

**UNIVERSIDAD RICARDO PALMA
FACULTAD DE INGENIERÍA
PROGRAMA DE TITULACIÓN POR TESIS
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**



**ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL COMPARATIVO CON LA
NORMA SISMO RESISTENTE E.030-2014 vs. E.030-2003 DE
UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 5 PISOS EN DISTRITO DE
SURQUILLO**

TESIS

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

PRESENTADO POR:

Bach. QUISPE LEDESMA FREDY

ASESOR: Dr. Virgilio Peña Haro

LIMA - PERÚ

AÑO : 2015

DEDICATORIA

*A mi madre que desde el
cielo guía mis pasos, a mi
padre, hermanos, familiares,
por ver culminados, parte de
sus anhelos*

FREDY QUISPE LEDESMA

AGRADECIMIENTO

A mis docentes de la F.I.C-UNICA en donde empecé a estudiar esta hermosa carrera y a la F.I-URP donde lo culmine.

INDICE

I	PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	4
1.1	Descripción del Problema.	4
1.2	Formulación Del Problema	5
1.2.1	Problema general.	5
1.2.2	Problemas específicos	5
1.3	Objetivos de la Investigación	6
1.3.1	Objetivo general.	6
1.3.2	Objetivo específico.	6
1.4	Justificación e Importancia de la Investigación	6
1.4.1	Conveniencia.	6
1.4.2	Relevancia Social.	7
1.4.3	Implicancias prácticas.	7
1.4.4	Alcances	7
1.4.5	Viabilidad de la investigación	7
1.5	Formulación de la Hipótesis	8
1.5.1	Hipótesis general	8
1.5.2	Hipótesis específicos	8
1.6	Identificación de Variables	9
1.6.1	Variable independiente	9
1.6.2	Variable dependiente.	9
1.7	Operacionalizacion de Variables	9
II	MARCO TEORICO	10
2.1	Antecedentes de la Investigación	10
2.2	Bases Teóricas	11
2.3	Definiciones de Términos	33
III	METODOLOGIA	36
3.1	Tipo y Nivel de Investigación	36
3.2	Método y Diseño de la Investigación	36
3.3	Población y Muestra	38
3.3.1	Población	38
3.3.2	Muestra	38
3.4	Técnicas e Instrumentos de Recolección de Datos	38
IV	PRESENTACIÓN DE RESULTADOS	39
4.1	Estructuración, Predimensionamiento, Metrado de Cargas	39
4.1.1	Normas de Carga y Diseño	39
4.1.2	Cargas de Diseño	39
4.1.3	Estructuración	44
4.1.4	Predimensionamiento	47
4.1.5	Metrado de Cargas	60

4.2	Análisis Estructural Del Edificio	75
4.2.1	Análisis Estructural bajo Cargas de Gravedad	75
4.2.2	Análisis Sísmico	84
4.3	Diseño de Elementos Estructurales Bajo Cargas de Gravedad	133
4.3.1	Diseño de Losas Aligeradas	137
4.3.2	Diseño de Losas Macizas	141
4.3.3	Diseño de viga chata	146
4.3.4	Diseño de Escaleras.	151
4.3.5	Diseño por Cortante.	153
4.4	Diseño de Elementos Estructurales Bajo Cargas de Gravedad y Sismo.	154
4.4.1	Diseño de Vigas Peraltadas	154
4.4.2	Diseño por Flexión	154
4.4.3	Diseño por Corte	155
4.4.4	Diseño de Columnas	164
4.4.5	Diseño por Corte	179
4.4.6	Diseño de Placas o Muros de Corte	183
4.4.7	Diseño de Cimentaciones	200
V	RESULTADOS DE LA INVESTIGACIÓN	231
5.1	Análisis de los Resultados	231
5.1.1	Modificación de los Factores de zona (Z) y (R) para cada Norma y Dirección.	231
5.1.2	Cortantes y Momentos de volteo Estático y Dinámico en la Base.	234
5.1.3	Cortantes Mínimas en la Base	236
5.1.4	Verificación de los desplazamientos máximos según reglamento:	237
5.1.5	Verificación de las Irregularidades Torsionales:	239
5.1.6	Factor de seguridad al Momento de Volteo:	243
5.1.7	Resultados para el diseño de los elementos estructurales por gravedad y sismo:	244
5.2	Contrastación de las hipótesis	255
5.2.1	Contrastación de las Hipótesis específicos	255
5.2.2	Contrastación de la Hipótesis general	258
5.3	Discusión	259
	CONCLUSIONES	260
	RECOMENDACIONES	261
	REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS	262
	ANEXO I:MATRIZ DE CONSISTENCIA	264
	ANEXO II: PLANOS	265

Índice de tablas

Tabla 1.operacionalizacion de variables	9
Tabla 2.Escala de intensidad Mercalli Modificada y Richter	15
Tabla 3.Pesos de varillas de acero según diámetro	28
Tabla 4.Peraltes recomendados según la luz de tramo	47
Tabla 5.Peraltes recomendado según la luz de tramo.	48
Tabla 6.Predimensionamiento de la viga en el sótano.	49
Tabla 7.Predimensionamiento de las vigas en el piso típico.	50
Tabla 8.Predimensionamiento de las columnas centrales.	54
Tabla 9.predimensionamiento de las columnas perimetrales y esquineras.	55
Tabla 10.Area de las placas en la dirección X.	54
5Tabla 11.Area de las placas en la dirección Y.	56
Tabla 12.Estimacion del área de muros de corte en la dirección X yY.	57
Tabla 13. Estimación del área de muros de corte en la dirección X yY	57
Tabla 14.Parametros de ascensor.	59
Tabla 15.Resumen de Metrado de cargas de las estructuras en el sótano.	69
Tabla 16.Resumen de Metrado de cargas de las estructuras en el piso típico.	69
Tabla 17.Resumen de Metrado de cargas de las estructuras en la azotea.	70
Tabla 18.Cuadro Resumen de cargas de la columna C-5	70
Tabla 19.Resumen de Metrado de cargas para la placa PL-5 para el sótano.	71
Tabla 20.Resumen de Metrado de cargas para la Placa PL-5 en el piso típico.	72
Tabla 21.Resumen de Metrado de cargas para la Placa PL-5 en la Azotea.	72
Tabla 22.Resumen total del Metrado en la placa PL-5.	73
Tabla 23.Factor de Zona (E.030-2003) Tabla 24.Factor de Zona (E.030-2014)	87
Tabla 25.Factores S según perfil (E.030-2014)	87
Tabla 26.Factor S según perfil (E.030-2003)	88
Tabla 27.Factor de amplificación sísmica con la norma E.030-2014	90
Tabla 28.Factor de amplificación sísmica con la norma E.030-2003	91
Tabla 29. Categoría y regularidad de las edificaciones Norma E.030-2014 (tabla N°10)	92
Tabla 30.categoria y estructura de las edificaciones E.030-2014	91
Tabla 31.categoria y estructura de las edificaciones E.030-2003	93
Tabla 32.cálculo de Ro con E.030-2014 (tabla N°6)	92
Tabla 33.Calculo de R con E.030-2003(tabla N°6)	94
Tabla 34a.Verificacion de las irregularidades en altura con la E.030-2014	96
Tabla 355a.Verificacion de las irregularidades en altura con la E.030-2014 vs E.030-2003	97
Tabla 36.Resumen del peso total de edificio.	99
Tabla 37.Ubicación del centro de masas	100
Tabla 38.Calculo de la cortante basal en la dirección X y Y con la E.030-2014	101
Tabla 39.Calculo de la cortante basal en la dirección X y Y con la E.030-2003	101
Tabla 40.Distribucio de la cortante basal por cada nivel en la dirección X	103
Tabla 41.Distribucion de la cortante basal por cada nivel en la dirección X	103
Tabla 42.Distribución de la cortante basal por cada nivel en la dirección Y	103
Tabla 43.Distribucion de la cortante basal por cada nivel en la dirección Y	103
Tabla 44.desplazamiento de modos con sus periodos respectivos.	108
Tabla 45.Periodos máximos en el primer pisos	108
Tabla 46.cortantes y momentos debido a cortante dinámico en X-E.030-2003	109
Tabla 47.cortantes y momentos debido a cortante dinámico en X-E030-2003	109
Tabla 48.cortantes y momentos debido a cortante dinámico en Y-E.030-2014	110
Tabla 49.cortantes y momentos debido a cortante dinámico en Y -E030-2003	110

Tabla 50.Fuerza cortante en la base del edificio para el norma E.030-2014	113
Tabla 51.Fuerza cortante en la base del edificio para el norma E.030-2003	113
Tabla 52.desplazamiento lateral permisibles en X-E030-2014	114
Tabla 53.desplazamiento lateral permisibles en X-E030-2003	115
Tabla 54.desplazamiento lateral permisibles en Y-E030-2014	115
Tabla 55..Desplazamientos laterales permisibles en Y-E030-2003	116
Tabla 56.Comprobacion de irregularidades torsional en X con la E.030-2014	119
Tabla 57.Comprobacion de irregularidades torsional en Y con la E.030-2014	119
Tabla 58.Comprobacion de irregularidades torsional en X con la E.030-2003	120
Tabla 59.Comprobacion de irregularidades torsional en Y con la E.030-2003.	120
Tabla 60.Fuerzas y momentos para columna C-19 por sismo X con la E.030-2014	120
Tabla 61.Fuerzas y momentos para columna C-19 por sismo X con la E.030-2003	121
Tabla 62. Fuerzas y momentos para la placa PL-5 por sismo X con la E.030-2014	120
Tabla 63. Fuerzas y momentos para la placa PL-5 por sismo Y con la E.030-2014	122
Tabla 64. Fuerzas y momentos para la placa PL-5 por sismo X con la E.030-2003	121
Tabla 65. Fuerzas y momentos para la placa PL-5 por sismo Y con la E.030-2014	122
Tabla 66.Fuerzas y momentos para la viga del eje 1al 9 con Sismo en Y con la E.030-2014	123
Tabla 67.Fuerzas y momentos para la viga del eje 1 al 9 con Sismo en Y con la E.030-2014	123
Tabla 68.Fuerzas y momentos para la viga del eje 1al 9 con Sismo en Y con la E.030-2003	123
Tabla 69.Fuerzas y momentos para la viga del eje 1 al 9 con Sismo en Y con la E.030-2003	123
Tabla 70. Fuerzas y momentos para la viga del eje 1al 9 con Sismo en Y con la E.030-2014	124
Tabla 71. Fuerzas y momentos para la viga del eje 1al 9 con Sismo en Y con la E.030-2014	123
Tabla 72. Fuerzas y momentos para la viga del eje 1al 9 con Sismo en Y con la E.030-2003	124
Tabla 73. Fuerzas y momentos para la viga del eje 1al 9 con Sismo en Y con la E.030-2003	124
Tabla 74.cantidades de acero mínimo y máximo para losa de H=0.20m	137
.Tabla 75.Resumen de cargas que afectan a la columna C11 con E.030-2014	167
Tabla 76.Resumen de cargas que afectan a la columna C11 con E.030-2003	168
Tabla 77.Combinaciones de carga con sismos en X para la columna C-11 con la norma E.030-2014	168
Tabla 78.Combinaciones de carga con sismos en X para la columna C-11 con la norma E.030-2003	168
Tabla 79.Combinaciones de carga con sismos en Y para la columna C-11 con la norma E.030-2014	169
Tabla 80.Combinaciones de carga con sismos en Y para la columna C-11 con la norma E.030-2003	169
Tabla 81.Resumen de los puntos de Diagrama de Interacción.	173
Tabla 82.Tabla 82.Resumen de los puntos de Diagrama de Interacción.	174
Tabla 83.Refuerzos a utilizar por pisos	175
Tabla 84.Análisis de esbeltez global en la dirección X	178
Tabla 85.Análisis de esbeltez global en la dirección Y	179
Tabla 86.Primer verificación de la cortante	180
Tabla 87.Segunda verificación de la cortante	181
Tabla 88.Cálculo de Refuerzo por confinamiento.	181
Tabla 89.Refuerzos final a utilizar por pisos	182
Tabla 90.Resultados de cargas en la placa pl-5 sismo con la Norma E.030-2014	190
Tabla 91.Resultados de cargas en la placa pl-5 sismo con la Norma E.030-2003	191
Tabla 92.Resultados de cargas en la placa pl-5 incluyendo carga de sismo con la norma E.030-2014	191
Tabla 93.Resultados de cargas en la placa pl-5 incluyendo carga de sismo con la norma E.030-2003	191
Tabla 94.Combinaciones de carga para sismo en X con la norma E.030-2014	192
Tabla 95.Combinaciones de carga para sismo en X con la norma E.030-2003	192
Tabla 96.combinaciones de carga para sismo YY con norma E030-2014	194
Tabla 97.combinaciones de carga para sismo YY con norma E030-2003	194
Tabla 98.Cálculo de la cortante de diseño	196
Tabla 99.cálculo de refuerzo por corte con la cortante de diseño	197

Tabla 100.Cálculo de la fuerza Vs que debe resistir el acero horizontal de la placa PL-5	198
Tabla 101.cálculo del refuerzos final por corte.	199
Tabla 102. Cargas en la columna con E.030-2014	199
Tabla 103.Cargas en la columna con E.030-2003.	206
Tabla 104.Cargas en la placa PL-5 con E.030-2014	205
Tabla 105. Cargas en la placa PL-5 con E.030-2003	214
Tabla 106.Cargas en la columna C-5 con E.030-2014	213
Tabla 107.Cargas en la columna C-5 con E.030-2003	214
Tabla 108.Modificaciones de Z y R en cada norma y dirección	231
Tabla 109.Comparación de Cortantes, Momentos de Volteo caso Estático y Dinámico	234
Tabla 110.fuerzas cortantes en la base del edificio para la norma e.030-2014	236
Tabla 111.fuerzas cortantes en la base del edificio para la norma E.030-2003	237
Tabla 112.Desplazamientos máximo en X y Y.	237
Tabla 113.Verificacion de los desplazamientos promedios y máximos de entepiso para sismo X.	239
Tabla 114.Verificacion de los desplazamientos promedio y máximos de entepiso para sismo en Y.	241
Tabla 115.Comparación de las envolventes de momento flector en todo los tramos de la viga E-E.	244
Tabla 116.Comparación de las envolventes de fuerza cortante en todo los tramos de la viga E-E.	244

Índice de figuras

Figura 1. Tipos de ondas sísmicas	13
Figura 2. Mapa sísmico del Perú	17
Figura 3. Terremotos Importantes en el Perú	17
Figura 4. Placa Nazca y Placa Sudamericana	18
Figura 5. Metodología de análisis estructural	21
Figura 6. Secuencia de obtención de resultados	22
Figura 7. Evolución de las normas sismo resistentes	31
Figura 8. Primer Reglamento provincial de Lima -1968	31
Figura 9. Proyecto de Norma E.030-2014	32
Figura 10. Planta de Sótano (Arquitectura)	42
Figura 11. Planta de Piso Típico (Arquitectura)	43
Figura 12. Sistema Estructural del Edificio (piso típico)	46
Figura 13. Área Tributaria Según ubicación de la columna.	53
Figura 14. Sección de la losa aligerada $H=0.20m$	62
Figura 15. Ubicación en el plano de la Franja de losa a metrarse y diseñarse.	63
Figura 16. Vigueta con la aplicación de cargas de metrados.	63
Figura 17. Ubicación de losa Maciza del Hall (sombreado)	64
Figura 18. Viga de 6 tramos en el eje E.	66
Figura 19. Viga peraltada con la aplicación de las cargas del Metrado.	67
Figura 20. Ubicación de la Viga Chata en planta (sombreado)	68
Figura 21. Viga con la aplicación de cargas de los metrados	68
Figura 22. Ubicación de la Columna C-5 con su Área Tributaria.	69
Figura 23. Ubicación de la placa PL-5 con área tributaria.	71
Figura 24. Escalera de dos tramos con la aplicación de Metrado de cargas.	75
Figura 25. Vista Frontal del modelado del edificio.	78
Figura 26. Vista Lateral del modelado del edificio.	79
Figura 27. Planta Típica del modelado estructural del edificio (sentido de losas)	79
Figura 28. Carga axial actuante sobre el pórtico del Eje E debido a cargas muertas.	80
Figura 29. Momento Flector actuante sobre el pórtico del Eje E debido a cargas muertas.	81
Figura 30. Fuerza cortante actuante sobre el pórtico del Eje E debido a carga muerta.	81
Figura 31. Carga axial actuante sobre el pórtico del Eje E debido a cargas vivas.	82
Figura 32. Momento Flector Actuante sobre el pórtico del Eje E debido a cargas Vivas.	82
Figura 33. Fuerza Cortante actuante sobre el pórtico del Eje E debido a cargas Vivas.	83
Figura 34. Comparación de las Zonas sísmicas según cada norma.	87
Figura 35. Comparación de fuerzas Cortantes por piso en X (caso estático)	104
Figura 36. Comparación de las Cortantes por piso en Y (caso estático)	104
Figura 37. Comparación de momentos de volteo por piso en YY (caso estático)	105
Figura 38. Comparación de momentos de volteo por piso en XX (caso estático)	105
Figura 39. Comparación de los espectros de diseño con las dos normas en la dirección X	106
Figura 40. Comparación de los espectros de diseño con las dos normas en la dirección Y.	107
Figura 41. Comparación de cortantes con las dos normas en X (caso dinámico)	111
Figura 42. Comparación de cortantes con las dos normas en Y (caso dinámico)	111
Figura 43. Comparación de momentos de volteo con las dos normas en Y (caso dinámico)	112
Figura 44. Comparación de momentos de volteo con las dos normas en X (caso dinámico)	112
Figura 45. Comparación de las derivas máximas con las dos normas en X (caso dinámico)	116
Figura 46. Comparación de las derivas máximas con las dos normas en Y (caso Dinámico)	117
Figura 47. DMF de la placa PL-5 y PL-8 del Eje F	129
Figura 48. DMF del pórtico del Eje B	129

Figura 49.DMF del pórtico de eje 1	130
Figura 50.DMF del pórtico del eje 6	130
Figura 51.DFC de la placa PL-5 y PL-8 del eje F	131
Figura 52.DFC del pórtico del eje E	131
Figura 53.DFC del pórtico del Eje 1	132
Figura 54.DFC del pórtico del eje 6	132
Figura 55.Deformaciones y esfuerzos en una sección rectangular de concreto armado.	134
Figura 56.sección de losa aligerada	137
Figura 57.loza aligerada a diseñar entre los ejes 6 y 6 ^a	138
Figura 58.Acero de refuerzo en la losa aligerada	140
Figura 59.Losa maciza a diseñar ubicada en el Hall.	142
Figura 60.Acero de refuerzo en losa maciza ubicada en el Halls	145
Figura 61.viga chata 35x20 de 4 luces a diseñar	147
Figura 62.Detalle del Acero en la viga Chata 35x20 (primera parte)	150
Figura 63.Detalle del Acero en la viga Chata 35x20 (segunda parte)	150
Figura 64.Detalle del Acero en la escalera típica (tramo1)	153
Figura 65.Viga de 6 tramos entre los Eje E y F	156
Figura 66.Diagrama de momentos flectores por carga de sismo en Y con E.030-2014	156
Figura 67.Diagrama de momentos flectores por carga de sismo en Y con E.030-2003	156
Figura 68.Diagrama de fuerza cortante por carga de sismo en Y con E.030-2014	157
Figura 69.Diagrama de fuerza cortante por carga de sismo en Y con E.030-2003	157
Figura 70.Detalle del Refuerzo en la viga del eje E (V25X50)	163
Figura 71.Columna de 25x60 a diseñar	166
Figura 72.comparativo de diagrama en la columna C-11 por sismo en X	166
Figura 73.comparativo de diagrama en la columna C-11 por sismo en y	167
Figura 74.Diagrama de interacción de las columnas 25x60(lado mayor)	167
Figura 75. Diagrama de interacción de la columnas 25x60(lado mayor)	173
Figura 76.Diagrama de interacción de las columnas 25x60(lado corto)	172
Figura 77. Diagrama de interacción de las columnas 25x60(lado corto)	174
Figura 78.Seccion de la columna con detalle de refuerzo	175
Figura 79.Fuerzas Cortantes de Diseño en Columnas	179
Figura 80.sección de columna 25x60 con detalle final de refuerzo típico	182
.Figura 81.Placa PL-5 a diseñar ubicación en límite de propiedad	186
Figura 82.Sección de Placa de 0.25x4.15m	187
Figura 83.Placa de 0.25X4.15m con cuantía de acero estimado para diseño por flexión	188
Figura 84.Diagrama de carga axial,	189
Figura 85.Diagrama de carga axial.	190
Figura 86.Diagrama de interacción de la placa PL-5 en la dirección larga	189
Figura 87.Diagrama de interacción de la placa PL-5 en la dirección larga.	193
Figura 88.Diagrama de interacción de la placa PL-5 en la dirección corta	192
Figura 89.Diagrama de interacción de la placa PL-5 en la dirección corta	195
Figura 90.Detalle de Acero de Refuerzo Final en la placa PL-5	199
Figura 91.Zapata aislada	200
Figura 92.Presiones sobre el Terreno de Cimentación	201
Figura 93.Presiones sobre el suelo cuando existe esfuerzos de Tracción	202
Figura 94.zapata Aislada con efecto de punzonamiento del concreto	203
Figura 95.Zapata con cortante a una Distancia "d" de la cada de columna	204
Figura 96.Diseño por Flexión en la Zapata	204
Figura 97.Comparativo de diagrama de fuerza de compresión y momento flector en el sótano	205
Figura 98.Comparativo de diagrama de fuerza de compresión y momento flector en el sótano	205

Figura 99.Sección final con Acero de Refuerzo en la Zapata Z-11	209
Figura 100.Zapata conectadas en plata y Elevación	211
Figura 101.Zapatas Conectadas a Diseñar entre la Columna C5 y Placa PL-5	212
Figura 102.Diagramas de fuerza de compresión y momento flector	211
Figura 103.Diagramas de fuerza de compresión y momento flector	213
Figura 104.Diagramas de fuerza de compresión y momento flector	213
Figura 105.Diagramas de fuerza de compresión y momento flector	214
Figura 106.Diseño Final de la Zapatas Conectadas con cargas de la Norma E.030-2014	221
Figura 107.Diseño Final de la Zapatas Conectadas con cargas de la Norma E.030-2003	228
Figura 108.variación de Rx y Z en la dirección X	232
Figura 109.variación de Rx y Z en la dirección Y	232
Figura 110 .variación de R/ Z en la dirección X y Y	233
Figura 111.Comparacion de la variación de las cortantes estáticas en labase en X y Y	234
Figura 112.Comparacion de la variación de las Momentos de volteos en la base en X y Y	235
Figura 113.Comparacion de la variación de las cortantes Dinámico en la base en X y Y	235
Figura 114.Variacion de los momentos de Volteo dinámico en la base en X y Y.	236
Figura 115.Comparacion de las diferencias de los desplazamientos según cada norma en X	238
Figura 116.Comparacion de las diferencias de los desplazamientos según cada norma en Y	238
Figura 117.Comparacion de los Desplazamiento promedio de entrepiso para sismo en X	240
Figura 118.Comparacion de los Desplazamientos máximos de entrepiso para sismo en X.	240
Figura 119.Comparacion de los Desplazamiento promedio de entrepiso para sismo en Y.	241
Figura 120.Comparacion de los Desplazamientos máximos de entrepiso para sismo en Y.	242
Figura 121.Variación de las combinaciones para la Fuerza de Compresión en la dirección X.	245
Figura 122.Variación de las combinaciones para la Fuerza de Compresión en la dirección Y.	246
Figura 123.Variación de las combinaciones de momento flector en la dirección X.	246
Figura 124.Variación de las combinaciones de momento flector en la dirección Y.	247
Figura 125.Variación de las combinaciones de momento flector en la dirección X	248
Figura 126.Variación de las combinaciones de momento flector en la dirección Y.	249
Figura 127.Variación de las combinaciones de fuerza cortante en la dirección X	250
Figura 128.Variación de las combinaciones de fuerza cortante en la dirección Y.	250
Figura 129.comparación de las fuerzas y momentos en X y Y por sismo en X.	251
Figura 130.comparación de las fuerzas y momentos en X y Y por sismo en Y.	252
Figura 131.comparación de las fuerzas y momentos en X y Y por sismo en X.	252
Figura 132.comparación de las fuerzas y momentos en X y Y por sismo en X	253
Figura 133.comparación de las fuerzas y momentos en X y Y por sismo en Y.	254
Figura 134.comparación de las fuerzas y momentos en X y Y por sismo en Y.	254

RESUMEN

El presente trabajo tiene por objetivo Realizar el diseño estructural con el proyecto de norma de diseño sismo resistente E.030-2014 y compararla con la a la E.030-2003 para comprobar sus ventajas e incidencia en el diseño de un edificio de cinco pisos destinados a multifamiliar, esta comparación se realizará durante el análisis sísmico del edificio, aplicando y comparando los parámetros de cada una de estas norma simultáneamente, para de esa manera comparar los resultados de las sollicitaciones que producen a la hora de realizar el diseño estructural , también verificar en que porcentaje varían estas dos demandas y si este influye económicamente en la concepción de los planos estructurales del proyecto así como la influencias de los nuevos parámetros en el comportamiento sísmico del edificio en conjunto.

La metodología a utilizar para el desarrollo de esta tesis es del tipo cuantitativo nivel descriptivo y de método diseño experimental y explicativo, longitudinal y prospectivo. .

El proyecto que se utilizara para la comparación y el diseño estructural, se ubica en la ciudad de Lima en el distrito de Surquillo, sobre un terreno de 503.63m² de área. El suelo está constituido de la grava típica de la ciudad de Lima, con un esfuerzo admisible (Capacidad Portante) del terreno de 4Kg./cm² a 1.30 m. de profundidad.

Después haber realizar toda las etapas de diseño y enfocándonos en el análisis sísmico comparativo con las dos versiones de la norma E.030 obtenemos resultados muy próximos la diferencia de demanda sísmica está en el orden del 1%-6% y por eso a la hora de diseñar con los resultados de cualquiera de las dos versiones de la norma E.030, no causa problema desde el punto de vista económico. También se observa que hay parámetro que limitan la irregularidad en el edificio y mejoran el comportamiento sísmico de este.

Se finaliza con la elaboración de los planos estructurales de todo el edificio que es uno de los objetivos fundamentales de esta investigación.

PALABRAS CLAVE: Análisis estático, Análisis Dinámico, Concretó Armado, Cortante Estático, Cortante Dinámico. Parametros, E.030, desplazamiento.

ABSTRACT

This paper aims to Perform structural design with the draft of E.030-2014 earthquake resistant design and compare it with the E.030-2003 to check their benefits and impact on design

a five-story building intended for multifamily, this comparison will take place during the seismic analysis of the building, using and comparing the parameters of each of these standards simultaneously, to thereby compare the results of the stresses that occur when making structural design, also check that these two percentage varying demands and economically if it influences the design of structural drawings of the project as well as the influences of the new parameters on the seismic behavior of the building as a whole.

The methodology used to develop this thesis is the quantitative level and descriptive and explanatory experimental, longitudinal and prospective design method. .

The project to be used for comparison and structural design, is located in the city of Lima in the district of Surquillo, on a land of 503.63m² area. The floor is made of the typical gravel Lima, with allowable stress (bearing capacity) 4 kg terrain. / Cm² to 1.30 m. deep.

After having performed all stages of design and focusing on the comparative seismic analysis with two versions of the E.030 standard we get very close results the difference of seismic demand is in the order of 1% -6% and that at the time design with the results of either the E.030 standard versions, causes no problem from the economic standpoint. It is also noted that there are parameters that limit the irregularity in the building and improve the seismic performance of this.

It ends with the development of structural plans of all the building that is one of the key objectives of this research.

KEYWORDS: static analysis, dynamic analysis, reinforced concrete shear Static, Dynamic Shear. Parameters, E.030, displacement.

INTRODUCCION

El Perú está comprendido entre una de las regiones de más alta actividad sísmica que existe en la tierra, por lo tanto está expuesto a este peligro, que trae consigo la pérdida de vidas humanas y pérdidas materiales.

Uno de los últimos sismos de gran magnitud que ha sufrido nuestro país fue en el 2007 en el departamento de Ica, también otros sismos como el de Chile (2010), Nueva Zelanda (2010) y Japón (2011), estos han generado preocupación en la comunidad ingenieril latinoamericana y también la necesidad de mejorar sus códigos de diseño sísmico, incorporando los avances de la ciencia y las lecciones de los mencionados sismos que ha quedado en evidencia.

Es por eso que el Perú también se suma a esta preocupación de mejorar su norma de diseño sísmico y en el año 2014, se propone la actualización de La norma de Diseño Sismo resistente E.030 que esta vigencia desde su última modificación en el 2003.

A la fecha este nuevo código propuesto esta como proyecto de norma E.030 Diseño Sismorresistente y está en proceso de discusión para su próxima aprobación y aplicación.

Durante la verificación se ha podido observar que esta nueva norma E.030 trae consigo determinadas modificaciones en sus parámetros de diseño y la adición de algunas restricciones, razón por la cual nace la inquietud de saber en qué grado o porcentaje la modificación de estos parámetros afectan el cálculo de la demanda sísmica en comparación con el calculado con la actual norma vigente de diseño sismorresistente E.030-2003 y su aplicación en el diseño de los elementos estructurales para un determinado proyecto.

La motivación principal de este trabajo de investigación es realizar el análisis estructural de un edificio y diseñar los principales elementos estructurales, así de esta manera recordar, organizar y complementar, bajo una forma de aplicación práctica, los conocimientos adquiridos en los diversos cursos básicos de la carrera. Sumado a esto con la aplicación y comparación de la norma E.030-2014 vs. E.030-2003 durante el análisis sísmico.

Con todo esto, el principal objetivo de este trabajo es:

Determinar las conveniencias de diseñar con la norma sismoresistente E.030-2014 en comparación a la E.030-2003 un edificio multifamiliar de 5 pisos en el distrito de Surquillo

Específicamente, se pretende conseguir los siguientes objetivos:

- Determinar la diferencia e incidencia económica de calcular la demanda sísmica con la norma sismorresistente E.030-2014 en comparación a la E.030-2003 durante el análisis sísmico para el diseño estructural de un edificio multifamiliar de 5 pisos en el distrito de surquillo
- Determinar las modificaciones de los parámetros de la norma Sismo resistente E.030-2014 en comparación a la E.030-2003 que influyen en el comportamiento sísmico de un edificio multifamiliar de 5 pisos en el distrito de surquillo
- Aplicar el análisis estructural y el método de diseño por resistencia en el diseño estructural de un edificio multifamiliar de 5 pisos en el distrito de surquillo

Para llegar a realizar el diseño estructural final del edificio multifamiliar verificando la conveniencias de utilizar el proyecto de norma de diseño sismo rresistente E.030-2014 en comparación a ala E.030-2003, se tendrá que cumplir con los objetivos de realizar la comparación de las mencionadas normas durante un análisis sísmico por el método estático y dinámico ,ya que así lo exigen esta norma, pero estos análisis estarán controlados por los parámetros que deben de cumplirse según cada código para la obtención de las cortantes estática y dinámicas así como sus desplazamiento respectivamente .

Estos objetivos descritos anteriormente se tienen que sumar al análisis estructural por cargas de gravedad de todo el edificio en conjunto para luego finalizar con el Diseño estructural de los elementos que sean afectados, ya sea por cargas de gravedad únicamente o por la combinación simultanea de cargas de gravedad y sismos según sea el caso.

El presente trabajo ha sido dividido en capítulos.

Capítulo I : Planteamiento del problema

Se describe la motivación del porqué estudiar el tema referido elegido y el objetivo principal de la tesis.

Capitulo II: Marco Teórico

Se hace referencia a la recopilación bibliográfica en donde se describe los tópicos relevantes que se utilizan en este estudio

Capitulo III: Metodología

Acá se explica la elección del método de diseño a seguir para desarrollar esta tesis.

Capítulo IV: Presentación de los resultados.

Se describe todo el desarrollo de la tesis.

Capítulo V: Resultados de investigación.

Se hace el análisis de los resultados obtenidos durante la comparación de los parámetros y análisis sísmicos y su influencia en la obtención de la demanda sísmica para realizar un diseño estructural final. y contrastando con la hipótesis planteada al inicio.

CAPITULO I

I PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1 Descripción del Problema.

Debido la condición del Perú de país sísmico, no será factible realizar ningún análisis o diseño sin considerar fuerzas de sismo. Las fuerzas de sismo no deben ser consideradas como una sollicitación cuya verificación debe hacerse adicionalmente, sino con la misma importancia que se concede a las cargas de gravedad.

Para analizar y diseñar una estructura utilizamos normas como la E.060, E.050, E.020, E.030 es esta última norma el de Diseño Sismorresistente que está vigente desde el 02 de abril del 2003 hasta la actualidad, pero recientemente entró en discusión desde el día 20 de enero de 2014 para su actualización y se propuso un “proyecto de norma .030 Diseño Sismo rresistente” que está en evaluación.

En la actualidad y más adelante hasta su futura modificación, se realizara el análisis sísmico de las edificaciones basándose en esta nueva norma cuando entre en vigencia, que complementara el análisis por cargas de gravedad para finalizar con el diseño definitivo de los elementos estructurales. Bajo esta metodología, se considerar realizar en diseño estructural con el proyecto de Norma E.030-2014 y compararla con la E.030-2003 ,debido a que tenemos la hipótesis de que arrojara diferentes demandas de esfuerzos en los elementos estructurales durante el análisis sísmico de una edificación, y eso se traduce en mayores o menores cantidades de concreto y acero. Y como las modificaciones de los parámetros afectan el comportamiento sísmico del edificio De esa manera verificar que tan conveniente es este proyecto de norma para los nuevos diseños tanto en lo económico y resistente.

Luego de obtener los resultados entre ambos durante el análisis sísmico, se continuara con la elaboración de un diseño estructural final, desde su concepción con la estructuración en los planos de arquitectura, análisis

estructural por cargas de gravedad, análisis sísmico, diseño en concreto armado hasta la elaboración de los planos finales de estructuras, para obtener una edificación que cumpla con todo los parámetros exige el Reglamento nacional de edificaciones.

1.2 Formulación Del Problema

1.2.1 Problema general.

¿Qué tan conveniente es diseñar con la Norma Sismorresistente E.030-2014 en comparación a la E.030-2003 un edificio multifamiliar de 5 pisos en el distrito de Surquillo?

1.2.2 Problemas específicos

- ¿Cuál es la diferencia e incidencia económica de calcular la demanda sísmica con la Norma Sismorresistente E.030-2014 en comparación a la E.030-2003 durante el análisis sísmico para el diseño estructural de un edificio multifamiliar de 5 pisos en el distrito de surquillo?
- ¿cómo la modificación de los parámetros de la norma Sismorresistente E.030-2014 en comparación a la E.030-2003 influyen en el comportamiento sísmico de un edificio multifamiliar de 5 pisos en el distrito de surquillo?
- ¿De qué manera el análisis estructural y el método de diseño por resistencia se aplica en el diseño estructural de un edificio multifamiliar de 5 pisos en el distrito de Surquillo?

1.3 Objetivos de la Investigación

1.3.1 Objetivo general.

Determinar las conveniencias de diseñar con la Norma sismorresistente E.030-2014 en comparación a la E.030-2003 un edificio multifamiliar de 5 pisos en el distrito de Surquillo

1.3.2 Objetivo específico.

- Determinar la diferencia e incidencia económica de calcular la demanda sísmica con la norma sismo resistente E.030-2014 en comparación a la E.030-2003 durante el análisis sísmico para el diseño estructural de un edificio multifamiliar de 5 pisos en el distrito de surquillo
- Determinar las modificaciones de los parámetros de la Norma Sismo rresistente E.030-2014 en comparación a la E.030-2003 que influyen en el comportamiento sísmico de un edificio multifamiliar de 5 pisos en el distrito de surquillo
- Aplicar el análisis estructural y el método de diseño por resistencia en el diseño estructural de un edificio multifamiliar de 5 pisos en el distrito de surquillo.

1.4 Justificación e Importancia de la Investigación

1.4.1 Conveniencia.

El objetivo de realizar el diseño estructural con el proyecto de Norma E.030-2014 y compararla con la actual norma E.030-2003, es poner en evidencia las nuevas las ventajas y los efectos de esta norma en el diseño estructural de los nuevos proyectos más adelante cuando entre en vigencia, asimismo contribuir a la nueva metodología de diseño que propone este código.

1.4.2 Relevancia Social.

El beneficio de este diseño estructural con el Proyecto de Norma E.030-2014 y compararlo con la E.030-2003 durante el análisis sísmico es de tener una idea de los porcentajes de diferencias en temas de costos de las estructuras por la influencia que podría causar esta nueva norma E.030-2014 en los diseños que se realicen en los proyectos futuros en la población luego que entre en vigencia.

1.4.3 Implicancias prácticas.

Al emplear los nuevos parámetros que nos provee esta norma, en comparación a la vigente estaríamos mejorando el comportamiento de la estructura ante un futuro evento sísmico y que impacto económico causara esto en su construcción.

1.4.4 Alcances

La presente investigación es aplicable para las diferentes edificaciones de 5 pisos que puedan diseñarse a partir de la aprobación de esta nueva Norma Sismorresistente E.030-2014.

1.4.5 Viabilidad de la investigación

Debido a la actualidad en la que vivimos contamos con una gran cantidad de información de primera mano, tales como libros especializados en el tema de estructura y diseño sísmico que nos valida y respalda en el desarrollo de este trabajo de investigación.

1.5 Formulación de la Hipótesis

1.5.1 Hipótesis general

Al Determinar las conveniencias de diseñar con la Norma Sismorresistente E.030-2014 en comparación a la E.030-2003 un edificio multifamiliar de 5 pisos en el distrito de Surquillo, se conocerá las nuevas ventajas de realizar el diseño estructural para esta edificación con esta nueva norma.

1.5.2 Hipótesis específicos

- Al determinar la diferencia e incidencia económica de calcular la demanda sísmica con la Norma Sismorresistente E.030-2014 en comparación a la E.030-2003 durante el análisis sísmico se comprobara si es más económico y en qué porcentaje, realizar el diseño estructural de un edificio multifamiliar de 5 pisos en el distrito de surquillo con esta nueva norma.
- Al Determinar cómo la modificación de los parámetros de la Norma Sismor resistente E.030-2014 en comparación a la E.030-2003 influyen en el comportamiento sísmico del edificio multifamiliar de 5 pisos en el distrito de surquillo, se conocerá cuáles son esos parámetros y como contribuyen a mejorarlo.
- Al Aplicar el análisis estructural y el método por resistencia se obtendrá el diseño estructural de un edificio multifamiliar de 5 pisos en el distrito de surquillo que cumpla con todo los requisitos que exige el reglamento nacional de edificaciones.

1.6 Identificación de Variables

1.6.1 Variable independiente

- Proyecto de Norma 0.30 Diseño sismorresistente-2014
- Norma 0.30 Diseño Sismorresistente-2003
- Reglamento Nacional de Edificaciones (códigos de diseño)

1.6.2 Variable dependiente.

- Ventajas en el diseño estructural por Resistencia.

1.7 Operacionalización de Variables

A continuación se muestra la Operacionalización en forma resumida en la Tabla 1.

Tabla 1.operacionalización de variables

Variables	Indicador	Medición	Valoración
<u>Variable, independiente</u>			
Proyecto de Norma E.030-2014 Diseño Sismo resistente	Parámetros sísmicos	Z,U,C,S	--
	(V)Cortante basal	kg/ ton	--
	(Sa)Espectro de aceleración	kg/ ton	--
Norma E.030-2003 Diseño Sismo resistente	Parámetros sísmicos	Z,U,C,S	--
	(V)Cortante basal	kg/ ton	--
	(Sa)Espectro de aceleración	kg/ ton	--
R.N.E(códigos de diseño)	Cargas de Diseño	kg/ ton	NTE:E.020
	Factores de diseño	coeficientes	1.4/1.7/1.25/0.90
<u>Variable, dependiente</u>			
ventajas en el diseño estructural por resistencia	Diseño de elementos estructurales económicos	acero en kg	--
		concreto en m3	--
	Mejor comportamiento sísmico del edificio	Rigidez	--
		Desplazamiento	--

Fuente: Elaboración propia.

CAPITULO II

II MARCO TEORICO

2.1 Antecedentes de la Investigación

Existe numerosas investigaciones, sobre el diseño estructural de edificios aplicando la Norma E.030-2003 ,en edificios de diferente niveles y formas ,tales investigaciones son realizadas por tesis de diversas universidades que cuentan con la carrera de ingeniería civil.

Así como por reconocidos ingenieros investigadores que vuelcan sus conocimientos sobre diseño de edificios en documentos importantes en nuestro medio tales como el de “Análisis de Edificios” del ingeniero Ángel San Bartolomé , también el de “Análisis Sísmico de Edificios” de los autores Dr. Javier pique del pozo y Dr. Hugo Scaletti Farina. A la fecha continua las investigaciones con este tema y normas vigente. .

En lo que refiere al diseño estructural de edificios con el proyecto de Norma E.030-2014, por el momento no existen investigaciones sobre diseño estructural, debido a que todavía está en proceso de aprobación, hay algunos artículos sobre conferencias de información como el de “Antecedentes de las Normas Sismorresistentes en el Perú” hecha el Dr. Javier Pique del Pozo y “Cambio de la Norma E.030-2014 Diseño Sismorresistente-2014” del Ing Daniel Quiun Wong, Todos ellos Reconocidos Ingenieros civiles investigadores que opinan y exponen sobre las modificaciones que ha sufrido la actual Norma Vigente, entonces solo tenemos el documento oficial de proyecto de Norma E.030-2014 y el E.030-2003 (vigente) como fuente de comparación para esta investigación.

Finalmente las investigaciones comparativas entre normas sismo resistentes de años anteriores desde diferentes puntos de vista y aspectos si los hay tales como la tesis “Comparación de la norma Técnica de

edificaciones “E.030 Sismorresistente 1997 Vs la Norma básica de Diseño sismorresistente 1977”, aplicadas en centros educativos INFES (región Sur-Arequipa, afectadas por el sismo del 23 de junio del 2001) del tesista Peter Frank Martel Vargas y en otros países como es el caso de Colombia la tesis digital “Análisis Comparativo de las Implicaciones Económicas entre la NSR-98 y NSR-10” del autor Andrea Aranguren Sedano

2.2 Bases Teóricas

➤ Sismo.

Un sismo es un movimiento brusco y errático de la superficie terrestre. Las vibraciones no poseen una trayectoria específica y pueden presentarse en cualquier dirección.

Existen tres clases de movimientos sísmicos: **tectónicos, volcánicos y artificiales.**

- Los primeros son producto de la tensión de las placas tectónicas, con su zona de conflicto, que a su vez son áreas cercanas a sus fronteras.
- Los volcánicos anuncian la cercanía de erupciones y raramente son destructivos.
- Los sismos artificiales son producto de las actividades humanas en el subsuelo.

Sin embargo, los sismos más severos y los más importantes desde el punto de vista de la ingeniería, son los de origen tectónicos, que se deben a desplazamientos bruscos de las grandes placas en que esta subdividida dicha corteza y se libera 80% de la energía sísmica del planeta. (Bazán, & Meli, 2002)

➤ Hipocentro (Foco)

Es el punto en la profundidad de la tierra desde donde se libera la energía en un terremoto. Cuando ocurre en la corteza terrestre (hasta 70 Km de profundidad) se denomina superficial. Si ocurre entre los 70 y los 300 Km

se denomina intermedio y si es de mayor profundidad: profundo (recordemos que el centro de la tierra se ubica a unos 6.370 Km. de profundidad). Al lugar donde se presenta la ruptura se le conoce como “Foco”

➤ **Epicentro**

Es el punto sobre la superficie terrestre directamente encima del foco. Es, desde luego, la localización de la superficie terrestre donde la intensidad del terreno es mayor (Meli, 2007, p.26).

➤ **Las Ondas Sísmicas.**

La energía liberada por un sismo se propaga desde la zona de ruptura, mediante diversos tipos de ondas que hacen vibrar la corteza terrestre. Se identifican ondas de cuerpo que viajan a grandes distancias a través de roca y ondas superficiales que se deben a reflexiones y refracciones de las ondas de cuerpo, cuando éstas llegan a la superficie o a una interface entre estratos. Las ondas de cuerpo se dividen en ondas *P*, también llamadas principales o de dilatación, y en ondas *S*, secundarias o de cortante. En las ondas *P* las partículas de la corteza experimentan un movimiento paralelo a la dirección de la propagación. En las ondas *S* las partículas se mueven transversalmente a la dirección de propagación

Las ondas de cuerpo se propagan a grandes distancias y su amplitud se atenúa poco a poco. La velocidad de propagación de las ondas *P* es mayor que la de las *S*, por lo que a medida que nos alejamos del epicentro crece la diferencia de tiempo de llegada de los dos tipos de trenes de ondas.

Las ondas *S* producen un movimiento del terreno más intenso y de características más dañinas para las edificaciones que las ondas *P*. Por la complejidad de los mecanismos de ruptura y por la irregularidad de las formaciones geológicas por las que viajan las ondas y por las múltiples refracciones y reflexiones que sufren durante su recorrido, el movimiento del terreno en un sitio dado es muy complejo e irregular.

Las ondas superficiales son del tipo Rayleigh y Love. Las ondas Rayleigh (R), hacen vibrar el suelo, de forma elíptica vertical y horizontalmente. Este movimiento es similar al movimiento de las ondas, en el agua. La onda tipo Love (L), hace vibrar el suelo, en forma horizontal, en sentido perpendicular a la propagación de la onda, sin movimiento vertical. (Bazán et al., 2002, p.18)

Los tres tipos de ondas que se mencionan se representan en la siguiente

Figura 1.

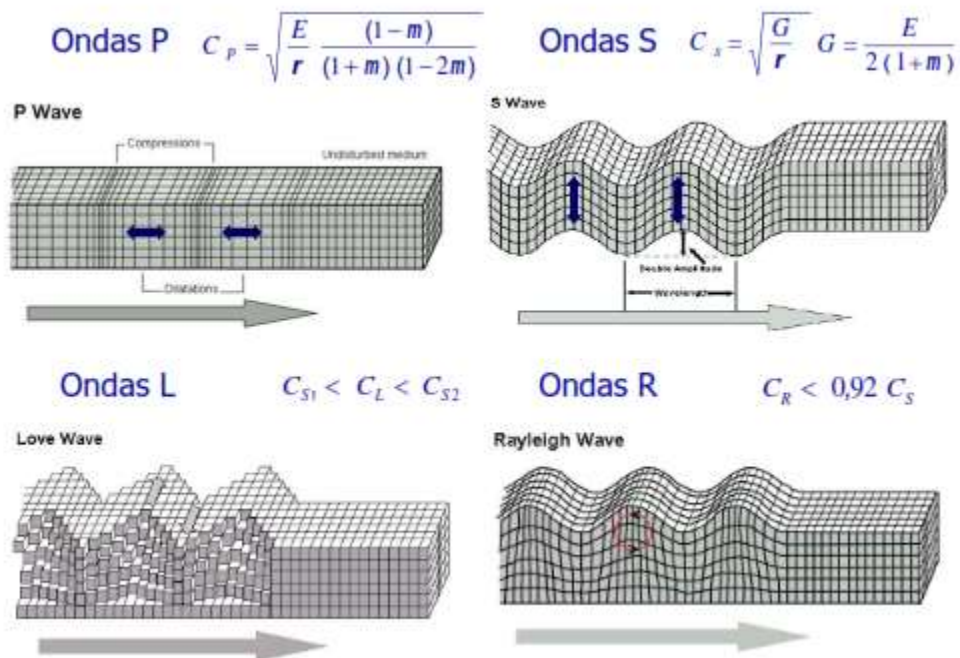


Figura 1. Tipos de ondas sísmicas

Fuente: Herráiz. M, (2011), Conceptos Básicos de Sismología para Ingenieros.

➤ **Escala de Richter y de Mercalli**

Para medir el tamaño de los sismos se utiliza la magnitud. Lo que se pretende cuantificar es la energía liberada por el temblor y su potencial destructivo global, de manera semejante a lo que se hace con las bombas. La escala de magnitud más común es la de Richter (más propiamente llamada magnitud local ML), que se basa en la amplitud de un registro en

condiciones estándar. (Tiene el nombre del sismólogo estadounidense Charles Francis Richter) que mide la energía liberada en el foco de un sismo.

Sismos de magnitudes menores de 3 son sismos instrumentales que difícilmente perciben las personas. Sismos de magnitud menor que 5 rara vez llegan a producir daño, excepto cuando son muy superficiales y sólo muy cerca del epicentro. Sismos de magnitud entre 5 y 7 afectan zonas relativamente pequeñas y caen en la definición genérica de sismos de magnitud intermedia. A medida que aumenta la magnitud crecen la zona afectada y la violencia del movimiento del terreno. Los grandes sismos son de magnitud superior a 7.0 y no existe un límite superior teórico de la escala de Richter. Los sismos de mayor magnitud que se han estudiado llegan a cerca de 9 en dicha escala.

Del punto de vista de ingeniería no interesa tanto la magnitud del sismo como sus efectos en los sitios donde existen o se van a construir las edificaciones. Esto se refiere a la severidad de la sacudida sísmica que se experimenta en un sitio dado. A esta característica de los sismos se le llama *intensidad*, y es claro que un mismo sismo, aunque tiene una sola magnitud, tendrá diferentes intensidades, según el sitio donde se registre. En general la intensidad decrece a medida que nos alejamos de la zona epicentral, y para una misma distancia epicentral, son más intensos los sismos de mayor magnitud. (Bazán et al., 2002, p.18)

Tampoco para la intensidad existe una escala universalmente aceptada. Las escalas más precisas son las de tipo instrumental, que definen, por ejemplo, la

Intensidad en función de la aceleración máxima del terreno en el sitio de interés. Sin embargo, por la imposibilidad de contar con instrumentos colocados precisamente en los diferentes sitios donde interesa conocer la intensidad, se prefiere recurrir a escalas de tipo más cualitativo que se

basan en la severidad de los daños producidos, en la violencia con que es sentido por las personas y en cambios producidos en la superficie del terreno. La escala de intensidades más usada es la de Mercalli Modificada, una de cuyas versiones más recientes se reproduce en la Tabla 2. Se asignan intensidades entre I y XII. Intensidades de IV o menores no corresponden a daño estructural y una intensidad de X corresponde a una destrucción generalizada. La mayor debilidad de la escala de Mercalli es que toma en cuenta sólo marginalmente la calidad sismo resistente de los edificios que se encuentran en la zona afectada.

(Bazán et al., 2002, p.19)

Tabla 2. Escala de intensidad Mercalli Modificada y Richter

Escala <i>Mercalli</i> modificada		Escala <i>Richter</i>
I	No sentido. Efectos marginales.	2,5
II	Sentido por personas que descansan, o en pisos altos.	
III	Sentido en interiores, los objetos oscilan.	
IV	Objetos colgantes oscilan, ventanas y puertas hacen ruido.	3,5
V	Se siente en el exterior. Se afectan los líquidos.	
VI	Las personas caminan tambaleándose.	
VII	Es difícil mantenerse de pie. Daños en mampostería.	4,5
VIII	Daños en mampostería, colapso parcial.	
IX	Pánico general. Se daña seriamente la mampostería.	Destructivo
X	La mayor parte de la mampostería y las estructuras de acero de marcos se destruyen junto con cimientos.	7,0 Importante
XI	Ductos subterráneos completamente fuera de servicio.	8,0 Gran terremoto
XII	Daño casi total. Grandes masas rocosas se desplazan.	

Fuente: Herráiz. M, (2011), Conceptos Básicos de Sismología para Ingenieros.

➤ **Intensidad Sísmica.**

Es la violencia con que se siente un sismo en diversos puntos de la zona afectada. La medición se realiza observando los efectos o daños producidos por el temblor en las construcciones, objetos, terreno y el

impacto que provoca en las personal. Su valor depende de las distancia del epicentro, tipo de construcción, calidad del suelo o roca de la localidad y del lugar que ocupan las personas (por ejemplo, en un piso en altura a nivel del suelo, etc.). En la actualidad, para medir la intensidad, se emplea (desde el 9 de julio de 1961) la Escala de intensidades Modificadas de Mercalli. Esta es una escala descriptiva de 12grados .Los daños Comienzan a partir del grado VI (seis)

➤ **Magnitud Sísmica**

Es la energía real liberada en el foco o hipocentro del sismo. Se trata de una medida absoluta de la energía del temblor o terremoto expresada en movimiento o aceleración de las partículas del suelo.se mide con instrumentos, es decir ,es una Valoración objetiva, Instrumental ,del Sismo y se usa en este caso la escala de Richter, cuyos grados representan cantidades progresivamente multiplicadas de energía .Esta escala no tiene límite superior .Los instrumentos adecuados: sismógrafos ,acelerógrafos y otros ,donde quiera que se ubiquen con respecto a la ubicación del sismo, registran el mismo rango de magnitud. Puede decirse entonces, que un terremoto tiene una sola magnitud y muchas intensidades; estas últimas normalmente decrecen al alejarse del epicentro sísmico. Se consideran sismos destructores, en general, aquellos que tienen una magnitud mayor que 6.5 (dependiendo de la calidad de la construcción y del suelo).

➤ **Sismicidad en el Perú**

Se denomina sismicidad al análisis del número de sismos que se suceden en una región geográfica determinada. Tal estudio registra en un mapa a los diversos epicentros existentes tal como se muestra en la Figura 2 y Figura 3. Además de tomar en cuenta la frecuencia con que se suceden estos fenómenos. Para ello se vale de una serie de leyes que ayudan a entender y explicar estos sucesos, como la Ley de Omori, la ley de Bath, la ley de Gutenberg-Ritcher.

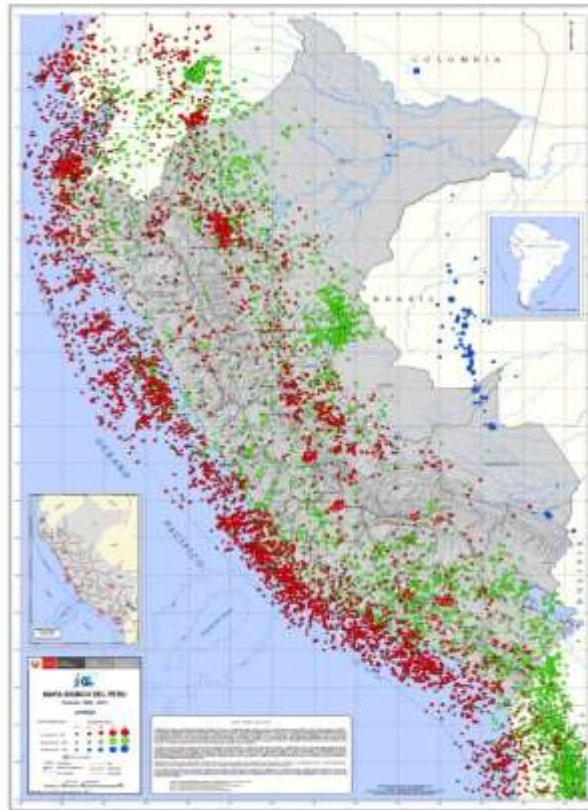


Figura 2. Mapa sísmico del Perú

Fuente: Pique, J. (Noviembre del 2013), Antecedentes de las normas sismo resistente en el Perú.

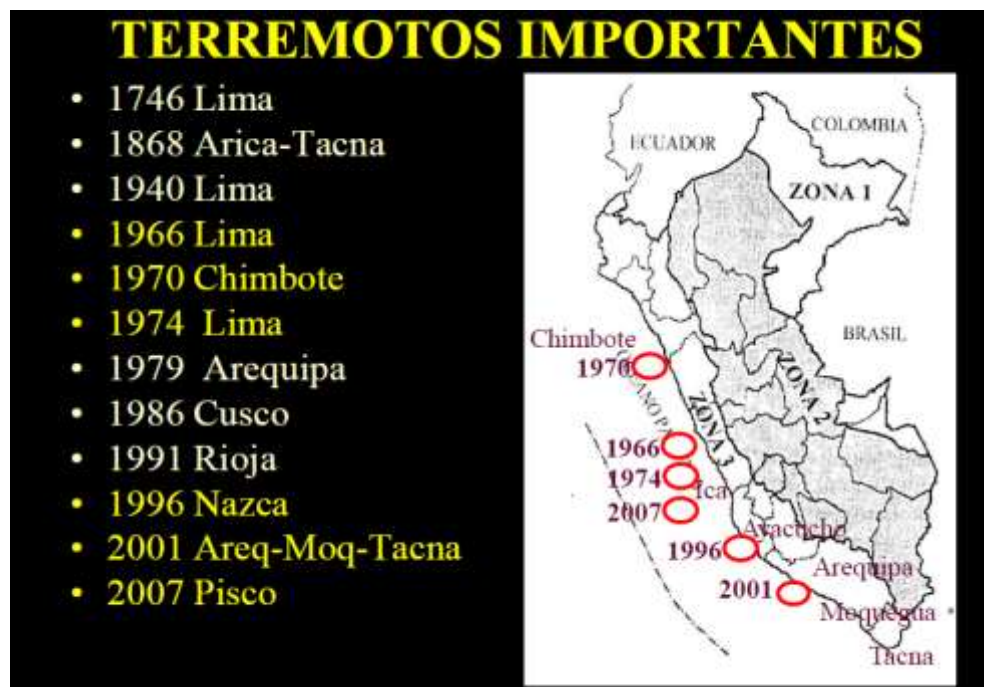


Figura 3. Terremotos Importantes en el Perú

Fuente: Pique, J. (Noviembre del 2013), Antecedentes de las normas sismo resistente en el Perú.

El Perú está comprendido entre una de las regiones de más alta actividad sísmica que existe en la tierra por estar entre la placa Nazca y placa Sudamericana como se muestra en la Figura 4, por lo tanto está expuesto a este peligro que trae consigo la pérdida de vidas humanas y pérdidas materiales.

Es necesario efectuar estudios que permitan conocer el comportamiento más probable de este fenómeno para poder planificar y mitigar los grandes efectos que trae consigo. Una forma de conocer el probable comportamiento sísmico de un lugar es mediante la evaluación del peligro sísmico en términos probabilísticos, es decir predecir las posibles aceleraciones que podrían ocurrir en un lugar determinado.

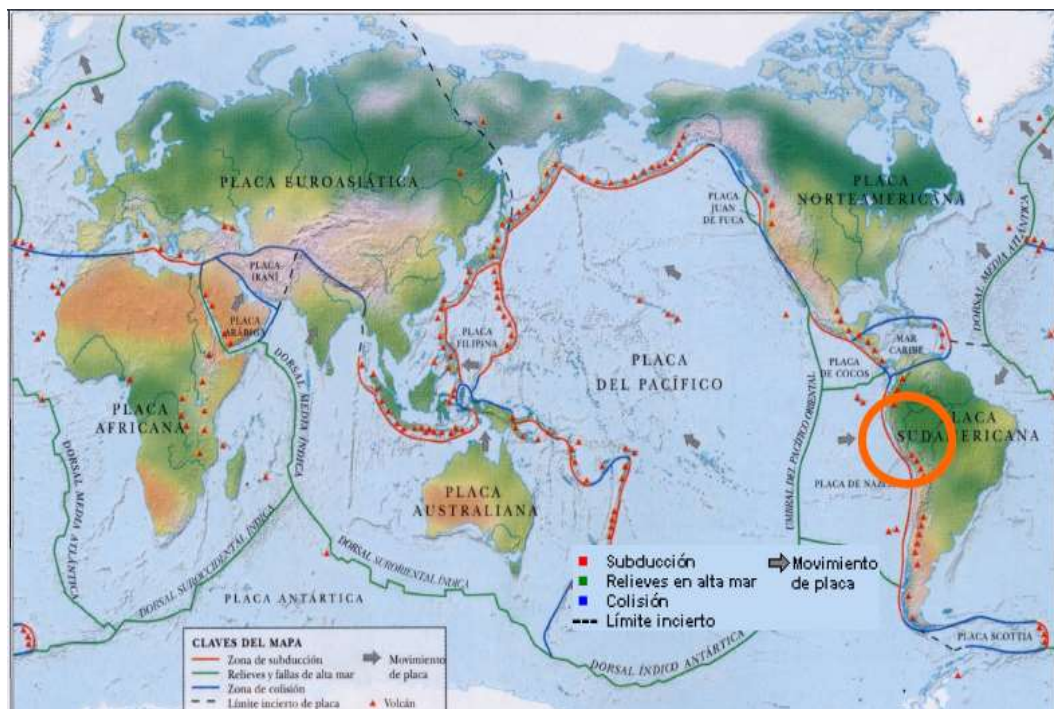


Figura 4. Placa Nazca y Placa Sudamericana

Fuente: Pique, J. (Noviembre del 2013), Antecedentes de las normas sísmo resistente en el Perú. En las normas de diseño se especifican las cargas sísmicas, por lo que no es necesario realizar investigaciones detalladas de la actividad sísmica del área donde se construirán estructuras comunes. El coeficiente de diseño sísmico a ser usado en el diseño sísmico pseudo-estático se determina en base a la zona, condición del suelo e importancia de la estructura. Si la

estructura es flexible, la carga sísmica se modifica tomando en cuenta su periodo fundamental. Sin embargo, cuando se planifican estructuras importantes, deben evaluarse sus capacidades de resistir terremotos en base a estudios detallados de peligro sísmico.

➤ **Peligro Sísmico.**

Los estudios geológicos y la historia de actividad sísmica permiten identificar las zonas sismo genéticas, o sea aquellas donde existen fallas tectónicas activas cuya ruptura genera los sismos. Los movimientos sísmicos del terreno se presentan no sólo en las zonas sismo genéticas sino en todas aquellas que están suficientemente cercanas a las mismas para que lleguen a ellas ondas sísmicas de amplitud significativa. Por tanto, el peligro sísmico se refiere al grado de exposición que un sitio dado tiene a los movimientos sísmicos, en lo referente a las máximas intensidades que en él pueden presentarse. (Bazán et al., 2002, p.22)

En una zona sismo genética se producen sismos de diferentes magnitudes, según el tamaño del tramo de falla que se rompe en cada evento. Ocurre, generalmente, un gran número de eventos de pequeña magnitud y la frecuencia de ocurrencia disminuye en forma exponencial con la magnitud. Se suele suponer un modelo, propuesto por Gutenberg y Richter (1954), para relacionar el número de años que en promedio transcurre entre uno y otro evento de cierta magnitud. Este lapso promedio se denomina *periodo de retorno, N*, y aumenta con la magnitud (Bazán et al., 2002, p.23)

➤ **El Riesgo Sísmico**

Una de las necesidades para un buen diseño en cualquier estructura es la del análisis completo de lo que se ocupa construir, enfocándose a todo lo referente en base a las necesidades del tipo de proyecto a diseñar ; para esto es necesario plantear ideas y todo tipo de comentarios referentes a lo que se desea enfocar.

Los manuales de diseño de estructuras presentan ecuaciones e información necesaria para los diseños de los elementos estructurales en base a las construcciones.

➤ **Predimensionamiento.**

El proceso de diseño es un mecanismo iterativo el cual consiste en ir perfeccionando una propuesta de elementos inicial, hasta llegar a una propuesta óptima. Por esta razón se suponen secciones iniciales para los elementos en la estructura, como vigas principales y columnas, y con ellos se realiza un análisis estructural preliminar. La propuesta inicial de estas secciones no son definitivas, ya que a través del proceso de diseño se van optimizando las secciones de los elementos estructurales, sin embargo a partir de una buena selección inicial, se puede reducir el número de iteraciones necesarias (Kardestuncer, H. ,1980)

➤ **Análisis Estructural**

Es una rama de las ciencias físicas que tiene que ver con el comportamiento de las estructuras bajo determinadas condiciones de diseño. Las **estructuras** se definen como los sistemas que soportan cargas, y la palabra **comportamiento** se entiende como su tendencia a deformarse, vibrar ,pandearse o fluir dependiendo de las condiciones a que estén sometidas .Los resultados del análisis se usan entonces para determinar la forma de las estructuras deformadas y verificar si son adecuadas para soportar las cargas para las cuales se han diseñado.

Considerando que la deformación total es la suma de las deformaciones unitarias y la fluencia se debe al exceso de esfuerzos y además que el esfuerzo y la deformación están relacionados entre sí por el módulo de **elasticidad E**, el análisis de estructuras ,se reduce en si a la determinación del estado de deformación y esfuerzo a través de la estructura .puesto que los esfuerzos son los valores que limitan las fuerzas internas del sistema.

La ingeniería de estructuras trata principalmente sobre tres temas básicos: **El análisis estructural, el análisis de esfuerzos y el diseño estructural**. Todos, a pesar de estar interrelacionados, son tan distintos que se estudian independientemente. Su secuencia en un proyecto estructural se ilustra en la figura 5, (Kardestuncer, H. ,1980)

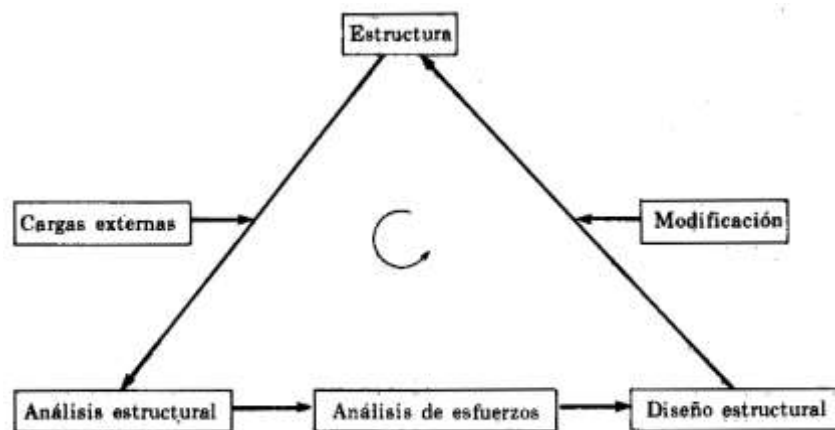


Figura 5. Metodología de análisis estructural

Fuente: Kardestuncer, H,(1980)introducción al análisis estructural con matrices

Mientras que el análisis estructural se basa sobre los **principios de la estática**, el análisis de esfuerzos se trata en materias tales como la resistencia y la mecánica de materiales y la teoría de la elasticidad, el diseño de estructuras asegura que en ningún lugar del cuerpo se presenten esfuerzos que excedan sus límites permitidos. Para lograr esto, si es necesario se modifica el diseño haciendo que el análisis se repita nuevamente, el ciclo de la figura 6 continúa hasta que no se requiera modificación alguna. De acuerdo con esta figura 6 el fin es **diseñar** una estructura, y el análisis estructural es una de las **herramientas** para alcanzar tal fin. Independientemente del método de análisis, el resultado es único y depende solamente de las condiciones iniciales. Los datos iniciales en el análisis estructural y los resultados finales se ilustran en la Figura 6. (Kardestuncer, H. ,1980)

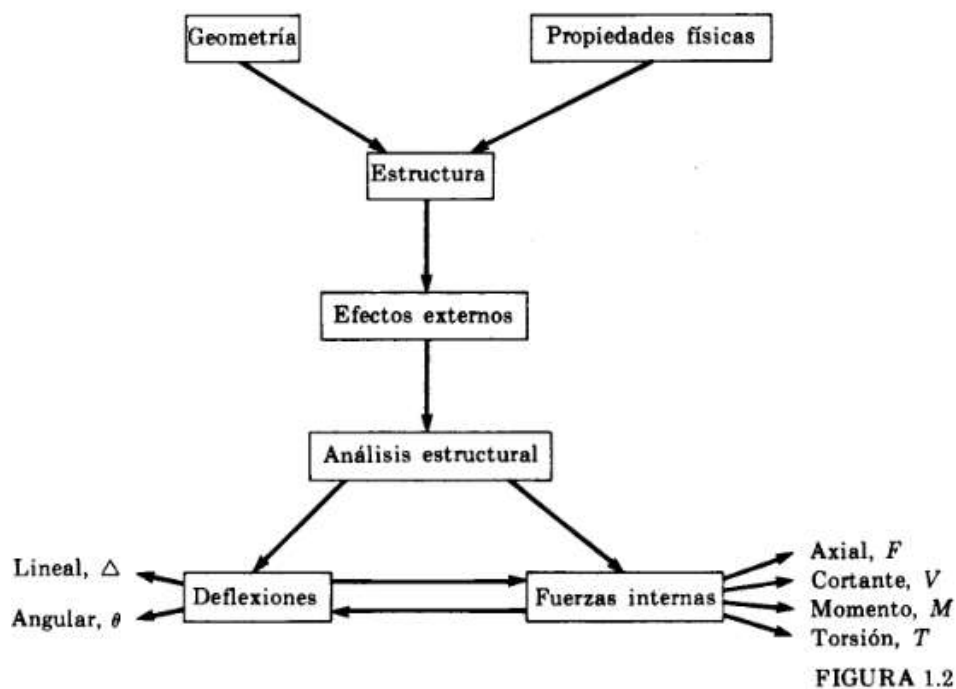


FIGURA 1.2

Figura 6. Secuencia de obtención de resultados

Fuente: Kardestuncer, H,(1980) introducción al análisis estructural con matrices

➤ Métodos de Análisis

Todos los elementos estructurales de concreto Armado, deben ser diseñarse para los máximos efectos que produzcan las cargas exteriores amplificadas (Resistencia Requerida). Las fuerzas internas se determinan por métodos elásticos de análisis estructural, es decir asumiendo un comportamiento lineal elástico del material, salvo cuando se utilice la redistribución de los momentos flectores cuando se realicen análisis de segundo orden.

La norma permite, salvo para las estructuras de concreto pre esforzado, el empleo de métodos aproximados de análisis de pórticos de edificios con luces, alturas de entrepiso y tipos de construcción normales o convencionales.

Los métodos aproximados han sido externamente utilizados para el análisis de edificios bajo la acción de las cargas de gravedad y cargas laterales de viento o sismo. Hay un grupo importante de edificios que han sido analizados para cargas laterales utilizando por ejemplo el Método del

Portal o el Muto, que constituían prácticamente la única herramienta manual de análisis con la que contaban los diseñadores. A lo largo de las últimas dos décadas, los métodos aproximados han ido cayendo en desuso debido a la disponibilidad de programas para el análisis estructural que operan en computadoras personales, con esto se han logrado mejoras notables en nuestra capacidad de analizar estructuras complejas bajo muy variados estados de carga, en teoría esto debería reflejarse en una mejora en los diseños de las estructuras de concreto armado. (Ottazzi, G., 2011)

➤ **Cargas de Servicio**

Una etapa importante antes de iniciar el análisis de cualquier estructura, es tratar de identificar toda las cargas, de “magnitud significativa” que puedan obrar en ella durante su vida útil, Al estimar las acciones o solicitaciones, es necesario prever las condiciones más desfavorables en que la estructura puede llegar a encontrarse, así como el tiempo en que estará expuesta a estas condiciones desfavorables. para ello sería necesario conocer las variaciones probables en la intensidad y distribución espacial de las cargas a lo largo de la vida útil de la estructura, cosa que normalmente es muy difícil de lograr, salvo en estructuras simples.

Las principales solicitaciones o acciones exteriores a las que pueden estar sometidas las estructuras “convencionales” de concreto armado provienen del peso propio de los elementos, de las cargas permanentes y de las cargas vivas o sobrecargas. Estas cargas se Clasifican como estáticas. Es decir se supone que no generan unas respuestas dinámicas de la estructura, o en otras palabras las fuerzas de inercia que se desarrollan en la estructura por la aplicación de estas cargas, son despreciables.

Existe un segundo grupo de cargas de naturaleza dinámica, estas son las debidas a acciones del viento, las de sismo y las originadas por la aplicación repetida de cargas vivas como en el caso de las cargas que soportan los puentes por efecto del tráfico. Las cargas dinámicas son aquellas en las cuales las Fuerzas de inercia son significativas y deben ser

equilibradas por las fuerzas internas .La estimación de las cargas laterales debidas a la acción del viento o sismo está sujeta a una fuerte incertidumbre, los errores de estimación que se comenten son muchas mayores que los asociados a las cargas muerta y sobrecarga.

Un tercer grupo de solicitaciones, al cual no se le puede dar el nombre de cargas, está constituido por las deformaciones en la estructura inducidas por los asentamientos de la cimentación, los cambios de temperatura, el flujo plástico y la retracción del concreto.

Estas deformaciones impuestas en la estructura generan esfuerzos internos que pueden tener magnitudes para nada despreciables.

Generalmente las cargas “normales o usuales” a las que pueden estar sometidas una estructura, se especifican en los códigos locales .Las normas de concreto no especifican las cargas de servicio. Hacen referenciar a los códigos pertinentes. En el Perú, las cargas de servicio para el diseño de estructuras convencionales, las fija la norma de cargas E.020 y las cargas de sismo la Norma E.030-Diseño sismorresistente. (Ottazzi, G., 2011)

➤ **Diseño Estructural**

El diseño estructural tiene como objetivo proporcionar seguridad adecuada ante la aparición del estado límite de falla para las acciones más desfavorables que puedan presentarse durante la vida útil de la construcción y procurar que en las Condiciones normales no se sobrepasen los estados límites de servicio. El diseño debe garantizar que la estructura tenga un factor de seguridad razonable. Mediante este factor, se trata de tomar en cuenta en el diseño la incertidumbre Existente respecto a los efectos de ciertas acciones y los valores usados en varias etapas del proceso (McCormac, 2002).

➤ **Métodos de Diseño**

En la actualidad existen, básicamente, dos métodos de diseño en concreto armado: diseño elástico o por cargas de servicio y diseño a la rotura o por resistencia última. El primero fue utilizado con mucha fuerza hasta mediados del siglo y el segundo ha adquirido impulso en los últimos cuarenta años.

El diseño elástico parte de la hipótesis que es posible predecir la distribución de esfuerzos en el refuerzo y el concreto, al ser sometidos a cargas de servicio. Asume un comportamiento elástico de ambos materiales. El diseño consiste en conseguir que los esfuerzos no excedan los esfuerzos admisibles que son una fracción de la resistencia del concreto y del esfuerzo de fluencia del acero. En la actualidad, pruebas de laboratorio han permitido comprobar que el complejo comportamiento del concreto con el paso del tiempo conlleva a una constante redistribuciones. Con el tiempo, las condiciones no consideradas pueden ocasionar la falla. Por otro lado, en el diseño de estructuras, es importante considerar el tipo de falla, dúctil o frágil, que presenta un elemento bajo determinadas solicitaciones y en la medida de lo posible, orientar la falla según sea conveniente. El método elástico no considera este punto. El método elástico tampoco determina la carga que ocasiona la rotura de la pieza y por ello, su factor de seguridad no es conocido.

El diseño por rotura se fundamenta en la predicción de la carga que ocasiona la falla del elemento en estudio y analiza el modo de colapso del mismo. En pruebas de laboratorio se ha podido comprobar que es posible predecir estas cargas con precisión suficiente. Este método toma en consideración el comportamiento inelástico del acero y el concreto y por lo tanto, se estima mejor la capacidad de carga de la pieza. (Harmsen, T., 2005)

➤ **Efectos Sísmicos en los Edificios**

El movimiento sísmico del suelo se transmite a los edificios que se apoyan sobre este. La base de los edificios tiende a seguir el movimiento del

suelo, mientras que, por inercia, la masa del edificio se opone a ser desplazada dinámicamente y a seguir el movimiento de su base. Se generan entonces las fuerzas de inercia que ponen en peligro la seguridad de la estructura. Se trata de un problema dinámico y que, por la irregularidad del movimiento del suelo y por la complejidad de los sistemas constituidos por las edificaciones, requiere grandes simplificaciones para ser objeto de análisis como parte del diseño estructural de las construcciones.

El movimiento del suelo consta de vibraciones horizontales y verticales. Como ya hemos mencionado, las primeras resultan en general más críticas y son las únicas consideradas en este planteamiento preliminar.

La flexibilidad de la estructura ante efectos de las fuerzas de inercia hace que este vibre en forma distinta a la del suelo mismo. Las fuerzas que se inducen en la estructura no son función solamente de la intensidad del movimiento del suelo, sino depende en forma preponderante de las propiedades de la estructura misma. Por parte, las fuerzas son proporcionales a la masa del edificio y, por otra, son función de algunas propiedades dinámicas que definen su forma de vibrar. (Bazán et al., 2002, p.29)

➤ **Funcionamiento, Resistencia y Seguridad Estructural**

Una estructura debe ser segura contra el colapso y funcional en su uso para que cumpla con sus propósitos. El funcionamiento requiere que las deflexiones sean lo suficientemente pequeñas, que las grietas, si existen, se mantengan bajo límites tolerables, que las vibraciones se minimicen, etc. La seguridad requiere que la resistencia de la estructura sea la adecuada para todas las cargas que previsiblemente puedan llegar a actuar sobre ella. Si la resistencia de la estructura, construida como se diseñó, pudiera predecirse exactamente y, si las cargas y sus efectos internos (momentos, cortantes, fuerzas axiales) se conocieran con precisión, la seguridad podría proporcionar una capacidad de carga ligeramente superior que las que requieren las cargas conocidas. Sin

Embargo existen diversas razones de incertidumbre en el análisis, el diseño y la Construcción de estructuras de concreto reforzado. Estas fuentes de incertidumbre que requiere un margen de seguridad definido, pueden relacionarse así:

1. Las cargas reales pueden diferir de las supuestas.
2. Las cargas reales pueden estar distribuidas de manera diferente de la Supuesta.
3. Las premisas y simplificaciones inherentes a cualquier análisis pueden Resultar en efectos calculados, momentos, cortantes, etc., diferente de Aquellos que de hecho actúan sobre la estructura
4. El comportamiento estructural real puede diferir del supuesto, debido a Conocimientos limitados.
5. Las dimensiones reales de los elementos pueden diferir de las especificadas.
6. Es posible que el refuerzo no esté en su posición correcta.
7. Las resistencias reales de los materiales pueden diferir de las especificadas.

La resistencia de una estructura depende de la resistencia de los materiales que la conforman. Por esta razón se especifican en forma estándar las resistencias mínimas de los materiales. Las resistencias reales de los materiales no pueden conocerse en forma precisa y, por tanto, también constituyen variables aleatorias.

Además la resistencia de la estructura depende también del cuidado que se tenga en la construcción, que a su vez refleja la calidad de la supervisión y de la inspección (McCormac, 2002).

➤ **Concreto**

El concreto es una mezcla de arena, grava, roca triturada u otros agregados unidos en una masa rocosa por medio de una pasta de cemento y agua. En ocasiones se agregan uno o más aditivos para cambiar ciertas

características de concreto. Tales como la ductilidad, la durabilidad y el tiempo de fraguado (McCormac, 2002).

➤ **Varillas para Refuerzo del Concreto**

La superficie de estos cilindros está provista de rebordes (corrugaciones) que mejoran la adherencia a los materiales aglomerantes e inhiben el movimiento relativo longitudinal entre la varilla y el concreto que la rodea, y de hecho el papel de las varillas no es sólo reforzar la estructura del concreto armado, sino absorber los esfuerzos de tracción y torsión.

Las dimensiones de las varillas en cuanto al diámetro nominal se muestran en la Tabla 3. (Ottazzi. G., 2011).

Tabla 3.Pesos de varillas de acero según diámetro

DIAMETRO DEL FIERRO.	AREA NOMINAL mm2	PESO NOMINAL kg/m	PESO MINIMO kg/m
6mm	28	0.222	0.207
8mm	50	0.395	0.371
3/8"	71	0.56	0.526
12mm	113	0.888	0.835
1/2"	129	0.994	0.934
5/8"	199	1.552	1.459
3/4"	284	2.235	2.101
1"	510	3.973	3.735
1 3/8"	1006	7.907	7.433

Fuente: Ottazzi, G. (2011).Diseño en concreto armado

➤ **Estados Límites**

En la actualidad se usa el término estado límite para describir la condición en que una estructura o partes de ella, dejan de cumplir la función para la que fue Diseñada (McCormac, 2002).

Para fines de aplicación de las normas, se alcanza un estado límite de comportamiento en una construcción cuando se presenta una combinación de fuerzas, desplazamientos, niveles de fatiga, o varios de ellos, que determina el inicio o la ocurrencia de un modo de comportamiento

inaceptable de dicha construcción. Tales estados límites se clasifican en dos grupos: estados límite de falla y estados límite de servicio. Los primeros se refieren a modos de comportamiento que ponen en peligro la estabilidad de la construcción o de una parte de ella, o su capacidad para resistir nuevas aplicaciones de carga. Los segundos incluyen la ocurrencia de daños económicos o la presentación de condiciones que impiden el desarrollo adecuado de las funciones para las que se haya proyectado la construcción (McCormac, 2002).

➤ **Estados Límites por Resistencia**

Se basa en la seguridad o capacidad de carga de las estructuras e incluyen el Pandeo, la fractura, la fatiga, el volteo etc. (McCormac, 2002).

➤ **Estado Límite de Servicio**

Los estados límites de servicio se refieren al comportamiento de las estructuras Bajo cargas normales de servicio y tienen que ver con el uso y la ocupación de la estructura; aquí se incluyen las deflexiones, agrietamiento y vibraciones (McCormac, 2002).

➤ **Resistencia de Diseño**

Se entenderá por resistencia la magnitud de una acción, o de una combinación de acciones, que provocaría la aparición de un estado límite de falla de la estructura o cualquiera de sus componentes. En general la resistencia se expresará en términos de la fuerza interna, o combinación de fuerzas internas, que corresponden a la capacidad máxima de las secciones críticas de la estructura. Se entenderá por fuerzas internas las fuerzas axiales y cortantes y los momentos de flexión y torsión que actúan en una sección de la estructura.

Para combinaciones de acciones de cargas se multiplicara por factores de amplificación.

Para revisión de estados límite de servicio se tomará en todos los casos un factor de carga unitario

➤ **Norma E.030 Diseño Sismoresistente**

Es la normativa que regula la construcción de estructuras sismo resistente en el Perú. Es elaborada por el Comité Técnico Permanente Normas E.030 Diseño Sismo resistente

Esta Norma establece las Condiciones mínimas para que las edificaciones diseñadas según sus requerimientos tengan un comportamiento sísmico acorde con los principios que se señala este documento.

Se aplica al diseño de todas las edificaciones nuevas, a la evaluación y reforzamiento de las existentes y a la reparación de las que resultaran dañadas por la acción de los sismos.

Para estructuras tales como reservorios, tanques, silos, puentes, torres de transmisión, muelles, estructuras hidráulicas y todas aquellas cuyo comportamiento sísmico difiera de las edificaciones, se podrá usar esta Norma en lo que sea aplicable. (Norma E.030, 2003)

➤ **Evolución de las Normas Sísmicas Peruanas**

La norma sísmica peruano ha sufrido constantemente modificación desde su primera versión en el año 1964 hasta la actualidad que es la del 2014 , a continuación se hace un recuento de toda sus diferentes versiones desde sus inicios.

En la Figura 7. Se muestra las 4 versiones oficiales de la norma sismorresistente desde 1970 hasta el 2003.



Figura 7. Evolucion de las normas sismo resistentes

Fuente: Pique, J. (Noviembre del 2013), Antecedentes de las normas sismo resistente en el Perú.

En 1968 se publica el primer reglamento provincial como se muestra en la Figura 8.

Primer Reglamento Provincial Lima setiembre de 1968

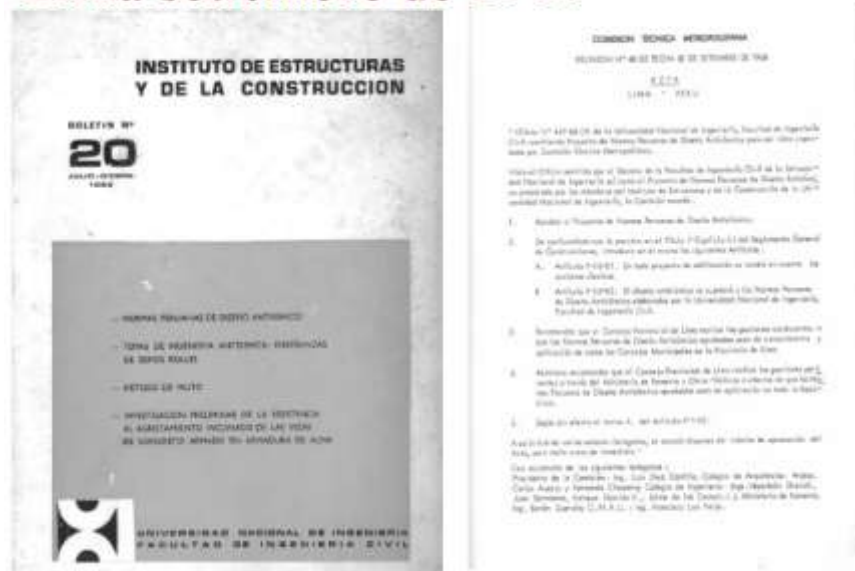


Figura 8. Primer Reglamento provincial de Lima -1968

Fuente: Pique, J. (Noviembre del 2013), Antecedentes de las normas sismo resistente en el Perú.

El año 2014 se publica el proyecto de Norma E.030 Diseño Sismorresistente para su discusión como se muestra en la Figura 9.



Figura 9. Proyecto de Norma E.030-2014

Fuente: MVCS. (2014) Proyecto de Norma E.030, Diseño sismo resistente.

A Continuación se indica la secuencia de cómo ha evolucionado la Norma desde su inicio:

- 1964: Primer proyecto de Normas Peruanas basado en el de la Structural Engineers Association Of California (SEAOC)
- 1968: Primer Reglamento Provincial aprobado por la Comisión Técnica Municipal de LIMA. Se propone al Min. Fomento y Obras Publicas se use a nivel nacional
- Título F- Capítulo III del **Reglamento General de Construcciones**, introducir los siguientes artículos:
 - ✓ “Art F-III-02. El diseño antisísmico se sujetara a las Normas Peruanas de Diseño Antisísmico elaboradas por la Universidad nacional de Ingeniería, Facultad de ingeniería Civil.”
 - ✓ “Asimismo recomendar que el Concejo Provincial de Lima realice las gestiones pertinentes a través del Ministerio de Fomento y Obas Publicas a efectos de que las Normas Peruanas de Diseño Antisísmico aprobadas sean de aplicación en toda la República.”

- 1970: Capitulo IV, RNC, “Seguridad Contra el Efecto Destructivo de los Sismos”. Primera norma peruana a nivel nacional. Experiencias sismos de 1966 y el de 1970)
- 1977: Segunda Norma Peruana (Después de los terremotos de Chimbote– Huaraz 1970, Lima 1974)
- 2003: Revisión de la Norma de 1997 (después del terremoto de Ático 2001)Cambios significativos:
 - ✓ Forma del espectro (se eliminó exponente)
 - ✓ Valores de R ($\div 1.25$, para pasar a V_u)
 - ✓ Redujo cálculo del desplazamiento ($\times 3/4.R$)

2.3 Definiciones de Términos

➤ **Análisis Estructural:**

El análisis estructural es el proceso mediante el cual se determina la respuesta de una estructura a cargas o acciones especificadas. Esta respuesta generalmente se mide cuantificando las fuerzas internas y las deformaciones en toda la estructura.

➤ **Peligro Sísmico**

Es una magnitud geofísica que da la probabilidad de ocurrencia de sismos.

➤ **Período**

Es el intervalo de tiempo en el cual un sistema masa-resorte completa un ciclo completo de movimiento. Es la medida de la frecuencia natural de la vibración. La mayoría de modelos dinámicos en estructuras se reducen básicamente, a sistemas de este tipo. Cuando el período de movimiento de una estructura coincide con el período del suelo, se produce resonancia, en la que el suelo y estructura actúan como conjunto provocando mayor amplificación de fuerza dinámica sobre la edificación.

➤ **Rigidez**

La rigidez es la capacidad de resistencia de un cuerpo a cambiar por la acción de fuerzas exteriores sobre el mismo.

En estructuras el concepto de rigidez es relativo a la capacidad de deformación de un miembro estructural ante la acción de fuerzas externas.

La importancia del concepto, radica en que la rigidez determina las deflexiones que presenta un miembro ante cargas externas y es por eso, que la mayoría de métodos de análisis estructural utilizan matrices de rigideces para cuantificar fuerzas internas de una estructura.

➤ **Métodos Elásticos**

Se entenderá que a la hora de someter un material a esfuerzo, en este caso el concreto y el acero, este primero pasarán por una etapa de elasticidad antes de alcanzar su rango plástico.

