregularidad en planta a partir del análisis de torsión en estructuras irregulares. *Politécnica*, 39.
- Ministerio de vivienda, construcción y saneamiento. (2019). *Propuesta de Norma E.060 Concreto Armado*.
- Ministerio de vivienda, construcción y saneamiento. (2021). *Norma Técnica A.010*.
- Ministerio de Vivienda, C. y S. (2018). *Norma E.050 Suelos y Cimentaciones*.
- Ministerio de Vivienda, C. y S. (2020a). Norma E.030 Diseño Sismorresistente. In *Reglamento Nacional de Edificaciones*.
- Ministerio de Vivienda, C. y S. (2020b). Norma E.030 Diseño Sismorresistente. In *Sensico* (Primera).
- Ministerio de vivienda Construcción y Saneamiento. (2020). Norma E.060 Concreto Armado. In *Reglamento Nacional de Edificaciones* (primera edición, pp. 196-198).
- Morales, E. (2010). *Criterio de análisis, diseño, ejecución y ejemplos de aplicación sobre sistemas de escaleras de concreto armado*.
- Moreira, S., Bravo, Y. y Mosquera, G. (2022). Influencia del modelo numérico de la cimentación en estructuras aporticadas de hormigón armado. *Revista Ciencia y Construcción*, 3.
- Muñoz, A. (2020). *Comentarios a la Norma Peruana E.030 Diseño Sismorresistente* (Primera).
- Nij, J. (2009). *Guía práctica para el cálculo de capacidad de carga en cimentaciones superficiales, losas de cimentación, pilotes y pilas perforadas*. San Carlos de Guatemala.
- Oviedo, R. (2024). *Diseño sismorresistente de edificaciones de concreto armado* (tercera edición).
- Park, R. y Paulay, T. (1978). *Estructuras de concreto reforzado*.
- Pérez, W. (2017). *Compendio de criterios de análisis y diseño de escaleras de concreto reforzado basado en los códigos constructivos que rigen las estructuras de concreto*. Nacional Autónoma de Nicaragua.
- Pirqué, J. y Scaletti, H. (1990). *Análisis sísmico de edificios*.

- Reyes, A. (2017). *Comparación del análisis y diseño de losas aligeradas bidireccionales y losas macizas en edificaciones de 5 pisos - distrito de Chilca, 2017*. Universidad Peruana Los Andes.
- Rodríguez, C. y Blanco, R. (2013). Influencia del factor de reducción de la resistencia en el diseño de columnas mediante Diagramas de Interacción. *IDICT*.
- Rodríguez, W. (2020). *Fundamentos de ingeniería geotécnica*.
- Rojas, J. (2018). *Efecto de la variación del detallado del refuerzo en la ductilidad de estructuras aporticadas de concreto armado en Lima, 2018*. Universidad César Vallejo.
- Rupay, M. (2023). Análisis del Sistema Estructural de una Vivienda Multifamiliar de 4 Pisos determinado por el Cálculo de la Cortante Basal. *Ciencia Latina*.
- Rupay, M., Hinostroza, R., Navarro, Y., Loayza, Á. y Buendía, A. (2023). Análisis estructural para la determinación de la Rigidez lateral de un pórtico de concreto armado. *Ciencias Técnicas y Aplicadas*, 8.
- Sánchez, N., Lermo, C. y Ochoa, J. (2016). Importancia del Método de Coeficientes del ACI en el Diseño de Losas Continuas de Concreto Armado. *Revista Ingenium*, 1.
- Santana, R. (2013a). *Cimentaciones superficiales, análisis y diseño*.
- Santana, R. (2013b). *Ingeniería antisísmica* (primera edición).
- Takagi, J. y Wada, A. (2019). Recent earthquakes and the need for a new philosophy for earthquake-resistant design. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 119.
- Tang, K. H. (1969). *Structural Analysis of a Reinforced Concrete Cantilever Staircase*.
- Tavera, H. (2014). *Evaluación del peligro asociado a los sismos y efectos secundarios en Perú*.
- Tenorio, C., Palomino, A. y Meléndez, N. (2021). *Propuesta para la Identificación de Diafragmas Rígidos y Flexibles en Estructuras de Concreto Armado*. Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Velasquez, F. (2018). *Eficiencia teórica de cuatro pisos de cimentación superficial para una institución educativa*.

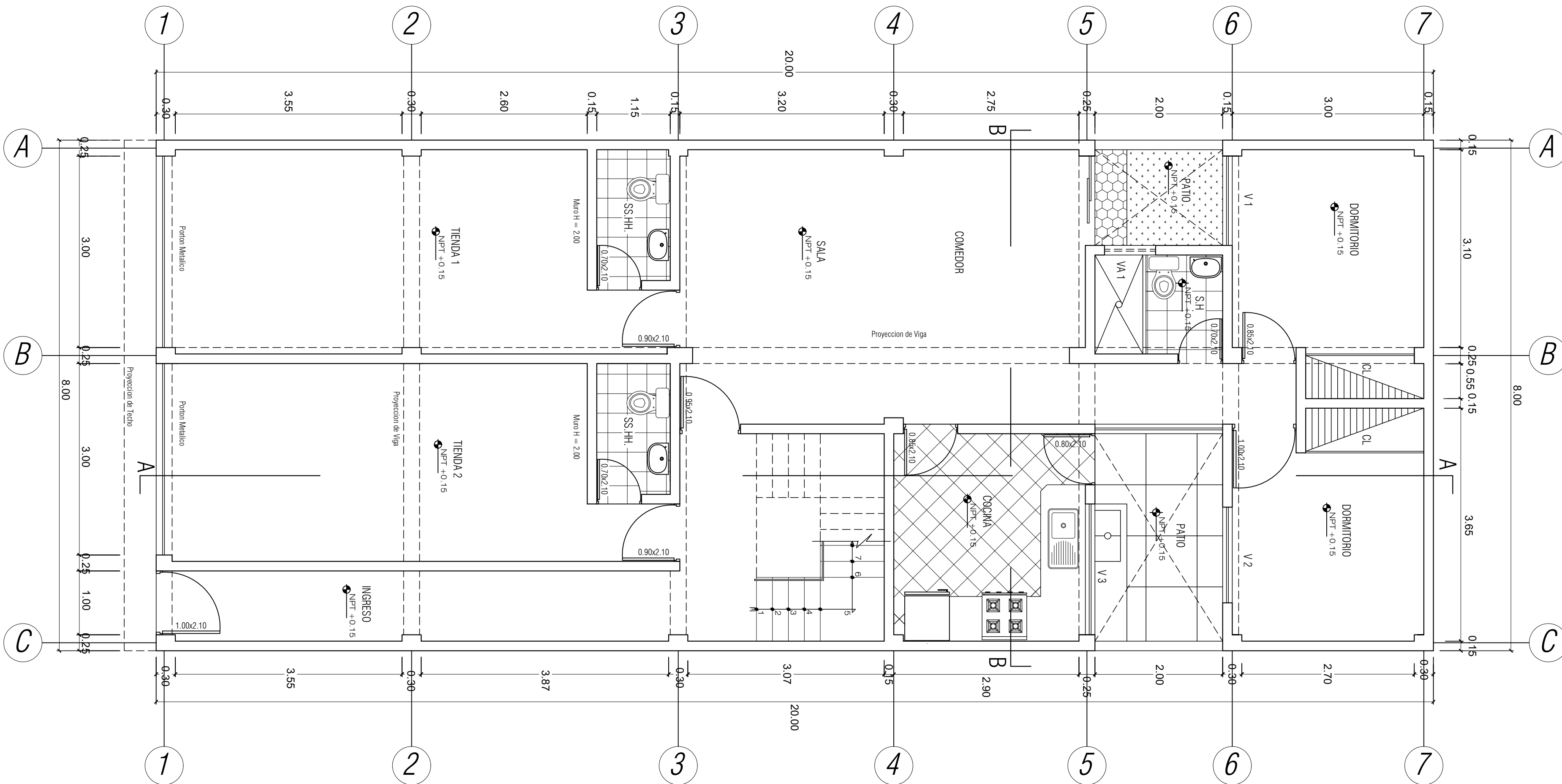
MATRIZ DE CONSISTENCIA

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	OBJETIVOS	HIPÓTESIS	VARIABLES	DIMENSIONES	INDICADORES
Problema general	Objetivo general	Hipótesis general	Variables Independientes		
¿Cuál es la estructuración, análisis y diseño estructural de una edificación multifamiliar comercial de 4 niveles de concreto armado?	Realizar la estructuración, análisis y diseño estructural de una edificación multifamiliar comercial de 4 niveles de concreto armado.	La estructuración, análisis y diseño estructural de una edificación multifamiliar comercial de 4 niveles de concreto armado garantizará un correcto comportamiento estructural frente al sismo de diseño de la Norma E.030 “Diseño Sismorresistente”.	Estructuración, análisis y diseño estructural de una edificación de 4 niveles de concreto armado.	Desplazamientos laterales Derivas Fuerzas internas	Peso Altura Fuerzas laterales Periodo Rigidez Altura de entrepiso Desplazamientos relativos. Momentos Cortantes Torsión
Problemas Específicos	Objetivos Específicos	Hipótesis Específica	Variable Dependiente		
¿Cuál es la correcta estructuración para la distribución de los elementos estructurales conforme a las pautas y parámetros indicados por los autores dominantes del tema y la Norma E.030 “Diseño Sismorresistente” y la Norma E.060 “Concreto Armado” para una edificación multifamiliar comercial de 4 niveles de concreto armado?	Determinar la correcta estructuración para la distribución de los elementos estructurales conforme a las pautas y parámetros indicados por los autores dominantes del tema, y cumpliendo con la Norma E.030 “Diseño Sismorresistente” y la Norma E.0600 “Concreto Armado”, para una edificación multifamiliar comercial de 4 niveles de concreto armado.	La estructuración se realizará conforme a las pautas y parámetros indicados por los autores dominantes del tema, y cumpliendo con la Norma E.030 “Diseño Sismorresistente” y la Norma E.060 “Concreto Armado”, logrando un diseño conceptual previo al modelado de una edificación multifamiliar comercial de 4 niveles de concreto armado.	Distribución final de los elementos estructurales. Dimensiones de las secciones de los elementos estructurales	Columnas Vigas Placas Escalera Columnas Vigas Placas Escalera	Ubicación en el plano tridimensional Cargas gravitacionales Deflexiones Ductilidad
¿Cuál es el análisis estático y dinámico del sistema estructural de concreto armado según la Norma E.030 “Diseño Sismorresistente” con el apoyo del software CSI Etabs para una edificación multifamiliar comercial de 4 niveles de concreto armado?	Realizar el análisis estático y dinámico del sistema estructural de concreto armado según la Norma E.030 “Diseño Sismorresistente” con el apoyo del software CSI Etabs para una edificación multifamiliar comercial de 4 niveles de concreto armado.	Se realizará el análisis estático y dinámico del sistema estructural de concreto armado con el apoyo de software CSI Etabs, cumpliendo los límites establecidos por la Norma E.030 “Diseño Sismorresistente”.	Desplazamiento horizontal máximo (%).	Derivas Desplazamientos laterales	Peso Altura Fuerzas Laterales Periodo Rigidez
¿Cuál es el diseño estructural de los elementos de con concreto armado según la Norma E.060 “Concreto Armado” y la Norma E.050 “Suelos y Cimentaciones” para el resultado del modelado realizado con el software CSI Etabs para una edificación de 4 niveles de concreto armado?	Determinar el diseño estructural de los elementos de concreto armado según la Norma E.060 “Concreto Armado” para el resultado del modelado realizado con el software CSI Etabs para una edificación de 4 niveles de concreto armado.	El diseño de los elementos estructurales de concreto armado se realizarán de acuerdo a los resultados obtenidos del modelado con el apoyo del Software Etabs, cumpliendo lo indicado en la Norma E.060 “Concreto Armado” y la Norma E.050 “Suelos y Cimentaciones”.	Cantidad de acero estructural en los elementos estructurales (cm).	Fuerzas internas	Momentos Cortantes Torsiones Ductilidad

ANEXOS

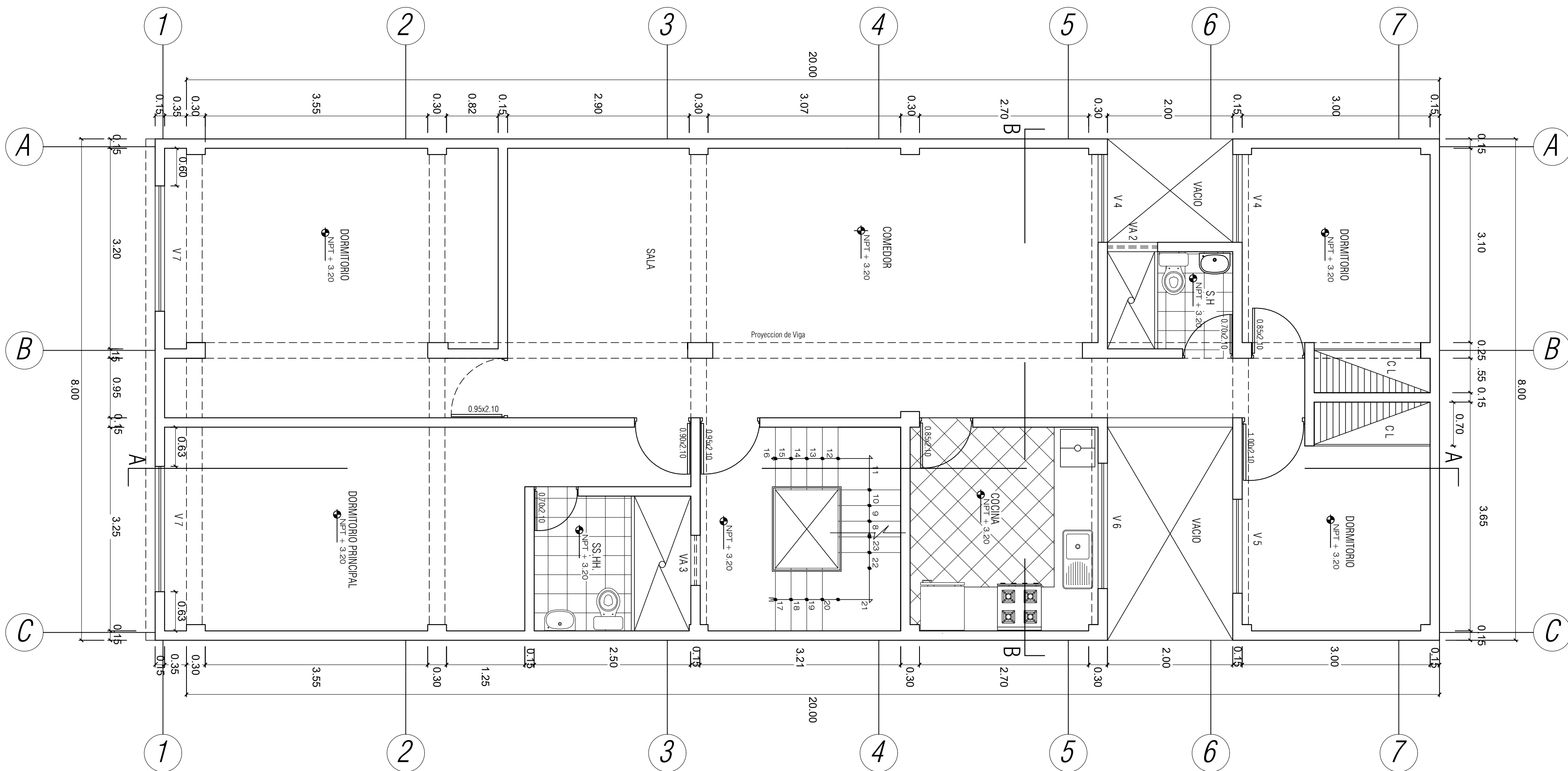
ANEXO 2: PLANO DE ARQUITECTURA DEL PROYECTO

