

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA DE OCCIDENTE
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA



APLICACIÓN DEL METODO DE DESEMPEÑO EN EL DISEÑO
SÍSMICO DE UN EDIFICIO DE 3 NIVELES DE CONCRETO
ARMADO.

PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

PRESENTADO POR:

OSCAR ROLANDO MONZÓN MONZÓN.

ELVIS EDUARDO QUINTERO HERNÁNDEZ.

JOSUÉ DANIEL MARTÍNEZ RAMÍREZ.

DOCENTE DIRECTOR Y ASESOR:

ING. JOSÉ ROLANDO CENTE MATAMOROS.

DICIEMBRE 2013

SANTA ANA

EL SALVADOR

CENTROAMÉRICA

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

AUTORIDADES CENTRALES



RECTOR:

ING. MARIO ROBERTO NIETO LOVO.

VICE-RECTORA ACADÉMICA:

MAESTRA ANA MARIA GLOWER DE ALVARADO.

SECRETARIA GENERAL:

DRA. ANA LETICIA ZAVALA DE AMAYA.

FISCAL GENERAL:

LIC. FRANCISCO CRUZ LETONA.

DEFENSORA DE LOS DERECHOS UNIVERSITARIOS:

MSc. CLAUDIA MARIA MELGAR DE ZAMBRANA.

FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA DE OCCIDENTE

AUTORIDADES



DECANO:

LIC. RAÚL ERNESTO AZCÚNAGA LÓPEZ.

VICE-DECANO:

ING. WILLIAM VIRGILIO ZAMORA GIRÓN.

SECRETARIO:

LIC. VICTOR HUGO MERINO QUEZADA.

JEFE DEL DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA:

ING. SORAYA LISSETTE BARRERA DE GARCÍA.

AGRADECIMIENTOS

Le agradezco a mi mamá, porque sin ella esto definitivamente no hubiera sido posible, gracias por aconsejarme y siempre dejarme que tome mis propias decisiones, para que yo como persona forme mi propio criterio de lo que quiero lograr en mi vida.

A mi papá por todo el apoyo, la ayuda, los consejos y sobre todo por involucrarse y estar siempre pendiente de mi a lo largo de todos mis estudios, haciéndome saber que después de cualquier evaluación había una persona que iba a estar compartiendo mi tristeza o mi felicidad.

A mi abuelita por concederme el honor de vivir conmigo y darme los ánimos para demostrarle que su primer nieto ya es un profesional y que quiere darle muchísimas alegrías más.

A mis hermanos por apoyarme a su manera en el desarrollo de esta investigación.

A mi novia Tania por ser tan especial conmigo, por escucharme y dejarme claro que siempre puedo contar con ella. Te amo mi bonita.

A Elvis, Isis, Diego, Luis Miguel y Elisa por hacer divertido cada día de la universidad.

Oscar Rolando Monzón Monzón

AGRADECIMIENTOS

A MI MADRE: Infinitas gracias a Ana Gladis Quintero Hernández por ser la mejor madre del mundo, por apoyarme desde siempre en todas mis decisiones. Por ser siempre amorosa conmigo, por decidir dejarme la más grande herencia que ha podido, "EDUCACION". Gracias Moti aunque casi nunca lo digo sabes que te quiero y querré con todo mi corazón siempre.

A MI PADRE: Infinitas gracias a José Luis Tobar, por ser un padre que supo educarme con disciplina y mucho amor, porque nunca me dejo solo en ningún momento que lo necesite, por darme todo lo que estuvo a su alcance y porque me demostró que el amor a un hijo trasciende las fronteras biológicas, Gracias padre.

A MI FAMILIA: Gracias porque de alguna u otra forma, para bien o para mal han estado ahí.

A MI SEGUNDA FAMILIA: Quiero agradecer a la familia Monzón Monzón; A la señora Marina de Monzón porque desde que llegue a su casa en el bachillerato me trato como a un hijo y me ha soportado las largas jornadas que he vivido en su hogar; A Oscar Rolando Monzón Monzón que es como mi hermano, porque desde bachillerato hemos luchado hasta este momento en que culminamos esta meta. También a Juan Carlos, a Roland y al Ing. Rolando Monzón Duarte por el apoyo mostrado siempre.

A Iliana Barillas Perdomo, porque desde que llego a mi vida ha sido incondicional conmigo, has estado en las buenas y en las malas. Has tenido mucha paciencia y me has dado muchos momentos hermosos, Te amo.

A todos mis amigos que han estado siempre conmigo apoyándome, aunque son pocos son los mejores.

ELVIS EDUARDO QUINTERO HERNÁNDEZ

DEDICATORIA

A la Universidad de El Salvador, Facultad Multidisciplinaria de Occidente en especial al Departamento de Ingeniería y Arquitectura.

Culmino mi paso por tan grandiosa universidad sin antes hacer una reflexión para todos mis maestros, a pesar que desde siempre la universidad ha atravesado serios problemas en cuanto a la enseñanza, debido al poco profesionalismo, poca dedicación y amor a la enseñanza de gran parte de su planta docente. Aún tengo la esperanza que esto cambie, que llegue el día en que recuerden que su labor es la más importante del país, porque tienen la responsabilidad de preparar a las personas que generaran los cambios que hará a la sociedad salvadoreña una mejor sociedad. Que sus ambiciones personales no se impongan a la noble labor de enseñar responsablemente, espero sinceramente que haya un cambio en el tiempo venidero y que la próxima generación de docentes de la facultad y nuestro departamento retomen el buen camino.