➤ **Comportamiento lineal Elástico**

La característica más importante del comportamiento elástico es que es reversible: si se suprimen las fuerzas que provocan la deformación el sólido vuelve al estado inicial de antes de aplicación de las cargas

➤ **Espectro de Respuesta**

Gráfica de la relación del período de una estructura en resonancia, con la aceleración a que la misma se halla sujeta a esta respuesta máxima. Al referir el período con el tipo de suelo se obtienen distintos tipos de curva que amplifican o mitigan las fuerzas dinámicas sobre el modelo de estudio.

La mayoría de códigos utilizan esta relación para obtener el corte basal y las ecuaciones utilizadas en el diseño corresponden a las curvas del espectro de respuesta

➤ **Falla, Dúctil**

Falla que se produce después de haberse producido grandes deformaciones y que permiten adoptar medidas de seguridad. En una

sección de concreto armado tendremos rotura dúctil cuando el acero fluye antes que el concreto, esto ocurre cuando en el momento de la falla de la sección, el acero ha alcanzado su límite elástico y se ha deformado lo suficiente como para que las deformaciones sean claramente apreciables antes de que se produzca el colapso.

➤ **Falla, Frágil**

Falla que se produce de golpe, sin síntomas de que permitan adoptar medidas de seguridad antes de que se produzca el colapso. En una sección de concreto armado tendremos una falla frágil cuando el concreto falla antes que el acero.

➤ **Análisis Modal**

Es determinar las frecuencias naturales y modos de vibración de un objeto o estructura durante su vibración libre.

➤ **Análisis Estático**

Este método representa las solicitaciones estáticas mediante un conjunto de fuerzas horizontales sin movimiento actuando en el centro de masas de cada nivel de la edificación.

➤ **Análisis Dinámico**

Comprende el análisis de las fuerzas, desplazamientos, velocidades y aceleraciones que aparecen en una estructura o mecanismo como resultado de los desplazamientos y deformaciones que aparecen en la estructura.

CAPITULO III

III METODOLOGIA

3.1 Tipo y Nivel de Investigación

Cuantitativa, ya que se trata de cuantificar en fuerzas, momentos flectores, deformaciones, desplazamientos que son las demandas sísmicas que será objeto de comparación en la medición de las variables así como su gran vínculo entre las cargas actuantes, métodos de análisis con la resistencia que requerirá el sistema estructural para soportar dichas solicitaciones.

Descriptivo, porque se identificara como con las norma de diseño del reglamento nacional de edificaciones ,el proyecto de norma E.030-2014 y la norma E.030-2003 se obtienen las cargas actuantes para luego realizar el análisis vertical y análisis sísmico comparativo con las dos versiones de la norma sísmica ,obteniendo las demandas simultáneamente y verificar su influencia a la hora calcular las secciones resistentes del edificio de concreto armado.

3.2 Método y Diseño de la Investigación

Es de tipo **experimental** porque se realiza con la manipulación deliberadamente de las variables, que consiste en realizar un modelamiento tridimensional o simulación del edificio multifamiliar en un laboratorio en este caso es una computadora con el uso de un programa de cálculo estructural y es **Explicativa** porque el estudio realizado busca determinar la diferencia e incidencia en el diseño final del edificio con la comparación del proyecto de norma de diseño sismo resistente E.030-2014 a la E.030-2003 durante el análisis sísmico y combinarlas con cargas actuantes proyectadas en el análisis vertical.

Es una Investigación **longitudinal** porque se realizara más de un medición para obtener datos durante el análisis por cargas de gravedad y el análisis sísmico comparativo con las dos versiones de la norma E.030 para finalizar con el diseño estructural del edificio con la versión más reciente. Y es del tipo **prospectiva** porque realizara un control de como varia las demandas de carga sísmicas en los elementos estructurales del edificio a partir de la última actualización en el 2003 hasta la más reciente en el 2014 de norma de diseño sismorresistente.E.030

Se empleará las técnicas de análisis matricial de estructuras (AME) y análisis por el método de los elementos finitos (MEF) en la que se basa este programa de cálculo estructural (ETABSV15), así como el método traslacional del diafragma rígido en el análisis sísmico que exigen las normas sismorresistentes para aplicar sus exigencias, para el procesamiento de los datos de las variables objeto del estudio. Se proveerá de tablas de resultados, diagramas, deformaciones, desplazamientos en cada elemento estructural para describir mejor la asociación.

3.3 Población y Muestra

3.3.1 Población

La población está constituida por todo los elementos de concreto armado tales como: losas aligerada, losa, maciza, vigas chatas, vigas peraltadas, columnas, muros de corte, zapatas aisladas, conectadas, etc. que forman parte del diseño estructural de un edificio multifamiliar de 5 piso de periodo corto en el distrito de surquillo.

3.3.2 Muestra

La muestra en estudio está constituida por todos los elementos estructurales que son afectados o resisten las fuerzas sísmicas tales como una viga, columna, muro de corte, zapata aislada, zapata conectada. Útiles para el diseño estructural de un edificio multifamiliar de 5 pisos en el distrito de surquillo.

3.4 Técnicas e Instrumentos de Recolección de Datos

Las técnicas a emplear son las simulaciones tridimensionales o análisis de los pórticos planos, el análisis sísmico estático y dinámico que exige las normas antisísmicas, con la ayuda del programa de cálculo estructural (ETABS V15) que nos proporcionan información numérica para realizar las comparaciones económicas y continuar con el diseño de la estructura utilizando hojas de cálculos manual, tablas y formulas.

Los instrumentos de recolección de datos se obtendrán con el uso de las Normas de diseño que están en el R.N.E, Proyecto de la norma E.030-2014 y. la norma E.030-2003 como fuente de información para la concepción de los análisis comparativos en la estructura. Los planos arquitectónicos que utilizaremos para la estructuración, análisis y diseño final del sistema estructural lo obtendremos de la oficina técnica del proyecto ejecutado.

CAPITULO IV

IV PRESENTACIÓN DE RESULTADOS

4.1 Estructuración, Predimensionamiento, Metrado de Cargas

4.1.1 Normas de Carga y Diseño

Normas Empleadas

Las normas utilizadas para la elaboración de la tesis son la que se encuentran en el Reglamento Nacional de Edificaciones (códigos de diseño), la norma E.030-2003 vigente que está dentro de R.N.E y el proyecto de norma E.030-2014 que está en evaluación:

Específicamente son las siguientes:

- Norma E-020 de Cargas
- Norma E-030 de Diseño sismo resistente-2003
- Proyecto de Norma E-030 de Diseño Sismo resistente-2014
- Norma E-050 de Suelos y Cimentaciones
- Norma E-060 de Concreto Armado

4.1.2 Cargas de Diseño

La característica principal de cualquier elemento estructural es de poder resistir de manera segura las distintas cargas que pueden actuar sobre él durante su vida útil. De esta manera el reglamento Nacional de Edificaciones en la Norma E.020 de Cargas, establece los valores mínimos a utilizar para las diversas solicitaciones y posterior diseño de cualquier elemento estructural.

Para el diseño se debe de considerar principalmente tres tipos de cargas:

- **Carga muerta (CM):** Es el peso de los materiales, dispositivos de servicio, equipos, tabiques y otros elementos soportados por la estructura, incluyendo el peso propio, que sean permanentes o con una variación en su magnitud pequeña en el tiempo.

- **Carga Viva (CV):** Es el peso de todos los ocupantes, materiales, equipos, muebles y otros elementos movibles soportados por la edificación.
- **Carga de Sismo (CS):** son aquellas que se generan por la acción sísmica sobre la estructura siguiendo los parámetros establecidos de la norma sismo resistente E.030-2003(vigente) y el proyecto de Norma E.030 de Diseño sismorresistente-2014.

Los elementos estructurales serán diseñados empleando el método de diseño por Resistencia de acuerdo a lo estipulado en la Norma E.060 de Concreto Armado. Este método consiste en amplificar las cargas actuantes en los elementos estructurales mediante factores establecidos en esta norma, y a la vez reducir la resistencia nominal de los elementos mediante factores también establecidos en esta norma.

Por lo tanto cada elemento estructural estará diseñado para poder cumplir con la siguiente relación:

$$\Phi \cdot R_n \geq \gamma_1 \cdot Q_1 + \gamma_2 \cdot Q_2 + \gamma_3 \cdot Q_3 + \dots + \dots + \gamma_n \cdot Q_n$$

Dónde:

Φ : Factor de reducción de resistencia

R_n : Resistencia nominal o teórica del elemento (Flexión, Corte, Torsión)

γ_i : Factor de amplificación de carga

Q_i : Cargas actuantes

La Norma E.060 de Concreto Armado establece las combinaciones de carga y los factores de amplificación siendo estas las siguientes:

1. $U_1 = 1.5 \text{ CM} + 1.8 \text{ CV}$
2. $U_2 = 1.25 (\text{CM} + \text{CV}) \pm \text{CS}$
3. $U_3 = 0.9 \text{ CM} \pm \text{CS}$

En el caso de la cisterna se considerará el efecto del empuje lateral del terreno siendo la resistencia requerida:

4. $U = 1.5 \text{ CM} + 1.8 \text{ CV} + 1.8 \text{ CE}$

De esta manera la Norma también establece los factores de reducción de resistencia

Para los siguientes casos:

- | | |
|---------------------------------------|------|
| • Flexión Pura | 0.90 |
| • Tracción y Flexo-compresión | 0.90 |
| • Compresión y Flexo-compresión | |
| Para miembros con refuerzo en espiral | 0.75 |
| Para otro tipo de miembros | 0.70 |
| • Corte y Torsión | 0.85 |
| • Aplastamiento del Concreto | 0.70 |
| • Concreto simple | 0.65 |

A continuación en la Figura 10. Se presenta el plano de arquitectura en planta del sótano y en la Figura 11. el plano de arquitectura en planta del Piso típico del edificio.

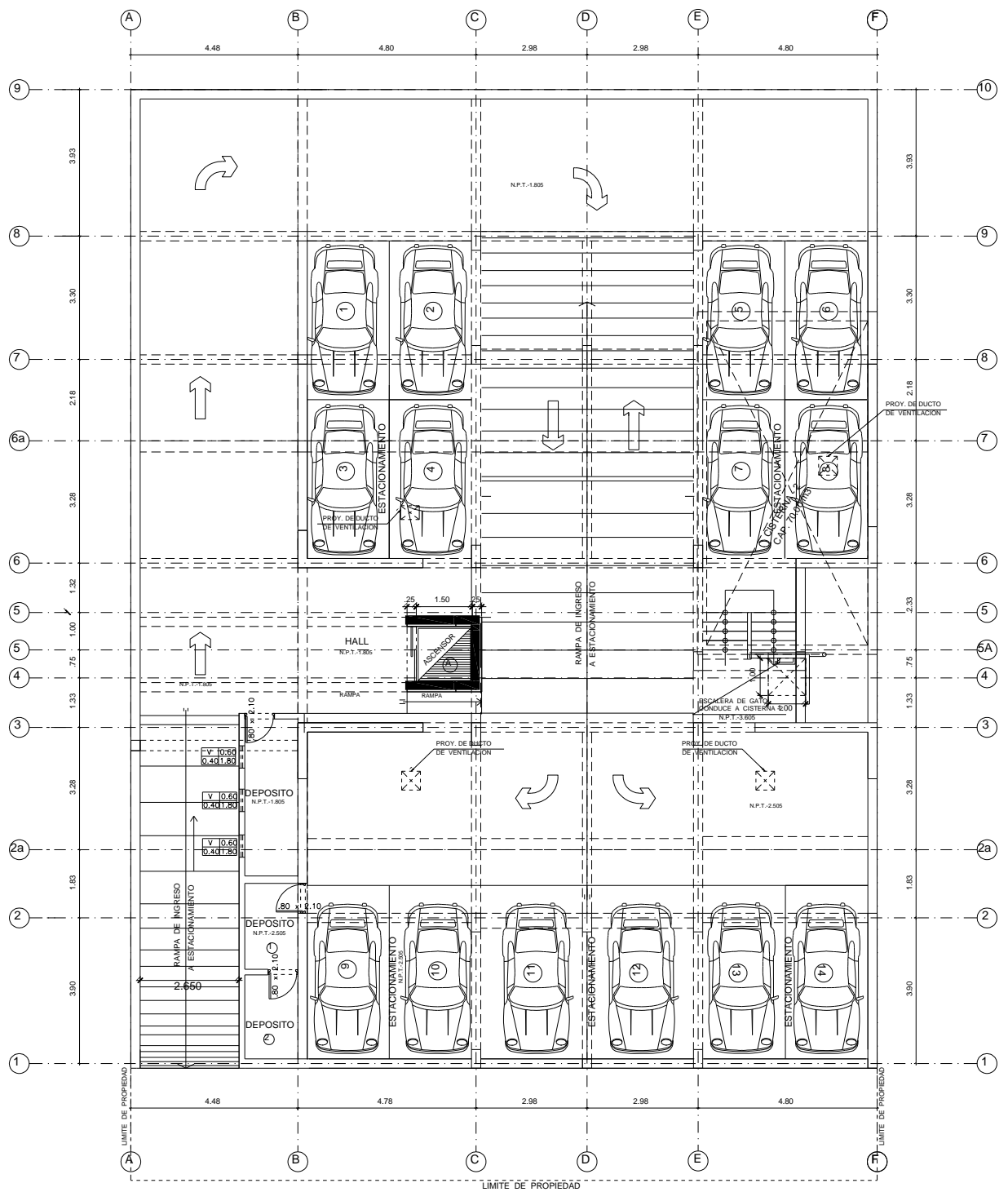


Figura 10. Planta de Sótano (Arquitectura)

Fuente: Planos de Arquitectura de la oficina técnica

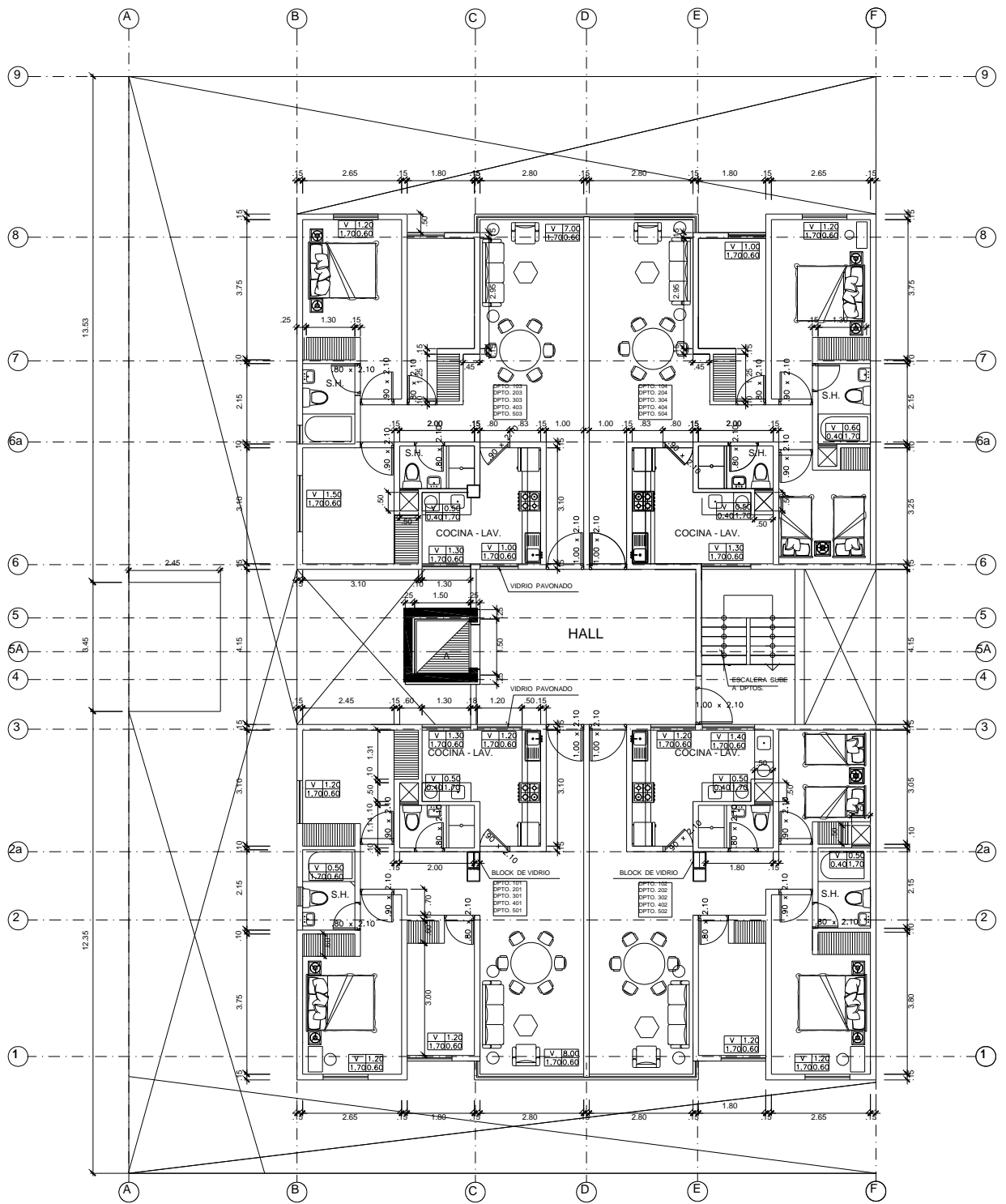


Figura 11. Planta de Piso Típico (Arquitectura)
 Fuente: Planos de Arquitectura de la oficina técnica

4.1.3 Estructuración

4.1.3.1 Criterios de Estructuración.

Etapa inicial del diseño estructural, mediante la cual se definen, con base en el proyecto arquitectónico, las dimensiones generales de una estructura, tanto en planta como en elevación (luces, alturas de entrepiso, etc.) tales como columnas, vigas, placas, muros. Que posteriormente serán diseñadas ante cargas de gravedad y de sismos.

Los criterios básicos a seguir son la funcionalidad, seguridad, simpleza, estética, y por supuesto la económica del proyecto. Sin embargo, adicional a esto debe pensarse en la continuidad y uniformidad de los elementos estructurales como placas y columnas para garantizar una buena rigidez, hiperestaticidad y monolitismo.

No siempre es posible cumplir con los criterios básicos de la estructuración, pues hay diseños de arquitectura que obligan al ingeniero a buscar soluciones simples en la medida de lo posible para garantizar la seguridad de la construcción y cumplir con los requisitos de arquitectura propuestos.

4.1.3.2 Estructuración del Edificio.

La estructura resistente del edificio está constituida exclusivamente por elementos de concreto armado. Además, se han utilizado pórticos mixtos, considerando el uso simultáneo de muros de corte (placas) y columnas, estando estos elementos conectados por vigas peraltadas. Las mismas que se uniformizaron en ambas direcciones y en todo los niveles. Los muros de corte son los elementos predominantes en ambas direcciones, estos controlarán los desplazamientos laterales inducidos por sismo sobre la estructura.

Para la estructuración y análisis del edificio, se consideró dos direcciones principales: el X que es paralelo a la fachada y otra perpendicular que es la Y.

En la dirección Y existe un número suficiente de columnas y de placas que poseen dimensiones en planta adecuadas para el control de desplazamientos laterales.

Esto conlleva a que esta dirección de la edificación sea más rígida que la dirección X, cuya restricción de desplazamientos laterales depende de las placas ubicadas en los ejes 3 y 6, siendo estas de menor peralte en planta que las de la dirección Y. La forma de la planta del edificio presenta, la forma de una H rotada en 90°, pudiendo calificarse preliminarmente a la estructura como irregular.

El techado de los pisos del edificio se realizará utilizando aligerados armados en una dirección, con un peralte o espesor de 20cm en todos los ambientes de cada uno de los departamentos. Se ha elegido, como sentido general para el armado de los techos, la dirección X con la finalidad de que las cargas se transmitan hacia los muros de corte y aliviar las cargas en las vigas en caso de que si se hubiera elegido el sentido en Y, En la zona del hall de la escalera se utilizará una losa maciza de 20cm de espesor con la finalidad de unir y darle continuidad a los dos bloques del edificio, por las esquinas entrantes que la hacen irregular.

Adicionalmente se recurrió al uso de vigas chatas en los casos donde existen tabiques importantes en la dirección paralela al del aligerado y en zonas donde por arquitectura no se permiten vigas peraltadas como es el caso de los ejes 2 y 8 entre C y E.

Es posible afirmar también que, debido al uso de las losas aligeradas y macizas, la unidad entre todos los elementos de concreto armado que componen la estructura, tales como placas, columnas y vigas; está asegurada y hacen que estas actúen como un diafragma rígido, compatibilizando los desplazamientos y repartiendo de manera uniforme los esfuerzos sobre los elementos verticales de carga.

Para la cimentación se planteó el uso de cimientos para las placas y muros de sótano que se encuentren en el límite de propiedad, así como el uso de zapatas simples en caso de placas y columnas interiores y zapatas

conectadas en el caso de placas y columnas exteriores , esto con el fin de contrarrestar el efecto de cargas excéntricas.

Todo lo descrito anteriormente se ilustra en la Figura 12:

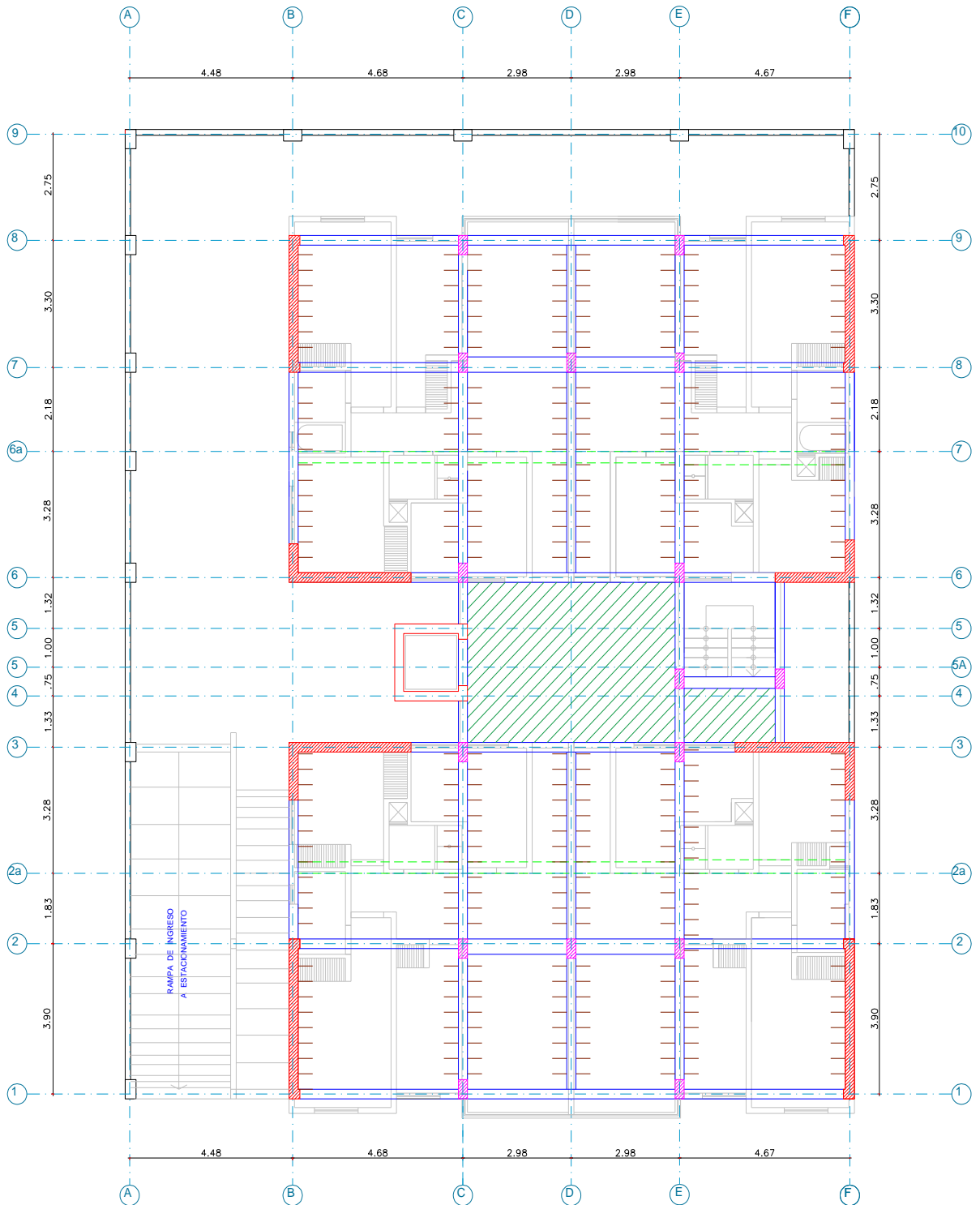


Figura 12.Sistema Estructural del Edificio (piso típico)

Fuente: Elaboración propia.

4.1.4 Predimensionamiento

Una vez definida la estructura se proceden a pre dimensionar todo los elementos. Este proceso consiste en dar de forma tentativa o definitiva las dimensiones de las vigas, columnas, placas, muros, etc. Luego del análisis por gravedad y análisis sísmico es que se definirán las dimensiones de todos los elementos debido a sus requerimientos

A. Losas Aligeradas

La mayoría de los losa en proyecto se han estructurado como aligeradas tanto en el piso típico como en el sótano. Para predimensionar el peralte de la losa seguimos el siguiente criterio que se indican de la Tabla 4. que está en función de la luz libre de cada tramo.

Tabla 4. Peraltes recomendados según la luz de tramo

luz de Tramo	Menores a 4m.	Entre 4 y 5.5m	Entre 5 y 6.5m	Entre 6 y 7.5m
Peralte de Losa(cm)	17cm	20cm	25cm	30cm

Fuente: Blanco, A (1994) Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado.

El dimensionamiento que se indica en el recuadro es para losas en una dirección y en los casos en los que se tiene sobrecargas del orden de máximo de 300kg/m².

Peralte:

De acuerdo con la arquitectura del edificio, Las luces de las losas aligeradas de nuestro proyecto son de distintas longitudes, variando estas desde los 2.73 Hasta los 4.43m, siguiendo la Norma E.060 de Concreto Armado se eligió como peralte de las losas aligeradas en todos los tramos de h=20cm.

Así también de acuerdo con la Norma E.060 para aligerados convencionales y sin tabiques en la misma dirección del aligerado no será necesario la verificación de las deflexiones si cumple con los siguientes criterios:

- Si se tienen sobrecargas menores a 300 Kg. /m².
- Si las luces son menores a 7.5 m.
- Si se cumple con: $h \geq l_n/25$, donde l_n es la longitud libre del aligerado.

Dado que se cumple con todas estas recomendaciones no será necesaria la verificación de las deflexiones.

B. Losas Macizas

Se usaron losas macizas en los paños del hall y zona de llegadas de las escaleras. El criterio de Pre dimensionamiento el peralte es el que se indican en la Tabla 5. que está en función de la luz libre de cada tramo.

Tabla 5. Peraltes recomendado según la luz de tramo.

luz de Tramo	Menores a 4m.	Menores a 5.5m	Menores a 6.5m	Menores a 7.5m
Peralte de Losa(cm)	12 a 13cm	15cm	20cm	25cm

Fuente: Blanco, A (1994) Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado.

Cabe resaltar que las losas siempre trabajan en dos direcciones cuando tenga cuatro bordes formados por vigas, y solo si hay bordes apoyados en una dirección se tendrá un trabajo como losa armada en esa dirección.

También se debe mencionar que en losas con una dimensión considerablemente mayor, el cuadro anterior no es válido, ya que en este caso la losa trabajara principalmente en la dirección corta.

Para el dimensionamiento de losas armadas en dos direcciones se considera los siguientes criterios, tomados del libro del Ing. Antonio Blanco.

$$h \geq \frac{ln}{40} \text{ o } \sum \frac{l}{180} \quad (\text{Para losas armadas en 2 direcciones})$$

Dónde:

- h=peralte de la losa de concreto(m)
- Ln=luz libre mayor del tramo(m)
- L=Longitud del perímetro de la losa (m)

En nuestro caso se utilizó losa maciza básicamente en la zona central para asegurar la continuidad del diafragma rígido, para ello se utilizaron losas macizas armadas en dos direcciones entre los ejes 3-6 y C-E (Ln=5.70m), entonces:

$$h \geq \frac{ln}{40} = \frac{5.70}{40} = 0.143$$

Como tenemos aligerados de altura $h=0.20\text{m}$, utilizaremos losas macizas de $h=0.20\text{m}$, esto con el fin de uniformizar las alturas del techo.

C. Vigas Principales.

Para las vigas principales, el peralte (h) y el ancho de la base (b_w), se predimensionan considerando las siguientes expresiones:

$$h \geq \frac{ln}{10} \text{ o } \frac{ln}{12} \text{ y } 0.3h < b_w < 0.5h$$

Así mismo la norma E.060, numeral 21.5.1.3, indica que las vigas deben tener un ancho mínimo de 0.25m , para el caso que estas formen parte de pórticos o elementos sismorresistentes. Dicha limitación no impide tener vigas de menor espesor (15 o 20cm) si se trata de vigas que no formen pórticos.

Siguiendo estos criterios tenemos el predimensionamiento de las vigas:

El Predimensionamiento por Niveles:

Para el sótano: En la siguiente Tabla 6. Se muestra el resumen del predimensionamiento del peralte para las vigas en este nivel en la que se uniformiza el peralte de cada eje con el más crítico que obtenga.

Tabla 6. Predimensionamiento de la viga en el sótano.

EJE	Luz libre	$h=L/10(\text{m})$	$h=L/12(\text{m})$	h elegido(m)	b_w elegido(m)
EJE X-X(eje 8)	4.2	0.42	0.35	h=0.50	bw=0.25
	4.4	0.44	0.37		
	5.7	0.57	0.48		
	4.43	0.44	0.37		
EJE	Luz libre	$h=L/10(\text{m})$	$h=L/12(\text{m})$	h elegido(m)	b_w elegido(m)
EJE Y-Y(eje E)	3.15	0.32	0.26	h=0.50	bw=0.25
	4.60	0.46	0.38		
	1.40	0.14	0.12		
	2.25	0.23	0.19		
	4.95	0.50	0.41		
	2.55	0.26	0.21		
	2.45	0.25	0.20		

Fuente: Elaboración propia.

Para los Pisos Típicos: En la siguiente Tabla 7. Se muestra el resumen del predimensionamiento de las vigas para estos niveles, donde se sigue el criterio de uniformizar los peraltes con el más crítico que se obtenga.

Tabla 7. Predimensionamiento de las vigas en el piso típico.

EJE	Luz libre	$h=L/10(m)$	$h=L/12(m)$	h elegido(m)	bw elegido(m)
EJE X-X(eje 8)	4.4	0.44	0.37	h=0.50	bw=0.25
	5.70	0.57	0.48		
	4.43	0.44	0.37		
EJE	Luz libre	$h=L/10(m)$	$h=L/12(m)$	h elegido(m)	bw elegido(m)
EJE Y-Y(eje E)	3.15	0.32	0.26	h=0.50	bw=0.25
	4.60	0.46	0.38		
	1.40	0.14	0.12		
	2.25	0.23	0.19		
	4.95	0.50	0.41		
	2.55	0.26	0.21		

Fuente: Elaboración propia.

De acuerdo a la arquitectura de los pisos típicos y sótano del edificio, la luz más desfavorable en la dirección X a cubrir es de 5.70m. Con ello, para las vigas en la dirección X de la edificación, el peralte será igual a

$h = L / 10 = 570\text{cm} / 10 = 57\text{cm}$, $h = L / 12 = 570\text{cm} / 12 = 48\text{cm}$, pero se considera finalmente un peralte de 50cm. Para las vigas en la dirección Y se considera que las vigas poseen un peralte similar a las de la dirección X, ya que estas vigas recibirán el peso de los techos en cada uno de los niveles.

En todos los casos, el ancho de vigas (b) $b=0.6 \times 50=30\text{cm}$, pero se considera el mínimo $b=25\text{cm}$, para coincidir con el ancho de las columnas, Las dimensiones de las vigas obtenidas de acuerdo con el predimensionamiento efectuado, se presenta en el anterior cuadro resumen.

D. Columnas.

Las columnas deben predimensionarse tomando en cuenta el efecto simultáneo debido a la carga axial y al momento flector al cual estarán sometidas. Es de esperarse que el efecto del sismo produzca mayores momentos en las columnas, que el caso de cargas de gravedad, por tanto

Debe buscarse tener más peralte en la dirección donde el momento flector es mayor.

Recomendaciones para el predimensionamiento de columnas:

- ✓ La relación Ancho/Peralte debe ser mayor o igual a 0.4, para mantener el elemento lejos de la condición de esbeltez y los momentos de segundo orden.
- ✓ No tendrá lados menores a 0.25 m.
- ✓ Para columnas con cargas axiales en servicio menores a 200 T, buscar un área entre 1500 a 2000 cm².

Para el predimensionamiento, las columnas se separaron en tres grupos, columnas centrales, perimetrales y esquineras las que se diferencian por su ubicación en planta.

- C1 : Columnas Centrales
- C2 : Columnas Perimetrales
- C3 : Columnas Esquineras

Utilizaremos las siguientes expresiones para calcular las columnas:

Para edificios que tengan muros de corte en las dos direcciones, tal que la rigidez lateral y la resistencia van a estar principalmente controlados por los muros, las columnas que tengan cargas superiores a 200tn se pueden dimensionar suponiendo un área igual a:

$$Area\ de\ Columna = BxL = \frac{P_{servicio}}{0.45f'c}$$

Para el mismo tipo de edificio, el dimensionamiento de las columnas con menos carga axial, como es el caso de las exteriores o esquineras, se podrá utilizar un área igual a:

$$Area\ de\ Columna = BxL = \frac{P_{servicio}}{0.35f'c}$$

Esta distinción se debe a que las columnas exteriores o esquineras tendrán una menor carga axial que las columnas interiores

- A_c =Área de las columna
- P_s =Carga de Servicio
- B =Ancho de Columna
- L =Longitud de Columna
- f'_c =Resistencia del Concreto

Usaremos dichos criterios para realizar el predimensionamiento de las columnas, teniendo en cuenta que el numeral 21.6.1.2 de la Norma E.060 sobre las disposiciones especiales para columnas sujetas a flexo compresión que resistan fuerzas de sismo, se indica que las columnas deberán tener un ancho mínimo de 25cm.

Lo que se suele hacer para predimensionar las columnas es según nuestra estructuración, definir las áreas tributarias para cada columna y proceder a estimar la carga total del elemento, estas cargas en servicio por metro cuadrado suele estar entre 0.7 a 1.3 ton/m².

Cargas de servicio para Predimensionamiento:

Carga muerta (WD):

ALIGERADO	300.00	Kg/m ²
TABQUERIA	100.00	Kg/m ²
ACABADOS	100.00	Kg/m ²
VIGAS	100.00	Kg/m ²
COLUMNAS	100.00	Kg/m ²
	700.00	Kg/m ²

Carga viva (WL):

VIVIENDA	200.00	Kg/m ²
AZOTEA	100.00	Kg/m ²
f'_c =	210.00	Kg/cm ²

Con esto se obtiene un peso estimado que soporta la columna. Tanto para los pisos del sótano, pisos típicos y la azotea.

La siguiente Figura 13. Muestra la ubicación de la columna perimetral del eje 8-C, la columna central del eje 2 con E y la columna esquinera del eje 6-C,

junto a sus respectivas áreas tributarias a modo de ejemplo ya que son las que tienen mayor área tributaria según su ubicación.

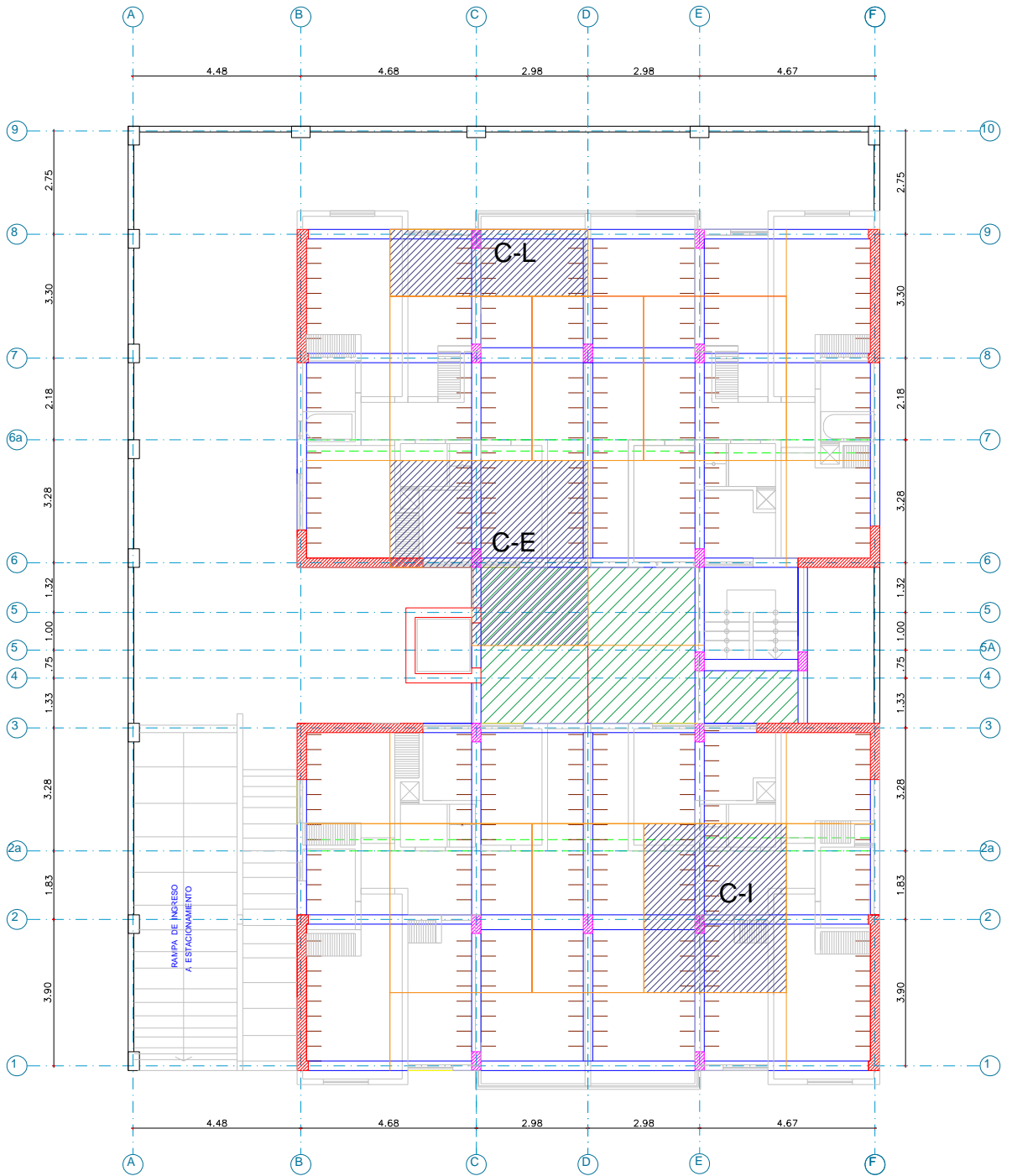


Figura 13. Area Tributaria Segun ubicacion de la columna.

Fuente: Elaboración propia.

Las siguientes Tabla 8 y Tabla 9. Presentan el área tributaria para cada elemento y por cada nivel, también el peso estimado y las áreas requeridas, así como las secciones asignadas por predimensionamiento:

Tabla 8. Predimensionamiento de las columnas centrales.

COLUMNAS	CARGA DE SERVICIOS				AREA NECESARIA		DIMENSION INICIAL		DIMENSION FINAL	
	NIVEL	AREA(m2)	N° DE PISOS	Pserv(kg/m2)	Pserv(kg/m2)total	Ac=Pservicio/(0.45.f.c)	B(cm)	L(cm)	B(cm)	L(cm)
COLUMNAS EN INTERIORES										
EJE 2-C	sotano	17.07	1	900	15363	939.30cm2	25	37.57	25	50.00
	piso tipico	17.07	4	900	61452					
	azotea	17.07	1	700	11949					
EJE 2-D	sotano	13.4	1	900	12060	737.35cm2	25	29.49	25	50.00
	piso tipico	13.4	4	900	48240					
	azotea	13.4	1	700	9380					
EJE 2-E	sotano	17.07	1	900	15363	939.30cm2	25	37.57	25	50.00
	piso tipico	17.07	4	900	61452					
	azotea	17.07	1	700	11949					
EJE 7-C	sotano	16.60	1	900	14940	913.44cm2	25	36.54	25	50.00
	piso tipico	16.60	4	900	59760					
	azotea	16.60	1	700	11620					
EJE 7-D	sotano	13.00	1	900	11700	715.34cm2	25	28.61	25	50.00
	piso tipico	13.00	4	900	46800					
	azotea	13.00	1	700	9100					
EJE 7-E	sotano	16.60	1	900	14940	913.44cm2	25	36.54	25	50.00
	piso tipico	16.60	4	900	59760					
	azotea	16.60	1	700	11620					

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 9. predimensionamiento de las columnas perimetrales y esquineras.

COLUMNAS	CARGA DE SERVICIOS				AREA NECESARIA		DIMENSION INICIAL		DIMENSION FINAL	
	NIVEL	AREA(m2)	N° DE PISOS	Pserv(kg/m2)	Pserv(kg/m2)total	Ac=Pservicio/(0.35.f.c)	B(cm)	L(cm)	B(cm)	L(cm)
COLUMNAS PERIMETRALES										
EJE 1-C	sotano	10.96	1	900	9864	775.40cm2	25	31.02	25	50.00
	piso tipico	10.96	4	900	39456					
	azotea	10.96	1	700	7672					
EJE 1-E	sotano	10.96	1	900	9864	775.40cm2	25	31.02	25	50.00
	piso tipico	10.96	4	900	39456					
	azotea	10.96	1	700	7672					
EJE 8-C	sotano	14.2	1	900	12780	1004.63cm2	25	40.19	25	50.00
	piso tipico	14.20	4	900	51120					
	azotea	14.20	1	700	9940					
EJE 8-E	sotano	14.20	1	900	12780	1004.63cm2	25	40.19	25	50.00
	piso tipico	14.20	4	900	51120					
	azotea	14.20	1	700	9940					
COLUMNAS ESQUINERAS										
EJE 3-C	sotano	20.50	1	900	18450	1450.34cm2	25	58.01	25	60.00
	piso tipico	20.50	4	900	73800					
	azotea	20.50	1	700	14350					
EJE 3-E	sotano	20.50	1	900	18450	1450.34cm2	25	58.01	25	60.00
	piso tipico	20.50	4	900	73800					
	azotea	20.50	1	700	14350					
EJE 5A-M	sotano	1.70	1	900	1530	120.27cm2	25	4.81	25	50.00
	piso tipico	1.70	4	900	6120					
	azotea	1.70	1	700	1190					
EJE 5A-N	sotano	1.70	1	900	1530	120.27cm2	25	4.81	25	50.00
	piso tipico	1.70	4	900	6120					
	azotea	1.70	1	700	1190					
EJE 6-C	sotano	21.40	1	900	19260	1514.01cm2	25	60.56	25	60.00
	piso tipico	21.40	4	900	77040					
	azotea	21.40	1	700	14980					
EJE 6-E	sotano	21.40	1	900	19260	1514.01cm2	25	60.56	25	60.00
	piso tipico	21.40	4	900	77040					
	azotea	21.40	1	700	14980					
EJE 8-C	sotano	14.20	1	900	12780	1004.63cm2	25	40.19	25	50.00
	piso tipico	14.20	4	900	51120					
	azotea	14.20	1	700	9940					
EJE 8-E	sotano	14.20	1	900	12780	1004.63cm2	25	40.19	25	50.00
	piso tipico	14.20	4	900	51120					
	azotea	14.20	1	700	9940					

Fuente: Elaboración propia.

Según los resultados se decidió por una sección de 25x50cm para columnas perimetrales e interiores y para las columnas esquineras que están en la parte de las Hall se decidió por una de 25x60cm debido a que están más cargadas axialmente por la losa de concreto de E=0.20m que tiene que soportar: entonces se trabajara con las dos secciones mencionadas:

E. Muros de corte o placas.

Para el predimensionamiento de las placas de una edificación, en cada dirección, se puede hacer uso de un método aproximado, el cual consiste en calcular las fuerzas cortantes en la base, con el método estático establecido en la Norma Peruana Sismorresistente, e igualarlos a la suma de la resistencia al corte de las placas.

La Norma E-060 de Concreto Armado especifica que las placas o muros de corte serán dimensionadas teniendo especial consideración en los esfuerzos de compresión generados en los extremos y su resistencia al pandeo, por esta razón se deben ensanchar las placas en los puntos donde llegan las vigas transversales, con este criterio se ensancharan los extremos de las placas en los cuales la arquitectura lo permita

Así mismo, para el dimensionamiento de las placas el numeral 21.9.3.2 de la Norma E.060 de Concreto Armado señala que el espesor mínimo para placas es de 15cm y el numeral 21.9.3.4 de la misma indica que el espesor mínimo para placas exteriores que se conviertan en muro de contención en los sótanos, estas deben tener un espesor mínimo en los sótanos de 20cm.

El cálculo referencial de la sumatoria de la resistencia al corte de las placas se puede estimar considerando sólo el aporte del concreto mediante la siguiente expresión:

$$V_{cortante\ basal} = 0.53\sqrt{f'_{cx}}BxL$$

L= Espesor referencial estimado de las placas

B= Sumatoria de los metros lineales posibles de placas

Este método planteado líneas arriba es referencial y se realiza para cada dirección. La evaluación final de la longitud y espesor de las placas sólo se obtiene luego de realizar un análisis sísmico.

Las Áreas de los muros colocados durante la estructuración se puede observar en la Figura 10 para la dirección X y en la Figura 11 para la dirección Y.

Tabla 10. Area de las placas en la dirección X.

Elemento	Espesor(m)	Largo(m)	Área(m)
PL-2	0.25	3.35	0.84
PL-3	0.25	3.35	0.84
PL-6	0.25	3.28	0.82
PL-7	0.25	2.18	0.55
PL-caja	0.25	4.00	1.00

Tabla 11. Area de las placas en la dirección Y.

Elemento	Espesor(m)	Largo(m)	Área(m)
PL-1	0.25	4.15	1.04
PL-4	0.25	3.55	0.89
PL-5	0.25	4.15	1.04
PL-8	0.25	3.55	0.89
PL-caja	0.25	2.00	0.50

TOTAL(cm2)	4.04
-------------------	------

Fuente: Elaboración propia.

TOTAL(cm2)	4.35
-------------------	------

Fuente: Elaboración propia.

El cálculo de la cortante basal con la Norma E.030-2014 y la densidad de muro requerido en cada dirección se resumen en la Tabla 12:

Tabla 12. Estimación del área de muros de corte en la dirección X y Y.

PARAMETROS: NORMA E.030-2014		EJE X-X	EJE Y-Y	
Factor de zona	Zona 4	Z=	0.45	0.45
Factor de uso	Categoría C.	U=	1.00	1.00
Factor de suelos	S1	S=	1.00	1.00
Periodo de suelo		Tp=	0.40	0.40
		TL=	2.50	2.50
Altura de la edificación		hn=	13.00	13.00
Coeficiente Ct (pórticos y muros)		Ct=	60.00	60.00
Periodo de la estructura (T=hn/Ct)		T=	0.22	0.22
Factor de amplificación sísmica		T<Tp	cumple	cumple
Si T<Tp entonces: C=2.50		C=	2.50	2.50
Coeficiente Básico de Reducción		Ro=	6.00	7.00
Factor de irregularidad en altura		la=	1.00	1.00
Factor de irregularidad en planta		lb=	0.90	0.90
Coef. de Reducción de la Fza Sísmica		R=Ro.la.lb=	5.4	6.3
Peso total de la estructura (ton)		P=	1463.97	1463.97
V=(ZUCS/R)*P (ton)		V=	304.99	261.42
Áreas de placas necesaria (m2)		Aplaca =	3.97	3.40
Áreas de placas Existente (m2)		Aplaca =	4.04	4.35
Esfuerzo aplicado τ (kg/cm2)		(Vmax/Área)	7.55	6.01
Esfuerzo admisible τ (kg/cm2)		0.53.Vf'c	7.68	7.68

Fuente: Elaboración propia.

Utilizando la los parámetros de la norma E030-2014, se puede observar que la estimación de área de muros en cada dirección y el área que se ha colocado en la estructuración es suficiente por el momento, así como los esfuerzo están debajo de los limites admisibles.

El cálculo de la cortante basal con la Norma E.030-2003 y la densidad de muro requerido en cada dirección se resumen en la Tabla 13:

Tabla 13. Estimación del área de muros de corte en la dirección X y Y

PARAMETROS: NORMA E.030-2003		EJE X-X	EJE Y-Y	
Factor de zona	3	Z=	0.4	0.4
Factor de uso	Categoría C.	U=	1.00	1.00
Factor de suelos	S1	S=	1.00	1.00
Periodo de suelo		Tp=	0.40	0.40

Altura de la edificación	hn=	13.00	13.00
Coeficiente Ct (pórticos y muros)	Ct=	60.00	60.00
Periodo de la estructura(T=hn/Ct)	T=	0.22	0.22
Factor de amplificación sísmica	C=4.54<2.5	El máximo	El máximo
C=2.5(Tp/T)=4.54<C=2.5 entonces: C=2.50	C=	2.5	2.5
Coef. de Reducción de la Fza Sísmica R	R=	6.00	7.00
Coef. de Reducción de la Fza Sísmica	3/4R=	4.50	5.25
Peso total de la estructura (ton)	P=	1463.97	1463.97
V=(ZUCS/R)*P (ton)	V=	325.33	278.85
Áreas de placas necesaria (m2)	Aplaca =	4.02	3.63
Áreas de placas existente (m2)	Aplaca =	4.04	4.35
Esfuerzo aplicado τ(kg/cm2) ((Vmax/Área)	7.65	6.40
Esfuerzo admisible τ(kg/cm2)	0.53.V'f'c	7.68	7.68

Fuente: Elaboración propia.

De igual modo con los parámetros de la norma E030-2003, se puede observar que la estimación de área de muros en cada dirección y el área que se ha colocado en la estructuración es suficiente por el momento, así como los esfuerzo están debajo de los límites admisibles.

Estas áreas estimadas según cada caso, serán comprobadas durante el Análisis sísmico con un análisis de traslación pura con pórticos planos independientes en cada dirección por cada código y verificar si con las áreas de muros de corte existentes, se cumplirá con no sobrepasar los parámetros de desplazamientos máximos de entrepiso permitidos para cada caso:

F. Escaleras

El RNE nos especifica las siguientes características que deben tener las escaleras:

- ✓ El ancho mínimo que debe tener una escalera es de 1.20m
- ✓ La escalera debe tener como máximo 17pasos continuos.
- ✓ Los descansos intermedios deben tener en la línea de pasos un ancho mínimo de 90cm.

Así mismo las dimensiones de un paso (p) y un contrapaso (cp.) deben cumplir de las siguientes condiciones:

- $P \geq 25\text{cm}$.
- $15 \leq CP \leq 17.5\text{cm}$.
- $60 \leq 2CP + P \leq 64\text{cm}$.

En base a estas indicaciones la escalera principal del edificio será dimensionada de la siguiente manera:

$$\text{Tenemos: } N^\circ \text{ CP} = 16 \rightarrow \text{CP} = 2.75/16 = 0.175\text{m}$$

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

Se debe cumplir que: $0.60 \leq 2xCP + P \leq 0.64 \rightarrow 2x0.175 + 0.25 = 0.60$ ok!

La escalera se comporta como una losa maciza por lo que el espesor de la garganta debe ser como mínimo un treintavo de la luz libre ($l_n/30$).

Ahora considerando la mayor luz libre que tiene la escalera $l_n = 3.30\text{m}$ y el espesor de la Garganta = $3.30/30 = 0.11\text{m} \rightarrow$ elegimos un espesor de: 0.15m de espesor de garganta con la cual estaríamos satisfaciendo la condición.

Uniformizando el espesor del descanso será 0.15m

G. Ascensor y cuarto de máquinas.

Los ascensores tienen la función de conectar los diversos niveles de una edificación de una manera más rápida, en nuestra estructura tenemos 1 ascensor que van desde los niveles del sótano hasta el 5to piso. De acuerdo a la norma EM.070 en su artículo 4 establece las consideraciones específicas para el predimensionamiento de una caja de ascensor, el edificio que estamos analizando, a continuación se muestran las características del ascensor en la Tabla 14:

Tabla 14. Parametros de ascensor.

PARAMETROS DEL ASCENSOR	
Diferencia de nivel entrepisos (m)	2.60
Área de cabina (m ²)	1.97
Número de pasajeros	10.00
Capacidad de carga (Kg)	750.00
Puertas de acceso	1.20x2.40m

Velocidad (m/s)	1.00
Profundidad del foso (m)	1.65

Fuente: Elaboración propia.

H. Muros de contención

Es un elemento estructural cuya función principal es resistir las presiones laterales producidas por el suelo, en nuestro caso también contribuye a resistir los pesos de las losas aligeradas del sótano. Tomando en consideración lo que dice la norma E.060 en su artículo 15.4.1.3 en la cual se establece un espesor mínimo 0.20m para muros exteriores de sótano, entonces tomamos el espesor de 0.25m , ya que los muros de corte que nace de este son de 25cm.

4.1.5 Metrado de Cargas

Para realizar un análisis de cada elemento se realiza el metrado de cargas para losas aligeradas, losas macizas, vigas, columnas, placas y escaleras. Este proceso consiste en hallar las áreas tributarias asociadas a cada elemento para, dependiendo de las solicitaciones a las que se encuentre, determinar el metraje para ello la Norma E-020 de Cargas establece los valores mínimos para ser usados en este propósito.

Estos valores están divididos en dos tipos de cargas, carga muerta (CM), y carga viva (CV).

Para hallar la carga muerta utilizaremos los siguientes pesos unitarios:

- γ Concreto Armado	2400 Kg. /m ³
- γ Albañilería hueca	1350 Kg. /m ³
- Aligerados (h=20cm)	300 Kg. /m ²
- Acabados (falso piso + piso terminado)	100 Kg. /m ²

Para hallar las cargas vivas utilizaremos las sobrecargas de la Norma E.020:

- Viviendas	200 Kg. /m ²
- Techos	100 Kg. /m ²
- Corredores	200 Kg. /m ²
- Escaleras	200 Kg. /m ²

A. Metrado de las Losas Aligeradas.

El metrado de cargas en aligerados de una sola dirección se realizan para franjas tributarias de 40 cm. de ancho, que es el ancho típico de las viguetas que conforman el aligerado.

Las cargas actuantes son de dos tipos:

Cargas uniformemente repartidas: provenientes del peso propio, piso terminado y la sobrecarga.

Cargas concentradas: provenientes de tabiques orientados en forma perpendicular a la dirección del aligerado. Como ejemplo mostramos el metrado del aligerado de cuatro tramos entre los ejes 6 y 6A, que tiene cargas concentradas en el 1º, 2º, 3º y 4º tramos provenientes del tabique que forma parte de los baños y tabique que divide los departamentos.

Carga muerta (CM):

$$\text{Peso propio} = 300 \times 0.40 = 120 \text{ kg/m}$$

$$\text{Piso terminado} = 100 \times 0.40 = 40 \text{ kg/m}$$

$$\text{CM} = 160 \text{ kg/m por vigueta}$$

Cargas Concentrada:

Peso del tabique = Peso específico x espesor tabique x altura de tabique x ancho de vigueta que contiene al muro.

Carga concentrada = $1350 \times 0.15 \times 2.40 \times 0.40 = 194.4 \text{ kg}$
P=194.4kg

Carga viva (CV):

Sobrecarga (azotea)= $100 \times 0.40 = 40 \text{ kg/m}$

CV (azot)= 40 kg/m por vigueta

Sobrecarga (piso típico) = $200 \times 0.40 = 80 \text{ kg/m}$

CV= 80 kg/m por vigueta

Sobrecarga (sótano)= $250 \times 0.40 = 100 \text{ kg/m}$

CV (sot)= 40 kg/m por vigueta

En la Figura 14. Se muestra la sección típica de una losa aligerada de H=20cm y su vigueta.

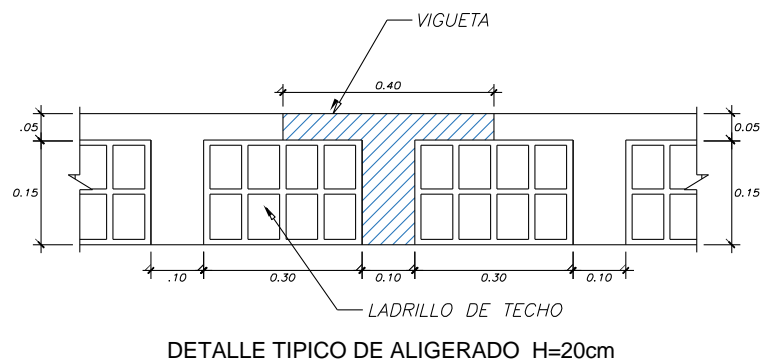


Figura 14. Sección de la losa aligerada H=0.20m

Fuente: Elaboración propia.

Considerando los factores de amplificación de la Norma E.060 de Concreto Armado de 1.4 para carga muerta y 1.7 para carga viva, obtenemos las cargas últimas actuantes sobre el aligerado.

- Carga última repartida $1.4 \times 160 + 1.7 \times 80 \approx 360 \text{ Kg./m}$
- Carga concentrada última $1.4 \times 194.4 \approx 272.16 \text{ Kg.}$

Se elige como ejemplo el Metrado de cargas de la losa aligerada ubicada entre los ejes 6 y 6a para su posterior diseño como se muestra en la Figura 15:

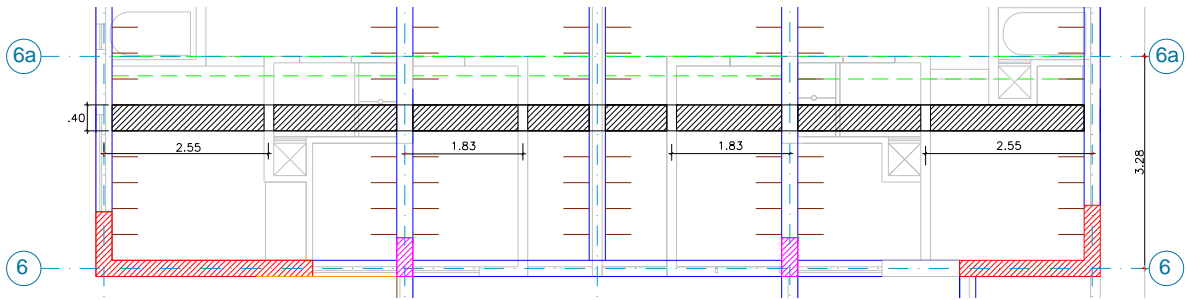


Figura 15. Ubicación en el plano de la Franja de losa a metrar y diseñar.

Fuente: Elaboración propia.

Se Muestra la vigueta aplicando las cargas distribuidas y puntuales amplificadas del Metrado de cargas en la siguiente Figura 16:

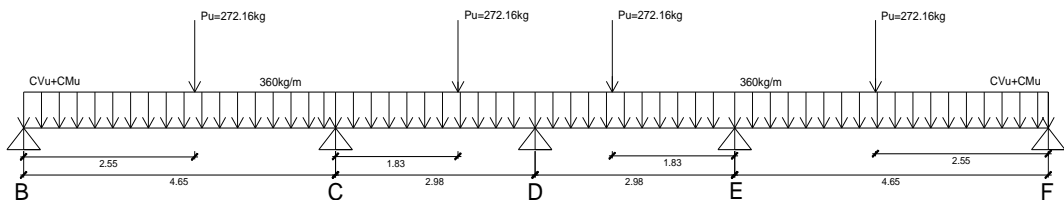


Figura 16. Vigueta con la aplicación de cargas de metrados.

Fuente: Elaboración propia.

B. Metrado de Losa Maciza

Las losas macizas, pueden ser acuerdo a las dimensiones de éstas que sean Armadas en un sentido o en dos sentidos, estando en ambos casos sujetas a cargas perpendiculares a su plano, estas cargas provienen de su propio peso, piso terminado, sobrecarga y si fuese el caso el de los tabiques que estén apoyados sobre ellas que pueden ser representadas como cargas distribuidas por metro cuadrado de losa.

En nuestro caso tenemos en 2 sentidos a modo de ejemplo mostraremos el metrado de carga de la losa maciza en 2 sentidos ubicada entre los ejes C y E con 3 y 6 estando este apoyado en sus cuatro lados.

Carga muerta:

Peso propio $2400 \times 0.20 = 480 \text{ Kg. /m}^2$

Piso terminado $100 = 100 \text{ Kg. /m}^2$

CM = 580 Kg. /m²

Carga Viva:

Sobrecarga de azotea	100 = 100 Kg. /m ²
Sobrecarga de piso típico	200 = 200 Kg. /m²
Sobrecarga de sótano	250 = 250 Kg. /m ²

Y considerando las amplificaciones de la Norma E.060 de Concreto Armado de 1.4 para carga muerta y 1.7 para carga viva, obtenemos las cargas últimas actuantes sobre la losa maciza.

- Carga última por m² $1.4 \times 580 + 1.7 \times 200 = 1152 \text{ Kg./m}^2$

La losa maciza ubicada entre los ejes C y E con 3 y 6 se muestra en la Figura 17:

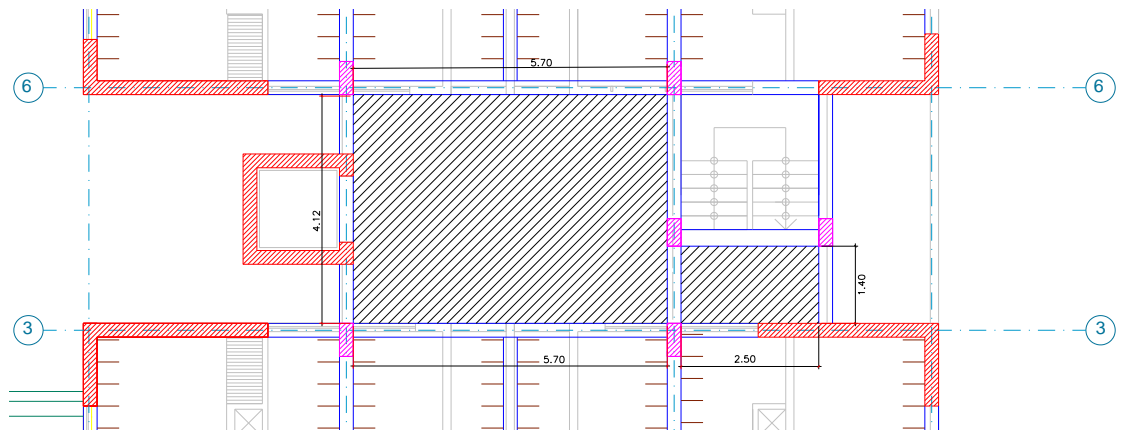


Figura 17. Ubicación de losa Maciza del Hall (sombreado)

Fuente: Elaboración propia.

C. Metrado de Vigas Peraltables

Las cargas actuantes sobre las vigas perpendiculares al sentido del armado de las losas, se han obtenido mediante el método de longitudes tributarias, considerando que cada viga carga la mitad del paño adyacente a ella. Al peso de la losa, se le añaden las cargas aplicadas sobre ella tales como acabados, tabiquería, etc. Para el cálculo de las cargas actuantes sobre las vigas paralelas al sentido del armado de las losas, se ha considerado el efecto de monolitismo entre las vigas y las losas de techo debido a su llenado simultáneo.

Como ejemplo mostramos el metrado de la viga del piso típico de los ejes E
 Para el metrado de la viga de 6 tramos se tuvieron las siguientes consideraciones:

- en el tramo 3 y 4, el aporte de la losa maciza es triangular debido a que está en dos direcciones, pero se tomó como si fuese rectangular para darle mayor seguridad a la viga.

- en el tramo 2 y 4, en una parte de este tramo la viga soporta las cargas concentrada provenientes de los muros de la tabiquería de la cocina.

Carga muerta (ton/m) (cargas distribuidas asignadas en cada tramo)

Piso típico

Carga muerta (CM):

Tramo de eje 1 a eje 3

Peso propio	= 2400 x 0.25 x 0.50 = 300 kg/m
Losa aligerada (perpendicular)	= 300 x 3.55 = 1065 kg/m
P. terminado	= 100 x (3.55 + 0.25) = 375 kg/m
Tabiquería (h=2.40m)	= 1350x0.15x2.40=486 kg/m
	CM = 2230 kg/m=2.23Ton/m

Carga puntual tramo eje2 a eje3

Tabique (h=2.40m)	= 1350 x 0.15 x 2.40x3.55 = 1726 kg
Peso de Viga Chata 20x35	= 0.35 x 0.20 x 2400x3.80 = 639 kg
	P = 2365 kg=2.37Ton

Tramo de (eje 3 - eje 4a)

Peso propio	= 2400 x 0.25 x 0.50 = 300 kg/m
Losa maciza (perpendicular)	= 2400 x 0.20x (2.85+1.25) = 1968 kg/m
P. terminado	= 100 x (4.10 + 0.25) = 435 kg/m
Tabiquería (h=2.40m)	= 1350x0.15x2.40=486 kg/m
	CM = 3189 kg/m=3.19Ton/m

Tramo de (eje 4a - eje 6)

Peso propio	= 2400 x 0.25 x 0.50 = 300 kg/m
Losa maciza (perpendicular)	= 2400 x 0.20x2.85 = 1368 kg/m
P. terminado	= 100 x (2.85 + 0.25) = 310 kg/m
Tabiquería (h=2.40m)	= 1350x0.15x2.40=486 kg/m

$$\text{CM} = 2464 \text{ kg/m} = 2.464 \text{ Ton/m}$$

Tramo de eje 6 a eje 9

Peso propio $= 2400 \times 0.25 \times 0.50 = 300 \text{ kg/m}$

Losa aligerada (perpendicular) $= 300 \times 3.55 = 1065 \text{ kg/m}$

P. terminado $= 100 \times (3.55 + 0.25) = 375 \text{ kg/m}$

Tabiquería (h=2.40m) $= 1350 \times 0.15 \times 2.40 = 486 \text{ kg/m}$

$$\text{CM} = 2230 \text{ kg/m} = 2.23 \text{ Ton/m}$$

Carga puntual tramo eje6 a eje8

Tabique (h=2.40m) $= 1350 \times 0.15 \times 2.40 \times 3.55 = 1726 \text{ kg}$

Peso de Viga Chata 20x35 $= 0.35 \times 0.20 \times 2400 \times 3.80 = 639 \text{ kg}$

$$\text{P} = 2365 \text{ kg} = 2.37 \text{ Ton}$$

Carga viva (CV):

Tramo de eje 1 a eje 3

Sobrecarga (s/c) $= 200 \times 3.55 = 710 \text{ kg/m} = 0.71 \text{ Ton/m}$

Tramo de (eje 3 - eje 4a)

Sobrecarga (s/c) $= 200 \times 4.10 = 820 \text{ kg/m} = 0.82 \text{ Ton/m}$

Tramo de (eje 3 - eje 4a)

Sobrecarga (s/c) $= 200 \times 2.85 = 570 \text{ kg/m} = 0.57 \text{ Ton/m}$

Tramo de eje 6 a eje 9

Sobrecarga (s/c) $= 200 \times 3.55 = 710 \text{ kg/m} = 0.71 \text{ Ton/m}$

La viga del eje E ente los ejes 1 y 9 se muestra en la Figura 18.

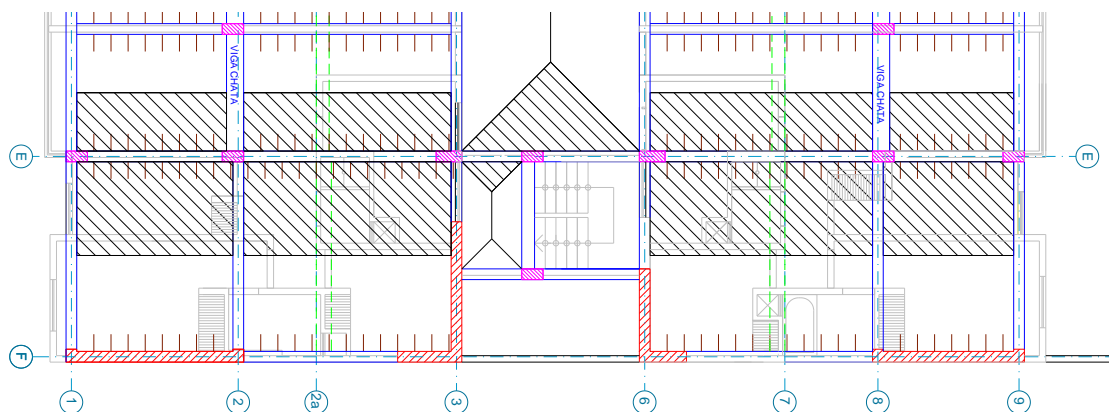


Figura 18. Viga de 6 tramos en el eje E.

Fuente: Elaboración propia.

Las cargas distribuidas y puntuales debidamente amplificadas que se aplican en la viga del eje E se muestran en la Figura 19:

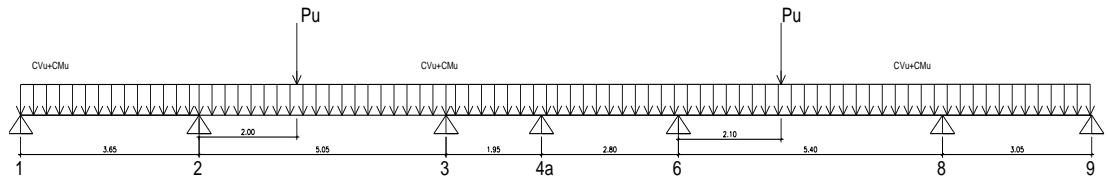


Figura 19. Viga peraltada con la aplicación de las cargas del Metrado.

Fuente: Elaboración propia.

D. Metrado de Vigas Chatas.

El Metrado de las vigas chatas es similar al de las vigas peraltadas, con la consideración de que su peralte es igual valor al espesor de la losa aligerada, la función principal de estas vigas es soportar los pesos de los tabiques. Y controlar las deflexiones ocasionadas por los tabiques estén en la misma dirección del aligerado, por tal motivo solo estarán sujetas a la acción de su peso propio y del tabique que se apoya sobre ella. A continuación mostraremos el metrado de cargas que tendrá la viga chata que se encuentra en el eje 2a. entre B y F. entonces:

Carga muerta (CM):

Peso propio = $2400 \times 0.35 \times 0.20 = 168 \text{ kg/m}$

Tabique (h=2.40m) = $1350 \times 0.15 \times 2.40 = 486 \text{ kg/m}$

P. terminado = $100 \times (0.35 - 0.15) = 20 \text{ kg/m}$

CM = 674 kg/m

Carga viva (CV):

Sobrecarga de azotea = $100 \times (0.35 - 0.15) = 20 \text{ kg/m}$

Sobrecarga de piso típico = $200 \times (0.35 - 0.15) = 40 \text{ kg/m}$

Sobrecarga de sótano = $250 \times (0.35 - 0.15) = 50 \text{ kg/m}$

- Carga última por ml $1.4 \times 674 + 1.7 \times 40 = 1012 \text{ Kg./m} = \mathbf{1.01 \text{ Ton/m}}$

La ubicación de la Viga Chata en el eje 2a entre los ejes B y F se ilustran en la Figura 20:

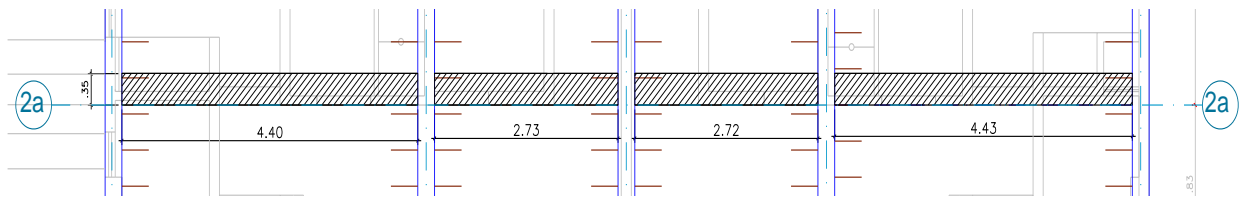


Figura 20. Ubicación de la Viga Chata en planta (sombreado)

Fuente: Elaboración propia.

Las cargas distribuidas y puntuales debidamente amplificadas que se aplican en la viga chata del eje 2a se muestran en la Figura 21:

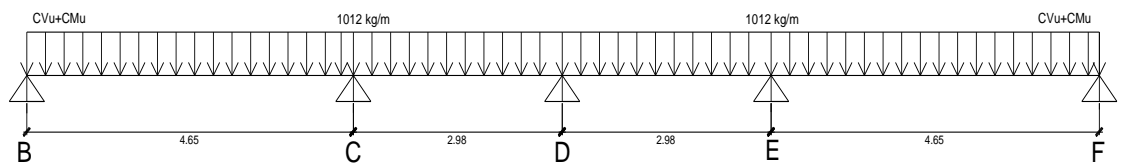


Figura 21. Viga con la aplicación de cargas de los metrados

Fuente: Elaboración propia.

E. Metrado de Vigas Chatas

Las columnas reciben las cargas de las vigas que concurren a ellas, para realizar el metrado hacemos uso del método de las áreas tributarias y dentro de esta se considerará el peso propio de la columna y todo lo que se encuentre en el área tributaria de la columna (vigas, aligerado, tabiques y acabados).

Por ejemplo metraremos la columna C-5, ubicada en la intersección de los ejes 2 y E, q nace en el sótano y llega hasta el quinto piso, siendo una columna interior, su ubicación y dimensiones del área tributaria se muestran a continuación en la Figura 22:

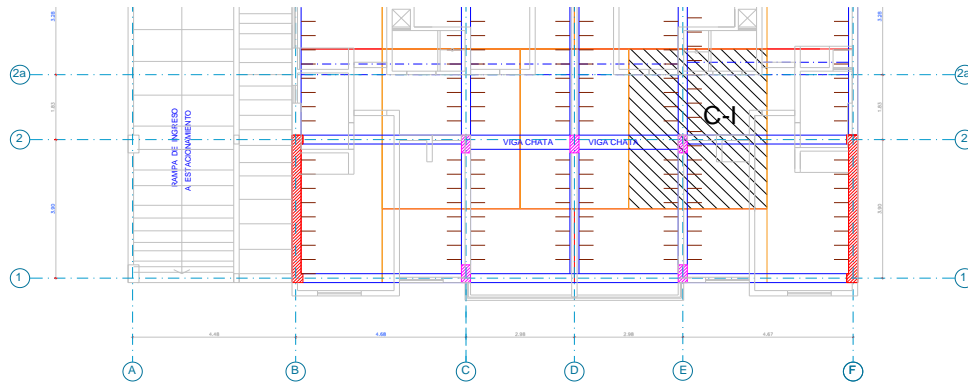


Figura 22.Ubicacion de la Columna C-5 con su Área Tributaria.

Fuente: Elaboración propia.

A continuación se presenta el Metrado de cargas de las estructuras por niveles.

Sótano: Se realiza el Metrado del área tributaria en el piso del sótano como se muestra en la Tabla 15:

Tabla 15.Resumen de Metrado de cargas de las estructuras en el sótano.

Piso	Estructura	Peso Unitario (kg/m,m2,m3)	Dimensiones				Carga Aplicada(kg)
			Área(m2)	Largo(m)	Ancho(m)	Altura(m)	
Sótano	losa aligerada h=0.20m	300	13.96				4188.00
	piso terminado	100	16.43				1643.38
	peso propio C5 (25x50)	2400		0.50	0.25	3.70	1110.00
	tabiques altos e=0.10m	1350		10.75	0.10	2.40	3483.00
	viga 20x35	2400		3.58	0.20	0.35	600.60
	viga 20x40	2400		3.58	0.20	0.35	600.60
	viga 25x50	2400		4.18	0.25	0.50	1252.50
CV	S/C	250	16.43				4108.44

Fuente: Elaboración propia.

TOTAL PISO SOTANO	PCM	12878.08kg
	PCV	4108.44kg

Piso típico: Se realiza el Metrado del área tributaria en el piso típico como se muestra en la Tabla 16:

Tabla 16.Resumen de Metrado de cargas de las estructuras en el piso típico.

Piso	Estructura	Peso Unitario (kg/m,m2,m3)	Dimensiones				Carga Aplicada(kg)
			Área(m2)	Largo(m)	Ancho(m)	Altura(m)	
Típico	losa aligerada h=0.20m	300	13.96				4188.00

CM	piso terminado	100	16.43				1643.38
	peso propio C5 (25x50)	2400		0.50	0.25	2.60	780.00
	tabiques altos e=0.10m	1350		10.75	0.10	2.40	3483.00
	viga 20x35	2400		3.58	0.20	0.35	600.60
	viga 20x40	2400		3.58	0.20	0.35	600.60
	viga 25x50	2400		4.18	0.25	0.50	1252.50
CV	S/C	200	16.43	-	-	-	3286.75

Fuente: Elaboración propia

TOTAL PISO TIPICO	PCM	12548.08kg
	PCV	3286.75kg

Azotea: Se realiza el Metrado del área tributaria en el piso último como se muestra en la Tabla 17:

Tabla 17. Resumen de Metrado de cargas de las estructuras en la azotea.

Piso Ultimo	Estructura	Peso Unitario (kg/m,m2,m3)	Dimensiones				Carga Aplicada(kg)
			Área(m2)	Largo(m)	Ancho(m)	Altura(m)	
CM	losa aligerada h=0.20m	300	13.96				4188.00
	piso terminado	100	16.43				1643.38
	peso propio C5 (25x50)	2400		0.50	0.25	2.60	780.00
	viga 20x35	2400		3.58	0.20	0.35	600.60
	viga 20x40	2400		3.58	0.20	0.35	600.60
	viga 25x50	2400		4.18	0.25	0.50	1252.50
CV	S/C	100	16.43	-	-	-	1643.38

Fuente: Elaboración propia.

TOTAL PISO ULTIMO	PCM	9065.08kg
	PCV	1643.38kg

Se resumen el Metrado de cargas en las áreas tributarias por cada nivel para la columna C-5 como se observa en la Tabla 18:

Tabla 18. Cuadro Resumen de cargas de la columna C-5

NIVEL	N° de Pisos	CM		CV	
		P piso(ton)	P total(ton)	P piso(ton)	P total(ton)
SOTANO	1	12.88	12.88	4.11	4.11
PISO TIPICO	4	12.55	50.19	3.29	13.15
AZOTEA	1	9.07	9.07	1.64	1.64

Fuente: Elaboración propia

F. Metrado de Placas o Muros de Corte.

Las placas son los elementos de apoyo de las vigas y también de las losas, por tal motivo estas reciben la acción de todas las cargas que a estas afectan. Para realizar el Metrado de estos elementos hacemos uso del método de las áreas tributarias.

A continuación mostraremos el Metrado de la placa PL-5 que se encuentran en la intersección del F con los ejes 1 y 2 según la siguiente Figura23:

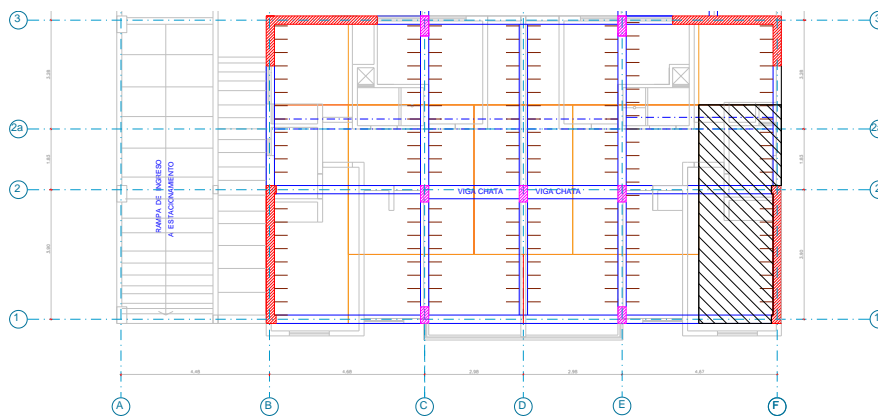


Figura 23.Ubicacion de la placa PL-5 con área tributaria.

Fuente: Elaboración propia

A continuación se presenta el Metrado de cargas de las estructuras por niveles.

Sótano: Se realiza el Metrado del área tributaria en el piso del sótano como se muestra en la Tabla 19:

Tabla 19.Resumen de Metrado de cargas para la placa PL-5 para el sótano.

Piso	Estructura	Peso Unitario (kg/m,m2,m3)	Dimensiones				Carga Aplicada(kg)
			Área(m2)	Largo(m)	Ancho(m)	Altura(m)	
Sótano	losa aligerada ,h=0.20m	300	14.4				4320.00
	piso terminado	100	16.53				1652.50
	peso propio P2 ,e=0.25m	2400		4.15	0.25	3.70	9213.00
	tabiques altos ,e=0.10m	1350		9.41	0.10	2.40	3049.81
	viga 20x35	2400		2.22	0.20	0.35	372.96

viga 25x50	2400	6.72	0.25	0.50	2017.20
------------	------	------	------	------	---------

CV	S/C	250	16.53		4131.25
----	-----	-----	-------	--	---------

TOTAL PISO SOTANO	PCM	20625.47kg
	PCV	4131.25kg

Fuente: Elaboración propia

Piso Típico: Se realiza el Metrado del área tributaria en el piso típico como se muestra en la Tabla 20:

Tabla 20. Resumen de Metrado de cargas para la Placa PL-5 en el piso típico.

Piso Típico	Estructura	Peso Unitario (kg/m,m2,m3)	Dimensiones				Carga Aplicada(kg)
			Área(m2)	Largo(m)	Ancho(m)	Altura(m)	
CM	losa aligerada ,h=0.20m	300	14.4				4320.00
	piso terminado	100	16.53				1652.50
	peso propio P2 ,e=0.25m	2400		4.15	0.25	2.60	6474.00
	tabiques altos ,e=0.10m	1350		9.41	0.10	2.40	3049.81
	viga 20x35	2400		2.22	0.20	0.35	372.96
	viga 25x50	2400		6.72	0.25	0.50	2017.20

CV	S/C	200	16.53			3305.00
----	-----	-----	-------	--	--	---------

TOTAL PISO TIPICO	PCM	17886.47kg
	PCV	3305.00kg

Fuente: Elaboración propia

Azotea: Se realiza el Metrado del área tributaria en el piso último como se muestra en la Tabla 21:

Tabla 21. Resumen de Metrado de cargas para la Placa PL-5 en la Azotea.

Piso Ultimo	Estructura	Peso Unitario (kg/m,m2,m3)	Dimensiones				Carga Aplicada(kg)
			Área(m2)	Largo(m)	Ancho(m)	Altura(m)	
CM	losa aligerada ,h=0.20m	300	14.4				4320.00
	piso terminado	100	16.53				1652.50
	peso propio P2 ,e=0.25m	2400		4.15	0.25	2.60	6474.00
	viga 20x35	2400		2.22	0.20	0.35	372.96
	viga 25x50	2400		6.72	0.25	0.50	2017.20

CV	S/C	100	16.53				1652.50
----	-----	-----	-------	--	--	--	---------

Fuente: Elaboración propia

TOTAL PISO ULTIMO	PCM	14836.66kg
	PCV	1652.50kg

Se resumen el Metrado de cargas en las áreas tributarias por cada nivel para la Placa PL-5 como se observa en la Tabla 22:

Tabla 22. Resumen total del Metrado en la placa PL-5.

NIVEL	N° de Pisos	CM		CV	
		P piso(ton)	P total(ton)	P piso(ton)	P total(ton)
SOTANO	1	20.63	20.63	4.13	4.13
PISO TIPICO	4	17.89	71.55	3.31	13.22
AZOTEA	1	14.84	14.84	1.65	1.65
			107.01		19.00

Fuente: Elaboración propia

E. Metrado de cargas de la escalera

El peso propio del tramo inclinado está distribuido a lo largo de su longitud, por lo que será necesario transformarlo en una carga equivalente por unidad de área en planta (kg/m²). Las cargas correspondientes a los acabados y sobrecargas actuantes en la escalera se expresan en kg/m². Para los descansos, el metrado es similar al de una losa maciza de concreto armado. Según el espesor y el ancho del descanso, se obtiene la carga uniformemente distribuida sobre el mismo.

Las características de la escalera son:

- Espesor de garganta (t) = 15cm.
- Paso (p) = 25cm.
- Contra Paso (cp) = 17.50cm.
- Ancho (B) = 1.00m.

El peso por metro cuadrado de escalera se obtiene según la siguiente expresión:

$$P.P = \gamma \cdot \left(\frac{C.P.}{2} + t \cdot \sqrt{1 + \left[\frac{C.P.}{7.3P} \right]^2} \right)$$

Dónde:

γ = Peso específico del concreto (2400kg/m³)

C_p, p y t = Características de la escalera definidas previamente (en metros)

De acuerdo a la fórmula, el peso por unidad de área de los tramos inclinados de la escalera es igual a $W_{pp} = 649.4\text{kg/m}^2$ y el de los descansos es igual a:
 $W_{pp} = 2400\text{kg/m}^3 \times 0.15\text{m} = 360\text{kg/m}^2$

Se considerará una sobrecarga de 200kg/m sobre toda la escalera. Las cargas actuantes sobre los tramos inclinados y descansos son:

Tramo inclinado:

Peso Propio = 649.4kg/m².

Acabados = 100kg/m².

Total carga muerta = 749.4kg/m².

Total carga viva = 200kg/m².

Descansos:

Peso Propio = 360kg/m².

Acabados = 100kg/m².

Total carga muerta = 460kg/m².

Total carga viva = 200kg/m².

Para cada uno de los tramos, las cargas lineales se obtienen multiplicando el ancho correspondiente (B) por las cargas previamente halladas. Los resultados se ilustran en las siguientes figuras:

$$W_{Du1} = 1.4 \times 0.749 = 1.05\text{T/m}^2$$

$$W_{Du2} = 1.4 \times 0.749 = 1.05\text{T/m}^2$$

$$W_{Lu2} = 1.7 \times 0.20 = 0.34\text{ T/m}^2$$

$$W_{Lu2} = 1.7 \times 0.20 = 0.34\text{ T/m}^2$$

La escalera de dos tramos con las cargas del Metrado debidamente amplificadas se muestra en la Figura 24:

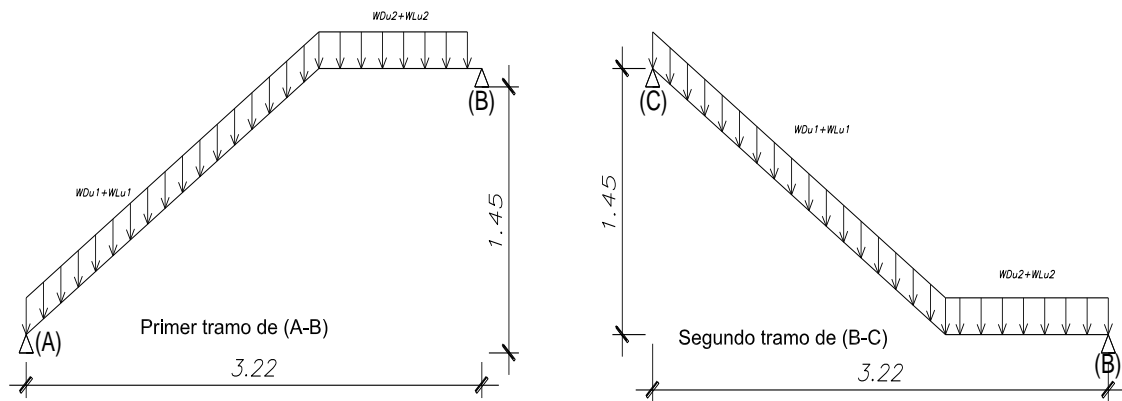


Figura 24. Escalera de dos tramos con la aplicación de Método de cargas.