ANEXO 3: PLANO DE ESTRUCTURAS DEL PROYECTO



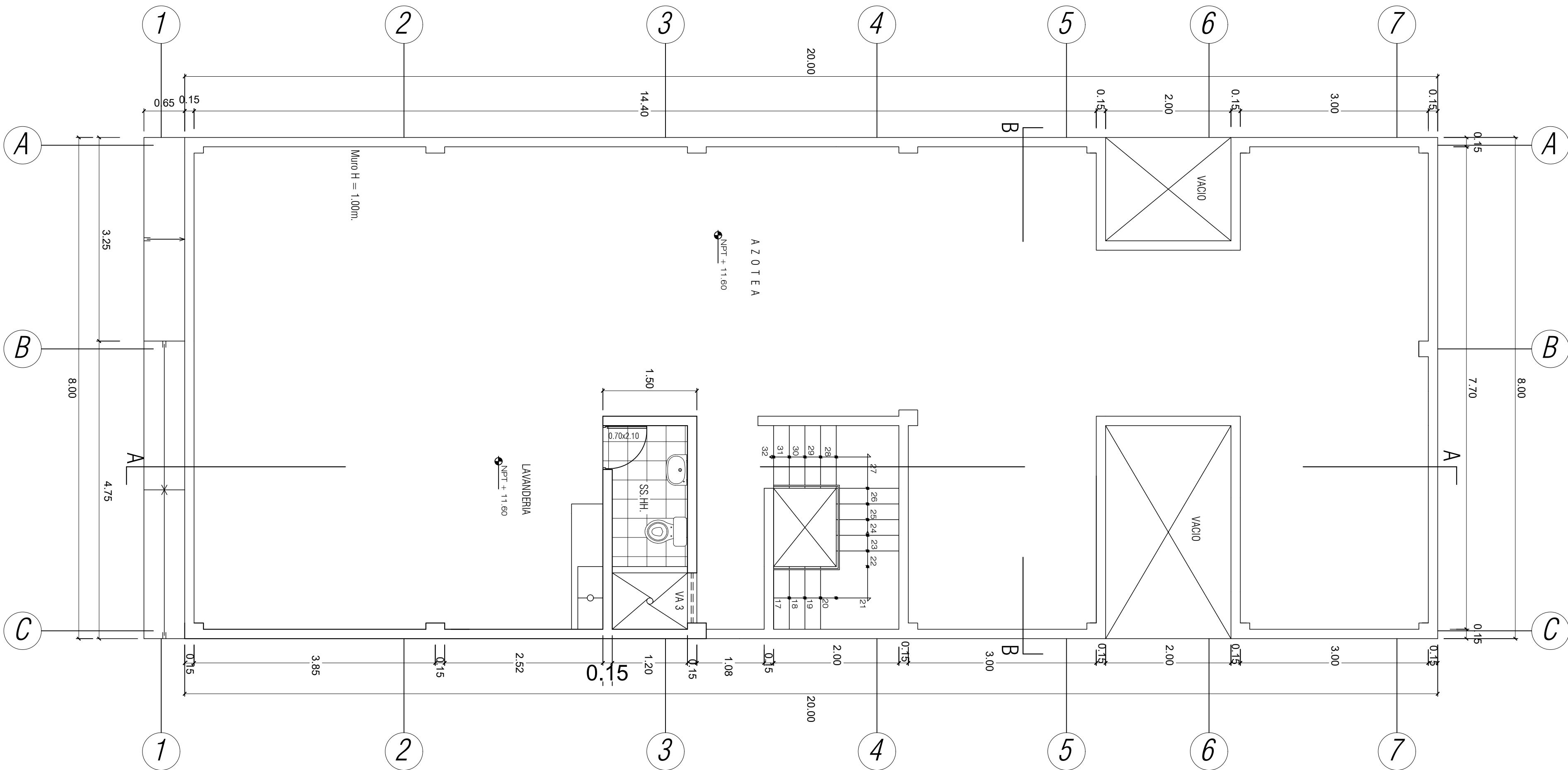
PLANTA: 1º PISO
ESCALA 1/50

PROYECTO:	
VIVIENDA MULTIFAMILIAR COMERCIAL	
ESPECIALIDAD:	
ARQUITECTURA	
PLANO:	
PRIMER PISO	
PROPIETARIO:	
...	
ESCALA:	FECHA:
INDICADA	DICIEMBRE 2024
ESTUDIANTE:	
BACH. KLISSMAN YERSON MORALES OLABARRERA	
LAMINA:	
A-01	



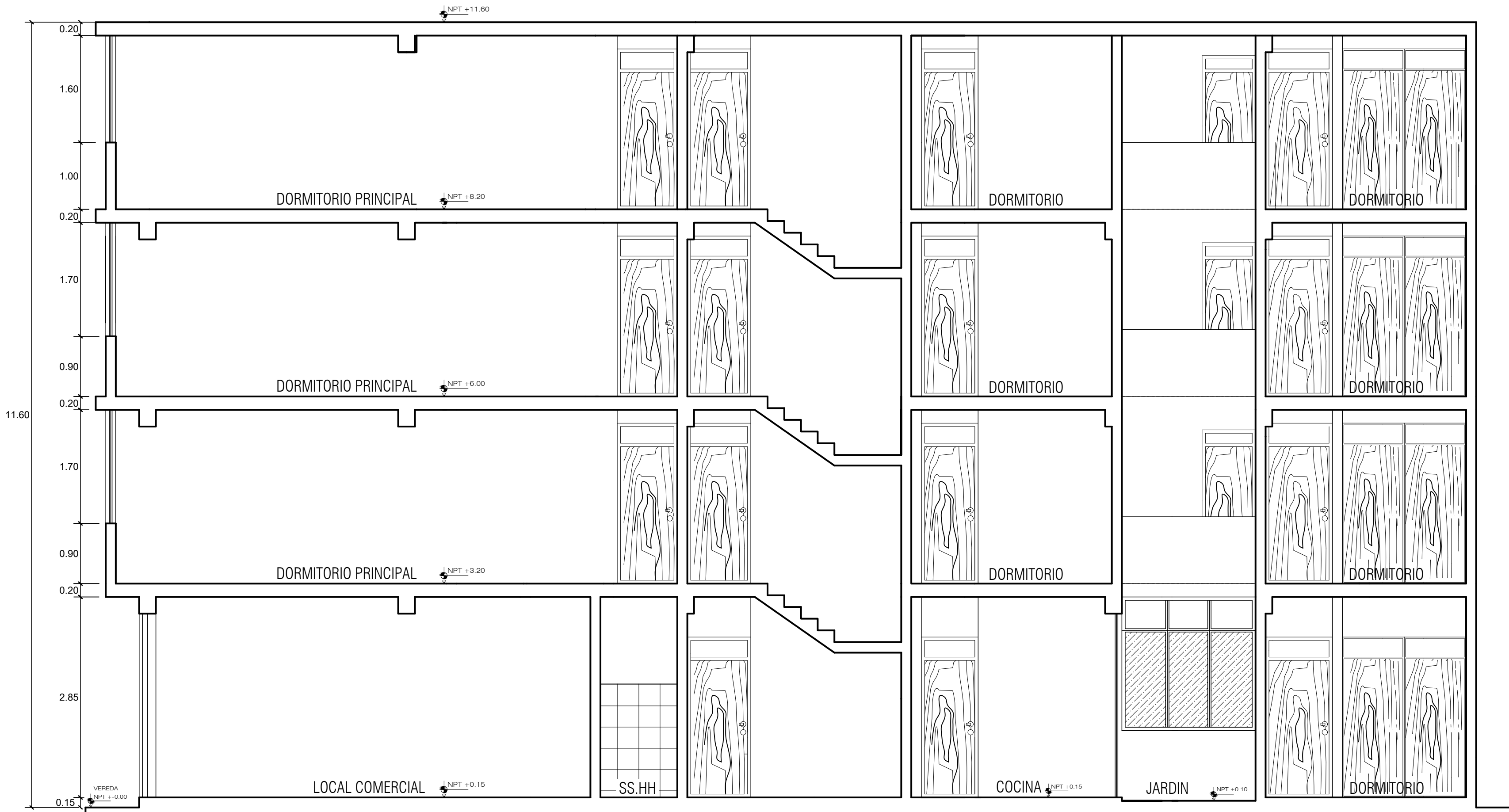
PLANTA TÍPICA: DEL 2º AL 3º PISO
ESCALA 1/50

PROYECTO:		VIVIENDA MULTIFAMILIAR COMERCIAL	
ESPECIALIDAD:		ARQUITECTURA	
PLANO:		PLANTA TÍPICA	
PROPIETARIO:		...	
ESCALA:	FECHA:		
INDICADA	DICIEMBRE 2024		
ESTUDIANTE:		BACH. KLISSMAN YERSON MORALES OLABARRERA	
LAMINA:		A-02	



PLANTA AZOTEA
ESCALA 1/50

PROYECTO:		VIVIENDA MULTIFAMILIAR COMERCIAL	
ESPECIALIDAD:		ARQUITECTURA	
PLANO:		PLANTA AZOTEA	
PROPIETARIO:		...	
ESCALA:	FECHA:		
INDICADA	DICIEMBRE 2024		
ESTUDIANTE:		BACH. KLISSMAN YERSON MORALES OLABARRERA	
LAMINA:		A-03	



CORTE A-A

ESCALA 1/50

PROYECTO:	
VIVIENDA MULTIFAMILIAR COMERCIAL	
ESPECIALIDAD:	
ARQUITECTURA	
PLANO:	
CORTE Y ELEVACIÓN	
PROPIETARIO:	
...	
ESCALA:	FECHA:
INDICADA	DICIEMBRE 2024
ESTUDIANTE:	
BACH. KLISSMAN YERSON MORALES OLABARRERA	
LAMINA:	
A-04	



ELEVACIÓN PRINCIPAL

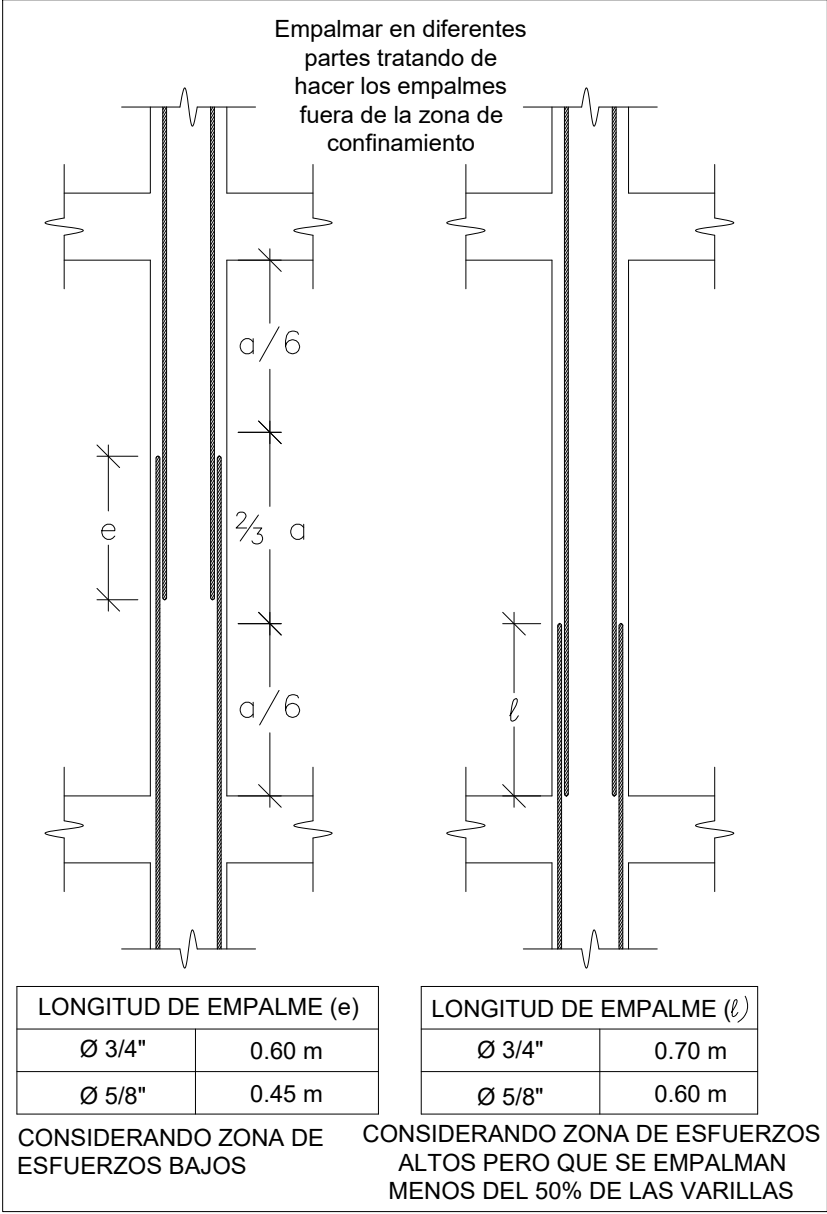
ESCALA 1/50



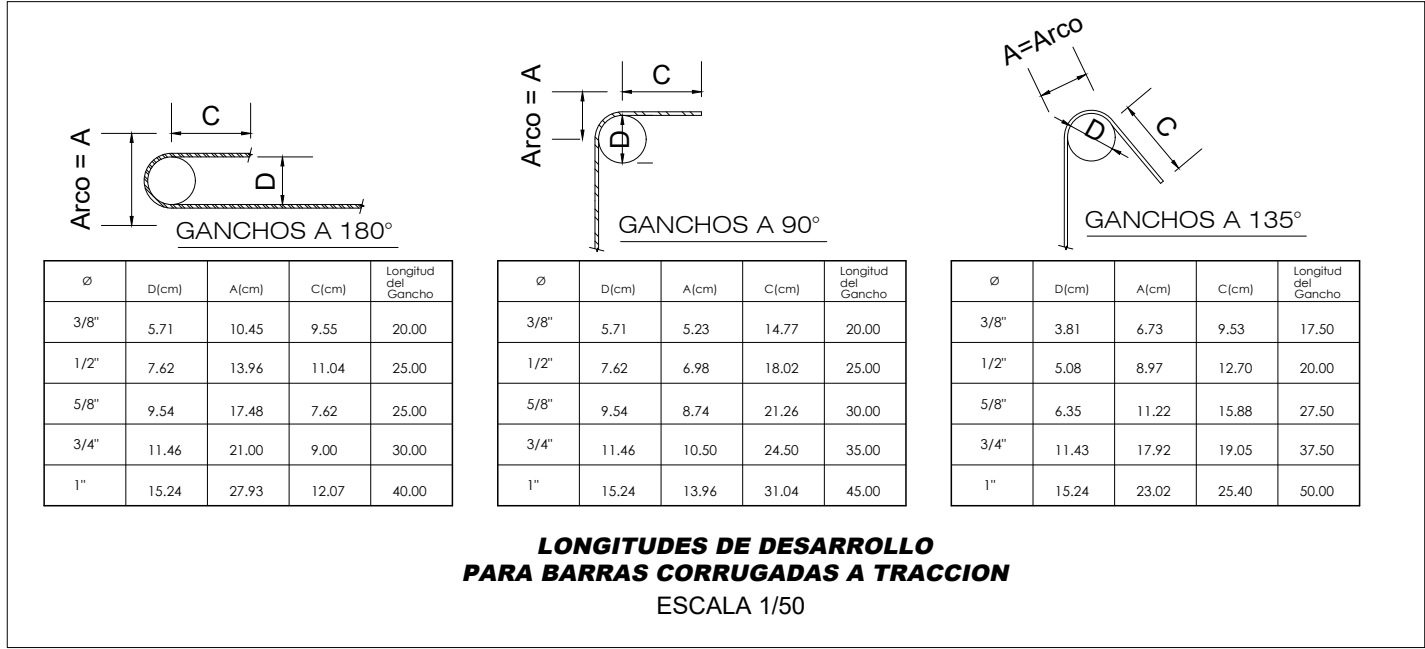
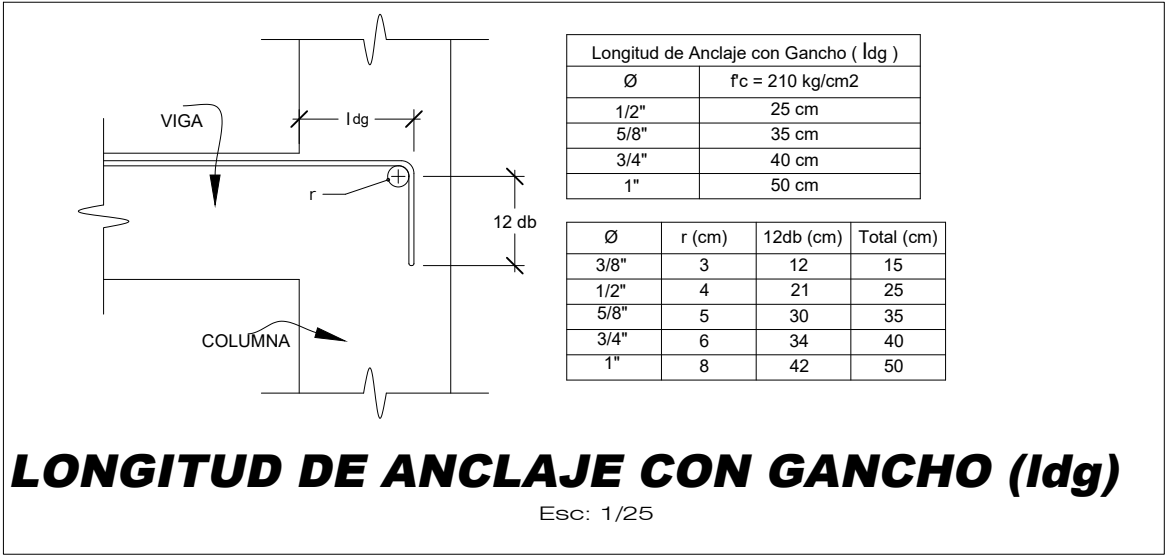
CORTE B-B

ESCALA 1/50

PROYECTO:	
VIVIENDA MULTIFAMILIAR COMERCIAL	
ESPECIALIDAD:	
ARQUITECTURA	
PLANO:	
CORTE Y ELEVACIÓN	
PROPIETARIO:	
...	
ESCALA:	FECHA:
INDICADA	DICIEMBRE 2024
ESTUDIANTE:	
BACH. KLISSMAN YERSON MORALES OLABARRERA	
LAMINA:	
A-05	

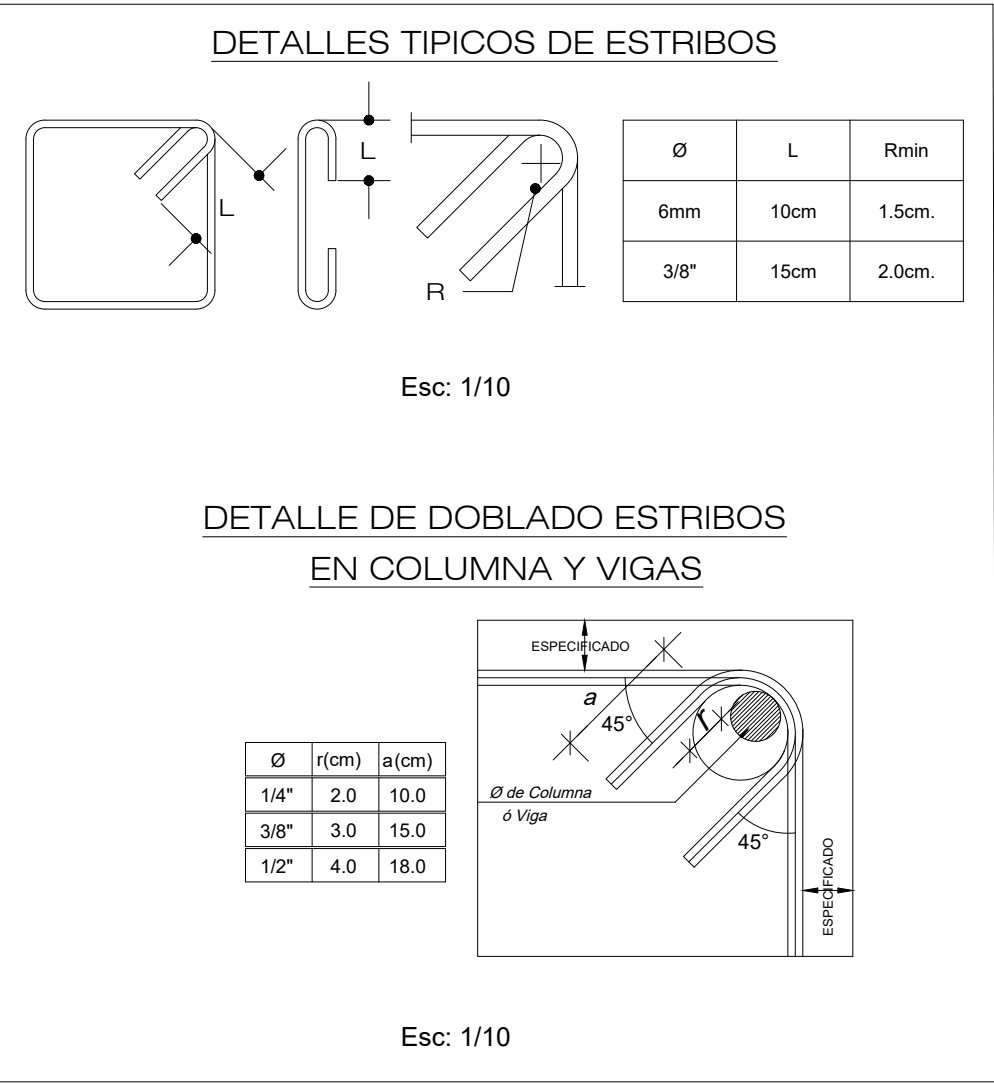
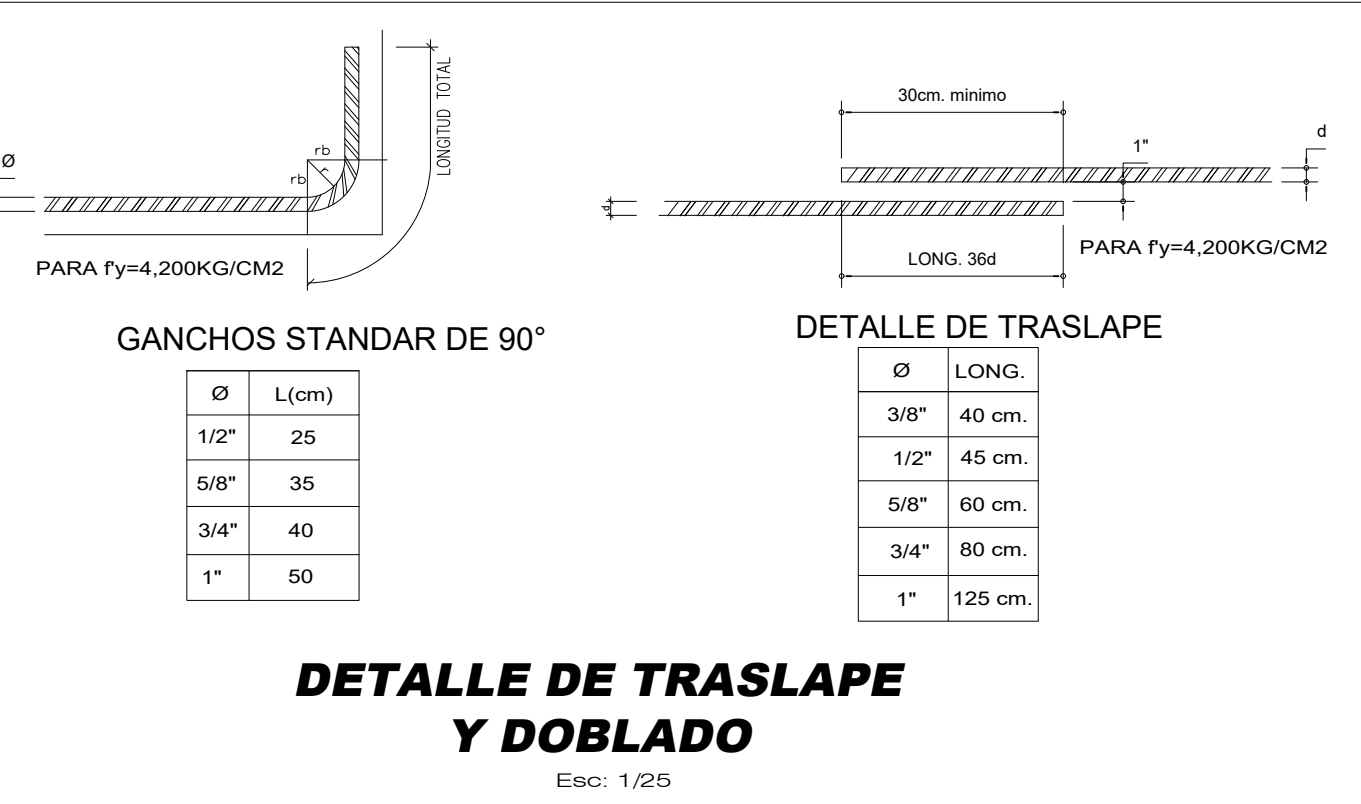
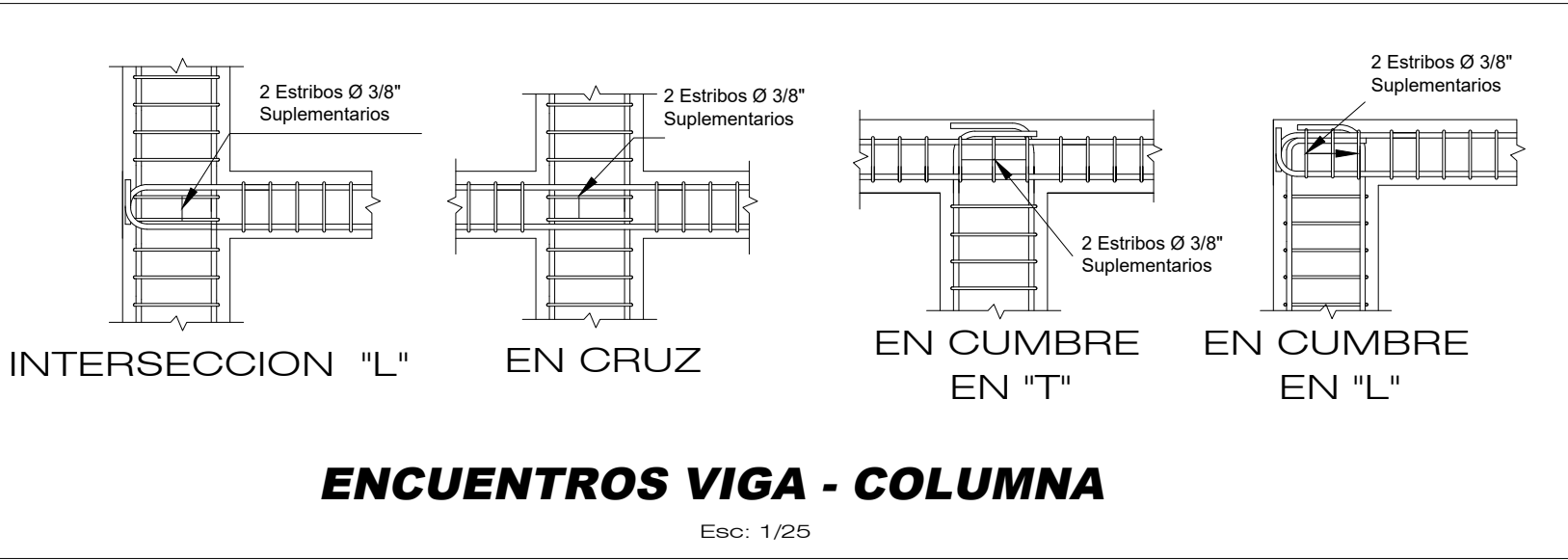