Fuente: Elaboración propia

4.2 Análisis Estructural Del Edificio

4.2.1 Análisis Estructural bajo Cargas de Gravedad

El diseño de una estructura comienza con aquellos elementos que están sometidos a las cargas principales, que debe tomar y procede en secuencia con los varios elementos de soporte hasta que se llega a la cimentación. Así

por ejemplo, en primer lugar se diseñaría la losa de piso de un edificio, seguida por las vigas, columnas y placas y finalmente, por las zapatas de cimentación. Por tanto, para diseñar una estructura, es necesario primero especificar las cargas que actuarán sobre ella. Generalmente una estructura está sometida a varios tipos de carga y en el caso del presente proyecto, pueden dividirse en los siguientes grupos para este tipo de análisis por gravedad.

- **Cargas Muertas:**

Que son aquellas que se mantienen constantes en magnitud y fijas en posición durante la vida de la estructura, siendo generalmente la mayor parte de su peso propio.

- **Cargas Vivas:**

Las cuales consisten principalmente en cargas de ocupación en edificios y cargas de tráfico en puentes. Éstas pueden estar total o parcialmente en su sitio o no estar presentes y pueden cambiar de ubicación.

Su magnitud y distribución son inciertas en un momento dado y sus máximas intensidades a lo largo de la vida de la estructura no se conocen con precisión.

A. Modelo Estructural del Edificio

Para efectuar el análisis estructural del edificio bajo cargas de gravedad, se optó por la utilización del programa de computadora ETABSV15.

Las consideraciones tomadas para modelar la estructura del edificio se resumen a Continuación:

- ✓ Las cargas muerta y viva se aplicaron directamente a las losas (aligeradas y macizas) como carga uniformemente distribuida, las sobrecargas usadas fueron 250kg/m² para el sótano, 200kg/m² para el piso típico y 100kg/m² para la azotea.

- ✓ La altura del sótano del edificio se consideró igual a 3.7m y para el 1er nivel hasta el 5to nivel del edificio se consideró igual a 2.60m para todos los de más niveles.
- ✓ Las losas son aligerados (losa nervada con un bloque de albañilería entre viguetas) de 20cm de espesor en todos los ambientes, con excepción del paño perteneciente a la zona del hall (entre los ejes C-E y 3 y 6), en donde se ha decidido realizar el techado con una losa maciza de concreto armado de 20cm de peralte.
- ✓ Las losas fueron modeladas como SHELL (tipo de losa definida por el programa), asumiendo para las losas aligeradas un peralte equivalente de $h = 300\text{kg/m}^2 / 2400\text{kg/m}^3 = 0.125\text{m}$. La losa maciza fue modelada bajo el mismo criterio, con el peralte indicado anteriormente ($h = 20\text{cm}$). El sentido del armado de las losas se muestra en la planta del modelo en Figura 27.
- ✓ En la dirección longitudinal (X), todas las vigas tienen una sección de 25cm x50cm, y 20cmx40cm (Vch1) 20xcmx35cm (Vch2) y En la dirección transversal (Y), las vigas tienen secciones de 25cm x 50cm también. Y se modelaron como elementos FRAME
- ✓ Las columnas son de 25cmx50cm y de 25cmx60cm en los halls. también se modelaron como elementos FRAME
- ✓ Todos los muros de corte son de 25cm de espesor, y los ensanches en los extremos fueron considerados tal y como se muestran en la planta del edificio, como elementos tipo SHELL.
- ✓ En la zona entre los ejes C-E / 6-3, se encuentra ubicada la escalera del edificio y la casa de máquinas del ascensor no se ha considerado el tanque elevado.
- ✓ Las placas se consideraron empotradas en su base.
- ✓ El entrepiso del sótano restringió sus desplazamiento en X y Y y la rotación en el eje Z, con la finalidad de simular su comportamiento real ya que sus desplazamientos son casi nulos.
- ✓ El programa genera automáticamente el nudo maestro (CONSTRAINT) para cada uno de los pisos del edificio (uno distinto por piso), el cual compatibiliza esfuerzos y deformaciones entre todos los elementos de la estructura.

B. Modelo Estructural del Edificio

En las siguientes Figuras 25,26 y 27, se muestran las plantas del edificio y el sentido del Armado de las losas aligeradas y losa maciza. Asimismo, se muestra el modelo estructural del edificio.

Las vistas frontales y laterales del modelamiento en 3D del edificio con el programa ETABSV15 se ilustran en las Figura 25 y Figura 26 respectivamente.

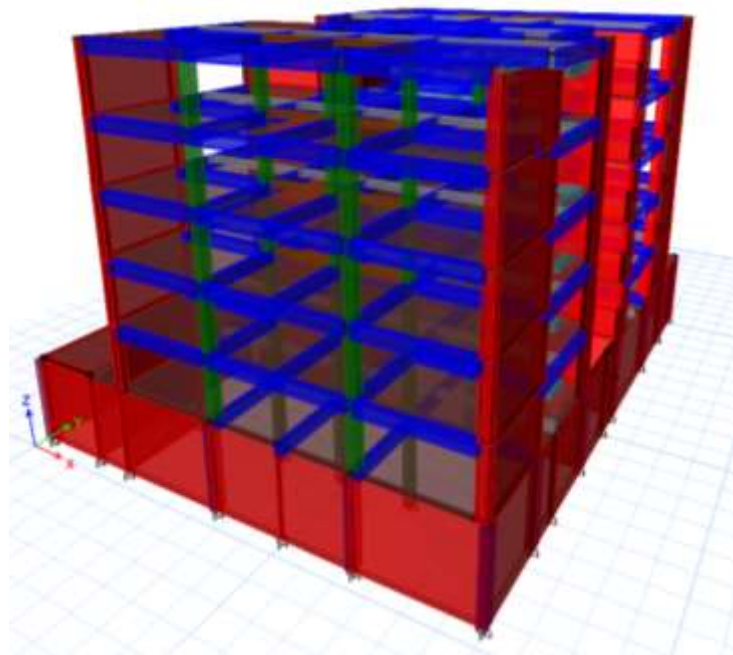


Figura 25. Vista Frontal del modelado del edificio.

Fuente: EtabsV15,(2015).Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems

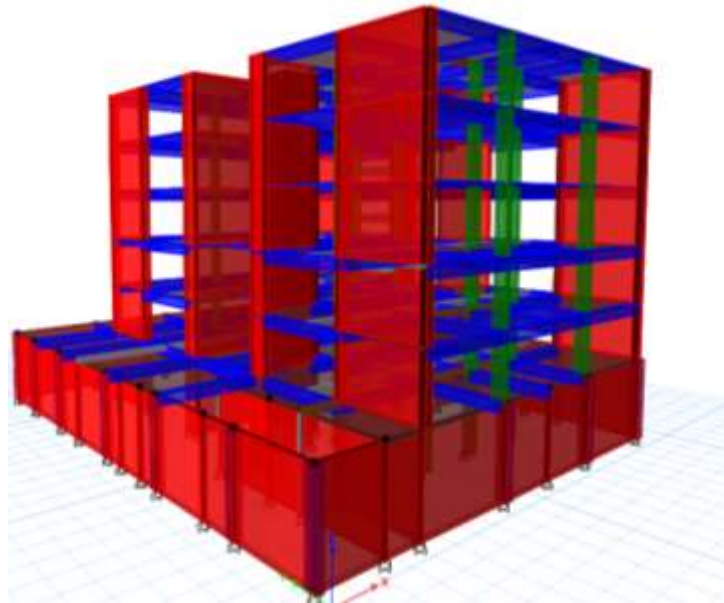


Figura 26. Vista Lateral del modelado del edificio.

Fuente: EtabsV15,(2015).Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems

El sentido de armado de la losa aligerada y la forma del edificio en planta se observan en la Figura 27:

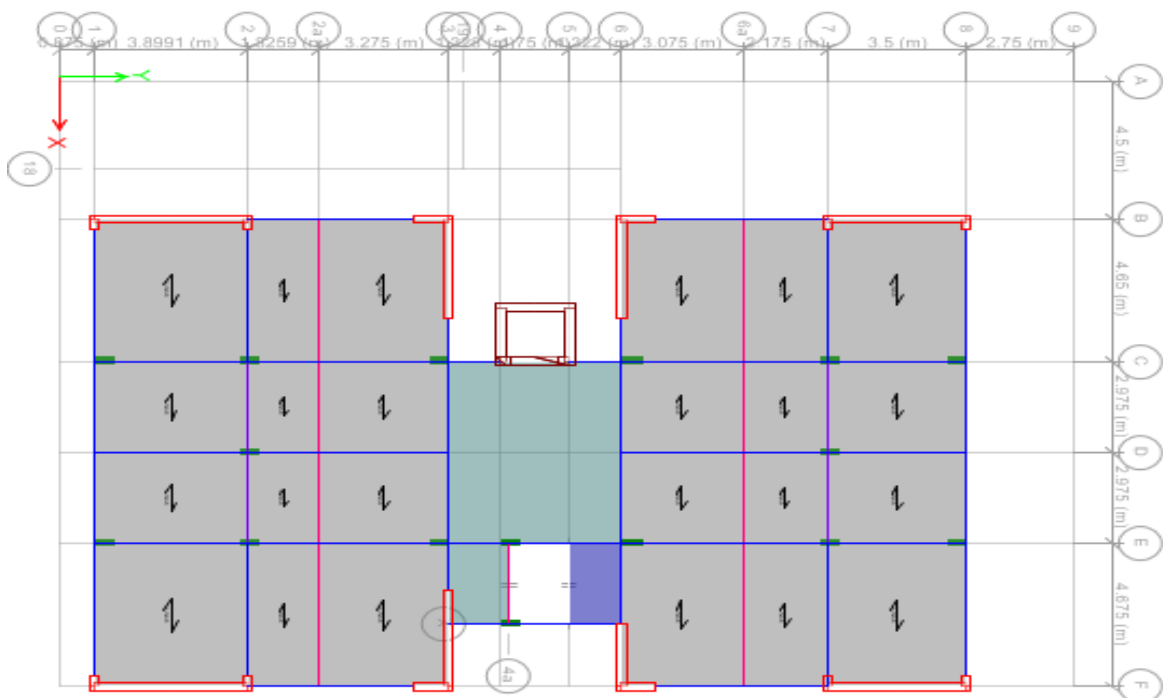


Figura 27. Planta Típica del modelado estructural del edificio(sentido de losas)

Fuente: EtabsV15,(2015).Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems

C. Resultados del análisis bajo cargas de gravedad

Los resultados obtenidos como ejemplo para el pórtico del Eje E (Dirección Longitudinal Y), donde se muestran los diagramas de las cargas axiales, las fuerzas cortantes y momentos flectores para cargas muertas y cargas vivas se ilustran en las siguientes Figuras 28 ,29,30,31,32,33:

Para el Pórtico del Eje E -Dirección Longitudinal Y, se muestra los diagramas de fuerzas axiales, momento flector, fuerza cortante para la Carga Muerta en las siguientes Figuras 28, 29,30 y 31 respectivamente:

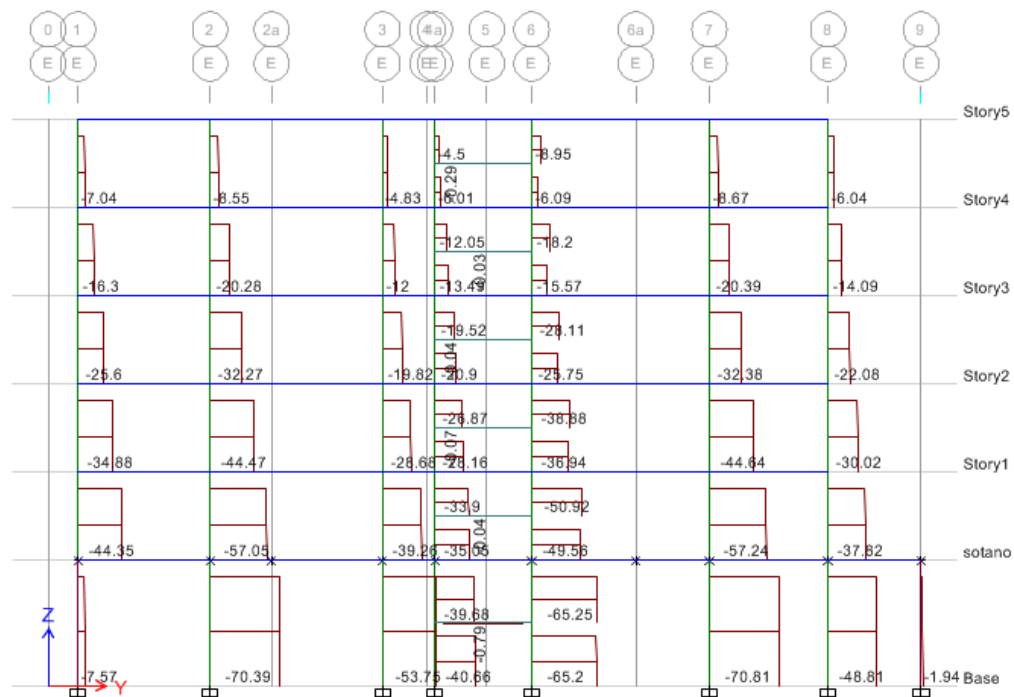


Figura 28.Carga axial actuante sobre el pórtico del Eje E debido a cargas muertas.

Fuente: EtabsV15,(2015).Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems.

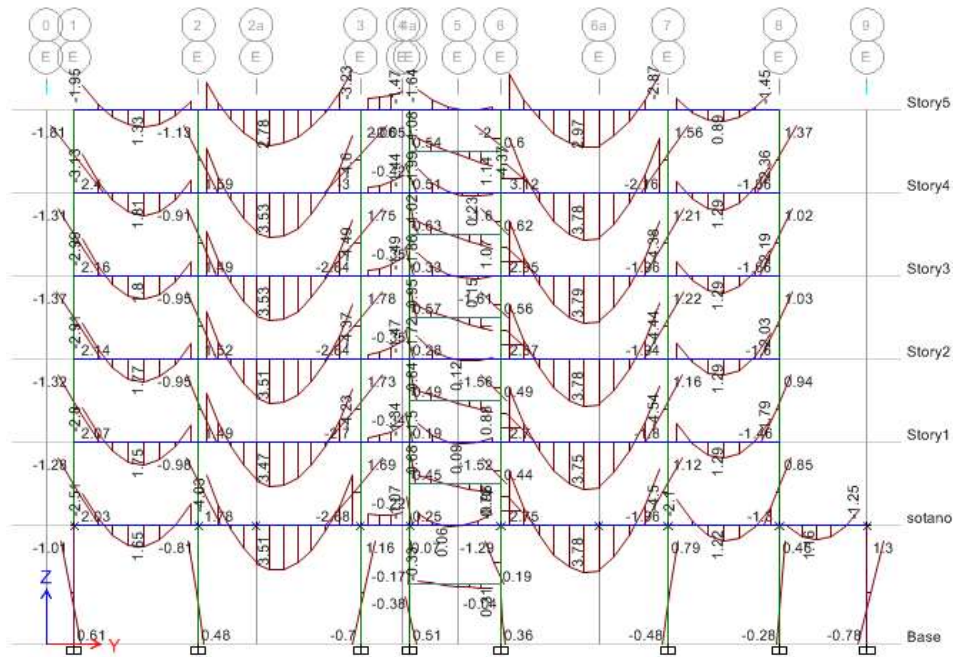


Figura 29. Momento Flector actuante sobre el pórtico del Eje E debido a cargas muertas.
Fuente: EtabsV15,(2015).Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems.

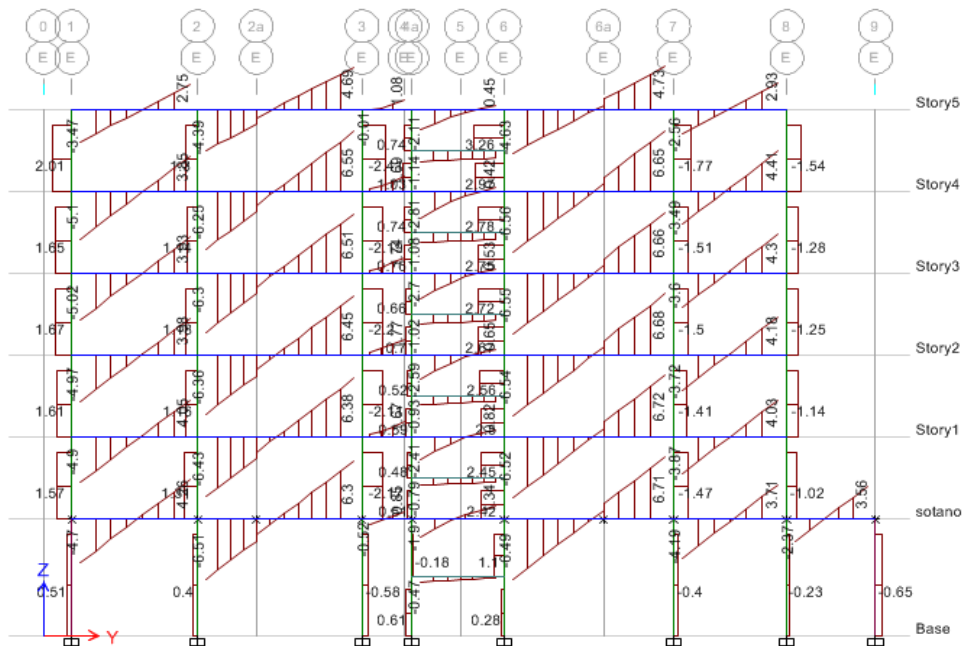


Figura 30. Fuerza cortante actuante sobre el pórtico del Eje E debido a carga muerta.
Fuente: EtabsV15, (2015).Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems.

Se muestra los diagramas de fuerzas axiales, momento flector, fuerza cortante para la Carga Viva en las siguientes Figuras 31,32 y 33 respectivamente:

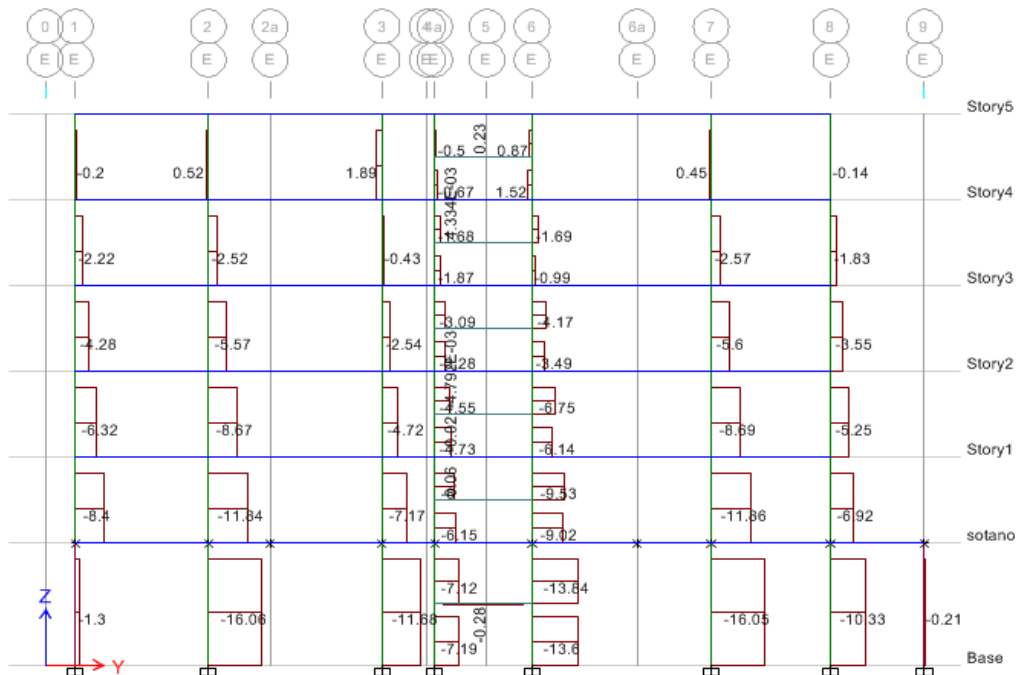


Figura 31. Carga axial actuante sobre el pórtico del Eje E debido a cargas vivas.

Fuente: EtabsV15, (2015). Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems.

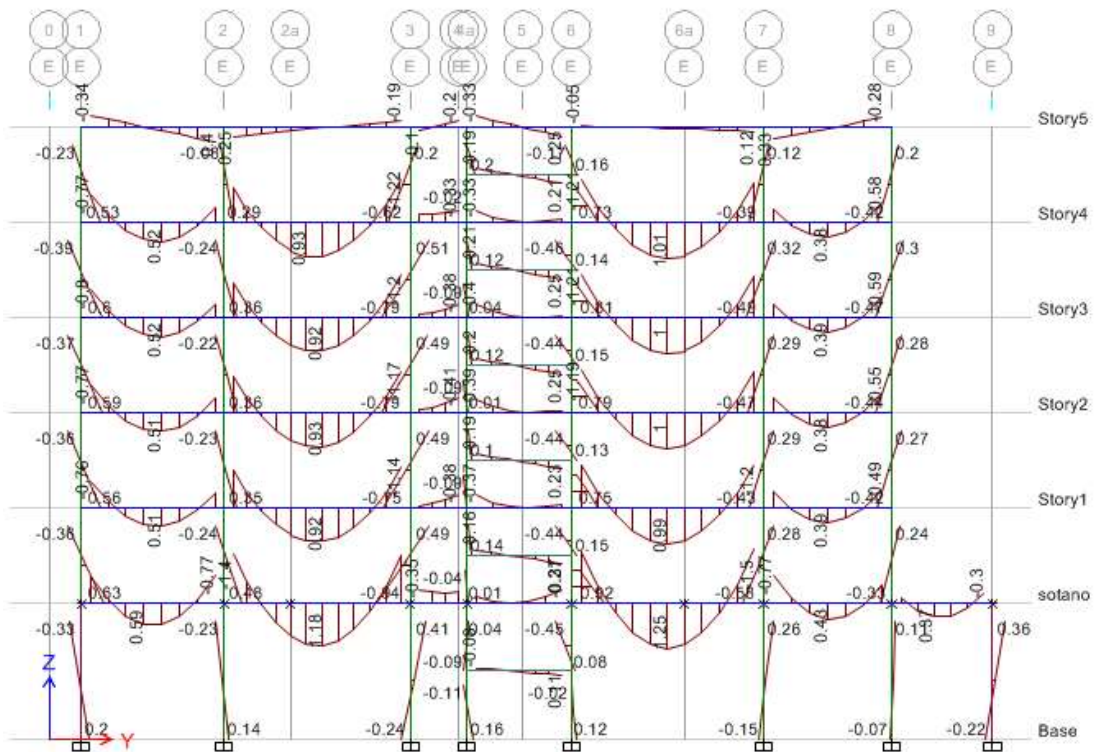


Figura 32. Momento Flector Actuante sobre el pórtico del Eje E debido a cargas Vivas.

Fuente: EtabsV15, (2015). Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems.

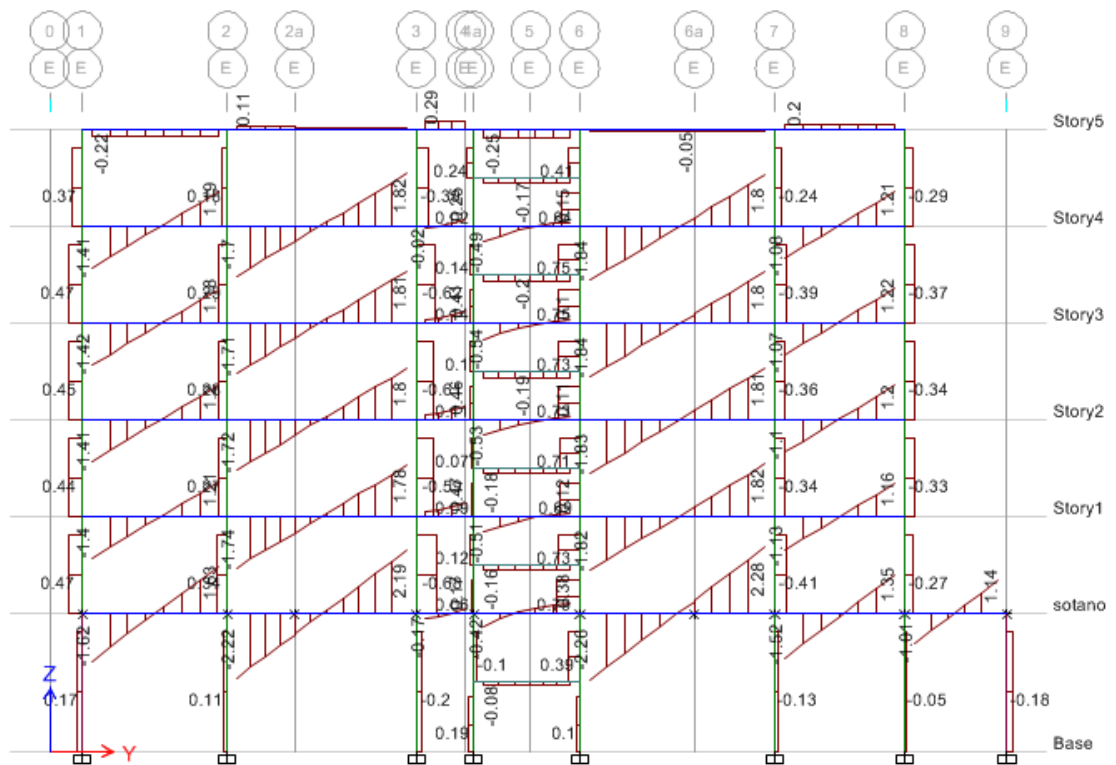


Figura 33. Fuerza Cortante actuante sobre el pórtico del Eje E debido a cargas Vivas.
Fuente: EtabsV15, (2015). Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems.

4.2.2 Análisis Sísmico

4.2.2.1 Objetivos

El objetivo de este análisis es el de estimar los valores de las fuerzas internas Producidas en los distintos elementos resistentes que forman parte de la estructura. Para lo cual se realiza un análisis comparativo tridimensional completo de toda la estructura. Se tomó como base todas las disposiciones del proyecto de Normas E.030-2014 y la Norma E.030-2003. Ambos establecen un procedimiento dinámico para el análisis de cualquier tipo de edificio y un método estático para edificios regulares y de baja altura, en ambos métodos la fuerza cortante en la base tiene un valor mínimo V_{min} con el fin de garantizar una resistencia horizontal mínima en las edificaciones, por eso en la parte final del análisis comparamos las Cortantes obtenidos de ambos métodos (estático y dinámico), para cada norma a fin de cumplir con los mínimos establecidos. El análisis sísmico se realizó según el procedimiento de superposición modal espectral. Considerando las condiciones de suelo, las características de la estructura y las condiciones de uso, se utilizaron los parámetros sísmicos que se describen líneas abajo.

4.2.2.2 Procedimiento de Análisis.

Para realizar el análisis dinámico se utilizó el Programa ETABSV15 (Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems) ,Este programa permite realizar el análisis dinámico en forma tridimensional de las estructuras; en el modelaje se consideraron todas las características del edificio, tales como las placas, columnas, vigas y losas teniendo así un modelo tridimensional. Se ha idealizado la losa como un diafragma rígido en los niveles de entrepiso.

El programa determina las rigideces y calcula las frecuencias naturales y los modos de vibración de la estructura, desplazamientos laterales, fuerzas horizontales, cortantes en los diversos niveles.

En el análisis dinámico se ha empleado la superposición de 15 modos de vibración de la estructura ,3 formas de modo por cada nivel (2 traslacionales en X e Y, y 1 rotacional)

Se tuvieron en cuenta las siguientes consideraciones al momento de colocar los datos al programa:

- Se definió la masa de la estructura, en función de las cargas asignadas al modelo, es decir se consideró para cada nivel la masa proveniente de las cargas muertas y el 25% de la carga viva actuante indicados en las dos normas, dicha masa se ubicó en el centroide de masa de cada nivel, para lo cual se definieron por cada nivel un diafragma rígido.
- Se definieron la cantidad de modos de vibración de la estructura, los cuales fueron de 3 por cada nivel (2 de traslación en las direcciones X-X e Y-Y y una de rotación alrededor del eje Z-Z).
- Se le asignaron cargas estáticas equivalentes en los diafragmas rígidos para cada dirección, el objetivo es calcular los desplazamientos laterales y cortantes basales y compararlo con la cortante de espectro de aceleración para obtener los cortantes mínimos en la base y escalarlos.
- Se le asignó al programa un espectro de aceleraciones para cada dirección, el objetivo de asignar dicho espectro, es calcular la aceleración de la gravedad para los diferentes modos de vibración de la estructura, en función del periodo, de este modo al multiplicarlas por la masa anteriormente definida se obtengan las fuerzas sísmicas.
- Se definieron las cargas de diseño y la combinación de carga últimas para obtener la envolvente de cargas que nos permitirá diseñar los diferentes elementos estructurales del edificio.
- Los elementos se ensamblan formando un modelo tridimensional con diafragmas rígidos que simulan las losas de cada piso. El tipo de apoyo

en la base fue de empotrado, debido a que tenemos un suelo granular de buena capacidad portante, tipo S1.

4.2.2.3 Parámetros Sísmicos de la Norma E.030-2014 y E.030-2003

A continuación se definen y se hace comentarios sobre los parámetros necesarios para desarrollar tanto el Análisis Estático como el Análisis Dinámico de la estructura según los requerimientos del proyecto de Norma E.030-2014 y la Norma vigente E.030-2003 de Diseño Sismorresistente, dichos parámetros se definieron para ambas direcciones X e Y:

4.2.2.3.1 Peligro Sísmico (parámetros de sitio)

Para poder analizar el edificio debemos definir los parámetros que le corresponden según su ubicación geográfica y características de la zona

A. Factor de Zona (Z)

En el proyecto de Norma E.030-2014 Se plantean cuatro zonas Sísmicas (Figura 34(b)), con aceleraciones máximas horizontales en suelo rígido con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años. Además Se hace mención explícita que los factores “Z” son porcentajes de la aceleración de la gravedad. En la Tabla 23 y 24. Se puede observar la comparativa entre los valores de los factores de zonificación, vigentes y los propuestos. El Mapa de Zonificación ha variado así como sus aceleraciones máximas esperadas.



Zonas sísmicas (a) Normativa vigente, (b) Proyecto de norma.

Figura 34. Comparación de las Zonas sísmicas según cada norma.

Fuente: RNE. (2003) Norma E.030, Diseño Sismoresistente.

Fuente: MVCS. (2014) Proyecto de Norma E.030, Diseño Sismoresistente.

Tabla 23. Factor de Zona (E.030-2003)

Tabla N°1, (E.030-2003) Factores de Zona Norma Vigente "Z"	
ZONA	Z
1	0.15
2	0.3
3	0.4

Tabla 24. Factor de Zona (E.030-2014)

Tabla N°1, (E.030-2014) Factores de Zona Norma Propuesta "Z"	
ZONA	Z
1	0.1
2	0.25
3	0.35
4	0.45

Fuente: RNE. (2003) Norma E.030, Diseño Sismorresistente

Fuente: MVCS. (2014) Proyecto de Norma E.030, Diseño Sismorresistente

La edificación se ubica en el departamento de Lima entonces:

1. Factor de Zona (Z) con la Norma E.030-2014

Le corresponde la Zona 4 entonces:

$$Z = 0.45 \quad (\text{esto es } 0.45 \text{ g}).$$

2. Factor de Zona (Z) con la Norma E.030-2003

Le corresponde la Zona 3 por consiguiente:

$$Z = 0.40 \quad (\text{esto es } 0.40 \text{ g}).$$

4.2.2.3.2 Parámetros de Sitio.

Ahora con la norma E.030-2014 se tendrán cinco tipos de perfiles de suelo que dependerán de la zonificación asignada al lugar donde se vaya a construir el edificio, también los factores “S” varían por cada factor de zona, entonces se tendrá una matriz de factores (Tabla 25-a) sin considerar el perfil S4 ya que pertenece a las condiciones especiales. Además, el periodo del suelo se tiene para definir la plataforma del espectro, TP, y para definir el inicio de la zona del espectro con desplazamiento constante, TL (Tabla 25-b). A diferencia de los cuatro perfiles de la Norma vigente (2003) tales que el valor de S y Tp de suelo dependen solo del tipo de suelo y valores están tabulados en la Tabla 2:

Tabla 25. Factores S según perfil (E.030-2014)

Tabla N°3(E.030-2014) Factor "S" por tipo de perfil de suelo				
	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
Z ₁	0.8	1	1.6	2
Z ₂	0.8	1	1.2	1.4
Z ₃	0.8	1	1.15	1.2
Z ₄	0.8	1	1.05	1.1

Tabla 26. Factor S según perfil (E.030-2003)

Tabla N°2(E.030-2003) Parámetros del suelo			
Tipo	Descripción	T _{P(s)}	S
S1	Roca o suelos muy rígidos	0.4	1
S2	Suelos intermedios	0.6	1.2
S3	Suelos flexibles o con estratos de gran espesor	0.9	1.4
S4	Condiciones excepcionales	*	*

(*) Los Valores de Tp y S para este caso serán establecidos por el especialista pero en ningún caso serán menores que los especificados para el perfil tipo S3

Tabla N°4(E.030-2014) Periodo T _P y T _L .				
	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
T _{P(s)}	0.3	0.4	0.6	1
T _{L(s)}	3	2.5	2	1.6

Fuente: RNE.(2003) Norma E.030 ,Diseño Sismorresistente

Fuente: MVCS.(2014) Proyecto de Norma E.030 ,Diseño Sismorresistente

Según el informe del suelo del edificio esté esta sobre **grava típica (S1)** de Lima, Por lo que sus parámetros serán:

1. Parámetros de Sitio (S, Tp, TL) con la Norma E.030-2014

Como clasifica en la zona 4 y con la información del estudio de suelo el perfil sería S1 entonces le corresponde los siguientes parámetros:

$$T_p(s)=0.40 \quad \text{y} \quad T_L(s)=2.50$$

2. Parámetros de Sitio (Parámetros de suelo) con la Norma E.030-2003.

Por clasificar en la zona 3 y con la información del estudio de suelo el perfil sería S1 entonces le corresponde los siguientes parámetros:

$$T_p(s)=0.40 \quad \text{y} \quad S=1.0$$

4.2.2.3.3 Factor de Amplificación Sísmica (C)

El factor de amplificación sísmica de la respuesta estructural respecto de la aceleración del suelo se calculará de acuerdo a los periodos, para definir la plataforma y para definir el inicio de la zona del espectro con desplazamiento constante.

Se utilizará una de las siguientes expresiones propuesta por el proyecto de Norma E.030-2014, para estimar el valor de C se tiene 3 fórmulas de cálculo, mientras la Norma vigente E.030-2003 calcula el factor C con la fórmulas siguientes y teniendo como valor máximo de 2.5 y las cuales se indican a continuación respectivamente.

1. Para el Proyecto de Norma E.030-2014

$$T < T_p \quad C = 2.5 \quad ,$$

$$T < T_p < T_L \quad C = 2.5 \left(\frac{T_p}{T} \right)$$

$$T > T_L \quad C = 2.5 \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2} \right)$$

Siendo:

T=periodo fundamental de vibración del edificio.

T_p=periodo del suelo para definir la plataforma del espectro

T_L=periodo del suelo para definir el inicio de la zona del espectro con desplazamiento constante.

2. Para la Norma Vigente E.030-2003

$$C = \min\left\{2.5 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right); 2.5\right\}$$

Siendo:

T=periodo fundamental de vibracion del edificio.

Tp=periodo del suelo para definir la plataforma del espectro

- **Periodo Fundamental de Vibracion**

El periodo de fundamental de la estructura (T), se estimara con la siguiente formula que no ha tenido modificación con relación a la Norma E.030 vigente:

$$T = \frac{hn}{Ct}$$

Donde:

hn=es la altura del edificio a partir del nivel de terreno.

Ct=60 para edicios de concreto armado cuyo elementos resistentes sean Muros estructurales y sistemas duales.

El factor Ct ,no ha cambiado con respecto a la Norma E.030-2003.

1. Factor de Amplificación Sísmica(C) con la Norma E.030-2014

En el Tabla 27 se resume la determinación de Factor de amplificación sísmica con la comparación de los periodos calculados con la formula antes descrita y la obtenida del análisis modal.

Tabla 27.Factor de amplificación sísmica con la norma E.030-2014

	En XX	En YY
Ct=	60	60
hn(m)=	13	13
T=hn/Ct=	0.22	0.22
T(modal)=	0.32	0.25
Tp(seg)=	0.40	0.40
TL(seg)=	2.50	2.50
T<Tp=	cumple	cumple
C=	2.5	2.5

Fuente: Elaboración propia.

2. Factor de Amplificación Sísmica(C) con la Norma E.030-2003

En el Tabla 28 se resume la determinación de Factor de amplificación sísmica con la comparación de los periodos calculados con la formula antes descrita y la obtenida del análisis modal.

Tabla 28. Factor de amplificación sísmica con la norma E.030-2003

	En XX	En YY
Ct=	60	60
hn(m)=	13	13
T=hn/Ct=	0.22	0.22
T(modal)=	0.32	0.25
Tp(seg)=	0.40	0.40
C=2.5(Tp/T)=	3.09	3.94
C<2.5	no cumple	no cumple
C=	2.5	2.5

Fuente: Elaboración propia

4.2.2.3.4 Categoría de las Edificaciones y Factor de Usos (U):

Su valor está en función del uso que se haya destinado al edificio y, a través de ello se establece la categoría o clasificación. En el proyecto de Norma E.030-2014 el Factor ha variado en la categoría de las “Edificaciones Esenciales”, se ha subdividido en dos subcategorías, A1 y A2. La inclusión de la subcategoría A1 es para considerar instalaciones de establecimientos de salud y hospitales que deberán llevar aislamiento en la base dependiendo de la zona donde se encuentren.

Así como también esta nueva Norma nos da ciertas restricciones a las construcciones en el Perú. En concordancia con la regularidad y/o irregularidad del edificio como se puede observar en la Tabla 29.

Tabla 29. Categoría y regularidad de las edificaciones Norma E.030-2014 (tabla N°10)

Tabla N° 10 CATEGORÍA Y REGULARIDAD DE LAS EDIFICACIONES		
Categoría de la Edificación.	Zona	Restricciones
A1 y A2	4, 3 y 2	No se permiten irregularidades
	1	No se permiten irregularidades extremas
B	4, 3 y 2	No se permiten irregularidades extremas
	1	Sin restricciones
C	4 y 3	No se permiten irregularidades extremas
	2	No se permiten irregularidades extremas excepto en edificios de hasta 2 pisos u 8 m de altura total
	1	Sin restricciones

Fuente: MVCS.(2014) Proyecto de Norma E.030 ,Diseño Sismorresistente

Como nuestra estructura por estar destinada para viviendas y la cual no ha sufrido modificaciones en su categoría con esta nueva norma y se clasifica así:

1. **Factor de Uso (U) con la Norma E.030-2014**

Edificaciones comunes (**categoría C**),

Le corresponde un valor de **U = 1.0**.

No se permite irregularidades extremas.

2. **Factor de Uso (U) con la Norma E.030-2003**

Edificaciones comunes (**categoría C**),

Le corresponde un valor de **U = 1.0**.

• **Categoría y sistemas estructurales permitidos**

Se ha modificado en el proyecto de Norma E.030-2014 la categoría y estructura de las edificaciones de acuerdo a las nuevas zonificaciones en comparación a la norma vigente en el siguiente cuadro comparativo entre la Tabla 30 y la Tabla 31:

Tabla 30.categoría y estructura de las edificaciones E.030-2014

Tabla N°6 CATEGORIA Y ESTRUCTURA DE LAS EDIFICACIONES(2014)		
categoría de la Edificación	Zona	Sistema estructural
A1	4 y 3	Aislamiento Sísmico con Cualquier Sistema estructural
	2 y 1	Porticos arriostrados de acero, Muros de Concreto Armado,Albañilería Armada o Confinada,Sistema Dual
A2(*)	4,3 y 2	Porticos arriostrados de acero, Muros de Concreto Armado,Albañilería Armada o Confinada,Sistema Dual
	1	Cualquier sistema
B	4,3 y 2	Porticos arriostrados de acero, Muros de Concreto Armado,Albañilería Armada o Confinada,Sistema Dual
	1	Cualquier sistema
C	4,3,2 y 1	Cualquier sistema

Fuente: RNE.(2003)Norma E.030 ,Diseño sísmorresistente

Fuente: MVCS.(2014) Proyecto de Norma E.030 ,Diseño sísmorresistente

Tabla 31.categoría y estructura de las edificaciones E.030-2003

Tabla N°6 CATEGORIA Y ESTRUCTURA DE LAS EDIFICACIONES(2003)			
categoría de la Edificación	Regularidad Estructural	Zona	Sistema estructural
A1(*)(**)	REGULAR	3	Acero,Muro de Concreto Armado, Albañilería Armada o Confinada, Sistema Dual,Madera
		2 y 1	Acero,Muro de Concreto Armado, Albañilería Armada o Confinada, Sistema Dual,Madera
B	REGULAR O IRREGULAR	3 y 2	Acero,Muro de Concreto Armado, Albañilería Armada o Confinada, Sistema Dual,Madera
		1	Cualquier sistema
C	REGULAR O IRREGULAR	3,2 y 1	Cualquier sistema

1. Categoría y estructura de las edificaciones permitida con la Norma E.030-2014

Nuestra edificación es de categoría C y está ubicada en la zona 4 y por lo cual se permite cualquier sistema estructural. Y no nos restringe la utilización de pórticos y muros de corte de concreto armado como sistema estructural de nuestro proyecto.

2. Categoría y estructura de las edificaciones permitida con la Norma E.030-2003

Nuestra edificación es de categoría C y está ubicada en la zona 3 entonces se permite cualquier sistema estructural. Y no nos restringe la utilización de pórticos y muros de corte de concreto armado como sistema estructural de nuestro proyecto. Ya que en esta rango cumplen las edificaciones regulares e irregulares.

4.2.2.3.5 Coefficiente Básico de Reducción de Fuerza Sísmica (Ro)

Este factor depende del sistema estructural que vayamos a definir para el análisis estructural en cada dirección. Este coeficiente ha sufrido modificaciones en el proyecto de Norma E.030-2014 en su denominación que era **coeficiente de reducción de fuerza sísmica (R) (E.030-2003)**, y

que ahora para calcular el **R final** se calculará multiplicando los **coeficientes básicos de reducción de fuerzas sísmicas (Ro) (E.030-2014)**, por factores de irregularidad en altura y en planta.

Los factores de reducción sísmica de la norma vigente ahora son los Ro y para estructuras de acero se consideran valores más bajos. En la Tabla 32 se muestran los valores para los Ro propuestos y el R vigente como comparación se muestra en la Tabla 33:

Tabla 32. cálculo de Ro con E.030-2014 (tabla N°6)

Tabla N°6 SISTEMAS ESTRUCTURALES(2014)	
sistema estructural	Coeficiente Basico de Reduccion Ro(*)
Acero	
Porticos Ductiles con uniones resistentes a momentos	8
Otros estructuras de acero:	
Arriostres Excéntricos	7
Arriostres en Cruz	6
Concreto Armado	
Porticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
Albañilería Armada o Confinada(5)	3
Madera(Por esfuerzo admisibles)	7

Fuente: RNE.(2003)Norma E.030 ,Diseño sismorresistente

Tabla 33. Calculo de R con E.030-2003(tabla N°6)

Tabla N°6 SISTEMAS ESTRUCTURALES(2003)	
sistema estructural	Coeficiente de Reduccion,R Para estructuras Regulares(*)(**)
Acero	
Porticos Ductiles con uniones resistentes a momentos	9.5
Otros estructuras de acero:	
Arriostres Excéntricos	6.5
Arriostres en Cruz	6
Concreto Armado	
Porticos(1)	8
Dual(2)	7
De muros estructurales(3)	6
Muros de ductilidad limitada(4)	4
Albañilería Armada o Confinada(5)	3
Madera(Por esfuerzo admisibles)	7

Fuente: MVCS.(2014) Proyecto de Norma E.030 ,Diseño sismorresistente

1. Coeficiente básico de reducción (Ro) con la Norma E.030-2014.

En la dirección X tenemos un sistema estructural de muros estructurales y le corresponde: **Rox=6**

En la dirección Y tenemos un sistema estructural Dual y le corresponde: **Roy=7**

Estos coeficientes básicos se tendrán que multiplicar por factores por irregularidad para de esa manera obtener el coeficiente de reducción final

2. Coeficiente de reducción (R) con la Norma E.030-2003.

En la dirección X tenemos un sistema estructural de muros estructurales y le corresponde: **Rox=6**

En la dirección Y tenemos un sistema estructural Dual y le corresponde: **Roy=7**

Luego también se tendrán que multiplicar por un $\frac{3}{4}$ si es que se comprueba que presenta irregularidad en planta o elevación.

- **Irregularidades y su Afectación**

Se está dando importancia a las irregularidades que pudieran estar presentes en un edificio (Artículo 3.5), no sólo de manera descriptiva sino también con factores que afectan al coeficiente de reducción de la fuerza sísmica. Se tienen los factores de irregularidad en altura, I_a , y los factores de irregularidad en planta, I_p . Si anteriormente se calculaba a un 75% de R para estructuras irregulares, ahora se tendrán varios factores a tener en cuenta, desde irregulares normales a extremas (Artículo 3.6). Además, se tiene que verificar las restricciones de la irregularidad de acuerdo a la categoría del edificio y la zonificación (Artículo 3.7).

Las estructuras deben ser clasificadas como regulares o irregulares, ya sea en planta o altura para los fines siguientes:

- Establecer el procedimiento de análisis
- Determinar el factor de reducción de fuerzas sísmicas.

Configuración estructural con la Norma E.030-2014 y E.030-2003

En la Tabla 34 se hacen las verificaciones de las irregularidades en altura del edificio comparando la Norma E.030-2014 vs Norma E.030-2003.

En la Tabla 35 también se hacen las verificaciones de las irregularidades en planta del edificio comparando la Norma E.030-2014 vs Norma E.030-2003.

Tabla 34a. Verificación de las irregularidades en altura con la E.030-2014

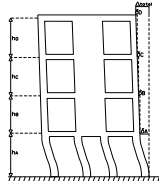
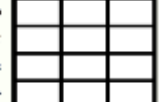
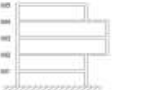


IRREGULARIDADES EN ALTURA-NORMA E.030-2014		ip
<p>Irregularidad de Rigidez – Piso Blando: Existe irregularidad de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la distorsión (deriva) de entrespiso es mayor que 1,4 veces el correspondiente valor en el entrespiso inmediato superior, o es mayor que 1,25 veces el promedio de las distorsiones de entrespiso en los tres niveles superiores adyacentes. La distorsión de entrespiso se calculará como el promedio de las distorsiones en los extremos del entrespiso</p>  <p>Condición de Irregularidad $\frac{D_{i,j}}{D_{i+1,j}} = Derivado$ $Derivado = 1.4 Derivado$ $Derivado = 1.25 \frac{(Derivado + Derivado + Derivado)}{3}$</p>	<p>En ninguna dirección de análisis las derivas de los entrespisos de un piso con respecto al inmediato superior llegan a ser 40% mayor, tampoco al promedio de los 3 pisos superiores por lo que se presentan irregularidad de esta característica NO PRESENTA</p>	0.75
<p>Irregularidades de Resistencia – Piso Débil: Existe irregularidad de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrespiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 80 % de la resistencia del entrespiso inmediato superior.</p>  <p>Condición de Irregularidad $R_A < 0.8 R_B$ $R_B < 0.8 R_C$ $R_C < 0.8 R_D$</p>	<p>Todos los pisos poseen elementos estructurales continuos desde el primer piso hasta al azotea razón por la cual no hay diferencia de 20% de la resistencia a la cortantes entre pisos continuos. NO PRESENTA</p>	-
<p>Irregularidad Extrema de Rigidez</p>	NO ADMITE	-
<p>Irregularidad Extrema de Resistencia</p>	NO ADMITE	-
<p>Irregularidad de Masa o Peso: Se tiene irregularidad de masa (o peso) cuando el peso de un piso, determinado según el numeral 4.3(norma) es mayor que 1,5 veces el peso de un piso adyacente. Se exceptúan los techos cuyo peso sea inferior al del piso inmediato inferior.</p>  <p>Condición de Irregularidad $M_i > 1.5 M_{i-1}$ $M_i > 1.5 M_{i+1}$</p>	<p>Todos los pisos poseen la misma masa, pues son destinadas a viviendas, con excepción de la azotea, y sótano pero la norma indica que no es aplicable en estos casos por lo que no se presenta irregularidad por esta característica NO PRESENTA</p>	0.9
<p>Irregularidad Geométrica Vertical: La dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 130% de la correspondiente dimensión en un piso adyacente. No es aplicable en azoteas ni en sótanos.</p>  <p>Condición de Irregularidad $D_i > 1.3 D_{i+1}$</p>	<p>Las plantas de la estructura son constantes verticalmente en todo el edificio por lo que no hay irregularidad por esta característica. NO PRESENTA</p>	0.85
<p>Discontinuidad en los Sistemas Resistentes: Se califica a la estructura como irregular cuando en cualquier elemento que resista más de 10 % de la fuerza cortante se tiene un desalineamiento vertical, tanto por un cambio de orientación, como por un desplazamiento del eje de magnitud mayor que 25 % de la correspondiente dimensión del elemento.</p>  <p>Condición de Irregularidad $S_i > 0.25 S_{i+1}$ $S_i > 0.25 S_{i-1}$</p>	<p>No se encuentran elementos verticales que estén desalineados un nivel con respecto del otro por lo que hay no irregularidad en este punto. NO PRESENTA</p>	0.9
<p>Discontinuidad extrema de los Sistemas</p>	NO ADMITE	-

Tabla 34b. Verificación de las irregularidad en planta con la E.030-2014


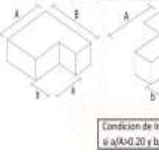
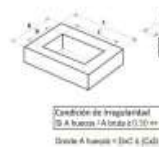
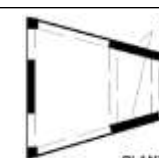
IRREGULARIDADES EN PLANTA-NORMA E.030-2014		ip
<p>Irregularidad Torsional : Existe irregularidad torsional cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrespiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental, es mayor que 1,5 veces el desplazamiento relativo del extremo opuesto del mismo entrespiso para la misma condición de carga. Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrespiso excede de 50 % del máximo permisible indicado en la Tabla N° 11. (norma)</p>  <p>Condición de Irregularidad $S_i > 1.5 S_{i+1}$ para irregular $S_i > 1.5 S_{i-1}$ para irregular</p>	<p>Se evaluará una vez que se conozcan los desplazamientos laterales de la edificación</p>	0.75
<p>Irregularidad Torsional Extrema</p>	NO ADMITE	-
<p>Esquinas Entrantes: La configuración en planta y el sistema resistente de la estructura, tienen esquinas entrantes, cuyas dimensiones en ambas direcciones, son mayores que el 20 % de la correspondiente dimensión total en planta.</p>  <p>Condición de Irregularidad si $a/A > 0.20$ y $b/B > 0.20$ irregular</p>	<p>Según la vista en planta del edificio podemos notar que tiene esquinas entrantes cuyas dimensiones en ambas direcciones son: Dirección xx : $L=4.15m=31\%$ de la dimensión total $>20\%$ Dirección yy : $L=4.65m=37\%$ de la dimensión total $>20\%$ SI PRESENTA</p>	0.9
<p>Discontinuidad del Diafragma: Diafragma con discontinuidades abruptas o variaciones en rigidez, incluyendo áreas abiertas mayores a 50% del área bruta del diafragma. También existe irregularidad cuando, en cualquiera de los pisos y para cualquiera de las direcciones de análisis, se tiene alguna sección transversal del diafragma con un área neta resistente menor que 25 % del área de la sección transversal total de la misma dirección calculada con las dimensiones totales de la planta.</p>  <p>Condición de Irregularidad $A_{neto} < 0.25 A_{bruto}$ irregular</p>	<p>Este edificio no presenta ninguna abertura en el centro, solo unas esquinas entrantes en ambos lados, pero la suma de ambos no llega al 50% del total del área de diafragma del piso. NO PRESENTA</p>	0.85
<p>Sistemas no Paralelos: Se considera que existe irregularidad cuando en cualquiera de las direcciones de análisis los elementos resistentes a fuerzas laterales no son paralelos. No se aplica si los ejes de los pórticos o muros forman ángulos menores que 30° ni cuando los elementos no paralelos resisten menos que 10 % de la fuerza cortante del piso</p>  <p>Sistemas no paralelos PLANTA</p>	<p>La edificación tiene elementos estructurales paralelo en todo los niveles y en las dos direcciones, por lo que no hay irregularidad por esta característica. NO PRESENTA</p>	0.9

Tabla 355a. Verificación de las irregularidades en altura con la E.030-2014 vs E.030-2003

IRREGULARIDADES EN ALTURA-NORMA E.030-2003		
<p>Irregularidad de Rigidez (Piso Blando): En cada dirección la suma de las áreas de las secciones transversales de los elementos verticales resistentes al corte en un entrepiso, columnas y muros, es menor que 85 % de la correspondiente suma para el entrepiso superior, o es menor que 90 % del promedio para los 3 pisos superiores</p>		<p>La suma de las áreas de las secciones transversales de los elementos resistentes al corte de cada entrepiso de los pisos del edificio son similares, por lo que no se presenta. esta irregularidad en el edificio NO PRESENTA</p>
<p>Irregularidad de Masa: Se considera que existe irregularidad de masa cuando la masa de un piso es mayor que el 150% de la masa de un piso adyacente. No es aplicable en azoteas</p>		<p>Todos los pisos poseen la misma masa, pues son destinadas a viviendas, con excepción de la azotea, y sótano pero la norma indica que no es aplicable en estos casos por lo que no se presenta irregularidad por esta característica NO PRESENTA</p>
<p>Irregularidad Geométrica Vertical: La dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 130% de la correspondiente dimensión en un piso adyacente. No es aplicable en azoteas ni en sótanos.</p>		<p>Las plantas de la estructura son constantes verticalmente en todo el edificio por lo que no hay irregularidad por esta característica. NO PRESENTA</p>
<p>Discontinuidad en los Sistemas Resistentes: Desalineamiento de elementos verticales, tanto por un cambio de orientación, como por un desplazamiento de magnitud mayor que la dimensión del elemento.</p>		<p>No se encuentran elementos verticales que estén desalineados un nivel con respecto del otro por lo que hay no irregularidad en este punto. NO PRESENTA</p>

Tabla 35b. Verificación de las irregularidad en planta con la E.030-2003

IRREGULARIDADES EN PLANTA-NORMA E.030-2003		
<p>Irregularidad Torsional: Se considerará sólo en edificios con diafragmas rígidos en los que el desplazamiento promedio de algún entrepiso exceda del 50% del máximo permisible indicado en la Tabla N°8 del Artículo 15 (15.1). (norma) En cualquiera de las direcciones de análisis, el desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos, en un extremo del edificio, es mayor que 1,3 veces el promedio de éste desplazamiento relativo máximo que simultáneamente se obtiene en el extremo opuesto</p>		<p>Se evaluará una vez que se conozcan los desplazamientos laterales de la edificación</p>
<p>Esquinas Entrantes: La configuración en planta y el sistema resistente de la estructura, tienen esquinas entrantes, cuyas dimensiones en ambas direcciones, son mayores que el 20 % de la correspondiente dimensión total en planta.</p>		<p>Según la vista en planta del edificio podemos notar que tiene esquinas entrantes cuyas dimensiones en ambas direcciones son: Dirección xx : L=4.15m=31% de la dimension total >20% Dirección yy : L=4.65m=37% de la dimension total >20% SI PRESENTA</p>
<p>Discontinuidad del Diafragma: Diafragma con discontinuidades abruptas o variaciones en rigidez, incluyendo áreas abiertas mayores a 50% del área bruta del diafragma.</p>		<p>Este edificio no presenta ninguna abertura en el centro, solo unas esquinas entrantes en ambos lados, pero la suma de ambos no llega al 50% del total del área de diafragma del piso. NO PRESENTA</p>

Según la verificación de irregularidades en altura para ambas norma de este edificio clasifica como regular por ahora.

Podemos ver que para las verificaciones disponibles en planta, la edificación clasifica como **irregular** en ambas normas, debido a que presenta esquinas entrantes en sus dos direcciones mayores al 20% de cada dimensión.

En consecuencia, se tiene una **ESTRUCTURA IRREGULAR**.

1. **Coefficiente de Reducción de la Fuerza Sísmica-Norma E.030-2014.**

Entonces los valores de I_a y I_p por ser irregular por el momento, porque luego del análisis sísmico se corroborara las irregularidades en altura y en planta.

- $I_a=1$ tanto en el eje x ,eje y
- $I_p=0.9$ tanto en el eje x , eje y

Con lo mencionando anteriormente, el coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas, R , se calculara multiplicando el coeficiente básico de reducción, R_o , con los factores de irregularidad que estén presentes.

$$R = R_o \cdot I_a \cdot I_p$$

- $R_x = R_{ox} \cdot I_a \cdot I_p = 6 \times 1 \times 0.9 = 5.4$
- $R_y = R_{oy} \cdot I_a \cdot I_p = 7 \times 1 \times 0.9 = 6.3$

2. **Coefficiente de Reducción de la Fuerza Sísmica-E.030-2003**

Con esta norma solo hay un factor por irregularidad que es **3/4 (70%)** en ambas direcciones.

El coeficiente de reducción se obtiene multiplicando el coeficiente elegido preliminarmente y multiplicarlos por su factor por irregularidad.

$$R = 3/4 \times R$$

- $R_x = 3/4 \times R_x = 3/4 \times 6 = 4.5$
- $R_y = 3/4 \times R_y = 3/4 \times 7 = 5.25$

4.2.2.4 Peso de la Edificación

Para calcular el peso de la edificación, se ha considerado el metrado de cargas verticales realizado en el capítulo anterior, tanto para las cargas muertas (cm), como para las cargas vivas (cv) de la estructura. Las masas se obtienen dividiendo el peso entre la aceleración de la gravedad $g=9.81\text{m/s}^2$.

La norma E.030, numeral 4.3, nos señala que para edificaciones de categoría C, el peso de cada piso se obtendrá considerando la masa correspondiente a la carga permanente más el 25% del peso debido a la carga viva en los pisos típicos y la azotea.

En la Tabla 36 se resume el peso de toda la edificación por cada nivel:

Tabla 36. Resumen del peso total de edificio.

NIVEL	PESO CM (ton)	PESO CV (ton)	CM+0.25CV (ton)
5	188.04	30.72	195.73
4	301.70	61.45	317.06
3	301.70	61.45	317.06
2	301.70	61.45	317.06
1	301.70	61.45	317.06
PESO TOTAL(Ton)			1463.95

Total peso del edificio (4pisos tipicos+ultimo piso)	1463.95Ton
--	-------------------

Fuente: Elaboración propia

4.2.2.5 Excentricidad Accidental

Debido a la incertidumbre en la localización de los centros de masa (donde se aplican las fuerzas horizontales en cada nivel la N.T.E. E.030 en sus dos versiones indica que tanto para el análisis estático como para el análisis modal se debe considerar una excentricidad accidental en cada nivel igual al 5% de la dimensión total del edificio en la dirección perpendicular a la de la acción de las fuerzas.

Como se puede observar en la Tabla 37, la dimensión de la dirección X es 12.15 m y en la dirección Y es 11.96 m. Por lo tanto, las excentricidades para cada dirección serán:

Tabla 37.Ubicación del centro de masas

	posición del centro de masas	longitud del edificio	excentricidad accidental	posición final del centro de masas
X(m)	12.15	15.53	0.78	12.93
Y(m)	11.93	22.40	1.12	13.05

Fuente: Elaboración propia

4.2.2.6 Procedimiento de Análisis del Edificio.-

Existen dos procedimientos el análisis estático y el análisis dinámico.

1. El Análisis Estático:

Se emplea sólo para estructuras clasificadas como regulares de no más de 45m de altura e irregulares si tiene estructuras de concreto armado no más de 15m de altura, estas condiciones no han cambiado en ambas normas.

2. El Análisis Dinámico

Es aplicable a cualquier tipo de estructura. Estas condiciones también no han cambiado en ambas normas.

Se decido utilizar ambos procedimientos. Del análisis estático se determinó la fuerza cortante en la base para cada dirección de análisis, para luego poder compararla con los valores de las fuerzas cortantes en la base obtenidas del análisis dinámico.

Como la edificación es convencional **el análisis dinámico** se realizó mediante el procedimiento de combinación espectral, también llamado análisis por combinación modal espectral.

4.2.2.6.1 Análisis Estático:

La cortante en la base de la estructura se considera como una fracción del peso de la edificación. La E.030 2014 y 2003, establece que el cortante basal (V) es igual a:

$$V = \frac{ZUCS}{R} P$$

Dónde:

- V basal= Cortante basal en cada una de las direcciones de análisis
- Z, U, S, C, R= Coeficientes definidos para la estructura en los pasos anteriores para casa norma.

- P = Peso del edificio.

Para cada una de las direcciones de análisis, el cortante en la base del edificio es según cada norma, como se muestran en la Tabla 38 para la E.030-2014 y la Tabla 39 para la E.030-2003:

Tabla 38. Cálculo de la cortante basal en la dirección X y Y con la E.030-2014

PARAMETROS: NORMA E.030-2014			EJE X-X	EJE Y-Y
Factor de zona	Zona 4	Z=	0.45	0.45
Factor de uso	Categoría C.	U=	1.00	1.00
Factor de suelos	S1	S=	1.00	1.00
Periodo de suelo		Tp=	0.40	0.40
		TL=	2.50	2.50
Altura de la edificación		hn=	13.00	13.00
Coeficiente Ct (pórticos y muros)		Ct=	60.00	60.00
Periodo de la estructura (T=hn/Ct)		T=	0.22	0.22
Factor de amplificación sísmica		T<Tp	cumple	cumple
Si T<Tp entonces: C=2.50		C=	2.50	2.50
Coeficiente Básico de Reducción		Ro=	6.00	7.00
Factor de irregularidad en altura		Ia=	1.00	1.00
Factor de irregularidad en planta		Ib=	0.90	0.90
Coef. de Reducción de la Fza Sísmica		R=Ro.Ia.Ib=	5.4	6.3
Peso total de la estructura (ton)		P=	1463.97	1463.97
V=(ZUCS/R)*P (ton)		V=	304.99	261.42

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 39. Cálculo de la cortante basal en la dirección X y Y con la E.030-2003

PARAMETROS: NORMA E.030-2003			EJE X-X	EJE Y-Y
Factor de zona	3	Z=	0.4	0.4
Factor de uso	Categoría C.	U=	1.00	1.00
Factor de suelos	S1	S=	1.00	1.00
Periodo de suelo		Tp=	0.40	0.40
Altura de la edificación		hn=	13.00	13.00
Coeficiente Ct (pórticos y muros)		Ct=	60.00	60.00
Periodo de la estructura (T=hn/Ct)		T=	0.22	0.22
Factor de amplificación sísmica		C=4.54<2.5	El máximo	El máximo
C=2.5(Tp/T)=4.54<C=2.5 entonces: C=2.50		C=	2.5	2.5
Coef. de Reducción de la Fza Sísmica R		R=	6.00	7.00
Coef. de Reducción de la Fza Sísmica		3/4R=	4.50	5.25
Peso total de la estructura (ton)		P=	1463.97	1463.97
V=(ZUCS/R)*P (ton)		V=	325.33	278.85

Fuente: Elaboración propia.

- **Fuerzas Horizontales de Nivel**

El cortante basal obtenido en el punto anterior se distribuye en los diferentes niveles de la edificación, de acuerdo con lo señalado en la E.030-20014 y E.030-2003 y la distribución en altura de la fuerza sísmica se realiza de acuerdo a lo indicado por la expresión:

1. Norma E.030-2014

$$\alpha_i = \frac{P_i \cdot (h_i)^k}{\sum_j^n (h_j)^k}$$

Donde K es un exponente relacionado con el periodo fundamental de vibración de la estructura (T), en la dirección considerada, que se calcula de acuerdo ha:

- a) para T menor o igual a 0.50 segundos: K=1.0
- b) para T mayor que 0.50 segundos: K= (0.75+0.5T) <2.00

Para nuestro caso T=0.324<0.50segundos entonces K=1.00

2. Norma E.030-2003

Mostramos a continuación la distribución de la cortante basal en los diversos niveles de acuerdo a la norma NTE 030-2003:

$$F_i = \frac{P_i x h_i}{\sum_j^n P_j \cdot h_j} \cdot (V - F_a)$$

$$F_a = 0.07 \cdot T \cdot V \leq 0.15V$$

Fa: debería aplicarse como fuerza concentrada en la parte superior de la estructura.

Como en nuestro caso el periodo es inferior T=0.324< 0.7 seg, entonces no consideramos el factor Fa.

En la Tabla 40 y Tabla 41 se muestran la comparación de la distribución de las cortantes estáticas y momento de volteo en la dirección X, en cada nivel para la Norma E.030-2014 y E.030-2003 respectivamente:

Tabla 40. Distribución de la cortante basal por cada nivel en la dirección X

Nivel	hi	Σh	P	P x h	Ph/ΣPh	Fx	Vx	Mx
5° Piso	2.60	13.00	195.73	2544.49	0.24	71.93	71.94	0.00
4° Piso	2.60	10.40	317.06	3297.42	0.31	93.22	165.16	187.03
3° Piso	2.60	7.80	317.06	2473.07	0.23	69.91	235.08	616.45
2° Piso	2.60	5.20	317.06	1648.71	0.15	46.61	281.69	1227.65
1° Piso	2.60	2.60	317.06	824.36	0.08	23.30	304.99	1960.04
base	0.00	0	1463.97	10788.05		304.99		2753.02

Fuente: Elaboración propia

Tabla 41. Distribución de la cortante basal por cada nivel en la dirección X

Nivel	hi	Σh	P	P x h	Ph/ΣPh	Fx	Vx	Mx
5° Piso	2.60	13.00	195.73	2544.49	0.24	76.73	76.73	0.00
4° Piso	2.60	10.40	317.06	3297.42	0.31	99.44	176.17	199.50
3° Piso	2.60	7.80	317.06	2473.07	0.23	74.58	250.75	657.55
2° Piso	2.60	5.20	317.06	1648.71	0.15	49.72	300.47	1309.49
1° Piso	2.60	2.60	317.06	824.36	0.08	24.86	325.33	2090.71
base	0.00	0	1463.97	10788.05		325.33		2936.56

Fuente: Elaboración propia

En la Tabla 42 y Tabla 43 se muestran la comparación de la distribución de las cortantes estáticas y momento de volteo en la dirección Y, en cada nivel para la Norma E.030-2014 y E.030-2003 respectivamente.

Tabla 42. Distribución de la cortante basal por cada nivel en la dirección Y

Nivel	hi	Σh	P	P x h	Ph/ΣPh	Fy	VY	My
5° Piso	2.600	13.00	195.70	2544.49	0.24	61.66	61.66	0.00
4° Piso	2.600	10.40	317.06	3297.42	0.31	79.90	141.57	160.32
3° Piso	2.600	7.80	317.06	2473.06	0.23	59.92	201.49	528.38
2° Piso	2.600	5.20	317.06	1648.71	0.15	39.95	241.45	1052.27
1° Piso	2.600	2.60	317.06	824.35	0.08	19.97	261.42	1680.03
base	0.00	0	1463.97	10788.05		261.42		2359.73

Fuente: Elaboración propia

Tabla 43. Distribución de la cortante basal por cada nivel en la dirección Y

Nivel	hi	Σh	P	P x h	Ph/ΣPh	Fy	VY	My
5° Piso	2.600	13.00	195.73	2544.49	0.24	65.77	65.77	0.00
4° Piso	2.600	10.40	317.06	3297.42	0.31	85.23	151.00	171.00
3° Piso	2.600	7.80	317.06	2473.06	0.23	63.92	214.93	563.61
2° Piso	2.600	5.20	317.06	1648.71	0.15	42.61	257.54	1122.42
1° Piso	2.600	2.60	317.06	824.35	0.08	21.30	278.85	1792.03
base	0.00	0	1463.97	10788.05		278.85		2517.05

Fuente: Elaboración propia

En la Figura 35 se ilustra la comparación de cortante en cada piso en la dirección X con ambas normas.

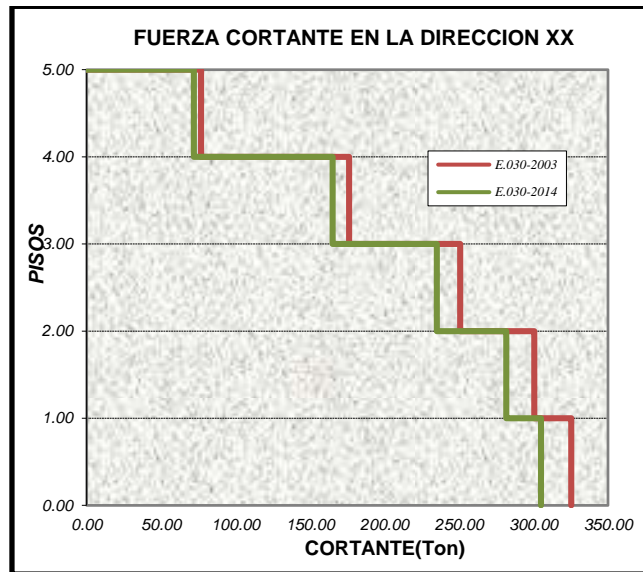


Figura 35. Comparación de fuerzas Cortantes por piso en X (caso estático)

Fuente: Elaboración propia

En la Figura 36 se ilustra la comparación de cortante en cada piso en la dirección Y con ambas normas.

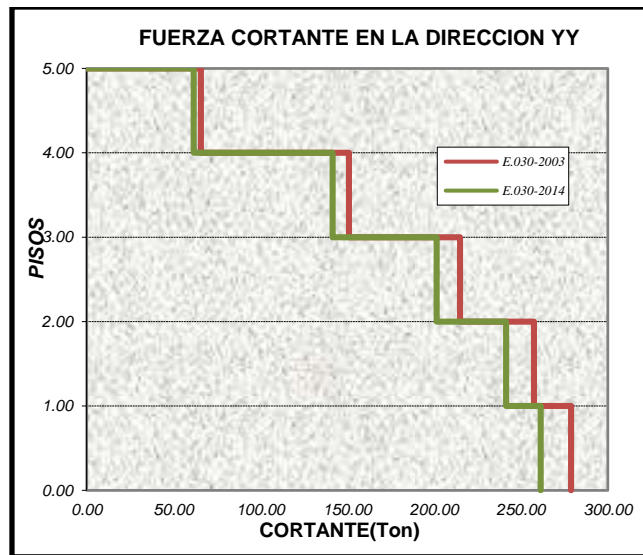


Figura 36. Comparación de las Cortantes por piso en Y (caso estático)

Fuente: Elaboración propia

En esta comparación para cada dirección entre ambas normas la que tiene menor cortante en cada piso es la del E.030-2014 en ambas direcciones.

En la Figura 37. se ilustra la comparación el Momento de volteo en cada piso alrededor de Y con ambas normas.

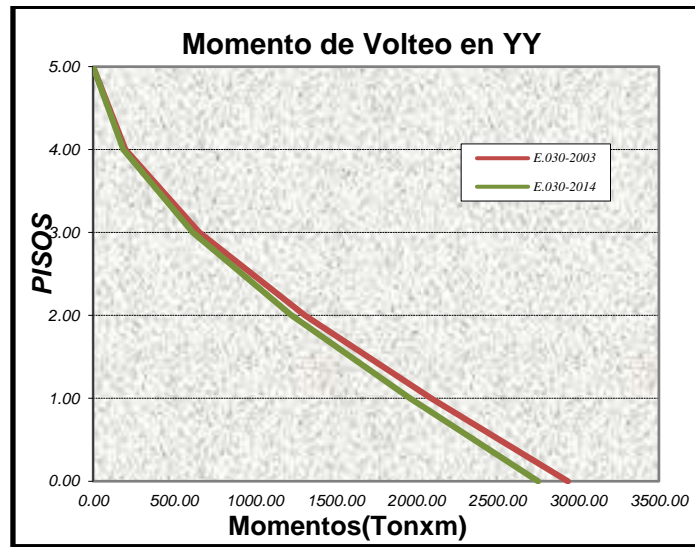


Figura 37.comparación de momentos de volteo por piso en YY(caso estático)

Fuente: Elaboración propia

En la Figura 38. se ilustra la comparación el Momento de volteo en cada piso alrededor de X con ambas normas.

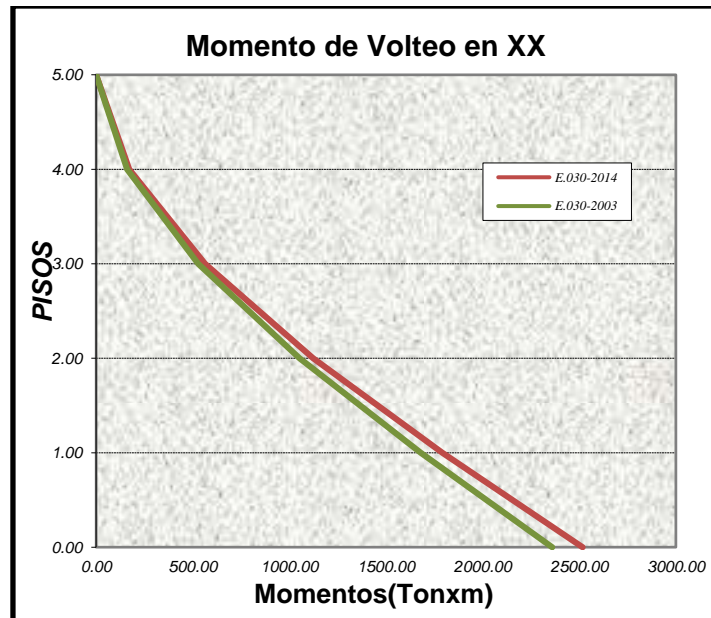


Figura 38.Comparación de momentos de volteo por piso en XX(caso estático)

Fuente: Elaboración propia

Como se puede observar el momento de volteo con la norma E.030-2014 tiene un menor efecto en ambas direcciones.

Hasta ahora la norma E.030-2003 ha presentado mayor efecto tanto en cortantes por piso y momentos de volteo en comparación con el proyecto de Norma E.030-2014 para el caso estático.

4.2.2.6.2 Análisis Dinámico:

En el caso de edificaciones convencionales se utilizará el procedimiento de combinación espectral. El espectro de aceleraciones queda definido en cada dirección horizontal con la Norma E.030-2014 y E.030-2003:

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} g$$

Dónde:

- Sa= Aceleración espectral.
- Z, U, S, C, R= Coeficientes definidos para la estructura en paso previos a esta parte.

Para el análisis en la dirección vertical podrá usarse un espectro con valores iguales a los 2/3 del espectro empleado para la dirección horizontales.

En la Figura 39 se hace una comparación de la forma de los espectro de diseño para la Norma E.030-2014 vs E.030-2003. Para la dirección X.

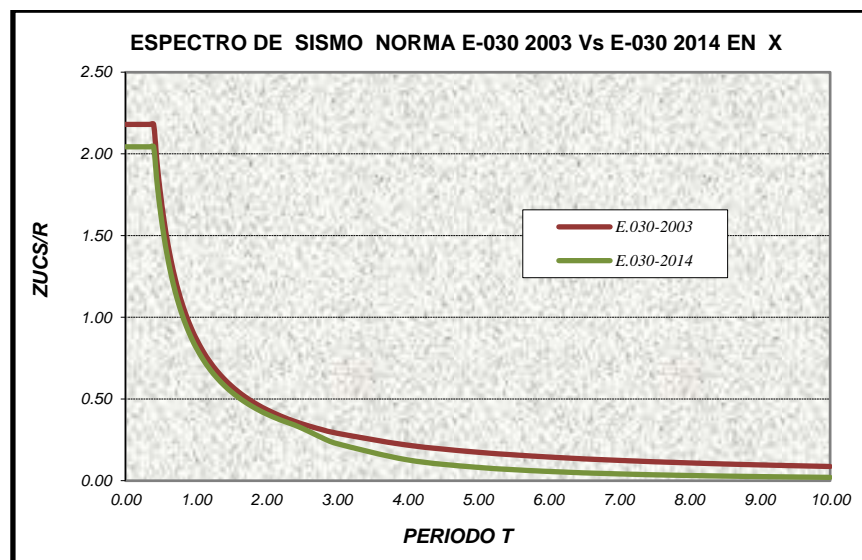


Figura 39. Comparación de los espectros de diseño con las dos normas en la dirección X

Fuente: Elaboración propia

En la Figura 40 se hace una comparación de la forma de los espectro de diseño para la Norma E.030-2014 vs E.030-2003. Para la dirección Y.

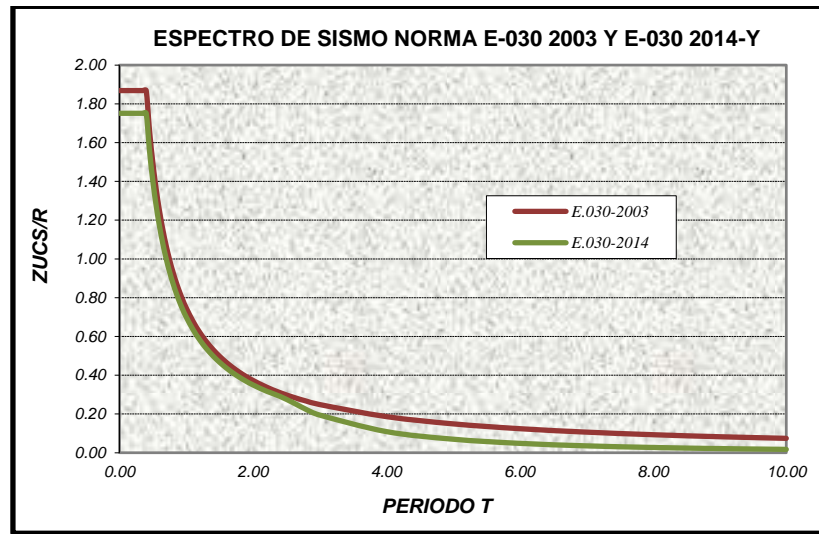


Figura 40. Comparación de los espectros de diseño con las dos normas en la dirección Y.

Fuente: Elaboración propia

En esta comparación en ambas direcciones superponiendo las normas para Cada caso. Se aprecia que las aceleraciones máximas son menores con el espectro de la Norma E.030-2014 en comparación a la E.030-2003. Esto nos da una idea de que posiblemente los efectos que causen dentro de la estructura sean menores esfuerzos en comparación al diseño con la Norma E.030-2003, lo cual se verificara más adelante y constara cuanto es esta variación y si causa efecto económico en el diseño de las secciones.

Los resultados del análisis modal fueron los siguientes:

Tabla 44. desplazamiento de modos con sus periodos respectivos.

Modo	Periodo seg	UX	UY
1	0.324	0.7527	0.0001
2	0.277	0.0003	0.0329
3	0.254	2.59E-05	0.7177
4	0.069	0.1802	3.31E-06
5	0.063	0.0007	0.0045
6	0.056	3.85E-05	0.179
7	0.03	0.0442	0.0001
8	0.029	0.0027	0.0032
9	0.025	1.10E-05	0.0437
10	0.019	0.0006	0.0015
11	0.018	0.0146	0.0001
12	0.017	4.16E-06	0.0135
13	0.014	0.0001	0.0007
14	0.014	0.0038	3.30E-05
15	0.013	5.57E-06	0.003

Fuente: Elaboración propia

En la Tabla 45 se muestra los diferentes periodos para cada modo de vibración así como el porcentaje participativo de masa .El periodo fundamental de la estructura en la dirección X queda definido por el modo 1 y en la dirección Y por el modo 3.

Tabla 45. Periodos máximos en el primer pisos

Dirección	Periodo(seg)	%masa
XX	0.324	0.7527
YY	0.254	0.7177

Fuente: Elaboración propia

Con estos periodos calculares los coeficientes de amplificación sísmica (C)

Los valores de la respuesta elástica máxima esperada (r), que pueden ser esfuerzos o deformaciones, que arroja el programa EtabsV15, han sido

calculados como una combinación del efecto conjunto de todos los modos de vibración (r_i) obtenidos. La norma E.030, numeral 18.2(c), establece el criterio de superposición modal, en función de la suma de valores absolutos y la media cuadrática usando la siguiente expresión

$$r = 0,25 \cdot \sum_{i=1}^m |r_i| + 0,75 \cdot \sqrt{\sum_{i=1}^m r_i^2}$$

Alternativamente, la respuesta máxima se podrá estimar mediante la combinación cuadrática completa (CQC) de los valores calculados para cada modo, el cual calcula automáticamente el programa EtabsV15 y en tal caso se sugiere emplearla con 5% de amortiguamiento.

Se calcula las cortantes y momentos volteos para el espectro de diseño de le E.030-2014 en X como se muestra en la Tabla 46.

Tabla 46. cortantes y momentos debido a cortante dinámico en X-E.030-2003

Piso	Load Case/Combo	Ubicación	VX	VY	MX	MY
			tonf	tonf	tonf-m	tonf-m
5° Piso	DINXX Max	Base	73.88	0.91	2.38	192.10
4° Piso	DINXX Max	Base	148.46	1.71	6.66	573.40
3° Piso	DINXX Max	Base	200.28	2.26	12.25	1082.60
2° Piso	DINXX Max	Base	234.74	2.64	18.75	1674.71
1° Piso	DINXX Max	Base	252.08	2.90	25.84	2310.47

Fuente: Elaboración propia

También se calcula las cortantes y momentos volteos para el espectro de diseño de le E.030-2003 en X como se muestra en la Tabla 47.

Tabla 47. cortantes y momentos debido a cortante dinámico en X-E030-2003

Story	Load Case/Combo	Ubicación	VX	VY	MX	MY
			tonf	tonf	tonf-m	tonf-m
5° Piso	DINXX Max	Base	78.96	0.98	2.54	205.30
4° Piso	DINXX Max	Base	158.66	1.83	7.12	612.81
3° Piso	DINXX Max	Base	214.05	2.41	13.09	1157.01
2° Piso	DINXX Max	Base	250.87	2.84	20.03	1789.83
1° Piso	DINXX Max	Base	269.41	3.10	27.62	2469.29

Fuente: Elaboración propia

Se calcula las cortantes y momentos volteos para el espectro de diseño de le E.030-2014 en Y como se muestra en la Tabla 48.

Tabla 48.cortantes y momentos debido a cortante dinámico en Y-E.030-2014

Story	Load Case/Combo	Location	VX	VY	MX	MY
			tonf	tonf	tonf-m	tonf-m
<i>5° Piso</i>	DINYY Max	Bottom	0.7818	62.3465	162.1008	2.0326
<i>4° Piso</i>	DINYY Max	Bottom	1.4488	125.4534	484.5657	5.6589
<i>3° Piso</i>	DINYY Max	Bottom	1.9284	169.0432	914.2881	10.4185
<i>2° Piso</i>	DINYY Max	Bottom	2.2719	197.999	1413.2692	15.9796
<i>1° Piso</i>	DINYY Max	Bottom	2.4977	212.5079	1948.6424	22.084

Fuente: Elaboración propia

También se calcula las cortantes y momentos volteos para el espectro de diseño de le E.030-2014 en Y como se muestra en la Tabla 48.

Tabla 49.cortantes y momentos debido a cortante dinámico en Y -E030-2003

Story	Load Case/Combo	Location	VX	VY	MX	MY
			tonf	tonf	tonf-m	tonf-m
<i>5° Piso</i>	DINYY Max	Bottom	0.8328	66.4171	172.6844	2.1653
<i>4° Piso</i>	DINYY Max	Bottom	1.5434	133.6443	516.2031	6.0284
<i>3° Piso</i>	DINYY Max	Bottom	2.0543	180.08	973.9821	11.0987
<i>2° Piso</i>	DINYY Max	Bottom	2.4202	210.9263	1505.5417	17.0229
<i>1° Piso</i>	DINYY Max	Bottom	2.6608	226.3825	2075.8694	23.5259

Fuente: Elaboración propia

En la Figura 41 se ilustra la comparación de cortante en cada piso en la dirección X con ambas normas.

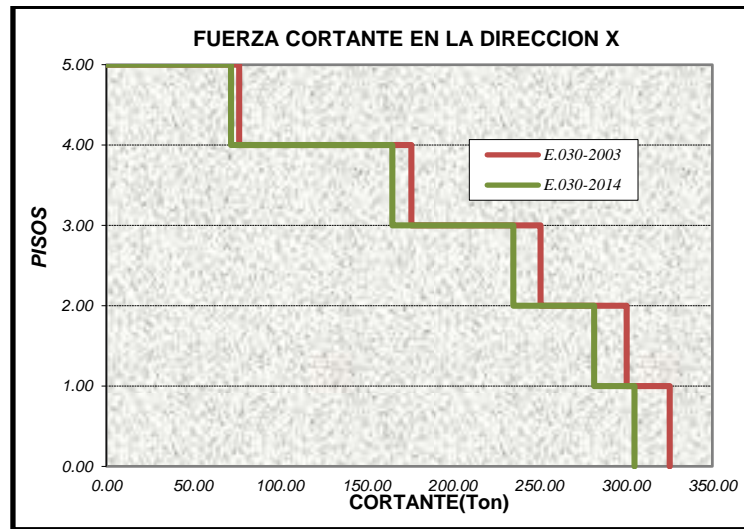


Figura 41. Comparación de cortantes con las dos normas en X (caso dinámico)

Fuente: Elaboración propia

En la Figura 42 se ilustra la comparación de cortante en cada piso en la dirección Y con ambas normas.

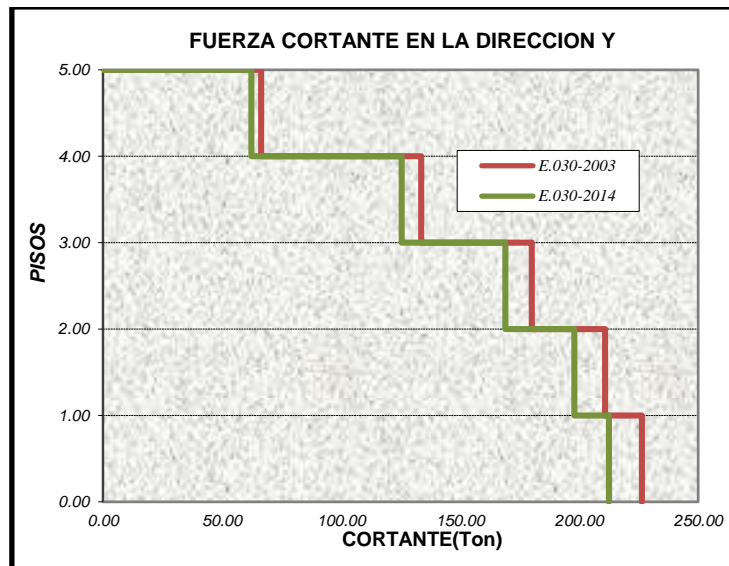


Figura 42. Comparación de cortantes con las dos normas en Y (caso dinámico)

Fuente: Elaboración propia

En esta comparación para cada dirección entre ambas normas la que tiene menor cortante en cada piso es la del E.030-2014, en comparación a la E.030-2003, ambas tienen mayor tendencia es en la dirección X.

En la Figura 44. Se ilustra la comparación el Momento de volteo en cada piso alrededor de Y con ambas normas.

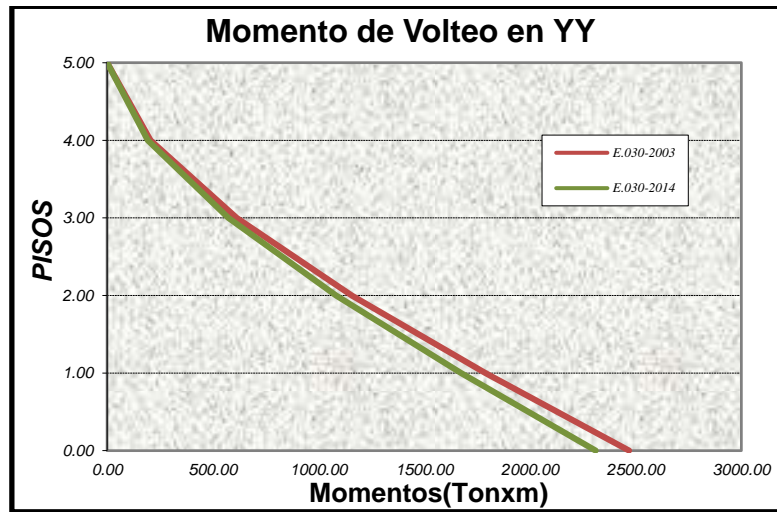


Figura 43.comparación de momentos de volteo con las dos normas en Y (caso dinámico)

Fuente: Elaboración propia

En la Figura 45. Se ilustra la comparación el Momento de volteo en cada piso alrededor de Y con ambas normas.