DETALLE DE EMPALME DE COLUMNAS
ESCALA 1/50



NORMATIVAS EMPLEADAS	
ANEXO 1	
NORMAS DE MATERIALES	
A. Las normas para materiales corresponden siempre a la última edición vigente.	
B. En el caso que el DISEÑO presente normas para los materiales aquí indicados, ellas podrán remplazarse, a juicio del proyectista o proyectista, a la norma indicada.	
C. En los casos adjuntos, por ejemplo, cemento, arena y unidades de albañilería, el constructor deberá a su vez verificar los certificados de fabricación que demuestren el cumplimiento de las normas aquí indicadas.	
1. CONCRETO	
CEMENTO PORTLAND	ASTM C-150
CEMENTO AGREGADO	ASTM C-595
AGREGADO	ASTM C-33
ADITIVO	ASTM C-494
2. PRUEBAS PARA EL CONCRETO	
ELABORACIÓN DE CILINDROS	ASTM C-31
ENSAYO DE COMPRESIÓN	ASTM C-39
ENSAYO DE FLEXIÓN	ASTM C-143
3. ACERO DE REFUERZO	
BARRAS CORRUGADAS	ASTM A-615
MALLA SOLDADA	ASTM A-185
TORNILLOS PARA CONCRETO PRETENSADO	ASTM A-415
ALAMBRE DE ALTA RESISTENCIA PARA CONCRETO PRETENSADO	ASTM A-421
4. ALBAÑILERÍA	
UNIDADES DE MORTAJA	INTERTCO 321.017
UNIDADES SILECO CALDEARAS	INTERTCO 331.032
ARENA PARA MORTERO	ASTM C-144
CAL HEBRADA	INTERTCO 330.002
5. ACERO ESTRUCTURAL	
PERFILES Y PLANCHAS	ASTM A-36
ELECTRODOS	ASTM A-1
PERFILES ARCADEAS Y TUERCAS	ASTM A-307

ESPECIFICACIONES TECNICAS BÁSICAS	
SUELO	CARGA ADMISIBLE DEL SUELO DE FUNDACIÓN q _{admisible} = 3.93 Kg/cm ² (DISEÑO) q _{utilizada} = 3.93 Kg/cm ² (ESTUDIO) Ø = 31.56° Profundidad = 1.50 m
ANÁLISIS SÍSMICO	PARÁMETROS SÍSMICOS: PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN DE LA ESTRUCTURA T = 0.41 seg TIPO DE SUELO S2 = (SUELOS INTERMEDIOS) FACTOR DE SUELO S = 1.05 TIPO DE ESTRUCTURA = REGULAR VALOR ASUMIDO 24 R = 1.05 TIPO DE ESTRUCTURA = REGULAR VALOR ASUMIDO 24 R = 1.05 FACTOR DE REDUCCIÓN R = 6.00 COEFICIENTE DE REDUCCIÓN = 8 (SISTEMA RESISTENTE POR FORTOS DE CONCRETO) UBICACIÓN DE LA ESTRUCTURA FACTOR DE ZONA Z = 0.45 (ZONA 4) FACTOR DE USO E IMPORTANCIA DE LA ESTRUCTURA U = 1.00 (EDIFICACIONES COMUNES CATEGORÍA C) CONCRETO SIMPLE O CICLOPEO SOLADO DE ZAPATAS SOLADO DE CIMENTACIÓN Ø = 2" Ø 1.12 CEMENTO ARENA EN BASE DE CEMENTOS CONCRETO SUBZAPATA f _c = 175 Kg/cm ² + 30% DE PIEDRA MEDIANA (Mód. 6)
CONCRETO ARMADO	ACERO ASTM A615 GRADO 60 - 96 a (Designación Aceros A615) INTERTCO 341.031 GRADO ARMADO - 91 F _y = 4200 - 5710 Kg/cm ² (LÍMITE DE FLEUENCIA) R = 6330 Kg/cm ² MÍNIMO (RESISTENCIA A LA TRACCIÓN) CONCRETO CONCRETO PARA SUBZAPATAS f _c = 175 Kg/cm ² + 30% PM (Mód. 6) CONCRETO EN ELEMENTOS A COMPRESIÓN f _c = 210 Kg/cm ² PARA ZAPATAS SEGUN DISEÑO CONCRETO EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES f _c = 210 Kg/cm ² PARA COLUMNAS, VIGAS, LOSAS MACISAS CONCRETO EN PLACAS DE CONCRETO f _c = 210 Kg/cm ² PARA COLUMNAS, VIGAS, LOSAS MACISAS EL CURADO SERA POR VIA HUMEDA RECUBRIMIENTOS LIBRES - Zapatas 75 mm - Columnas 40 mm - Losas: Capa Superior 20 mm Capa Inferior 25 mm - Vigas: Capa Superior 40 mm Capa Inferior 40 mm JUNTAS DE CONSTRUCCIÓN (UNION DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES) LAS JUNTAS DE CONSTRUCCIÓN SE EFECTUARÁN EN LOS LUGARES INDICADOS EN LOS DETALLES DE ARMADO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES LAS SUPERFICIES DE LAS JUNTAS DE CONSTRUCCIÓN DEBERÁN SER CUIDADOSAMENTE LIMPIADAS ANTES DE PROCEDER AL VACIADO DE LA SIGUIENTE ETAPA. EN CASO DE SER NECESARIO SE PROCEDERÁ A APLICAR UNA MANO DE PEGAMENTO EPOXICO ENTRE CONCRETO FRESCO Y EL CONCRETO EXISTENTE.
TARRAJEOS Y DERRAMES	VIGAS Y VEREDAS INTERIOR: TARRAJEO CON IMPERMEABILIZANTE DE LOSA DE FONDO E INTERIORES EXTERIOR: TARRAJEO EN EXTERIORES CON CEMENTO-ARENA 1:5 CONFORMACIÓN DE PENDIENTE EN LOSA
SOLDADURA	SOLDADURA - Electrodo AWS E7018 (Soldadura de Estructuras Metálicas) - Electrodo AWS E8018 (Soldadura para Barras Corrugadas)
ALBAÑILERÍA	ALBAÑILERÍA MUROS : fm: 65 Kg/cm ² (Unidades de Albañilería Mecanizadas tipo KING KONG) MORTERO: TIPO M CON ESPESOR DE JUNTA DE 1.50 cm. ESPECIFICACIONES GENERALES DE ALBAÑILERÍA VACIAR COLUMNAS AMARRADAS A LOS MUROS EN FORMA DENTADA, SOLO DONDE EL MURO NO CREE COLUMNAS CORTAS. EL CURADO DE LOS MUROS SERA POR VIA HUMEDA.
ANEXOS	NOTAS: 1.- La Fabricación, Control de Calidad, Pintura, Transporte y Empalme se realizará de acuerdo a las siguientes especificaciones: Standard Specifications AASHTO LRFD ANSI/ 2.- Se empleará Acero Estructural GRADO 60 PARA TODO. 3.- La contrateña para cada una de las vigas deberá ser verificada, por el Supervisor de acuerdo al tipo de encofrado y sobrecarga de trabajo, con énfasis en el detalle mostrado en los planos. 4.- El Ejecutor y/o Residente deberá elaborar un adecuado cronograma para los trabajos de Vaciado de Vigas, de tal manera de minimizar los efectos térmicos, así como de la influencia de las bajas temperaturas de la Zona. 5.- Se tendrá en consideración que los diagramas deberán ser vaciados monolíticamente con las vigas principales y losa a menos que se verifique el eje neutro.
OBSERVACIONES	LAS PRESENTES ESPECIFICACIONES SE COMPLEMENTARÁN CON LAS ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DEL PROYECTO Y CON LAS PRESCRIPCIONES DEL REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES Y SUS NORMAS DE ESTRUCTURAS.



PROYECTO:

VIVIENDA MULTIFAMILIAR COMERCIAL

ESPECIALIDAD:

ESTRUCTURAS

PLANO:

DETALLES

PROPIETARIO:

...

ESCALA:

INDICADA

FECHA:

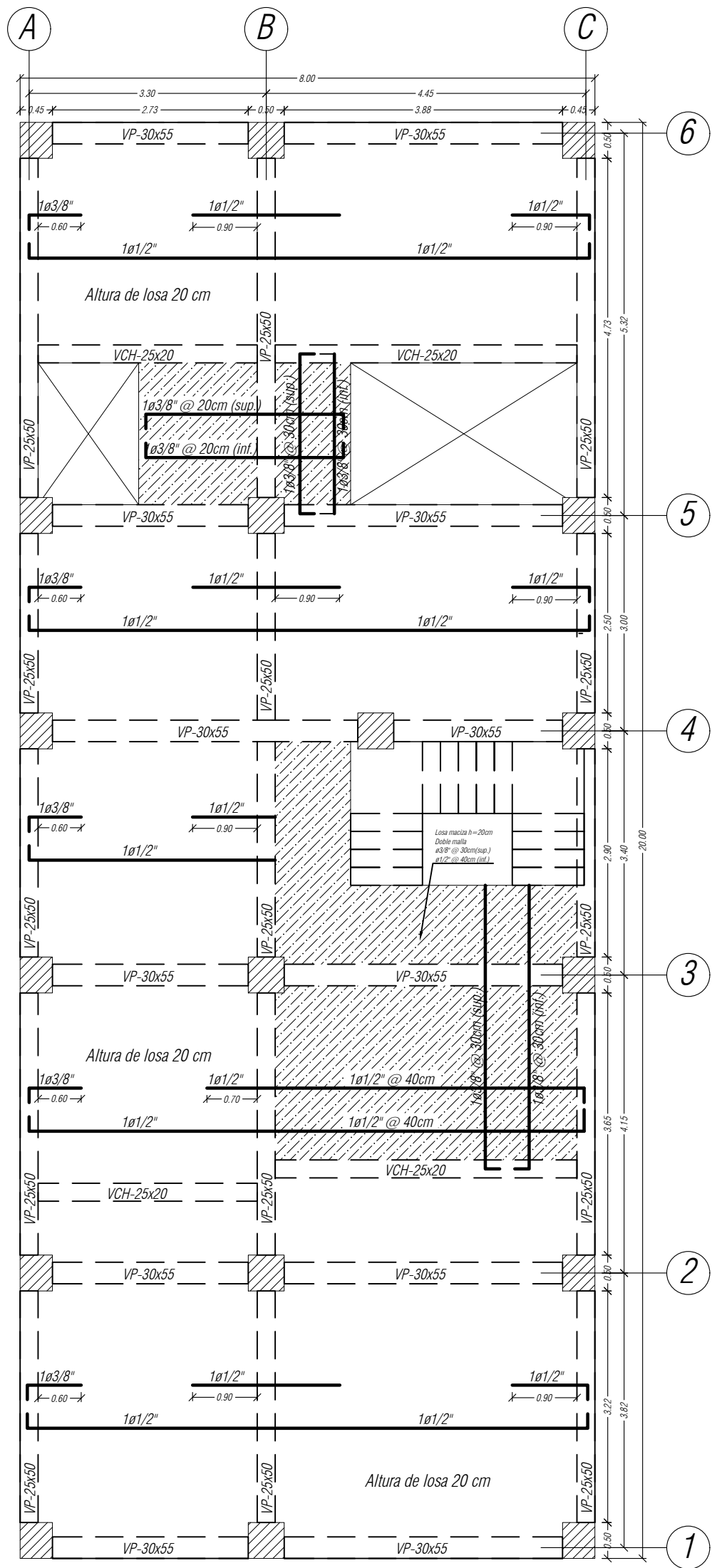
DICIEMBRE 2024

DIBUJO CAD:

BACH. KLISSMAN YERSON MORALES OLABARRERA

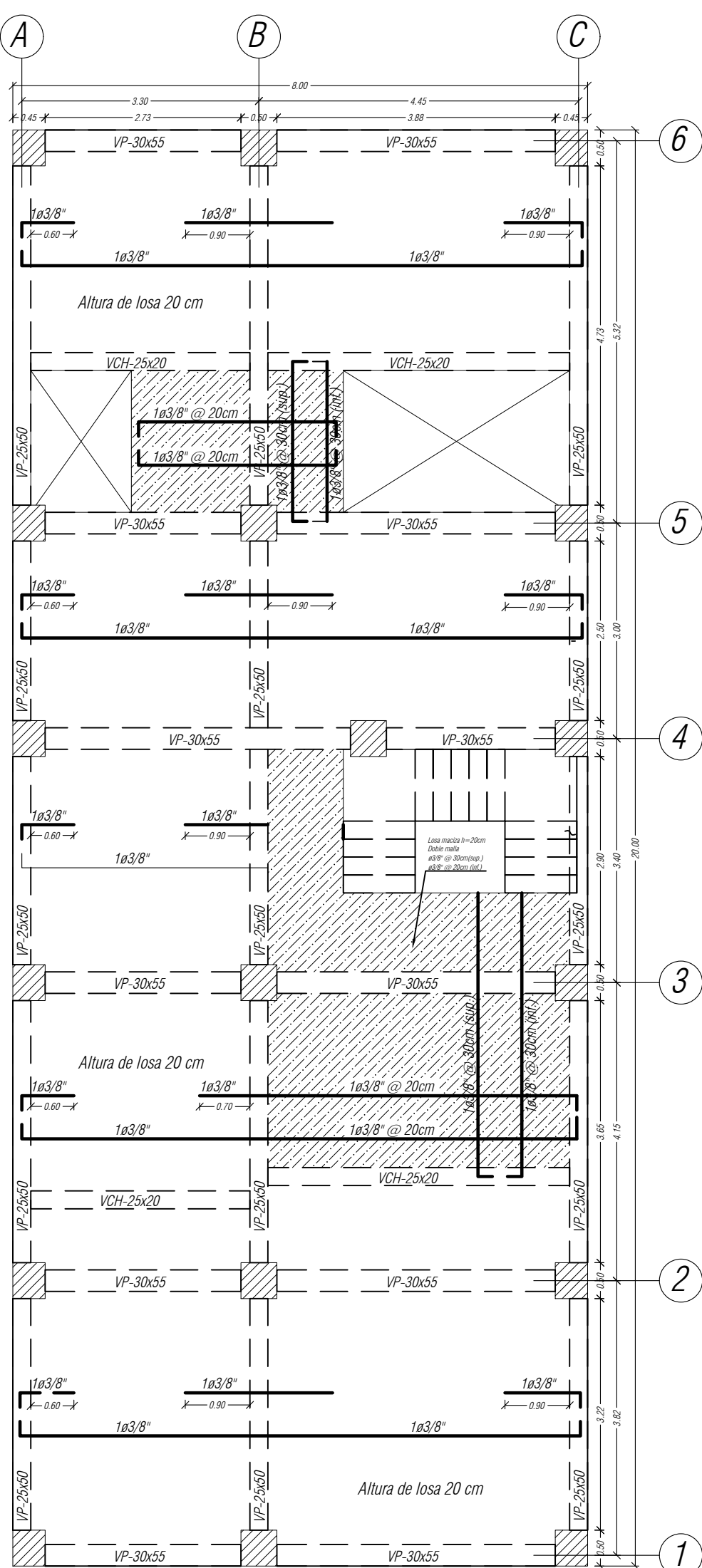
LAMINA:

E-01



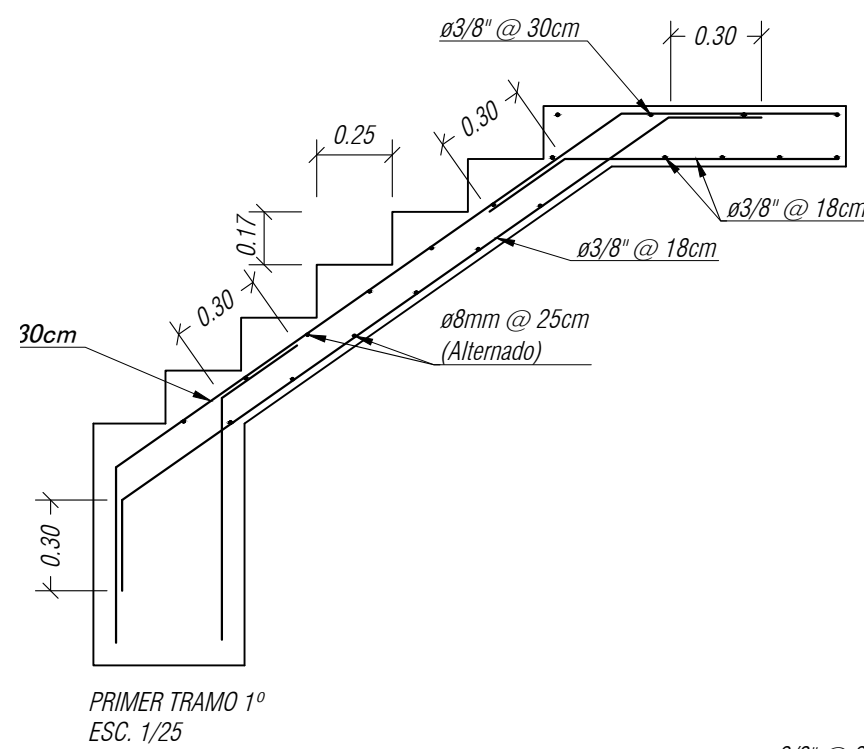
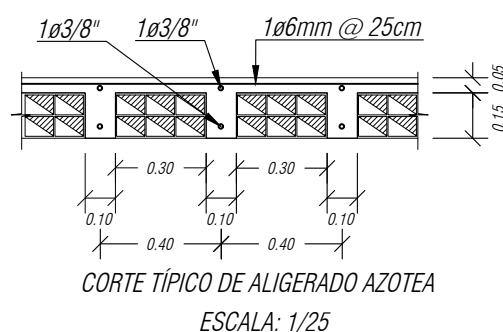
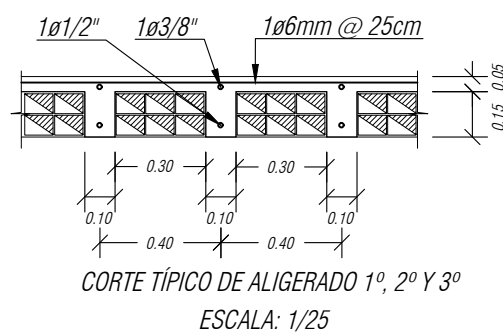
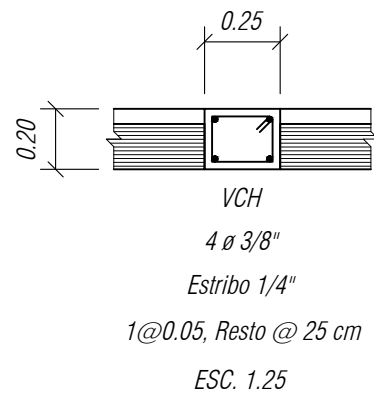
PLANO DE ALIGERADO - PRIMER NIVEL y PISO TÍPICO

ESCALA 1/75

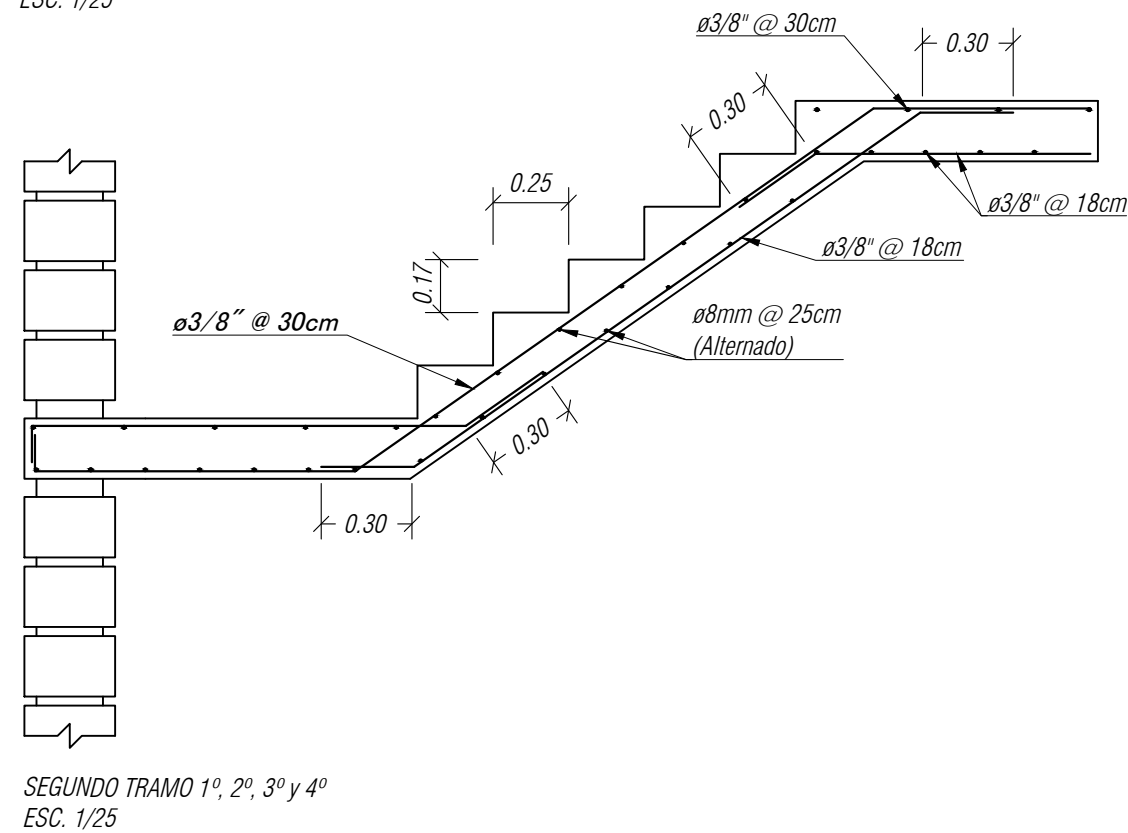


PLANO DE ALIGERADO - TECHO

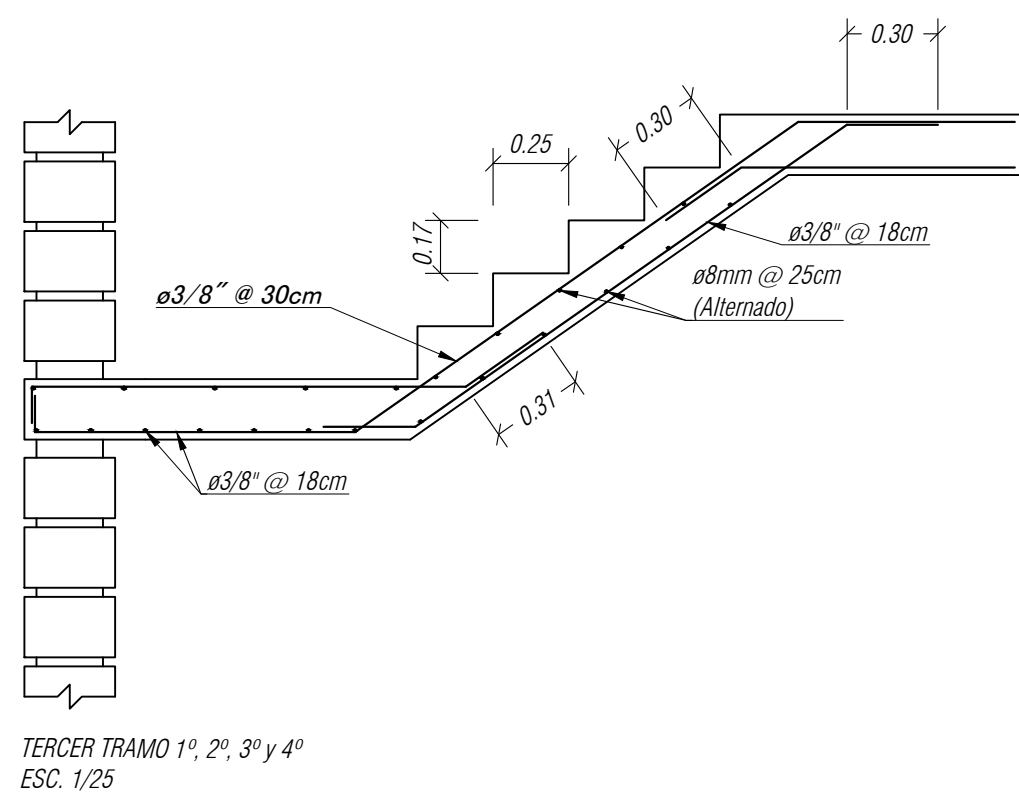
ESCALA 1/75



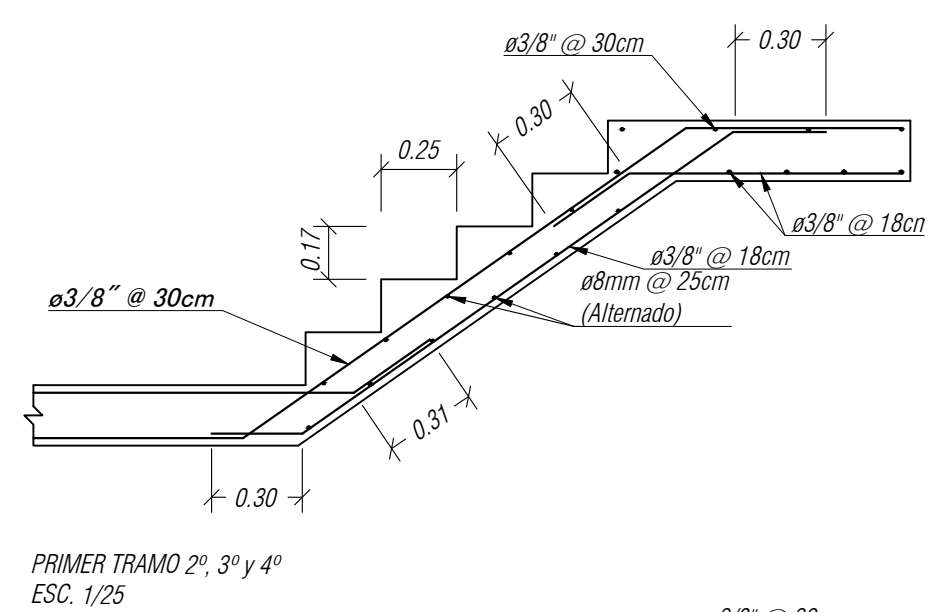
PRIMER TRAMO 1º
ESC. 1/25



SEGUNDO TRAMO 1º, 2º, 3º y 4º
ESC. 1/25



TERCER TRAMO 1º, 2º, 3º y 4º
ESC. 1/25



PRIMER TRAMO 2º, 3º y 4º
ESC. 1/25

PROYECTO:

VIVIENDA
MULTIFAMILIAR
COMERCIAL

ESPECIALIDAD:

ESTRUCTURAS

PLANO:

**LOSA Y
ESCALERA**

PROPIETARIO:

...