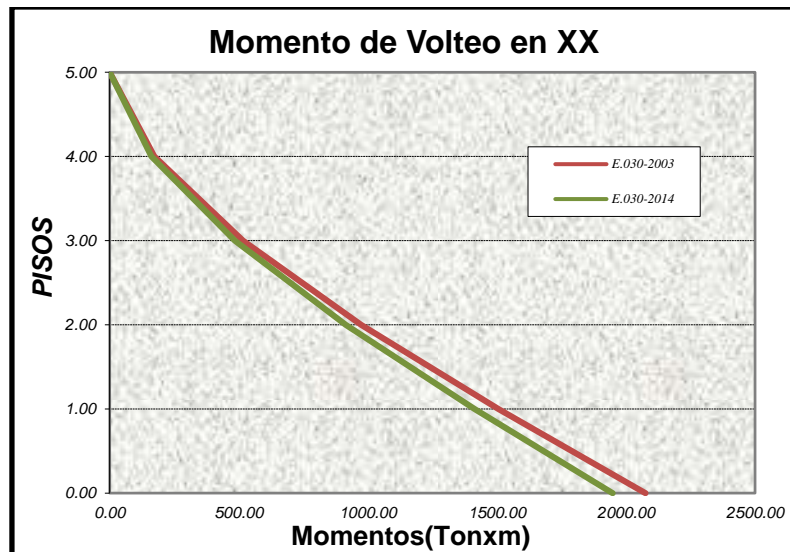


Figura 44.comparación de momentos de volteo con las dos normas en X(caso dinámico)

Fuente: Elaboración propia

Como se puede observar el momento de volteo con la norma E.030-2003 Tiene un mayor efecto en ambas direcciones. Y es más crítico al redor del eje YY ósea en la dirección XX donde solo resisten las placas.

4.2.2.7 Cortante Mínimo en la base (Vmin)

De acuerdo con lo establecido por la norma E.030-2014 y E.30-2003, para cada una de las direcciones consideradas en el análisis, la fuerza cortante en la base del edificio no podrá ser menor que el 80% del valor calculado de acuerdo al procedimiento estático indicado por la Norma para estructuras regulares, ni menor que el 90% para estructuras irregulares. De ser necesario incrementar el cortante para cumplir los mínimos señalados, se deberán escalar proporcionalmente todos los otros resultados obtenidos, excepto los desplazamientos.

$$f = \frac{0.9V_{estatico}}{V_{dinamico}}, \quad f \geq 1$$

Fuerzas Cortantes en la Base del Edificio

Se hace una comparación de las cortantes mínimas con las Tablas 50 y Tabla51 para las normas E.030-2014 y E.030-2003 respectivamente.

Tabla 50. Fuerza cortante en la base del edificio para el norma E.030-2014

Dirección de análisis	Vestatico (ton)	Vdinamico (ton)	90%Vestatico (ton)	Factor de Ajuste
X-X	304.99	252.08	274.49	1.089
Y-Y	261.42	212.50	235.28	1.107

Fuente: Elaboración propia

Tabla 51. Fuerza cortante en la base del edificio para el norma E.030-2003

Dirección de análisis	Vestatico (ton)	Vdinamico (ton)	90%Vestatico (ton)	Factor de Ajuste
X-X	325.33	269.41	292.80	1.087
Y-Y	278.85	226.38	250.97	1.109

Fuente: Elaboración propia

Como se puede apreciar en los dos sentidos de análisis, el cortante basal obtenido en el análisis dinámico es menor que el 90%, del cortante basal del hallado con el análisis estático para estructuras irregulares, por lo que será necesario escalar las fuerzas halladas con los factores de ajuste en cada norma y cada dirección.

4.2.2.8 Control de Desplazamientos Laterales.

Los desplazamientos laterales máximos producto de la combinación modal obtenidos en los diferentes pisos del edificio se muestran en la tabla a continuación. Los desplazamientos laterales obtenidos del análisis dinámico han sido multiplicados por:

1. Norma E.030-2014

- 0.75 veces el valor de R para las estructuras regulares
- 0.85 veces el valor de R para estructuras irregulares,
De manera de obtener los desplazamientos reales.

2. Norma E.030-2003

- 0.75 veces el valor de R para las estructuras regulares e irregulares
De manera de obtener los desplazamientos reales.

A continuación se muestran la Tabla 52 y la Tabla 53 donde se hace la verificación de los desplazamientos máximos con cada Norma E.030-2014 y E.030-2003 en la dirección X para el caso dinámico.

Tabla 52. desplazamiento lateral permisibles en X-E030-2014

DESPLAZAMIENTOS LATERALES (E.030-2014)						
Deriva de entrepiso máxima permitida		0.007			Rx= 5.4	
PISO	Desplazamiento del CM elástico	Desplazamiento Inelástico elásticox0.85xR	Desplazamiento Entrepiso inelástico(d)	Altura de cada piso he(m)	Deriva de cada piso d/he	Verificación <0.007
5	0.00901	0.04137	0.00923	2.6	0.00355	cumple
4	0.00700	0.03213	0.00958	2.6	0.00368	cumple
3	0.00491	0.02256	0.00928	2.6	0.00357	cumple
2	0.00289	0.01327	0.00804	2.6	0.00309	cumple
1	0.00114	0.00524	0.00524	2.6	0.00201	cumple

Fuente: Elaboración propia

Tabla 53. desplazamiento lateral permisibles en X-E030-2003

DESPLAZAMIENTOS LATERALES (E.030-2003)

Deriva de entrepiso máxima permitida	0.007	Rx=	4.5
--------------------------------------	--------------	-----	-----

PISO	Desplazamiento del CM elástico	Desplazamiento Inelástico elásticox0.75xR	Desplazamiento Entrepiso inelástico(d)	Altura de cada piso he(m)	Deriva de cada piso d/he	Verificación <0.007
5	0.00963	0.03250	0.00725	2.6	0.00279	cumple
4	0.00748	0.02525	0.00753	2.6	0.00289	cumple
3	0.00525	0.01773	0.00729	2.6	0.00281	cumple
2	0.00309	0.01043	0.00631	2.6	0.00243	cumple
1	0.00122	0.00412	0.00412	2.6	0.00158	cumple

Fuente: Elaboración propia

En la Tabla 54 y la Tabla 55 se hace la verificación de los desplazamientos máximos con cada Norma E.030-2014 y E.030-2003 en la dirección Y para el caso dinámico

Tabla 54. desplazamiento lateral permisibles en Y-E030-2014

DESPLAZAMIENTOS LATERALES (E.030-2014)

Deriva de entrepiso máxima permitida	0.007	Ry=	6.3
--------------------------------------	--------------	-----	-----

PISO	Desplazamiento del CM elástico	Desplazamiento Inelástico elásticox0.75xR	Desplazamiento Entrepiso inelástico(d)	Altura de cada piso he(m)	Deriva de cada piso d/he	Verificación <0.007
5	0.00478	0.02559	0.00575	2.6	0.00221	cumple
4	0.00371	0.01984	0.00606	2.6	0.00233	cumple
3	0.00257	0.01378	0.00586	2.6	0.00226	cumple
2	0.00148	0.00791	0.00487	2.6	0.00187	cumple
1	0.00057	0.00305	0.00305	2.6	0.00117	cumple

Fuente: Elaboración propia

Tabla 55..Desplazamientos laterales permisibles en Y-E030-2003

DESPLAZAMIENTOS LATERALES (E.030-2003)

Deriva de entrepiso máxima permitida	0.007	Ry=	5.25
--------------------------------------	--------------	-----	------

PISO	Desplazamiento del CM elástico	Desplazamiento Inelástico elásticox0.75xR	Desplazamiento Entrepiso inelástico(d)	Altura de cada piso he(m)	Deriva de cada piso d/he	Verificación <0.007
5	0.00509	0.02005	0.00450	2.6	0.00173	cumple
4	0.00395	0.01554	0.00475	2.6	0.00183	cumple
3	0.00274	0.01079	0.00460	2.6	0.00177	cumple
2	0.00157	0.00620	0.00381	2.6	0.00147	cumple
1	0.00061	0.00239	0.00239	2.6	0.00092	cumple

Fuente: Elaboración propia

En ambas dirección cumple con el límite de deriva establecido tanto para la norma E.030-2014 y E.030-2003, pero de ambos desplazamiento el que más se aleja es calculado con E.030-2014 en la dirección X, debido a que en esa dirección solo está resistiendo las placas ante una sollicitación sísmica siendo menos rígido que la dirección Y, esto se puede notar en la Figura 45 y Figura 46.

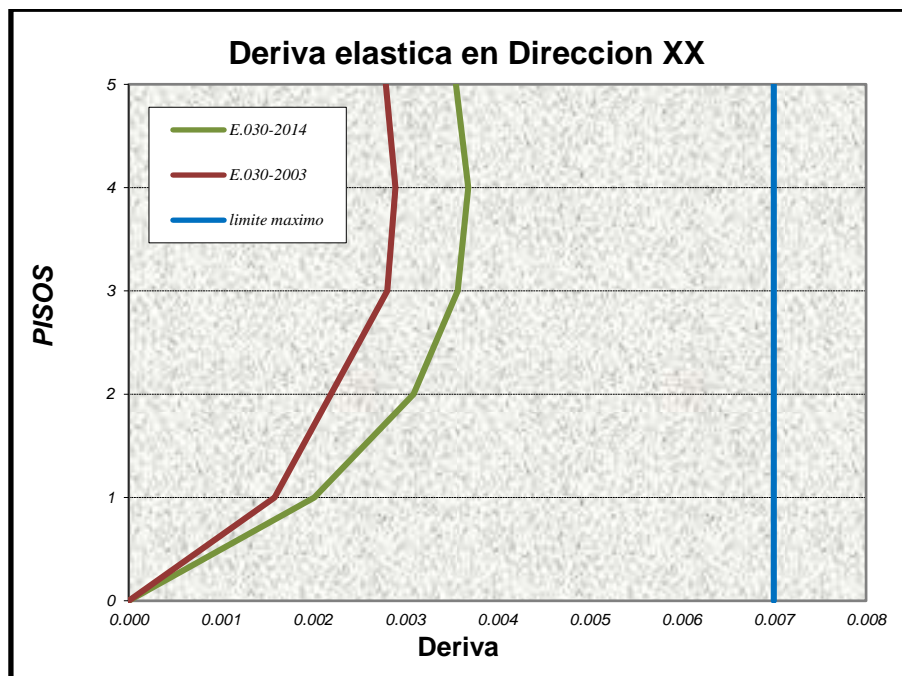


Figura 45.comparación de las derivas máximas con las dos normas en X (caso dinámico)

Fuente: Elaboración propia

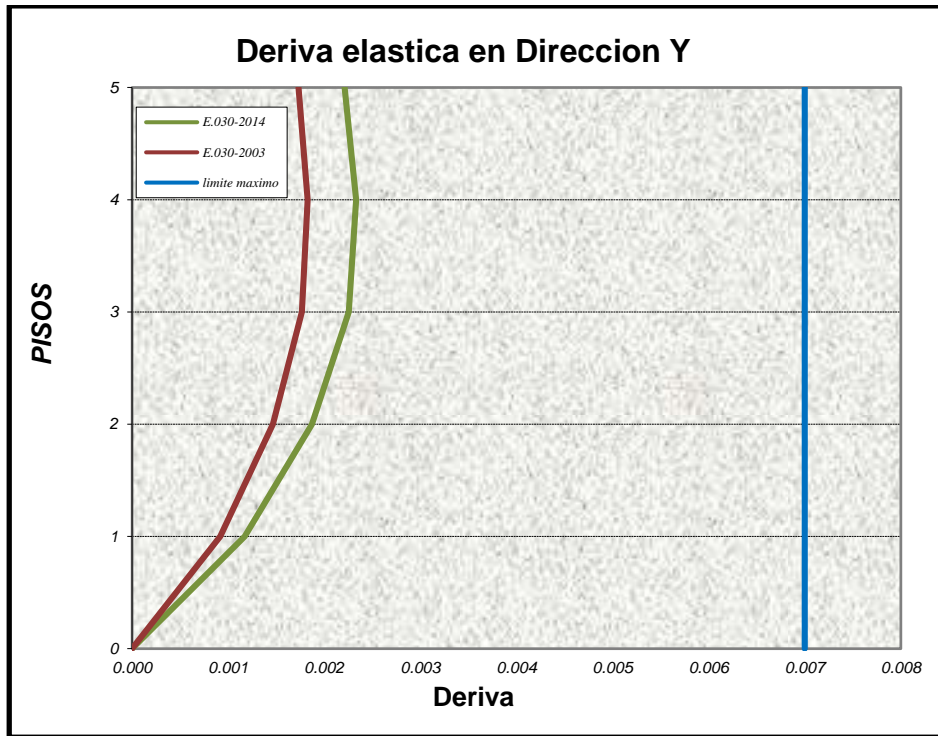


Figura 46.comparación de las derivas máximas con las dos normas en Y (caso Dinámico)

Fuente: Elaboración propia

Como vemos en las Figura 45 y 46 el edificio en la dirección X es bastante flexible, pero logra satisfacer los límites máximos de la norma peruana. Por el contrario, la dirección Y tiene desplazamientos mínimos, principalmente por la gran cantidad de placas de corte y pórticos en esta dirección

4.2.2.9 Irregularidad Torsional en Planta

1. Norma E.030-2014

Se considera esta irregularidad en edificios con diafragmas rígidos en los que el desplazamiento promedio de algún entrepiso exceda el 50% del máximo permisible (0.007); y a la vez en cualquiera de las dos direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental, es mayor que 1,5 veces el desplazamiento relativo del extremo opuesto del mismo entrepiso para la misma condición de carga.

Respetando lo indicado en esta Norma se procedió a verificar los dos requisitos para evitar las irregularidades torsionales en planta para la dirección X y Y , que se muestran en la Tabla 56 y Tabla 57.

2. Norma E.030-2003

Se considera esta irregularidad en edificios con diafragmas rígidos en los que el desplazamiento promedio de algún entrepiso exceda el 50% del máximo permisible (0.007); y a la vez en cualquiera de las dos direcciones de análisis, el desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos en un extremo del edificio, es mayor que 1.3 veces el promedio de este desplazamiento relativo máximo con el desplazamiento que simultáneamente se obtiene en el extremo opuesto.

De igual manera según lo indicado en esta Norma se procedió a verificar los dos requisitos para evitar las irregularidades torsionales en planta para la dirección X y Y, que se muestran en la Tabla 58 y Tabla 59.

Tabla 56. Comprobación de irregularidades torsional en X con la E.030-2014

COMPROBACION DE LA IRREGULARIDADES TORSIONAL-E.030-2014

Coefficiente de reduccion.(R) en Direccion X-	5.4
Coefficiente de reduccion.(R) en Direccion Y-	6.3

Deriva permisible	0.007
Deriva permisible	0.007

1°verificacion: Desplazamiento.Prom.Entre piso<0.5 deriva Permisiblexhe

2°verificacion:Desplazamiento.Max.Entre piso<1.5.Prom.entre Piso

CORRECCION =0.85R

*nota:si cumple con las 2 condiciones anteriores la estructura es regular

DIRECCION X-X

Piso	Desplazamiento de los extremos del entrepiso				Des.Max.(m)	Des.Min.(m)	Des.Max.(m)	Des.Min.(m)	Desp.(m)	Desp.Prom.(m)	Desp.Max.(m)	he	1°	2°	irregularidad
	X1(m)	Y1(m)	X2(m)	Y2(m)	ETABSV15	ETABSV15	REAL	REAL	prom.Real	Entre piso.	Entre piso.	(m)	verificacion	verificacion	torsional
5	0.00826	0.00092	0.00901	0.00092	0.00901	0.00826	0.04137	0.03791	0.03964	0.00803	0.00919	2.6	si cumple	si cumple	regular
4	0.00676	0.00072	0.00701	0.00072	0.00701	0.00676	0.03218	0.03104	0.03161	0.00847	0.00962	2.6	si cumple	si cumple	regular
3	0.00473	0.00051	0.00491	0.00051	0.00491	0.00473	0.02256	0.02171	0.02213	0.00879	0.00860	2.6	si cumple	si cumple	regular
2	0.00277	0.00304	0.00029	0.00304	0.00304	0.00277	0.01395	0.01273	0.01334	0.00825	0.00872	2.6	si cumple	si cumple	regular
1	0.00108	0.00091	0.00114	0.00091	0.00114	0.00108	0.00524	0.00495	0.00510	0.00510	0.00524	2.6	si cumple	si cumple	regular

Fuente: Elaboración propia

Tabla 57. Comprobación de irregularidades torsional en Y con la E.030-2014

DIRECCION Y-Y

Piso	Desplazamiento de los extremos del entrepiso				Des.Max.(m)	Des.Min.(m)	Des.Max.(m)	Des.Min.(m)	Desp.(m)	Desp.Prom.(m)	Desp.Max.(m)	he	1°	2°	irregularidad
	X1	Y1	X2	Y2	ETABSV15	ETABSV15	REAL	REAL	prom.Real	Entre piso.	Entre piso.	(m)	verificacion	verificacion	torsional
5	0.001785	0.00435	0.001785	0.004779	0.004779	0.004350	0.02559	0.02329	0.02444	0.00546	0.00575	2.6	si cumple	si cumple	regular
4	0.001387	0.003386	0.001387	0.003705	0.003705	0.003386	0.01984	0.01813	0.01899	0.00571	0.00606	2.6	si cumple	si cumple	regular
3	0.000965	0.002386	0.000965	0.002573	0.002573	0.002386	0.01378	0.01278	0.01328	0.00553	0.00586	2.6	si cumple	si cumple	regular
2	0.00055	0.001417	0.000555	0.001478	0.001478	0.001417	0.00791	0.00759	0.00775	0.00477	0.00487	2.6	si cumple	si cumple	regular
1	0.000203	0.000546	0.000208	0.000569	0.000569	0.000546	0.00305	0.00292	0.00299	0.00299	0.00305	2.6	si cumple	si cumple	regular

Fuente: Elaboración propia

Tabla 58.Comprobacion de irregularidades torsional en X con la E.030-2003

COMPROBACION DE LA IRREGULARIDADES TORSIONAL E.030-2003

Coefficiente de reduccion.(R) en Direccion X-	4.5
Coefficiente de reduccion.(R) en Direccion Y-	5.25

Deriva permisible	0.007
Deriva permisible	0.007

1°verificacion: Desplazamiento.Prom.Entre piso<0.5 deriva Permisiblexhe

2°verificacion:Desplazamiento.Max.Entre piso<1.3.Prom.entre Piso

CORRECCION =0.75R

*nota:si cumple con las 2 condiciones anteriores la estructura es **regular**

DIRECCION X-X

Piso	Desplazamiento de los extremos del entrepiso				Des.Max.(m)	Des.Min.(m)	Des.Max.(m)	Des.Min.(m)	Desp.(m)	Desp.Prom.(m)	Desp.Max.(m)	he	1°	2°	irregularidad
	X1	Y1	X2	Y2	ETABSV15	ETABSV15	REAL	REAL	prom.Real	Entre piso.	Entre piso.	(m)	verificacion	verificacion	torsional
5	0.00933	0.00099	0.00963	0.00099	0.00963	0.00933	0.03250	0.03148	0.03199	0.00717	0.00725	2.6	si cumple	si cumple	regular
4	0.00723	0.00077	0.00748	0.00077	0.00748	0.00723	0.02525	0.02439	0.02482	0.00743	0.00753	2.6	si cumple	si cumple	regular
3	0.00506	0.00055	0.00525	0.00055	0.00525	0.00506	0.01773	0.01706	0.01739	0.00718	0.00729	2.6	si cumple	si cumple	regular
2	0.00296	0.00033	0.00309	0.00033	0.00309	0.00296	0.01043	0.01000	0.01022	0.00621	0.00631	2.6	si cumple	si cumple	regular
1	0.00115	0.00013	0.00122	0.00013	0.00122	0.00115	0.00412	0.00389	0.00400	0.00400	0.00412	2.6	si cumple	si cumple	regular

Fuente: Elaboración propia

Tabla 59.Comprobacion de irregularidades torsional en Y con la E.030-2003.

DIRECCION Y-Y

Piso	Desplazamiento de los extremos del entrepiso				Des.Max.(m)	Des.Min.(m)	Des.Max.(m)	Des.Min.(m)	Desp.(m)	Desp.Prom.(m)	Desp.Max.(m)	he	1°	2°	irregularidad
	X1	Y1	X2	Y2	ETABSV15	ETABSV15	REAL	REAL	prom.Real	Entre piso.	Entre piso.	(m)	verificacion	verificacion	torsional
5	0.00190	0.00463	0.00190	0.00509	0.005091	0.004634	0.02005	0.01825	0.01915	0.00427	0.00450	2.6	si cumple	si cumple	regular
4	0.00148	0.00361	0.00148	0.00395	0.003947	0.003608	0.01554	0.01421	0.01487	0.00447	0.00475	2.6	si cumple	si cumple	regular
3	0.00103	0.00254	0.00103	0.00274	0.002741	0.002541	0.01079	0.01001	0.01040	0.00433	0.00460	2.6	si cumple	si cumple	regular
2	0.00059	0.00151	0.00059	0.00157	0.001574	0.001509	0.00620	0.00594	0.00607	0.00373	0.00381	2.6	si cumple	si cumple	regular
1	0.00022	0.00058	0.00022	0.00061	0.000606	0.000582	0.00239	0.00229	0.00234	0.00234	0.00239	2.6	si cumple	si cumple	regular

Fuente: Elaboración propia

Se ha verificado el efecto de torsión por las cargas sísmicas para cada norma, donde se observa que los desplazamientos máximos y promedio de entrepiso en planta, son mayores para la Norma E.030-2014, hasta ahora se observa que la modificación de calcular el R_o , a traído como resultado de que los desplazamiento tanto en planta como en elevación se incrementa con la norma E.030-2014 en comparación al E.030-2003

- **Fuerzas Internas en las Estructuras**

A continuación mostramos las fuerzas internas (carga axial, fuerza cortante y momento flector) de algunos de los elementos que forman parte de nuestra estructura entre ellas están nuestras muestras de investigación, luego de aplicar los factores de amplificación necesarios para obtener como mínimo el 90% del caso estático en las fuerzas del caso dinámico esto para las estructuras que presentan cargas más críticas en cada dirección y que luego serán diseñadas.

CARGAS DE DISEÑO POR SISMO TRIDIMENSIONAL-COLUMNAS Y PLACAS

COLUMNAS: En la Tabla 60 y Tabla 61 se muestra las demandas sísmicas en la dirección X para la Columna C-19, con las Normas E.030-2014 y E.030-2003 respectivamente.

Tabla 60. Fuerzas y momentos para columna C-19 por sismo X con la E.030-2014

Tipo de carga	Estático	Dinámico	Factor de Escala	Estático	Dinámico
Carga	100%	100%		90%	escalado
Pc	-38.89	33.11	1.09	-35.00	36.06
Px	-13.94	12.58	1.11	-12.54	13.92
Vx	1.69	1.40	1.09	1.52	1.53
Vy	-1.85	1.59	1.11	-1.67	1.76
Mx	-2.64	2.27	1.09	-2.38	2.48
My	2.10	1.74	1.11	1.89	1.93

Fuente: Elaboración propia

Tabla 61. Fuerzas y momentos para columna C-19 por sismo X con la E.030-2003

Tipo de carga	Estático	Dinámico	Factor de Escala	Estático	Dinámico
Carga	100%	100%		90%	escalado
Px	-41.48	35.39	1.087	-37.34	38.47
Py	-14.87	13.40	1.109	-13.38	14.86
Vx	1.80	1.50	1.087	1.62	1.63
Vy	-1.98	1.70	1.109	-1.78	1.88
Mx	-2.82	2.42	1.087	-2.54	2.63
My	2.24	1.86	1.109	2.01	2.07

Fuente: Elaboración propia

PLACAS: En la Tabla 62 y Tabla 63 se muestra las demandas sísmicas en la dirección X y Y respectivamente para la Placa PL-5, con la Norma E.030-2014 y del mismo modo en la Tabla 64 y Tabla 65 para la dirección X y Y. Con la E.030-2003

Tabla 62. Fuerzas y momentos para la placa PL-5 por sismo X con la E.030-2014

PLACA 6					
Tipo de carga	Estático	Dinámico	Factor de Escala	Estático	Dinámico
	100%	100%		90%	escalado
Px	-37.14	31.79	1.089	-33.43	34.62
Py	10.71	9.26	1.107	9.64	10.26
Vx	49.72	41.85	1.089	44.75	45.57
Vy	8.81	7.65	1.107	7.93	8.47
Mx	20.32	17.73	1.089	18.29	19.31
My	276.17	236.61	1.107	248.55	261.92

Fuente: Elaboración propia

Tabla 63. Fuerzas y momentos para la placa PL-5 por sismo Y con la E.030-2014

PLACA 5					
Tipo de carga	Estático	Dinámico	Factor de Escala	Estático	Dinámico
	100%	100%		90%	escalado
Px	-13.42	11.37	1.0890	-12.08	12.38
Py	7.74	6.58	1.1070	6.96	7.28
Vx	-6.07	6.61	1.0890	-5.46	7.20
Vy	39.48	34.26	1.1070	35.53	37.93
Mx	279.93	251.86	1.0890	251.94	274.28
My	-11.16	12.18	1.1070	-10.04	13.48

Fuente: Elaboración propia

Tabla 64. Fuerzas y momentos para la placa PL-5 por sismo X con la E.030-2003

PLACA 6					
Tipo de carga	Estático	Dinámico	Factor de Escala	Estático	Dinámico
	100%	100%		90%	escalado
Px	-39.62	33.98	1.087	-35.65	36.93
Py	11.43	9.87	1.109	10.28	10.94
Vx	53.04	44.73	1.087	47.73	48.62
Vy	9.39	8.15	1.109	8.45	9.04
Mx	21.68	18.89	1.087	19.51	20.53
My	294.58	252.87	1.109	265.12	280.43

Fuente: Elaboración propia

Tabla 65. Fuerzas y momentos para la placa PL-5 por sismo Y con la E.030-2014

PLACA 5					
Tipo de carga	Estático	Dinámico	Factor de Escala	Estático	Dinámico
	100%	100%		90%	escalado
Px	-14.31	12.15	1.087	-12.88	13.20
Py	8.25	7.01	1.109	7.43	7.77
Vx	-6.47	7.07	1.087	-5.82	7.68
Vy	42.11	36.50	1.109	37.90	40.48
Mx	298.59	268.31	1.087	268.73	291.65
My	-11.90	13.01	1.109	-10.71	14.43

Fuente: Elaboración propia

CARGAS DE DISEÑO POR SISMO-TRIDIMENSIONAL-VIGAS (VIGA DEL EJE E-E)

En la Tabla 66 y Tabla 67 se muestra la demanda sísmica por sismo en Y con la Norma E.030-2014 para la viga del eje E-E

Tabla 66.Fuerzas y momentos para la viga del eje 1 al 9 con Sismo en Y con la E.030-2014(primer tramo)

Tipo de Carga	Viga entre eje 1 y 2					Viga entre eje 2 y 3					Viga entre eje 3 y 5A				
	Estatico	Dinamico	Factor de Escala	Estatico	Dinamico	Estatico	Dinamico	Factor de Escala	Estatico	Dinamico	Estatico	Dinamico	Factor de Escala	Estatico	Dinamico
	100%	100%		90%	escalado	100%	100%		90%	escalado	100%	100%		90%	escalado
V	1.34	1.18	1.11	1.21	1.30	1.06	0.93	1.11	0.95	1.03	4.07	3.55	1.11	3.66	3.93
M	2.41	2.11	1.11	2.17	2.34	2.56	2.25	1.11	2.30	2.49	-2.23	1.95	1.11	-2.01	2.16

Fuente: Elaboración propia

Tabla 67.Fuerzas y momentos para la viga del eje 1 al 9 con Sismo en Y con la E.030-2014(segundo tramo)

Tipo de Carga	Viga entre eje 5A y 6					Viga entre eje 6 y 8					Viga entre eje 8 y 9				
	Estatico	Dinamico	Factor de Escala	Estatico	Dinamico	Estatico	Dinamico	Factor de Escala	Estatico	Dinamico	Estatico	Dinamico	Factor de Escala	Estatico	Dinamico
	100%	100%		90%	escalado	100%	100%		90%	escalado	100%	100%		90%	escalado
V	2.07	1.80	1.11	1.87	1.99	1.13	1.00	1.11	1.02	1.10	1.42	1.25	1.11	1.28	1.38
M	-2.45	2.12	1.11	-2.20	2.35	2.67	2.35	1.11	2.40	2.60	-2.28	2.00	1.11	-2.05	2.21

Fuente: Elaboración propia

En la Tabla 66 y Tabla 67 se muestra la demanda sísmica por sismo en Y con la Norma E.030-2003 para la viga del eje E-E

Tabla 68.Fuerzas y momentos para la viga del eje 1 al 9 con Sismo en Y con la E.030-2003(primer tramo)

Tipo de Carga	Viga entre eje 1 y 2					Viga entre eje 2 y 3					Viga entre eje 3 y 5A				
	Estatico	Dinamico	Factor de Escala	Estatico	Dinamico	Estatico	Dinamico	Factor de Escala	Estatico	Dinamico	Estatico	Dinamico	Factor de Escala	Estatico	Dinamico
	100%	100%		90%	escalado	100%	100%		90%	escalado	100%	100%		90%	escalado
V	1.43	1.25	1.11	1.29	1.39	1.19	0.99	1.11	1.07	1.10	4.34	3.78	1.11	3.91	4.18
M	2.57	2.25	1.11	2.31	2.49	2.70	2.40	1.11	-2.43	2.65	-2.38	2.08	1.11	-2.14	2.30

Fuente: Elaboración propia

Tabla 69.Fuerzas y momentos para la viga del eje 1 al 9 con Sismo en Y con la E.030-2003(segundo tramo)

Tipo de Carga	Viga entre eje 5A y 6					Viga entre eje 6 y 8					Viga entre eje 8 y 9				
	Estatico	Dinamico	Factor de Escala	Estatico	Dinamico	Estatico	Dinamico	Factor de Escala	Estatico	Dinamico	Estatico	Dinamico	Factor de Escala	Estatico	Dinamico
	100%	100%		90%	escalado	100%	100%		90%	escalado	100%	100%		90%	escalado
V	2.21	1.92	1.11	1.99	2.12	1.21	1.06	1.11	1.09	1.18	1.52	1.33	1.11	1.37	1.47
M	-2.61	2.26	1.11	-2.35	2.50	2.85	2.50	1.11	2.56	2.77	-2.43	2.13	1.11	-2.19	2.35

Fuente: Elaboración propia

CARGAS DE DISEÑO POR SISMO-TRIDIMENSIONAL-VIGAS (VIGA DEL EJE 2-2)

En la Tabla 70 y Tabla 71 se muestra la demanda sísmica por sismo en Y con la Norma E.030-2014 para la viga del Eje 2-2

Tabla 70. Fuerzas y momentos para la viga del eje 1al 9 con Sismo en Y con la E.030-2014(primer tramo)

Tipo de Carga	Viga entre eje b y E					Viga entre eje E y F				
	Estático	Dinámico	Factor de Escala	Estático	Dinámico	Estático	Dinámico	Factor de Escala	Estático	Dinámico
	100%	100%		90%	escalado	100%	100%		90%	escalado
V	2.17	2.04	1.11	1.95	2.25	0.46	0.47	1.11	0.42	0.52
M	5.54	5.22	1.11	4.99	5.77	-0.70	0.70	1.11	-0.63	0.77

Fuente: Elaboración propia

Tabla 71. Fuerzas y momentos para la viga del eje 1al 9 con Sismo en Y con la E.030-2014(primer tramo)

Tipo de Carga	Viga entre eje D y E					Viga entre eje E y F				
	Estático	Dinámico	Factor de Escala	Estático	Dinámico	Estático	Dinámico	Factor de Escala	Estático	Dinámico
	100%	100%		90%	escalado	100%	100%		90%	escalado
V	0.45	0.46	1.11	0.41	0.51	2.22	2.08	1.11	2.00	2.30
M	0.69	0.69	1.11	0.62	0.77	-5.77	5.42	1.11	-5.20	6.00

Fuente: Elaboración propia

En la Tabla 72 y Tabla 73 se muestra la demanda sísmica por sismo en Y con la Norma E.030-2003 para la viga del eje E-E

Tabla 72. Fuerzas y momentos para la viga del eje 1al 9 con Sismo en Y con la E.030-2003(primer tramo)

Tipo de Carga	Viga entre eje B y C					Viga entre eje C y D				
	Estático	Dinámico	Factor de Escala	Estático	Dinámico	Estático	Dinámico	Factor de Escala	Estático	Dinámico
	100%	100%		90%	escalado	100%	100%		90%	escalado
V	2.32	2.17	1.11	2.09	2.41	0.49	0.50	1.11	0.44	0.55
M	5.91	5.58	1.11	5.32	6.17	-0.74	0.75	1.11	-0.67	0.83

Fuente: Elaboración propia

Tabla 73. Fuerzas y momentos para la viga del eje 1al 9 con Sismo en Y con la E.030-2003(primer tramo)

Carga	Viga entre eje B y C					Viga entre eje C y D				
	Estático	Dinámico	Factor de Escala	Estático	Dinámico	Estático	Dinámico	Factor de Escala	Estático	Dinámico
	100%	100%		90%	100%	100%	100%		escalado	escalado
V	0.49	0.49	1.11	0.44	0.55	2.37	2.22	1.11	2.13	2.46
M	0.74	0.74	1.11	0.66	0.82	-6.16	5.79	1.11	-5.54	6.41

Fuente: Elaboración propia

4.2.2.10 Juntas de Separación Sísmica.

Esta especificación no ha sufrido variación en la nueva norma E.030-2014 en comparación a lo indicado en la E.030-2003. Indicando que para evitar la colisión entre estructuras vecinas durante un movimiento sísmico, la Norma especifica una distancia mínima (s) que debe ser mayor que los siguientes valores:

a) $2/3$ de la suma de los desplazamientos máximos de los bloques adyacentes.

b) $S > 3$ cm.

c) $s = 3 + 0.004 (h-500)$ (h y s en centímetros)

Donde h es la altura medida desde el nivel del terreno natural hasta el nivel considerado para evaluar s.

Como no se conoce el desplazamiento de los edificios vecinos calcularemos el valor de "s" con los criterios b y c.

$$s = 3 + 0.004 (1300 - 500)$$

$$s = 6.2 \text{ cm.}$$

Por lo tanto la junta de separación sísmica será de 7 cm.

La Norma también especifica la distancia que el edificio debe retirarse de los límites de propiedad adyacentes, esta distancia no debe ser menor que $2/3$ del desplazamiento máximo para el nivel más elevado de la edificación ni menor que $s/2$. El desplazamiento máximo en el 5º piso en la dirección X-X es de 4.14 cm. entonces con los criterios anteriores tenemos:

$$- 2/3 (4.14) = 2.76 \text{ cm.}$$

$$- s/2 = 3.10 \text{ cm.}$$

Por lo tanto el edificio se retirara 4 cm. del límite de propiedad.

4.2.2.11 Estabilidad del Edificio

1. Norma E.030-2014

La Norma indica que la estructura debe resistir el momento de volteo que produce un sismo con un factor de seguridad mayor o igual al 1.2

$$\text{Factor de seguridad} = \text{Momento estabilizante} / \text{Momento volcante} \geq 1.2$$

El Momento estabilizante se calcula como el momento que se opone al volteo desde un extremo de la base del edificio, de tal forma que es igual al peso total multiplicado por la mitad de la longitud en planta de la dirección de análisis como se observa en la Figura 46a.

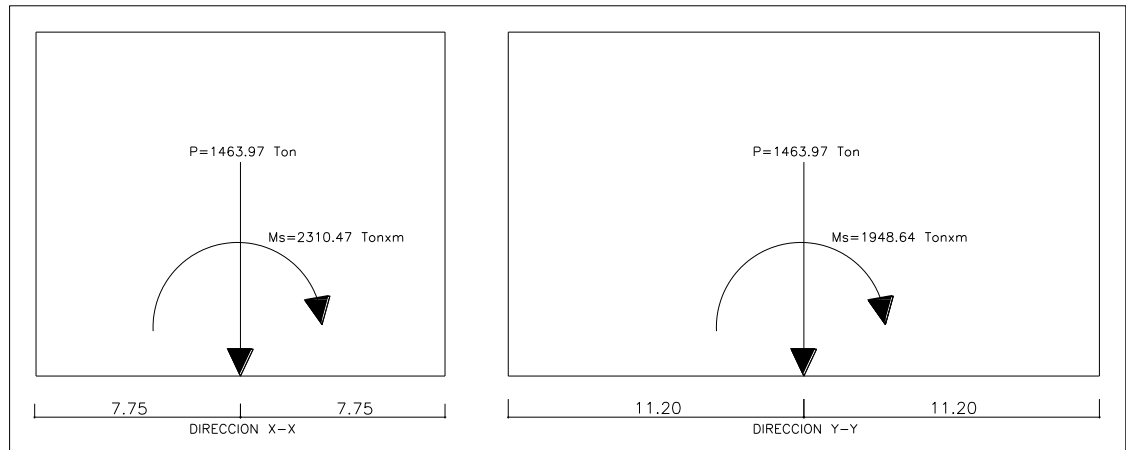


Figura 46.a. Momentos de volteo en X y Y.

Fuente: Elaboración propia

Para Eje X-X: $FS = 1464\text{Ton} \times 7.75 \text{ m} / 2310 \text{ Ton} \cdot \text{m} = 4.91$

Para Eje Y-Y: $FS = 1464\text{Ton} \times 11.20 \text{ m} / 1949 \text{ Ton} \cdot \text{m} = 8.41$

Los factores obtenidos son mayores a 1.2, por lo tanto se comprueba la estabilidad del edificio con la Norma E.030-2014

2. Norma E.030-2003

La Norma indica que la estructura debe resistir el momento de volteo que produce un sismo con un factor de seguridad mayor o igual al 1.5

Factor de seguridad = Momento estabilizante / Momento volcante ≥ 1.5

El Momento estabilizante se calcula como el momento que se opone al volteo desde un extremo de la base del edificio, de tal forma que es igual al peso total multiplicado por la mitad de la longitud en planta de la dirección de análisis como se observa en la Figura 46b.

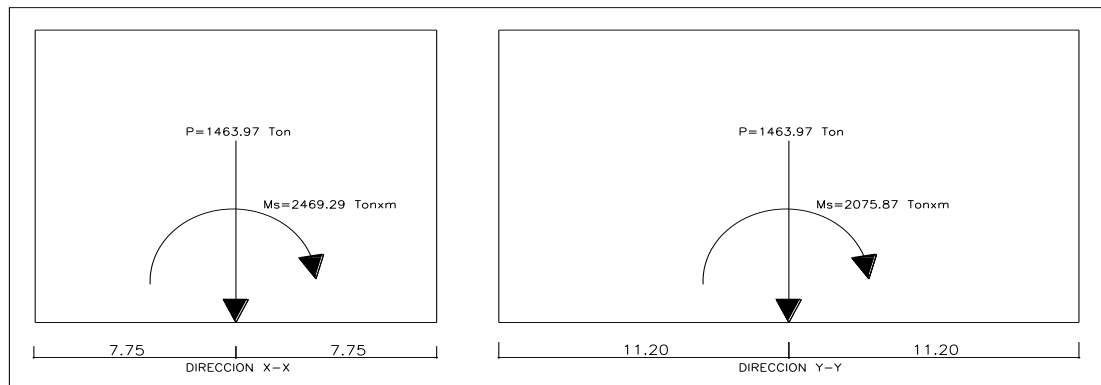


Figura 46.b. Momentos de volteo en X y Y.

Fuente: Elaboración propia

Para Eje X-X: $FS = 1464\text{Ton} \times 7.75 \text{ m} / 2470 \text{ Ton} \cdot \text{m} = 4.59$

Para Eje Y-Y: $FS = 1464\text{Ton} \times 11.20 \text{ m} / 2076 \text{ Ton} \cdot \text{m} = 7.90$

Los factores obtenidos son mayores a 1.5, por lo tanto se comprueba la estabilidad del edificio con la Norma E.030-2003

4.2.2.12 Derminacion del valor de Ro y R.

1. Norma E.030-2014

De acuerdo a una inspección visual de la estructuración del edificio se asumieron los valores de Ro en ambos sentidos, considerando que para X los muros estructurales tomarían más del 80% del cortante total en esa dirección y para Y los muros y pórticos deberían tomar más del 20-80% y 25% de la cortante total respectivamente. A continuación se muestra en la Tabla 73.a. y 73b. los porcentajes absorbidos por los muros estructurales:

Tabla 73.a. verificación del Ro en X

Dirección X-X				
Sistema	Cortante en los Elementos	Cortante Total en la base	%tomado	Valor de Ro
Muros	241.42	252.08	95.77	6

Fuente: Elaboración propia

Tabla 73b. Verificación del Ro en Y

Dirección Y-Y				
Sistema Dual	Cortante en los Elementos	Cortante Total en la base	%tomado	Valor de Ro
Muros	160.38	212.51	75.47	7
Pórtico	55.13	215.51	25.53	

Fuente: Elaboración propia

Por lo tanto los valores de Ro asumidos son correctos

2. Norma E.030-2003

De igual manera a una inspección visual de la estructuración del edificio se asumieron los valores de R en ambos sentidos, considerando que para X los muros estructurales tomarían más del 80% del cortante total en esa dirección y para Y los muros y pórticos deberían tomar más de 75% y 25% de la cortante total respectivamente. A continuación se muestra en la Tabla 73.c. y 73d los porcentajes absorbidos por los muros estructurales:

Tabla 73.c. verificación del Ro en Y

Dirección X-X				
Sistema	Cortante en los Elementos	Cortante Total en la base	%tomado	Valor de R
Muros	258.06	269.41	95.79	6

Fuente: Elaboración propia

Tabla 73.d. verificación del Ro en Y

Dirección Y-Y				
Sistema Dual	Cortante en los Elementos	Cortante Total en la base	%tomado	Valor de R
Muros	169.43	226.38	74.84	7
Pórtico	56.95	226.38	25.15	

Fuente: Elaboración propia

Por lo tanto los valores de R asumidos son correctos

- **RESULTADOS DEL ANALISIS SISMICO**

A continuación se muestra en las Figura 47, 48,49 y 50 las envolventes de los diagramas de momento flector y Figura 51, 52,53 y 54 las envolventes de las fuerza cortante de las combinaciones ultimas que incluye las cargas de sismo en X y Y, de los principales ejes.

DIAGRAMA DE MOMENTOS FLECTORES

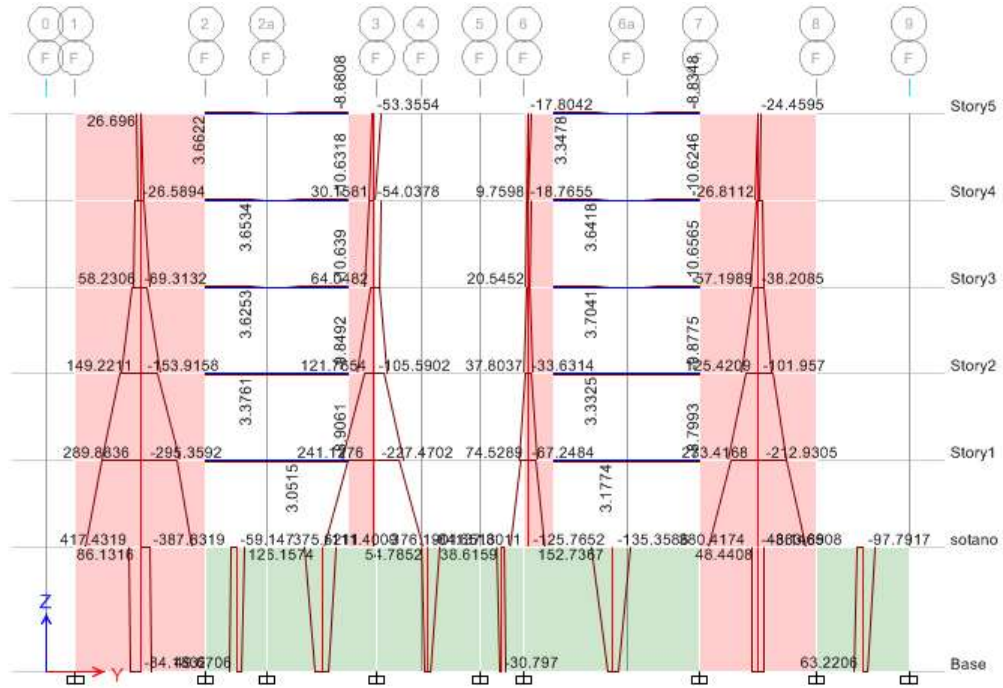


Figura 47. DMF de la placa PL-5 y PL-8 del Eje F

Fuente: EtabsV15,(2015).Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems

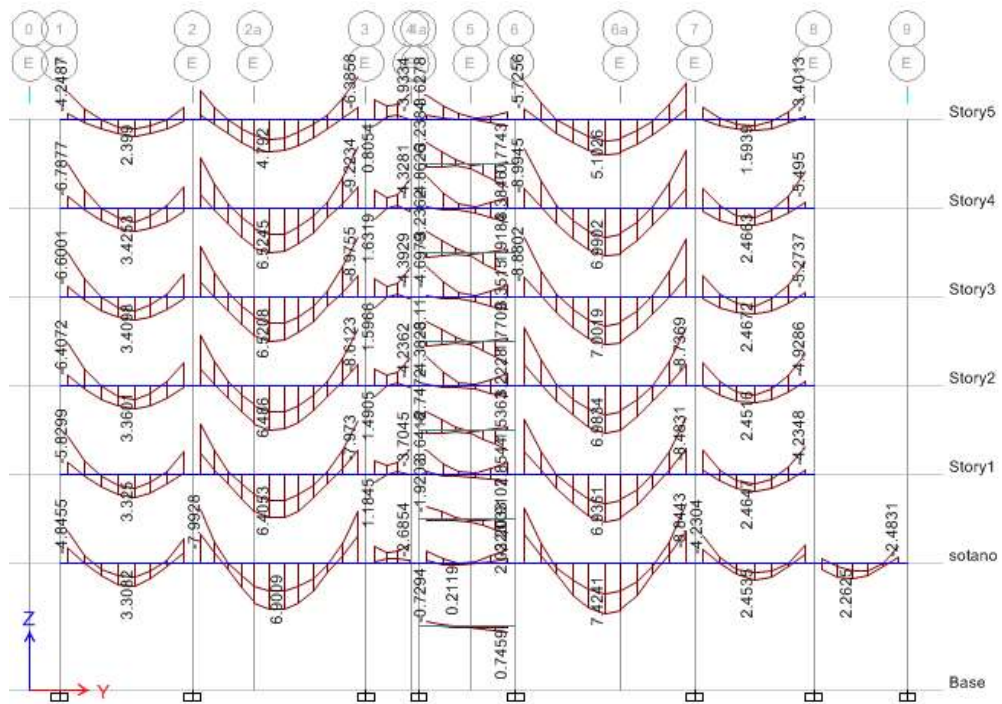


Figura 48. DMF del pórtico del Eje B

Fuente: EtabsV15,(2015).Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems

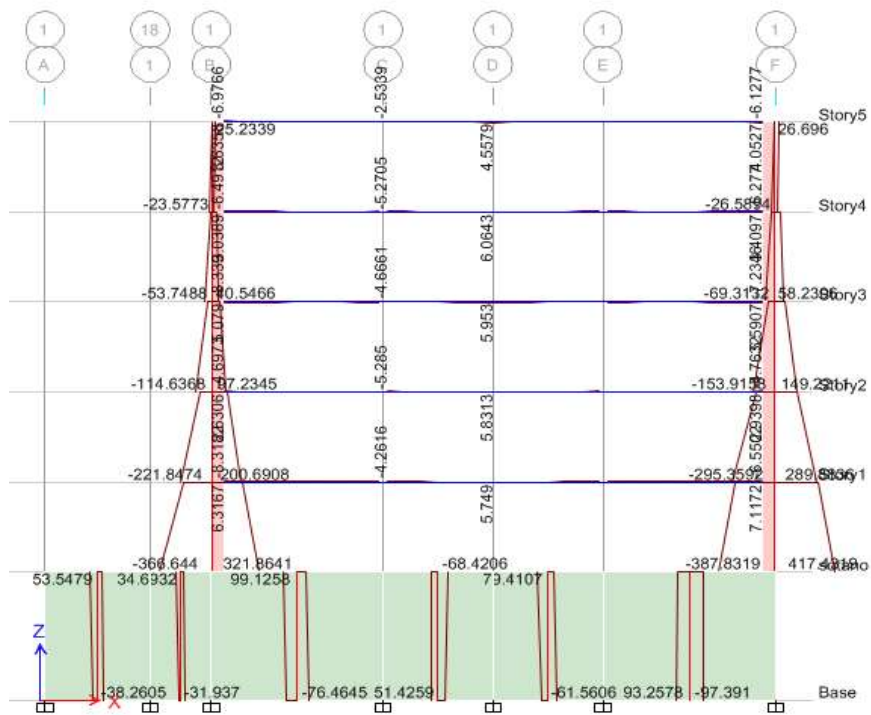


Figura 49.DMF del pórtico de eje 1

Fuente: EtabsV15,(2015).Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems

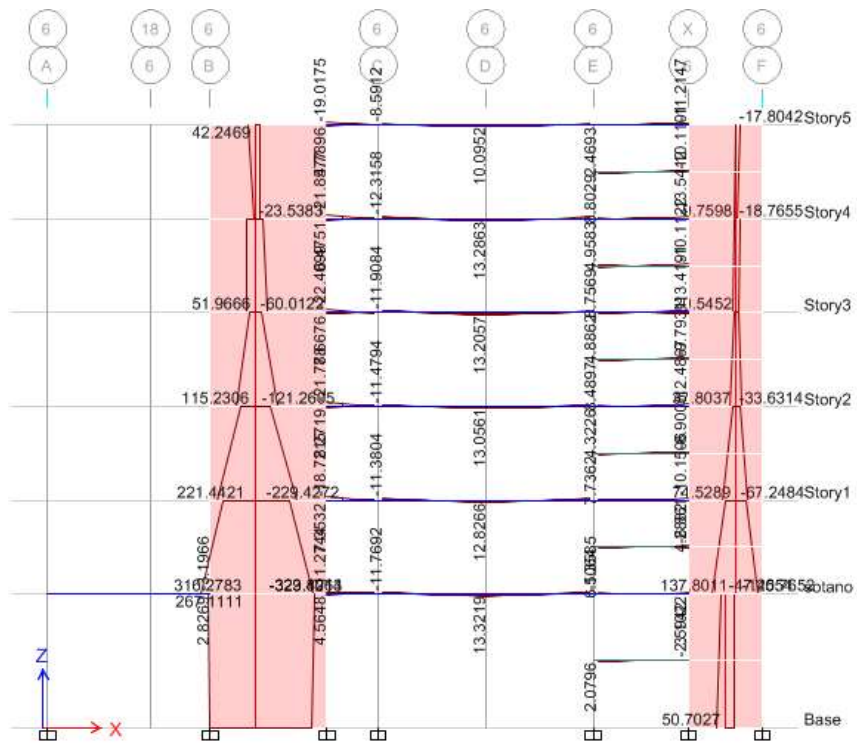


Figura 50.DMF del pórtico del eje 6

Fuente: EtabsV15,(2015).Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems

DIAGRAMA DE FUERZAS CORTANTES

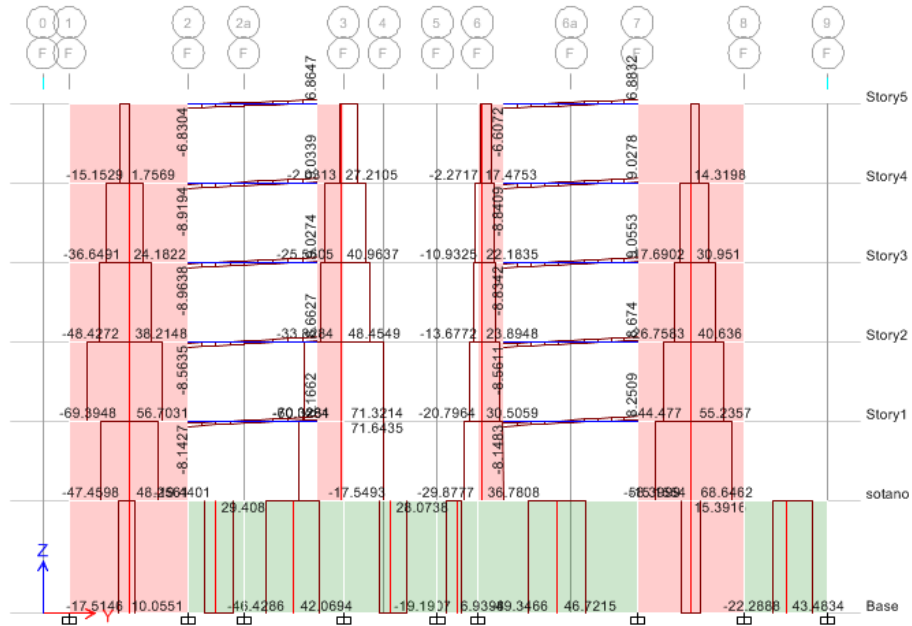


Figura 51.DFC de la placa PL-5 y PL-8 del eje F

Fuente: EtabsV15,(2015).Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems

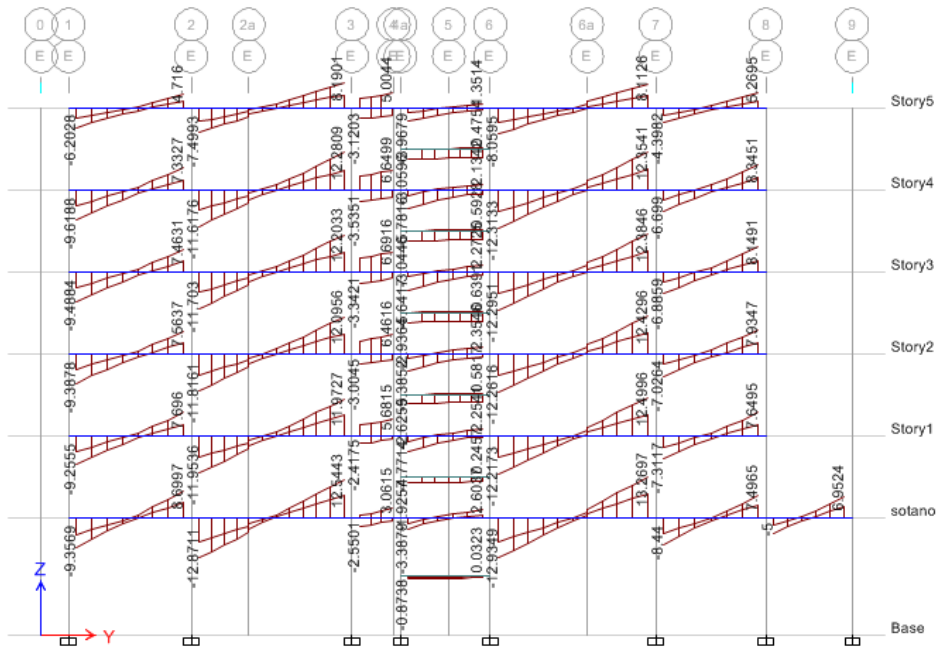


Figura 52.DFC del pórtico del eje E

Fuente: EtabsV15,(2015).Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems

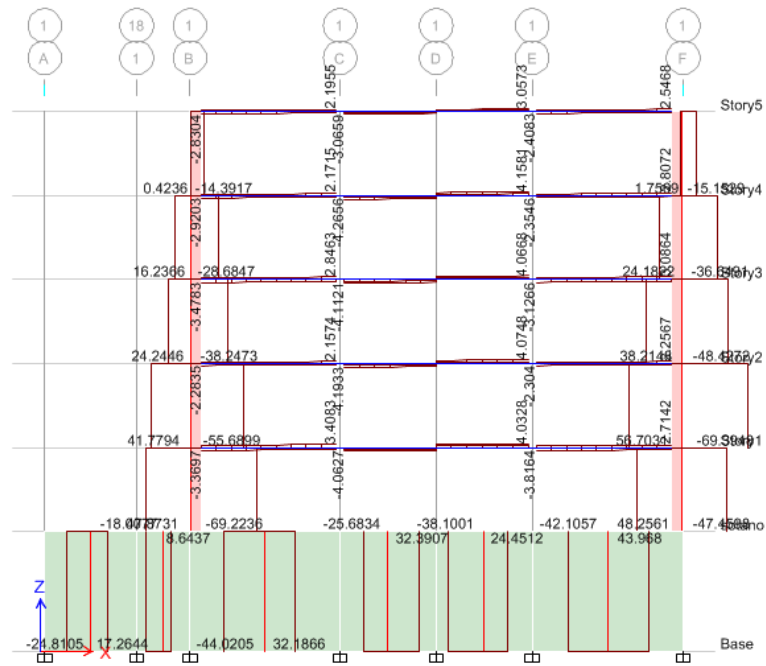


Figura 53.DFC del pórtico del Eje 1

Fuente: EtabsV15,(2015).Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems

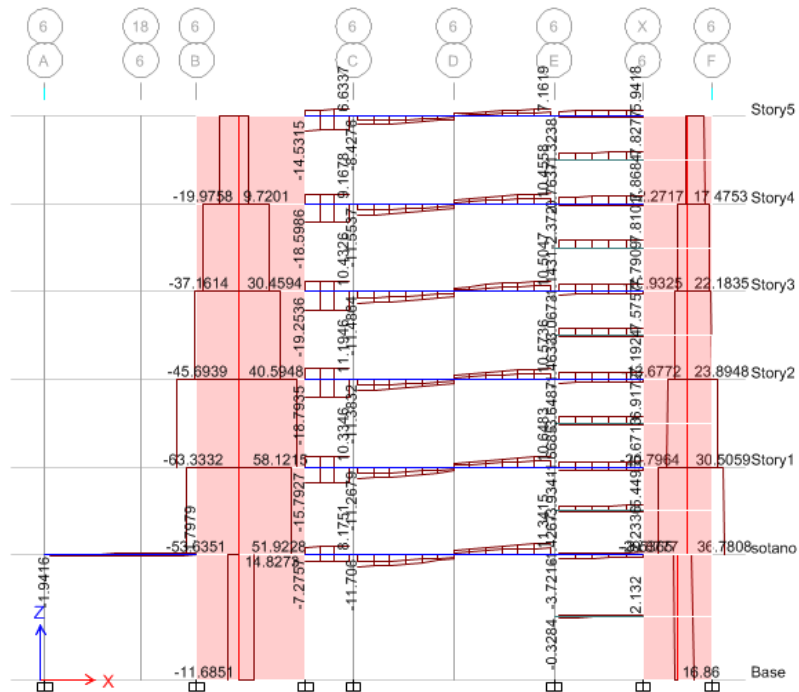


Figura 54.DFC del pórtico del eje 6

Fuente: EtabsV15,(2015).Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems

4.3 Diseño de Elementos Estructurales Bajo Cargas de Gravedad

A. Objetivo.

En este capítulo se presenta el procedimiento de diseño de losas macizas, losas aligeradas, vigas chatas y escaleras, elementos que trabajan básicamente bajo cargas de gravedad y cuyo diseño estructural se efectúa mediante el método de resistencias.

B. Hipótesis de Diseño.

El diseño por resistencia de elementos sujetos a flexión debe satisfacer las condiciones de equilibrio y compatibilidad de deformaciones. Las hipótesis en las cuales se basa este método, son las siguientes:

- a) Las deformaciones en el acero de refuerzo y el concreto se supondrán directamente proporciónales a la distancia del eje neutro.
- b) Existe adherencia entre el concreto y el acero de refuerzo, de tal manera que la deformación del acero es igual a la del concreto adyacente.
- c) La máxima deformación utilizable para el concreto en la fibra extrema a compresión (ϵ_{cu}), se supondrá igual a 0.003.
- d) El esfuerzo en el refuerzo será E_s (módulo de elasticidad del acero) veces la deformación del acero. Para deformaciones mayores a las correspondientes al esfuerzo de fluencia (f_y) del acero, el esfuerzo (f_s); se considerará independiente de la deformación unitaria e igual a f_y .
- e) La resistencia a tracción del concreto no será considerada en los cálculos.
- f) El diagrama esfuerzo-deformación para la zona de esfuerzos de compresión del concreto, se puede definir de acuerdo a las siguientes condiciones:
 - Un esfuerzo constante en el concreto de $0.85 f'_c$ que se supondrá uniformemente distribuido en una zona equivalente de compresión, limitada por los bordes de la sección transversal y una línea recta

paralela al eje neutro, a una distancia $a = \beta_1 \cdot c$ de la fibra de deformación unitaria máxima de compresión.

- La distancia c desde la fibra de deformación unitaria máxima al eje neutro se medirá en dirección perpendicular a dicho eje.
- El factor β_1 deberá tomarse como 0.85 para concretos con resistencias f'_c hasta de 280 Kg/cm². Para resistencias superiores a 280 Kg/cm², β_1 disminuirá a razón de 0.05 por cada 70Kg/cm de aumento de f'_c hasta un valor mínimo de 0.65.

El diseño de las secciones transversales de los elementos sujetos a flexión, deberá basarse en la expresión:

$$MU \leq \phi Mn$$

Dónde:

Mu= Resistencia requerida por flexión en la sección analizada.

MN= Resistencia nominal a la flexión de la sección.

C. Ecuaciones de Diseño para Secciones Rectangulares.

En la sección rectangular sometida a flexión indicada en la siguiente figura, se denomina:

d = Peralte efectivo del elemento.

ρ = cuantía de acero de refuerzo.

b = Ancho del bloque comprimido (ancho de la sección transversal)

A_s = Área de acero en tracción.

c = Profundidad del eje neutro.

a = Profundidad del bloque comprimido rectangular equivalente.

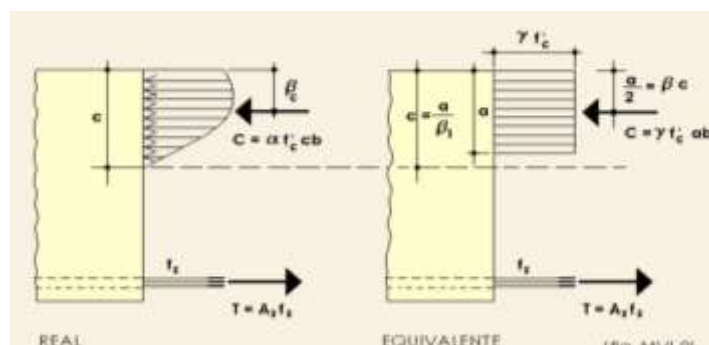


Figura 55. Deformaciones y esfuerzos en una sección rectangular de concreto armado.

Se definen los siguientes parámetros:

- Cuantía de acero de refuerzo: $\rho = \frac{A_s}{bd}$
- Bloque de compresiones (a): $a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 f'_c \cdot b}$
- Resistencia Nominal a la flexión de la sección (Mn)

$$Mn = f'_c \cdot b \cdot d^2 \cdot \omega \cdot (1 - 0.59\omega)$$

Donde $\omega = \rho \cdot \frac{f_y}{f'_c}$, se obtiene de tomar momentos en la ubicación de la resultante en compresión, reemplazando el valor $A_s \cdot f_y$ en función de "a" (obtenida de la ecuación 2.2)

- Cuantía balanceada (ρ_b)

Se define como el porcentaje de acero de refuerzo para el cual el concreto alcanza su deformación última ($\epsilon_{cu}=0.003$) en simultaneo con el inicio de la fluencia del acero de refuerzo.

La cuantía balanceada se calcula según la ecuación

$$\rho_b = \frac{0.85 f'_c \cdot \beta_1}{f_y} + \frac{6000}{6000 + f_y}$$

Dónde:

f'_c = Resistencia a la compresión simple del concreto.

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo.

β_1 = Parámetro característico del bloque de compresiones del ACI.

D. Límites Mínimos y Máximo para el Refuerzo en Elementos Sujetos a Flexión.

- Según el punto 11.5.1 de la NTE.060, en cualquier sección de un elemento sometido a flexión, excepto zapatas y losas, donde por el análisis se requiera acero de refuerzo; el área de acero que se proporcione será la necesaria para que el momento resistente de la

sección sea por lo menos 1.5 veces el momento de agrietamiento de la sección no agrietada MCR

$$M_{CR} = \frac{f_r \cdot I_g}{y_t}, \text{ donde: } f_r = 2\sqrt{f'_c}$$

- El área mínima de refuerzo para secciones rectangulares, podrá calcularse con:

$$A_{smin} = \frac{0.7\sqrt{f'_c}}{f_y} b \cdot d$$

- Alternativamente, el área de refuerzo positivo o negativo en cada sección del elemento deberá ser por lo menos un tercio mayor que la requerida por el análisis.
- En elementos sujetos a flexión, el porcentaje de refuerzo ρ proporcionado, no deberá exceder de $0.75\rho_b$, siendo ρ el porcentaje de refuerzo que produce la condición balanceada. En elementos con refuerzo en compresión, la porción de ρ_b equilibrada por el refuerzo en compresión no deberá reducirse mediante el factor 0.75.
- Para la redistribución de momentos, (ρ) o $(\rho - \rho')$ no deberá exceder de $0.5\rho_b$

4.3.1 Diseño de Losas Aligeradas

En el caso de losas aligeradas el diseño se efectúa por cargas de gravedad que actúan directamente sobre ellas para resistir los requerimientos a flexión y corte que en estas se presentan por acción de su peso propio, el piso terminado, tabiques y sobrecarga, siendo el diseño a flexión el más importante.

El diseño se hace por vigueta con un ancho inferior de 10cm, ancho superior de 40cm, altura total de 20cm y una altura de ala de 5cm como se ilustra en la Figura 56.

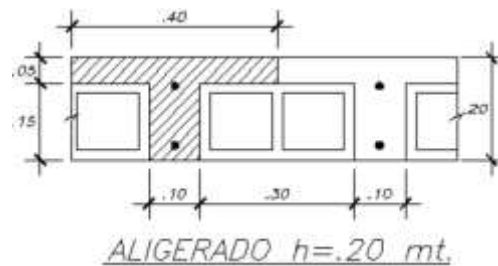


Figura 56.sección de losa aligerada

Fuente: Elaboración propia

Para el diseño se considera la combinación: $U=1.4CM+1.7CV$, por ser la más desfavorable para cargas de gravedad, según la Norma E.060.

4.3.1.1 Diseño por Flexión

Para el diseño de estos elementos se elaboraron hojas de cálculo basadas en el método de Cross, que nos permiten hallar los momentos últimos (M_u), en los extremos de cada tramo del aligerado, para después reducirlos a la cara de los apoyos. Luego de haber obtenido los momentos últimos actuantes sobre el aligerado procedemos a calcular el refuerzo necesario.

A continuación se muestra una Tabla 74. La cantidad de acero mínimo y máximo para los aligerados recomendados.

Tabla 74.cantidades de acero mínimo y máximo para losa de $H=0.20m$

h(cm)	Asmín(+)	Asmin(-)	Asmax(+)	Asmax(-)
20	0.61	1.29	7.5	2.71

Fuente: Ottazzi, G.(2011).Diseño en Concreto Armado.

4.3.1.2 Diseño por Corte

De las hojas de cálculo utilizadas para el cálculo de los momentos también se pueden obtener las fuerzas de corte actuantes en cada tramo del aligerado para después reducirlos a “d” de la cara del apoyo. En el diseño por corte se debe verificar que se cumpla con la siguiente ecuación:

$$V_u = \Phi V_c$$

Dónde : V_u = fuerza de corte actuante

V_c = resistencia del concreto = $1.1 (0.53 v f'c b_w d)$

Φ = 0.85

b_w = espesor de la vigueta (10 cm.)

h = espesor de la losa

d = peralte efectivo del aligerado ($h - 3$) en cm.

Si no se cumple con esta condición se deben realizar ensanches alternados o continuos según sea la necesidad.

A continuación mostramos a manera de ejemplo el diseño del aligerado de 4 tramos ubicado entre los ejes 6 y 6a como se muestra en la Figura 57.

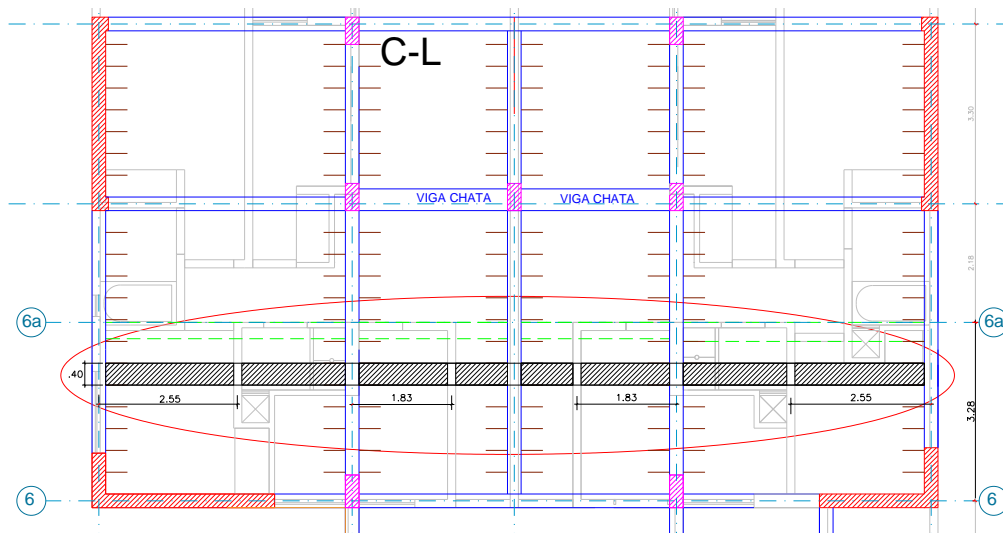
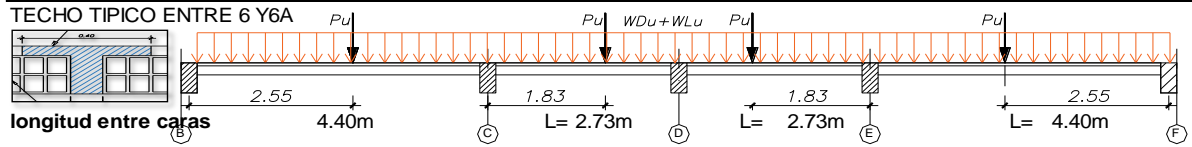


Figura 57.losa aligerada a diseñarse entre los ejes 6 y 6^a

Fuente: Elaboración propia

Para el diseño de viguetas de la losa aligerada se hace uso de hojas de Excel en base al método Hardy Cross que se presenta a continuación.

DISEÑO DE LOSA ALIGERADA DE 4 TRAMOS ENTRE EJE 6-6A



PREDIMENSIONAMIENTO

	BC	CD	DE	EF
LUZ LIBRE(Ln)=	4.40m	2.73m	2.73m	4.40m
h=	0.17m	0.10m	0.10m	0.17m

METRADO DE CARGAS: $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ $E_c = 217371 \text{ kg/cm}^2$

Tramo:	BC	CD	DE	EF
b(-)=	10cm	10cm	10cm	10cm
b(+)=	40cm	40cm	40cm	40cm
h=	20cm	20cm	20cm	20cm
recubrimiento=	3cm	3cm	3cm	3cm
peralte efect=	17cm	17cm	17cm	17cm
Ancho de la losa=	40cm	40cm	40cm	40cm
Altura de tabique=	2.40m	2.40m	2.40m	2.40m
Espesor de tabique=	0.15m	0.15m	0.15m	0.15m

Cargas actuantes

peso losa aligerada BC	300	kg/m ²	peso losa aligerada DE	300	kg/m ²	piso terminado=	100	kg/m ²
peso losa aligerada CD	300	kg/m ²	peso losa aligerada EF	300	kg/m ²	peso de tabiquería=	1350	kg/m ³
						Sobrecarga=	200	kg/m ²

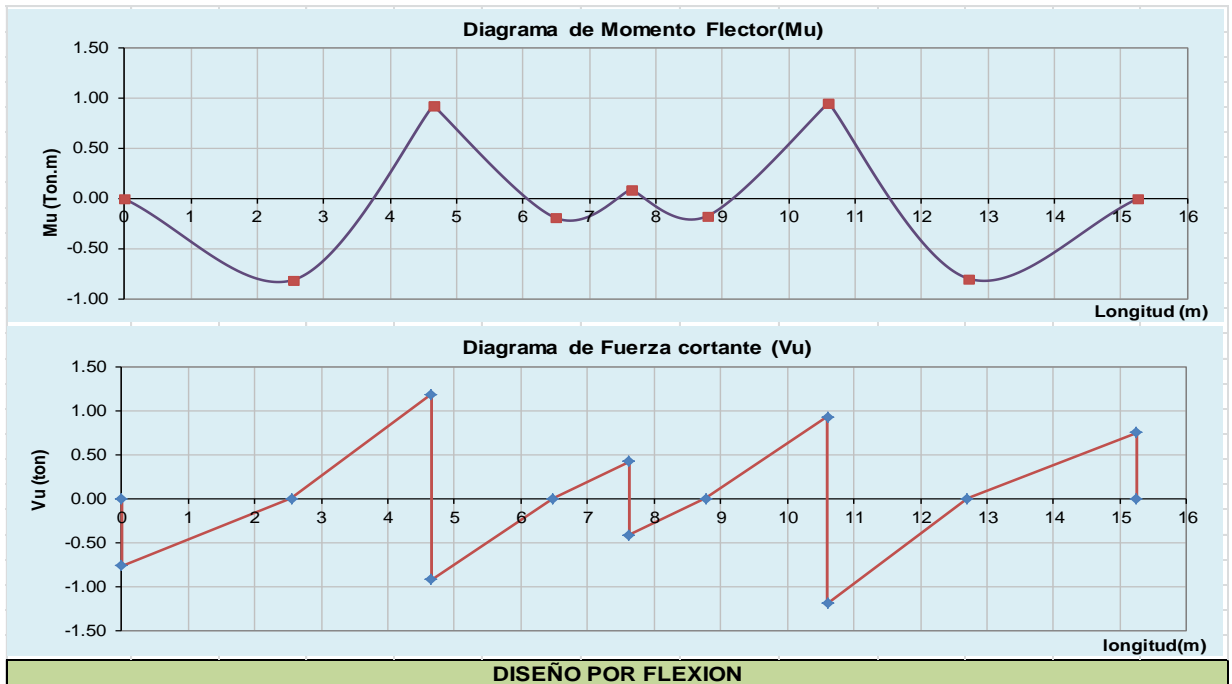
Tramo:	BC	CD	DE	EF
carga muerta y viva Distribuida				
carga muerta=	160kg/m	160kg/m	160kg/m	160kg/m
carga viva=	80kg/m	80kg/m	80kg/m	80kg/m
1.4CM+1.7CV=	360kg/m	360kg/m	360kg/m	360kg/m
	0.36Ton/m	0.36Ton/m	0.36Ton/m	0.36Ton/m
carga muerta Puntual				
carga puntual=	194.4kg	194.4kg	194.4kg	194.4kg
1.4P	0.27Ton	0.272Ton	0.272Ton	0.27Ton

Seccion de la losa aligerada

Tramo:	BC	CD	DE	EF
b=	0.40m	0.40m	0.40m	0.40m
b´=	0.10m	0.10m	0.10m	0.10m
centroide	0.13m	0.13m	0.13m	0.13m
inercia=	0.00m ⁴	0.000m ⁴	0.000m ⁴	0.00m ⁴

ANALISIS ESTRUCTURAL POR EL METODO DE HARDY CROSS

	B		C		D		E		F			
b=	0.40m		0.40m		0.40m		0.40m		0.40m			
h=	0.25m		0.25m		0.25m		0.25m		0.25m			
$E_c=2173707$												
Lv (m)(eje)		4.650			2.975			2.975		4.650		
lv (m4)		0.00012			0.000118			0.000118		0.000118		
Kv		220.66			344.90			344.90		220.66		
W (Ton/m)		0.360			0.360			0.360		0.360		
P(ton)		0.2722			0.2722			0.2722		0.2722		
a (m)		2.550			1.830			1.145		2.100		
b (m)		2.100			1.145			1.830		2.550		
fij		0.5			0.5			0.5		0.5		
$\sum K_{ij}$	220.66		565.56		689.80			565.56		220.66		
α_{ij} -Vigas	0.00		0.00		0.00			0.00		0.00		
α_{ij} -Losa	1.00		0.39	0.61	0.50	0.50		0.61	0.39	1.00		
Moi	0									0		
uij(M.E.P)	-0.79		0.82	-0.34	0.38	-0.38		0.38	-0.82	0.82		
Resultados	B(-)	BC(+)	C(-)	C(-)	CD(+)	D(-)	D(-)	DE(+)	E(-)	E(-)	EF(+)	F(-)
Mto ult(tonxm)	0.00	0.81	0.93	-0.93	0.19	0.09	-0.09	0.17	0.96	-0.96	0.79	0.00
Vu(ton)	-0.76		1.19	-0.92		0.42	-0.41		0.93	-1.19		0.75



DISEÑO POR FLEXION

	A(-)	BC(+)	C(-)	C(-)	CD(+)	D(-)	D(-)	DE(+)	E(-)	E(-)	EF(+)	F(-)
Mto Ult(kgxcn)	0.00	80773.46	93054.47	-93055.3	18689.02	9222.24	-9221.81	17366.22	95701.4	-95702	79450.49	0.00
Mto a la cara	9122.3		84358.7	87975.2		5268.12	5257.34		87521.4	84343.3		9122.73
Ancho b(en cm)	10	40	10	10	40	10	10	40	10	10	40	10
d(cm)	17	17	17	17	17	17	17	17	17	17	17	17
bx d2	2890	11560	2890	2890	11560	2890	2890	11560	2890	2890	11560	2890
Ku	3.157	6.987	29.190	30.441	1.617	1.823	1.819	1.502	30.284	29.185	6.873	3.157
Pho	0.10%	0.20%	0.84%	0.90%	0.10%	0.10%	0.10%	0.10%	0.90%	0.84%	0.20%	0.10%
As(cm2)	0.17	1.36	1.428	1.53	0.68	0.17	0.17	0.68	1.53	1.428	1.36	0.17
As Max(cm2)	2.71	7.5	2.71	2.71	7.5	2.71	2.71	7.5	2.71	2.71	7.5	2.71
As Min(cm2)	1.29	0.61	1.29	1.29	0.61	1.29	1.29	0.61	1.29	1.29	0.61	1.29
As final(cm2)	1.29	1.36	1.43	1.53	0.68	1.29	1.29	0.68	1.53	1.43	1.36	1.29
Øvar (-)	1.φ3/8"		2.φ3/8"	2.φ3/8"		1.φ3/8"	1.φ3/8"		2.φ3/8"	2.φ3/8"		1.φ3/8"
Øvar (+)		2.φ3/8"			1.φ3/8"			1.φ3/8"			2.φ3/8"	

DISEÑO POR CORTE

	A(-)	BC(+)	C(-)	C(-)	CD(+)	D(-)	D(-)	DE(+)	E(-)	E(-)	EF(+)	F(-)
Vu Al eje(kg)	-759.8	0.0	1186.4	-922.0	0.0	421.1	-412.2	0.0	930.9	-1192.1	0.0	754.1
Vu Al "d" cara	763.5		1218.0	-983.0		394.9	394.9		-983.0	1218.0		763.5
Vc(kg)	1436.2		1436.2	1436.2		1436.2	1436.2		1436.2	1436.2		1436.2
φVc(φ=0.85)	1220.8		1220.8	1220.8		1220.8	1220.8		1220.8	1220.8		1220.8
ensanche=	no necesita		no necesita	no necesita		no necesita	no necesita		no necesita	no necesita		no necesita

Finalmente en se muestra el detalle final del acero en el aligerado en la Figura 58.

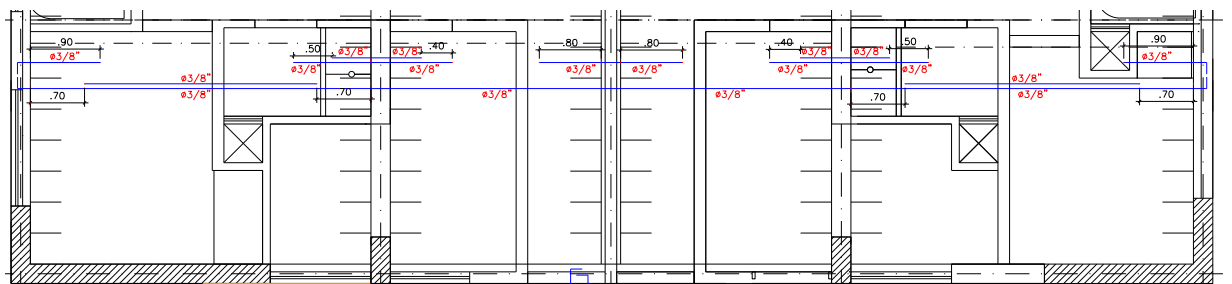


Figura 58. Acero de refuerzo en la losa aligerada

Fuente: Elaboración propia

4.3.2 Diseño de Losas Macizas

Las losas macizas de uso común en nuestro medio, son utilizadas en las estructuras para obtener losas de menor espesor, también pueden ser utilizadas para darle mayor rigidez a las losas debido a la presencia de esquinas entrantes y ductos. Estos elementos son diseñados para resistir los requerimientos a flexión y corte que en estas se presentan por acción de su peso propio, el piso terminado, tabiques y sobrecarga, siendo el diseño a flexión el más importante.

4.3.2.1 Diseño por Flexión

En la estructura tenemos losas macizas armadas en dos sentidos, debido a esto para obtener los momentos últimos actuantes se elaboraron hojas de cálculo en base al método de los coeficientes recomendado en la Norma E-060 de Concreto Armado. Debiendo verificarse que se cumpla con los valores mínimos y máximos de área de refuerzo establecida en la Norma E.060 de Concreto Armado.

$$A_{smin} = 0.0018bd$$

$$A_{sb} = 1.19 \times 10^{-4} f'c' b d \beta_1 \quad \text{donde: } \beta_1 = 0.85$$

$$A_{smax} = 0.75 A_{sb}$$

4.3.2.2 Diseño por Corte

De la misma manera que en el diseño por flexión las fuerzas actuantes en la losa maciza se obtuvieron mediante una hoja de cálculo basada en el método del sobre, debiéndose verificar que estas no excedan la resistencia del concreto según las siguientes formulas.

$$V_u \leq \phi V_c$$

$$\text{Dónde: } V_c = 0.53 \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d$$

$$\phi = 0.85$$

Para una mejor descripción diseñamos la losa que se encuentra en el hall, entre la caja del ascensor y la caja de la escalera que se muestra en la Figura 59.

Para ello utilizaremos el método de los coeficientes en el Diseño por Flexión y verificaremos por cortante con el método del sobre.

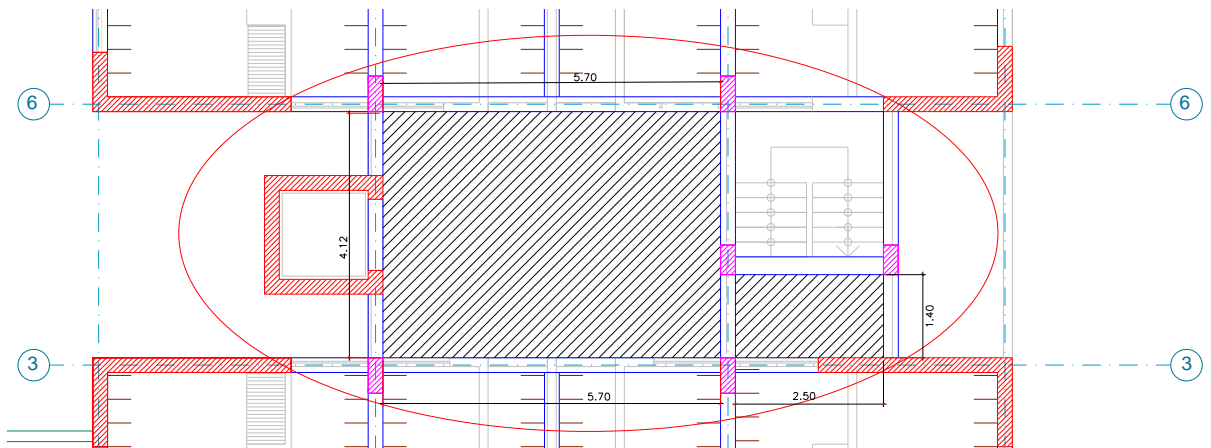
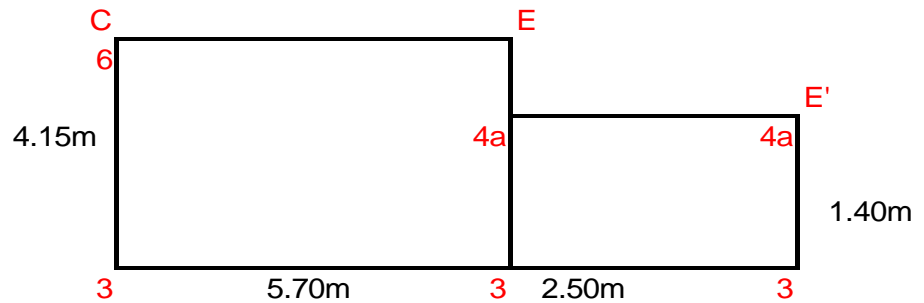


Figura 59.Losa maciza a diseñar ubicada en el Hall.