ESCALA:

INDICADA

FECHA:

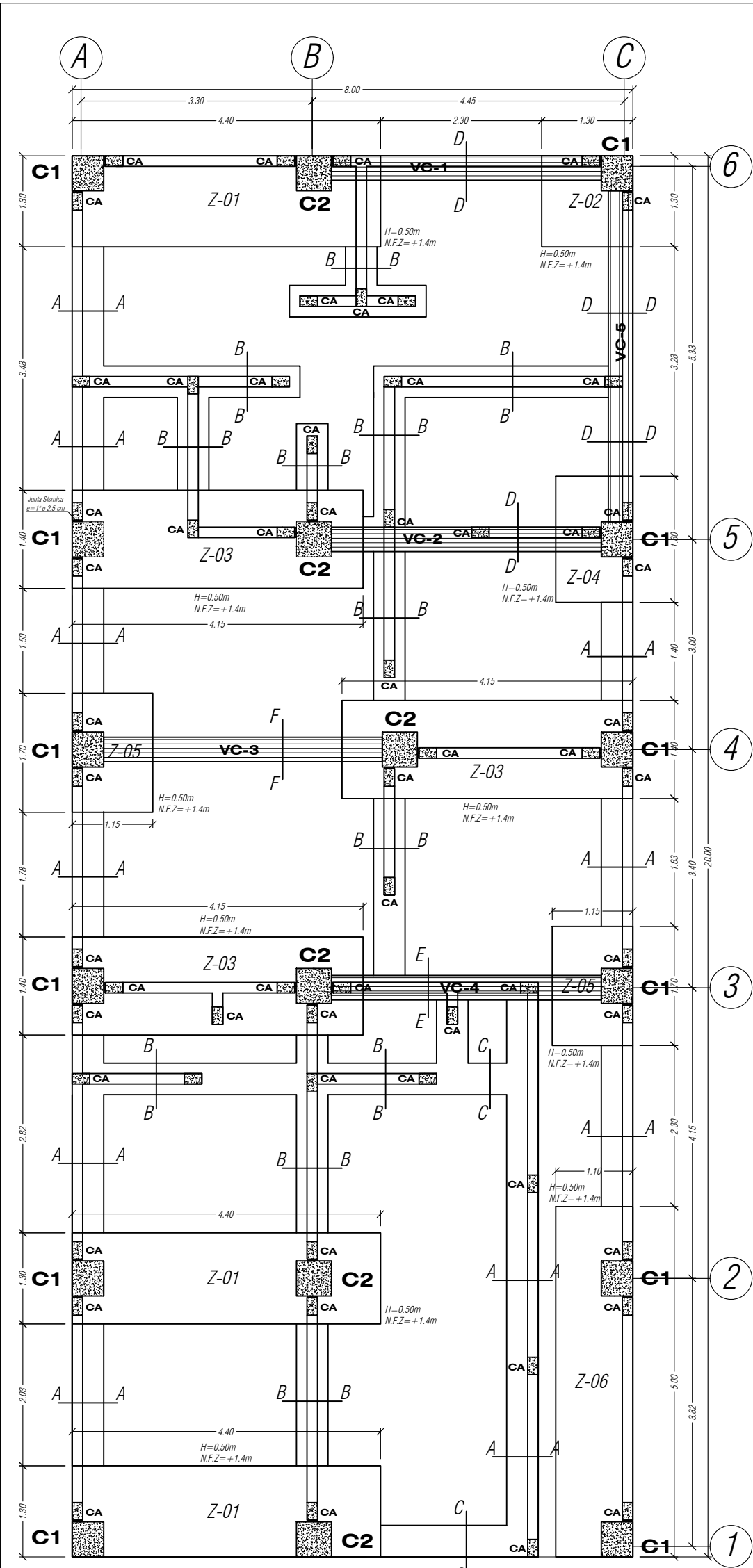
DICIEMBRE 2024

DIBUJO CAD:

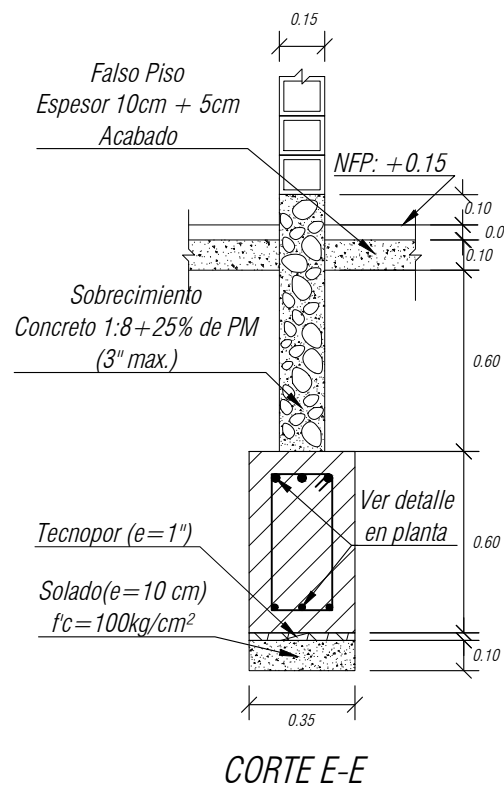
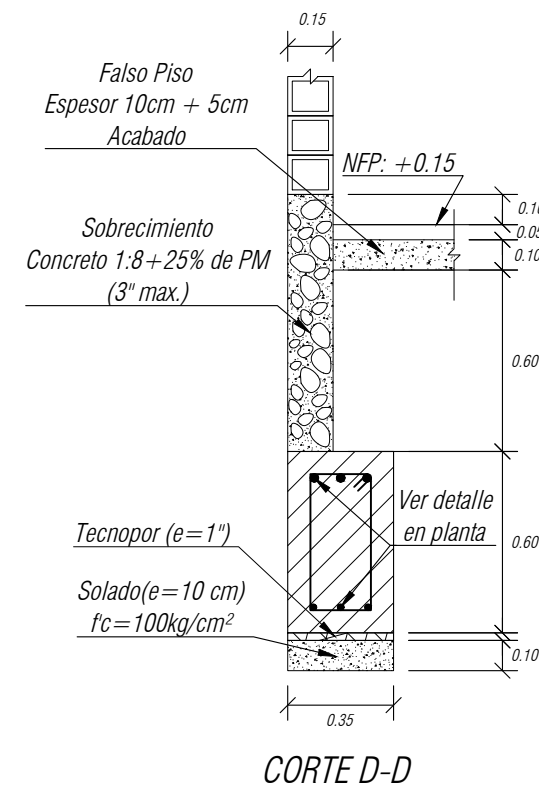
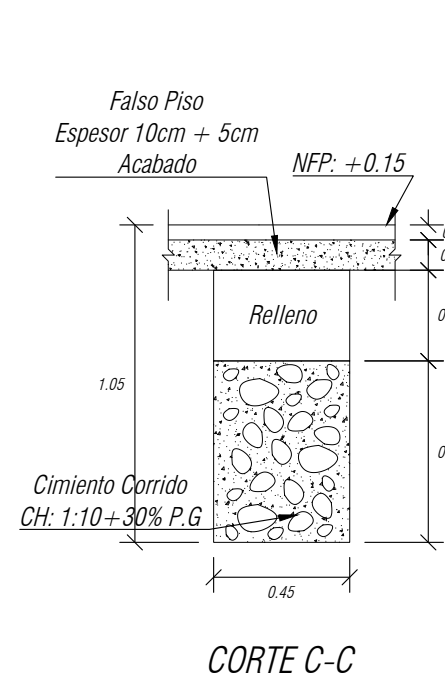
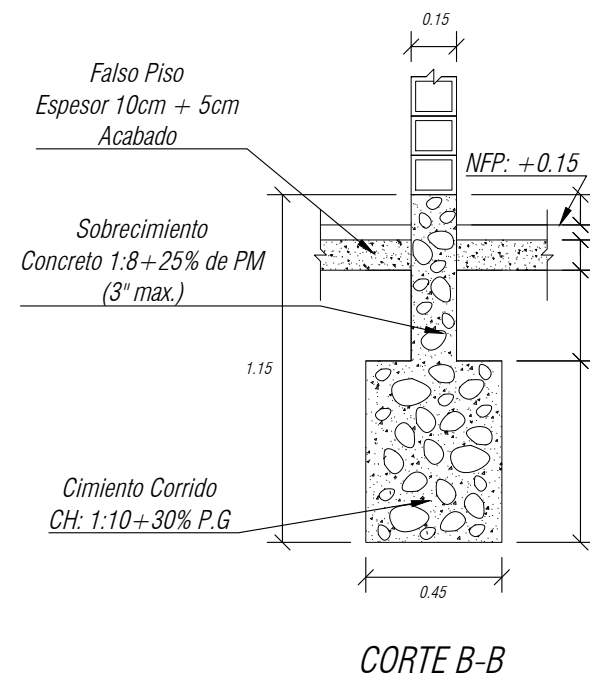
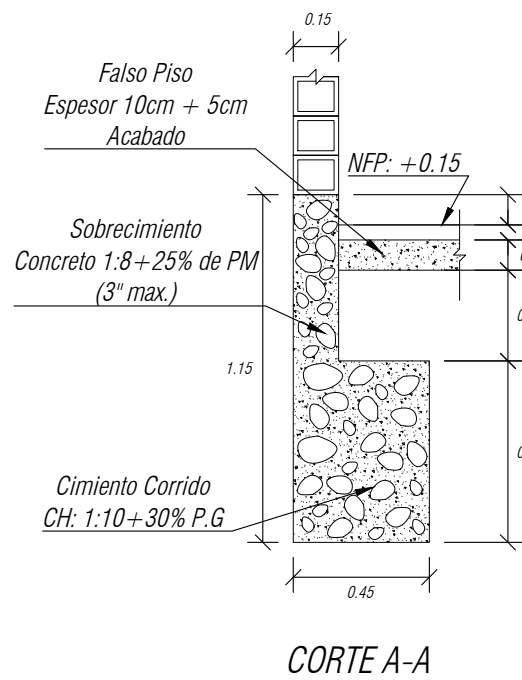
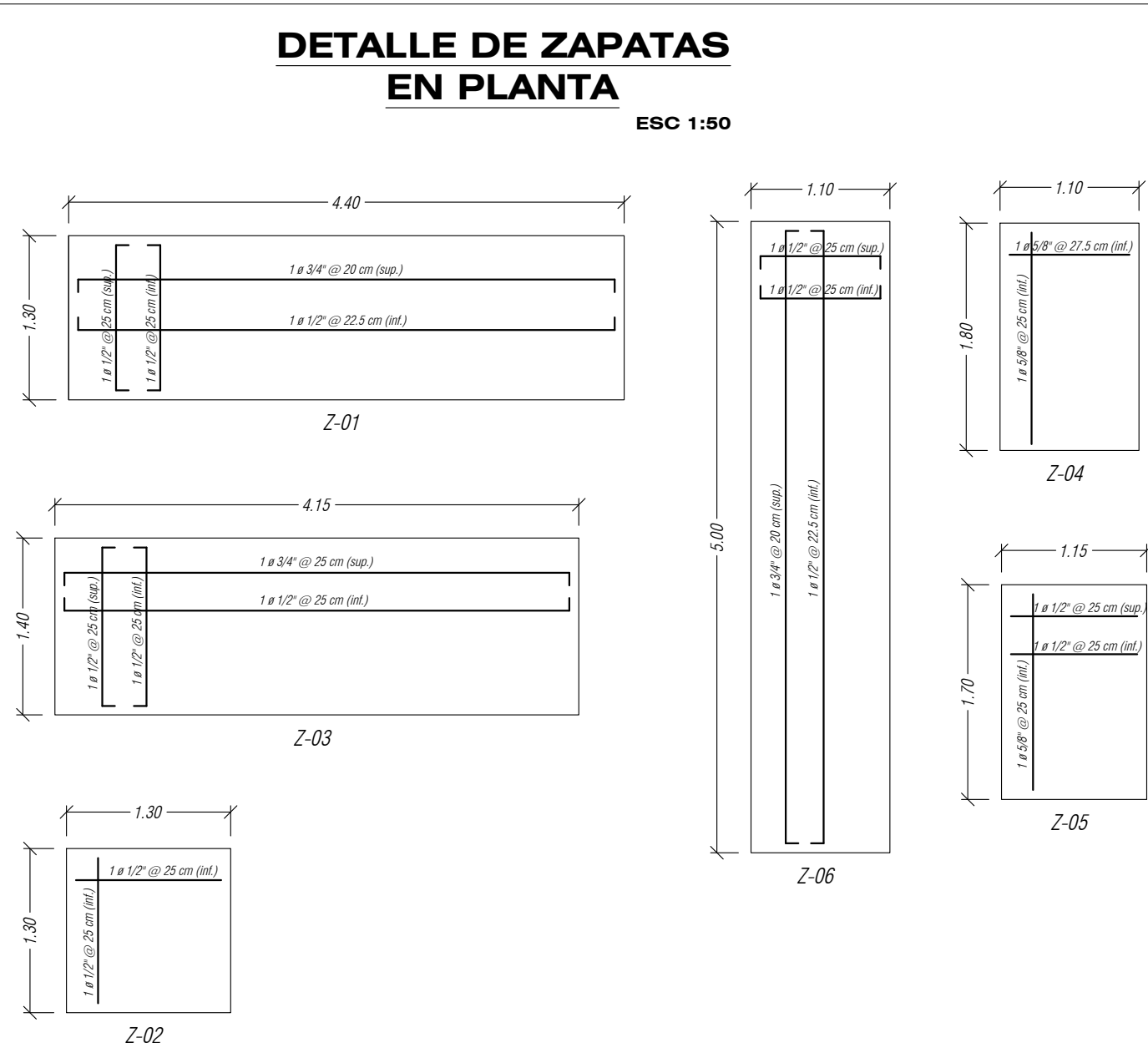
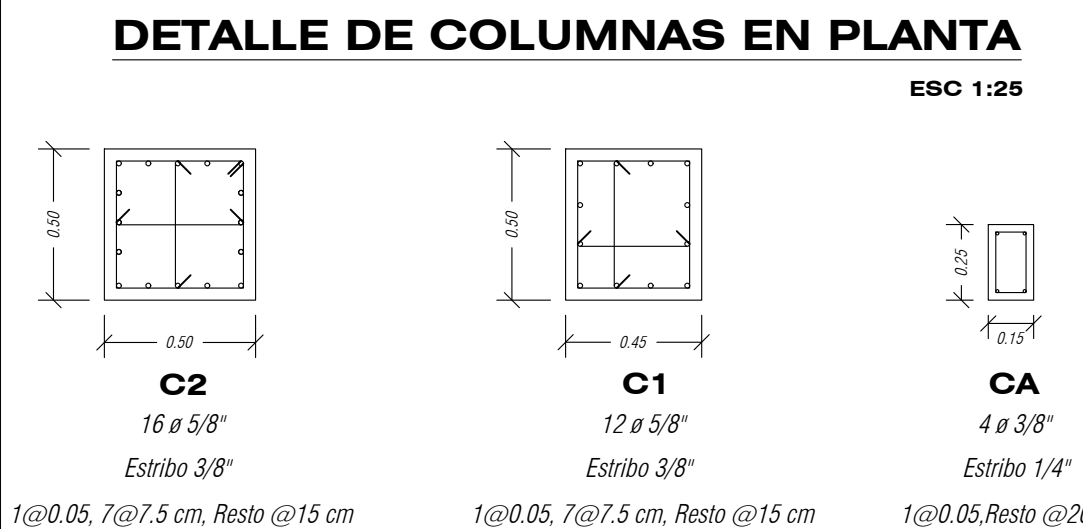
BACH. KLISSMAN YERSON
MORALES OLABARRERA