Fuente: Elaboración propia

Para diseñar la losa se hace uso de hojas de cálculo en Excel que en continuación se presentan con gráficos de diagramas de momentos flectores

DISEÑO DE LOSA MACIZA EN 2 SENTIDOS



PREDIMENSIONAMIENTO

Luz Libre(Ln)=	5.70m	2.50m
h=	0.14m	0.06m
h=	0.20m	0.20m

Metrado de cargas: $f'c=$ 210 kg/cm² $f_y=$ 4200 kg/cm²

Tramo:	CE	EE'
b=	100cm	100cm
h=	20cm	20cm
recubrimiento=	4cm	4cm
peralte efect=	16cm	16cm

Cargas actuantes:

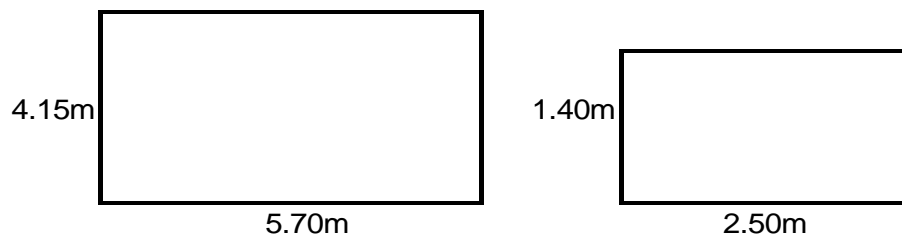
Espesor de losa=	0.2 m	Piso Terminado=	100 kg/m ²
Peso losa maciza=	2400 kg/m ²	Sobrecarga=	200 kg/m ²

Carga muerta y viva Distribuida

carga muerta=	580 kg/m	580 kg/m
carga viva=	200 kg/m	200 kg/m
1.4CM=	812 kg/m	812 kg/m
1.7CV=	340 kg/m	340 kg/m

DISEÑO POR FLEXION

Determinacion de los lados de la losa

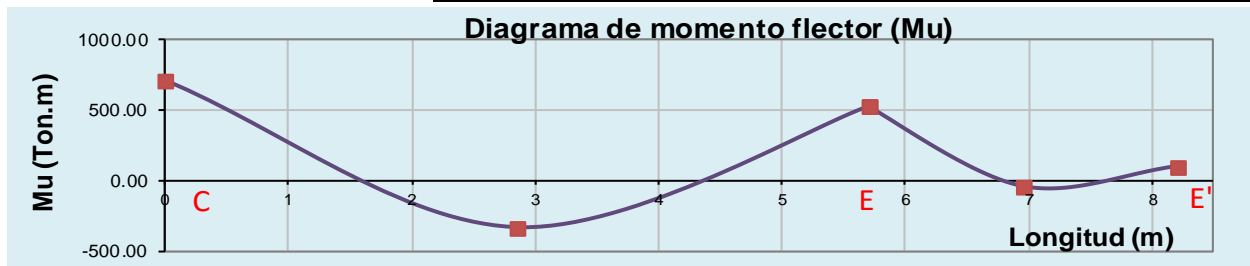


Tramo:	CE	EE'
longitud libre del lado menor de la losa (A)	4.15m	1.40m
longitud libre del lado mayor de la losa (B)	5.70m	2.50m
coeficiente para tablas de diseño(m)	A/B= 0.73	A/B= 0.56

Calculo del refuerzo :	primer paño		segundo paño	
	Ca	Cb	Ca	Cb
Coeficiente para Mto negativos	0.070	0.019	0.085	0.014
Coeficiente para Mto positivos CM	0.029	0.008	0.052	0.005
Coeficiente para Mto positivos CV	0.050	0.011	0.070	0.007

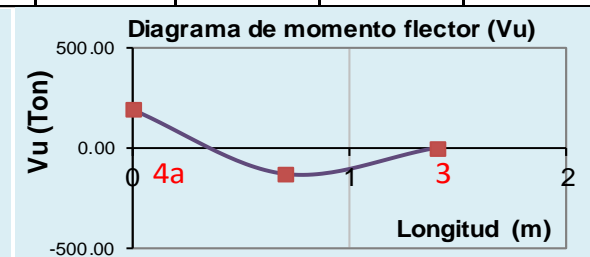
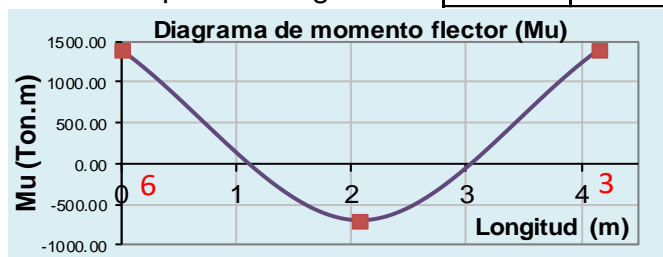
Refuerzo en la direccion larga	primer paño		segundo paño	
Momentos negativos kgxm	711.14	711.14	100.80	100.80
Momentos positivos kgxm	332.568		40.25	
Correccion por redistribucion de momentos				
$\Delta M(kgxm)=M_i-M_j=$	610.34		610.34	
$K_i=1/L_i=$	0.18		0.40	
$M'_i=\Delta M.K_i/(K_i+K_j)=$	186.08		424.26	
$M_1=M_i-M'_i=$	525.06		525.06	

Momentos Finales	primer paño		segundo paño	
Momentos negativos kgxm	711.14	525.06	525.06	100.80
Momentos positivos kgxm	332.57		40.25	



Ancho(b en cm)	100	100	100	100	100	100
Peralte efectivo(d en cm)	16	16	16	16	16	16
bxd2	25600	25600	25600	25600	25600	25600
Ku	2.78	1.30	2.05	2.05	0.16	0.39
Pho	0.10%	0.10%	0.10%	0.10%	0.10%	0.10%
As acero(cm2)	1.60	1.60	1.60	1.60	1.60	1.60
Acero Max(cm2)	25.49	25.49	25.49	25.49	25.49	25.49
Acero Min(cm2)	3.60	3.60	3.60	3.60	3.60	3.60
Barras a utilizar	1ø3/8"@ 20cm	1ø3/8"@ 20cm	1ø3/8"@ 20cm	1ø3/8"@ 20cm	1ø3/8"@ 20cm	1ø3/8"@ 20cm

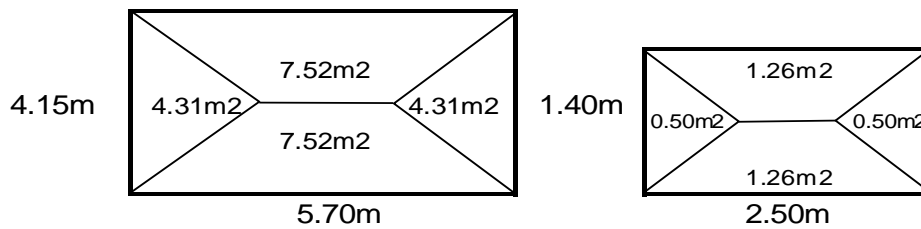
Refuerzo en la direccion Corta	Primer paño		Segundo paño	
Momentos negativos kgxm	1388.82	1388.82	191.92	0.00
Momentos positivos kgxm		698.34	129.41	



Ancho(b en cm)
 Peralte efectivo(d en cm)
 bxd²
 Ku
 Pho
 As acero(cm²)
 Acero Max(cm²)
 Acero Min(cm²)
 Barras a utilizar

100	100	100	100	100	100
16	16	16	16	16	16
25600	25600	25600	25600	25600	25600
5.43	2.73	5.43	0.75	0.51	0.00
0.15%	0.10%	0.15%	0.10%	0.10%	0.10%
2.40	1.60	2.40	1.60	1.60	1.60
25.49	25.49	25.49	25.49	25.49	25.49
3.60	3.60	3.60	3.60	3.60	3.60
1ø3/8"@ 20cm	1ø3/8"@ 20cm	1ø3/8"@ 20cm	1ø3/8"@ 20cm	1ø3/8"@ 20cm	1ø3/8"@ 20cm

DISEÑO POR CORTE



Cotantes en cada paño:

Area tributaria para cada apoyo(m²)
 Cortante al eje (Vu)(tn)
 Resist del Conc.(Vc)(tn)
 $\phi Vc(\phi=0.85)(tn)$
 Resistencia del acero(Vs)(tn)
 Estribos Requeridos

primer paño	
mayor	menor
7.52	4.31
8.66	4.97
12.29	12.29
10.45	10.45
-0.25	-4.60
no requiere	no requiere

segundo paño	
mayor	menor
1.26	0.50
1.45	0.58
12.29	12.29
10.45	10.45
-8.74	-9.77
no requiere	no requiere

Fuente: Elaboración propia

Finalmente en la Figura 60. Se detalla el refuerzo a utilizar en la losa maciza.

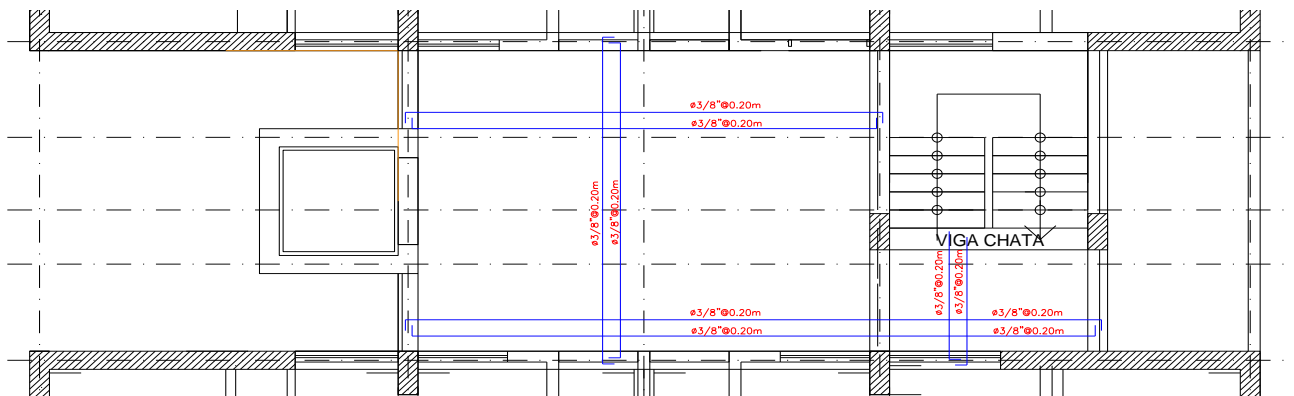


Figura 60. Acero de refuerzo en losa maciza ubicada en el Halls

Fuente: Elaboración propia

4.3.3 Diseño de viga chata

4.3.3.1 Diseño por Flexión

El diseño por flexión de las vigas chatas se realiza de la misma forma que para los aligerados, ya que solo se consideran cargas de gravedad para su análisis.

4.3.3.2 Diseño por Cortante

El diseño por fuerza cortante debe garantizar que la fuerza cortante requerida sea menor que la fuerza cortante resistente:

$$(V_u \leq \phi V_n)$$

La resistencia nominal V_n estará conformada por la contribución del concreto V_c y por la contribución del acero V_s de tal forma que:

$$V_n = V_c + V_s$$

La fuerza de corte V_u se tomará a una distancia “d” del apoyo.

A diferencia del diseño por cortante de las losas, en las vigas se colocan estribos perpendiculares al eje del elemento para contribuir a la resistencia al corte. El espaciamiento de los estribos para darle una adecuada resistencia, para prevenir la falla frágil por corte, se detalla con la siguiente formula:

$$S = \frac{A_v x f_y x d}{V_s}$$

Dónde: A_v =área de refuerzo por cortante

A continuación se presenta el diseño de la Viga Chata Vch-2 (ubicada en el Eje 2.a entre los ejes B y F del piso típico) como se ilustra en la Figura 61.

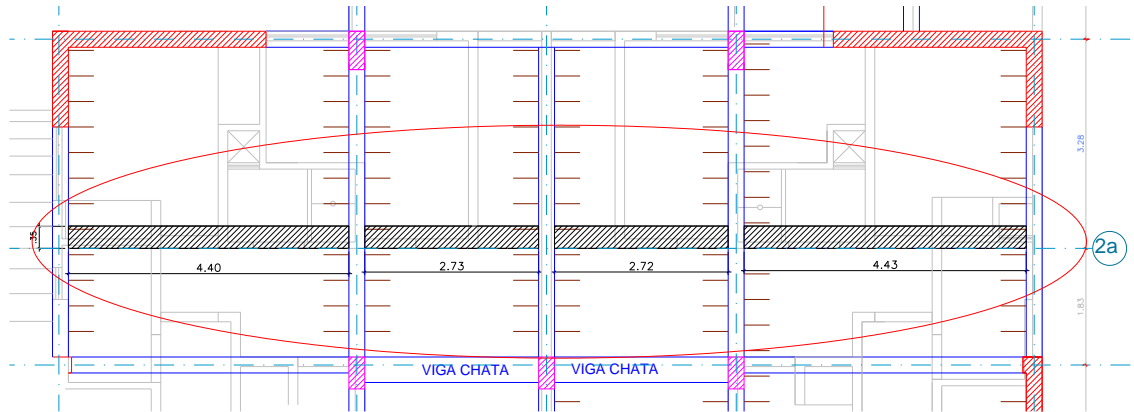
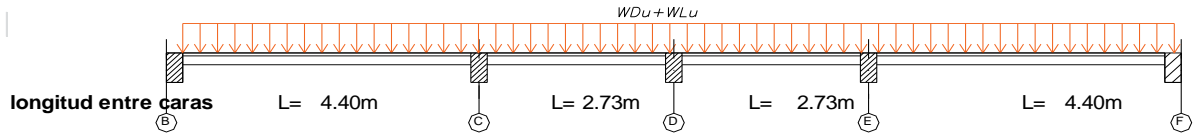


Figura 61.viga chata 35x20 de 4 luces a diseñar

Fuente: Elaboración propia

El análisis estructural se desarrolló mediante el método de Hardy Cross con la ayuda de hojas de cálculo de Excel, así como para su posterior diseño final como se detalla a continuación:

DISEÑO DE VIGA CHATA DE 4 TRAMOS



PREDIMENSIONAMIENTO

	BC	CD	DE	EF
LUZ LIBRE(Ln)=	4.40m	2.73m	2.73m	4.40m
h=	0.20m	0.20m	0.20m	0.20m

METRADO DE CARGAS:

fc= 210 kg/cm² fy= 4200 kg/cm² Ec= 217371 kg/cm²

Tramo:	BC	CD	DE	EF
b=	35cm	35cm	35cm	35cm
h=	20cm	20cm	20cm	20cm
recubrimiento=	2.0cm	2.0cm	2.0cm	2.0cm
peralte efect=	18cm	18cm	18cm	18cm
Ancho de la Viga=	35cm	35cm	35cm	35cm
Altura de tabique=	2.40m	2.40m	2.40m	2.40m
Espesor de tabique=	0.15m	0.15m	0.15m	0.15m

Cargas actuantes

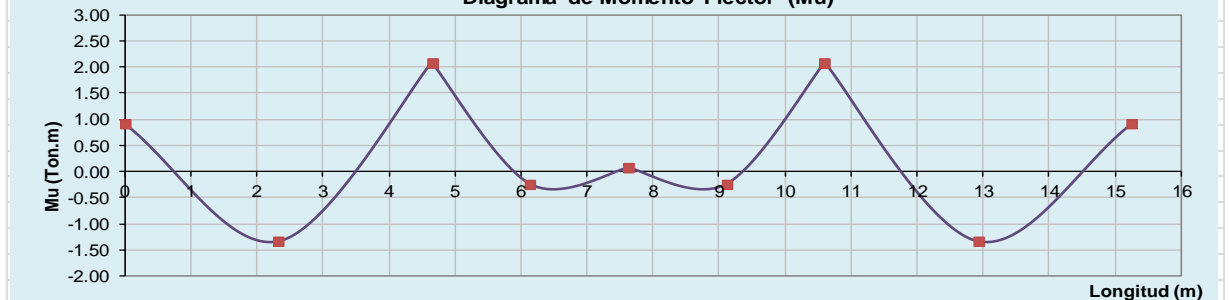
peso del concreto= 2400 kg/m³ piso terminado= 100 kg/m²
 peso de tabiquería= 1350 kg/m³ Sobrecarga= 200 kg/m²

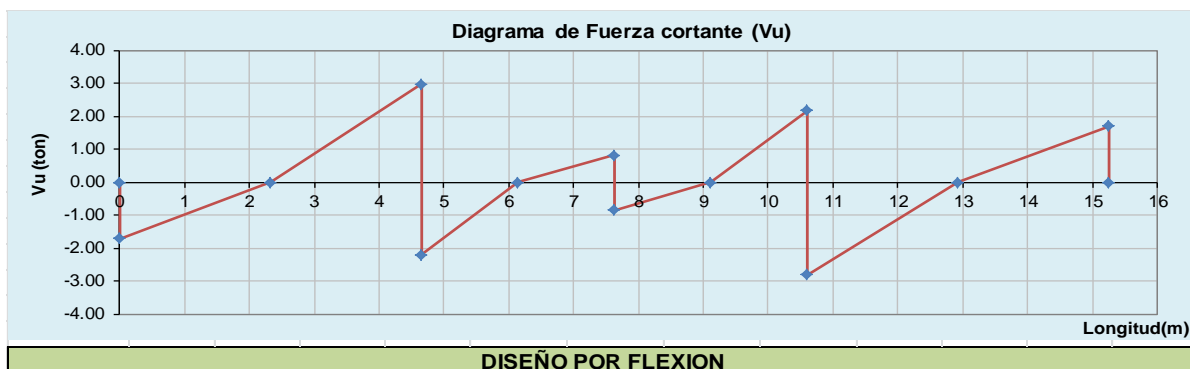
Tramo:	BC	CD	DE	EF
carga muerta y viva Distribuida				
carga muerta=	674kg/m	674kg/m	674kg/m	674kg/m
carga viva=	40kg/m	40kg/m	40kg/m	40kg/m
1.4CM+1.7CV=	1012kg/m	1012kg/m	1012kg/m	1012kg/m
	1.01Ton/m	1.01Ton/m	1.01Ton/m	1.01Ton/m

ANALISIS ESTRUCTURAL POR EL METODO DE HARDY CROSS

	B		C		D		E		F				
b=	0.35m		0.35m		0.35m		0.35m		0.35m				
h=	0.25m		0.25m		0.25m		0.25m		0.25m				
Ec=2173707													
Lv (m)(eje)		4.650			2.975			2.975		4.650			
lv (m ⁴)		0.00012			0.000118			0.000118		0.000118			
Kv		220.66			344.90			344.90		220.66			
W (Ton/m)		1.012			1.012			1.012		1.012			
P(ton)		0.000			0.000			0.000		0.000			
a (m)		0.000			0.000			0.000		0.000			
b (m)		0.000			0.000			0.000		0.000			
fij		0.5			0.5			0.5		0.5			
∑Kij	220.66			565.56			689.80			565.56	220.66		
aij-Vigas C	0.00			0.00			0.00			0.00	0.00		
aij-Vigas P	1.00			0.39	0.61			0.50	0.50		0.61	0.39	1.00
Moi	0.911												0.911
uij(M.E.P)	-1.82			1.82	-0.75			0.75	-0.75		0.75	-1.82	1.82
resultados	B(-)	BC(+)	C(-)	C(-)	CD(+)	D(-)	D(-)	DE(+)	E(-)	E(-)	EF(+)	F(-)	
Mto ult(tonxm)	0.91	1.33	2.09	-2.09	0.24	0.07	-0.07	0.24	2.09	-2.09	1.33	0.91	
Vu(ton)	-1.71		3.00	-2.18		0.83	-0.83		2.18	-2.80		1.71	

Diagrama de Momento Flector (Mu)





	B(-)	BC(+)	C(-)	C(-)	CD(+)	D(-)	D(-)	DE(+)	E(-)	E(-)	EF(+)	F(-)
Mto Ult (kgxcm)	91141.3	133369	208954	-208956	23718.7	7439.3	-7438.4	23720.2	208953.6	-208954	133370.1	91138.8
Mto a la cara	50000		183318	183318		1140.93	1140.93		183318	183318		50000
Ancho(b en cm)	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35
d(cm)	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18
bx _d ²	11340	11340	11340	11340	11340	11340	11340	11340	11340	11340	11340	11340
K _u	4.409	11.761	16.166	16.166	2.092	0.101	0.101	2.092	16.166	16.166	11.761	4.409
Pho	0.12%	0.34%	0.45%	0.45%	0.10%	0.10%	0.10%	0.10%	0.45%	0.45%	0.34%	0.12%
A _s (cm ²)	0.756	2.142	2.835	2.835	0.63	0.63	0.63	0.63	2.835	2.835	2.142	0.756
AsMax(cm ²)	10.06	10.06	10.06	10.06	10.06	10.06	10.06	10.06	10.06	10.06	10.06	10.06
AsMin(cm ²)	1.52	1.52	1.52	1.52	1.52	1.52	1.52	1.52	1.52	1.52	1.52	1.52
As (cm ²)	1.52	2.14	2.84	2.84	1.52	1.52	1.52	1.52	2.84	2.84	2.14	1.52
Øvar (-)	3.φ1/2"		3.φ1/2"	3.φ1/2"		3.φ1/2"	3.φ1/2"		3.φ1/2"	3.φ1/2"		3.φ1/2"
Øvar (+)		3.φ1/2"			3.φ1/2"			3.φ1/2"			3.φ1/2"	

	B(-)	BC(+)	C(-)	C(-)	CD(+)	D(-)	D(-)	DE(+)	E(-)	E(-)	EF(+)	F(-)
Vu al eje(kg)	-1706.6	0.0	2997.3	-2182.1	0.0	827.4	-827.4	0.0	2182.1	-2801.3	0.0	1706.6
Vu a "d" de la c	-1600.5		1314.1	-1873.6		534.0	-534.0		1873.6	-1314.1		1600.5
Vc(kg)	4838.7		4838.7	4838.7		4838.7	4838.7		4838.7	4838.7		4838.7
φVc(φ=0.85):	4112.9		4112.9	4112.9		4112.9	4112.9		4112.9	4112.9		4112.9
estribos	no necesita		no necesita	no necesita		no necesita	no necesita		no necesita	no necesita		no necesita

Por Confinamiento		BC	CD	DE	EF
N° de estribos φ=1/4"	espaciamento(cm) C/L	espaciamento(cm) C/L	espaciamento(cm) C/L	espaciamento(cm) C/L	espaciamento(cm) C/L
estribos =	1	5.00	5.00	5.00	5.00
estribos =	4	10.00	10.00	10.00	10.00
estribos =	resto	15.00	15.00	15.00	15.00

Fuente: Elaboración propia

De acuerdo a los resultados, nuestro Predimensionamiento inicial y el posterior cálculo del refuerzo longitudinal son los adecuados, cumpliendo los requerimientos que exigen la Norma (flexión, cortante).

El aporte del concreto es el suficiente para soportar la fuerza cortante en la viga chata; sin Embargo, el uso de estribos permite confinar el concreto evitando que explote en las zonas de Mayor esfuerzo, y facilita el armado del refuerzo de acero. Por este motivo se requiere utilizar refuerzo transversal (estribos de φ=1/4") en todo lo largo de la viga chata.

Finalmente en la Figura 62 y 63. Se detalla el refuerzo a utilizar en la Viga chata.

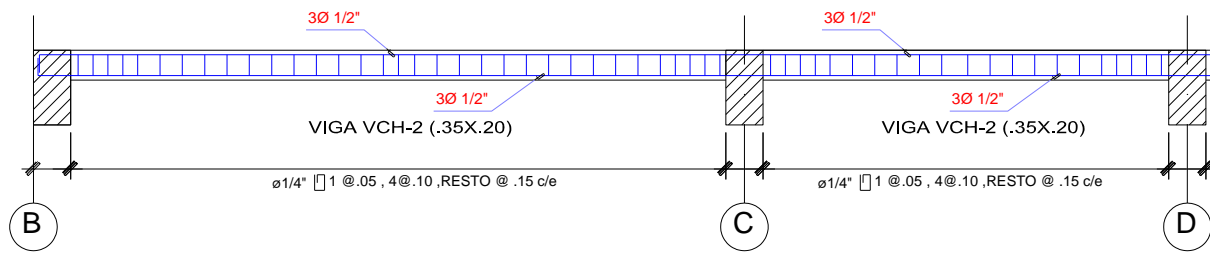


Figura 62. Detalle del Acero en la viga Chata 35x20 (primera parte)

Fuente: Elaboración propia

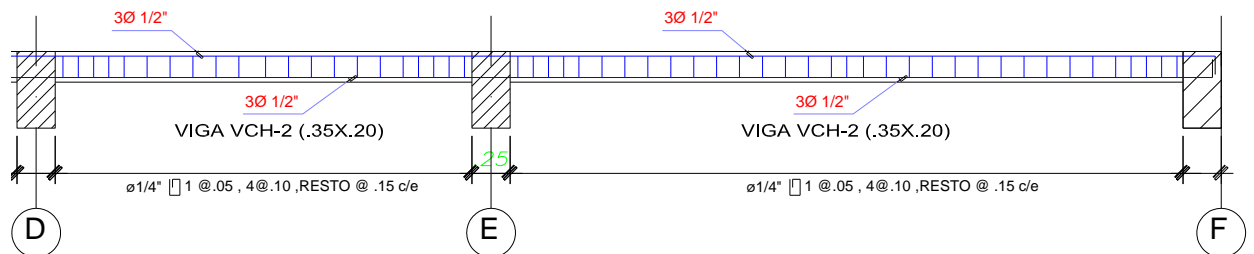


Figura 63. Detalle del Acero en la viga Chata 35x20 (segunda parte)

Fuente: Elaboración propia

4.3.4 Diseño de Escaleras.

Las escaleras son elementos estructurales que se diseñan considerando cargas de gravedad. Existen diversos tipos de escaleras, los cuales depende de las condiciones de apoyo.

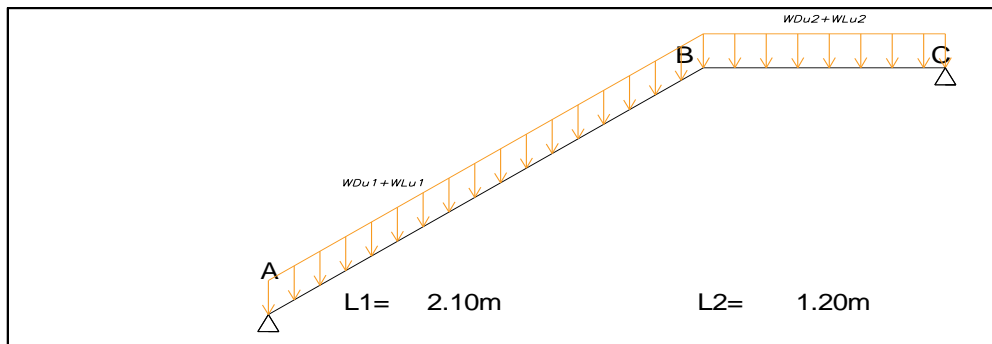
Para el caso del edificio en estudio se tiene escaleras convencionales de 2 tramos, apoyadas en vigas y losas. Estas escaleras se modelan como losas macizas armadas en una dirección, simplemente apoyadas. A manera de ejemplo se diseñará el primer tramo de la escalera principal.

El análisis estructural se desarrolló también por el método de Hardy Cross y las hojas de cálculo de Excel, así como para su posterior diseño final como se detalla a continuación:

DISEÑO DE UNA ESCALERA DE DOS TRAMOS

DATOS:

fc= 210 kg/cm ²	α= 30°
fy= 4200 kg/cm ²	cp= 0.175 m
s/c= 200 kg/m ²	p= 0.25 m
acabado= 100 kg/m ²	N° paso= 7.@0.3
	rec= 0.03 m



Predimensionamiento:

$$LUZ LIBRE(Ln) = \frac{330}{20} = 17 \text{ cm}$$

$$H = \frac{Ln}{20} \text{ o } \frac{Ln}{25} = \frac{330}{25} = 13 \text{ cm}$$

t= 15 cm

Cargas: $W_{CM} = P.P + Acabado$

P.P1= 649.4 kg/m²
 $W_{CM1} = 649.4 + 100 = 749.44 \text{ kg/m}^2$

$$P.P = 2400 \cdot \left(\frac{C.P.}{2} + t \cdot \sqrt{1 + \left[\frac{C.P.}{P} \right]^2} \right)$$

P.P2= 360 kg/m²
 $W_{CM2} = 360 + 100 = 460.00 \text{ kg/m}^2$

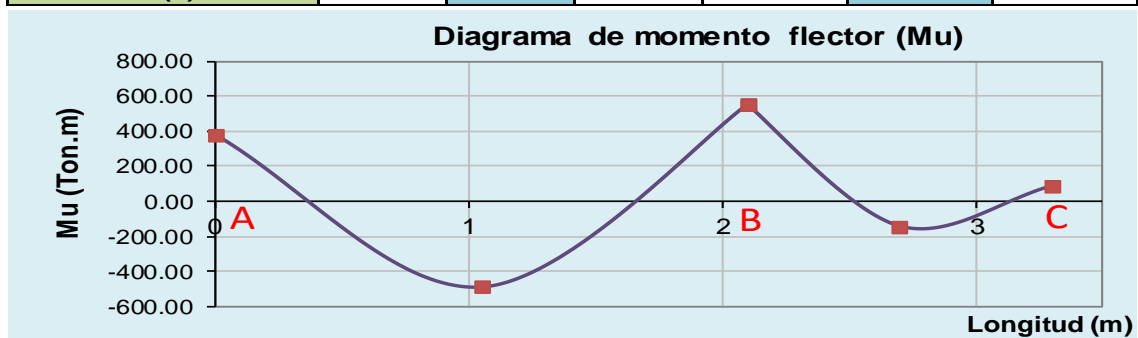
Resumen de Cargas

cargas	escalera	descanso
carga muerta	749.44	460.00
carga viva	200.00	200.00
1.4CM+1.7CV	1389.21	984.00

Fuente: Elaboración propia

ANALISIS ESTRUCTURAL POR EL METODO DE HARDY CROSS

Apoyos	A		B	B		C
W(kg/m ²)	1389.2		984.0			
L(m)	2.1		1.2			
Ki=1/L	0.48		0.833			
fij	0		3/4	3/4		0
ΣKij	0		0.98			0
αij	1		0.36	0.64		1
uij(M.E.P)	0		765.80	177.12		0
Δuij(M.E.P)	0		588.68			0
Mi(-)	382.90		551.74	551.74		88.56
Mi(+)		489.93			141.70	



Fuente: Elaboración propia

4.3.4.1 Diseño por Flexión

Las escaleras fueron concebidas como losas macizas armadas en una dirección. Por lo tanto, en el diseño por flexión se determinara el refuerzo longitudinal, mientras que el refuerzo perpendicular se hallara por cuantía mínima que debe tener la losa ($\rho=0.0012$). Para el cálculo del A_s necesario min, se considerara una base igual a 100cm y un peralte efectivo de 15cm ($A_{smin}=2.04cm^2=\phi 3/8"@0.25m$).

DISEÑO POR FLEXION						
Momentos(kgxc ^m)	38290.1	48993.4	55173.6	55173.6	14169.6	8856.0
Ancho(b en cm)	100	100	100	100	100	100
Peralte efect(d en cm)	12	12	12	12	12	12
bxd ²	14400	14400	14400	14400	14400	14400
Ku	2.659	3.402	3.831	3.831	0.984	0.615
Pho	0.10%	0.10%	0.11%	0.11%	0.10%	0.10%
A de acero(cm ²)	1.20	1.20	1.32	1.32	1.20	1.20
Acero Min(cm ²)	2.16	2.16	2.16	2.16	2.16	2.16
Acero longitudinal/m	3/8"@0.25	3/8"@0.25	3/8"@0.25	3/8"@0.25	3/8"@0.25	3/8"@0.25
Acero transversal/m	3/8"@0.25					

$$A_{smin}=0.0018xbxd$$

$$K_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2}$$

Fuente: Elaboración propia

4.3.5 Diseño por Cortante.

La fuerza cortante última (V_u) tendrá que ser menor o igual que la fuerza cortante provista por el concreto, pues el acero de refuerzo no se considera resistente a la fuerza cortante.

Entonces:

DISEÑO POR CORTE

Cortante de diseño:

$$V'_{ud} = \frac{w_u \cdot L_n}{2} - w_u \cdot d$$

$$V_{ud} = V'_{ud} \cdot \cos \alpha$$

$$V_{ud} = 1.49 \text{ ton}$$

Debe cumplir:

$$V_u \leq \phi \cdot V_c \quad \text{conforme}$$

Cortante que absorbe el Concreto

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

$$\phi = 0.85$$

$$\phi V_c = 7.83 \text{ ton}$$

Finalmente en la Figura 64. Se detalla el refuerzo a utilizar en uno de los tramos de la escalera.

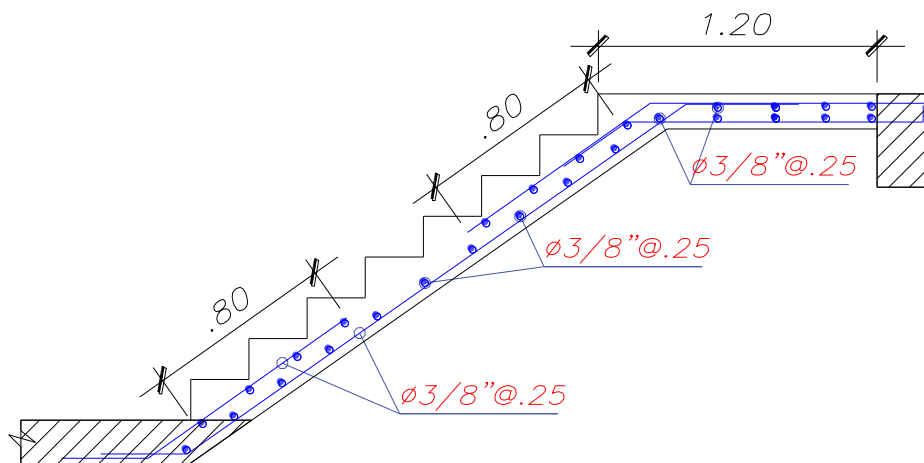


Figura 64. Detalle del Acero en la escalera típica (tramo 1)

Fuente: Elaboración propia

4.4 Diseño de Elementos Estructurales Bajo Cargas de Gravedad y Sismo.

Objetivos.

Es en este numeral haremos la comparación de los efectos de las dos normas en el diseño de las estructuras simultáneamente, ya que durante el análisis sísmico las cortantes y momentos que se obtuvieron de ambas normas, la que predomina es la E.030-2003 en comparación al Proyecto de norma E.030-2014 ,eso nos hace suponer de que diseñando con el proyecto de norma se obtendrá diseño más económico en algún grado debido a que presentara esfuerzo menores en las estructuras durante su análisis estructural.

Así como también se podrá observar en cuál de las siguientes estructuras a diseñar que son afectadas por carga de sismo en algún grado, presentan mayor o menor incidencia durante la elección de cantidades de concreto y acero a la hora de definir su diseño final.

4.4.1 Diseño de Vigas Peraltadas

Estos elementos se diseñan por el método de resistencia última de manera que sean capaces de resistir las fuerzas de corte y flexión.

4.4.2 Diseño por Flexión

Para el diseño de estos elementos se elaboraron hojas de cálculo basadas en el método de Cross, que nos permiten hallar los momentos últimos (M_u), en los extremos de cada tramo de la viga a diseñar, para después reducirlos a la cara de los apoyos y finalmente obtener el máximo momento positivo de cada tramo, después de haber obtenido los momentos últimos actuantes sobre la viga procedemos a realizar el cálculo del refuerzo necesario.

Debiendo de verificarse la cantidad de acero mínimo y máximo obtenido con las siguientes expresiones:

$$A_{smin} = 0.7 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} bd$$

$$A_{sb} = 1.19 \times 10^{-4} f'c b d \beta_1$$

$$\text{donde: } \beta_1 = 0.85$$

$$A_{s \text{ máx.}} = 0.75 A_{sb}$$

4.4.3 Diseño por Corte

De las hojas de cálculo utilizadas para el diseño por flexión se pueden obtener las fuerzas cortantes reducidas a "d" de la cara del apoyo, en el diseño por corte se debe verificar que se cumpla con la siguiente condición:

$$V_u = \Phi V_n, \quad V_u = \Phi (V_c + V_s), \quad V_c = 0.53 v f'c b d$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s}$$

$$\text{Donde } \Phi = 0.85$$

V_u = Resistencia requerida por corte

V_n = Resistencia nominal

V_c = Resistencia al corte del concreto

V_s = Resistencia al corte del acero de refuerzo

A_v = Área de las ramas de los estribos de refuerzo

s = Espaciamiento de los estribos

Las vigas que forman parte de la estructura Sismorresistente, que conectan columnas y placas, se debe asegurar que tengan un comportamiento dúctil para esto se debe cumplir con los siguientes requisitos:

- Se deberán tener zonas de confinamiento de manera de envolver el concreto de las zonas cercanas a los apoyos, puesto que en estas se generan los mayores esfuerzos en compresión debido a los momentos flectores, además porque en estas también se producen los mayores esfuerzos por corte, para satisfacer con este requerimiento la Norma recomienda que en una distancia igual a dos veces el peralte del elemento se deberá colocar estribos de confinamiento el primero a 5cm de la cara del apoyo y el resto a un espaciado menor o igual a el menor valor que nos dan las siguientes expresiones:
 - $d/4$
 - $8 d_b$ longitudinal
 - 30 cm.
- El espaciado fuera de la zona de confinamiento no debe exceder de $0.5d$.

A continuación mostramos el diseño de la viga de 6 tramos del eje E como se indica en la Figura 65.

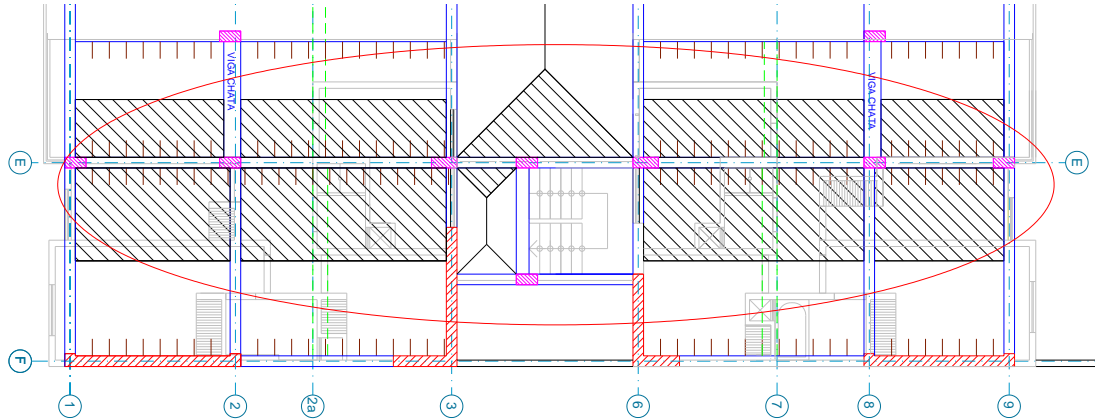


Figura 65. Viga de 6 tramos entre los Eje E y F

Fuente: Elaboración propia

- **COMPARACION DE RESULTADOS DEL ANALISIS SISMICO CON LA NORMA E.030-2014 vs E.030-2003 PARA LA VIGA DEL EJE E-E.**

Para realizar la comparación durante el análisis y diseño estructural se presenta los diagramas de momentos flectores en la viga del eje E por carga de sismo en Y en la Figura 66 y Figura 67 para la Norma E.030-2014 y E.030-2003 respectivamente, extraídos del análisis sísmico con el programa EtabsV15

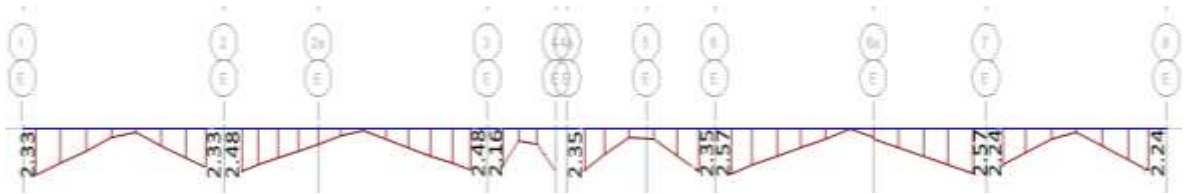


Figura 66. Diagrama de momentos flectores por carga de sismo en Y con E.030-2014

Fuente: EtabsV15,(2015).Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems

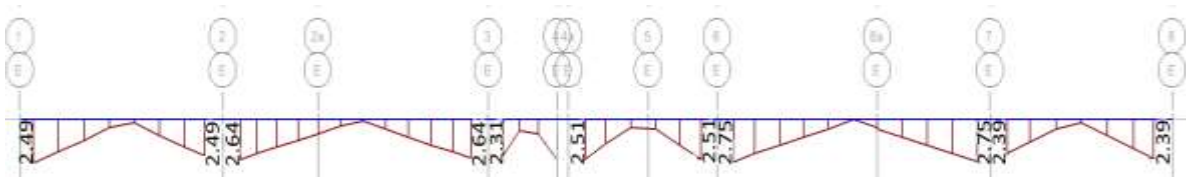


Figura 67. Diagrama de momentos flectores por carga de sismo en Y con E.030-2003

Fuente: EtabsV15,(2015).Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems

También se hace la comparación de los diagramas de fuerzas cortantes en la viga del eje E por cargas de sismo en Y, con la norma E.030-2014 y E.030-2003 como se muestra en las Figuras 68 y 69 respectivamente.



Figura 68. Diagrama de fuerza cortante por carga de sismo en Y con E.030-2014

Fuente: EtabsV15,(2015).Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems



Figura 69. Diagrama de fuerza cortante por carga de sismo en Y con E.030-2003

Fuente: EtabsV15,(2015).Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems

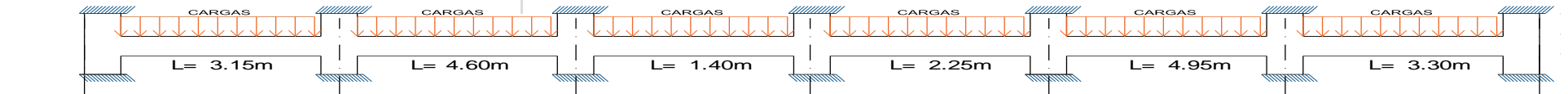
Finalmente se hace uso de hojas cálculo de Excel para el análisis estructural por el método de Hardy Cross y su posterior diseño final.

Durante su desarrollo se aplicara simultáneamente las cargas de sismo de la Norma E.030-2014 vs E.030-2003, que se muestra en las figuras anteriores tanto para el caso de diseño por Flexión como para diseño por corte .De esta manera se pretende verificar cuál de ellas presenta una envolvente que predomine durante la combinación de cargas según el caso.

Para simplificar el análisis de la viga de 6 tramos, empotraremos las columnas superiores e inferiores que llegan a ella, suponiendo de que no se presentara desplazamientos importantes por las distintas cargas, ya que esta hipótesis es valida siempre en cuando el edificio esta arriostrado con una buena cantidad de muros o placas de concreto que reducen los desplazamientos en la dirección del análisis.

DISEÑO DE VIGA CONTINUA DE 6 TRAMOS

longitud entre caras de columnas



PREDIMENSIONAMIENTO

	12	23	34a	4a6	68	89
luz	3.15m	4.60m	1.40m	2.25m	4.95m	3.30m
h=	0.29m	0.42m	0.13m	0.20m	0.45m	0.30m
b=	0.14m	0.21m	0.06m	0.10m	0.23m	0.15m

Metrado de cargas

Tramo:	12	23	34a	4a6	68	89
b=	25cm	25cm	25cm	25cm	25cm	25cm
h=	50cm	50cm	50cm	50cm	50cm	50cm
recubr.=	6cm	6cm	6cm	6cm	6cm	6cm
peralte efect(d)=	44cm	44cm	44cm	44cm	44cm	44cm
Ancho Trib alig=	3.55m	3.55m			3.55m	3.55m
Ancho de losa mac=			4.10m	2.85m		
esp. Losa maciza=			0.20m	0.20m		
esp. tabiques=	0.15m	0.15m	0.15m	0.15m		0.15m
altura del tabique=	2.40m	2.40m	2.40m	2.40m	2.40m	2.40m
		0.35m			0.35m	

Cargas actuantes

peso espf concreto=	2400 kg/m3	peso de losa alig=	300 kg/m2	peso de losa maciza=	2400 kg/m3
piso terminado=	100 kg/m2	peso de tabiqueria=	1350 kg/m3	sobrecarga=	200 kg/m2

Carga muerta y viva distribuida

Tramo:	12	23	34a	4a6	68	89
CMuerta =	2.23 Ton/m	2.23 Ton/m	3.19 Ton/m	2.46 Ton/m	2.23 Ton/m	2.23
CViva =	0.71 Ton/m	0.71 Ton/m	0.82 Ton/m	0.57 Ton/m	0.71 Ton/m	0.71

Carga muerta Puntual

P=		2.44 Ton			2.44 Ton	
----	--	----------	--	--	----------	--

Seccion de la viga:

Tramo:	12	23	34a	4a6	68	89
b=	0.25m	0.25m	0.25m	0.25m	0.25m	0.25m
h=	0.50m	0.50m	0.50m	0.50m	0.50m	0.50m

Secciones de apoyo (columnas empotradas arriba y abajo)

	1	2	3	4a	6	8	9
b=	0.25m	0.25m	0.25m	0.25m	0.25m	0.25m	0.25m
h=	0.50m	0.50m	0.50m	0.50m	0.50m	0.50m	0.50m
N°Col=	2	2	2	2	2	2	2
Long=	2.10m	2.10m	2.10m	2.10m	2.10m	2.10m	2.10m
Inercia=	0.0m4	0.0m4	0.0m4	0.0m4	0.0m4	0.0m4	0.0m4
Rigidez=	21565m4	21565m4	21565m4	21565m4	21565m4	21565m4	21565

Carga Muerta

Carga Muerta																								
	1		2		3		4a		6		8		9											
b=	0.25m		b= 0.25m		b= 0.25m		b= 0.25m		b= 0.25m		b= 0.25m		0.25m											
h=	0.50m		h= 0.50m		h= 0.50m		h= 0.50m		h= 0.50m		h= 0.50m		0.50m											
Ec=2173707																								
Lv (m)(eje)	3.650				5.100		1.900		2.750		5.450		3.800											
Iv (m4)	0.003				0.003		0.003		0.003		0.003		0.003											
Kv	6203.5				4439.8		11917		8233.7		4155		5958.6											
W (Ton/m)	2.231				2.231		3.189		2.464		2.231		2.231											
P(ton)	0.00				2.4		0.00		0.00		2.4		0.00											
a (m)	0.00				2.00		0.00		0.00		2.1		0.00											
b (m)	0.00				3.10		0.00		0.00		3.4		0.00											
fij	0.5				0.5		0.5		0.5		0.5		0.5											
ΣKij	27768		32208		37922		41716		33953		31678		27523											
αij-Col	0.78		0.67		0.57		0.52		0.64		0.68		0.78											
αij-Viga	0.22		0.19 0.14		0.12 0.31		0.29 0.20		0.24 0.12		0.13 0.19		0.22											
Moi	0.00		0.00 0.00		0.00 0.00		0.00 0.00		0.00 0.00		0.00 0.00		0.00											
uij(M.E.P)	-2.48		2.48 -6.6		6.0 -0.96		0.96 -1.55		1.55 -7.5		7.5 -2.68		2.68											
Resultados	1(-) 12(+)		2(-) 2(-)		23(+)		3(-) 3(-)		34a(+)		4a(-) 4a(-)		4a6(+)		6(-) 6(-)		68(+)		8(-) 8(-)		89(+)		9(-)	
Mto Ul(Txm)	-1.61 1.24		3.53 -6.37		3.98		5.66 -2.57		0.48		0.31 -0.67		0.78		3.12 -7.03		4.43		7.19 -3.85		1.34		1.74	
Vu(ton)	-3.55		4.60 -7.3		6.5		-4.22		1.84 -2.50		4.28 -7.6		7.1		-4.79		3.68							

Momento en columnas

Mcol1= 0.80	Mcol2= 1.42	Mcol3= -1.55	Mcol4a= 0.18	Mcol6= 1.96	Mcol8= -1.67	Mcol9= -0.87
-------------	-------------	--------------	--------------	-------------	--------------	--------------

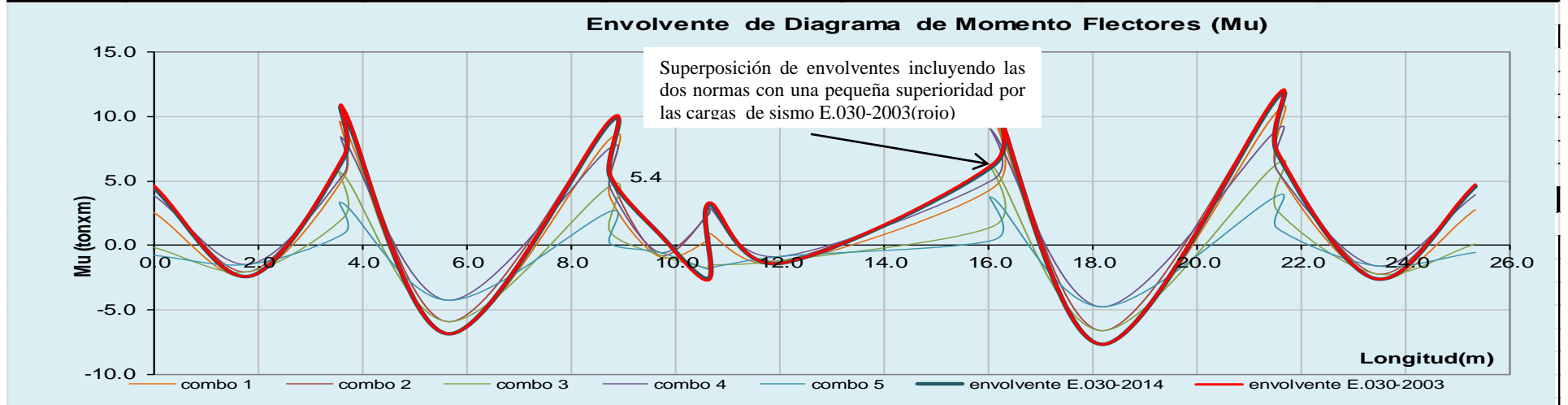
Carga Viva																								
	1		2		3		4a		6		8		9											
b=	0.25m		b= 0.25m		b= 0.25m		b= 0.25m		b= 0.25m		b= 0.25m		0.25m											
h=	0.50m		h= 0.50m		h= 0.50m		h= 0.50m		h= 0.50m		h= 0.50m		0.50m											
Ec=2173707																								
Lv (m)(eje)	3.650				5.100		1.900		2.750		5.450		3.800											
Iv (m4)	0.003				0.003		0.003		0.003		0.003		0.003											
Kv	6203.5				4439.8		11917		8233.7		4155		5958.6											
W (Ton/m)	0.710				0.710		0.820		0.570		0.710		0.710											
P(ton)	0.00				0.00		0.00		0.00		0.00		0.00											
a (m)	0.00				0.00		0.00		0.00		0.00		0.00											
b (m)	0.00				0.00		0.00		0.00		0.00		0.00											
fij	0.5				0.5		0.5		0.5		0.5		0.5											
ΣKij	27768		32208		37922		41716		33953		31678		27523											
αij-Col	0.78		0.67		0.57		0.52		0.64		0.68		0.78											
αij-Viga	0.22		0.19 0.14		0.12 0.31		0.29 0.20		0.24 0.12		0.13 0.19		0.22											
Moi	0.00		0.00 0.00		0.00 0.00		0.00 0.00		0.00 0.00		0.00 0.00		0.00											
uij(M.E.P)	-0.79		0.79 -1.54		1.54 -0.25		0.25 -0.36		0.36 -1.76		1.76 -0.85		0.85											
Resultados	1(-) 12(+)		2(-) 2(-)		23(+)		3(-) 3(-)		34a(+)		4a(-) 4a(-)		4a6(+)		6(-) 6(-)		68(+)		8(-) 8(-)		89(+)		9(-)	
Mto Ul(Txm)	-0.56 0.39		1.01 -1.52		0.77		1.43 -0.65		0.12		0.08 -0.15		0.18		0.72 -1.64		0.88		1.73 -1.11		0.43		0.60	
Vu(ton)	-1.17		1.42 -1.8		1.8		-1.08		0.47 -0.58		0.99 -1.9		2.0		-1.48		1.22							

Momento en columnas

Mcol1= 0.28	Mcol2= 0.25	Mcol3= -0.39	Mcol4a= 0.04	Mcol6= 0.46	Mcol8= -0.31	Mcol9= -0.30
-------------	-------------	--------------	--------------	-------------	--------------	--------------

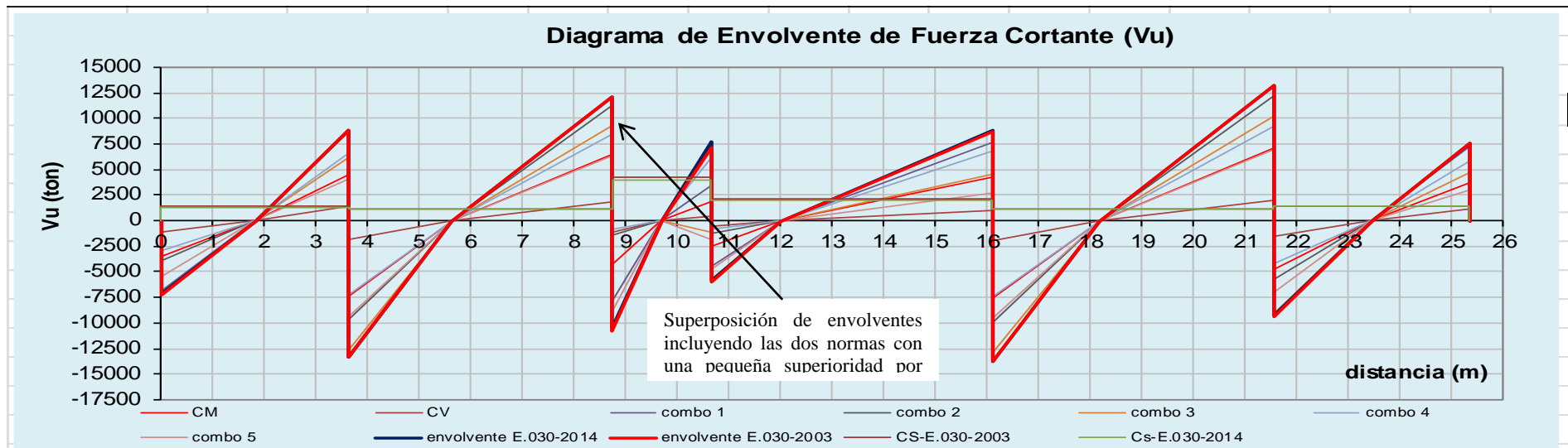
CARGA MUERTA		cara																	
Momentos	1(-)	12(+)	2(-)	2(-)	23(+)	3(-)	3(-)	34a(+)	4a(-)	4a(-)	4a6(+)	6(-)	6(-)	68(+)	8(-)	8(-)	89(+)	9(-)	
Ultimo(T.m)	-1.28	1.24	-2.82	-5.10	3.98	-4.53	-2.05	0.48	-0.24	-0.53	0.78	-2.49	-5.62	4.43	-5.75	-3.08	1.34	-1.39	
CARGA VIVA		cara																	
Momentos	1(-)	12(+)	2(-)	2(-)	23(+)	3(-)	3(-)	34a(+)	4a(-)	4a(-)	4a6(+)	6(-)	6(-)	68(+)	8(-)	8(-)	89(+)	9(-)	
Ultimo(T.m)	-0.44	0.39	-0.81	-1.21	0.77	-1.14	-0.52	0.12	-0.06	-0.12	0.18	-0.58	-1.31	0.88	-1.38	-0.89	0.43	-0.48	
CARGA SISMO E.030-2014		cara ETABS V15																	
Momentos	1(-)	12(+)	2(-)	2(-)	23(+)	3(-)	3(-)	34a(+)	4a(-)	4a(-)	4a6(+)	6(-)	6(-)	68(+)	8(-)	8(-)	89(+)	9(-)	
Ultimo(T.m)	-2.33	0.00	-2.33	-2.48	0.00	-2.48	-2.16	0.00	-2.16	-2.35	0.00	-2.35	-2.57	0.00	-2.57	-2.24	0.00	-2.24	
CARGA SISMO E.030-2003		cara ETABS V15																	
Momentos	1(-)	12(+)	2(-)	2(-)	23(+)	3(-)	3(-)	34a(+)	4a(-)	4a(-)	4a6(+)	6(-)	6(-)	68(+)	8(-)	8(-)	89(+)	9(-)	
Ultimo(T.m)	-2.49	0.00	-2.49	-2.64	0.00	-2.64	-2.31	0.00	-2.31	-2.51	0.00	-2.51	-2.75	0.00	-2.75	-2.39	0.00	-2.39	

COMBINACIONES DE CARGA																			
	1(-)	12(+)	2(-)	2(-)	23(+)	3(-)	3(-)	34a(+)	4a(-)	4a(-)	4a6(+)	6(-)	6(-)	68(+)	8(-)	8(-)	89(+)	9(-)	
1.4CM + 1.7CV	-2.55	2.40	-5.33	-9.20	6.87	-8.28	-3.76	0.88	-0.44	-0.96	1.39	-4.47	-10.10	7.69	-10.40	-5.82	2.61	-2.77	
1.25(CM+CV)+SY	-4.49	2.04	-6.87	-10.37	5.93	-9.56	-5.38	0.75	-2.54	-3.17	1.20	-6.19	-11.24	6.63	-11.49	-7.20	2.21	-4.58	
1.25(CM+CV)-SY	0.17	2.04	-2.21	-5.41	5.93	-4.61	-1.06	0.75	1.78	1.53	1.20	-1.49	-6.10	6.63	-6.35	-2.72	2.21	-0.10	
0.9(CM+CV)+SY	-3.89	1.47	-5.60	-8.16	4.27	-7.58	-4.48	0.54	-2.44	-2.94	0.86	-5.12	-8.82	4.77	-9.00	-5.81	1.59	-3.93	
0.9(CM+CV)-SY	0.78	1.47	-0.94	-3.20	4.27	-2.63	-0.16	0.54	1.89	1.76	0.86	-0.41	-3.67	4.77	-3.85	-1.33	1.59	0.55	
Mtos Max	-4.49	2.40	-6.87	-10.37	6.87	-9.56	-5.38	0.88	2.54	-3.17	1.39	-6.19	-11.24	7.69	-11.49	-7.20	2.61	-4.58	
Mtos Max	-4.65	2.40	-7.03	-10.5	6.87	-9.73	-5.53	0.88	2.69	-3.33	1.39	-6.35	-11.4	7.69	-11.7	-7.35	2.61	-4.73	



DISEÑO POR FLEXION																		
	1(-)	12(+)	2(-)	2(-)	23(+)	3(-)	3(-)	34a(+)	4a(-)	4a(-)	4a6(+)	6(-)	6(-)	68(+)	8(-)	8(-)	89(+)	9(-)
Mto Ult(kgx)	-449339	240382	-687128	-1E+06	687363	-956453	-538206	88123	254198	-317483	139232	-619310	-1E+06	768952	-1E+06	-719745	260546	-458369
Ancho(b en	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25
d(cm)	44	44	44	44	44	44	44	44	44	44	44	44	44	44	44	44	44	44
bx d2	48400	48400	48400	48400	48400	48400	48400	48400	48400	48400	48400	48400	48400	48400	48400	48400	48400	48400
Ku	9.28	4.97	14.20	21.42	14.20	19.76	11.12	1.82	5.25	6.56	2.88	12.80	23.23	15.89	23.75	14.87	5.38	9.47
Pho	0.25%	0.13%	0.39%	0.61%	0.40%	0.56%	0.29%	0.10%	0.13%	0.17%	0.10%	0.36%	0.67%	0.45%	0.69%	0.41%	0.15%	0.26%
As(cm2)	2.75	1.43	4.29	6.71	4.4	6.16	3.19	1.1	1.43	1.87	1.1	3.96	7.37	4.95	7.59	4.51	1.65	2.86
AsMax(cm2)	17.53	17.53	17.53	17.53	17.53	17.53	17.53	17.53	17.53	17.53	17.53	17.53	17.53	17.53	17.53	17.53	17.53	17.53
AsMin(cm2)	2.66	2.66	2.66	2.66	2.66	2.66	2.66	2.66	2.66	2.66	2.66	2.66	2.66	2.66	2.66	2.66	2.66	2.66
Asfinal(cm2)	2.75	2.66	4.29	6.71	4.40	6.16	3.19	2.66	2.66	2.66	2.66	3.96	7.37	4.95	7.59	4.51	2.66	2.86
Øvar (-)	2.φ5/8"		2.φ5/8" 1.φ1/2"	2.φ5/8" 1.φ3/4"		2.φ5/8" 1.φ3/4"	2.φ5/8"		2.φ5/8"	2.φ5/8"		2.φ5/8"	2.φ5/8" 1.φ3/4"		2.φ5/8" 3.φ1/2"	2.φ5/8" 1.φ1/2"		2.φ5/8"
Øvar (+)		2.φ5/8"			2.φ5/8" 1.φ1/2"			2.φ5/8"			2.φ5/8"			2.φ5/8" 1.φ1/2"				2.φ5/8"
Area de acero colocado																		
Aacero(-)=	3.96		5.23	6.81		6.81	3.96		3.96	3.96		3.96	6.81		7.76	3.96		3.96
Aacero(+)=		3.96			5.23			3.96			3.96			5.23			3.96	

DISEÑO POR CORTE																		
Cargas Actuantes	cargar de sismo proveniente del etabsv15 de la norma E.030-2014																	
Combinaciones	cargar de sismo proveniente del etabsv15 de la norma E.030-2003																	
	1(-)		2(-)	2(-)		3(-)	3(-)		4a(-)	4a(-)		6(-)	6(-)		8(-)	8(-)		9(-)
CM	-3545		4598	-7315		6507	-4220		1839	-2498		4278	-7551		7051	-4794		3684
CV	-1171		1421	-1827		1794	-1084		474	-577		991	-1919		1951	-1482		1216
CS-2014	1295	1295	1295	1080	1080	1080	3959	3959	3959	1993	1993	1993	1096	1096	1096	1394	1394	1394
CS-2003	1392	1392	1392	1153	1153	1153	4212	4212	4212	2126	2126	2126	1169	1169	1169	1487	1487	1487
1.4CM + 1.7CV	-6953		8853	-13346		12159	-7750		3382	-4477		7674	-13834		13187	-9231		7225
1.25(CM+CV)+SY	-3983		8787	-9620		11278	-1409		7722	-1207		8830	-9987		12135	-5731		7564
1.25(CM+CV)-SY	-7190		6228	-12507		9296	-10588		-1067	-5836		4593	-12934		10156	-9239		4731
0.9(CM+CV)+SY	-2949		6712	-7147		8551	-814		6042	-774		6736	-7427		9198	-4254		5804
0.9(CM+CV)-SY	-5539		4122	-9308		6390	-8732		-1877	-4760		2749	-9619		7005	-7042		3016
Cort max	-7190		8853	-13346		12159	-10588		7722	-5836		8830	-13834		13187	-9239		7564
Cort max	-7287		8916	-13346		12159	-10841		7104	-5969		8713	-13834		13187	-9332		7612



	1(-)		2(-)	2(-)		3(-)	3(-)		4a(-)	4a(-)		6(-)	6(-)		8(-)	8(-)		9(-)
Vu-eje(kg)	7189.9		8852.6	13346.4		12159.2	10588.3		7722.5	5835.9		8830.4	13833.7		13187.4	9239.0		7564.0
Vu -"d" (kg)	3595.0		4426.3	6673.2		6079.6	5294.1		3861.2	2918.0		4415.2	6916.9		6593.7	4619.5		3782.0
Vc (kg)	8448.5		8448.5	8448.5		8448.5	8448.5		8448.5	8448.5		8448.5	8448.5		8448.5	8448.5		8448.5
φVc(φ=0.85)	7181.2		7181.2	7181.2		7181.2	7181.2		7181.2	7181.2		7181.2	7181.2		7181.2	7181.2		7181.2
Vs(acero)	-4219.1		-3241.1	-597.7		-1296.0	-2220.1		-3905.8	-5015.6		-3254.1	-311.0		-691.2	-3013.8		-3999.1
Area Ø3/8"	0.71		0.71	0.71		0.71	0.71		0.71	0.71		0.71	0.71		0.71	0.71		0.71
N° estribos=	1.00		1.00	1.00		1.00	1.00		1.00	1.00		1.00	1.00		1.00	1.00		1.00
Espac. De estribos(s)	no necesi		no necesi	no necesi		no necesi	no necesi		no necesi	no necesi		no necesi	no necesi		no necesi	no necesi		no necesi

Por Confinamiento

Ø=3/8"		1.2	2.3	3.4a	4a.6	6.8	8.9
N° de estribos		espaciam i(cm)	espaciamiento(cm)	espaciamiento(cm)	espaciamiento(cm)	espaciamiento(cm)	espaciamiento(cm)
estribos =	1	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00
estribos =	10	11.00	11.00	11.00	11.00	11.00	11.00
estribos =	resto	22.00	22.00	22.00	22.00	22.00	22.00

Control de deflexiones

	1.2			2.3			3.4a			4a.6			6.8			8.9		
Es(kg/cm ²)	2E+06	2E+06	2E+06	2E+06	2E+06	2E+06	2E+06	2E+06	2E+06	2E+06	2E+06	2E+06	2E+06	2E+06	2E+06	2E+06	2E+06	2E+06
Ec(kg/cm ²)	2E+05	2E+05	2E+05	2E+05	2E+05	2E+05	2E+05	2E+05	2E+05	2E+05	2E+05	2E+05	2E+05	2E+05	2E+05	2E+05	2E+05	2E+05
n=	9.20	9.20	9.20	9.20	9.20	9.20	9.20	9.20	9.20	9.20	9.20	9.20	9.20	9.20	9.20	9.20	9.20	9.20
b(cm)=	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25
d(cm)=	44	44	44	44	44	44	44	44	44	44	44	44	44	44	44	44	44	44
As-colc	3.96	3.96	5.23	6.81	5.23	6.81	3.96	3.96	3.96	3.96	3.96	3.96	6.81	5.23	7.76	3.96	3.96	3.96
As+colc	3.96	3.96	3.96	5.23	5.23	5.23	3.96	3.96	3.96	3.96	3.96	3.96	5.23	5.23	5.23	3.96	3.96	3.96
C(cm)	9.09	9.09	10.52	11.65	10.11	11.65	9.09	9.09	9.09	9.09	9.09	9.09	11.65	10.11	12.49	9.09	9.09	9.09
lcr	50956.9	50956.9	64255.5	80104.8	64555.1	80104.8	50956.9	50956.9	50956.9	50956.9	50956.9	50956.9	80104.8	64555.1	88921.3	50956.9	50956.9	50956.9
lef	54281.55			72329.96			50956.91			50956.91			74534.07			50956.91		
Defl.inm.ΔCM	0.07			0.42			0.005			0.02			0.52			0.09		
Defl.inm.ΔCV	0.02			0.07			0.001			0.01			0.10			0.03		
30%.inm.ΔCV	0.01			0.02			0.000			0.00			0.03			0.01		
ξ	2			2			2			2			2			2		
ρ	0.36%			0.48%			0.36%			0.36%			0.48%			0.36%		
λ	1.695			1.616			1.695			1.695			1.616			1.695		
Dif.ΔCM	0.123			0.683			0.008			0.038			0.837			0.155		
Dif.ΔCV	0.04			0.121			0.002			0.009			0.155			0.05		
30%.Dif.ΔCV	0.012			0.036			6E-04			0.003			0.047			0.015		
Deflx. total(cm)	0.16			0.79			0.01			0.05			0.98			0.20		
Deflx.Limite:	0.76			1.06			0.40			0.57			1.14			0.79		

Fuente: Elaboración propia

Finalmente en la Figura 70. Se muestra el diseño final de la viga de 6 tramos con su respectivo detalle del refuerzo a utilizar.

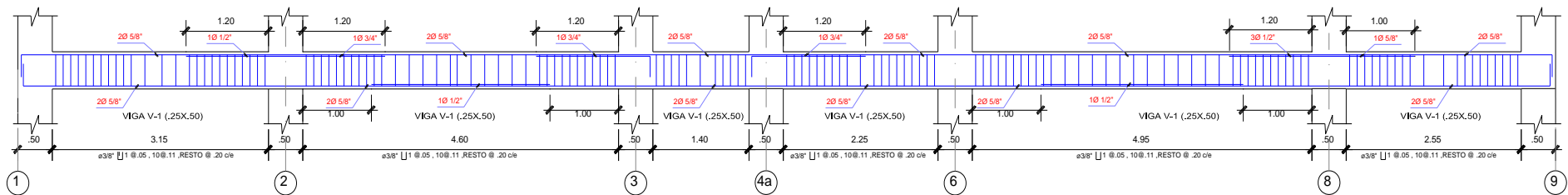


Figura 70. Detalle del Refuerzo en la viga del eje E (V25X50)

Fuente: Elaboración propia

4.4.4 Diseño de Columnas

Para el diseño de las columnas se considera que intervienen dos efectos simultáneamente: la flexión y carga axial. A este efecto conjunto se le denomina flexo compresión. Se consideran las mismas hipótesis del diseño por flexión teniendo un problema adicional, la esbeltez del elemento.

Las columnas se diseñan por flexo compresión y por cortante considerando la envolvente de las cargas amplificadas con las mismas combinaciones que se utilizaron en el diseño de las vigas.

4.4.4.1 Diseño por flexo compresión uniaxial.

En el diseño de elementos sometidos a flexo compresión, se fija una sección transversal con una determinada cantidad y distribución de acero, con lo cual se puede obtener una curva con diferentes valores de carga axial y momento flector conforme se varíe la posición del eje neutro. A esta curva se denomina diagrama de interacción.

La Norma E.060, numeral 10.9.1 indica que la cuantía en columnas debe estar entre el 1% y el 6% del área total A_g , de la sección de concreto, recomendándose no trabajar con cuantías elevadas pues hacen difícil el ensamblaje del refuerzo especialmente en los nudos. Si la columna tuviera mayor sección de la requerida se podrá utilizar como mínimo 0.5% de Cuantía mínima, numeral 10.8.3.

Para poder diseñar una columna en flexo compresión se debe verificar que se satisfaga la siguiente expresión.

$$P_u > 0.1 f'_c A_g$$

Para el diseño a flexo compresión se deberá comprobar que la combinación de las cargas axiales y momentos actuantes sobre la columna no excedan el rango dado por el diagrama de iteración, en ambas direcciones de análisis.

Para esta verificación se elaboró una hoja de cálculo que permite construir el diagrama de iteración con los siguientes puntos:

➤ **Punto 1:** Falla en compresión pura

La resistencia última de un elemento a compresión pura no deberá ser mayor que:

$$\Phi P_n (\text{máx.}) = 0.80 \Phi (0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + A_{st} F_Y)$$

Dónde:

P_n (máx.): Resistencia nominal en compresión pura

Φ : Factor de Reducción de Resistencia ($\Phi = 0.7$)

A_g : Área bruta de la sección del elemento

A_{st} : Área total de acero de refuerzo

- **Punto 2:** En este punto se desprecia la resistencia a tracción del concreto, considerando este punto como el límite a partir del cual la sección se agrieta. A partir de este punto la sección se comporta como parcialmente fisurada.
- **Punto 3:** Corresponde a una deformación nula en el refuerzo en tracción más alejado del borde en compresión.
- **Punto 4:** Corresponde a un esfuerzo en el refuerzo en tracción más alejado del borde en compresión equivalente al 50% del de fluencia ($\epsilon_s = 0.5 \epsilon_y$, $f_s = 0.5 f_y$).
- **Punto 5:** Punto de falla balanceada, este punto se puede definir con precisión y marca el tránsito entre la falla por compresión y la falla por tracción, en este punto el refuerzo en tracción más alejado del borde en compresión alcanza la fluencia ($\epsilon_s = \epsilon_y$, $f_s = f_y$).
- **Punto 6:** Punto de cambio del valor de factor de reducción de 0.7 a 0.9.
- **Punto 7:** Corresponde a la falla en flexión pura, es decir cuando la carga axial es nula.
- **Punto 8:** corresponde a la falla en tracción pura despreciando la resistencia del concreto en tracción.

Se toma como ejemplo el diseño de la columna C11 (25x60cm) ubicada en la intersección de los ejes 6 y eje C como se ilustra en la Figura 71: simultáneamente se realizara la elaboración de diagrama de interacción para con el usos de las hojas de cálculo de Excel.

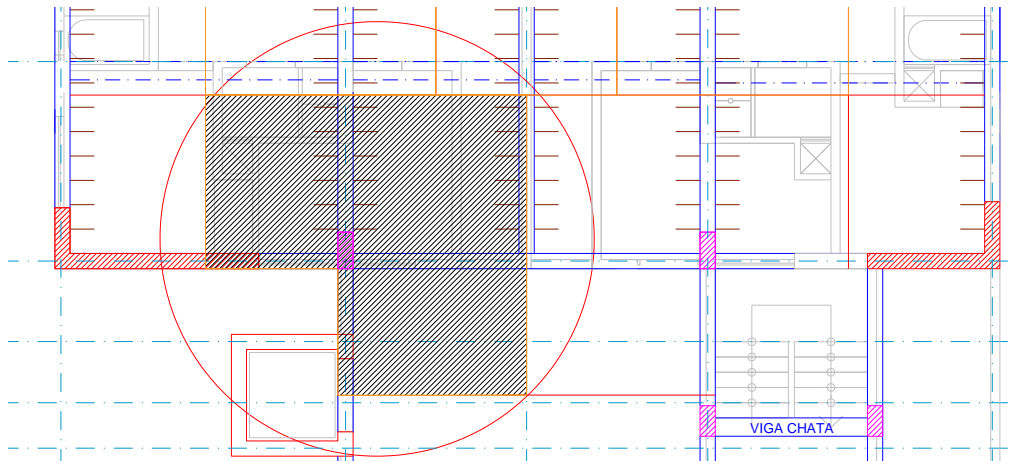


Figura 71. Columna de 25x60 a diseñar

Fuente: Elaboración propia

- **COMPARACION DE RESULTADOS DEL ANALISIS SISMICO CON LA NORMA E.030-2014 vs E.030-2003 PARA LA COLUMNA C11.**

Para realizar la comparación durante el análisis y diseño estructural se presenta los diagramas de fuerza de compresión y momentos flectores en la Columna 11 por carga de sismo en X en la Figura 72 para la Norma E.030-2014(izquierdo) y E.030-2003 (derecho), extraídos del análisis sísmico con el programa EtabsV15

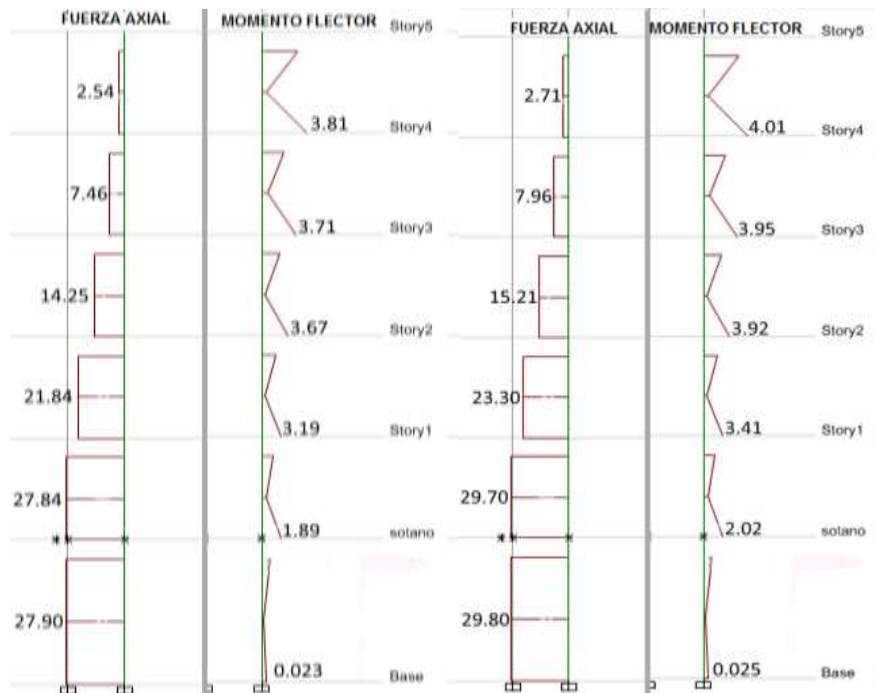


Figura 72.comparativo de diagrama de fuerza de compresión y momento flector en todo los niveles en la columna C-11 por sismo en X con la norma E.030-2014(izquierda) vs E.030-2003(derecha)

Fuente: EtabsV15,(2015).Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems

También se hace la comparación de los diagramas de fuerza de compresión y momentos flectores en la Columna 11 por carga de sismo en Y en la Figura 72 para la Norma E.030-2014(izquierdo) y E.030-2003 (derecho), extraídos del análisis sísmico con el programa EtabsV15.

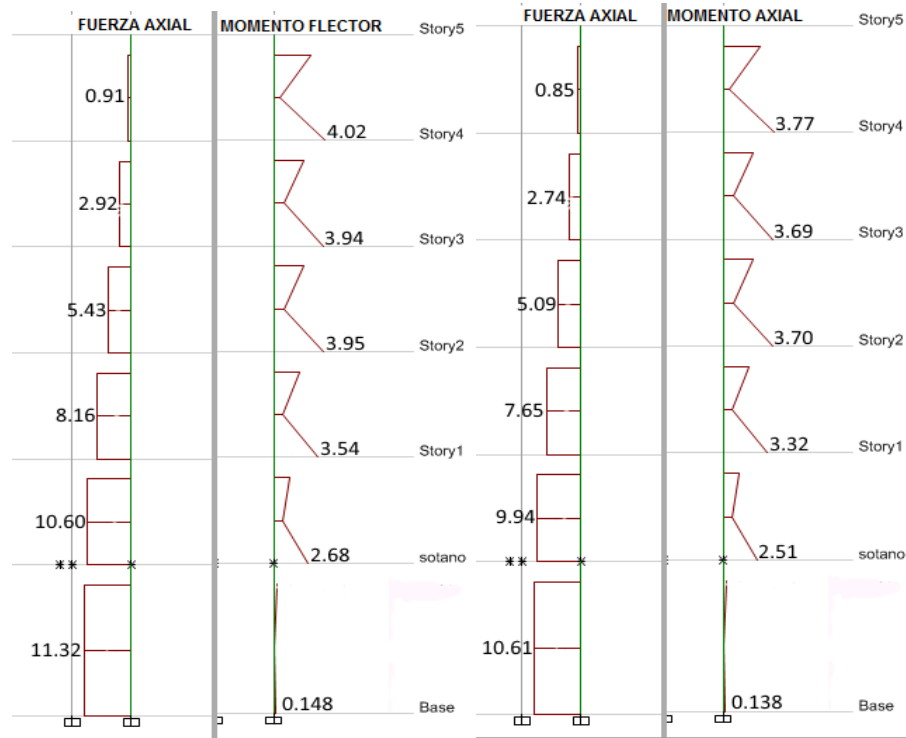


Figura 73.comparativo de diagrama de fuerza de compresión y momento flector en todo los niveles en la columna C-11 por sismo en y con la norma E.030-2014(izquierda) vs E.030-2003(derecha)

Fuente: EtabsV15,(2015).Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems

Los resultados de las fuerzas internas en los 5 pisos y el sótano se muestran en la siguiente Tabla 75. Resultado del análisis sísmico con la Norma E.030-2014 que se muestran en los diagramas anteriores.

.Tabla 75.Resumen de cargas que afectan a la columna C11 con E.030-2014

PISO	Pu(Ton)				M2-2(Ton-m)				M3-3(ton-m)			
	CM	CV	S xx	Syy	CM	CV	S xx	Syy	CM	CV	S xx	Syy
5	10.45	1.67	2.54	0.85	3.53	0.62	3.61	0.78	6.57	1.31	1.57	3.77
4	25.92	5.01	7.46	2.74	3.41	0.74	3.71	0.73	5.97	1.50	1.17	3.69
3	41.38	8.35	14.25	5.09	3.28	0.73	3.67	0.67	5.70	1.47	0.90	3.70
2	56.84	11.69	21.84	7.65	3.05	0.70	3.19	0.52	5.11	1.36	0.69	3.32
1	72.31	15.03	27.84	9.94	2.80	0.73	1.89	0.34	4.68	1.47	0.69	2.51
sotano	88.70	19.57	27.90	10.61	0.62	0.17	0.02	0.07	1.14	0.38	0.18	0.14

Fuente: Elaboración propia

De igual modo los resultados de las fuerzas internas en los 5 pisos y el sótano se muestran en la siguiente Tabla 76. Resultado del análisis sísmico con la Norma E.030-2003 que se muestran en los diagramas anteriores.

Tabla 76. Resumen de cargas que afectan a la columna C11 con E.030-2003

PISO	Pu(Ton)				M2-2(Ton-m)				M3-3(ton-m)			
	CM	CV	S xx	Syy	CM	CV	S xx	Syy	CM	CV	S xx	Syy
5	10.45	1.67	2.71	0.91	3.53	0.62	4.01	0.83	6.57	1.31	1.68	4.02
4	25.92	5.01	7.96	2.92	3.41	0.74	3.95	0.78	5.97	1.50	1.25	3.94
3	41.38	8.35	15.21	5.43	3.28	0.73	3.92	0.71	5.70	1.47	0.96	3.95
2	56.84	11.69	23.30	8.16	3.05	0.70	3.41	0.56	5.11	1.36	0.74	3.54
1	72.31	15.03	29.70	10.60	2.80	0.73	2.02	0.36	4.68	1.47	0.73	2.68
sótano	88.70	19.57	29.39	11.32	0.622	0.174	0.025	0.072	1.139	0.379	0.191	0.148

Fuente: Elaboración propia

En las Tabla 77 y Tabla 78 se resumen las combinaciones de carga para sismos en X. para la Norma E.030-2014 y E.030-2003 respectivamente.

Tabla 77. Combinaciones de carga con sismos en X para la columna C-11 con la norma E.030-2014

	SOTANO		PISO1		PISO2		PISO3		PISO4		PISO5	
	PU	MU2-2	PU	MU2-2	PU	MU2-2	PU	MU2-2	PU	MU2-2	PU	MU2-2
combo1	157.44	1.17	126.78	5.16	99.45	5.45	72.13	5.83	44.80	6.04	17.47	5.98
combo2	162.89	1.02	137.01	6.31	107.51	7.87	76.42	8.68	46.12	8.90	17.69	8.79
combo3	107.78	0.97	81.33	2.52	63.82	1.48	47.91	1.34	31.19	1.49	12.62	1.57
combo4	145.94	1.06	119.11	4.75	93.32	5.20	67.25	5.68	41.40	5.93	16.01	5.96
combo5	124.73	0.93	99.23	4.08	78.01	4.15	57.07	4.35	35.92	4.46	14.30	4.39
combo6	124.99	0.74	106.44	5.07	83.52	6.56	59.01	7.28	35.30	7.45	13.45	7.34
combo7	69.89	0.69	50.76	1.29	39.84	0.17	30.50	-0.06	20.37	0.04	8.37	0.12
combo8	108.05	0.78	88.54	3.52	69.33	3.89	49.85	4.27	30.57	4.47	11.76	4.51
combo9	86.83	0.65	68.66	2.84	54.03	2.84	39.67	2.94	25.10	3.01	10.06	2.94

Fuente: Elaboración propia

Tabla 78. Combinaciones de carga con sismos en X para la columna C-11 con la norma E.030-2003

	SOTANO		PISO1		PISO2		PISO3		PISO4		PISO5	
	PU	MU2-2	PU	MU2-2	PU	MU2-2	PU	MU2-2	PU	MU2-2	PU	MU2-2
combo1	157.44	1.17	126.78	5.16	99.45	5.45	72.13	5.83	44.80	6.04	17.47	5.98
combo2	164.73	1.02	138.87	6.43	108.97	8.08	77.37	8.93	46.62	9.15	17.86	9.03
combo3	105.94	0.97	79.47	2.40	62.36	1.27	46.96	1.10	30.70	1.24	12.45	1.33
combo4	146.65	1.07	119.77	4.77	93.83	5.23	67.59	5.72	41.58	5.98	16.06	6.01
combo5	124.02	0.92	98.57	4.05	77.50	4.12	56.73	4.30	35.74	4.42	14.25	4.34
combo6	126.83	0.74	108.30	5.20	84.98	6.77	59.96	7.53	35.80	7.70	13.62	7.58
combo7	68.05	0.69	48.90	1.16	38.38	-0.04	29.55	-0.31	19.87	-0.21	8.21	-0.12
combo8	108.75	0.79	89.21	3.54	69.84	3.92	50.19	4.32	30.75	4.52	11.82	4.56
combo9	86.12	0.64	68.00	2.82	53.51	2.81	39.33	2.90	24.91	2.96	10.00	2.89

Fuente: Elaboración propia

De la misma manera en las Tabla 79 y Tabla 80 se resumen las combinaciones de carga para sismos en Y. para la Noma E.030-2014 y E.030-2003 respectivamente.

Tabla 79. Combinaciones de carga con sismos en Y para la columna C-11 con la norma E.030-2014

	SOTANO		PISO1		PISO2		PISO3		PISO4		PISO5	
	PU	MU3-3	PU	MU3-3	PU	MU3-3	PU	MU3-3	PU	MU3-3	PU	MU3-3
combo1	157.44	2.24	126.8	9.0	99.5	9.5	72.1	10.5	44.8	10.9	17.5	11.4
combo2	162.89	2.08	137.0	8.4	107.5	8.8	76.4	9.9	46.1	10.5	17.7	11.4
combo3	107.78	1.72	81.3	7.0	63.8	7.4	47.9	8.1	31.2	8.2	12.6	8.3
combo4	145.94	2.04	119.1	10.2	93.3	11.4	67.3	12.7	41.4	13.0	16.0	13.6
combo5	124.73	1.76	99.2	5.2	78.0	4.8	57.1	5.3	35.9	5.6	14.3	6.1
combo6	124.99	1.54	106.4	6.2	83.5	6.5	59.0	7.4	35.3	7.9	13.4	8.7
combo7	69.89	1.19	50.8	4.8	39.8	5.1	30.5	5.6	20.4	5.6	8.4	5.5
combo8	108.05	1.50	88.5	8.0	69.3	9.1	49.8	10.2	30.6	10.4	11.8	10.9
combo9	86.83	1.23	68.7	3.0	54.0	2.5	39.7	2.7	25.1	3.0	10.1	3.3

Fuente: Elaboración propia

Tabla 80. Combinaciones de carga con sismos en Y para la columna C-11 con la norma E.030-2003

	SOTANO		PISO1		PISO2		PISO3		PISO4		PISO5	
	PU	MU3-3	PU	MU3-3	PU	MU3-3	PU	MU3-3	PU	MU3-3	PU	MU3-3
combo1	157.44	2.24	126.8	9.0	99.5	9.5	72.1	10.5	44.8	10.9	17.5	11.4
combo2	164.73	2.09	138.9	8.4	109.0	8.8	77.4	9.9	46.6	10.6	17.9	11.5
combo3	105.94	1.71	79.5	7.0	62.4	7.4	47.0	8.0	30.7	8.1	12.4	8.2
combo4	146.65	2.04	119.8	10.4	93.8	11.6	67.6	12.9	41.6	13.3	16.1	13.9
combo5	124.02	1.75	98.6	5.0	77.5	4.5	56.7	5.0	35.7	5.4	14.2	5.8
combo6	126.83	1.56	108.3	6.3	85.0	6.6	60.0	7.4	35.8	8.0	13.6	8.8
combo7	68.05	1.18	48.9	4.8	38.4	5.1	29.6	5.5	19.9	5.5	8.2	5.4
combo8	108.75	1.51	89.2	8.2	69.8	9.4	50.2	10.4	30.8	10.7	11.8	11.1
combo9	86.12	1.22	68.0	2.9	53.5	2.3	39.3	2.5	24.9	2.8	10.0	3.1

Fuente: Elaboración propia

Combinaciones reglamentarias según la Norma E.060:

- ✓ Combo 1 1.4CM+1.7CV
- ✓ Combo 2 1.25 (CM+CV)+SX
- ✓ Combo 3 1.25 (CM+CV)- SX
- ✓ Combo 4 1.25 (CM+CV)+SY
- ✓ Combo 5 1.25 (CM+CV)- SY
- ✓ Combo 6 0.9 (CM+CV)+SX
- ✓ Combo 7 0.9 (CM+CV)- SX
- ✓ Combo 8 0.9 (CM+CV)+SY
- ✓ Combo 9 0.9 (CM+CV)- SY

Los pasos a seguir en el diseño por flexocompresión son el de crear el diagrama de interacción en Excel con una cuantía de acero tentativo que sea mayor que 1% por ejemplo de $4\phi 1" + 4\phi 3/4"$ repartidas en 4 capas y luego verifica que todas las combinaciones que se calcularon estén dentro del diagrama, y si es insuficiente el refuerzo propuesto se aumentara la cuantía hasta optimizar el diseño:

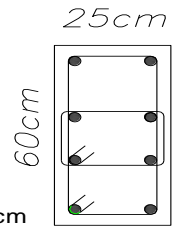
Luego se hará las verificaciones por flexión biaxial, esbeltez de columnas y finalmente se realizara el diseño por corte para determinar los estribos necesarios para el confinamiento de la columna.

DISEÑO DE LA COLUMNA C11 DIRECCION LARGA

Seccion de Peralte mayor

Datos de la columna

$f'c=$ 210.0 kg/cm ²	$E_c=$ 217370.65 kg/cm ²	$\epsilon_{cu}=$ 0.003
$f_y=$ 4200 kg/cm ²	$E_s=$ 2000000 kg/cm ²	$\epsilon_y=$ 0.002
$\phi=$ 0.7		
$h=$ 60 cm	Atotal= 1500 cm ²	p.e(d)= 54.00 cm
$b=$ 25 cm	Ast= 31.68 cm ²	rec= 6.00 cm



numero de capas=	4
------------------	---

1°capa	As1= 2 Ø 1"	dist.extr.sup. 6.00cm	dist.centro. 24.00cm
2°capa	As2= 2 Ø 3/4"	dist.extr.sup. 22.00cm	dist.centro. 8.00cm
3°capa	As3= 2 Ø 3/4"	dist.extr.sup. 38.00cm	dist.centro. -8.00cm
4°capa	As4= 2 Ø 1"	dist.extr.sup. 54.00cm	dist.centro. -24.00cm

Amin= 15.0 cm ²
Aacero= 31.7 cm ² OK
Amax= 90.0 cm ²

Centroide de la seccion

Xc= 12.5 cm
Yc= 30 cm

Punto de carga maxima a compresion

Po= 395151.12 kg.
Po= 395.15 Ton.
φPo= 276.61 Ton.
0.8Po= 316.12 Ton.
φ0.8Po= 221.28 Ton.

Punto de Fisuracion insipiente

α= 0

c= 54.0 cm

εs1= 0.003	fs1= 4200 kg/cm ²
εs2= 0.002	fs2= 3556 kg/cm ²
εs3= 0.001	fs3= 1778 kg/cm ²
εs4= 0.000	fs4= 0 kg/cm ²

Fuerza en cada capa		Momento en cada capa	
Fs1= 42588 kg	42.59 Ton	10.2 Ton.m	compresion
Fs2= 20267 kg	20.27 Ton	1.6 Ton.m	compresion
Fs3= 10133 kg	10.13 Ton	-0.8 Ton.m	compresion
Fs4= 0 kg	0.00 Ton	0.0 Ton.m	traccion

Cc= 204828.8 kg.
Cc= 204.83 Ton.

Pn= 277.82 Ton.
φPn= 194.47 Ton.

Mn= 25.47 Tonxm.
φMn= 17.83 Tonxm.

Punto de α=0.5

α= -0.5

c= 40.00 cm

εs1= 0.003	fs1= 4200 kg/cm ²
εs2= 0.001	fs2= 2700 kg/cm ²
εs3= 0.000	fs3= 300 kg/cm ²
εs4= -0.001	fs4= -2100 kg/cm ²

Fuerza en cada capa		Momento en cada capa	
Fs1= 42588 kg	42.6 Ton	10.22 Ton.m	compresion
Fs2= 15390 kg	15.4 Ton	1.23 Ton.m	compresion
Fs3= 1710 kg	1.7 Ton	-0.14 Ton.m	compresion
Fs4= -21294 kg	-21.3 Ton	5.11 Ton.m	traccion

Cc= 151725.00 kg.
Cc= 151.73 Ton.

Pn= 190.12 Ton.
φPn= 133.08 Ton.

Mn= 36.15 Tonxm.
φMn= 25.31 Tonxm.

Punto de Falla Balanceada **α** = -1

c = 31.76 cm

		Fuerza en cada capa		Momento en cada capa				
$\epsilon s1$	= 0.002	$fs1$	= 4200 kg/cm ²	Fs1	= 42588 kg	42.6 Ton	10.22 Ton.m	compresion
$\epsilon s2$	= 0.001	$fs2$	= 1844 kg/cm ²	Fs2	= 10513 kg	10.5 Ton	0.84 Ton.m	compresion
$\epsilon s3$	= -0.001	$fs3$	= -1178 kg/cm ²	Fs3	= -6713 kg	-6.7 Ton	0.54 Ton.m	traccion
$\epsilon s4$	= -0.002	$fs4$	= -4200 kg/cm ²	Fs4	= -42588 kg	-42.6 Ton	10.22 Ton.m	traccion
Cc	= 120487.50 kg.	Pn	= 124.29 Ton.	Mn	= 41.70 Tonxm.			
Cc	= 120.49 Ton.	ϕPn	= 87.00 Ton.	ϕMn	= 29.19 Tonxm.			

Punto de Cambio de ϕ **α** = -2.53 **calcular**

c = 19.47 cm

		Fuerza en cada capa		Momento en cada capa				
$\epsilon s1$	= 0.002	$fs1$	= 4151 kg/cm ²	Fs1	= 42093 kg	42.1 Ton	10.10 Ton.m	compresion
$\epsilon s2$	= 0.000	$fs2$	= -779 kg/cm ²	Fs2	= -4440 kg	-4.4 Ton	-0.36 Ton.m	traccion
$\epsilon s3$	= -0.003	$fs3$	= -4200 kg/cm ²	Fs3	= -23940 kg	-23.9 Ton	1.92 Ton.m	traccion
$\epsilon s4$	= -0.005	$fs4$	= -4200 kg/cm ²	Fs4	= -42588 kg	-42.6 Ton	10.22 Ton.m	traccion
Cc	= 73860.87 kg.	Pn	= 45 Ton.	*nota: iterar hasta llegar es este valor				
Cc	= 73.86 Ton.	Pn	= 44.99 Ton.	Mn	= 37.93 Tonxm.			
		ϕPn	= 31.49 Ton.	ϕMn	= 26.55 Tonxm.			

Punto de Intermedio de $\phi=0.9$ **ϕ** = 0.9 **α** = -3.5

c = 15.65 cm

		Fuerza en cada capa		Momento en cada capa				
$\epsilon s1$	= 0.002	$fs1$	= 3700 kg/cm ²	Fs1	= 37518 kg	37.5 Ton	9.00 Ton.m	compresion
$\epsilon s2$	= -0.001	$fs2$	= -2433 kg/cm ²	Fs2	= -13870 kg	-13.9 Ton	-1.11 Ton.m	traccion
$\epsilon s3$	= -0.004	$fs3$	= -4200 kg/cm ²	Fs3	= -23940 kg	-23.9 Ton	1.92 Ton.m	traccion
$\epsilon s4$	= -0.007	$fs4$	= -4200 kg/cm ²	Fs4	= -42588 kg	-42.6 Ton	10.22 Ton.m	traccion
Cc	= 59370.65 kg.	Pn	= 16.49 Ton.	Mn	= 33.89 Tonxm.			
Cc	= 59.37 Ton.	ϕPn	= 14.84 Ton.	ϕMn	= 30.50 Tonxm.			

Punto de Carga Axial nula o Flexion Pura **ϕ Pn** = 0.00 Ton *nota: iterar hasta hallar el valor de Pn=0**Pn** = 0.00 Ton **ϕ** = 0.9 **α** = -4.16

c = 13.8 cm

		Fuerza en cada capa		Momento en cada capa				
$\epsilon s1$	= 0.002	$fs1$	= 3394 kg/cm ²	Fs1	= 34413 kg	34.4 Ton	8.26 Ton.m	compresion
$\epsilon s2$	= -0.002	$fs2$	= -3556 kg/cm ²	Fs2	= -20269 kg	-20.3 Ton	-1.62 Ton.m	traccion
$\epsilon s3$	= -0.005	$fs3$	= -4200 kg/cm ²	Fs3	= -23940 kg	-23.9 Ton	1.92 Ton.m	traccion
$\epsilon s4$	= -0.009	$fs4$	= -4200 kg/cm ²	Fs4	= -42588 kg	-42.6 Ton	10.22 Ton.m	traccion
Cc	= 52395.65 kg.	Pn	= 0.01 Ton.	Mn	= 31.42 Tonxm.			
Cc	= 52.40 Ton.	ϕPn	= 0.01 Ton.	ϕMn	= 28.28 Tonxm.			

Punto de Traccion pura**To** = -133 Ton **ϕ To** = -119.8 Ton **ϕ** = 0.9**Mo** = 0.00 Tonxm. **ϕ Mo** = 0.00 Tonxm.

Tabla 81. Resumen de los puntos de Diagrama de Interacción.

Mn	Pn	Mn	ϕMn	ϕPn	ϕMn
0.00	316.12	0	0.00	221.28	0.00
-25.47	277.82	25.47	-17.83	194.47	17.83
-36.15	190.12	36.15	-25.31	133.08	25.31
-41.70	124.29	41.70	-29.19	87.00	29.19
-37.93	44.99	37.93	-26.55	31.49	26.55
-33.89	16.49	33.89	-30.50	14.84	30.50
-31.42	0.01	31.42	-28.28	0.01	28.28
0.00	-133.06	0.00	0.00	-119.75	0.00

En la Figura 74 y Figura 75 se muestra los dos diagramas de interacción del lado mas largo de la columna C11 y las combinaciones de carga para cargas de sismos en todo los niveles con la Norma E.030-2014 y E.030-2003 respectivamente.

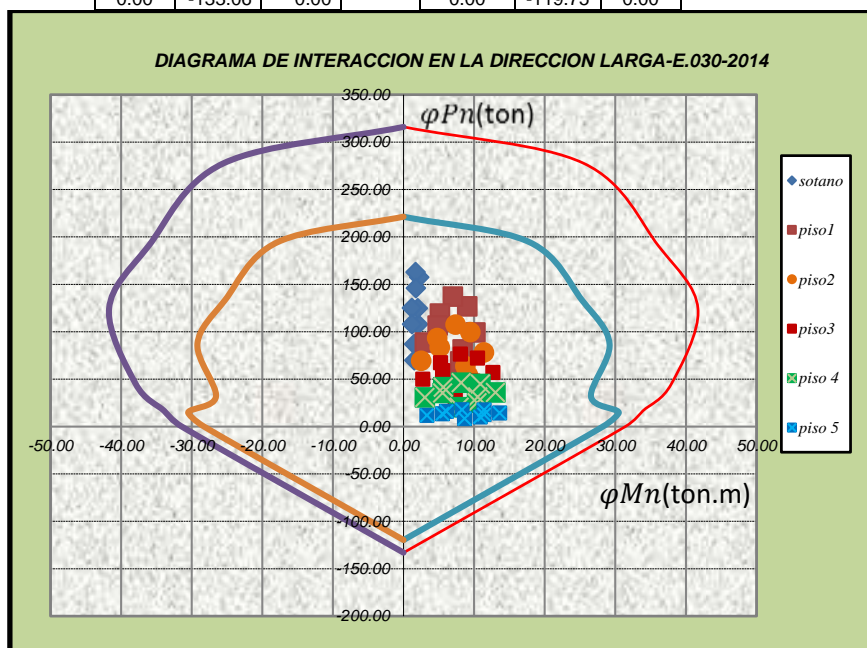


Figura 74. Diagrama de interacción de las columnas 25x60(lado mayor)

Fuente: Elaboración propia

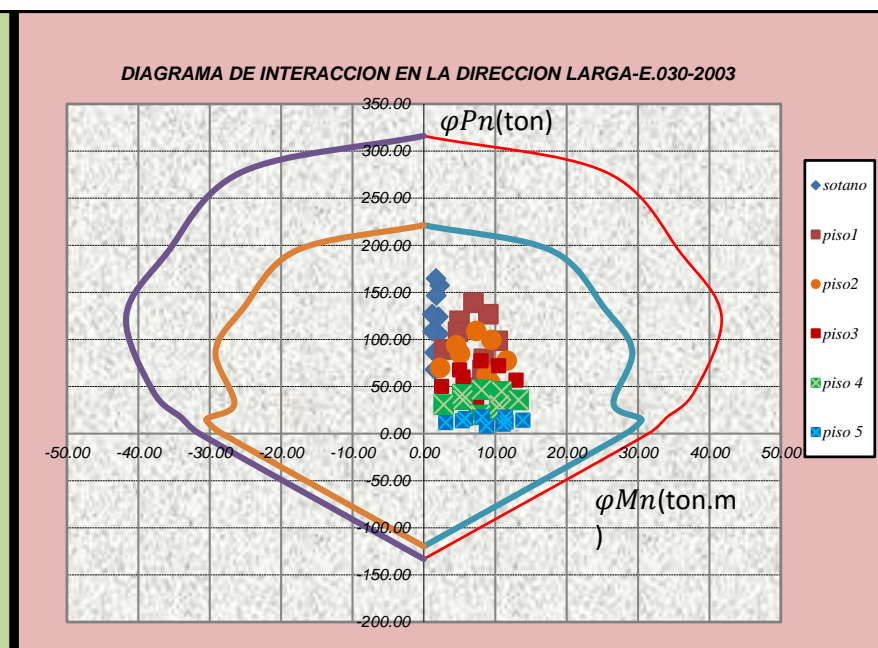


Figura 75. Diagrama de interacción de la columnas 25x60(lado mayor)

Fuente: Elaboración propia

La elaboración del diagrama de las columna C11 de 25x60 con 4 ϕ 1"+4 ϕ 3/4" cumple con toda las combinaciones con las dos Normas E.030

Tabla 82. Tabla 82. Resumen de los puntos de Diagrama de Interacción.

DISEÑO DE LA COLUMNA C5 DIRECCION CORTA

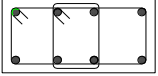
Seccion de Peralte menor

Datos de la columna

$f'c = 210.0 \text{ kg/cm}^2$ $E_c = 217370.65 \text{ kg/cm}^2$ $\epsilon_{cu} = 0.003$
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ $E_s = 2000000 \text{ kg/cm}^2$ $\epsilon_y = 0.002$
 $\phi = 0.7$
 $h = 25 \text{ cm}$ **A_{total}** = 1500 cm² **p.e(d)** = 19.00 cm
 $b = 60 \text{ cm}$ **A_{st}** = 40.56 cm² **rec** = 6.00 cm

numero de capas = 2

1° capa **A_{s1}** = 2 ϕ 1" + 2 ϕ 3/4 **dist.extr.sup.** = 6.00cm **dist.centro.** = 6.50cm
 2° capa **A_{s2}** = 2 ϕ 1" + 2 ϕ 3/4 **dist.extr.sup.** = 19.00cm **dist.centro.** = -6.50cm



Mn	Pn	Mn
0.00	316.12	0
-11.88	237.99	11.88
-14.06	149.38	14.06
-15.07	79.24	15.07
-13.38	45.04	13.38
-12.40	28.55	12.40
-10.56	-0.07	10.56
0.00	-133.06	0.00

ϕMn	ϕPn	ϕMn
0.00	221.28	0.00
-8.32	166.60	8.32
-9.84	104.57	9.84
-10.55	55.46	10.55
-9.36	31.53	9.36
-11.16	25.70	11.16
-9.50	-0.06	9.50
0.00	-119.75	0.00

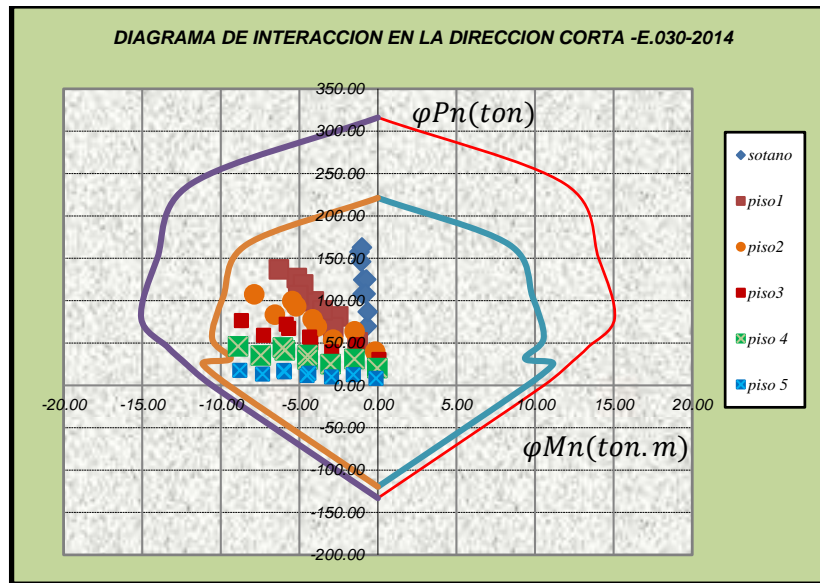


Figura 76. Diagrama de interacción de las columnas 25x60(lado corto)

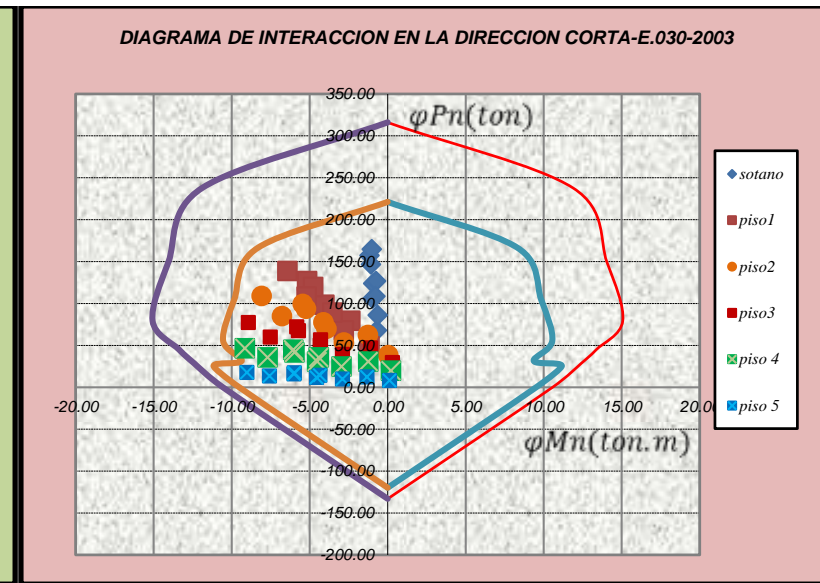


Figura 77. Diagrama de interacción de las columnas 25x60(lado corto)

Como podemos observar la columna de 25x60 con 4 ϕ 1"+4 ϕ 3/4" es suficiente para soportar todas las combinaciones en cada dirección de análisis ya que todas caen dentro del área del diagrama de interacción en las dos direcciones de análisis para las dos normas por la similitud de las combinaciones.

En la Tabla 83 se indica el refuerzo estimado por flexocompresión y en la Figura 78 se muestra la sección transversal con el refuerzo estimado.

Tabla 83. Refuerzos a utilizar por pisos

Piso	Acero	As(cm ²)
5	4 ϕ 1"+4 ϕ 3/4"	15.84
4	4 ϕ 1"+4 ϕ 3/4"	15.84
3	4 ϕ 1"+4 ϕ 3/4"	15.84
2	4 ϕ 1"+4 ϕ 3/4"	15.84
1	4 ϕ 1"+4 ϕ 3/4"	15.84
sótano	4 ϕ 1"+4 ϕ 3/4"	15.84

Fuente: Elaboración propia

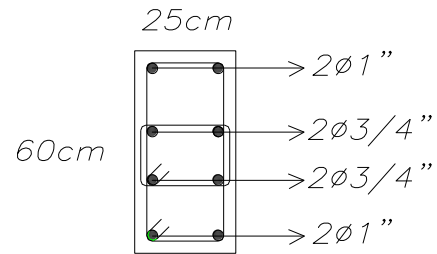


Figura 78. Sección de la columna con detalle de refuerzo

Fuente: Elaboración propia

4.4.4.2 Diseño por Flexión Biaxial.

En el caso de las columnas de esta edificación, no hubo el caso en que se presente momentos flectores significativos en las dos direcciones esto es debido a que tenemos los aligerados alineados principalmente en una dirección y las fuerzas de sismo están controladas básicamente por las placas de corte.

4.4.4.3 Esbeltez de Columnas

Mientras la esbeltez de la columna no sea significativa, se cumple respecto al diseño por flexo compresión que las deformaciones transversales originadas por la carga axial aplicada no afectan significativamente los momentos calculados en el análisis de primer orden.

Si para el nivel de carga axial aplicado se generaran deformaciones transversales que aumente significativamente la excentricidad considerada

en el diseño, deberá evaluarse el momento generado por la nueva excentricidad, denominada como efecto de segundo orden.

La esbeltez de las columnas se evalúa utilizando un factor de corrección denominado δ , el cual se subdivide en δ_1 y δ_g . El primero (δ_1), corrige el momento debido a cargas de gravedad, mientras que el segundo (δ_g), corrige el momento debido a desplazamientos laterales relativos producidos generalmente por los sismos

Por lo tanto, de acuerdo a la Norma los momentos de diseño vienen dados por la siguiente expresión:

$$M_c = \delta_1.M_{uv} + \delta_g.M_{ux}$$

Dónde:

- M_{uv} = Momento debido a cargas verticales amplificadas.
- M_{ux} = Momento debido a cargas de sismo amplificadas.
- δ_1 = factor de correccion por esbeltez local
- δ_g = factor de correccion por esbeltez global

a) Efecto Local de Esbeltez

El factor δ_1 debera aplicarse a los resultados del analisis de primer orden y se evalua mediante la siguiente expresion:

$$\delta_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi P_c}} \geq 1$$

Donde:

P_u :cargas especificadas actuantes sobre la columna

ϕ :Factor de reduccion de resistencia ($\phi=0.7$)

P_c :carga critica de pandeo(Formula de Euler)

C_m :coeficiente que considera la relacion de los momentos de los nudos y el tipo de curvatura:

Según la norma los efectos locales de esbeltez se pueden despreciar si se cumple que:

$$\frac{Kxlu}{r} \leq 3.4 - 1.2\left(\frac{M_1}{M_2}\right)$$

Dónde:

K: factor de longitud efectiva (k=1, para estructuras arriostradas)

lu: longitud no arriostrada de un elemento en compresión.

r : radio de giro de la sección transversal: $r = \sqrt{\frac{I}{A}}$,

Para secciones rectangulares (r =0.30h) en la dirección de análisis.

M1: momento flector menor de diseño en el extremo de la columna, es positivo

Si la columna es flexionada en curvatura simple y es negativo si hay doble curvatura.

M2: momento flector mayor de diseño en el extremo de la columna, siempre positivo.

Por lo general en edificios convencionales como el caso analizado, se presenta en las columnas una doble curvatura, por lo tanto para llegar a la conclusión que estos efectos pueden ser despreciados bastara con verificar que: $\frac{lu}{r} \leq 34$ tenemos:

Ln=2.60-0.50=2.10m (longitud no arriostrada de la columna)

rx=0.30x0.25=0.075m (radio de giro en la dirección xx)

ry=0.30x0.60=0.18m (radio de giro en la dirección yy)

por lo tanto tenemos:

$$\frac{lu}{rx} = \frac{2.10}{0.075} = 28 < 34$$

$$\frac{lu}{ry} = \frac{2.10}{0.15} = 14 < 34$$

Finalmente se concluye que no tendremos problemas de esbeltez en las columnas, ya que tenemos columnas uniformes de 0.25x0.60m.

b) Efecto Global de Esbeltez

El factor δg se evalúa mediante las siguientes expresiones:

$$\delta 1 = \frac{1}{1-Q} \quad \text{o} \quad \delta 1 = \frac{1}{1 - \frac{\sum Pu}{\phi \sum Pc}}$$

El factor Q representa al índice de estabilidad del edificio.

Así mismo en el numeral 10.11.4.2, menciona que las columnas de la estructura se pueden considerar como arriostradas (sin desplazamiento lateral), si se verifica que **el índice de estabilidad del entrepiso “Q”** sea menor o **igual a 0.06**, mediante la siguiente expresión:

$$Q = \frac{(\sum Pu) \times \Delta o}{V_{usx} h_e}$$

Dónde:

Q: índice de estabilidad del entrepiso.

$\sum Pu$: suma de las cargas de diseño amplificadas y acumuladas desde el extremo superior del piso hasta el entrepiso considerado.

Δo : deformación relativa de entrepiso, debido a las fuerzas laterales amplificadas y calculadas de acuerdo a un análisis de primer orden.

V_{us} : fuerza cortante amplificada de entrepiso, debido a cargas laterales.

h_e : altura del entrepiso medida de piso a piso.

A continuación se presenta el cálculo del índice de estabilidad del entrepiso en forma resumida en la Tabla 84. para el análisis X y la Tabla 85 para el análisis en Y.

Tabla 84. Analisis de esbeltez global en la dirección X

NIVEL	Pu(tn)	$\sum Pu$ (tn)	Δo (cm)	$\sum Pu \times \Delta o$	VuS(tn)	h(m)	factorQ
5	386.88	386.88	0.923	3.57	73.88	2.6	0.0186
4	526.83	913.72	0.958	8.75	148.46	2.6	0.0227
3	526.83	1440.55	0.928	13.37	200.28	2.6	0.0257
2	526.83	1967.38	0.804	15.81	234.74	2.6	0.0259
1	526.83	2494.21	0.524	13.06	252.08	2.6	0.0199
sótano	882.62	3376.84	-	-	-	3.7	-

Fuente: Elaboración propia

Tabla 85. Analisis de esbeltez global en la dirección Y

NIVEL	Pu(tn)	∑Pu(tn)	Δo(cm)	∑PuxΔo	VuS(tn)	h(m)	factorQ
5	386.88	386.88	0.575	2.23	62.347	2.6	0.0137
4	526.83	913.72	0.606	5.54	125.45	2.6	0.0170
3	526.83	1440.55	0.586	8.45	169.04	2.6	0.0192
2	526.83	1967.38	0.487	9.58	198	2.6	0.0186
1	526.83	2494.21	0.305	7.60	212.51	2.6	0.0138
sotano	882.62	3376.84	-	-		3.7	-

Fuente: Elaboración propia

Finalmente se verifica que en ambas direcciones X y Y que $Q < 0.06$, entonces la estructura se encuentra arriostrada (sin desplazamiento lateral)

4.4.5 Diseño por Corte

Siguiendo el mismo criterio de buscar la falla por flexión en lugar de una de corte de los elementos en flexo compresión, la norma E.060, indica que la fuerza cortante de diseño V_u de las columnas que resistan efectos sísmicos, No deben ser menores que los valores obtenido en (a) y (b)

- a) la suma del cortante asociado con el desarrollo de los momentos nominales (M_n) del elemento en los extremos de la luz ,asociados a la carga axial P_u que dé como resultados el mayor momento nominal posible, mediante la siguiente expresión:

$$V_u = \frac{(M_{nsup} + M_{ninf})}{h_n}$$

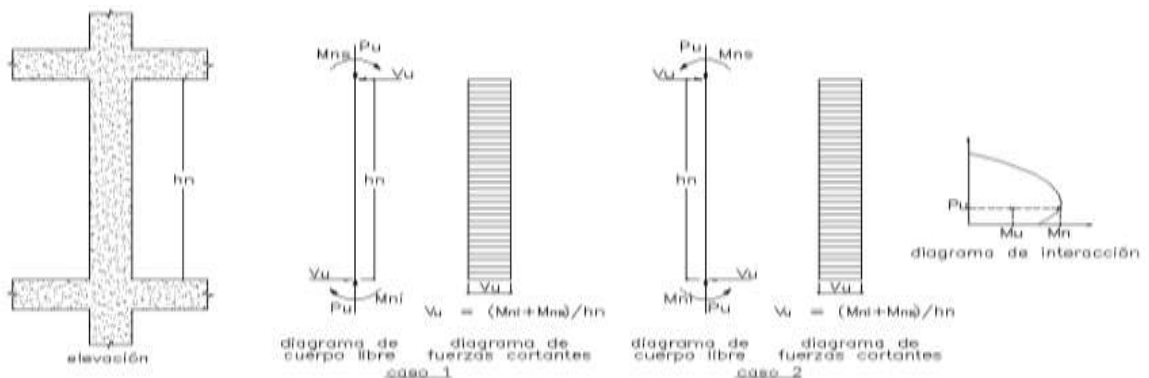


Figura 79. Fuerzas Cortantes de Diseño en Columnas

Fuente: R.N.E,(2009)E.060 Diseño en Concreto Armado.

- b) El cortante máximo ($V_u \text{ max}$) obtenido de las combinaciones de carga de diseño durante el análisis realizado al edificio, con un factor de amplificación para los valores de sismo igual a 2.5.

En el caso de la columna en diseño C11 (25X60), se comprobó que se cumplieran en todo los pisos las condiciones mencionadas anteriormente.

Para el diseño por corte se debe verificar que cumpla con la siguiente expresión:

$$V_u = \Phi V_n$$

$$V_u = \Phi (V_c + V_s)$$

$$V_c = 0.53 v f'c b d (1 + 0.0071 N_u / A_g)$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s}$$

Donde $\Phi = 0.85$

- V_u = Resistencia requerida por corte
- V_n = Resistencia nominal
- V_c = Resistencia al corte del concreto
- N_u = Carga Axial actuante en la columna
- A_g = Área bruta de la sección
- V_s = Resistencia al corte del acero de refuerzo
- A_v = Área de las ramas de los estribos de refuerzo
- s = Espaciamiento de los estribos

Primera verificación(a) esta se resume en la Tabla 86.

Tabla 86. Primera verificación de la cortante

Piso	Mun(tn.m)	hn(m)	Vun(tn)	Nu	$\phi V_c(Tn)$	$\phi V_s(Tn)$	S(cm)
5	25.00	2.1	23.81	8.37	7.47	17.53	12.72
4	21.00	2.1	20.00	20.37	7.87	13.13	16.99
3	22.00	2.1	20.95	30.50	8.22	13.78	16.18
2	18.00	2.1	17.14	39.84	8.54	9.46	23.57
1	16.00	2.1	15.24	50.76	8.91	7.09	31.45
sótano	14.00	3.2	8.75	69.89	9.56	4.44	50.20

Fuente: Elaboración propia

Segunda verificación (b) esta se resume en la Tabla 87.

Tabla 87. Segunda verificación de la cortante

Piso	Vu33(tn)	Vu22(tn)	Nu	$\phi Vc(Tn)$	$\phi Vs(Tn)$	S(cm)
5	6.80	10.96	8.37	7.47	3.49	63.84
4	6.88	10.05	20.37	7.87	2.18	102.49
3	6.73	9.83	30.50	8.22	1.61	138.38
2	6.15	8.89	39.84	8.54	0.35	628.80
1	4.96	7.72	50.76	8.91	0.00	no es necesario
sótano	0.95	1.87	69.89	9.56	0.00	no es necesario

Fuente: Elaboración propia

Para la distribución de estribos la norma recomienda lo siguiente:

En ambos extremos de la columna se debe tener zonas de confinamiento que debe tener el mayor valor de las siguientes condiciones:

$$Lo = ln / 6$$

$$Lo = h \text{ (mayor dimensión)}$$

$$Lo = 45 \text{ cm.}$$

- En la zona de confinamiento los estribos estarán separados una distancia que sea el menor de los siguientes valores:

$$s = b / 2 \text{ (menor dimensión)}$$

$$s = 10 \text{ cm.}$$

- El espaciamiento fuera de la zona de confinamiento no deberá ser mayor que:

$$S \text{ máx.} = 16 \text{ db de menor diámetro}$$

$$s \text{ max} = b$$

$$s \text{ max} = 30 \text{ cm.}$$

Finalmente siguiendo las recomendaciones de la norma E.060 tenemos el cálculo del refuerzo por confinamiento en la Tabla 88:

Tabla 88. Calculo de Refuerzo por confinamiento.

Zona de Confinamiento(Lo)				Fuera Zona Confinamiento				
Lo ≥	1/6Ln=	0.35	S ≤	1/2min(b o h)(cm)	12.5	S ≤	min(b o h)(cm)	25
	max(b o h)(cm)	60		8xφAcero(barra)=	12.72		16xφAcero(barra)=	25.44
	45cm	45		10cm	10		30cm	30
Lo ≥	60.00	cm	S ≤	10	cm	S ≤	25	cm

Fuente: Elaboración propia

Se resume el espaciamiento de los estribos de la columna C11, por cada nivel en la siguiente Tabla 89.

Tabla 89. Refuerzos final a utilizar por pisos

Piso	Estribos
5	1@5cm,6@10cm,R@25cm
4	1@5cm,6@10cm,R@25cm
3	1@5cm,6@10cm,R@25cm
2	1@5cm,6@10cm,R@25cm
1	1@5cm,6@10cm,R@25cm
sótano	1@5cm,6@10cm,R@25cm

Fuente: Elaboración propia

A continuación mostraremos el diseño final de la sección transversal de la columna rectangular C11 (25 x 60) como se muestra en la Figura 80.

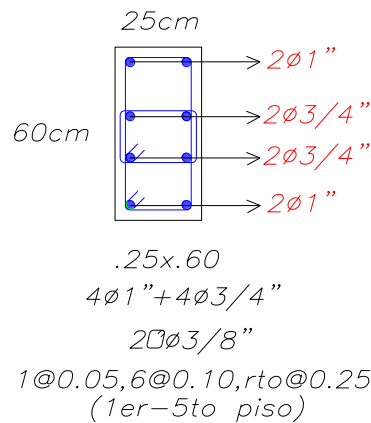


Figura 80.sección de columna 25x60 con detalle final de refuerzo típico

Fuente: Elaboración propia

4.4.6 Diseño de Placas o Muros de Corte

Son aquellos elementos de la estructura que resisten cargas axiales y cargas laterales sísmicas. El procedimiento de diseño es similar al seguido para una columna con la particularidad que, debido a su gran rigidez lateral absorben grandes momentos y cortantes producidos por las fuerzas de sismo.

Las condiciones críticas por lo general se deben a las combinaciones que incluyen las cargas de sismo en la base del primer nivel, pues estas hacen que se produzcan cortantes y momentos elevados en la placa.

El presente capítulo resume el procedimiento de diseño de las placas de la edificación de acuerdo a los criterios establecidos por la NTE.060.

- Los muros serán dimensionados teniendo especial consideración sobre los esfuerzos de compresión en los extremos y su resistencia al pandeo.
- El espesor mínimo para los muros de corte será de 10cm. En el caso de muros de corte coincidente con muros exteriores de sótano, el espesor mínimo será de 20cm.

4.4.6.1 Diseño por flexión compresión

- Para muros esbeltos (Altura total / longitud; $H/L = 1$) serán aplicables los lineamientos generales establecidos para flexo - compresión: se investigará la resistencia en base a una relación de Carga Axial – Momento, construyendo un Diagrama de Interacción (similar al caso de columnas).
El refuerzo vertical deberá distribuirse a lo largo de la longitud del muro, debiendo concentrarse mayor refuerzo en los extremos y en las zonas donde llegan vigas perpendiculares al plano de la placa.
- Adicionalmente, deberá colocarse refuerzo uniformemente repartido a lo largo de la longitud del muro, cumpliéndose con el acero mínimo de refuerzo vertical para muros indicado en la NTE.060, sección 15.4.3.
- El acero de refuerzo concentrado en los extremos de los muros deberá confinarse con estribos como si se tratasen de columnas. Los empalmes en este refuerzo se diseñaran como empalmes en tracción.
- El refuerzo vertical distribuido no necesita estar confinado por estribos a menos que su cuantía exceda a 0.01 o que sea necesario por compresión.

Si el refuerzo en la fibra extrema en tracción, calculado suponiendo un comportamiento lineal elástico ($\sigma_u = \frac{MuY_t}{IG} - \frac{Pu}{Ag}$) excede de $2\sqrt{f'_c}$; deberá verificarse que el refuerzo en tracción de los extremos provea un momento resistente por lo menos igual a 1.5 veces el momento de agrietamiento (M_{cr}) de la sección.

$$M_{cr} = \frac{I_G(2\sqrt{f'_c} + \frac{Pu}{Ag})}{Y_t}$$

4.4.6.2 Diseño por Corte.

- Se basa en las disposiciones especiales para muros de corte, numeral 11.10 de la Norma E.060, donde se indica:
 - $V_u \leq \phi V_n$ (en todas las secciones del elemento)
 - $V_n \leq V_c + V_s$ (aporte del concreto + aporte del refuerzo en el alma)

- Así mismo, la resistencia nominal V_n , no deberá exceder de:

$$V_{nmax} \leq 2.6\sqrt{f'_c} \times A_{cw}$$

Dónde:

A_{cw} – representa el área de corte de la sección transversal del Muro (t x d)

d – peralte efectivo del elemento, puede considerarse como 0.8 l_m .

- Además, la contribución del concreto V_c , no deberá exceder de:

$$V_c \leq A_{cw}(\alpha_c \sqrt{f'_c})$$

Dónde: a

α_c – es 0.8 para $[hm/l_m]=1.5$; 0.53 para $[hm/l_m]=2.0$ y varia linealmente entre 0.8 y 0.53 para $[hm/l_m]$ entre 1.5 y 2.0.

l_m – longitud total del muro.

hm – altura total del muro.

- Para diseñar por cortante la exigencia crítica es proporcionar más resistencia por cortante que por flexión, es así que la Norma E.060, numeral 21.9.5, menciona que la fuerza cortante de diseño V_u , deberá ajustarse a la capacidad en flexión instalada del muro, mediante la siguiente expresión:

$$V_u \geq V_{ua} \left(\frac{M_n}{M_{ua}} \right)$$

Dónde: V_{ua} – cortante último proveniente del análisis

M_{ua} – momento último proveniente del análisis

M_n – momento nominal resistente del muro,

M_n es calculado con los aceros realmente colocados, asociado a la carga P_u . El cociente M_n/M_{ua} no debe tomarse mayor que el cociente de reducción (R) utilizado en la determinación de las fuerzas laterales de sismo.

- La cuantía de refuerzo horizontal por corte (ρ_h), referida a la sección total vertical del concreto en el sector analizado; será mayor o igual a 0.0025 y su espaciamiento no excederá de $L/5$, $3t$ ó 45 cm., debiéndose anclar en los extremos confinados del muro en forma tal que pueda desarrollar su esfuerzo de fluencia.
- La cuantía ρ_v del refuerzo vertical por corte (referida a la sección horizontal total del concreto), será mayor o igual a:

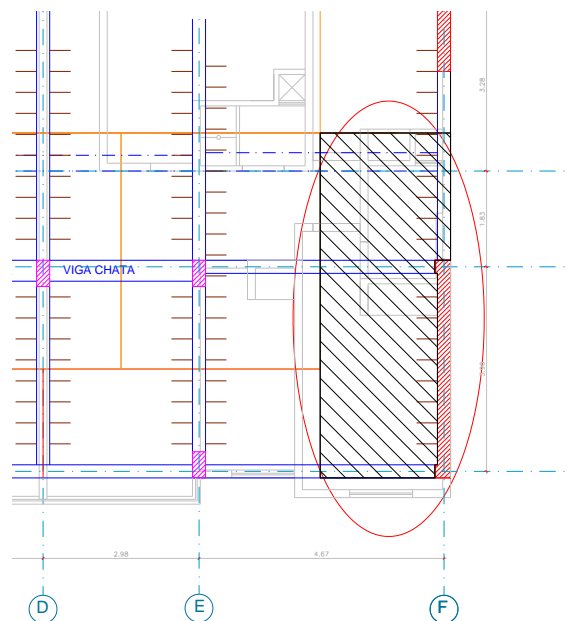
$$\rho_{vmin} = 0.0025 + 0.5x \left(2.5 - \frac{hm}{lm} \right) (\rho_h - 0.0025) \geq 0.0025$$

Pero no necesitará ser mayor que el refuerzo horizontal requerido.

- El espaciamiento del refuerzo vertical no deberá ser mayor que $L/3$, $3t$ ó 45cm.
- Cuando V_u sea menor que $0.5 V_c$, la cuantía de refuerzo horizontal y vertical puede reducirse a $\rho_h > 0.0020$ y $\rho_v > 0.0015$.
El espaciamiento de ambos refuerzos no será mayor que tres veces el espesor del muro ó 45cm.

- Cuando el espesor del muro sea igual o mayor que 25cm, deberá colocarse el refuerzo horizontal y vertical en las dos caras del elemento.
- Cuando el muro tiene un espesor menor se recomienda una capa de refuerzo vertical y horizontal, que se ubique en el centro de la placa, con el fin de evitar aglomeración de refuerzo.

Se toma como ejemplo el diseño de la placa PL-05 (4.150X25), que se encuentra en el eje F del límite de propiedad. Según la Figura 81:



.Figura 81.Placa PL-5 a diseñar ubicación en límite de propiedad

Fuente: Elaboración propia

Diseño de Placa PL-5

Para ello, es necesario determinar en primer lugar, la relación de esbeltez (H / L) de la placa. Si ésta es mayor que 1, el muro es esbelto y podrá utilizarse el procedimiento de diseño que considera flexo- compresión, de manera similar al diseño de columnas; en caso contrario, se diseñará el muro considerando los procedimientos establecidos en el numeral 15.4.2.1.b de la NTE.060.

En este caso particular, se utilizará el diseño por flexo – compresión, ya que la Relación de esbeltez de la placa que se analizará es igual a:

$$H / L = 13\text{m} / 4.15\text{m} = 3.13 > 1$$

La sección transversal de la placa PL – 5, se muestra en la siguiente Figura 82.

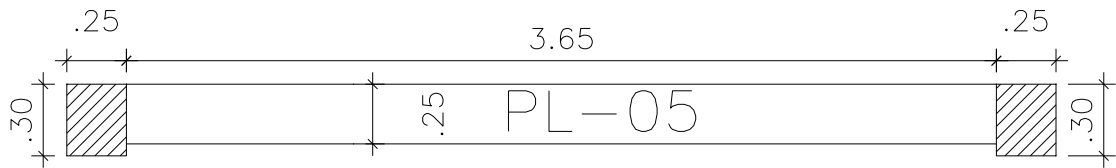


Figura 82. Sección de Placa de 0.25x4.15m

Fuente: Elaboración propia

A. Diseño por Flexocompresión:

El diseño por flexo – compresión consiste en elegir tentativamente, una distribución de acero de refuerzo; concentrado una parte en los extremos de la placa, a manera de columnas y repartiendo el saldo en el resto de la sección. Con el refuerzo elegido, se construye el diagrama de interacción para la sección y será necesario verificar que los puntos (P_u , M_u) correspondientes a las combinaciones de diseño; se encuentren dentro de la curva de diseño del diagrama. Si esta condición no se satisface, se escogerá otra distribución de armaduras de acero y se repetirá el procedimiento anterior hasta cumplirse la condición indicada líneas arriba. Para un tanteo inicial del acero de refuerzo, es posible utilizar la siguiente Expresión:

$$A_{st} = \frac{M_u}{0.9x f_{yx} 0.9 l m}$$

La dirección crítica para el diseño por flexo - compresión es la dirección transversal Y de la edificación, puesto que es en esta dirección en la cual se presentan los mayores valores de momento flector y fuerza cortante producidos por las fuerzas horizontales de sismo.

Para iniciar el refuerzo vertical repartido a lo largo de la placa deberá tener una cuantía mayor a la mínima establecida anteriormente. Con el refuerzo distribuido en la sección se construye el diagrama de interacción.

Calcularemos el acero mínimo con $p_v=0.0025$, considerando un ancho de 1.00m.

$$A_{smin} = 0.0025 \times 100 \times 25 = 6.25 \text{ cm}^2$$

Es así que tenemos la siguiente distribución de acero:

Asv en dos capas $6.25/2=3.13 \text{ cm}^2$

Usando $\phi=3/8"$ el espaciamiento es igual a:

$$S = \frac{A\phi}{At} = \frac{0.71}{3.13} \times 100 = 22.7 \text{ cm}$$

Usando $\phi 3/8" @ 0.20 \text{ m}$ en dos capas

Hacemos una estimación preliminar con la siguiente formula:

$$A_{st} = \frac{Mu}{0.9 \times f_y \times 0.9 l_m}$$

Ast=área de acero total en los núcleos

Mu=Máximo Momento actuante

Lm=longitud total de muro de corte.

$$A_{st} = \frac{272.68}{0.9 \times 4.2 \times 0.9 \times 4.15} = 19.31 \text{ cm}^2$$

En cada núcleo se estima $A_s=19.31/2=9.66 \text{ cm}^2$ ($6\phi 5/8"$)

Acero mínimo en extremos confinados: $\rho_{col}=1\%$, $25 \times 30 \times 1\% = 7.5 \text{ cm}^2$

- Pero optamos por una menor cuantía ($6\phi 1/2"$) en cada extremo confinado.
- Refuerzo vertical distribuido: $1\phi 3/8" @ 0.20 \text{ m}$ ($A_{scol}=7.10 \text{ cm}^2$)

Para esta distribución de acero se obtiene detallar tentativamente el área de acero en la sección como se muestra en la Figura 83. y luego podemos elaborar diagrama de interacción nominal y de diseño, conjuntamente con las combinaciones últimas (P_u , M_u), para cada dirección.

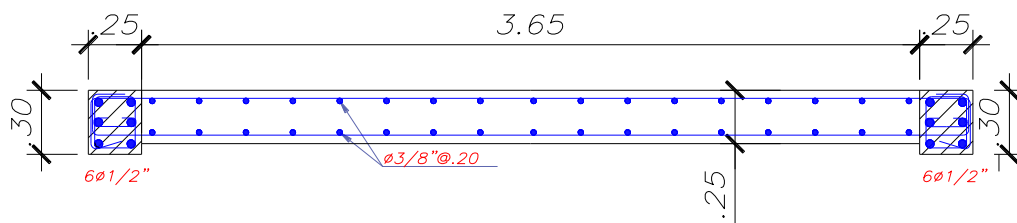


Figura 83. Placa de $0.25 \times 4.15 \text{ m}$ con cuantía de acero estimado para diseño por flexión

Fuente: Elaboración propia

- **COMPARACION DE RESULTADOS DEL ANALISIS SISMICO CON LA NORMA E.030-2014 vs E.030-2003 PARA LA PLACA PL-5.**

Para realizar la comparación durante el análisis y diseño estructural se presenta los diagramas de fuerza de compresión, momentos flectores Y fuerza cortantes en la Placa PL-5 por carga de sismo en Y (critico)

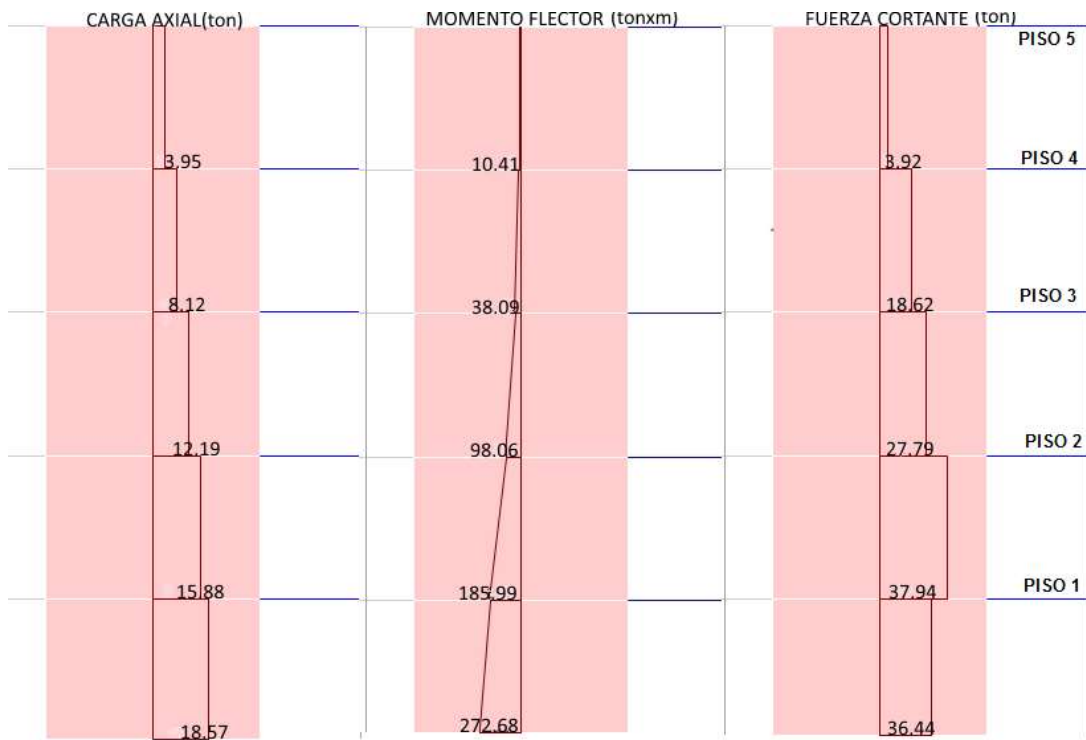


Figura 84. Diagrama de carga axial, momento flector y fuerza cortante para cada nivel de la placa pl-5 debido a la carga crítica de sismo con E.030-2014

Fuente: EtabsV15,(2015).Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems

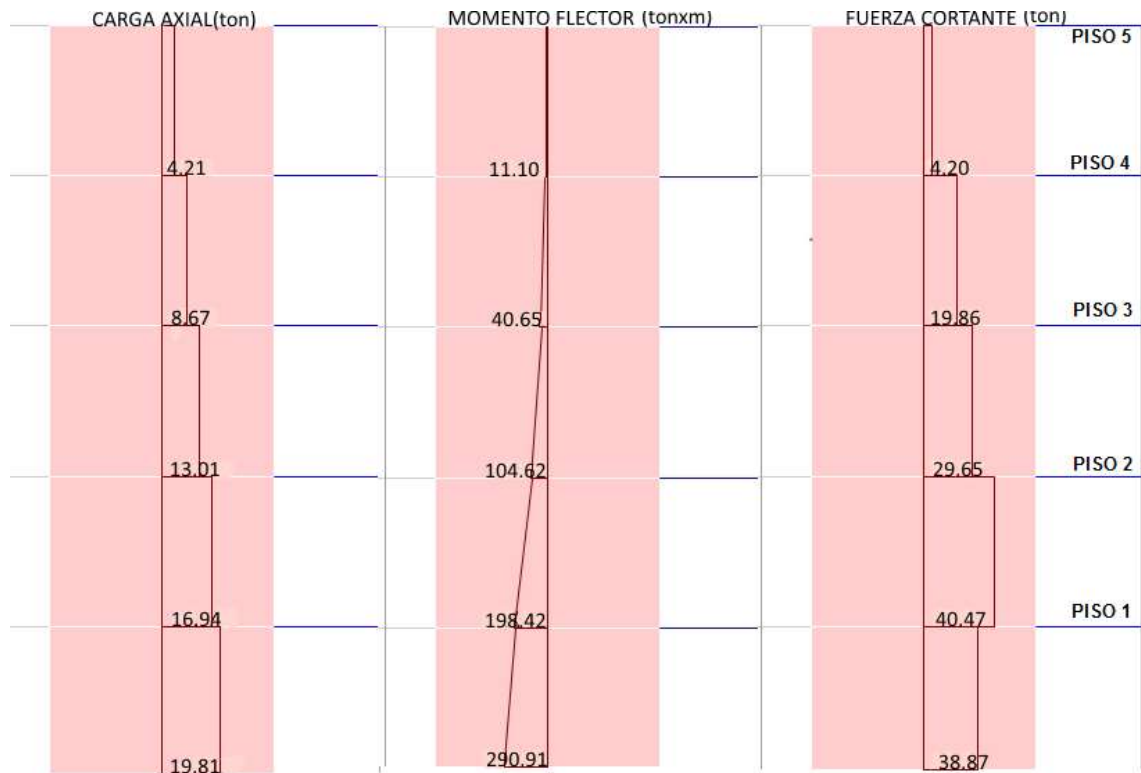


Figura 85. Diagrama de carga axial, momento flector y fuerza cortante para cada nivel de la placa pl-5 debido a la carga crítica de sismo con E.030-2003.

Fuente: EtabsV15,(2015).Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems

Del análisis estructural, y los valores tomados de la comparación de los anteriores diagramas se tiene la Tabla 90 y Tabla 91 donde se resume las cargas y momentos actuantes incluyendo las de sismo en las dos direcciones para la Norma E.030-2014 y E.030-2003 respectivamente. Se verificara que los pares de carga y momento flector último sean menores a los resistidos por la sección, es decir se encuentren dentro del diagrama de interacción que se elaborara con la cuantía estimada.

Tabla 90. Resultados de cargas en la placa pl-5 incluyendo cargas de sismo con la Norma E.030-2014

PISO	Pu(Ton)				M2-2(Ton-m)				M3-3(ton-m)			
	CM	CV	Sxx	Syy	CM	CV	Sxx	Syy	CM	CV	Sxx	Syy
5	14.84	1.60	3.17	3.95	2.52	0.42	4.87	0.92	2.84	1.17	1.72	10.4
4	32.73	4.91	7.14	8.12	1.38	0.15	2.03	0.39	2.64	0.86	6.23	38.1
3	50.62	8.22	11.14	12.19	1.36	0.21	7.28	1.73	1.13	0.55	14.12	98.1
2	68.51	11.53	14.62	15.88	1.75	0.20	0.98	1.09	0.35	0.29	27.21	186.0
1	86.40	14.84	17.65	18.57	1.24	0.22	15.54	4.01	6.32	1.14	38.53	272.7

Fuente: Elaboración propia

Tabla 91. Resultados de cargas en la placa pl-5 incluyendo cargas de sismo con la Norma E.030-2003

PISO	Pu(Ton)				M2-2(Ton-m)				M3-3(ton-m)			
	CM	CV	S xx	Syy	CM	CV	S xx	Syy	CM	CV	S xx	Syy
5	14.84	1.60	3.17	3.95	2.52	0.42	5.20	0.99	2.84	1.17	1.84	11.1
4	32.73	4.91	7.14	8.12	1.38	0.15	2.16	0.42	2.64	0.86	6.65	40.6
3	50.62	8.22	11.14	12.19	1.36	0.21	7.77	1.85	1.13	0.55	15.06	104.6
2	68.51	11.53	14.62	15.88	1.75	0.20	1.05	1.16	0.35	0.29	29.03	198.4
1	86.40	14.84	17.65	18.57	1.24	0.22	16.58	4.28	6.32	1.14	41.11	290.9

Fuente: Elaboración propia

De igual manera a partir del análisis estructural y los anteriores diagramas comparativos se obtiene la Tabla 92 y Tabla 93 donde se resume las cargas y momentos actuantes incluyendo las de sismo en las dos direcciones para la Norma E.030-2014 y E.030-2003 respectivamente.

Tabla 92. Resultados de cargas en la placa pl-5 incluyendo carga de sismo con la norma E.030-2014

PISO	V2-2(Ton-m)				V3-3(ton-m)			
	CM	CV	S xx	Syy	CM	CV	S xx	Syy
5	3.58	0.50	1.00	3.93	2.17	0.36	4.09	0.75
4	3.19	0.71	3.24	18.62	0.94	0.09	1.65	0.29
3	2.70	0.70	4.57	27.79	1.16	0.19	4.91	1.14
2	2.94	0.72	5.86	37.94	1.21	0.14	0.70	0.74
1	0.72	0.27	6.23	36.44	0.46	0.09	8.70	2.35

Fuente: Elaboración propia

Tabla 93. Resultados de cargas en la placa pl-5 incluyendo carga de sismo con la norma E.030-2003

PISO	V2-2(Ton-m)				V3-3(ton-m)			
	CM	CV	S xx	Syy	CM	CV	S xx	Syy
5	3.581	0.502	1.064	4.192	2.169	0.360	4.359	0.798
4	3.192	0.708	3.459	19.862	0.940	0.087	1.765	0.313
3	2.701	0.698	4.879	29.644	1.164	0.186	5.238	1.215
2	2.945	0.717	6.255	40.472	1.207	0.135	0.751	0.791
1	0.717	0.267	6.642	38.872	0.458	0.092	9.276	2.505

Fuente: Elaboración propia

Con las Tablas donde se presentaron las Fuerzas de compresión, momento flector y fuerza cortante para la placa PL-5, se desarrollaron 4 combinaciones de carga incluyendo solo las cargas de sismo en X , con la Norma E.030-2014 y E.030-2003 como se muestran en la Tabla 94 y Tabla 95. respectivamente.

Tabla 94. Combinaciones de carga para sismo en X con la norma E.030-2014

combinación	PISO1			PISO2			PISO3			PISO4			PISO5		
	PU	MU2-2	VU3-3	PU	MU2-2	VU3-3	PU	MU2-2	VU3-3	PU	MU2-2	VU3-3	PU	MU2-2	VU3-3
1.4cm+17cv	146.19	2.10	0.80	115.52	2.80	1.92	84.84	2.27	1.95	54.17	2.17	1.46	23.50	4.24	3.65
1.25(cm+cv)+sx	144.20	17.36	9.38	114.67	3.43	2.38	84.69	9.25	6.60	54.19	3.93	2.94	23.72	8.55	7.25
1.25(cm+cv)-sx	108.90	-13.73	-8.01	85.43	1.46	0.97	62.41	-5.31	-3.22	39.91	-0.12	-0.37	17.38	-1.20	-0.92
0.9(cm+cv)+sx	108.77	16.85	9.19	86.66	2.74	1.91	64.10	8.70	6.12	41.02	3.40	2.58	17.96	7.52	6.36
0.9(cm+cv)-sx	73.46	-14.24	-8.20	57.42	0.78	0.50	41.82	-5.87	-3.70	26.73	-0.66	-0.73	11.63	-2.22	-1.81

Fuente: Elaboración propia

Tabla 95. Combinaciones de carga para sismo en X con la norma E.030-2003

combinación	PISO1			PISO2			PISO3			PISO4			PISO5		
	PU	MU2-2	VU3-3	PU	MU2-2	VU3-3	PU	MU2-2	VU3-3	PU	MU2-2	VU3-3	PU	MU2-2	VU3-3
1.4cm+17cv	146.19	2.10	0.80	115.52	2.80	1.92	84.84	2.27	1.95	54.17	2.17	1.46	23.50	4.24	3.65
1.25(cm+cv)+sx	144.20	18.40	9.96	114.67	3.49	2.43	84.69	9.74	6.92	54.19	4.07	3.05	23.72	8.87	7.52
1.25(cm+cv)-sx	108.90	-14.77	-8.59	85.43	1.40	0.93	62.41	-5.80	-3.55	39.91	-0.26	-0.48	17.38	-1.52	-1.20
0.9(cm+cv)+sx	108.77	17.89	9.77	86.66	2.81	1.96	64.10	9.19	6.45	41.02	3.53	2.69	17.96	7.84	6.64
0.9(cm+cv)-sx	73.46	-15.28	-8.78	57.42	0.71	0.46	41.82	-6.35	-4.02	26.73	-0.79	-0.84	11.63	-2.55	-2.08

Fuente: Elaboración propia

Diagrama de Interacción de la placa PL-5:

El diagrama de interacción de la placa PL-5 se ha elaborado con las dimensiones iniciales de la placa, establecidas en el predimensionamiento y el refuerzo que luego se ha estimado para los núcleos en los extremos y el alma de la placa.

Una vez elaborada el diagrama de interacción se procede a verificar que las combinaciones de cargas que incluyen sismos en Y estén dentro del diagrama para aceptar las dimensiones y el acero de refuerzo que se ha planteado.

En la Figura 86 y Figura 87 se hace la comparación de las combinaciones de cargas por sismo en X de las Tablas 94 y 95 respectivamente

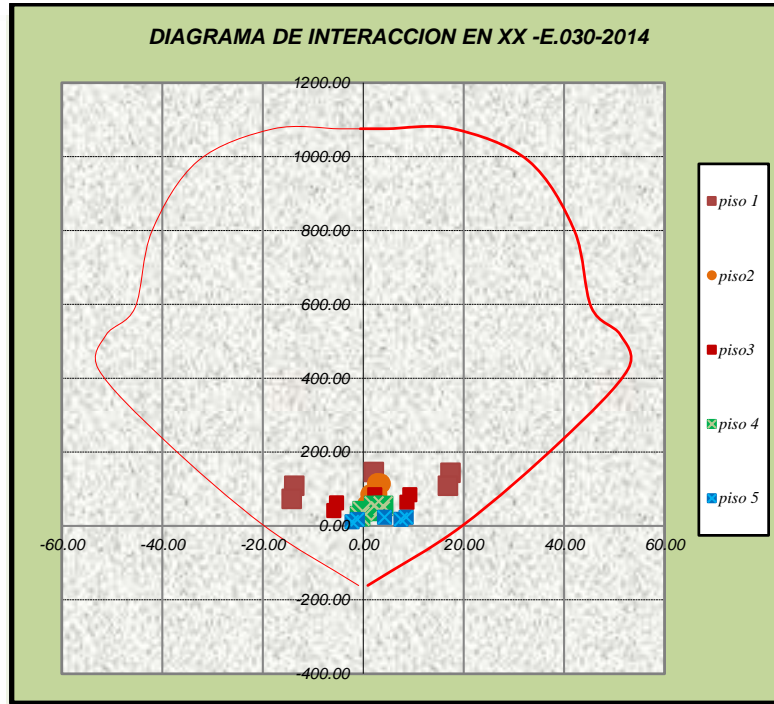


Figura 86. Diagrama de interacción de la placa PL-5 en la dirección larga
Fuente: Elaboración propia

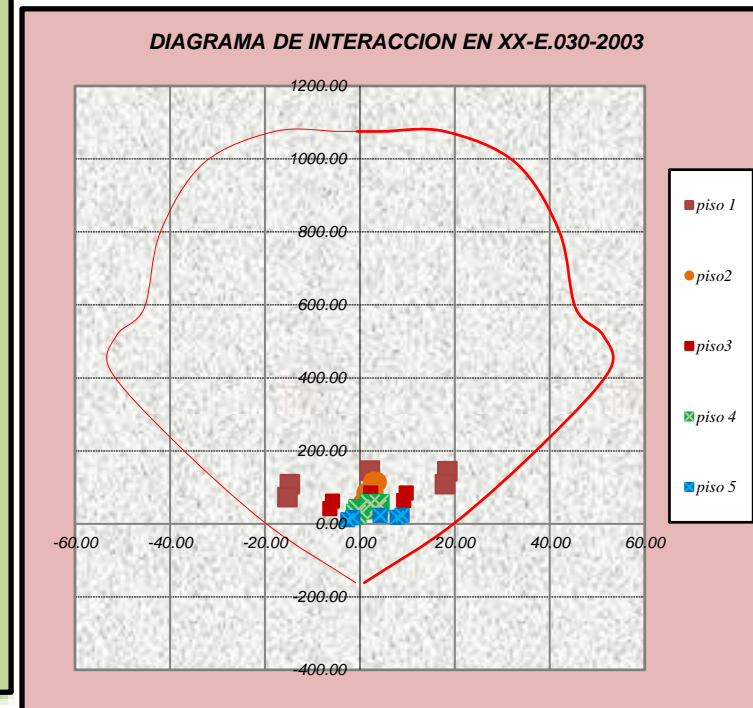


Figura 87. Diagrama de interacción de la placa PL-5 en la dirección larga.
Fuente: Elaboración propia

Comparación de las Combinaciones de Carga con cada Norma dentro de diagrama de interacción de la placa PL-5 en XX

Al igual que en el diseño de la columna, también en las placas caen dentro del diagrama de interacción para la sección estimada por lo que no presenta mayor dificultad para el proseguir con el diseño por corte con la sección y acero elegido.

Con las Tablas donde se presentaron las Fuerzas de compresión, momento flector y fuerza cortante para la placa PL-5, se desarrollaron 4 combinaciones de carga incluyendo solo las cargas de sismo en Y, con la Norma E.030-2014 y E.030-2003 como se muestran en la Tabla 96 y Tabla 97. respectivamente.

Tabla 96.combinaciones de carga para sismo YY con norma E030-2014

combinación	PISO1			PISO2			PISO3			PISO4			PISO5		
	PU	MU3-3	VU2-2	PU	MU3-3	VU2-2	PU	MU3-3	VU2-2	PU	MU3-3	VU2-2	PU	MU3-3	VU2-2
1.4cm+17cv	146.19	10.78	1.46	115.52	0.99	5.34	84.84	2.51	4.97	54.17	5.15	5.67	23.50	5.96	5.87
1.25(cm+cv)-sy	145.12	282.01	37.67	115.93	186.80	42.51	85.74	100.16	32.04	55.17	42.47	23.49	24.50	15.41	9.03
1.25(cm+cv)+sy	107.98	-263.4	-35.21	84.17	-185.2	-33.36	61.36	-95.97	-23.54	38.93	-33.73	-13.74	16.60	-5.40	1.17
0.9(cm+cv)+sy	109.68	279.40	37.32	87.91	186.57	41.23	65.15	99.57	30.85	42.00	41.25	22.13	18.74	14.01	7.60
0.9(cm+cv)-sy	72.55	-266.0	-35.55	56.16	-185.4	-34.64	40.76	-96.55	-24.73	25.75	-34.95	-15.11	10.85	-6.80	-0.25

Fuente: Elaboración propia

Tabla 97.combinaciones de carga para sismo YY con norma E030-2003

combinación	PISO1			PISO2			PISO3			PISO4			PISO5		
	PU	MU3-3	VU2-2	PU	MU3-3	VU2-2	PU	MU3-3	VU2-2	PU	MU3-3	VU2-2	PU	MU3-3	VU2-2
1.4cm+17cv	146.19	10.78	1.46	115.52	0.99	5.34	84.84	2.51	4.97	54.17	5.15	5.67	23.50	5.96	5.87
1.25(cm+cv)-sy	145.12	300.23	40.10	115.93	199.23	45.05	85.74	106.71	33.89	55.17	45.01	24.74	24.50	16.11	9.30
1.25(cm+cv)+sy	107.98	-281.6	-37.64	84.17	-197.6	-35.90	61.36	-102.5	-25.40	38.93	-36.28	-14.99	16.60	-6.10	0.91
0.9(cm+cv)+sy	109.68	297.62	39.76	87.91	199.00	43.77	65.15	106.12	32.70	42.00	43.79	23.37	18.74	14.70	7.87
0.9(cm+cv)-sy	72.55	-284.2	-37.99	56.16	-197.8	-37.18	40.76	-103.1	-26.58	25.75	-37.50	-16.35	10.85	-7.50	-0.52

Fuente: Elaboración propia

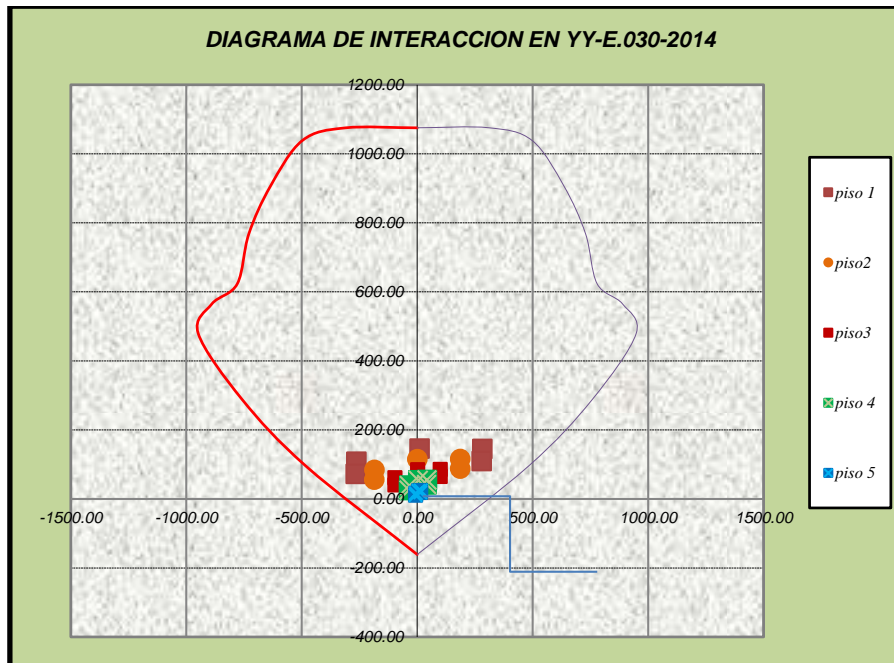


Figura 88. Diagrama de interacción de la placa PL-5 en la dirección corta

Fuente: Elaboración propia

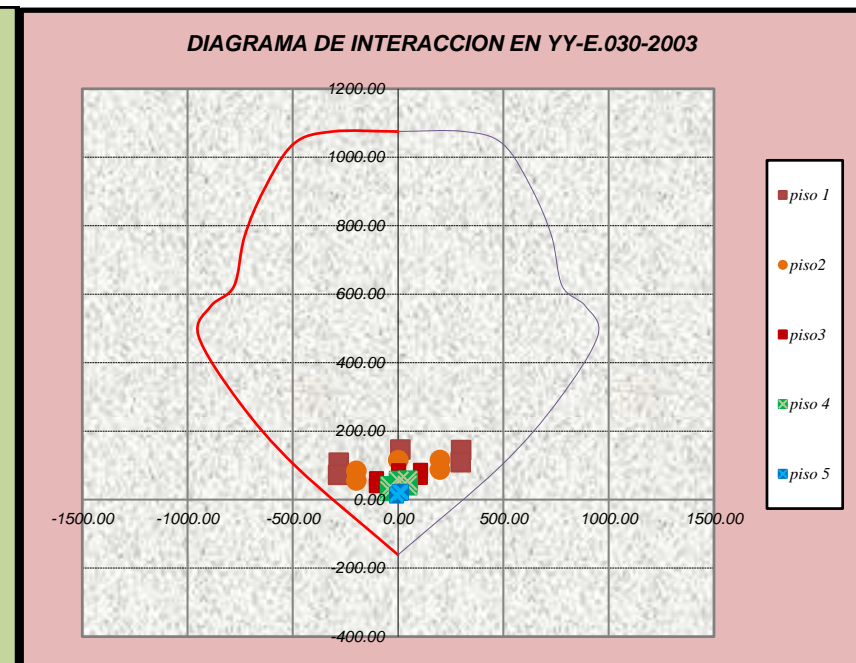


Figura 89. Diagrama de interacción de la placa PL-5 en la dirección corta

Fuente: Elaboración propia

Comparación de combinaciones de carga con cada norma dentro del diagrama de Interacción de la placa PL-5 en YY

Como se observa en el diagrama, los pares de carga axial y momento flector satisfacen los requerimientos de flexo compresión para cada piso (5pisos) en ambas normas en la dirección YY.

En las zonas donde llegan las vigas perpendiculares, el diseño de los núcleos confinados se realizó bajo los mismos requerimientos del diseño de columnas, capítulo X.

B. Diseño por Corte.

Para la placa PL-5 (4.15X0.25), tenemos los siguientes valores en la Tabla 98, para las Combinaciones de carga anteriores de Pu, que tiene el máximo Mn asociado en la dirección Y.

Tabla 98.Cálculo de la cortante de diseño

	Ry=	6.3	diagrama			
Nivel	Pu Ton	Mua Ton-m	Mn Ton-m	$\frac{Mn}{Mua}$	Vua Ton	Vudiseño Ton
5	24.50	15.41	611.1	6.30	9.03	56.91
4	55.17	42.47	511.1	6.30	23.49	148.01
3	85.74	100.16	488.9	4.88	32.04	156.38
2	115.93	186.80	444.4	2.38	42.51	101.15
1	146.19	282.01	355.6	1.26	37.67	47.49

Fuente: Elaboración propia

Se obtiene los máximos momentos nominales Mn para cada piso asociados a la carga Pua correspondientes a las máximas combinaciones que es este caso es $1.25(cm+cv)+csy$, que luego dividimos de esta manera Mn/Mua , la cual no puede sobrepasar el factor de reducción en Y que es $Rd=6.3$, si no ocurre esto se estaría tomando $Mn/Mua=Rddy=6.3$. Entonces en la última columna de la Tabla 98. Se observa las cortantes últimas de diseño de cada piso optando por la $Vudiseño=156.38\text{Ton}$ para los 3 pisos iniciales.

Se verifica que el Vu diseño sea menor a la máxima resistencia nominal de la sección ϕVn en todos los pisos:

$$Vu \leq \phi Vn_{max} = \phi(Vc + Vs)$$

$$Vu \leq \phi Vn_{max} = 0.85 \times 2.6 \times \sqrt{210} \times 10 \times 0.25 \times 0.8 \times 4.15 = 265.81 \text{ ton } ok!$$

La contribución del concreto Vc, será:

$$Vc \leq Acw(\alpha_c \sqrt{f'c})$$

$$\text{Para: } \frac{hm}{lm} = \frac{13}{4.15} = 3.13 \geq 2.00 \rightarrow \alpha_c = 0.17$$

$$Vc = 0.25 \times 0.8 \times 4.15 \times (0.53 \times \sqrt{210} \times 10) = 63.75 \text{ tn}$$

El cortante resistido por el refuerzo V_s , será:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{156.38}{0.85} - 63.75 = 120.23 \text{tn}$$

Todos los pasos a seguir para determinar la cortante que debe absorber los estribos por cada nivel se resumen en la Tabla 99.

Tabla 99. cálculo de refuerzo por corte con la cortante de diseño

Nivel	ϕ	Vudis Ton	Vnmax Ton	Vc Ton	Vs Ton
5	0.85	56.906	312.724	63.7476	3.20
4	0.85	148.01	312.724	63.7476	110.38
3	0.85	156.38	312.724	63.7476	120.23
2	0.85	156.38	312.724	63.7476	120.23
1	0.85	156.38	312.724	63.7476	120.23

Fuente: Elaboración propia

Refuerzo Horizontal

Si $V_u > \phi V_c$, se deberá proveer refuerzo por corte. La norma E.060, numeral 11.10.10.1, menciona que la resistencia V_s se calculará mediante la siguiente expresión:

$$V_s = A_c w x \rho h x f_y \rightarrow \rho h = \frac{V_s}{A_c w x f_y}$$

Dónde: ρh – cuantía de refuerzo horizontal para cortante con espaciamiento S:

$$\rho h \geq 0.0025$$

El espaciamiento del refuerzo horizontal no deberá ser mayor que:

- Tres veces el espesor del muro (3t)
- 40cm

Para la placa en diseño PL-05, tenemos:

$$\rho h = \frac{120.23 \times 1000}{(25 \times 0.80 \times 415) \times 4200} = 0.00345 \geq 0.0025$$

Considerando un refuerzo horizontal de $2\phi 3/8$ ", el espaciamiento será, para 1m de ancho

$$sh = \frac{0.71x2}{0.00345x25} = 16.47cm$$

Usar $\phi 3/8''@16cm$ como refuerzo horizontal en los primeros pisos

Usar $\phi 3/8''@18cm$ como refuerzo horizontal en los últimos pisos

En la Tabla 100. Se Resume todo los paso realizados para el cálculo del refuerzo por cortante y su espaciamiento para todo los niveles.

Tabla 100.Cálculo de la fuerza Vs que debe resistir el acero horizontal de la placa PL-5

Nivel	Vs Ton	ϕ	A _{cw} cm ²	ρh calculado	ρh min	A _h cm	S cm	Sh colocado
5	3.20	0.85	8300	0.00009	0.0025	1.42	22.72	3/8"@ 0.18
4	110.38	0.85	8300	0.00317	0.0025	1.42	17.94	3/8"@ 0.18
3	120.23	0.85	8300	0.00345	0.0025	1.42	16.47	3/8"@ 0.16
2	120.23	0.85	8300	0.00345	0.0025	1.42	16.47	3/8"@ 0.16
1	120.23	0.85	8300	0.00345	0.0025	1.42	16.47	3/8"@ 0.16

Fuente: Elaboración propia

Refuerzo Vertical

La cuantía de refuerzo vertical para cortante, ρ_v , no necesita ser mayor que el refuerzo horizontal requerido ρ_h y no debe ser menor que:

$$\rho_{vmin} = 0.0025 + 0.5x\left(2.5 - \frac{hm}{lm}\right)(\rho_h - 0.00025) \geq 0.0025$$

El espaciamiento del refuerzo vertical no deberá ser mayor que:

- Tres veces el espesor del muro (3t)
- 40cm

Así tenemos para la placa PL-05:

$$\rho_h = 0.00345$$

$$\rho_{vmin} = 0.0025 + 0.5x\left(2.5 - \frac{13}{4.15}\right)(0.00345 - 0.00025) = 0.00149 \geq 0.0025$$

$$\rho_{vmin} = 0.0025$$

Considerando un refuerzo vertical de $2\phi 3/8''$, el espaciamiento será, para 1m de ancho:

$$sv = \frac{0.71x2}{0.0025x25} = 22.72cm$$

Usar $\phi 3/8'' @ 22\text{cm}$ para todos los pisos de la placa

Se hace un resumen en la Tabla 101 para todos los niveles.

Tabla 101. cálculo del refuerzos final por corte.

Nivel	ph	$\frac{hm}{Lm}$	ρ_v calculado	ρ_v min	Av cm	S cm	Sv colocado
5	0.0025	3.133	0.00179	0.0025	1.42	22.72	3/8" @ 0.22
4	0.0032	3.133	0.00158	0.0025	1.42	22.72	3/8" @ 0.22
3	0.0034	3.133	0.00149	0.0025	1.42	22.72	3/8" @ 0.22
2	0.0034	3.133	0.00149	0.0025	1.42	22.72	3/8" @ 0.22
1	0.0034	3.133	0.00149	0.0025	1.42	22.72	3/8" @ 0.22

Fuente: Elaboración propia

El diseño por corte de los núcleos confinados se realizó bajo los mismos requerimientos del diseño de columnas, para los pisos superiores se disminuye la cuantía ya que los esfuerzos se reducen.

Finalmente tenemos el siguiente diseño para la placa PL-5, en el 1er piso

- Extremos confinados: (6 $\phi 1/2''$) para todo los pisos
- Refuerzo vertical distribuido: 2 $\phi 3/8'' @ 16\text{cm}$ en los dos primeros pisos
- Refuerzo vertical distribuido: 2 $\phi 3/8'' @ 18\text{cm}$ en los tres últimos pisos
- Refuerzo horizontal distribuido: 2 $\phi 3/8'' @ 22\text{cm}$ en todo los pisos

La sección Final de la Placa PL-5 y el detalle del refuerzo se ilustran en la Figura 90.

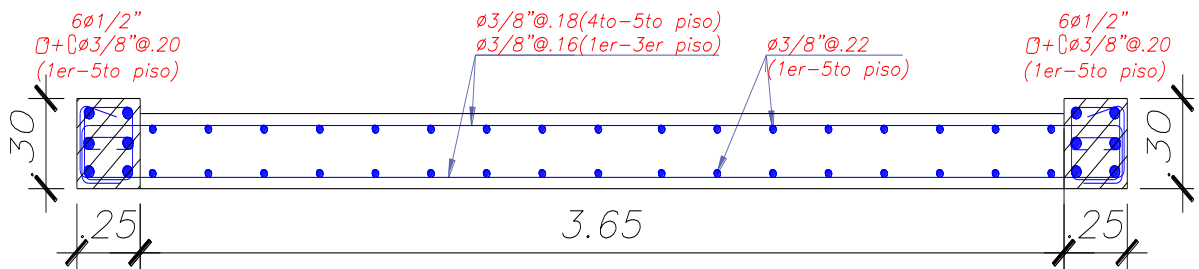


Figura 90. Detalle de Acero de Refuerzo Final en la placa PL-5

Fuente: Elaboración propia

4.4.7 Diseño de Cimentaciones

Diseño de la Cimentación En el presente capítulo se detalla el procedimiento de diseño utilizado para la cimentación del edificio, considerándose que la presión admisible del terreno en el nivel de fundación, es igual a 3.00kg/cm². Se presentará el diseño de la zapata Z-5, que servirá como cimentación para las columna ubicadas en la intersección de los ejes E-2; así como el diseño de la zapata Z-18, la cual servirá para cimentar las placas PL-5 del ala izquierda del edificio (Ejes F entre 1 y 2). El diseño se realizará según las recomendaciones de la NTE.060 y el ACI.

4.4.7.1 Zapatas aisladas.

Son los elementos estructurales que transmiten al suelo las cargas de las columnas y placas, las zapatas se dimensionan teniendo en cuenta la carga axial, usualmente se tiene zapatas rectangulares con voladizos iguales en ambas direcciones, pero hay casos donde pueden ser excéntricas. Las zapatas pueden presentarse como zapata aislada, zapata conectada y zapata combinada.

El procedimiento de diseño para una estas zapatas asilada consiste en:

- Pre dimensionar la zapata bajo cargas de servicio, considerando volados iguales en ambas direcciones ($V_X = V_Y$) y según la siguiente fórmula y la Figura 91.

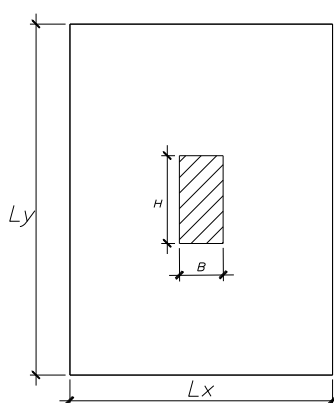
$$Azapata = \frac{P_{servicio}}{\sigma t}$$


Figura 91. Zapata aislada

Fuente: Elaboración propia

- Verificar que las presiones ejercidas sobre el suelo, producidas por las cargas de gravedad y de sismo que actúan sobre la zapata, no sobrepasen su esfuerzo admisible. En el caso de sismo, se puede suponer que la presión admisible máxima se incrementa en 33% ($\sigma_{\text{Sismo}} = 1.33 \cdot \sigma_T$). Las presiones ejercidas por la zapata sobre el terreno, se ilustran en el siguiente Figura 92:

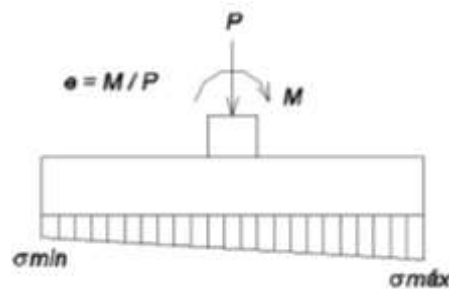


Figura 92. Presiones sobre el Terreno de Cimentación

Fuente: Elaboración propia

- Las presiones ejercidas sobre el terreno se verifican con las siguientes fórmulas: Bajo cargas de gravedad únicamente:

Para la dirección X:
$$\sigma = \frac{(Ps + Pz_{ap})}{Lx \cdot Ly} + /- \frac{6Mx}{Lx \cdot Ly^2}$$

Para la dirección Y:
$$\sigma = \frac{(Ps + Pz_{ap})}{Lx \cdot Ly} + /- \frac{6My}{Ly \cdot Lx^2}$$

Para flexión biaxial:
$$\sigma = \frac{(Ps + Pz_{ap})}{Lx \cdot Ly} + /- \frac{6Mx}{Lx \cdot Ly^2} + /- \frac{6My}{Ly \cdot Lx^2}$$

Bajo la acción combinada de cargas de gravedad y cargas de sismo:

Para la dirección X:
$$\sigma = \frac{(Ps + Pz_{ap})}{Lx \cdot Ly} + /- \frac{6(Mx + Msx)}{Lx \cdot Ly^2}$$

Para la dirección Y:
$$\sigma = \frac{(Ps + Pz_{ap})}{Lx \cdot Ly} + /- \frac{6(My + Msy)}{Ly \cdot Lx^2}$$

Para flexión biaxial:
$$\sigma = \frac{(Ps + Pz_{ap})}{Lx \cdot Ly} + /- \frac{6(Mx + Msx)}{Lx \cdot Ly^2} + /- \frac{6(My + Msy)}{Ly \cdot Lx^2}$$

- De presentarse tracciones sobre el suelo, el cálculo de la presión ejercida por la zapata sobre el terreno, se realizará según se ilustra en la siguiente Figura 93:

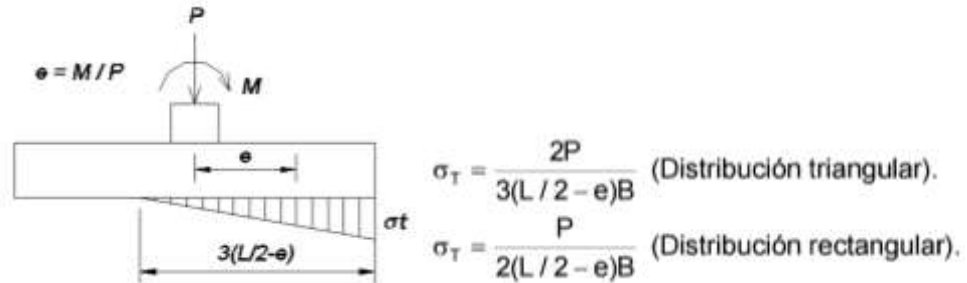


Figura 93. Presiones sobre el suelo cuando existe esfuerzos de Tracción

Fuente: Elaboración propia

Cuando se presenta este escenario ocurre una redistribución del diagrama de presiones, y una de las expresiones que se emplea para el cálculo de la presión máxima en el terreno es la propuesta por Meyerhoff correspondiente al método denominado del “área equivalente” (ecuacion2) En esta tesis se eligió trabajar el diseño de la cimentación de la zapata de las placas utilizando la ecuación de Meyerhoff. (asumiendo una distribución uniforme)

- Si las presiones ejercidas sobre el terreno de fundación son menores que la presión admisible, se considera que la sección de la zapata es adecuada y se procede a su diseño, utilizando para ello el método de rotura (carga última).
- El peralte de la zapata (Hz) se calcula considerando los efectos de punzonamiento y de corte “como viga”.
- En el caso de Punzonamiento, la NTE.060 establece que el esfuerzo crítico actúa en dos direcciones y en una sección perpendicular al plano de la losa de la zapata, localizada de tal forma que su perímetro b_o sea mínimo, pero que no necesite aproximarse a más de una distancia igual a “ $d/2$ ”, medida con respecto del perímetro de la columna como se ilustra en la Figura 94.

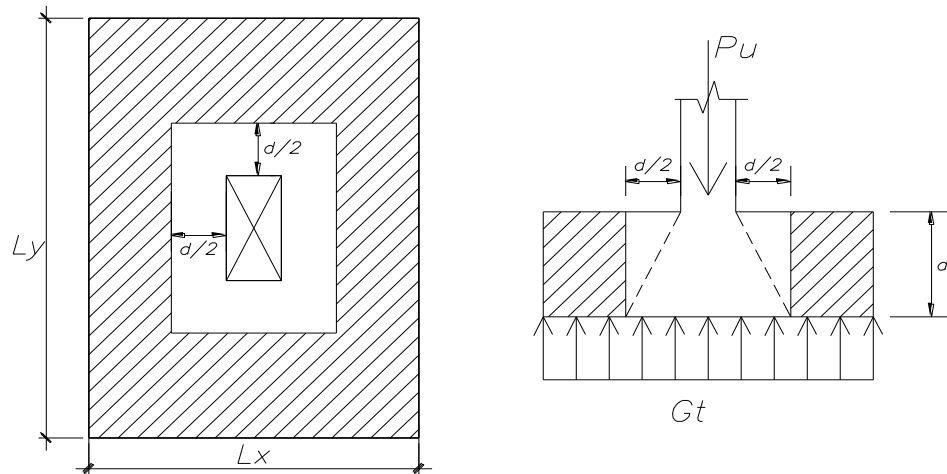


Figura 94.zapata Aislada con efecto de punzonamiento del concreto

Fuente: Elaboración propia

De acuerdo a estas condiciones:

$$V_c = 0.53 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d$$

$$V_c = 0.27 \left(\frac{\alpha_s \cdot d}{b_o} + 2\right) \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d$$

$$V_c = 1.06 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d$$

Dónde:

b_o = relación de las secciones críticas para cortantes en losa y zapatas

β = relación Del lado largo al lado corto de las secciones de la columna

α_s = es 40 para columnas interiores, 30 para columnas de borde y 20 para columnas en esquina.

Se debe tomar el menor de las 3 condiciones:

- Para el caso de “corte como viga”, se considera que la zapata posee una sección crítica que se extiende en un plano a través del ancho total, y que está localizada a una distancia “d” medida desde la cara de la columna o pedestal como se está en la Figura 95.

En esta condición:

$$V_u \leq \phi V_n ; \quad V_c = 0.53x\sqrt{f'c} b. d$$

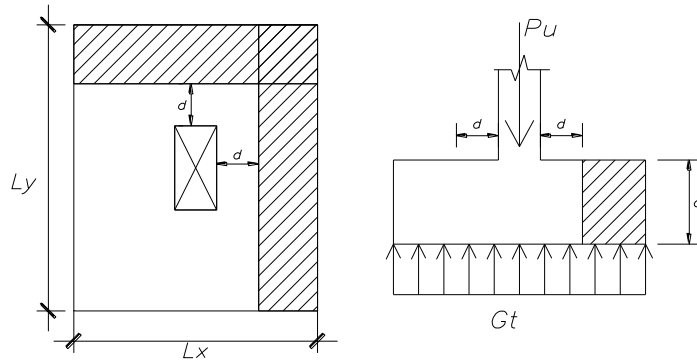


Figura 95. Zapata con cortante a una Distancia "d" de la cada de columna

Fuente: Elaboración propia

- El peralte total de la zapata (Hz) dependerá del peralte efectivo “d” obtenido del diseño por corte y punzonamiento, debiendo verificarse además; la longitud de anclaje de las barras de refuerzo longitudinal del elemento que soporta.
- Finalmente, se procede al diseño de las armaduras de acero que serán necesarias para resistir los esfuerzos de flexión en los volados de la zapata.

$$M_u = \sigma_t. \frac{lvx^2 xly}{2}$$

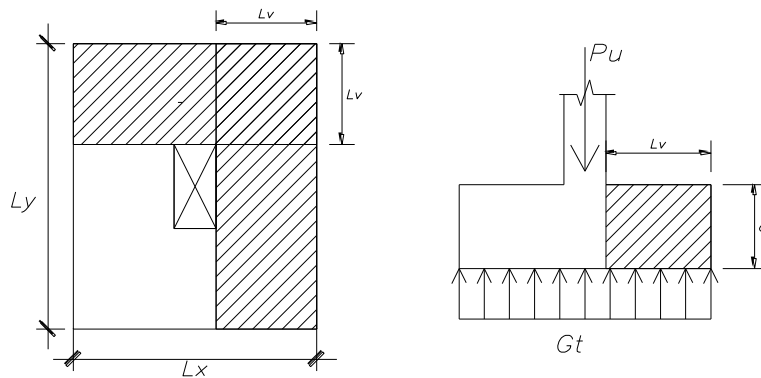


Figura 96. Diseño por Flexión en la Zapata

Fuente: Elaboración propia

Como ejemplo se diseñara la zapata aislada que servirá de cimentación para la columna C-11, se aplicara las cargas de sismos simultáneamente durante su verificación de presiones por sismo para ver sus efectos.