LAMINA:

E-02

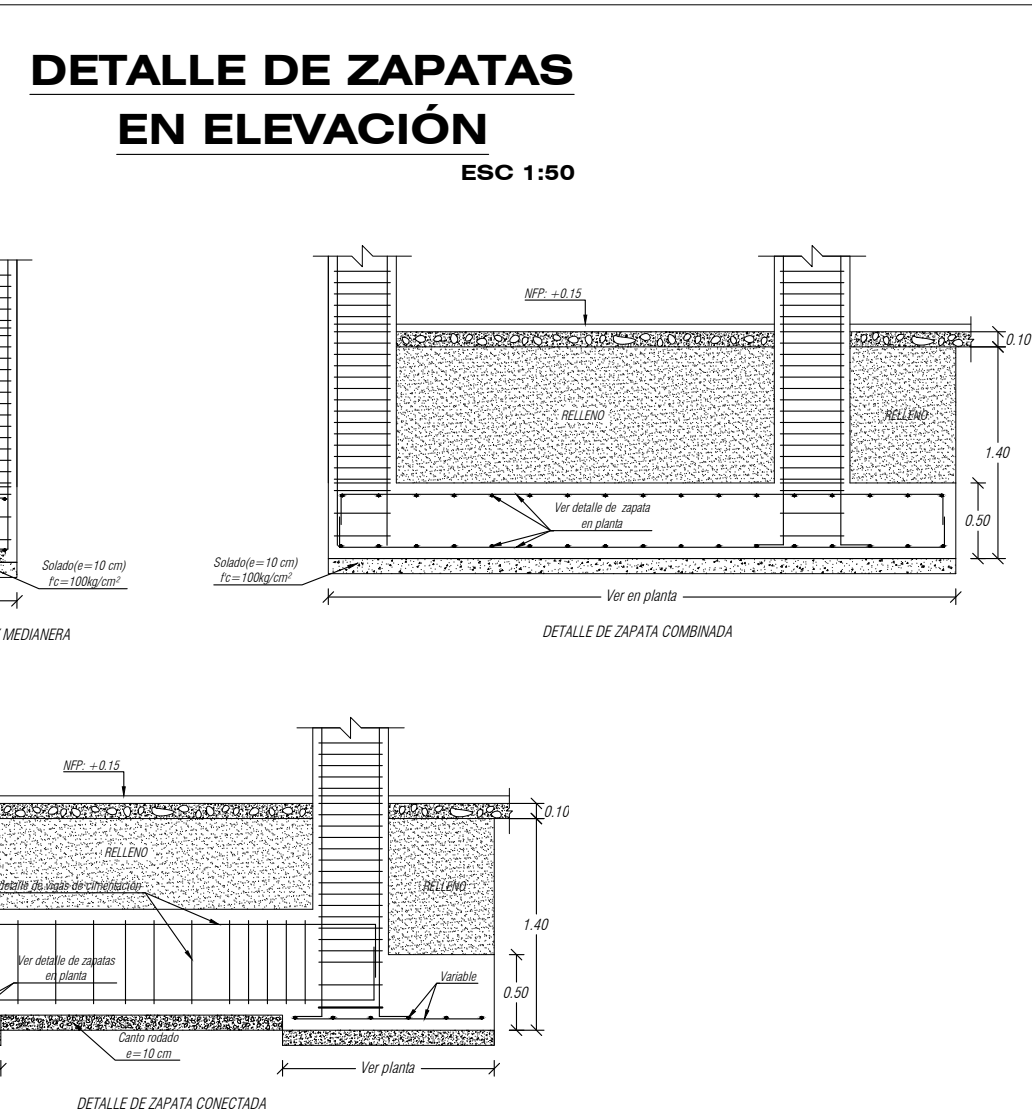
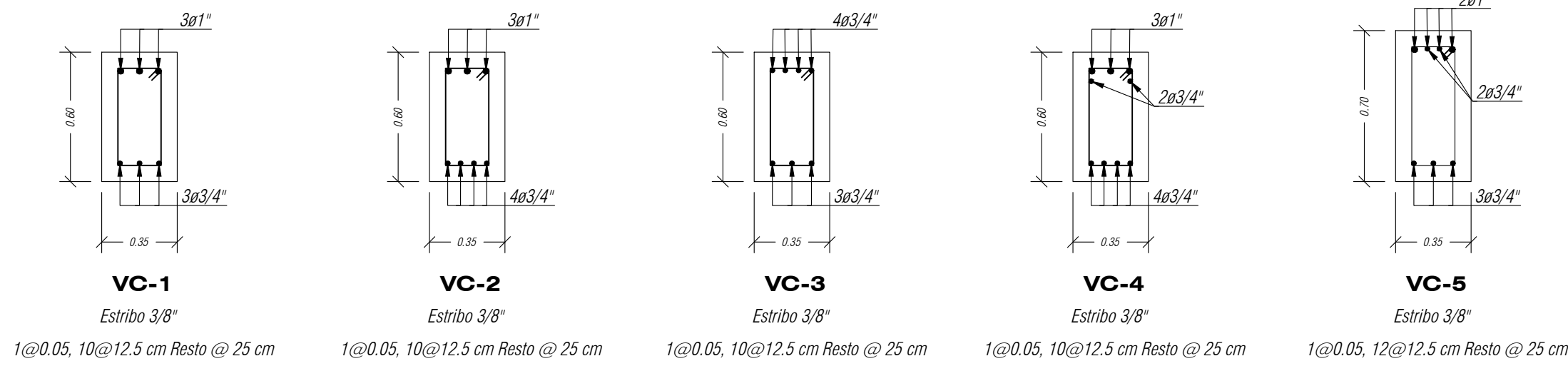


PLANO DE CIMENTACIÓN
N.F.C.: +1.40 m
ESC: 1/75



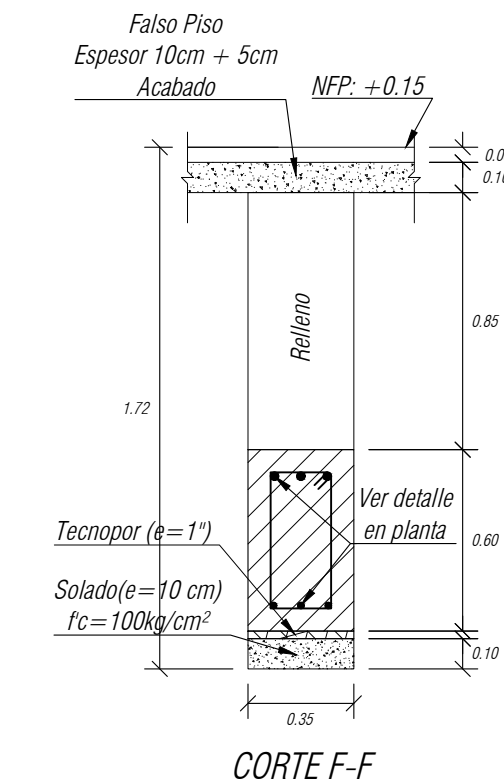
DETALLE DE VIGAS DE CIMENTACIÓN

ESC 1:25

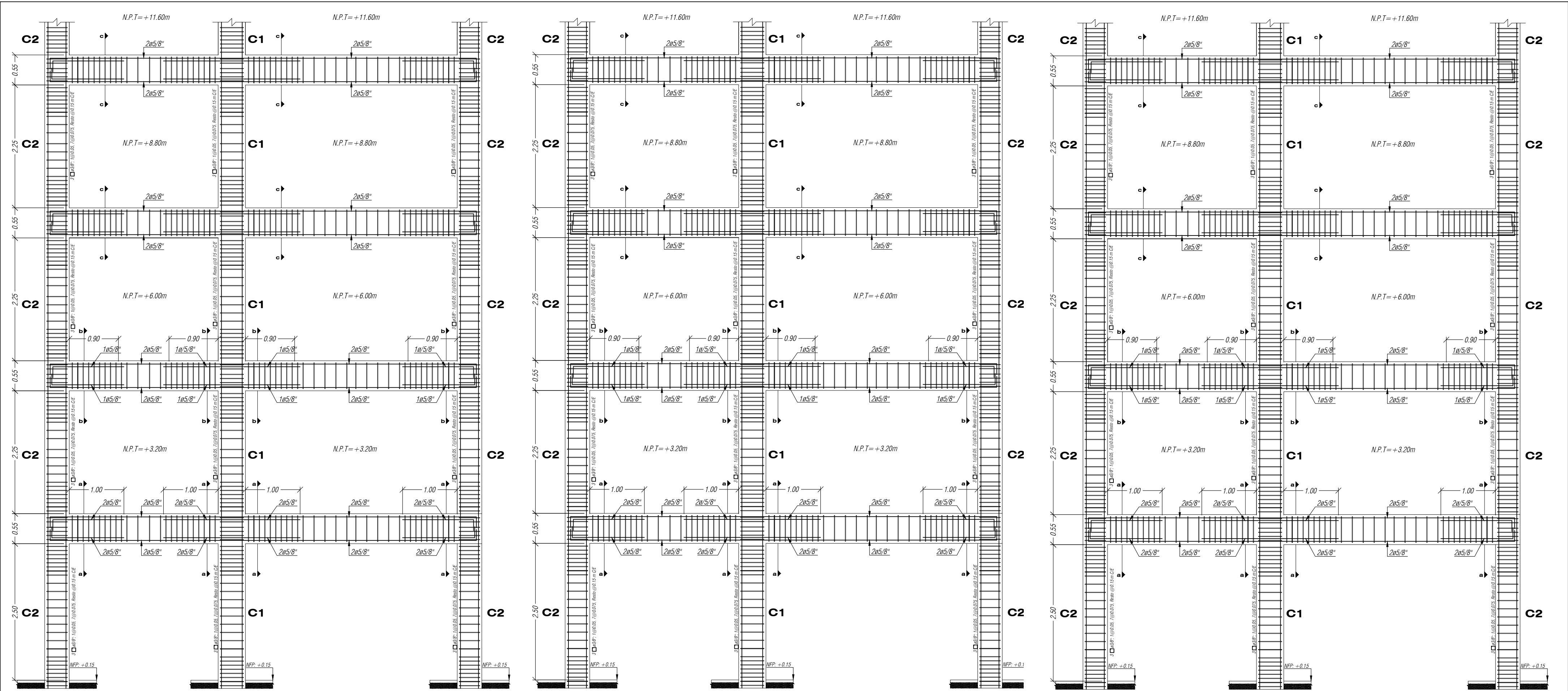


DETALLE DE CIMIENTO CORRIDO

ESC 1:25



PROYECTO:	
VIVIENDA MULTIFAMILIAR COMERCIAL	
ESPECIALIDAD:	
ESTRUCTURAS	
PLANO:	
CIMENTACIONES	
PROPIETARIO:	
...	
ESCALA:	FECHA:
INDICADA	DICIEMBRE 2024
DIBUJO CAD:	
BACH. KLISSMAN YERSON MORALES OLABARRERA	
LAMINA:	
E-03	



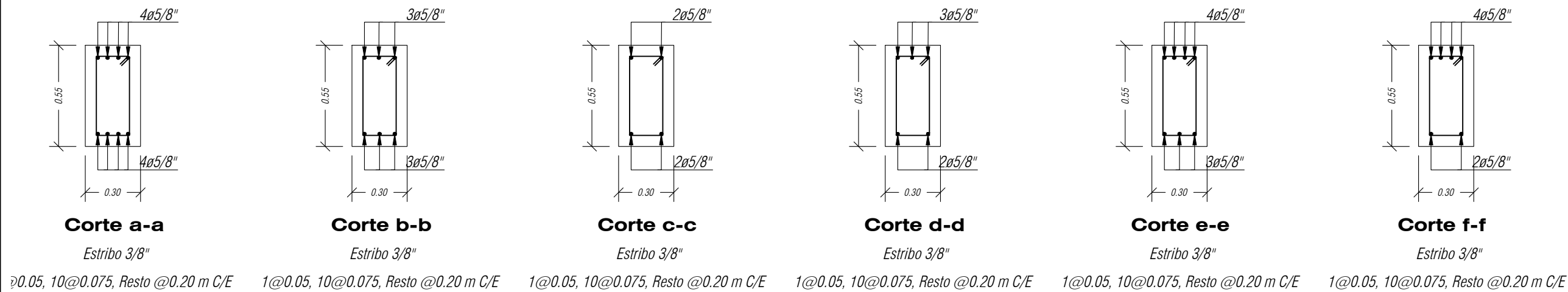
DETALLE DE PÓRTICOS DE LOS EJES 1-1 Y 6-6
ESCALA 1:50