- **COMPARACION DE RESULTADOS DEL ANALISIS SISMICO CON LA NORMA E.030-2014 vs E.030-2003 PARA LA CIMENTACION DE LA COLUMNA C11.**

Para realizar la comparación durante el análisis y diseño estructural se presenta los diagramas de fuerza de compresión y momentos flectores en la Columna 11(sótano) por carga de sismo en X y Y en la Figura 97. Para la Norma E.030-2014 y en la Figura 98. Con la Norma E.030-2003 extraídos del análisis sísmico con el programa EtabsV15.

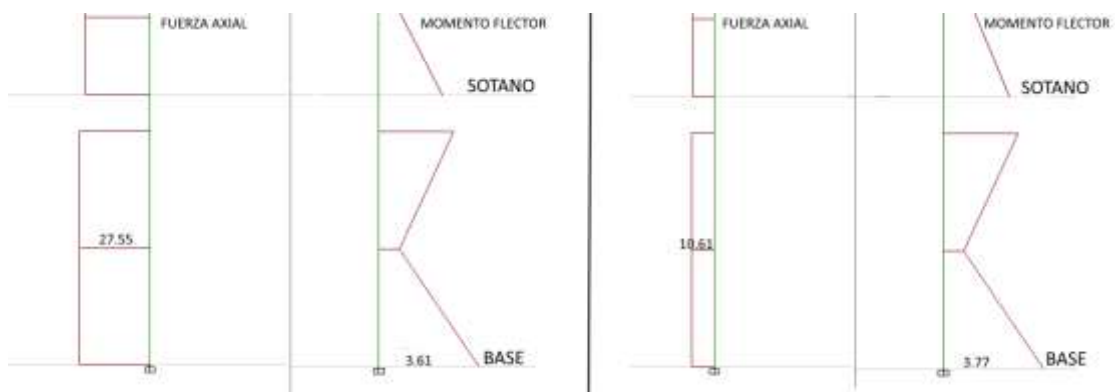


Figura 97.Comparativo de diagrama de fuerza de compresión y momento flector en el sótano de la columna C-11 por sismo en X con la norma E.030-2014(izquierda) vs E.030-2003(derecha)

Fuente: EtabsV15,(2015).Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems

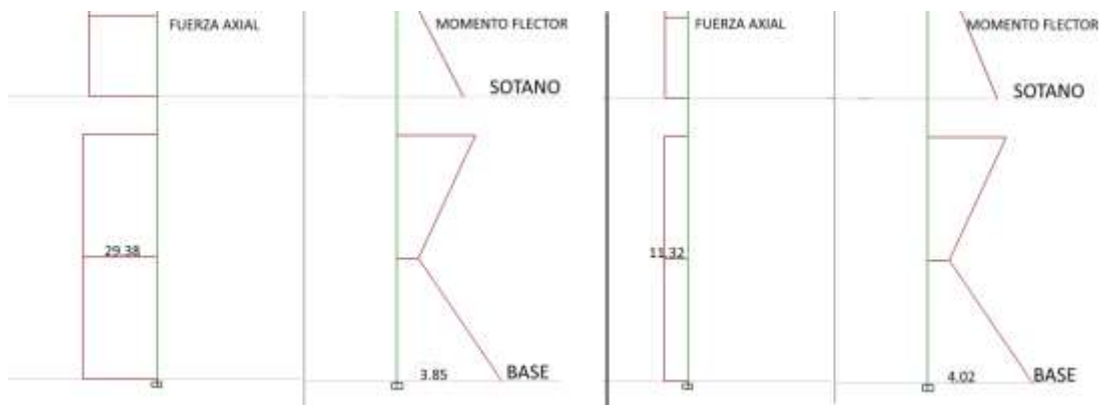


Figura 98.Comparativo de diagrama de fuerza de compresión y momento flector en el sótano de la columna C-11 por sismo en Y con la norma E.030-2014(izquierda) vs E.030-2003(derecha)

Fuente: EtabsV15,(2015).Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems

Se muestra en la Tabla 102 y Tabla 103 el resumen de las cargas y momentos más importantes del análisis estructural y los valores de la comparación de diagramas de las cargas de sismo en X y Y .Con las dos Norma E.030-2014 y E.030-2003 respectivamente para la base de la columna C11 del sótano.

Tabla 102. Cargas en la columna con E.030-2014

con la norma E.030-2014			
cargas	P(ton)	Myy(tnxm)	Mxx(tnxm)
muerta	88.70	3.53	6.57
viva	19.57	0.62	1.31
sismo x	27.55	3.61	1.57
sismo y	10.61	0.78	3.77

Fuente: Elaboración propia

Tabla 103. Cargas en la columna con E.030-2003.

con la norma E.030-2003			
cargas	P(ton)	Myy(tnxm)	Mxx(tnxm)
muerta	88.70	3.53	6.57
viva	19.57	0.62	1.31
sismo x	29.39	3.85	1.68
sismo y	11.32	0.83	4.02

Fuente: Elaboración propia

DISEÑO DE LA ZAPATA AISLADA Z-11

con la norma E.030-2014			
cargas	P(ton)	Myy(tn xm)	Mxx(tn xm)
muerta	88.70	3.53	6.57
viva	19.57	0.62	1.31
sismo x	27.55	3.61	1.57
sismo y	10.61	0.78	3.77

con la norma E.030-2003			
cargas	P(ton)	Myy(tn xm)	Mxx(tn xm)
muerta	88.70	3.53	6.57
viva	19.57	0.62	1.31
sismo x	29.39	3.85	1.68
sismo y	11.32	0.83	4.02

Datos del suelo	
presión admisible del Terreno(σ)	4.00 kg/cm ²
Factor de amplificación del P.p=	5%

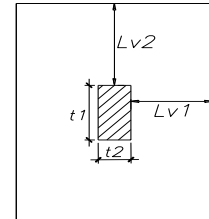
dimensiones de la columna	
t1=	0.60 m
t2=	0.25 m

Dimensionamiento por cargas verticales

Tienen las mismas cargas para los dos casos por ser cargas de gravedad:

P(ton)=	113.68 Ton
Azap =	3.16 m ²
Lv1=	0.80 m
Lv2=	0.80 m
Lx=	1.80 m
Ly=	2.20 m
A de zap=	3.97 m ²

Ly= 2.2 m



Lx= 1.8 m

Dimensionamiento con Mtos en X

$$\sigma = \frac{(Ps+Pzap)}{Lx.Ly} + \frac{6Mx}{Lx.Ly^2} + \frac{6My}{Ly.Lx^2}$$

Sin considerar Cargas de Sismo:

Mxx=	7.88 Tonxm
Pxx=	108.27 ton

σ_{max} =	34.06 Ton/m ²
σ_{minx} =	23.23 Ton/m ²
σ_{admi} =	40.00 Ton/m ²

se ha verificado que el máximo esfuerzo que se transmite al suelo es menor que el admisible por lo cual las dimensiones de la zapata se acepta.

considerar Cargas de Sismo en Y:

$$\sigma = \frac{(Ps+Pzap)}{Lx.Ly} + \frac{6(Mx+Msx)}{Lx.Ly^2} + \frac{6(My+Msy)}{Ly.Lx^2}$$

Norma:	E.030-2014	E.030-2003
Msismo=	3.77 Tonxm	4.02 Tonxm
Psismo=	10.61 ton	11.32 ton

σ_{max} =	39.46 Ton/m ²	39.82 Ton/m ²
σ_{minx} =	23.45 Ton/m ²	23.47 Ton/m ²
30σ_{adm} =	52.00 Ton/m²	52.00 Ton/m²

Dimensionamiento con Mtos en Y

$$\sigma = \frac{(Ps+Pzap)}{Lx.Ly} + \frac{6My}{Ly.Lx^2} + \frac{6Mx}{Lx.Ly^2}$$

Sin considerar Cargas de Sismo:

Myy=	4.14 Tonxm
Pyy=	108.27 ton

σ_{maxy} =	32.12 Ton/m ²
σ_{miny} =	25.17 Ton/m ²
σ_{admi} =	40.00 Ton/m ²

considerar Cargas de Sismo en X:

$$\sigma = \frac{(Ps+Pzap)}{Lx.Ly} + \frac{6(My+Msy)}{Ly.Lx^2} + \frac{6(Mx+Msx)}{Lx.Ly^2}$$

Norma:	E.030-2014	E.030-2003
Msismo=	3.61 Tonxm	3.85 Tonxm
Psismo=	27.55 ton	29.39 ton

σ_{maxy} =	42.44 Ton/m ²	43.13 Ton/m ²
σ_{miny} =	29.44 Ton/m ²	29.72 Ton/m ²
30σ_{adm} =	52.00 Ton/m²	52.00 Ton/m²

la Norma E.060, Numera 12.5.24, permite un incremento del 30% de la presión admisible en caso de verificar presiones incluyendo cargas de sismo, este por ser carga temporal

Verificación por flexión biaxial.(cargas de sismo en las dos dirección simultáneamente)

Norma:

E.030-2014	σ_{xy} =	50.45 Ton/m ²	≤	52.00 Ton/m ²	ok
E.030-2003	σ_{xy} =	51.31 Ton/m ²	≤	52.00 Ton/m ²	ok

se ha verificado que con las dimensiones de la zapata las cargas con sismo y sin sismo generan esfuerzos en la base menores que los admisibles por lo que se acepta las dimensiones

Determinación de las reacciones amplificadas del suelo.

la presión ultima del suelo se hará utilizando el máximo esfuerzo obtenido de la verificación amplificadas por un factor según el predominio:

si predomina las cargas verticales =	factor=	1.6
si predomina las cargas de sismo =	factor=	1.25

así tenemos:

Norma:	σ_{\max} gravedad=	34.06 Ton/m ²	σ_u gravedad=	54.50 Ton/m ²
E.030-2014	σ_{\max} sismo=	42.44 Ton/m ²	σ_u sismo=	53.05 Ton/m ²
E.030-2003	σ_{\max} sismo=	43.13 Ton/m ²	σ_u sismo=	53.92 Ton/m ²

El esfuerzo de diseño es el mayor de los tres casos: **$\sigma_u = 54.50 \text{ Ton/m}^2$**
 como se puede observar, en que gobierna es la carga de gravedad, dejando sin efecto cualquiera de las dos normas sismorresistentes que se están comparando:

Verificación por Punzonamiento

se realiza el corte en las dos direcciones a la vez, encontrándose las cortantes en la sección crítica ubicada a $d/2$ de la cara de la columna, la zapata actúa como una losa en dos direcciones y el diseño se basa en las disposiciones de la norma E.060 numeral 11.12.2.1, donde menciona que la resistencia del concreto V_c debe ser el menor valor entre las siguientes expresiones:

$$1) \quad V_c = 0.53 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_o \cdot d$$

Donde: b_o = relación de las secciones críticas para cortantes en losa y zapatas
 β = relación del lado largo al lado corto de las secciones de la columna

$$2) \quad V_c = 0.27 \left(\frac{\alpha_s \cdot d}{b_o} + 2\right) \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_o \cdot d$$

Donde: α_s = es 40 para columnas interiores, 30 para columnas de borde y 20 para columnas en esquina.

$$3) \quad V_c = 1.06 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_o \cdot d$$

Calculo de la cortante Última V_u : $V_u = \sigma_u (A_{zap} - A_o)$
 tenemos a $d/2$ de la cara de la columna: $d = 0.50 \text{ m}$ (iniciamos con el mínimo)

$$b_o = 2 \cdot (t_1 + d) + 2 \cdot (t_2 + d) = 3.70 \text{ m}$$

$$A_o = (t_1 + d) \cdot (t_2 + d) = 0.825 \text{ m}^2$$

$$A' = A_{zap} - A_o = 3.14 \text{ m}^2$$

$$V_u = 171.30 \text{ ton}$$

Calculo de la resistencia del concreto ϕV_c

- 1) $V_c = 260.495 \text{ ton}$
- 2) $V_c = 536.036 \text{ ton}$
- 3) $V_c = 284.176 \text{ ton}$

la resistencia del concreto V_c debe ser el menor valor de las expresiones anteriores:

$$\phi V_c = 221.42 \text{ ton} \quad \phi = 0.85$$

$$\text{debe cumplirse} \quad V_u \leq \phi \cdot V_c \quad 171.30 < 221.42$$

Verificación por Cortante

Con el peralte hallado anteriormente se verifica las cortantes a d de la cara de la columna o placa tomándose a la zapata como una viga.

así tenemos:

$$V_{ux} = \sigma_{ux} L_y (l_v - d) = 36.12 \text{ Ton}$$

$$V_{uy} = \sigma_{uy} L_x (l_v - d) = 29.56 \text{ Ton}$$

$$\text{si:} \quad \phi V_{cx} = \phi \cdot \sigma_{ux} \cdot L_y \cdot d = 135.62 \text{ Ton}$$

$$\phi V_{cy} = \phi \cdot \sigma_{uy} \cdot L_x \cdot d = 110.98 \text{ Ton}$$

$$\text{cumplen la condición en las dos direcciones} \quad V_u \leq \phi \cdot V_c$$

Diseño por Flexión

con el diseño por flexión se conocerá el área del refuerzo que necesita la zapata para soportar el momento de diseño de la sección crítica ubicada en la cara de los elementos verticales, las formulas utilizada son las mismas que para el diseño de vigas.

calculo del acero necesario por flexión:

$$M_{ux} = \sigma_u \cdot \frac{l_{vx}^2 \cdot xly}{2} \quad M_{uy} = \sigma_u \cdot \frac{l_{vy}^2 \cdot xlx}{2}$$

$\sigma_u = 54.50 \text{ Ton/m}^2$

$L_{vx} = 0.80 \text{ m}$

$L_{vy} = 0.80 \text{ m}$

$L_x = 1.80 \text{ m}$

$L_y = 2.20 \text{ m}$

reemplazando tenemos lo momentos finales:

$M_{ux} = 38.50 \text{ tonxm}$

$M_{uy} = 31.51 \text{ tonxm}$

Resultados finales

zapata Z-11	eje xx	eje yy
Momentos(kgxcmm)	3150626	3849985
Ancho(b en cm)	180	220
Peralte efect(d en cm)	50	50
$b \cdot d^2$	450502.1	550502.1
K_u	6.99	6.99
Pho	0.19%	0.19%
A de acero(cm ²)	17.12	20.92
Acero Min(cm ²)	16.22	19.82
Acero longitudinal Y	10 5/8" @0.2	
Acero transversal X	11 5/8" @0.2	

las zapatas deben cumplir con una cuantía mínima de acero por temperatura, para losas en volado la la cuantía mínima según la norma E0.60 es:

$$A_{sminLx} = 0.0018bx \cdot d$$

$$A_{sminLy} = 0.0018by \cdot d$$

$$K_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2}$$

Fuente: Elaboración propia

Finalmente se detalla la sección final de la Zapata Z -11 con el detalle de refuerzo en la Figura 99.

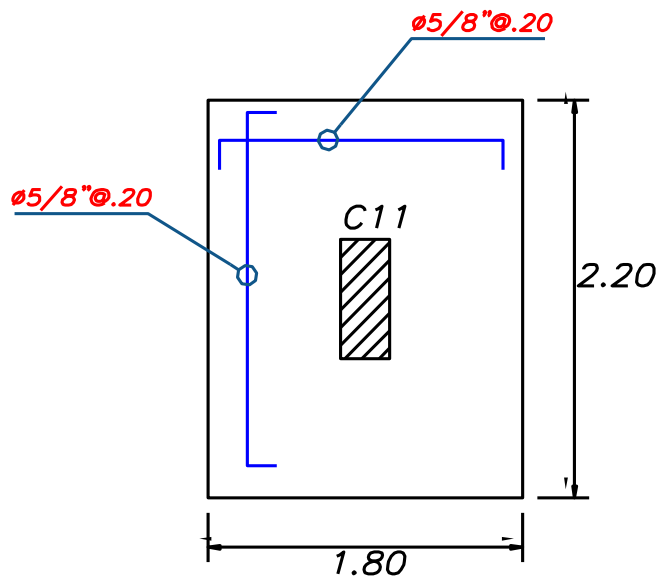


Figura 99. Sección final con Acero de Refuerzo en la Zapata Z-11

Fuente: Elaboración propia

Como se puede observar las cargas de sismo son mínimo para esta zapata ya que fue gobernado por las cargas de servicio, pero de todas maneras los resultados de esfuerzo producidos por cada norma son muy similares diferenciándose aproximadamente en un 6%.

4.4.7.2 Diseño de Zapata Conectada

Este sistema consiste en 2 zapatas aisladas, una de ellas excéntrica que por lo general está en el límite de propiedad, esta excentricidad genera presiones máximas muy elevadas que en la mayoría de los casos, no podrían ser resistidos por el suelo. Para eliminar el efecto de excentricidad, se conecta la zapata exterior con una zapata interior, la cual sirve de contrapeso, por medio de vigas de cimentación. Estas vigas absorberán los momentos generados por la excentricidad como se ilustra en la Figura 100.

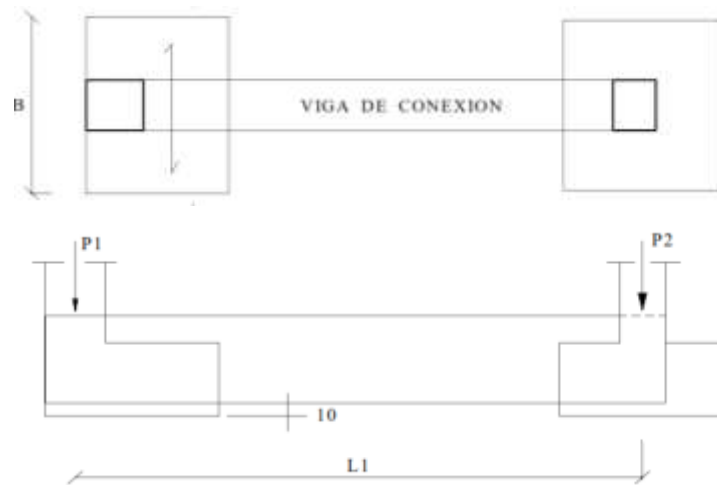


Figura 100. Zapata conectadas en planta y Elevación

Fuente: Elaboración propia

En nuestra edificación encontramos placas perimetrales como es el caso de la placa P-5 que se encuentra ubicada en el límite de propiedad. Por ello este elemento necesita una cimentación excéntrica. El procedimiento de análisis dependerá de la dirección de este elemento. En la dirección longitudinal, el dimensionamiento es similar al de una zapata aislada convencional, la diferencia está en que estos elementos están sometidos a mayores momentos flectores producto de las cargas sísmicas. En la dirección perpendicular donde existe excentricidad es necesario emplear elementos que tomen dicho efecto por lo cual será necesario vigas de cimentación conectadas a cimentaciones cercanas.

A continuación presentaremos el diseño de la zapata Z-5 correspondiente a la placa PL-5, que es similar al de la zapata aislada mostrada

anteriormente con la única diferencia que al tener predominio de momentos flectores,

Se ilustra la columna C5 y la Placa-5 con sus cimientos proyectadas, unidas por una viga de cimentación en la siguiente Figura 101.

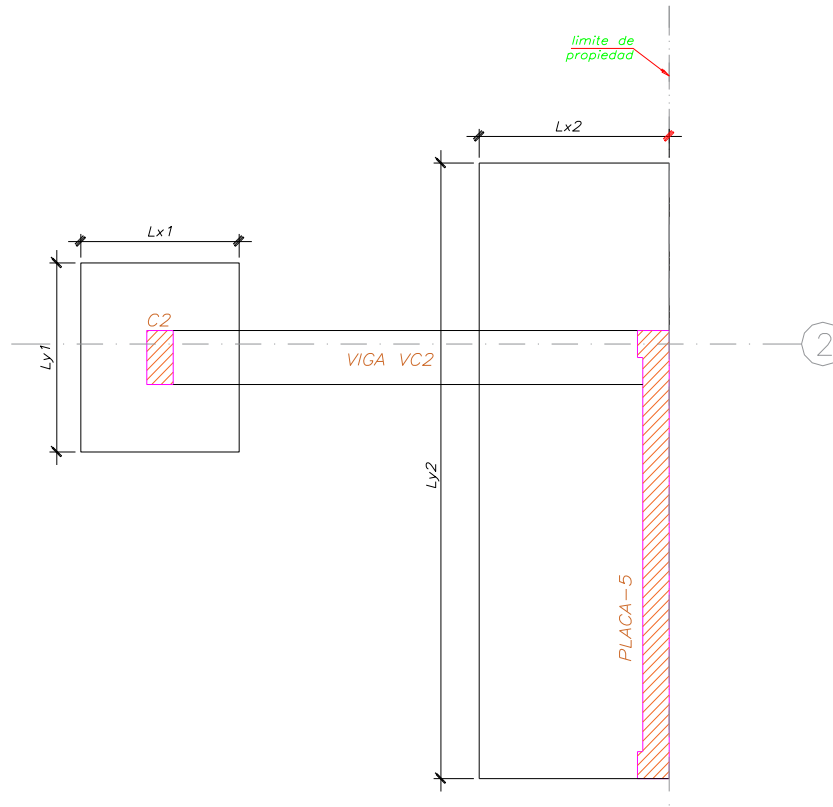


Figura 101. Zapatas Conectadas a Diseñar entre la Columna C5 y Placa PL-5

Fuente: Elaboración propia

Para realizar la verificación y diseño final de las zapatas conectadas se realizara dos diseños paralelos con cada norma debido a la cantidad de pasos y verificaciones que se requiere para analizar y diseñar las zapatas conectadas. Y al final observaremos las diferencias en relación a la cantidad de acero o concreto que se presenten en los respectivos diseños de cada norma.

- **COMPARACION DE RESULTADOS DEL ANALISIS SISMICO CON LA NORMA E.030-2014 vs E.030-2003 PARA LA CIMENTACION DE LA PLACA PL-5**

Para realizar la comparación durante el análisis y diseño estructural se presenta los diagramas de fuerza de compresión y momentos flectores en

la base de la Placa 5(sótano) por carga de sismo en X en la Figura 102 y Figura 103. Para la Norma E.030-2014 y E.030-2003 respectivamente Y por carga de sismo en Y en la Figura 104 y Figura 105. Para la Norma E.030-2014 y E.030-2003 respectivamente. Extraídos del análisis sísmico por el programa EtabsV15.



Figura 102. Diagramas de fuerza de compresión y momento flector por carga de sismo en X (E.030-2014)

Fuente: EtabsV15,(2015).Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems



Figura 103. Diagramas de fuerza de compresión y momento flector por carga de sismo en X (E.030-2003)

Fuente: EtabsV15,(2015).Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems



Figura 104. Diagramas de fuerza de compresión y momento flector por carga de sismo en Y (E.030-2014)

Fuente: EtabsV15,(2015).Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems



Figura 105. Diagramas de fuerza de compresión y momento flector por carga de sismo en Y (E.030-2003)

Fuente: EtabsV15,(2015).Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems

Se muestra en la Tabla 104 y Tabla 105 el resumen de las cargas y momentos más importantes del análisis estructural y los valores de la comparación de diagramas de las cargas de sismo en X y Y .Con las dos Norma E.030-2014 y E.030-2003 respectivamente para la base de la placa 5 en el sótano.

Tabla 104.Cargas en la placa PL-5 con E.030-2014

cargas	P(ton)	Myy(tnxm)	Mxx(tnxm)
muerta	214.37	1.24	6.32
viva	38.83	0.22	1.14
sismo x	34.15	15.54	38.53
sismo y	26.90	4.01	272.69

Fuente: Elaboración propia

Tabla 105. Cargas en la placa PL-5 con E.030-2003

cargas	P(ton)	Myy(tnxm)	Mxx(tnxm)
muerta	214.37	1.24	6.32
viva	38.83	0.22	1.14
sismo x	35.33	16.58	41.11
sismo y	28.14	4.28	290.91

Fuente: Elaboración propia

De la misma manera las Tablas 106 y 107 resumen las cargas y momentos más importantes del análisis estructural y las correspondientes a cargas de sismo en X y Y Con las dos Norma E.030-2014 y E.030-2003 respectivamente para la base de la Columna 5 en el sótano.

Tabla 106,Cargas en la columna C-5 con E.030-2014

cargas	P(ton)	Myy(tnxm)	Mxx(tnxm)
muerta	72.15	1.22	2.07
viva	18.91	0.29	0.39
sismo x	7.55	2.46	0.88
sismo y	2.72	0.51	2.57

Fuente: Elaboración propia

Tabla 107.Cargas en la columna C-5 con E.030-2003

cargas	P(ton)	Myy(tnxm)	Mxx(tnxm)
muerta	72.15	1.22	2.07
viva	18.91	0.29	0.37
sismo x	8.05	2.62	0.94
sismo y	2.90	0.47	2.75

Fuente: Elaboración propia

DISEÑO DE ZAPATAS CONECTADAS CON LA NORMA E.030-2014

cargas actuantes

COLUMNA C-5

cargas	P(ton)	Myy(tnxm)	Mxx(tnxm)
muerta	72.15	1.22	2.07
viva	18.91	0.29	0.39
sismo x	7.55	2.46	0.88
sismo y	2.72	0.44	2.57

PLACA PL-5

cargas	P(ton)	Myy(tnxm)	Mxx(tnxm)
muerta	214.37	1.24	6.32
viva	38.83	0.22	1.14
sismo x	34.15	15.54	38.53
sismo y	26.90	4.01	272.69

Datos del suelo

presion adm. del Terreno(σ)= 4.0 kg/cm²
 Factor de amplificación del P.p: 5%

Dimensiones de la columna C-5

t1= 0.50 m
 t2= 0.25 m

Dimensiones de la placa PL-5

t1= 4.15 m
 t2= 0.25 m

Dimensionamiento por cargas verticales

PARA LA COLUMNA

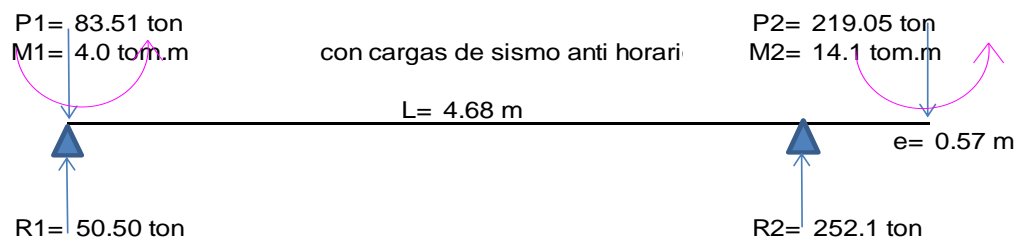
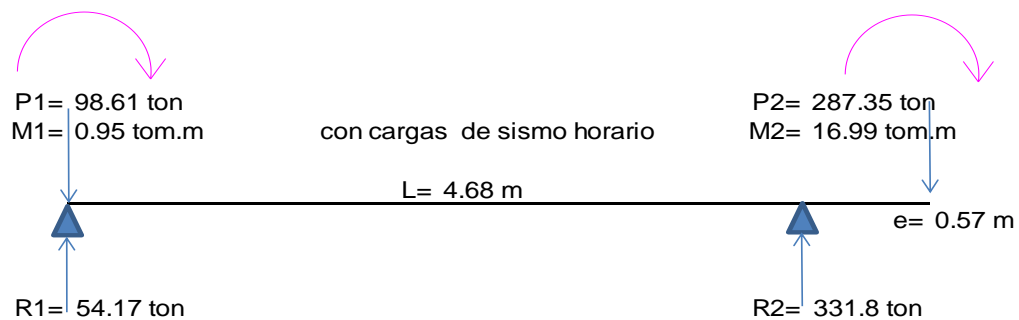
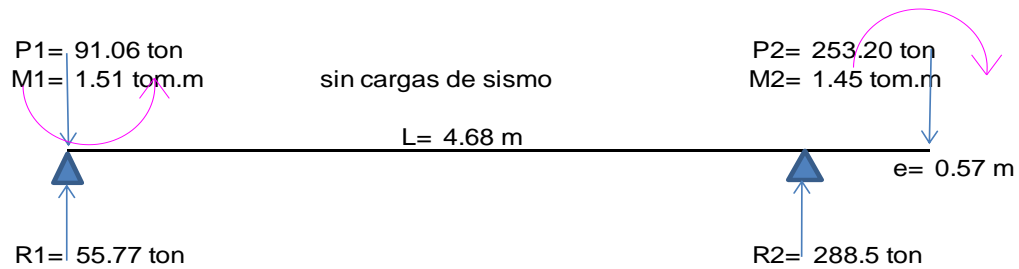
P(ton)=	95.613 Ton
Azap =	2.66 m ²
Lv1=	0.627 m
Lv2=	0.627 m
Lx=	1.50 m
Ly=	1.75 m
A zapata=	2.64 m ²

Dimensionamiento por cargas verticales

PARA LA PLACA

P(ton)=	265.86 Ton
Azap =	7.39 m ²
Lvx=	0.572 m
Lvy=	0.573 m
Lx=	1.39 m
Ly=	5.30 m
A zapata=	7.39 m ²

1) Verificación de las presiones del la columna y placa alrededor del eje yy



Primera verificación sin sismo(solo carga de gravedad)

calcula las presiones con un 5% del peso propio y los momentos flectores por carga de gravedad en alrededor del eje YY

para la columna : $\sigma = \frac{55.77}{2.64} \times 1.05 = 22.18 \text{ ton/m}^2 < \sigma_t = 40 \text{ ton/m}^2$ **cumple**
 para la placa: $\sigma = \frac{288.49}{7.39} \times 1.05 = 41.02 \text{ ton/m}^2 < \sigma_t = 40 \text{ ton/m}^2$ **verificar**

segunda verificación con sismo horario (aumentar 30% la resistencia del suelo)

para la columna : $\sigma = \frac{54.17}{2.64} \times 1.05 = 21.54 \text{ ton/m}^2 < \sigma_t = 52 \text{ ton/m}^2$ **cumple**
 para la placa: $\sigma = \frac{331.79}{7.39} \times 1.05 = 47.17 \text{ ton/m}^2 < \sigma_t = 52 \text{ ton/m}^2$ **cumple**

Tercera verificación con sismo anti horario.(aumentando 30% la resistencia del suelo)

para la columna : $\sigma = \frac{50.50}{2.64} \times 1.05 = 20.08 \text{ ton/m}^2 < \sigma_t = 52 \text{ ton/m}^2$ **cumple**
 para la placa: $\sigma = \frac{252.06}{7.39} \times 1.05 = 35.84 \text{ ton/m}^2 < \sigma_t = 52 \text{ ton/m}^2$ **cumple**

2) Verificación de las presiones del la columna y la placa alrededor del eje xx

Para las columnas

aplicamos la formula de momentos:

$L_x = 1.50 \text{ m}$ $L_y = 1.75 \text{ m}$

Dimensionamiento con Mtos en X

$$\sigma = \frac{(Ps+Pzap)}{L_x.L_y} + \frac{6M_x}{L_x.L_y^2} + \frac{6M_y}{L_y.L_x^2}$$

Dimensionamiento con Mtos en X

$$\sigma = \frac{(Ps+Pzap)}{L_x.L_y} + \frac{6(M_x+M_{sx})}{L_x.L_y^2} + \frac{6(M_y+M_{sy})}{L_y.L_x^2}$$

Sin considerar Cargas de Sismo:

$M_{xx} = 2.46 \text{ Tonxm}$
 $P_{xx} = 91.06 \text{ ton}$
 $\sigma_{max} = 39.40 \text{ Ton/m}^2$
 $\sigma_{minx} = 33.03 \text{ Ton/m}^2$
 $\sigma_{admi} = 40.00 \text{ Ton/m}^2$

considerar Cargas de Sismo en Y:

$M_{sismo} = 2.57 \text{ Tonxm}$
 $P_{sismo} = 2.72 \text{ ton}$
 $\sigma_{max} = 43.81 \text{ Ton/m}^2$
 $\sigma_{minx} = 30.78 \text{ Ton/m}^2$
 $1.30\sigma_{admi} = 52.00 \text{ Ton/m}^2$

la Norma E.060, Numera 12.5.24, permite un incremento del 30% de la presión admisible en en caso de verificar presiones incluyendo cargas de sismo, este por ser carga temporal

se ha verificado que con las dimensiones de la zapata las cargas con sismo y sin sismo generan esfuerzos en la base menores que los admisibles por lo que se acepta las dimensiones.

Para la placa

se hará la suposición que la zapata tendrá una distribución uniforme según el método equivalente de MEYERHOFF debido a que la zapata presenta excentricidad mayor $e > L_y/6$, por la acción del sismo en la dirección Y.

$P_{gyy} = 253.20 \text{ ton}$
 $M_{gyy} = 7.46 \text{ tonxm}$
 $P_{sismo} = 26.90 \text{ ton}$
 $M_{sismo} = 272.69 \text{ tonxm}$

Dimensiones preliminares

	Placa		zapata
$L_x =$	0.25	m	$L_x =$ 1.39
$L_y =$	4.15	m	$L_y =$ 5.30

Sin considerar Cargas de Sismo:

$$\sigma = \frac{P}{2.L_x.(\frac{L_y}{2} - e)}$$

$\sigma = 36.40 \text{ ton/m}^2$
 $\sigma_{admi} = 40.00 \text{ Ton/m}^2$ **cumple**

considerar Cargas de Sismo en Y:

$$\sigma = \frac{P}{2.L_x.(\frac{L_y}{2} - e)}$$

$\sigma = 63.99 \text{ ton/m}^2$
 $1.30\sigma_{admi} = 52.00 \text{ Ton/m}^2$ **verificar**

debido a que no cumple con las dimensiones preliminares se aumenta las dimensiones en cada dirección en 1.10m para el caso con sismo.

aumenta

0.21 m $L_x = 1.61 \text{ m}$ $\sigma = 51.81 \text{ ton/m}^2 < \sigma_t = 52.0 \text{ Ton/m}^2$ **cumple**
 0.21 m $L_y = 5.52 \text{ m}$

se ha verificado que con las n nuevas dimensiones de la zapata frente a las cargas y momentos en el eje XX generan esfuerzo menores que los admisibles por lo que se acepta las dimensiones finales de la zapata.

finalmente se hace un resumen de las reacciones del suelo en la dirección yy según cada caso:

Primera verificación sin sismo(solo carga de gravedad)

para la columna : $\sigma = 39.40 < \sigma_t = 40 \text{ ton/m}^2$ (estos esfuerzos se reducirán por la ampliación de la zapata de placa)

para la placa: $\sigma = 36.40 < \sigma_t = 40 \text{ ton/m}^2$

segunda verificación con sismo (aumentar 30% la resistencia del suelo)

para la columna : $\sigma = 43.81 < \sigma_t = 52 \text{ ton/m}^2$ (estos esfuerzos se reducirán por la ampliación de la zapata de placa)

para la placa: $\sigma = 51.81 < \sigma_t = 52 \text{ ton/m}^2$

Determinación de las reacciones amplificadas del suelo.

la presión ultima del suelo se hará utilizando el máximo esfuerzo obtenido de la verificación amplificadas por un factor según el predominio:

si predomina las cargas verticales = **factor= 1.6**
 si predomina las cargas de sismo = **factor= 1.25**
 así tenemos:

PARA LA COLUMNA**El máximos esfuerzos de las dos direcciones de análisis**

$\sigma_{\text{max gravedad}} =$	39.40 Ton/m ²	$\sigma_u \text{ gravedad} =$	39.40 x1.6 =	63.04	Ton/m ²
$\sigma_{\text{max sismo}} =$	43.81 Ton/m ²	$\sigma_u \text{ sismo} =$	43.81 x1.25 =	54.76	Ton/m ²

Es esfuerzo de diseño ser el mayor de los dos casos **$\sigma_u = 63.04 \text{ Ton/m}^2$**
 las cargas de servicio son las que predominan

PARA LA PLACA**El máximos esfuerzos de las dos direcciones de análisis**

$\sigma_{\text{max gravedad}} =$	41.02 Ton/m ²	$\sigma_u \text{ gravedad} =$	41.02 x1.6 =	65.63	Ton/m ²
$\sigma_{\text{max sismo}} =$	51.81 Ton/m ²	$\sigma_u \text{ sismo} =$	51.81 x1.25 =	64.76	Ton/m ²

Es esfuerzo de diseño ser el mayor de los dos casos **$\sigma_u = 65.63 \text{ Ton/m}^2$**
 las cargas de servicio son las que predominan

DISEÑO FINAL PARA LA ZAPATA DE LA COLUMNA 0.25x0.50m**Verificación por Punzonamiento**

se realiza el corte en las dos direcciones a la vez, encontrándose las cortantes en la sección crítica ubicada a d/2 de la cara de la columna, la zapata actúa como una losa en dos direcciones y el diseño se se basa en las disposiciones de la norma E.060.numeral 11.12.2.1, donde menciona que la resistencia del concreto V_c debe ser el menor valor entre las siguientes expresiones:

$$1) \quad V_c = 0.53 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_o \cdot d$$

Donde: $b_o =$ relación de las secciones críticas para cortantes en losa y zapatas
 $\beta =$ relación del lado largo al lado corto de las secciones de la columna

$$2) \quad V_c = 0.27 \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2\right) \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_o \cdot d$$

Donde: $\alpha_s =$ es 40 para columnas interiores ,30 para columnas de borde y 20 para columnas en esquina.

$$3) \quad V_c = 1.06 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_o \cdot d$$

Calculo de la cortante Ultima $V_u = \sigma_u \cdot (Azap - A_o)$

tenemos a d/2 de la cara de la columna: $d = 0.50 \text{ m}$ (iniciamos con el mínimo)

$$b_o = 2 \cdot (t_1 + d) + 2 \cdot (t_2 + d) = 3.50 \text{ m}$$

$$A_o = (t_1 + d) \cdot (t_2 + d) = 0.75 \text{ m}^2$$

$$A' = A_{zap} - A_o = 1.89 \text{ m}^2$$

Vu= 119.16 ton

Calculo de la resistencia del concreto ϕV_c

- 1) $V_c = 268.82 \text{ ton}$
- 2) $V_c = 528.21 \text{ ton}$
- 3) $V_c = 268.82 \text{ ton}$

la resistencia del concreto V_c debe ser el menor valor de las expresiones anteriores:

$\phi V_c = 228.493 \text{ ton}$ $\phi = 0.85$

debe cumplirse $V_U \leq \phi \cdot V_C$ **119.16 < 228.49** **cumple**

Verificación por Cortante

con el peralte hallado anteriormente se verifica las cortantes a "d" de la cara de la columna o placa tomándose a la zapata como una viga. así tenemos:

sentido de volado:

en xx	$V_{ux} = \sigma_{ux} L_y (l_v - d)$	= 14.09	Ton
en yy	$V_{uy} = \sigma_{uy} L_x (l_v - d)$	= 12.08	Ton
si:	$\phi V_{cx} = \phi x \sqrt{f'_{cx}} L_y x d$	= 108.07	Ton
	$\phi V_{cy} = \phi x \sqrt{f'_{cy}} L_x x d$	= 92.67	Ton

cumplen la condición en las dos direcciones $V_U \leq \phi \cdot V_C$

Diseño por Flexión

con el diseño por flexión se conocerá el área del refuerzo que necesita la zapata para soportar el momento de diseño de la sección crítica ubicada en la cara de los elementos verticales, las formulas utilizada son las mismas que para el diseño de vigas. calculo del acero necesario por flexión:

$$M_{ux} = \sigma_u \cdot \frac{l_v x^2 x l_y}{2} \qquad M_{uy} = \sigma_u \cdot \frac{l_v y^2 x l_x}{2}$$

$\sigma_u =$	63.04 Ton/m ²	
$L_{vx} =$	0.627 m	reemplazando tenemos lo momentos finales:
$L_{vy} =$	0.627 m	$M_{ux} = 21.77 \text{ ton.m}$
$L_x =$	1.50 m	$M_{uy} = 18.67 \text{ ton.m}$
$L_y =$	1.75 m	

Resultados Finales

Sentido	longitudinal	transversal
Momentos(kgxcm)	1866563	2176685
Ancho(b en cm)	150	175
Peralte efectivo(cm)	50	50
bxd²	376175	438675
Ku	4.96	4.96
Pho	0.13%	0.13%
A de acero(cm²)	9.78	11.41
Acero Min(cm²)	13.54	15.79
Acero longitudinal Y	8	5/8" @0.2
Acero transversal X	9	5/8" @0.2

las zapatas deben cumplir con una cuantía mínima de acero por temperatura, para losas en volado la cuantía mínima según la norma E.060 es:

$$A_{sminLx} = 0.0018bx \cdot d$$

$$A_{sminLy} = 0.0018by \cdot d$$

$$K_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2}$$

DISEÑO FINAL DE LA ZAPATA DE LA PLACA 0.25x4.15m

Verificación por Punzonamiento

se realiza el corte en las dos direcciones a la vez, encontrándose las cortantes en la sección crítica ubicada a d/2 de la cara de la columna, la zapata actúa como una losa en dos direcciones y el diseño se basa en las disposiciones de la norma E.060 numeral 11.12.2.1, donde menciona que la resistencia del concreto V_c debe ser el menor valor entre las siguientes expresiones:

$$1) \quad V_c = 0.53 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d_c$$

Donde: b_o = relación de las secciones críticas para cortantes en losa y zapatas
 β = relación del lado largo al lado corto de las secciones de la columna

$$2) \quad V_c = 0.27 \left(\frac{\alpha_s \cdot d}{b_o} + 2\right) \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d$$

Donde: α_s = es 40 para columnas interiores, 30 para columnas de borde y 20 para columnas en esquina.

$$3) \quad V_c = 1.06 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d$$

$$V_u = \sigma_u \cdot (A_{zap} - A_o)$$

Calculo de la cortante Última V_u :

tenemos a $d/2$ de la cara de la columna: $d = 0.50$ m (iniciamos con el mínimo)

$$b_o = 2 \cdot (t_1 + d) + 2 \cdot (t_2 + d) = 10.80 \text{ m}$$

$$A_o = (t_1 + d) \cdot (t_2 + d) = 3.49 \text{ m}^2$$

$$A' = A_{zap} - A_o = 5.418 \text{ m}^2$$

$$V_u = 355.57 \text{ ton}$$

Calculo de la resistencia del concreto ϕV_c

$$1) \quad V_c = 464.71 \text{ ton}$$

$$2) \quad V_c = 813.84 \text{ ton}$$

$$3) \quad V_c = 829.49 \text{ ton}$$

la resistencia del concreto V_c debe ser el menor valor de las expresiones anteriores:

$$\phi V_c = 395.01 \text{ ton} \quad \phi = 0.85$$

$$\text{debe cumplirse} \quad V_u \leq \phi \cdot V_c \quad 355.57 < 395.01 \quad \text{cumple}$$

Verificación por Cortante

con el peralte hallado anteriormente se verifica las cortantes a "d" de la cara de la columna o placa tomándose a la zapata como una viga.

así tenemos:

$$L_{vx} = 1.36 \text{ m}$$

$$L_{vy} = 1.37 \text{ m}$$

sentido de volado:

si:

$$\text{en xx} \quad V_{ux} = \sigma_u x L_y (l_v - d) < \phi V_{cx} = \phi x \sqrt{f'_c} L_y x d$$

$$\text{en yy} \quad V_{uy} = \sigma_u x L_x (l_v - d) < \phi V_{cy} = \phi x \sqrt{f'_c} L_x x d$$

$$\text{en xx} \quad 312.90 < 339.78 \text{ Ton} \quad \text{cumple}$$

$$\text{en yy} \quad 91.84 < 99.42 \text{ Ton} \quad \text{cumple}$$

$$\text{cumplen la condición en las dos direcciones} \quad V_u \leq \phi \cdot V_c$$

Diseño por Flexión

con el diseño por flexión se conocerá el área del refuerzo que necesita la zapata para soportar el momento de diseño de la sección crítica ubicada en la cara de los elementos verticales, las formulas utilizada son las mismas que para el diseño de vigas.

calculo del acero necesario por flexión:

$$M_{ux} = \sigma_u \cdot \frac{l_v x^2 x l_y}{2} \quad M_{uy} = \sigma_u \cdot \frac{l_v y^2 x l_x}{2}$$

$\sigma_u = 65.63 \text{ Ton/m}^2$
 $L_{vx} = 1.36 \text{ m}$
 $L_{vy} = 1.37 \text{ m}$
 $L_x = 1.60 \text{ m}$
 $L_y = 5.50 \text{ m}$

Reemplazando tenemos los momentos finales:
Mux = 335.69 tonxm
Muy = 98.36 tonxm

Resultados finales

Sentido	longitudinal	transversal
Momentos(kgxc)	9836077	33569054
Ancho(b en cm)	160	550
Peralte efectivo(cm)	50	50
bx ² d	401050	1374236
Ku	24.53	24.43
Pho	0.69%	0.69%
Area de acero(cm ²)	55.34	189.64
Acero Min(cm ²)	14.44	49.47
Acero longitudinal Y	12Ø1" .@0.14	
Acero transversal X	41Ø1" .@0.14	

las zapatas deben cumplir con una cuantía mínima de acero por temperatura, para losas en volado la cuantía mínima según la norma E0.60 es:

$$A_{sminLx} = 0.0018bx \cdot d$$

$$A_{sminLy} = 0.0018by \cdot d$$

$$K_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2}$$

DISEÑO DE LA VIGA DE CIMENTACION

cargas actuantes

COLUMNA

cargas	P(ton)	Myy(tnxm)
muerta	72.15	1.22
viva	18.91	0.29
sismo x	7.55	2.46

PLACA

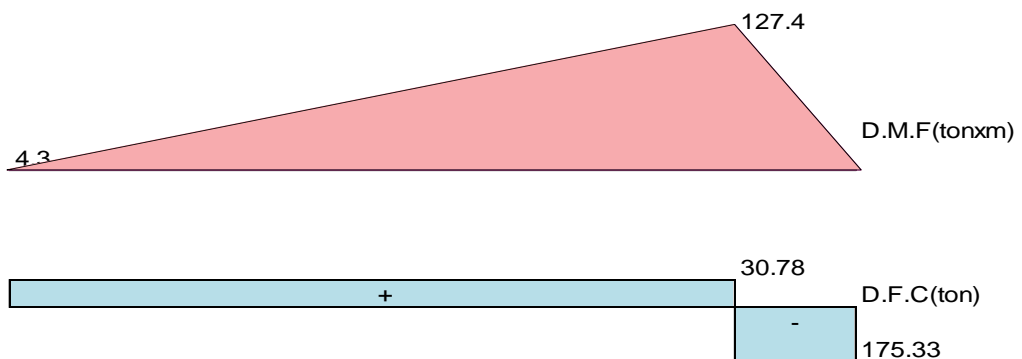
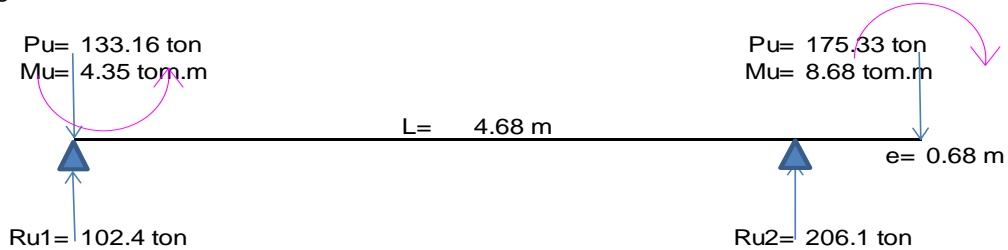
cargas	P(ton)	Myy(tnxm)
muerta	107.19	0.62
viva	19.42	0.11
sismo x	17.08	7.77

para la placa hara la suposicion de que esta viga de cimentacion tomara el 50% de todo sus esfuerzos alrededor del eje y, ya que por el otro extremo esta empotrado en el cimiento del sotano

Combinación	Pu(ton)	Muyy(Txm)
1.4CM+1.7CV	133.16	2.20
1.25(CM+CV)+CS	121.38	4.35
1.25(CM+CV)-CS	106.28	-0.57
0.9(CM+CV)+S	89.50	3.82
0.9(CM+CV)-S	74.40	-1.10

Combinación	Pu(ton)	Muyy(Txm)
1.4CM+1.7CV	183.06	1.05
1.25(CM+CV)+CS	175.33	8.68
1.25(CM+CV)-CS	141.17	-6.86
0.9(CM+CV)+S	131.02	8.42
0.9(CM+CV)-S	96.86	-7.12

cargas criticas de las combinaciones:



Dimensionamiento de la viga de cimentación

considerando una altura de la viga igual a $H=1.10\text{m}$ dado que esta tiene que ser mas rígida que la zapata y pueda absorber momentos flectores acorde con la hipótesis del diseño, y para el ancho se tomara $B=0.50\text{m}$

Diseño por cortante

cortante de diseño en la sección crítica a una distancia d , que es: **$V_{u\max} = 30.78 \text{ ton}$**
 El aporte del concreto V_c , para elementos sometidos a cortante y flexión, viene dado por:

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \qquad V_c = 0.53 \times \sqrt{210} \times 10 \times 0.50 \times 1.00 = 38.40 \text{ ton} \qquad \phi = 0.85$$

debe cumplir:

$$V_u \leq \phi \cdot V_c$$

$$30.78 < 32.6 \quad \text{cumple}$$

Usar $\phi=3/8"@0.25$ (mínimo para evitar figuración)

Diseño por Flexión:

Tenemos que la viga tiene un momento flector máximo igual a:
 para:

$$M_u(-)\max \quad 127.4 \quad \text{tonxm}$$

Momentos(kgxc ² m)	12739179
Ancho(b en cm)	50.0
Peralte efectivo(cm)	100.0
$b \times d^2$	500000.0
K_u	25.48
Pho	0.71%
Area de acero(cm ²)	35.50
Acero Min(cm ²)	9.00
Acero Superior	7 $\phi 1"$
Acero inferior	3 $\phi 1"$

$$A_s \text{ inf} = \frac{A_s}{3}$$

$$K_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2}$$

como se trata de una viga con gran peralte, la norma indica que se debe colocar acero distribuido a lo largo del alma de la viga. Para este caso se colocaron: $2\phi 3/8"@30\text{cm}$ a lo largo del alma. Finalmente en la Figura 106. Se ilustra las dimensiones finales de la zapata conectada y el detalle de los refuerzos.

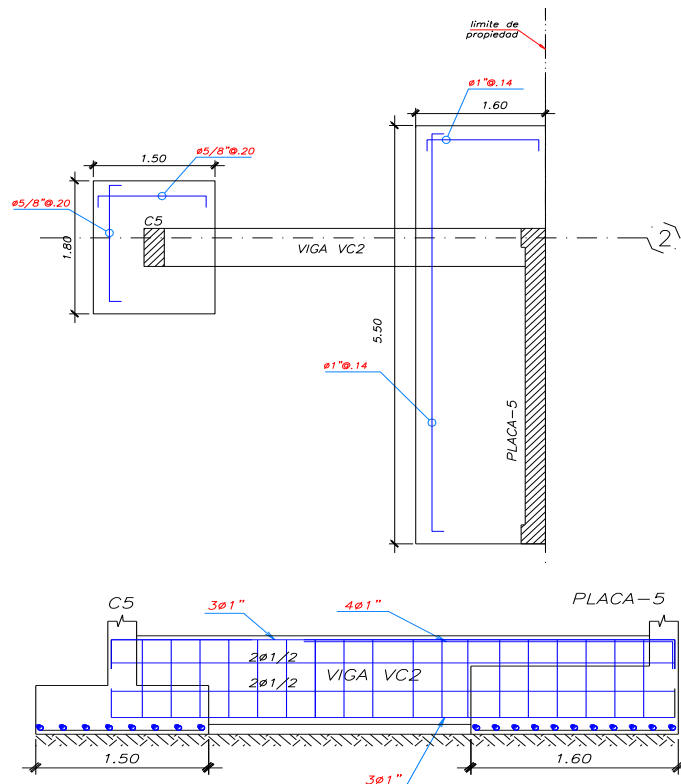


Figura 106. Diseño Final de la Zapatas Conectadas con cargas de la Norma E.030-2014

Fuente: Elaboración propia

DISEÑO DE ZAPATAS CONECTADAS CON LA NORMA E.030-2003

cargas actuantes

COLUMNA C-5

cargas	P(ton)	Myy(tnxm)	Mxx(tnxm)
muerta	72.15	1.22	2.07
viva	18.91	0.29	0.39
sismo x	8.05	2.62	0.94
sismo y	2.90	0.47	2.75

PLACA PL-5

cargas	P(ton)	Myy(tnxm)	Mxx(tnxm)
muerta	214.37	1.24	6.32
viva	38.83	0.22	1.14
sismo x	35.33	16.58	41.11
sismo y	28.14	4.28	290.91

Datos del suelo

presion adm. del Terreno(σ_a)= 4.0 kg/cm²
 Factor de amplificación del P.p: 5%

Dimensiones de la columna C-5

t1= 0.50 m
 t2= 0.25 m

Dimensiones de la placa PL-5

t1= 4.15 m
 t2= 0.25 m

Dimensionamiento por cargas verticales

PARA LA COLUMNA

P(ton)= 95.613 Ton
 Azap = 2.66 m²
 Lv1= 0.627 m
 Lv2= 0.627 m
 Lx= 1.50 m
 Ly= 1.75 m

A zapata= 2.64 m²

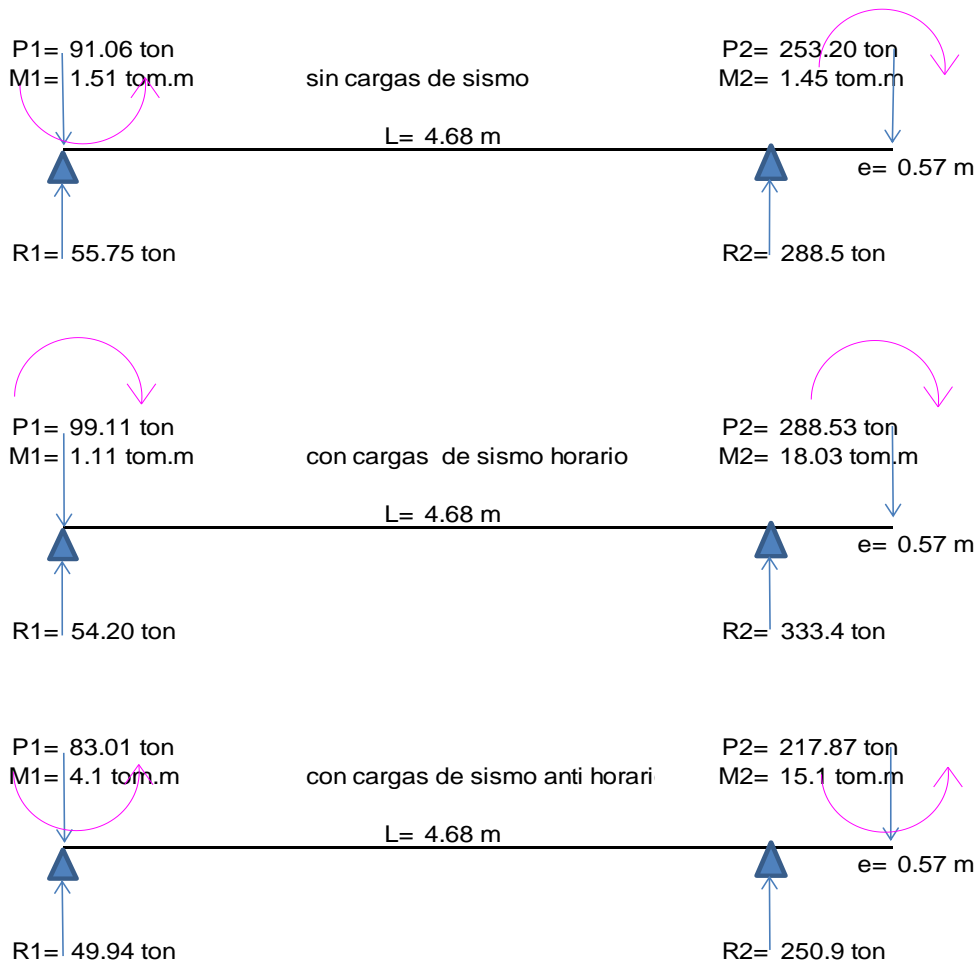
Dimensionamiento por cargas verticales

PARA LA PLACA

P(ton)= 265.86 Ton
 Azap = 7.39 m²
 Lvx= 0.572 m
 Lvy= 0.573 m
 Lx= 1.39 m
 Ly= 5.30 m

A zapata= 7.39 m²

1) Verificación de las presiones del la columna y placa alrededor del eje yy



Primera verificación sin sismo(solo carga de gravedad)

calcula las presiones con un 5% del peso propio y los momentos flectores por carga de gravedad en alrededor del eje YY

para la columna : $\sigma = \frac{55.75}{2.64} \times 1.05 = 22.17 \text{ ton/m}^2 < \sigma_t = 40 \text{ ton/m}^2$ **cumple**
 para la placa: $\sigma = \frac{288.51}{7.39} \times 1.05 = 41.02 \text{ ton/m}^2 < \sigma_t = 40 \text{ ton/m}^2$ **verificar**

segunda verificación con sismo horario (aumentar 30% la resistencia del suelo)

para la columna : $\sigma = \frac{54.20}{2.64} \times 1.05 = 21.55 \text{ ton/m}^2 < \sigma_t = 52 \text{ ton/m}^2$ **cumple**
 para la placa: $\sigma = \frac{333.44}{7.39} \times 1.05 = 47.41 \text{ ton/m}^2 < \sigma_t = 52 \text{ ton/m}^2$ **cumple**

Tercera verificación con sismo anti horario.(aumentando 30% la resistencia del suelo)

para la columna : $\sigma = \frac{49.94}{2.64} \times 1.05 = 19.86 \text{ ton/m}^2 < \sigma_t = 52 \text{ ton/m}^2$ **cumple**
 para la placa: $\sigma = \frac{250.94}{7.39} \times 1.05 = 35.68 \text{ ton/m}^2 < \sigma_t = 52 \text{ ton/m}^2$ **cumple**

2) Verificación de las presiones del la columna y la placa alrededor del eje xx

Para las columnas

aplicamos la formula de momentos:

$L_x = 1.50 \text{ m}$ $L_y = 1.75 \text{ m}$

Dimensionamiento con Mtos en X

$$\sigma = \frac{(P_s + P_{zap})}{L_x \cdot L_y} + \frac{6M_x}{L_x \cdot L_y^2} + \frac{6M_y}{L_y \cdot L_x^2}$$

Dimensionamiento con Mtos en X

$$\sigma = \frac{(P_s + P_{zap})}{L_x \cdot L_y} + \frac{6(M_x + M_{sx})}{L_x \cdot L_y^2} + \frac{6(M_y + M_{sy})}{L_y \cdot L_x^2}$$

Sin considerar Cargas de Sismo:

$M_{xx} = 2.46 \text{ Tonxm}$
 $P_{xx} = 91.06 \text{ ton}$
 $\sigma_{max} = 39.40 \text{ Ton/m}^2$
 $\sigma_{minx} = 33.03 \text{ Ton/m}^2$
 $\sigma_{admi} = 40.00 \text{ Ton/m}^2$

considerar Cargas de Sismo en Y:

$M_{sismo} = 2.75 \text{ Tonxm}$
 $P_{sismo} = 2.90 \text{ ton}$
 $\sigma_{max} = 44.11 \text{ Ton/m}^2$
 $\sigma_{minx} = 30.62 \text{ Ton/m}^2$
 $1.30\sigma_{admi} = 52.00 \text{ Ton/m}^2$

la Norma E.060, Numera 12.5.24, permite un incremento del 30% de la presión admisible en en caso de verificar presiones incluyendo cargas de sismo, este por ser carga temporal

se ha verificado que con las dimensiones de la zapata las cargas con sismo y sin sismo generan esfuerzos en la base menores que los admisibles por lo que se acepta las dimensiones.

Para la placa

se hará la suposición que la zapata tendrá una distribución uniforme según el método equivalente de MEYERHOFF debido a que la zapata presenta excentricidad mayor $e > L_y/6$, por la acción del sismo en la dirección Y.

$P_{gy} = 253.20 \text{ ton}$
 $M_{gy} = 7.46 \text{ tonxm}$
 $P_{sismo} = 28.14 \text{ ton}$
 $M_{sismo} = 290.91 \text{ tonxm}$

Dimensiones preliminares

Placa		zapata	
$L_x =$	0.25 m	$L_x =$	1.39
$L_y =$	4.15 m	$L_y =$	5.30

Sin considerar Cargas de Sismo:

$$\sigma = \frac{P}{2 \cdot L_x \cdot (\frac{L_y}{2} - e)}$$

$\sigma = 36.40 \text{ ton/m}^2$
 $\sigma_{admi} = 40.00 \text{ Ton/m}^2$ **cumple**

considerar Cargas de Sismo en Y:

$$\sigma = \frac{P}{2 \cdot L_x \cdot (\frac{L_y}{2} - e)}$$

$\sigma = 66.73 \text{ ton/m}^2$
 $1.30\sigma_{admi} = 52.00 \text{ Ton/m}^2$ **verificar**

debido a que no cumple con las dimensiones preliminares se aumenta las dimensiones en cada dirección en 1.10m para el caso con sismo.

aumenta

0.26m $L_x = 1.65 \text{ m}$ $\sigma = 51.98 \text{ ton/m}^2$ $< \sigma_t = 52.00 \text{ Ton/m}^2$ **cumple**
 0.26m $L_y = 5.56 \text{ m}$

se ha verificado que con las n nuevas dimensiones de la zapata frente a las cargas y momentos en el eje XX generan esfuerzo menores que los admisibles por lo que se acepta las dimensiones finales de la zapata.

finalmente se hace un resumen de las reacciones del suelo en la dirección yy según cada caso:

Primera verificación sin sismo(solo carga de gravedad)

para la columna : $\sigma = 39.40 < \sigma_t = 40 \text{ ton/m}^2$ (estos esfuerzos se reducirán por la ampliación de la zapata de placa)

para la placa: $\sigma = 36.40 < \sigma_t = 40 \text{ ton/m}^2$

segunda verificación con sismo (aumentar 30% la resistencia del suelo)

para la columna : $\sigma = 44.11 < \sigma_t = 52 \text{ ton/m}^2$ (estos esfuerzos se reducirán por la ampliación de la zapata de placa)

para la placa: $\sigma = 51.98 < \sigma_t = 52 \text{ ton/m}^2$

Determinación de las reacciones amplificadas del suelo.

la presión ultima del suelo se hará utilizando el máximo esfuerzo obtenido de la verificación amplificadas por un factor según el predominio:

si predomina las cargas verticales = **factor= 1.6**

si predomina las cargas de sismo = **factor= 1.25**

así tenemos:

PARA LA COLUMNA**el máximos esfuerzos de las dos direcciones de análisis**

$\sigma_{\text{max gravedad}} =$	39.40 Ton/m ²	$\sigma_u \text{ gravedad} =$	39.40 x 1.6 =	63.04 Ton/m ²
$\sigma_{\text{max sismo}} =$	44.11 Ton/m ²	$\sigma_u \text{ sismo} =$	44.11 x 1.25 =	55.14 Ton/m ²

Es esfuerzo de diseño ser el mayor de los dos casos **$\sigma_u = 63.04 \text{ Ton/m}^2$**
 las cargas de servicio son las que predominan

PARA LA PLACA**el máximos esfuerzos de las dos direcciones de análisis**

$\sigma_{\text{max gravedad}} =$	41.02 Ton/m ²	$\sigma_u \text{ gravedad} =$	41.02 x 1.6 =	65.63 Ton/m ²
$\sigma_{\text{max sismo}} =$	51.98 Ton/m ²	$\sigma_u \text{ sismo} =$	51.98 x 1.25 =	64.98 Ton/m ²

Es esfuerzo de diseño ser el mayor de los dos casos **$\sigma_u = 65.63 \text{ Ton/m}^2$**
 las cargas de servicio son las que predominan

DISEÑO FINAL PARA LA ZAPATA DE LA COLUMNA 0.25x0.50m**Verificación por Punzonamiento**

se realiza el corte en las dos direcciones a la vez, encontrándose las cortantes en la sección crítica ubicada a $d/2$ de la cara de la columna, la zapata actúa como una losa en dos direcciones y el diseño se se basa en las disposiciones de la norma E.060.numeral 11.12.2.1, donde menciona que la resistencia del concreto V_c debe ser el menor valor entre las siguientes expresiones:

$$1) \quad V_c = 0.53 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d$$

Donde: $b_o =$ relación de las secciones críticas para cortantes en losa y zapatas
 $\beta =$ relación del lado largo al lado corto de las secciones de la columna

$$2) \quad V_c = 0.27 \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2\right) \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d$$

Donde: $\alpha_s =$ es 40 para columnas interiores ,30 para columnas de borde y 20 para columnas en esquina.

$$3) \quad V_c = 1.06 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d$$

Calculo de la cortante Ultima $V_u = \sigma_u \cdot (A_{zap} - A_o)$

tenemos a $d/2$ de la cara de la columna: $d = 0.5 \text{ m}$ (iniciamos con el mínimo)

$$b_o = 2 \cdot (t_1 + d) + 2 \cdot (t_2 + d) = 3.50 \text{ m}$$

$$A_o = (t_1 + d) \times (t_2 + d) = 0.75 \text{ m}^2$$

$$A' = A_{zap} - A_o = 1.89 \text{ m}^2$$

$$V_u = 119.16 \text{ ton}$$

Calculo de la resistencia del concreto ϕV_c

- 1) $V_c = 268.82 \text{ ton}$
- 2) $V_c = 528.21 \text{ ton}$
- 3) $V_c = 268.82 \text{ ton}$

la resistencia del concreto V_c debe ser el menor valor de las expresiones anteriores:

$$\phi V_c = 228.493 \text{ ton} \quad \phi = 0.85$$

debe cumplirse $V_u \leq \phi \cdot V_c$ **119.16** < **228.49** cumple

Verificación por Cortante

con el peralte hallado anteriormente se verifica las cortantes a "d" de la cara de la columna o placa tomándose a la zapata como una viga.

así tenemos:

sentido de volado:

en xx	$V_{ux} = \sigma_{ux} L_y (l_v - d)$	=	14.09	Ton
en yy	$V_{uy} = \sigma_{uy} L_x (l_v - d)$	=	12.08	Ton
si:	$\phi V_{cx} = \phi x \sqrt{f'_{cx}} L_y x d$	=	108.07	Ton
	$\phi V_{cy} = \phi x \sqrt{f'_{cy}} L_x x d$	=	92.67	Ton

cumplen la condición en las dos direcciones $V_u \leq \phi \cdot V_c$

Diseño por Flexión

con el diseño por flexión se conocerá el área del refuerzo que necesita la zapata para soportar el momento de diseño de la sección crítica ubicada en la cara de los elementos verticales, las formulas utilizada son las mismas que para el diseño de vigas.

calculo del acero necesario por flexión:

$$M_{ux} = \sigma_u \cdot \frac{l_v x^2 x l_y}{2} \quad M_{uy} = \sigma_u \cdot \frac{l_v y^2 x l_x}{2}$$

σ _u =	63.04	Ton/m ²	
L _{vx} =	0.627	m	reemplazando tenemos lo momentos finales:
L _{vy} =	0.627	m	
L _x =	1.50	m	M_{ux}= 21.77 ton.m
L _y =	1.75	m	M_{uy}= 18.67 ton.m

Resultados Finales

Sentido	longitudinal	transversal
Momentos(kgxc_m)	1866563	2176685
Ancho(b en cm)	150	175
Peralte efecto(cm)	50	50
bx_d²	376175	438675
K_u	4.96	4.96
Pho	0.13%	0.13%
A de acero(cm²)	9.78	11.41
Acero Min(cm²)	13.54	15.79
Acero longitudinal Y	8	5/8" @0.2
Acero transversal X	9	5/8" @0.2

las zapatas deben cumplir con una cuantía mínima de acero por temperatura, para losas en volado la cuantía mínima según la norma E0.60 es:

$$A_{sminLx} = 0.0018 b_x \cdot d$$

$$A_{sminLy} = 0.0018 b_y \cdot d$$

$$K_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2}$$

DISEÑO FINAL DE LA ZAPATA DE LA PLACA 0.25x4.15m

Verificación por Punzonamiento

se realiza el corte en las dos direcciones a la vez, encontrándose las cortantes en la sección crítica ubicada a d/2 de la cara de la columna, la zapata actúa como una losa en dos direcciones y el diseño se basa en las disposiciones de la norma E.060. numeral 11.12.2.1, donde menciona que la resistencia del concreto V_c debe ser el menor valor entre las siguientes expresiones:

$$1) \quad V_c = 0.53 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_o \cdot d_c$$

Donde: b_o = relación de las secciones críticas para cortantes en losa y zapatas
 β = relación del lado largo al lado corto de las secciones de la columna

$$2) \quad V_c = 0.27 \left(\frac{\alpha_s \cdot d}{b_o} + 2\right) \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_o \cdot d$$

Donde: α_s = es 40 para columnas interiores, 30 para columnas de borde y 20 para columnas en esquina.

$$3) \quad V_c = 1.06 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_o \cdot d$$

$$V_u = \sigma_u \cdot (A_{zap} - A_o)$$

Calculo de la cortante Última V_u :

tenemos a $d/2$ de la cara de la columna: $d = 0.50$ m (iniciamos con el mínimo)

$$b_o = 2 \cdot (t_1 + d) + 2 \cdot (t_2 + d) = 10.80 \text{ m}$$

$$A_o = (t_1 + d) \cdot (t_2 + d) = 3.49 \text{ m}^2$$

$$A' = A_{zap} - A_o = 5.705 \text{ m}^2$$

$$V_u = 374.40 \text{ ton}$$

Calculo de la resistencia del concreto ϕV_c

$$1) \quad V_c = 464.71 \text{ ton}$$

$$2) \quad V_c = 813.84 \text{ ton}$$

$$3) \quad V_c = 829.49 \text{ ton}$$

la resistencia del concreto V_c debe ser el menor valor de las expresiones anteriores:

$$\phi V_c = 395.01 \text{ ton} \quad \phi = 0.85$$

$$\text{debe cumplirse} \quad V_u \leq \phi \cdot V_c \quad 374.40 < 395.01 \quad \text{cumple}$$

Verificación por Cortante

con el peralte hallado anteriormente se verifica las cortantes a "d" de la cara de la columna o placa tomándose a la zapata como una viga.

$$\text{así tenemos:} \quad L_{vx} = 1.40 \text{ m}$$

$$L_{vy} = 1.41 \text{ m}$$

sentido de volado:

si:

$$\text{en xx} \quad V_{ux} = \sigma_u x L_y (l_v - d) < \phi V_{cx} = \phi x \sqrt{f'c} x L_y x d$$

$$\text{en yy} \quad V_{uy} = \sigma_u x L_x (l_v - d) < \phi V_{cy} = \phi x \sqrt{f'c} x L_x x d$$

$$\text{en xx} \quad 329.83 < 342.15 \text{ Ton} \quad \text{cumple}$$

$$\text{en yy} \quad 98.32 < 101.90 \text{ Ton} \quad \text{cumple}$$

$$\text{cumplen la condición en las dos direcciones} \quad V_u \leq \phi \cdot V_c$$

Diseño por Flexión

con el diseño por flexión se conocerá el área del refuerzo que necesita la zapata para soportar el momento de diseño de la sección crítica ubicada en la cara de los elementos verticales, las formulas utilizadas son las mismas que para el diseño de vigas.

calculo del acero necesario por flexión:

$$M_{ux} = \sigma_u \cdot \frac{l_{vx}^2 x l_y}{2} \quad M_{uy} = \sigma_u \cdot \frac{l_{vy}^2 x l_x}{2}$$

$\sigma_u = 65.63 \text{ Ton/m}^2$
 $L_{vx} = 1.41 \text{ m}$
 $L_{vy} = 1.41 \text{ m}$
 $L_x = 1.70 \text{ m}$
 $L_y = 5.60 \text{ m}$

Reemplazando tenemos lo momentos finales:

$M_{ux} = 364.84 \text{ tonxm}$
 $M_{uy} = 111.28 \text{ tonxm}$

Resultados Finales

Sentido	longitudinal	transversal
Momentos(kgxc)	11127701	36484442
Ancho(b en cm)	170	560
Peralte efecto(cm)	50	50
bxd2	426150	1398856
Ku	26.11	26.08
Pho	0.73%	0.73%
Area de acero(cm2)	62.22	204.23
Acero Min(cm2)	15.34	50.36
Acero longitudinal Y	13Ø1" .@0.14	
Acero transversal X	42Ø1" .@0.14	

las zapatas deben cumplir con una cuantía mínima de acero por temperatura, para losas en volado la cuantía mínima según la norma E.060 es:

$$A_{sminLx} = 0.0018bx \cdot d$$

$$A_{sminLy} = 0.0018by \cdot d$$

$$K_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2}$$

DISEÑO DE LA VIGA DE CIMENTACION

cargas actuantes

COLUMNA

cargas	P(ton)	Myy(tnxm)
muerta	72.15	1.22
viva	18.91	0.29
sismo x	8.05	2.62

PLACA

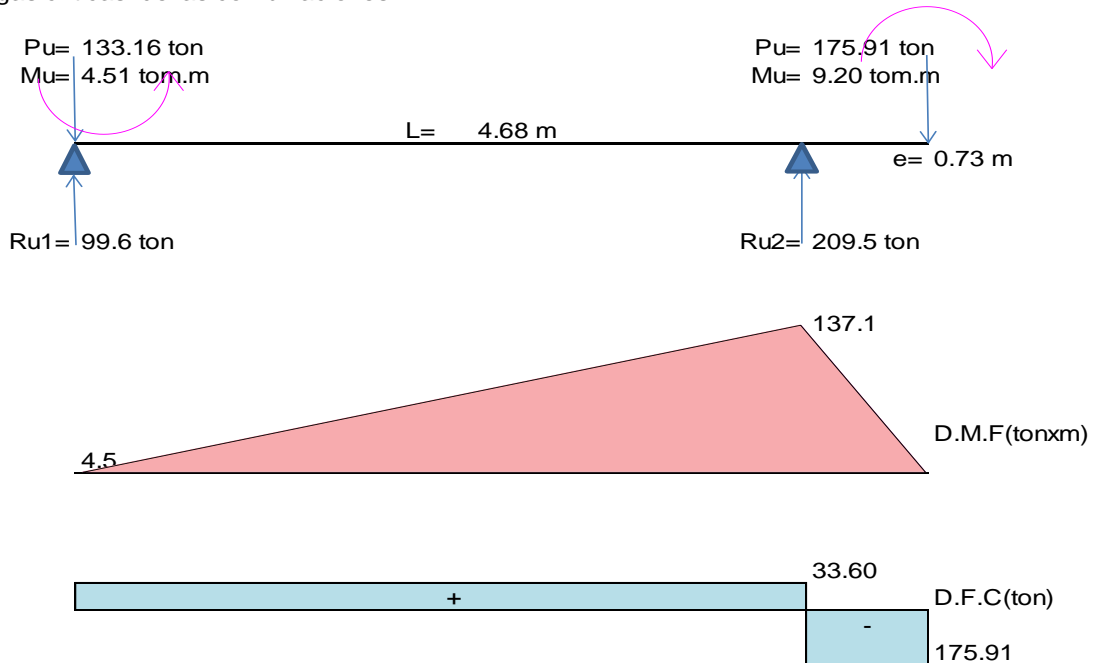
cargas	P(ton)	Myy(tnxm)
muerta	107.19	0.62
viva	19.42	0.11
sismo x	17.66	8.29

para la placa hara la suposicion de que esta viga de cimentacion tomara el 50% de todo sus esfuerzos alrededor del eje y , ya que por el otro extremo esta empotrado en el cimientto del sotano

Combinación	Pu(ton)	Muyy(Txm)
1.4CM+1.7CV	133.16	2.20
1.25(CM+CV)+CS	121.88	4.51
1.25(CM+CV)-CS	105.78	-0.73
0.9(CM+CV)+S	90.00	3.98
0.9(CM+CV)-S	73.90	-1.26

Combinación	Pu(ton)	Muyy(Txm)
1.4CM+1.7CV	183.06	1.05
1.25(CM+CV)+CS	175.91	9.20
1.25(CM+CV)-CS	140.59	-7.38
0.9(CM+CV)+S	131.60	8.94
0.9(CM+CV)-S	96.28	-7.64

cargas criticas de las combinaciones:



Dimensionamiento de la viga de cimentación

considerando una altura de la viga igual a $H=1.10\text{m}$ dado que esta tiene que ser mas rígida que la zapata y pueda absorber momentos flectores acorde con la hipótesis del diseño, y para el ancho se tomara $B=0.50\text{m}$

Diseño por cortante

cortante de diseño en la sección crítica a una distancia d , que es: **$V_{u\max} = 33.60 \text{ ton}$**
 El aporte del concreto V_c , para elementos sometidos a cortante y flexión, viene dado por:

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

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{210} \times 10 \times 0.50 \times 1.10 = 42.24 \text{ ton}$$

$$\phi = 0.85$$

debe cumplir:

$$V_u \leq \phi \cdot V_c$$

$$\phi \cdot V_c = 35.9 \text{ ton}$$

$$33.60 < 35.9 \quad \text{cumple}$$

Usar $\phi = 3/8" @ 0.25$ (mínimo para evitar figuración)

Diseño por Flexión:

Tenemos que la viga tiene un momento flector máximo igual a:

$$M_{u(-)\max} = 137.1 \text{ tonxm}$$

para:

Momentos(kgxcn)	13714086
Ancho(b en cm)	50.0
Peralte efectivo(cm)	110.0
bxd2	605000.0
Ku	22.67
Pho	0.63%
Area de acero(cm2)	34.65
Acero Min(cm2)	9.90
Acero Superior	7 $\phi 1"$
Acero inferior	3 $\phi 1"$

$$A_s \text{ inf} = \frac{A_s}{3}$$

$$K_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2}$$

como se trata de una viga con gran peralte, la norma indica que se debe colocar acero distribuido a lo largo del alma de la viga. Para este caso se colocaron: $2\phi 3/8" @ 30\text{cm}$ a lo largo del alma.

Finalmente en la Figura 107. Se ilustra las dimensiones finales de la zapata conectada y el detalle de los refuerzos

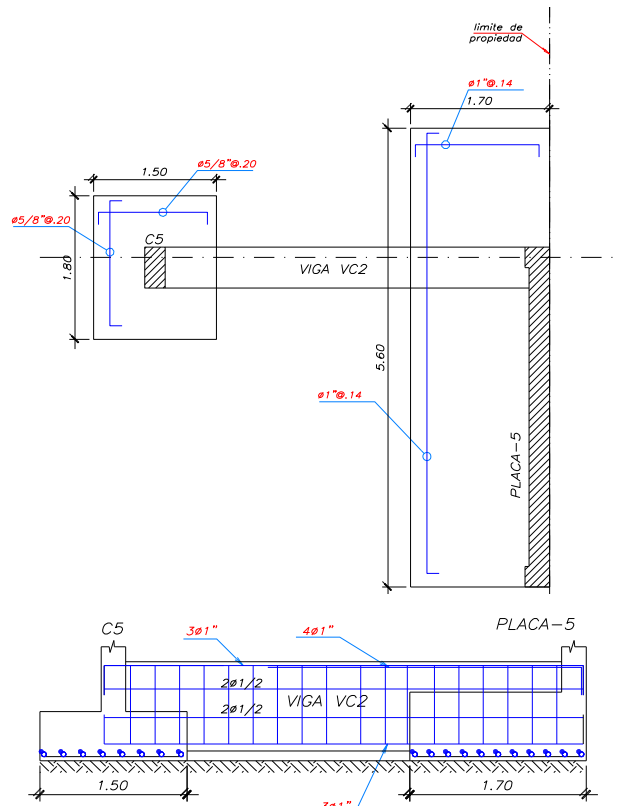


Figura 107. Diseño Final de la Zapatas Conectadas con cargas de la Norma E.030-2003
 Fuente: Elaboración propia

Como resumen de esta comparación en los diseños de las zapatas conectadas se tiene los siguientes resultados:

1. Dimensione Finales:

ZAPATAS DE LAS PLACAS

- Zapata de placa de PL- 5 con la norma E.030-2014
L1=1.60m
L2=5.50m
H=0.50m
Volúmenes= $1.60 \times 5.50 \times 0.50 = 4.40 \text{m}^3$

- Zapata de placa de PL- 5 con la norma E.030-2003
L1=1.70m
L2=5.60m
H=0.50m
Volúmenes= $1.70 \times 5.50 \times 0.50 = 4.70 \text{m}^3$

VIGAS DE CIMENTACION

- Viga de Cimentación(sección) con la norma E.030-2014
H=1.10m
B=0.50m
Área de sección= $1.10 \times 0.50 = 0.55 \text{m}^2$

- Viga de Cimentación(sección) con la norma E.030-2003
H=1.20m
B=0.50m
Área de sección= $1.20 \times 0.50 = 0.60 \text{m}^2$

Cantidad de acero en zapata de placas:

- Zapata de placa de PL- 5 con la norma E.030-2014
Para L1 :12varilla de 1"
Para L2 :41varilla de 1"
Total de longitud = $1.52 \times 41 + 5.42 \times 12 = 127.36 \text{m}$

- Zapata de placa de PL- 5 con la norma E.030-2003
Para L1 :13varilla de 1"
Para L2 :42varilla de 1"
Total de longitud = $1.62 \times 42 + 5.52 \times 13 = 139.80 \text{m}$

2. Comparación de Resultados:

ZAPATAS DE LAS PLACAS

➤ Reducción de Volumen de concreto:

$$\text{Variación de concreto} = \frac{4.70 - 4.40}{4.70} \times 100 = 6.40\%$$

Se reduce un aproximado de 6.40% el cálculo del concreto con la norma E.030-2014 en comparación a la Norma E.030-2003

VIGAS DE CIMENTACION

$$\text{Variación de concreto} = \frac{0.60 - 0.55}{0.60} \times 100 = 8.33\%$$

Se reduce un aproximado de 8.33% el cálculo del concreto con la norma E.030-2014 en comparación a la Norma E.030-2003

➤ Reducción de la cantidad de acero:

$$\text{Variación de longitud de acero de 1"} = \frac{139.80 - 127.36}{139.80} \times 100 = 8.90\%$$

Se reduce un aproximado de 9% el cálculo de la cantidad de acero con la norma E.030-2014 en comparación a la Norma E.030-2003

Finalmente después de tener estos resultados de reducción en la zapata de las placa que se reduce en el concreto en un 6.40% , en el acero en 8.90% así como el concreto en la viga de cimentación en un 9% todo esto ,que se ha obtenido se puede decir que si hay una reducción en el volumen de materiales cuando se diseña con la nueva norma E.030-2014 en comparación a la E.030-2003 , pero solo para la cimentación , especialmente en las placas que es la estructura que absorbe el mayor porcentaje de la demanda sísmica , estas reducción que se ha detallado , tendrían una repercusión en los presupuesto de edificios de este tipo en un aproximado de 0.70% en lo que respecta a obras de concreto armado , creo que es algo insignificante , pero de todas maneras hay una pequeña reducción.

CAPITULO V

V RESULTADOS DE LA INVESTIGACIÓN

5.1 Análisis de los Resultados

Para obtener nuestras conclusiones finales de este análisis y diseño comparativo del proyecto de norma E.030-2014 vs E.030-2003 para un edificio de 5 pisos, se resumirá los resultados obtenidos iniciando con la comparación de los nuevos parámetros que contribuyen a determinar la fuerza cortante en la base y el espectro inelástico de pseudo aceleración y proseguir a realizar el análisis sísmico de todo el edificio ,luego realizamos un análisis de las combinaciones de cargas incluyendo las cargas de sismos proveniente de los resultados del paso anterior aplicados en los distintos elementos estructurales elegidos y se determinara si se presenta alguna influencia de la diferencia en la demanda sísmica para el diseño estructural final de cada una de las estructuras que son afectadas por cargas horizontales (muestra de la población) y así obtener una idea global y validar nuestra hipótesis planteada al inicio de este trabajo.

5.1.1 Modificación de los Factores de zona (Z) y coeficiente de reducción de Fuerza sísmica(R) para cada Norma y Dirección.

En la Tabla 108. Se resume las modificaciones del Factor Z y el coeficiente R, dependiendo de la dirección y la versión de la norma E.030

Tabla 108.Modificaciones de Z y R en cada norma y dirección

	E.030-2014	E.030-2003
Z=	0.45	0.4
RX=	5.4	4.5
RY=	6.3	5.25

Fuente: Elaboración propia.

Con las comparaciones que se resumen en la Tabla 108.podemos observar como el Factor de Z y el Coeficiente R han cambiado para la dirección X según la Figura 108.

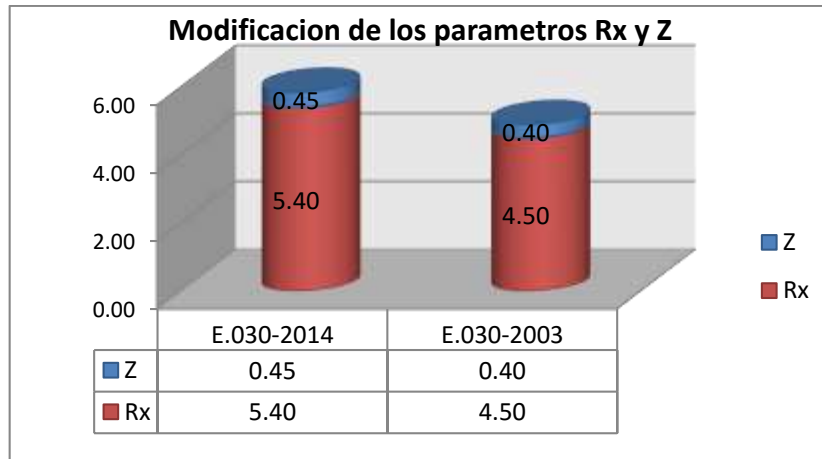


Figura 108.variación de Rx y Z en la dirección X

Fuente: Elaboracion propia.

De igual manera en base a los datos de la Tabla 108. Se puede observar en la Figura 109. Como el Factor Z y el Coeficiente R en Y para Norma E.030-2014 en comparación a los correspondientes con la E.030-2003

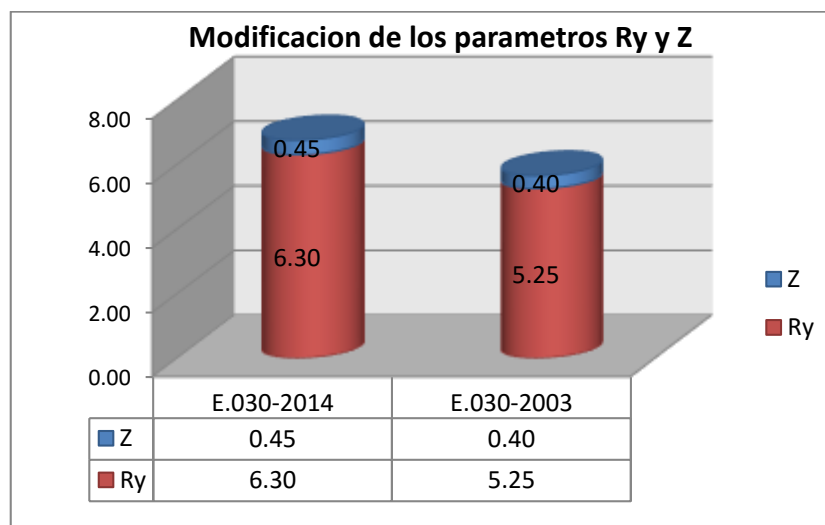


Figura 109.variación de Rx y Z en la dirección Y

Fuente: Elaboración propia.

Las consecuencias de estos dos factores en el cálculo de las fuerzas cortante en la base y el espectro de pseudo aceleraciones hacen que estos se reduzcan para la nueva norma E.030-2014 en comparación a la E.030-2003 en un porcentaje que se verá en el siguiente cálculo:

➤ Para la Norma E.030-2014:

$$\frac{Z}{R_x} = \frac{0.45}{5.40} = 0.0833$$

$$\frac{Z}{R_y} = \frac{0.45}{6.30} = 0.0714$$

➤ Para la Norma E.030-2003:

$$\frac{Z}{R_x} = \frac{0.40}{4.50} = 0.0889$$

$$\frac{Z}{R_y} = \frac{0.40}{5.25} = 0.0762$$

La diferencia de estos 4 cocientes de Z/R la podemos ver mejor en la Figura 110. Para la dirección X y Y. con ambas Normas E.030

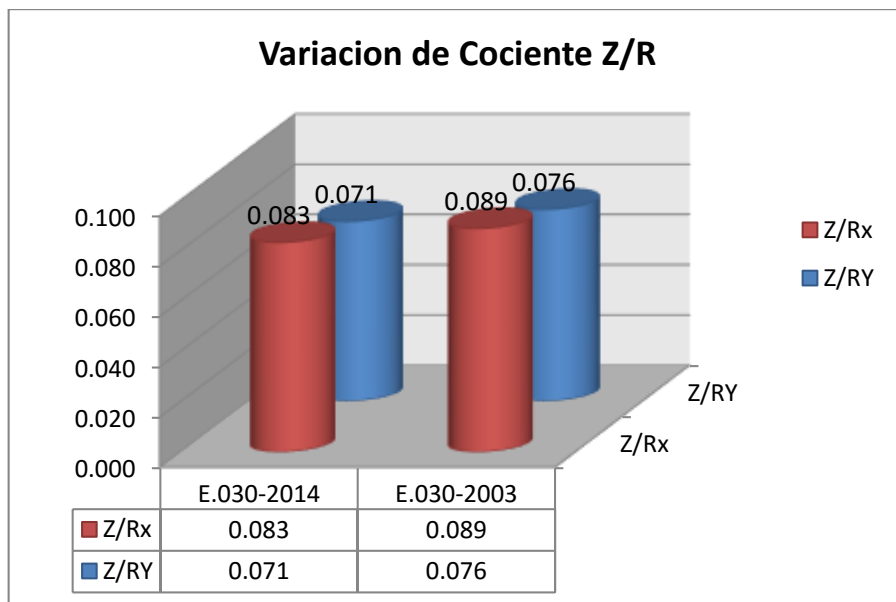


Figura 110 .variación de R/ Z en la dirección X y Y

Fuente: Elaboracion propia.

- El cociente $\frac{Z}{R}$ en la dirección XX se ha reducido 6.25% para la norma E.030-2014 en comparación a la actual norma E.030-2003
 - El cociente $\frac{Z}{R}$ en la dirección YY se ha reducido 6.25% también para la norma E.030-2014 en comparación a la actual norma E.030-2003.
- Entonces suponemos que las cortantes estáticas y dinámicas van a reducirse en ese porcentaje para cada dirección.

5.1.2 Cortantes y Momentos de volteo Estático y Dinámico en la Base.

En la Tabla 109. Se resumen la Demanda sísmica de cortantes y momentos de volteo estáticos y dinámicos en X y Y para las dos Normas E.030

Tabla 109.Comparación de Cortantes, Momentos de Volteo caso Estático y Dinámico

	Cortante estático	Mtos de volteo	Cortante Dinámico	Mtos de volteo
NORMA:	en la dirección xx	alrededor del eje xx	en la dirección xx	alrededor del eje xx
E.030-2014	304.99	2753.02	252.08	2310.46
E.030-2003	325.33	2936.56	269.41	2469.28
NORMA:	en la dirección yy	alrededor del eje yy	en la dirección yy	alrededor del eje yy
E.030-2014	261.42	2359.73	212.5079	1948.64
E.030-2003	278.85	2517.05	226.3825	2075.86

Fuente: Elaboracion propia.

Cortantes y momentos de volteo Estático:

En base a lo indicado en la comparación de la Tabla 109. Se puede hacer la comparación de las Cortantes estáticas en la base en X y Y para cada Norma E.030 como se aprecia en la Figura 111.

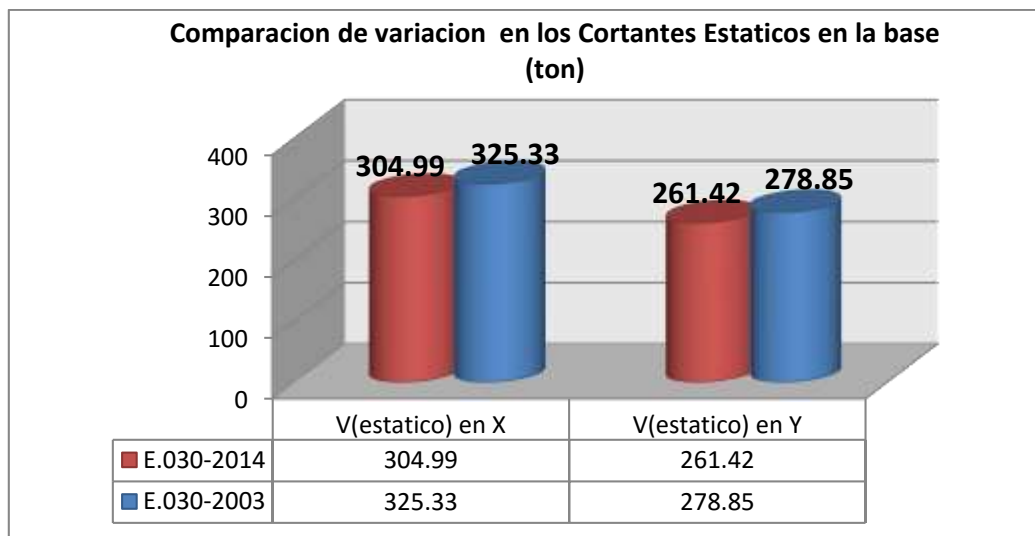


Figura 111.Comparacion de la variación de las cortantes estáticas en labase en X y Y

Fuente: Elaboración propia.

Con respecto a los momentos de volteo en la dirección X y Y para cada Norma E.030 de la Tabla 109. Se puede elabora las comparaciones entre esto mediante la Figura 112.

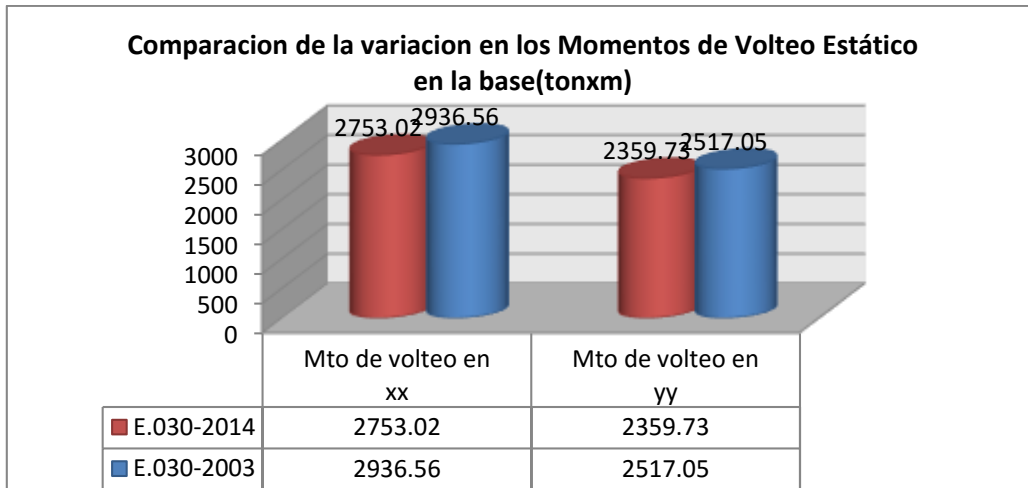


Figura 112.Comparacion de la variación de las Momentos de volteos en la base en X y Y

Fuente: Elaboración propia.

Como decíamos las cortantes han variado tendiendo a reducirse en cada dirección de análisis en aproximadamente 6.25% en la dirección X y en 6.25% en la dirección Y, un porcentaje que se quiere demostrar si causa algún efecto al momento de calcular la cortante mínima dinámica para el diseño de las estructuras finales.

Cortantes y momentos de volteo Dinámico:

En base a lo indicado en la comparación de la Tabla 109. Se puede hacer la comparación de las Cortantes Dinámicos en la base en X y Y para cada Norma E.030 como se aprecia en la Figura 113.

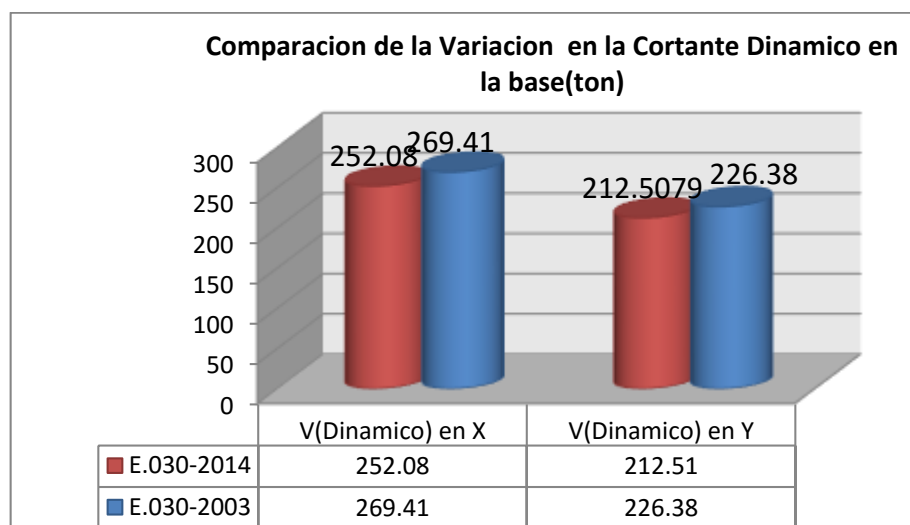


Figura 113.Comparacion de la variación de las cortantes Dinámico en la base en X y Y

Fuente: Elaboración propia.

Con respecto a los momentos de volteo en la dirección X y Y para cada Norma E.030 de la Tabla 109. Se puede elaborar las comparaciones entre esto mediante la Figura 114.

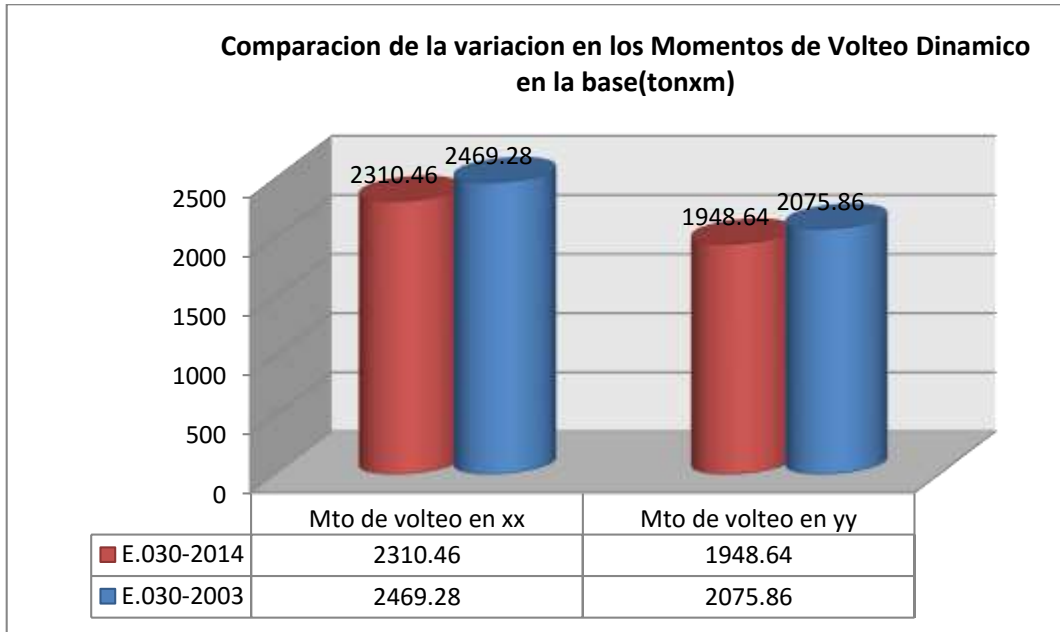


Figura 114. Variación de los momentos de Volteo dinámico en la base en X y Y.

Fuente: Elaboración propia.

Las cortantes dinámicas han variado tendiendo a reducirse en cada dirección de análisis en aproximadamente 6.43% en la dirección X y en 6.13% en la dirección Y, luego se proseguirá a calcular la cortante mínima en la base según los indica las dos versiones de la norma:

5.1.3 Cortantes Mínimas en la Base

La comparación del factor de ajuste por cortante estático mínimo para la Norma E.030-2014 en las dos dirección de X y Y se muestran en Tabla 110.

Tabla 110. fuerzas cortantes en la base del edificio para la norma e.030-2014

Dirección de análisis	Vestático (ton)	Vdinámico (ton)	90%Vestático (ton)	Factor de Ajuste
X-X	304.99	252.08	274.49	1.089
Y-Y	261.42	212.5	235.28	1.107

Fuente: Elaboración propia

También en el Factor de ajuste por cortante estático para la Norma E.030-2003 en las dos direcciones Se muestran en la Tabla 111.

Tabla 111.fuerzas cortantes en la base del edificio para la norma E.030-2003

Dirección de análisis	Vestatico (ton)	Vdinamico (ton)	90%Vestatico (ton)	Factor de Ajuste
X-X	325.33	269.41	292.8	1.087
Y-Y	278.85	226.38	250.97	1.109

Fuente: Elaboración propia.

Luego se hace el escalamiento al 90% para alcanzar al cortante mínima en ambos caso son los factores son casi iguales.

Continuamos luego con la verificación del desplazamiento que no se debe escalar.

5.1.4 Verificación de los desplazamientos máximos según reglamento:

Los máximos derivas de cada entrepiso para las dos direcciones con cada Norma E.030 se comparan en la Tabla112.

Tabla 112.Desplazamientos máximo en X y Y.

	En la dirección X		En la dirección Y	
	E.030-2014	E.030-2003	E.030-2014	E.030-2003
NIVEL	Deriva de cada piso d/he	Deriva de cada piso d/he	Deriva de cada piso d/he	Deriva de cada piso d/he
5	0.00355	0.00279	0.00221	0.00173
4	0.00368	0.00289	0.00233	0.00183
3	0.00357	0.00281	0.00226	0.00177
2	0.00309	0.00243	0.00187	0.00147
1	0.00201	0.00158	0.00117	0.00092

Fuente: Elaboración propia.

Tomando los Datos de la deriva de los entrepisos por sismos en X con la comparación de la E.030-2014 vs E.030-2003 se puede representar mejor en la siguiente Figura 115.

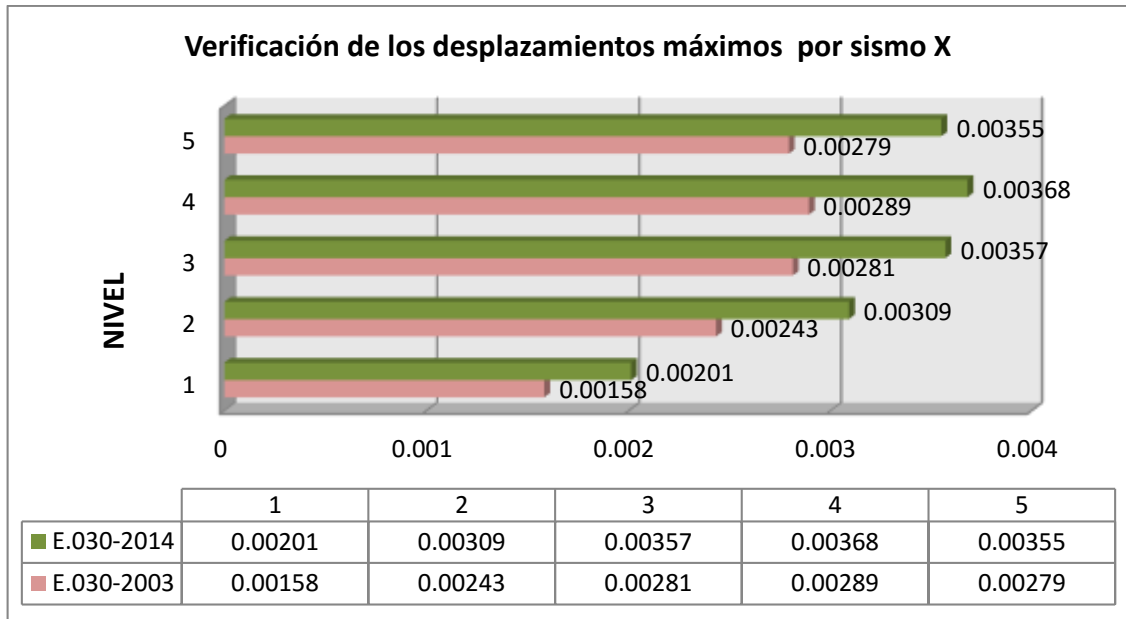


Figura 115. Comparación de las diferencias de los desplazamientos según cada norma en X
Fuente: Elaboración propia.

De igual modo tomamos las derivas de entre piso para sismo en Y de la Tabla 112. Se puede mejorar la representación de la diferencia con las dos Normas E.030, mediante la Grafica 116.

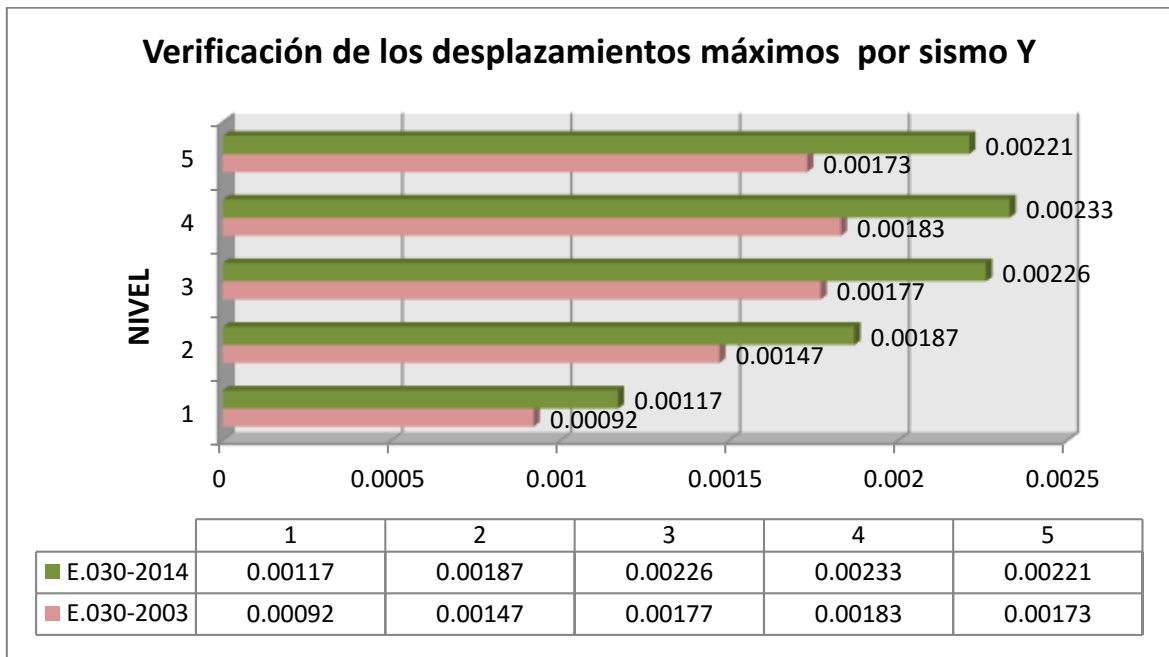


Figura 116. Comparación de las diferencias de los desplazamientos según cada norma en Y
Fuente: Elaboración propia.

Las derivas están dentro de lo permisible en ambas direcciones y para cada norma E.030 en sus dos versiones, así también se observa que la estructura presenta una mayor deriva con la nueva norma E0.30-2014 en comparación a la E.030-2003, esto es debido a sus factores de corrección por irregularidad para calcular las derivas reales.

Entonces podemos decir que con el nuevo reglamento en proyecto se está siendo más estricto con los desplazamientos de los entrepisos al acercarlo más al límite de 0.007 para este caso. Pero contrariamente a que sus cortantes y momentos de volteo son menores que con los obtenidos con la E.030-2003.

5.1.5 Verificación de las Irregularidades Torsionales:

Las 2 verificaciones para comprobar las irregularidades torsionales en planta para sismos en X con las dos normas E.030 se resume en la Tabla 113.

Tabla 113. Verificación de los desplazamientos promedios y máximos de entrepiso en planta para sismo X.

Piso	Desplazamiento .Prom. De Entre Piso(m) en X			Desp.Max.De Entre piso(m) en X		Desp.Max.De Entre piso(m) en X	
	E.030	E.030	Limite	E.030	Limite	E.030	Limite
	2014	2003	$0.5 \times \Delta_{iprom}$	2014	$1.5 \times \Delta_{iprom}$	2003	$1.3 \times \Delta_{iprom}$
5	0.00803	0.00717	0.0091	0.00546	0.01205	0.00427	0.00932
4	0.00847	0.00743	0.0091	0.00571	0.01271	0.00447	0.00965
3	0.00879	0.00718	0.0091	0.00553	0.01319	0.00433	0.00933
2	0.00825	0.00621	0.0091	0.00477	0.01237	0.00373	0.00808
1	0.00510	0.00400	0.0091	0.00299	0.00764	0.00234	0.00521

Fuente: Elaboración propia.

La primera verificación del desplazamiento promedio de los entrepisos por sismos en X comparando la Norma E.030-2014 vs E.030-2003 se muestran en la siguiente Figura 117.

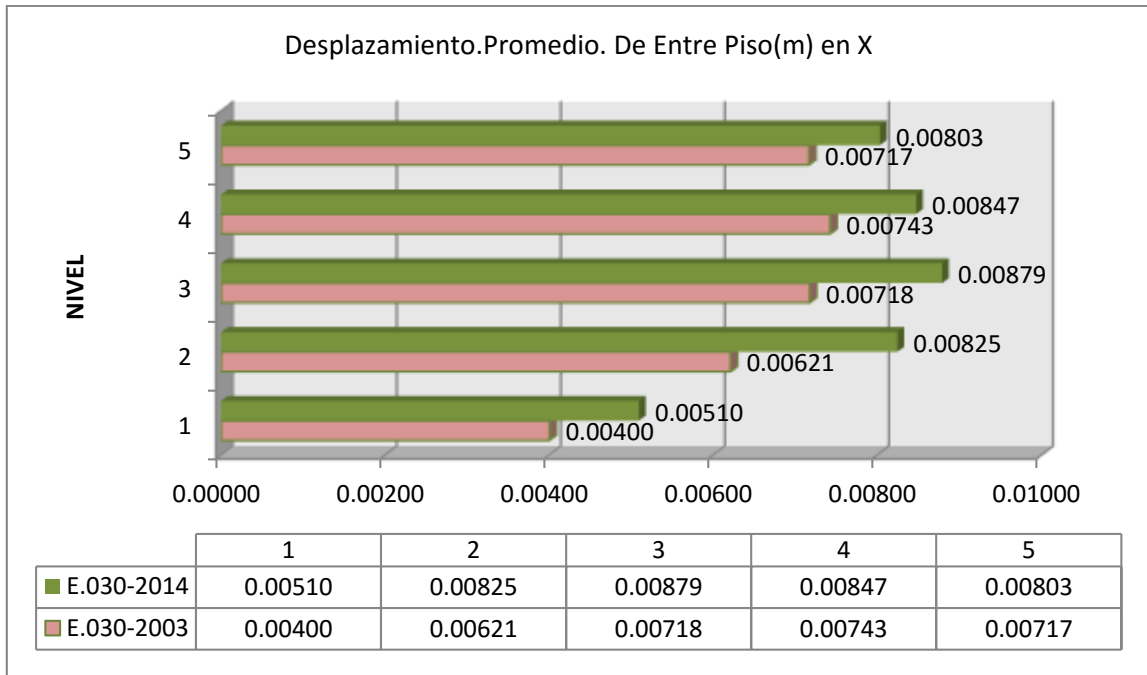


Figura 117.Comparacion de los Desplazamiento promedio de entrepiso para sismo en X

Fuente: Elaboración propia.

La segunda verificación de los desplazamientos máximos de los entrepisos por sismo en X comparando la Norma E.030-2014 vs E.030-2003 se muestran en la siguiente Figura 118.

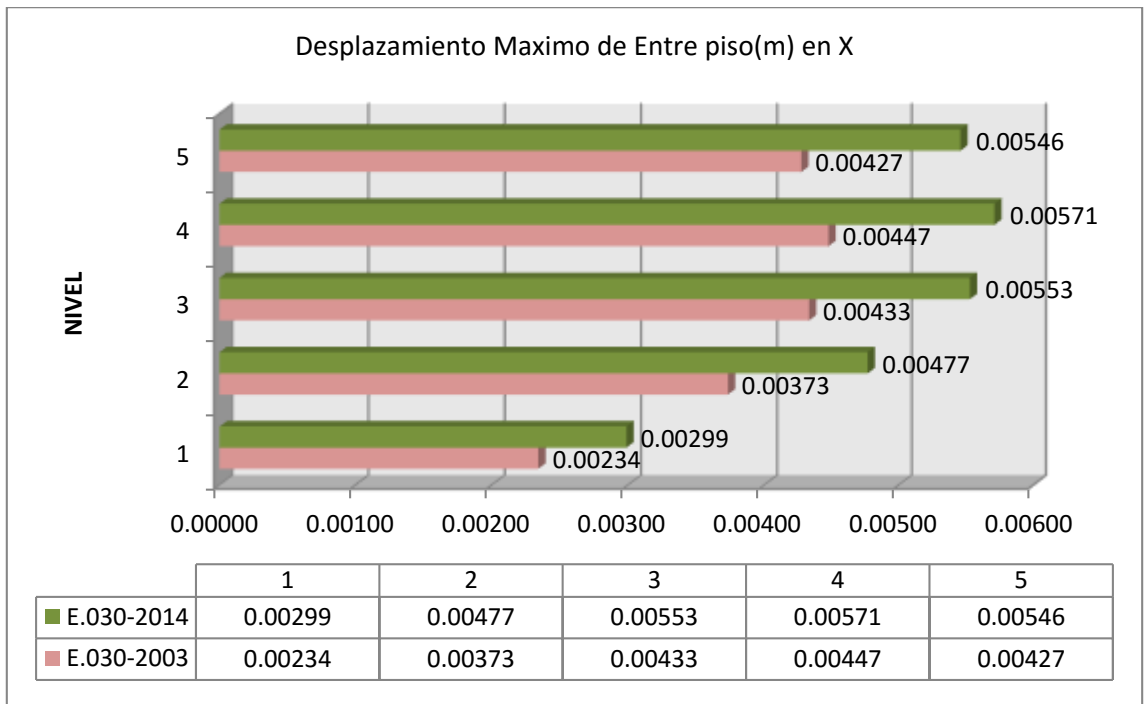


Figura 118.Comparacion de los Desplazamientos máximos de entrepiso para sismo en X.

Fuente: Elaboración propia.

Las 2 verificaciones para comprobar las irregularidades torsionales en planta para sismos en Y con las dos normas E.030 se resume en la Tabla 114.

Tabla 114.Verificacion de los desplazamientos promedio y máximos de entrepiso en planta para sismo en Y.

Piso	Desplazamiento .Prom. De Entre Piso(m) en Y			Desp.Max.De Entre piso(m) en Y		Desp.Max.De Entre piso(m) en Y	
	E.030	E.030	Limite	E.030	Limite	E.030	Limite
	2014	2003	0.5xhex0.007	2014	1.5xΔiprom	2003	1.3xΔiprom
5	0.00546	0.00427	0.0091	0.00575	0.00819	0.00450	0.00555
4	0.00571	0.00447	0.0091	0.00606	0.00856	0.00475	0.00582
3	0.00553	0.00433	0.0091	0.00586	0.00829	0.00460	0.00563
2	0.00477	0.00373	0.0091	0.00487	0.00715	0.00381	0.00485
1	0.00299	0.00234	0.0091	0.00305	0.00448	0.00239	0.00304

Fuente: Elaboración propia.

La primera verificación del desplazamiento promedio de los entrepisos por sismos en Y comparando la Norma E.030-2014 vs E.030-2003 se muestran en la siguiente Figura 119.

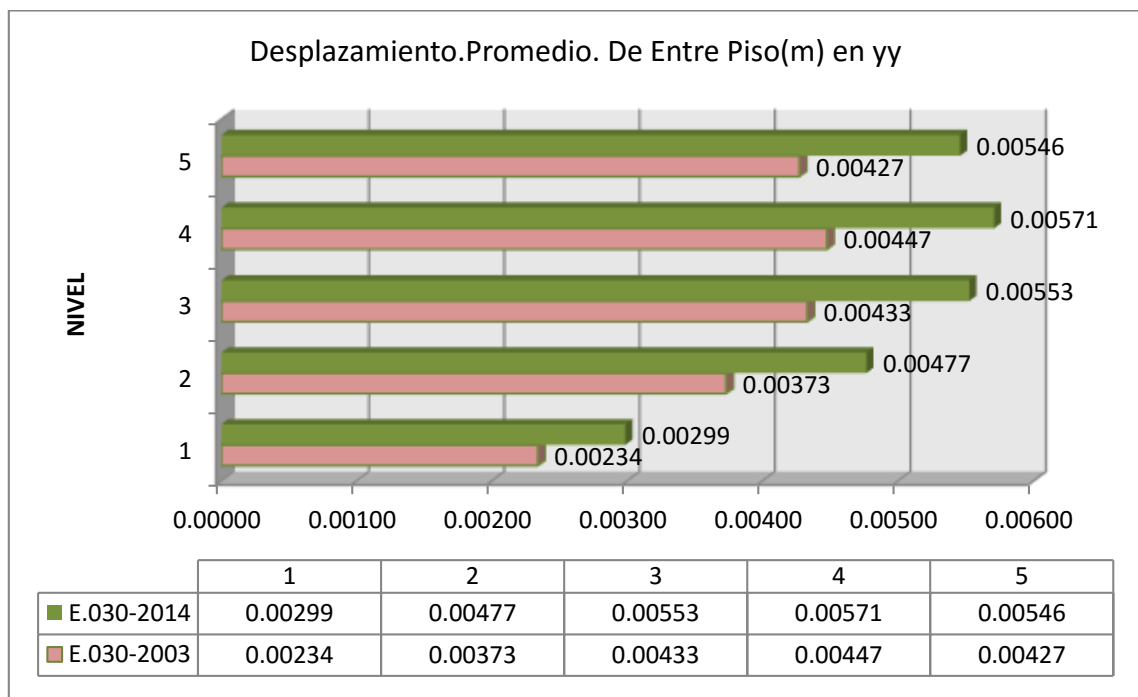


Figura 119.Comparacion de los Desplazamiento promedio de entrepiso para sismo en Y.

Fuente: Elaboración propia.

La segunda verificación de los desplazamientos máximos de los entresijos por sismo en Y comparando la Norma E.030-2014 vs E.030-2003 se muestran en la siguiente Figura 120.

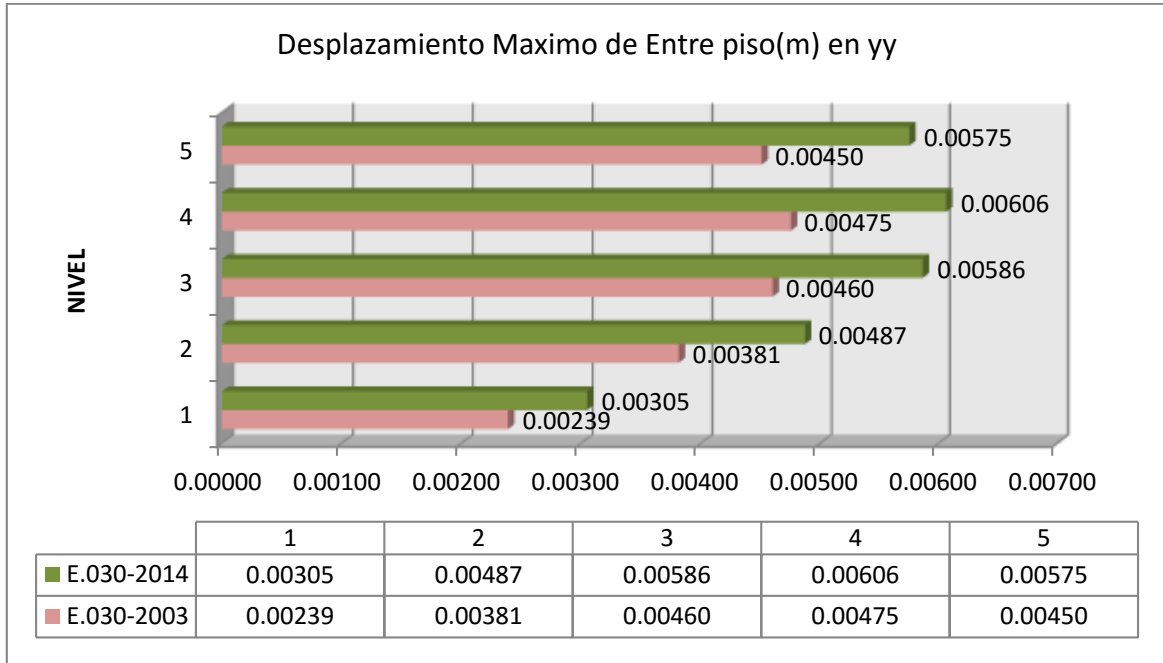


Figura 120.Comparacion de los Desplazamientos máximos de entrepiso para sismo en Y.

Fuente: Elaboración propia.

Los desplazamiento promedio de los entresijos en planta están dentro de lo permisible en ambas direcciones en cada norma E.030 en sus dos versiones, pero de igual manera se incrementa el desplazamiento inelástico en un 27% con la nueva norma E.030-2014 en comparación a la E030-2003 más no el límite máximo permisible.

Los desplazamientos máximos de entrepiso aumentan y también sus límites en un 27% y 47% respectivamente con la norma E.030-2014 en comparación a la E.030-2003.

Estas modificaciones son producto del efecto de los factores de corrección por irregularidad que está en función del factor R (reducción) para calcular las derivadas reales.

Entonces podemos decir que con el nuevo reglamento en proyecto se está siendo más estricto con los desplazamientos de los entrepisos en planta para reducir las irregularidades torsionales y así mejorar el comportamiento estructural del edificio frente a las fuerzas sísmicas.

5.1.6 Factor de seguridad al Momento de Volteo:

El factor de seguridad al volteo en las dos direcciones comparando con las dos normas, se visualiza mejor en la Figura 120.a.

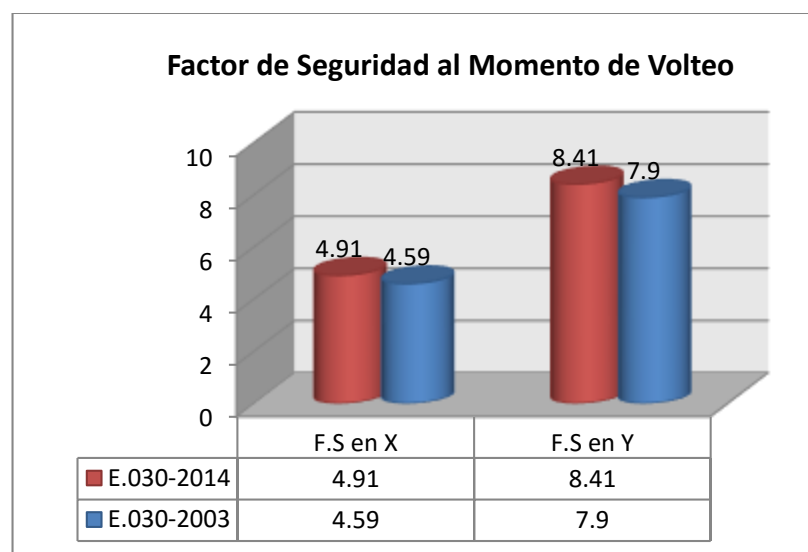


Figura120.a.comparacion del factor de Seguridad al volteo con la norma E.030-2014 vs E.030-2003

Fuente: Elaboración propia.

Se puede ver que la norma E.030-2014 propone un mayor Factor de seguridad en ambas direcciones, esto es proporcional al incremento de los desplazamientos esperados.

5.1.7 Resultados para el diseño de los elementos estructurales por gravedad y sismo:

5.1.7.1 Para la viga del eje E-E

Envolventes con cargas de sismo para cada norma:

La comparación de los máximos momentos flectores simultáneos por sismo en Y con las dos normas E.030 en toda la viga del eje E, se muestran en la Tabla 115.

Tabla 115. Comparación de las envolventes de momento flector con cada norma en todo los tramos de la viga E-E.

eje	1	2	2	3	3	4a	4a	6	6	7	7	8						
Mu Max	-4.49	2.40	-6.87	-10.37	6.87	-9.56	-5.38	0.88	2.54	-3.17	1.39	-6.19	-11.2	7.7	-11.5	-7.20	2.61	-4.58
Mu Max	-4.65	2.40	-7.03	-10.53	6.87	-9.73	-5.53	0.88	2.69	-3.33	1.39	-6.35	-11.42	7.69	-11.67	-7.35	2.61	-4.73
	3.35%	0.00%	2.22%	1.58%	0.00%	1.71%	2.61%	0.00%	5.38%	4.68%	0.00%	2.46%	1.58%	0.00%	1.54%	2.04%	0.00%	3.16%

Fuente: Elaboración propia.

Envolvente de fuerza cortante para cada norma:

La comparación de las máximas Fuerzas cortantes simultáneos por sismo en Y con las dos normas E.030 en toda la viga del eje E, se muestran en la Tabla 116.

Tabla 116. Comparación de las envolventes de fuerza cortante con cada norma en todo los tramos de la viga E-E.

Ejes	1	2	2	3	3	4a	4a	6	6	7	7	8
Vu max	-7221	8853	-13346	12159	-11307	6851	-6190	8580	-13834	13187	-9231	7519
Vu max	-7276	8905	-13346	12159	-10841	7104	-5969	8713	-13834	13187	-9331	7612
	0.762%	0.590%	0.000%	0.000%	4.297%	3.561%	3.695%	1.532%	0.000%	0.000%	1.080%	1.223%

Fuente: Elaboración propia.

La pequeña variación del orden de 1%-6% que se obtiene con el efecto de las cargas de sismo por cada norma en las envolventes en los 6 tramos de la viga del eje E-E, no afectan a la hora de escoger con cuál de los dos se obtiene un diseño más económico porque los resultados son muy próximos y cuando se redondean valores se pierde esa pequeña diferencia.

Ahora verificaremos las columnas y placas que son las más afectadas cuando ocurre un sismo, porque ellos son las que sostienen a la edificación desde la base.

5.1.7.2 Para la Columna C11:

Combinaciones con cargas de sismo para cada dirección con las dos normas E.030:

Para las fuerzas de compresión para X, se ha tomado en cuenta estas dos combinaciones 1.25 (CM+CV)+SX y 0.9 (CM+CV)+SX. Considerando solo sismo en X, por cada piso y se observa en la Figura 121. Como varía de acuerdo a todo los niveles simultáneamente con las dos Normas E.030

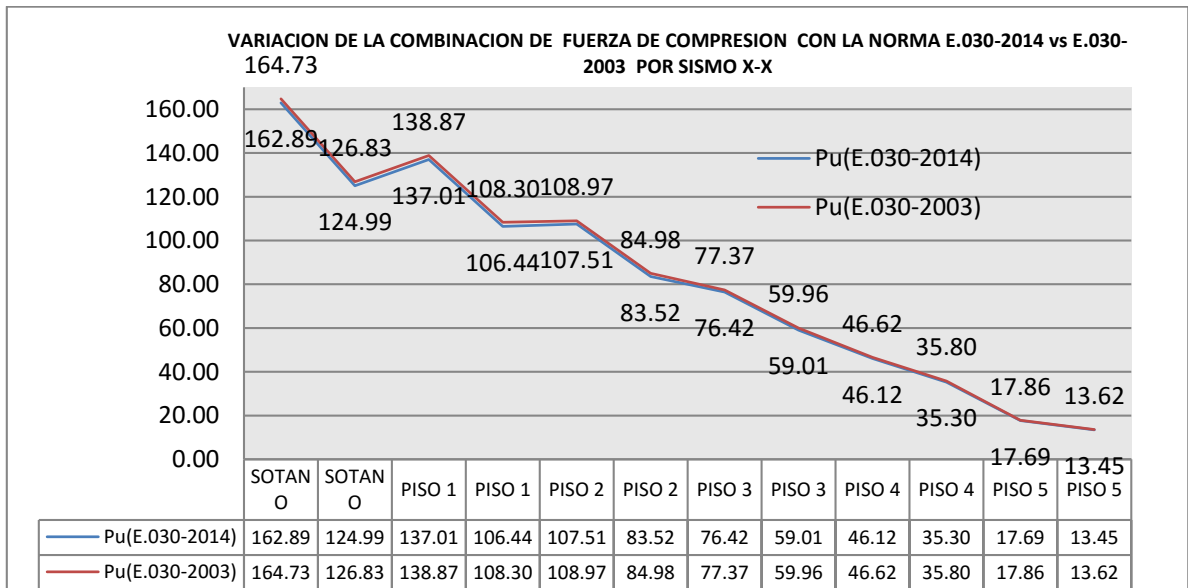


Figura 121. Variación de las combinaciones para la Fuerza de Compresión en la dirección X.

Fuente: Elaboración propia.

De igual manera para las fuerzas de compresión en Y, se ha tomado en cuenta estas dos combinaciones 1.25(CM+CV)+SY y 0.9(CM+CV)+SY. Considerando solo sismo en Y, por cada piso y se observa en la Figura 122. Como varía de acuerdo a todo los niveles simultáneamente con las dos Normas E.030

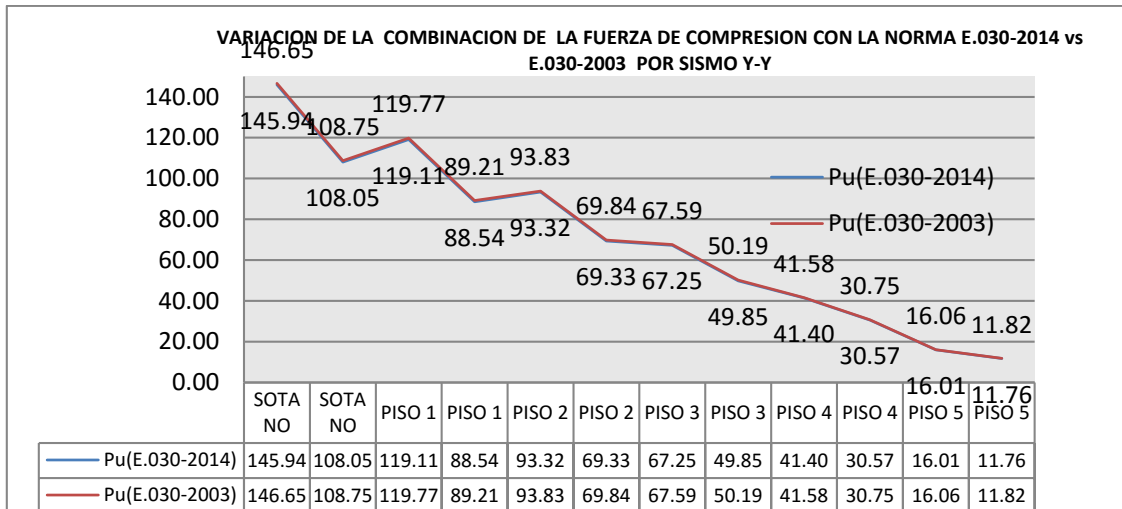


Figura 122. Variación de las combinaciones para la Fuerza de Compresión en la dirección Y.

Fuente: Elaboración propia.

Las Figuras muestran una variación de las combinaciones de fuerza de compresión por nivel y en cada dirección incluyendo la demanda sísmica, las dos presentan curvas paralelas y muy próximas que varía de 1%-1.75% para las demandas en la dirección X y de 0.1%-0.75% para la dirección Y.

En los momentos flectores en X, se ha tomado en cuenta estas dos combinaciones $1.25 (CM+CV)+SX$ y $0.9 (CM+CV)+SX$. Considerando solo sismo en X, por cada piso y se observa en la Figura 123. Como varía de acuerdo a todo los niveles simultáneamente con las dos Normas E.030

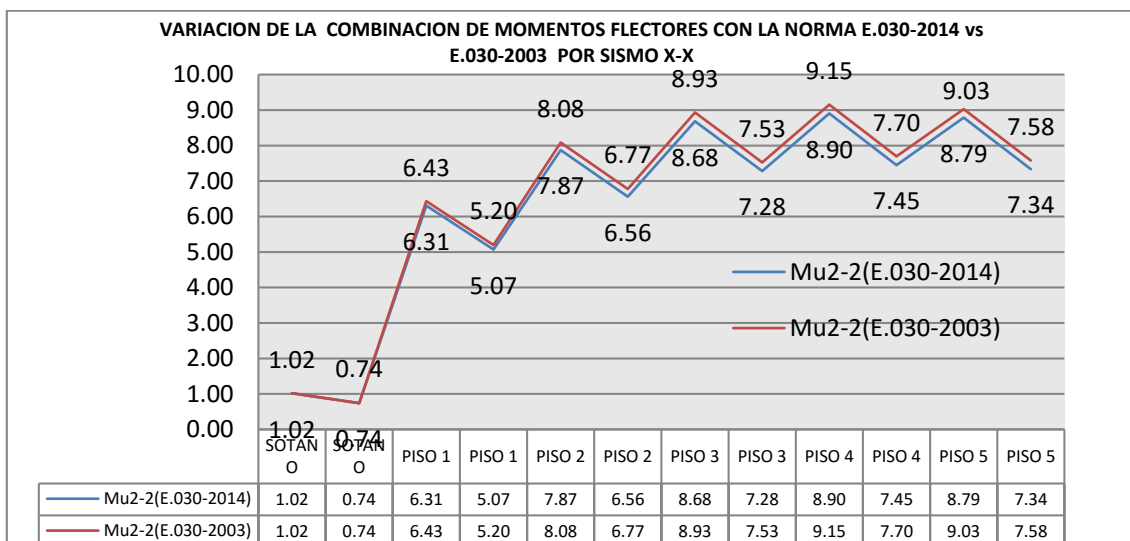


Figura 123. Variación de las combinaciones de momento flector en la dirección X.

Fuente: Elaboración propia.

De igual manera para los momentos flectores en Y, se ha tomado en cuenta estas dos combinaciones 1.25 (CM+CV)+SY y 0.9 (CM+CV)+SY. Considerando solo sismo en Y, por cada piso y se observa en la Figura 124. Como varía de acuerdo a todo los niveles simultáneamente con las dos Normas E.030

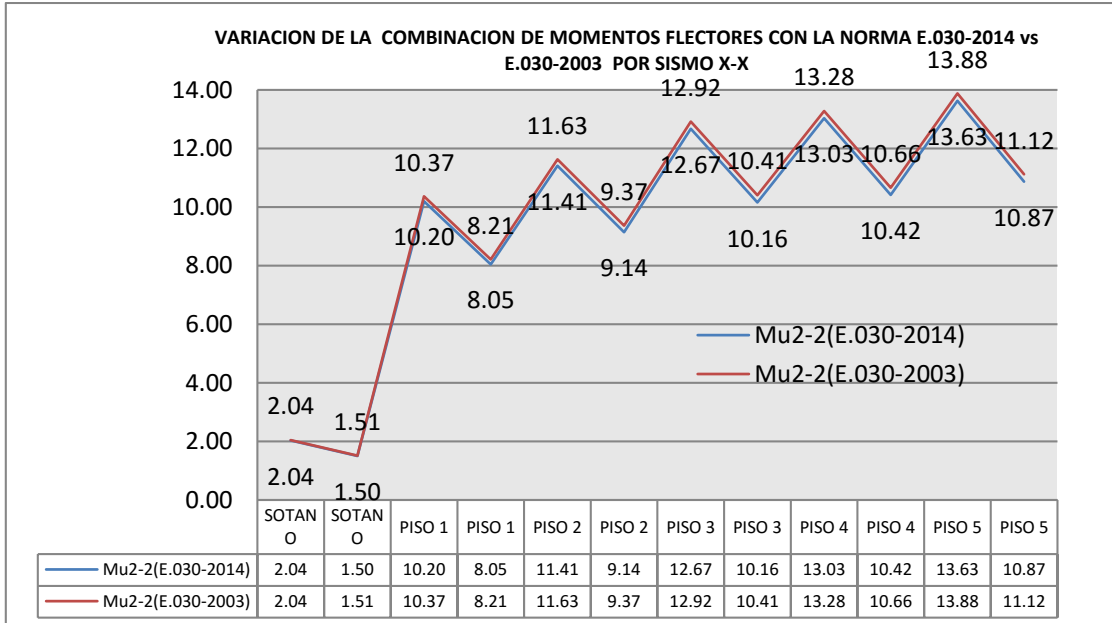


Figura 124. Variación de las combinaciones de momento flector en la dirección Y.

Fuente: Elaboración propia

Las Figuras muestran una variación de las combinaciones de los momentos flectores por nivel y en cada dirección incluyendo la demanda sísmica, las dos presentan curvas paralelas y muy próximas que varía de 0.10%-3.18% para las demandas en la dirección X y de 0.61%-2.38% para la dirección Y.

Las demandas sísmicas son muy próximas y para verificar su efecto en el diseño se construyó el diagrama de interacción para la columna de 25x60cm en el capítulo respectivo en los dos casos, estas combinaciones estuvieron dentro del diagrama sin presentar mucha dispersión.

Por eso también no hubo problema a la hora de escoger el más económico ya que son muy similares.

5.1.7.3 Para la Placa PL-5.

Combinaciones con cargas de sismo para cada dirección con las dos normas E.030:

En los momentos flectores en X, se ha tomado en cuenta estas dos combinaciones 1.25 (CM+CV)+SX y 0.9 (CM+CV)+Sx. Considerando solo sismo en X, por cada piso y se observa en la Figura 125. Como varía de acuerdo a todo los niveles simultáneamente con las dos Normas E.030

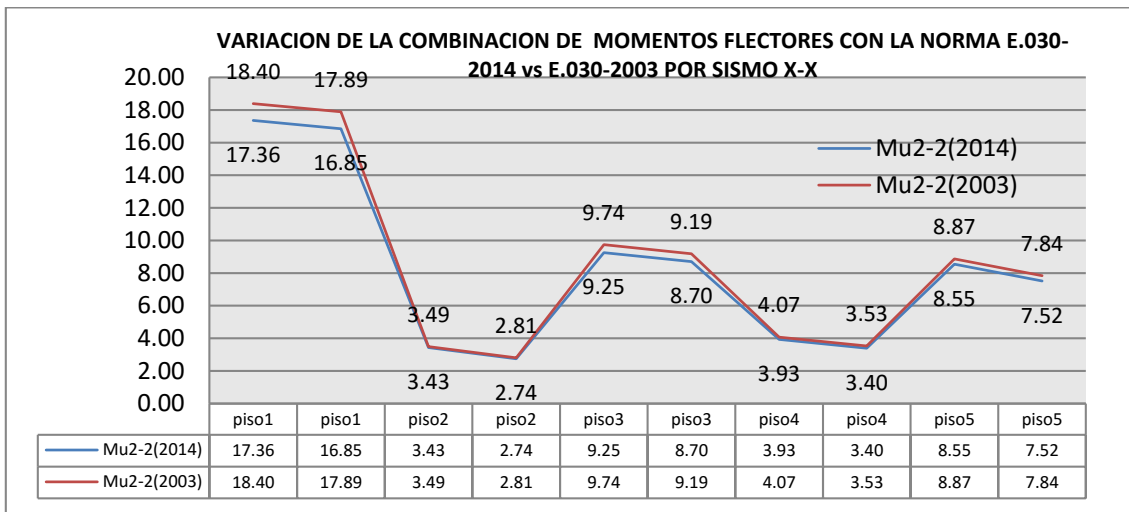


Figura 125. Variación de las combinaciones de momento flector en la dirección X

Fuente: Elaboración propia

De igual manera para los momentos flectores en Y, se ha tomado en cuenta estas dos combinaciones 1.25 (CM+CV)+SY y 0.9 (CM+CV)+SY. Considerando solo sismo en Y, por cada piso y se observa en la Figura 126. Como varía de acuerdo a todo los niveles simultáneamente con las dos Normas E.030

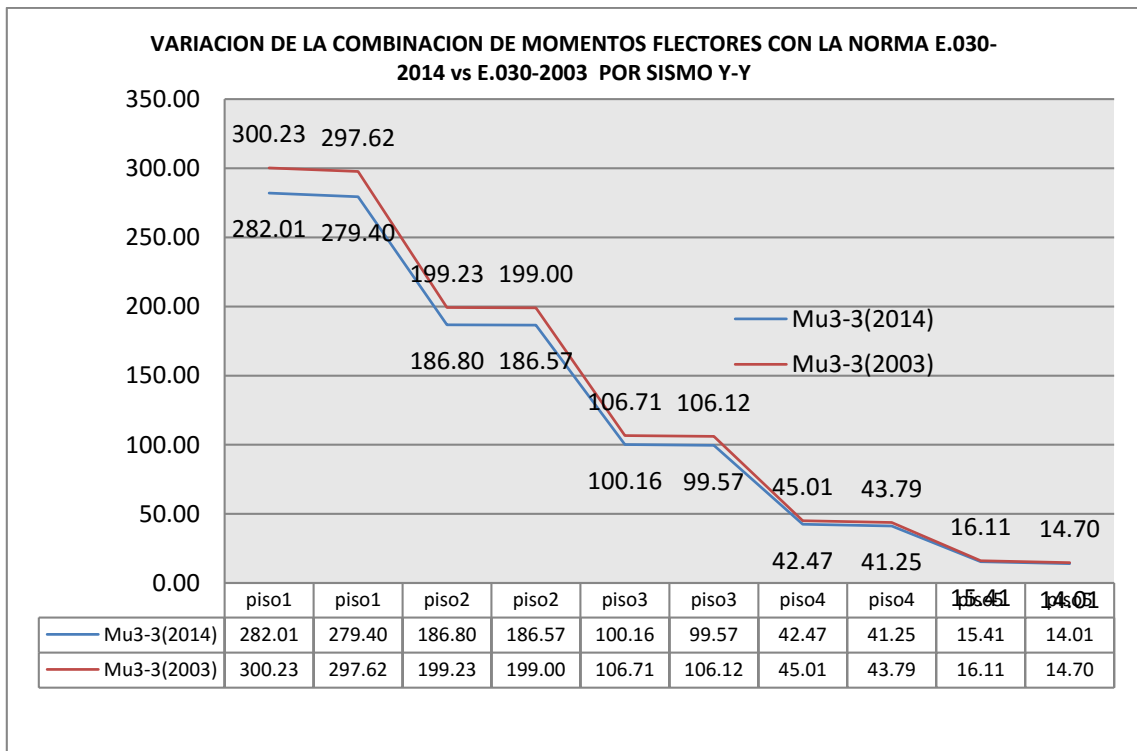


Figura 126. Variación de las combinaciones de momento flector en la dirección Y.

Fuente: Elaboración propia

Las gráficas muestran una variación de las combinaciones de los momentos flectores por nivel y en cada dirección incluyendo la demanda sísmica, las dos presentan curvas paralelas y muy próximas que varía de 1.80%-5.80% para las demandas en la dirección X y de 4.32%-6.18% para la dirección Y. Las demandas sísmicas son muy próximas y para verificar su efecto en el diseño se construyó el diagrama de interacción para la placa (0.25x4.15) en el capítulo respectivo, en los dos casos, estas combinaciones estuvieron dentro del diagrama sin presentar mucha dispersión.

No se presentó problema a la hora calcular los refuerzos por flexión en la placa de 0.25x4.15 con dos núcleos de 25x30 en sus dos extremos

Variación de las Combinaciones para la fuerza cortante en cada Dirección:

En el caso de las Fuerzas cortantes en X, se ha tomado en cuenta estas dos combinaciones 1.25 (CM+CV)+SX y 0.9 (CM+CV)+SX. Considerando solo sismo en X, por cada piso y se observa en la Figura 127. Como varía de acuerdo a todo los niveles simultáneamente con las dos Normas E.030

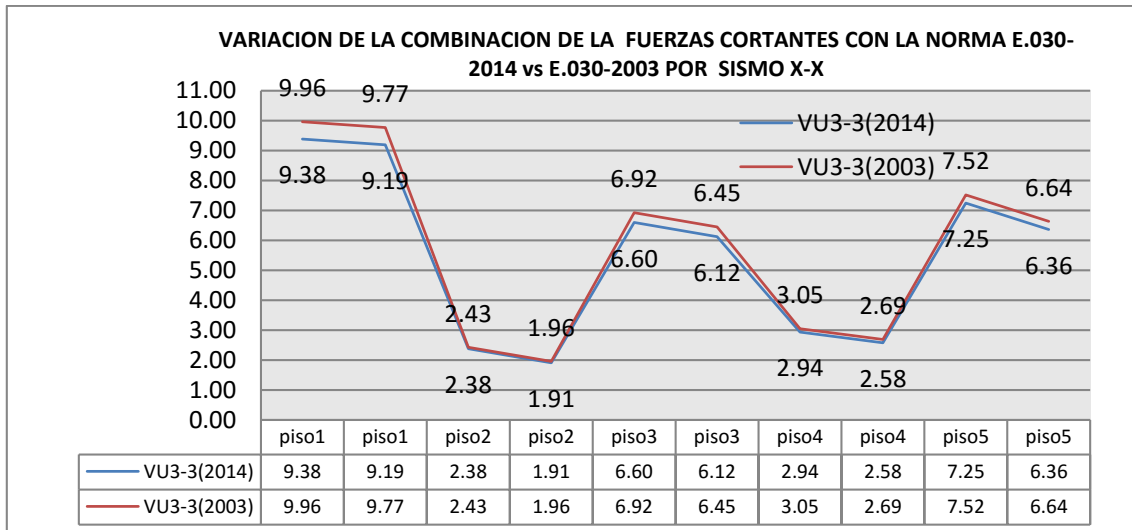


Figura 127. Variación de las combinaciones de fuerza cortante en la dirección X

Fuente: Elaboración propia

De igual manera para los Fuerzas cortantes en Y, se ha tomado en cuenta estas dos combinaciones $1.25(CM+CV)+SY$ y $0.9(CM+CV)+SY$. Considerando solo sismo en Y, por cada piso y se observa en la Figura 128. Como varía de acuerdo a todo los niveles simultáneamente con las dos Normas E.030

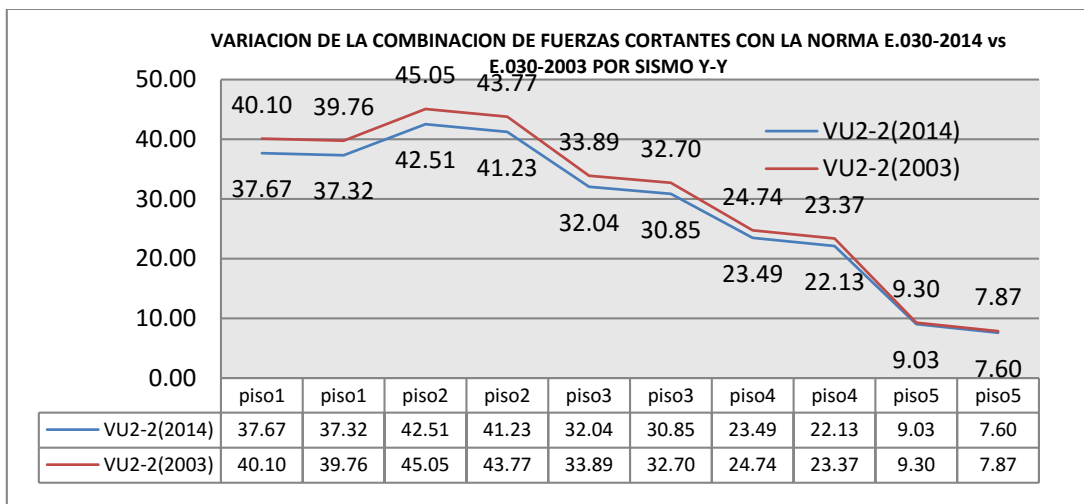


Figura 128. Variación de las combinaciones de fuerza cortante en la dirección Y.

Fuente: Elaboración propia

Las gráficas muestran una variación de las combinaciones de fuerza cortante por cada nivel y en cada dirección incluyendo la demanda sísmica, las dos presentan curvas paralelas y muy próximas que varía de 1.80%-5.80% para las demandas en la dirección X y de 4.32%-6.18% para la dirección Y.

Como se observa esta pequeña variación tanto en las combinaciones de momentos flectores y fuerza cortante es muy pequeña y no presenta incidencia económica a la hora de calcular el acero y concreto de la placa PL-5.

5.1.7.4 Para la zapatas aisladas.

Demandas de cargas de sismo para cada norma:

La variación es aproximadamente 6.26% en las 3 tipos de demandas que se muestran en la Figura 129 por sismos en X y la Figura 130 para sismos en Y. y eso no hace efecto a la hora de verificar las presiones por carga sísmica porque las cargas por servicio son las que gobernaron en el diseño de las zapatas aisladas.

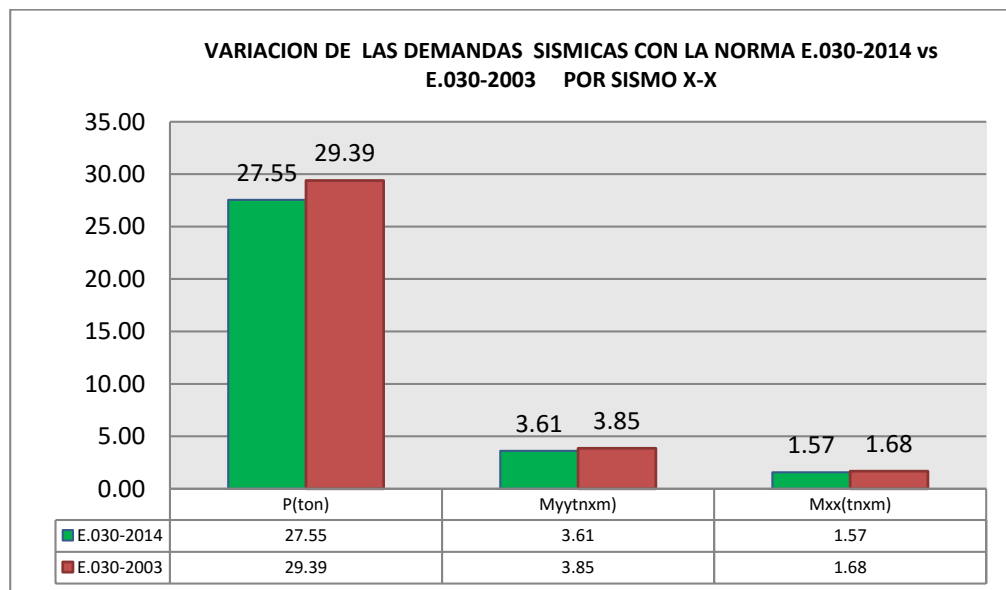


Figura 129.comparación de las fuerzas y momentos en X y Y por sismo en X.

Fuente: Elaboración propia

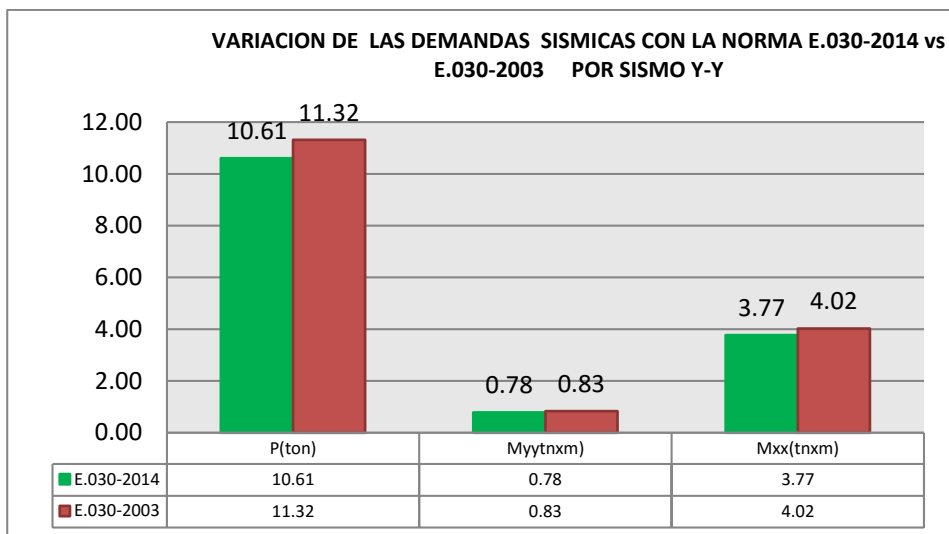


Figura 130.comparación de las fuerzas y momentos en X y Y por sismo en Y.

Fuente: Elaboración propia.

5.1.7.5 Para la Zapatas Conectadas.

Demandas de cargas de sismo para cada norma:

1. Para la zapata Z-5 (columna 25x60) y la zapata Z-11(placa 25x415)- Sismo X.

Para la Zapara Z-5 se muestra en la Figura 131. La variación de las demandas de cargas y momentos por sismos en X para las dos Normas E.030.

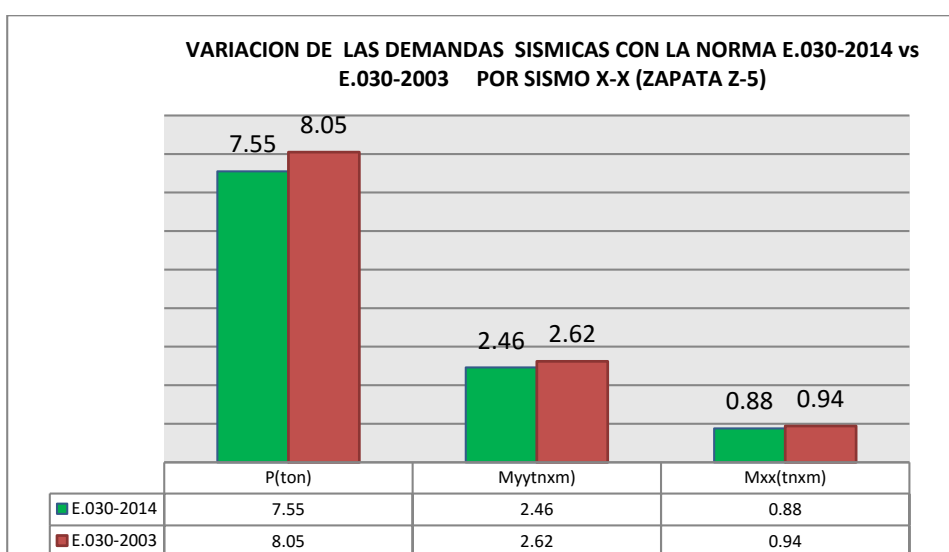


Figura 131.comparación de las fuerzas y momentos en X y Y por sismo en X.

Fuente: Elaboración propia.

La variación es aproximadamente 6.21%,611% y 6.38% para las fuerza de compresión, momento en el eje Y, momentos en el eje X, respectivamente.

Para la Zapara Z-11 se muestra en la Figura 132. La variación de las demandas de cargas y momentos por sismos en X para las dos Normas E.030.

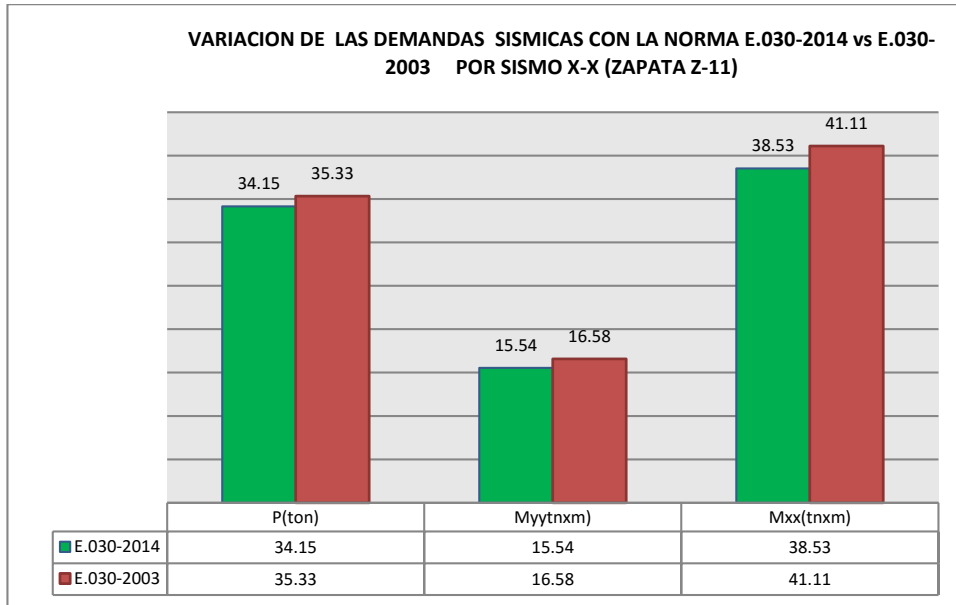


Figura 132.comparación de las fuerzas y momentos en X y Y por sismo en X

Fuente: Elaboración propia.

La variación es aproximadamente 6.21%,6.38% y 6.55% para las fuerza de compresión, momento en el eje yy, momentos en el eje xx respectivamente estas pequeña variación no influye al calcular las secciones de las zapatas y la viga de cimentación en esta dirección como se comprobó en la sección respectiva.

2. Para la zapata Z-5 (columna 25x60) y la zapata Z-11(placa 25x415)-Sismo Y

Para la Zapara Z-5 se muestra en la Figura 133. La variación de las demandas de cargas y momentos por sismos en Y para las dos Normas E.030.

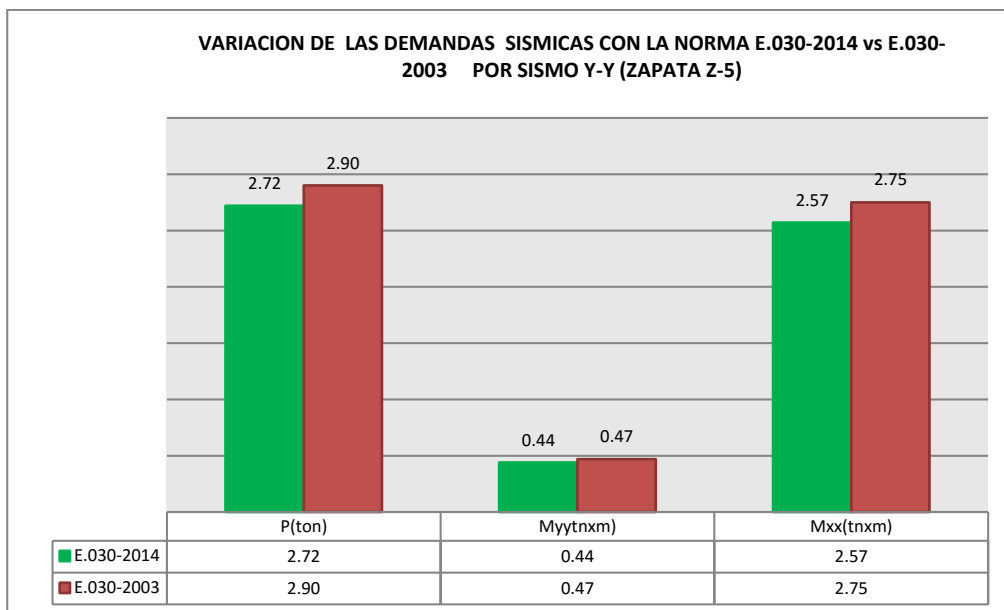


Figura 133.comparación de las fuerzas y momentos en X y Y por sismo en Y.

Fuente: Elaboración propia.

La variación es aproximadamente 3.40%,6.26% y 6.26% para las fuerza de compresión, momento en el eje yy, momentos en el eje xx, respectivamente.

Para la Zapara Z-11 se muestra en la Figura 134. La variación de las demandas de cargas y momentos por sismos en Y para las dos Normas E.030.

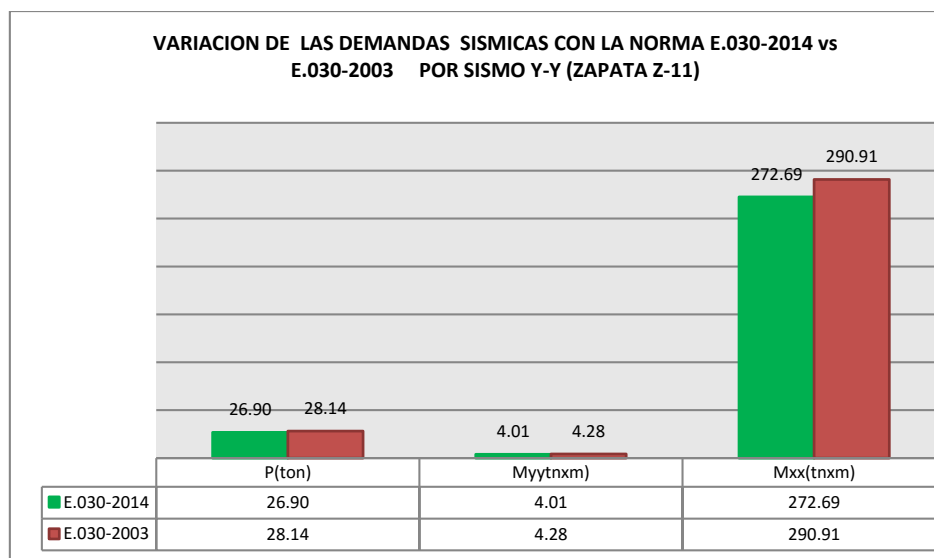


Figura 134.comparación de las fuerzas y momentos en X y Y por sismo en Y.

Fuente: Elaboración propia.

La variación es aproximadamente 4.41%, 6.26% y 6.26% para la fuerza de compresión, momento en el eje yy, momentos en el eje xx respectivamente

Como ya se demostró en el capítulo anterior esta variación de la demanda sísmica produjo que la zapata de la placa PL-5, tenga una reducción en concreto de 6.40%, acero en 8.33% y en el concreto en la viga de cimentación en un 9.80% lo que se resume en que si hay una reducción económica insignificante de 0.70% en el presupuesto de proyectos de este tipo.

Finalmente:

Los resultados de las demandas sísmicas para el diseño final salieron muy similares, en las distintas estructuras que se tomaron como muestra para desarrollar esta investigación, las estructuras que tienen un mayor porcentaje de influencia sísmica son las zapatas de las columnas y placas que es esta última que ha mostrado una reducción de aproximadamente un 7% en los materiales calculados, porque ellas absorben casi la totalidad de momentos flectores y fuerza cortante de todo el edificio. Entonces si hay una pequeña reducción del costo de diseñar un proyecto con esta norma.

5.2 Contratación de las hipótesis

5.2.1 Contratación de las Hipótesis específicas

- **Hipótesis específica 1:** Al determinar la diferencia e incidencia económica de calcular la demanda sísmica con la norma sismo resistente E.030-2014 en comparación a la E.030-2003 durante el análisis sísmico se comprobó si es más económico y en qué porcentaje realizar el diseño estructural de un edificio multifamiliar de 5 pisos en el distrito de Surquillo con esta nueva norma.

Se comprobó que para este edificio multifamiliar de 5 pisos en el distrito de surquillo la diferencia de demanda sísmica calculada con la norma E.030-2014 es pequeña y está en el rango de 1%-6.5% menor en comparación a la calculada con la E.030-2003 y su incidencia en el cálculo de la cantidad de acero y concreto (económico), es una reducción en el caso de la placa PL-5 y su viga de cimentación en un 7% aproximadamente, como se demostró en el diseño comparativo que es insignificante, reduciendo en una 0.70% del presupuesto de obras de concreto armado de un proyecto de este tipo

- **Hipótesis específica 2:** Al Determinar cómo la modificación de los parámetros de la norma Sismorresistente E.030-2014 en comparación a la E.030-2003 influyen en el comportamiento sísmico del edificio multifamiliar de 5 pisos en el distrito de surquillo, se conocerá cuáles son esos parámetros y como contribuyen a mejorarlo.

Se llegó a determinar y conocer los nuevos parámetros de la norma sismorresistente E.030-2014 en comparación a la E.030-2003 que influyen en mejorar el comportamiento sísmico del edificio multifamiliar de 5 pisos en el distrito de surquillo y son los siguientes:

- La zona 3(E.030-2003) se ha dividido en 2 zonas que ahora es 3 y 4 y es esta última en donde está nuestro proyecto, ahora se tiene un nuevo valor de $Z=0.45$ para la norma E.030-2014, esto aumenta la demanda sísmica por que el factor Z , que luego se redujo al dividirlo con el coeficiente de reducción (R) corregido por la irregularidad que presenta.
- ahora se cuenta con cinco perfiles de suelo mejor clasificadas y con definiciones más claras, estos junto con el factor de zona Z , ayudan a obtener más rápido el factor S , también con los tipos de perfiles se puede determinar los periodos T_p y T_L que ayudan a determinar mejor la forma del espectro de aceleración según el tipo de suelo.

- el coeficiente de reducción sísmica R de la E.030-2014, se calcula multiplicando los coeficientes básicos de reducción sísmicas R_0 (R en el E.030-2003) por factores de irregularidad en planta y altura, esta modificación hace que las nuevas estructuras reduzcan cualquier tipo de irregularidad y de esa manera mejorar el comportamiento sísmico del edificio.
Si antes era 75% de R para estructuras irregulares, ahora se tendrá varios factores en tener en cuenta, desde irregularidades normales a extremas.
- en el análisis estático la forma que tiene ahora la distribución de las fuerzas por cada nivel del edificio es curvo y no triangular como se tenía con la norma E.030-2003, esta nueva forma se acerca más a la realidad de cómo se distribuye las cargas sísmicas por nivel.
- en el análisis sísmico se da preferencia a la combinación cuadrática completa y se menciona la alternativa de evaluar la respuesta máxima como el 25% de los valores absolutos más los 75% de la raíz cuadrados. En la norma vigente era al revés. Esto hace que se obtenga datos más precisos y reales en las demandas sísmicas.
- la determinación del desplazamiento lateral se tendrá que para edificios regulares se deberá multiplicar los resultados obtenidos por $0.75R$, y para edificios por $0.85R$. Además se hace mención que no se hará uso de los valores escalados por cortante mínima en la base para tales calculo, esta modificación de multiplicar por $0.75R$ y $0.85R$ hace que se obtenga mayor desplazamiento tanto lateral y torsional en planta , provocando que se obtenga edificio más rígidos y menos irregulares.
- **Hipótesis específica 3:** Al Aplicar el análisis estructural y el método por resistencia se obtendrá el diseño estructural de un edificio multifamiliar de 5 pisos en el distrito de surquillo que cumpla con los requisitos que exige el reglamento nacional de edificaciones.

Se llegó a obtener el diseño estructural del edificio multifamiliar de 5 pisos con la aplicación secuencial del análisis estructural por cargas de gravedad y el análisis sísmico utilizando la norma E.030-2014 para luego aplicar el método por resistencia y diseñar todo los elementos estructurales que forman parte del edificio en conjunto.

Los resultados de este diseño están plasmados en los planos estructurales de cimentación, losa aligerada, vigas. Que se adjuntan al final de esta tesis.

5.2.2 Contratación de la Hipótesis general

Al Determinar las conveniencias de diseñar con la norma sismo resistente E.030-2014 en comparación a la E.030-2003 un edificio multifamiliar de 5 pisos en el distrito de Surquillo se conocerá las nuevas ventajas de realizar el diseño estructural para esta edificación con esta nueva norma.

La Tesis constata dicha hipótesis al concluirse lo siguiente:

- Realizar el diseño estructural con la norma sismorresistente E.030-2014 presenta ventajas económicas muy pequeñas, solo en los cimientos en este caso para las placas y sus vigas de cimentación, para el cálculo de acero y concreto en comparación a si se diseñara con la norma E.030-2003, esta conclusión es para este tipo de edificio con estas configuraciones estructurales y que sea de periodo corto.
- Se ha determinado las ventajas de las modificaciones de los parámetros sísmicos de la norma E.030-2014 en comparación de E.030-2003. Principalmente de la nueva forma de calcular el factor de reducción final R y como mejora el comportamiento sísmicos de los edificios.
- Se ha realizado y descrito durante el desarrollo de la tesis los principales paso a seguir en la elaboración del diseño estructural de un edificio multifamiliar de 5 pisos que cumpla con las exigencias del reglamento nacional de edificaciones (códigos de diseño)

Finalmente se acepta toda la hipótesis planteada al inicio de esta investigación.

5.3 Discusión

Esta investigación tuvo como propósito realizar el diseño estructural de un edificio multifamiliar de 5 pisos en el distrito de Surquillo con el proyecto de norma E.030-2014 y compararla con la E.030-2003 durante el análisis sísmico con el objetivo que comprobar su conveniencia y las incidencias de la modificación de los parámetros de esta nueva norma. Los resultados obtenidos afirman que hay ventajas económicas no muy importantes como se pensaba al inicio, demostrándose que la demanda sísmica calculada con esta norma E.030-2014 y la E.030-2003 son muy similares y su incidencia en el cálculo de cantidades de acero y concreto es muy pequeña, estos datos son los que se obtiene de la muestra que se utilizó para esta investigación. Pero por otro lado presenta ventajas como mejorar el comportamiento sísmico de todo el edificio con la nueva metodología de calcular su coeficiente de reducción de fuerza sísmica, también las nuevas disposiciones y restricciones que se propone, así como los factores de corrección en los desplazamientos tanto para estructuras regulares como irregulares confirman que es conveniente realizar diseños una vez que sea aprobada.

Adicional a esta investigación se realizó el diseño estructural de todo el edificio en conjunto aplicando los pasos más importantes para obtener los planos de estructuras de un proyecto de estas características, de esta manera reforzamos y ampliamos todo el conocimiento adquirido en los cursos de análisis estructural y concreto armado llevados en la universidad.

Los resultados obtenidos en este trabajo de investigación solo es aplicable a edificios bajos de concreto armado con 5 pisos que tiene un periodo corto, y que tenga su configuración estructural mediante muros de corte y pórticos en sus dos direcciones, se recomendaría realizar con otros tipos de edificios de diferentes configuraciones estructurales, formas, altura, tipo de materiales como el de acero por ejemplo y otros para tener más información de la aplicación y su incidencia en el diseño y construcción de esos tipos de proyectos.

También sería recomendable realizar diseños estructurales utilizando hojas de cálculo en lo que se permita u otras herramientas en las que el diseñador las estructuras pueda hacer sus calculo con confianza y evitando el usos excesivos de los múltiples programas que hay en el mercado que aunque sean muy modernos y avanzados siempre hay la posibilidad de tener problemas al momento de procesar los datos sin que uno se dé cuenta y así obteniendo datos incorrectos.

CONCLUSIONES

Habiendo cumplido con los objetivos planteados en ésta investigación de realizar el diseño estructural del edificio multifamiliar de 5 pisos con la nueva norma E.030-2014 y comprobar las ventajas de este en comparación a la E.030-2003 **se concluye que:**

1. Diseñar un edificio de 5 pisos y con una ubicación en el distrito de surquillo con esta nueva norma E.030-2014 que muy pronto entrara en vigencia presenta reducciones muy pequeñas solo en el caso de las cimentaciones a la hora de calcular las secciones de concreto y cantidad de acero en comparación al que se realiza con la actual norma E.030-2003 ,las variación en las demandas sísmicas son muy pequeñas ,reduciendo aproximadamente en un 0.70% el presupuesto de obras de concreto armado para un edificio con estas características y de periodo corto ,
2. La modificación de los parámetros en su metodología de cálculo se ha simplificado , las nuevas restricción en la forma de calcular el coeficiente final es más estricto con la incorporación de correcciones por irregularidad en planta y altura que mejoran el comportamiento sísmico de la edificación, también hacen la incorporación de una nueva zona sísmica y su factor de 0.45 que amplifica la cortante estática y dinámica, se ha notado que la nueva norma no pretende reforzar más la edificación, sino que pretende mejorar su configuración y comportamiento estructural ante una amenaza sísmica así como mejorara su interpretación para su correcta aplicación en los diseños.
3. Se ha aplicado y reforzado los conocimientos adquirido en la universidad en el área de estructuras mediante la aplicación metodología de la elaboración de los planos estructurales, iniciando con la estructuración en los planos de arquitectura luego el pre dimensionamiento, metrado de cargas, análisis estructural por carga de gravedad y sísmicas para terminar con el diseño estructurales del proyecto que cumpla con los lineamientos que exige los distintos códigos de diseño del reglamento nacional de edificaciones.

Finalmente se concluye que se acepta la hipótesis planteada al inicio de esta investigación.

RECOMENDACIONES

1. Realizar más investigaciones con este nuevo reglamento de diseño sismo resistente E.030-2014 para comprobar sus bondades desde diferentes perspectivas proponiendo un estudio con edificios más altos o de acero estructural, ya que según lo observado en el desarrollo de la investigación son en este tipo de edificaciones de acero donde se podrían presentar alguna diferencia en la cantidad acero estructural por la modificación del coeficiente de reducción de la fuerza sísmica y en el caso de edificios altos Los periodos más largos modifican el facto de amplificación del suelo.
2. Estudiar la efectividad del comportamiento de las estructuras diseñadas con este nuevo código ante el efecto de sismos reales que hoy nuestro actualidad presente están ocurriendo con gran frecuencias en la región sudamericana, y si es el caso corregir y mejorara los parámetros que se han necesarios para optimizar este nuevo código y así evitar grandes daños en las estructuras y la pérdida de vidas humanas que es su objetivo fundamental.
3. los ejecutores y supervisores de obra cumplir y controlar el cumplimiento de todo las indicado en los planos estructurales durante su ejecución, y las exigencias que solicita el reglamento nacional de edificaciones , y con esto se podría garantizar en el desempeño de la edificación frente a un sismo

REFERENCIAS BIBLIOGRAFIA

Bazán, E. & Meli, R. (2002). Diseño Sísmico de Edificios. Cuarta edición. México: Editorial Limusa Balderas.

Blasco, A. (1990). Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado. Primera edición. Lima: Ediciones Capitulo de Ingeniería Civil.

Pique, J. (Noviembre del 2013), Antecedentes de las normas sismo resistente en el Perú.

Kardestuncer, H,(1980)Introducción al análisis estructural con matrices

McCormac, J,(2002). Diseño de concreto reforzado.

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, (2009). Reglamento Nacional de Edificaciones, El Peruano, Lima.

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, (2014). Proyecto de Norma E.030 Diseño sismo resistente. Reglamento Nacional de Edificaciones, Lima.

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, (2009). Concreto Armado E.060, Reglamento Nacional de Edificaciones, El Peruano, Lima.

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, (2003). Norma E.030 Diseño sismo resistente. Reglamento Nacional de Edificaciones, Lima.

Ottazzi, G. (2013). Diseño en Concreto Armado. Segunda edición. Lima: Editorial Edigrafasa S.R.L.

Pique, J. y, Scaletti, H. (2002). Análisis Sísmico de Edificios. Primera edición. Lima: Ediciones Capitulo de Ingeniería Civil.

Martel, P. (2001). “Comparación de la norma Técnica de edificaciones “E.030 sismo resistente 1997 Vs la Norma básica de Diseño sismo resistente 1977”,

Anexo I: Matriz de consistencia

Anexo II: Planos	265
PLANO A-01: ARQUITECTURA DE SÓTANO DE PISOS TÍPICO.....	266
PLANO A-02: ARQUITECTURA DE CORTE Y ELEVACIÓN.....	267
PLANO E-01: CIMENTACIONES.....	268
PLANO E-02: ENCOFRADO DE TODO LOS NIVELES.....	269