DETALLE DE PÓRTICOS DE LOS EJES 1-1 Y 6-6
ESCALA 1:50

DETALLE DE PÓRTICOS DE LOS EJES 1-1 Y 6-6
ESCALA 1:50

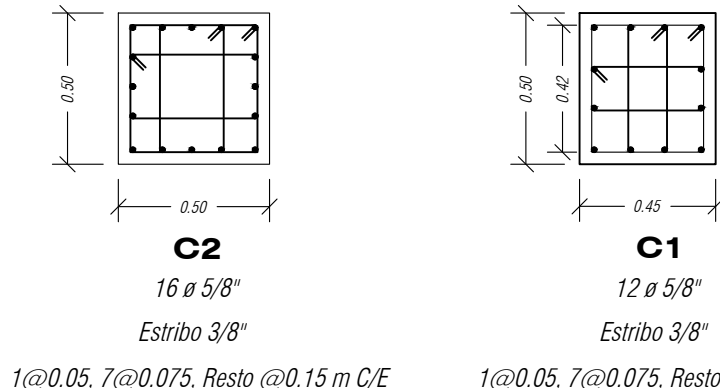
DETALLE DE VIGAS

ESC 1:25

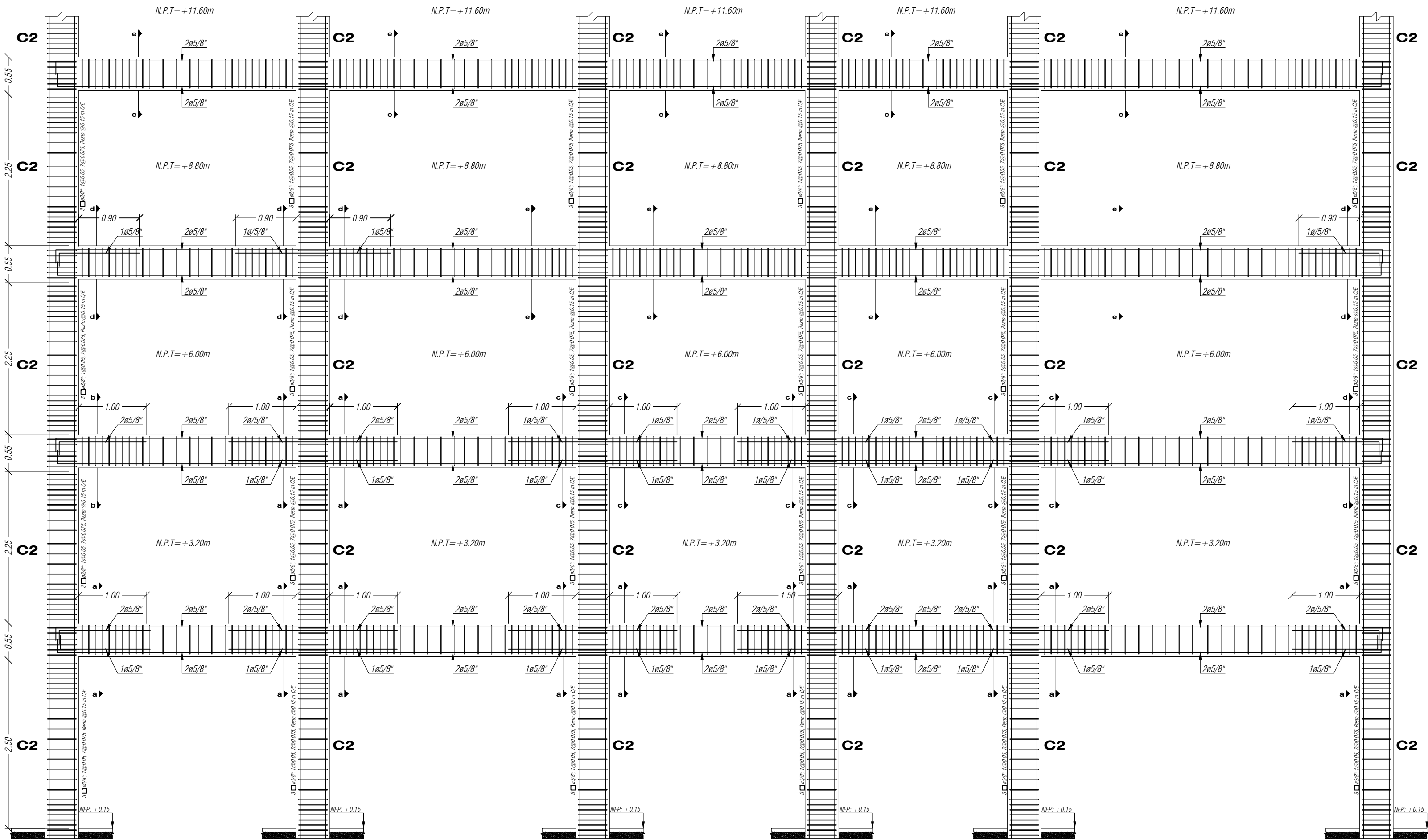


DETALLE DE COLUMNAS EN PLANTA

ESC 1:25



ESPECIALIDAD:	
ESTRUCTURAS	
PLANO:	
PÓRTICOS I	
ESCALA:	FECHA:
INDICADA	DICIEMBRE 2024
DIBUJO CAD:	
BACH. KLISSMAN YERSON MORALES OLABARRERA	
LAMINA:	
E-04	

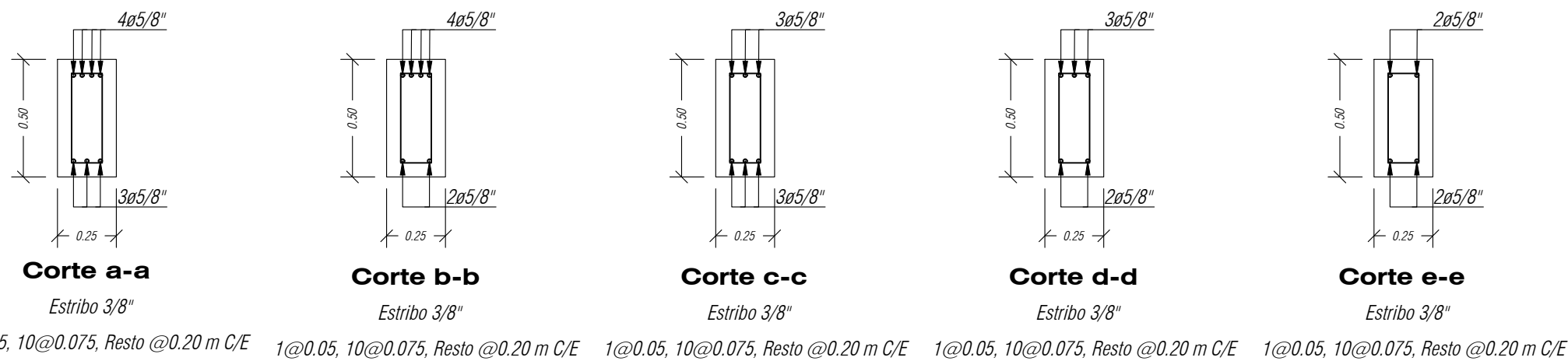


DETALLE DE PÓRTICOS DE LOS EJES A-A Y C-C

ESCALA 1:50

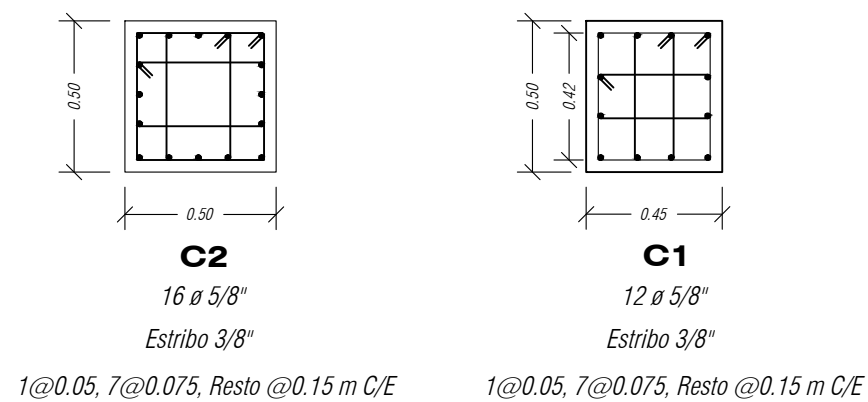
DETALLE DE VIGAS

ESC 1:25



DETALLE DE COLUMNAS EN PLANTA

ESC 1:25



PROYECTO:

VIVIENDA
MULTIFAMILIAR
COMERCIAL

ESPECIALIDAD:

ESTRUCTURAS

PLANO:

PÓRTICOS II

PROPIETARIO:

...

ESCALA:

INDICADA

FECHA:

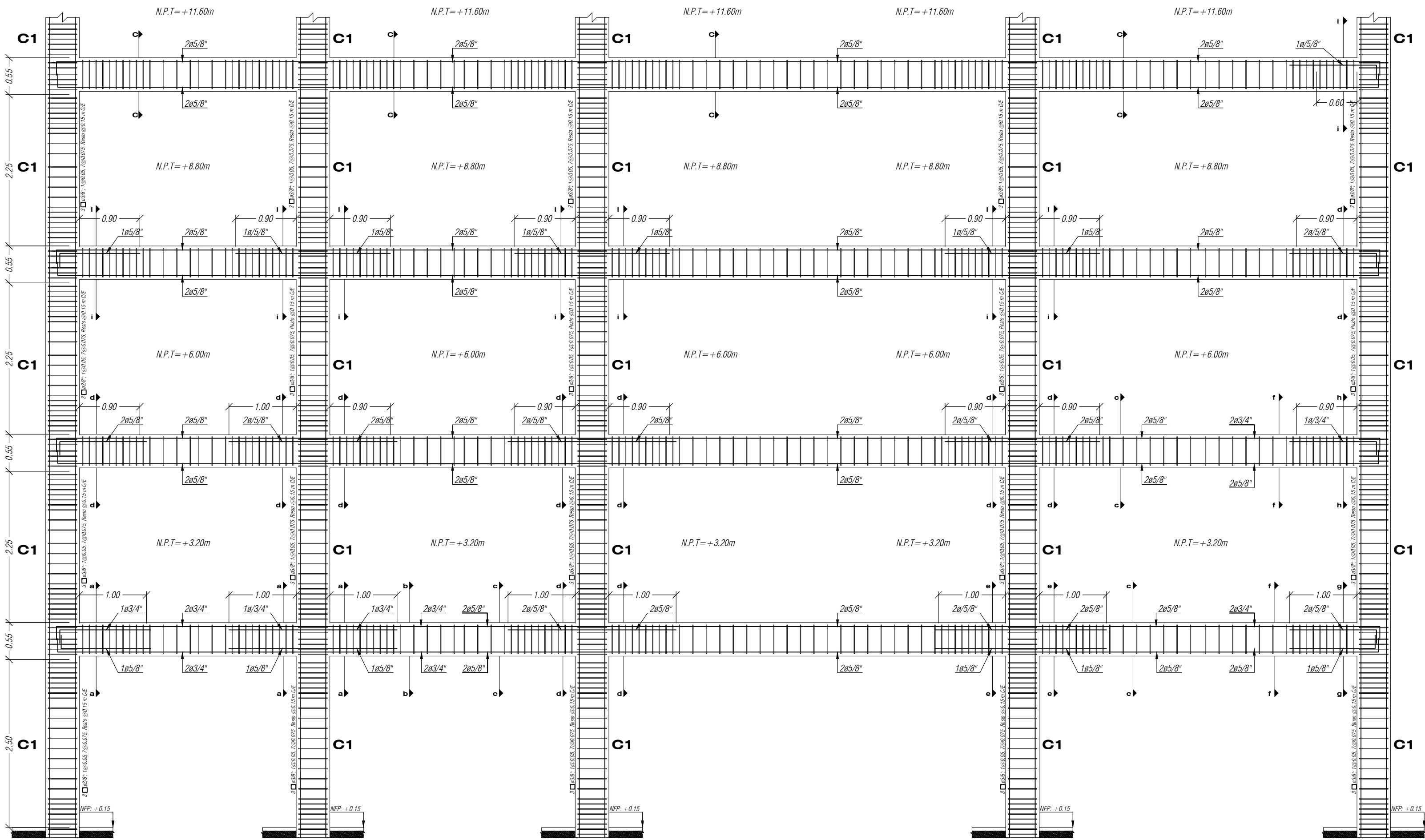
DICIEMBRE 2024

DIBUJO CAD:

BACH. KLISSMAN YERSON
MORALES OLABARRERA

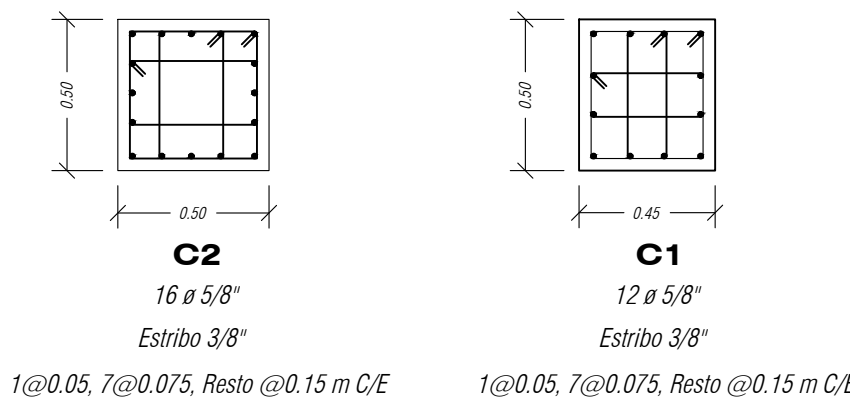
LAMINA:

E-05



DETALLE DE COLUMNAS EN PLANTA

ESC 1:25

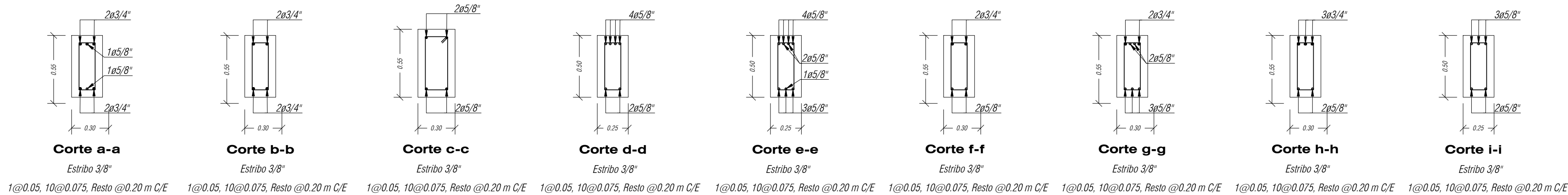


DETALLE DE PÓRTICOS DE LOS EJES B-B

ESCALA 1:50

DETALLE DE VIGAS

ESC 1:25



PROYECTO:

VIVIENDA
MULTIFAMILIAR
COMERCIAL

ESPECIALIDAD:

ESTRUCTURAS

PLANO:

PÓRTICOS III

PROPIETARIO:

...

ESCALA:

INDICADA

FECHA:

DICIEMBRE 2024

DIBUJO CAD:

BACH. KLISSMAN YERSON
MORALES OLABARRERA

LAMINA:

E-06