ELVIS EDUARDO QUINTERO HERNÁNDEZ

AGRADECIMIENTOS

Agradeciendo primeramente a Dios todo poderoso por la ayuda en todo el recorrido de mí vida, gracias señor Jesús Cristo por no dejarme resbalar en ningún momento de mí corta existencia y sujetarme la mano en todos los momentos difíciles que he enfrentado hasta este momento. Luego agradezco el apoyo incondicional de mí familia en especial a mí hermano Saúl Ernesto Martínez por el sacrificio realizado para poder cumplir con mí objetivo, espero poder recompensarte desde este momento hasta el final de mis días y también le agradezco infinitamente a mí madre Ana Elizabeth Ramírez y reconozco que sin el apoyo de ella me hubiese resultado imposible celebrar en este día.

Ahora reconozco y pongo de manifiesto el apoyo brindado por dos docentes de la Universidad De El Salvador de la Facultad Multidisciplinaria de Occidente del departamento de Ingeniería y Arquitectura, muchas gracias Ingeniero José Rolando Cente Matamoros he Ingeniero Joel Paniagua Torres por sus consejos, correcciones y tiempo brindado para el desarrollo del presente trabajo de grado.

Sin lugar a dudas se ha realizado un gran esfuerzo para desarrollar el tema presentado y no puedo despedirme sin reconocer la labor titánica de mis compañeros Oscar Rolando Monzón Monzón y Elvis Eduardo Quintero Hernández y de sus familias muchas gracias compañeros, me despido esperando que sea el inicio de una larga y fructifica profesión.



De Izq. A Der.: Josué Daniel Martínez, Oscar Rolando Monzón y Elvis Eduardo Quintero.

ÍNDICE

NOTACION Y DEFINICIONES	39
RESUMEN EJECUTIVO	51
1.0 GENERALIDADES	53
1.1 Introducción	54
1.2 Antecedentes	56
1.3 Planteamiento del Problema	60
1.4 Justificación	61
1.5 Objetivos	63
1.5.1 Objetivo General	63
1.5.2 Objetivos Específicos	63
1.6 Alcances	64
1.7 Limitaciones	65
1.8 Metodología	66
2.0 ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL	68
2.1 Introducción al Análisis Espectral	69
2.1.1 Tipos de Amortiguamiento	70
2.1.1.1 Amortiguamiento de Coulomb	70
2.1.1.2 Amortiguamiento Viscoso	70
2.1.2 Tipos de Excitación	71
2.1.2.1 Vibración Libre No Amortiguada	71

2.1.2.2 Vibración Libre Amortiguada	72
2.1.3 Excitación en la Base	76
2.1.4 Acelerogramas	78
2.1.5 Espectro de Respuesta	81
2.1.6 Idealización Dinámica de la Estructura	90
2.1.6.1 Masa Concentrada	90
2.1.6.2 Idealización de la Rigidez	92
2.1.7 Modos de Vibración	93
2.1.8 Combinación de la Respuesta Modal	95
2.1.8.1 Método de la Raíz Cuadrada de la Suma de los Cuadrados (RCSC)	95
2.1.8.2 Método de la Combinación Cuadrática Completa (CCC)	97
2.1.9 Combinación de los Componentes Horizontales	99
2.2 Estructuración	102
2.2.1 Elección del Sistema Estructural	102
2.2.2 Configuración Estructural	102
2.2.2.1 Peso	103
2.2.2.2 Forma del Edificio en Planta	103
2.2.2.3 Forma del Edificio en Elevación	104
2.3 Predimensionamiento del Edificio de Tres Niveles	104
2.3.1 Materiales	105

2.3.1.1 El Concreto	105
2.3.1.2 El Acero Estructural	110
2.3.1.3 El Concreto Armado	116
2.3.2 Geometría.....	117
2.3.2.1 Predimensionamiento de Vigas	123
2.3.2.2 Predimensionamiento de Columnas	124
2.3.2.3 Losas	125
2.4 Evaluación de Cargas	127
2.4.1 Cargas Muertas.....	127
2.4.2 Cargas Vivas.....	149
2.4.3 Cargas Sísmicas.....	155
2.4.3.1 Análisis Dinámico Lineal	155
2.5 Análisis de Esfuerzos y Proporción de Materiales	183
2.5.1 Diseño de Viga.....	183
2.5.1.1 Momentos Flectores Últimos de Diseño	184
2.5.1.2 Secciones de Acero Propuestas	186
2.5.1.3 Área Mínima de Refuerzo	189
2.5.1.4 Distribución del Acero de Refuerzo Longitudinal	190
2.5.1.5 Momentos Flectores Últimos Resistentes para el Armado Propuesto	191
2.5.1.6 Área Máxima de Refuerzo	192

2.5.1.7 Cortantes Últimos de Diseño	199
2.5.1.8 Armadura Transversal Requerida por Resistencia	201
2.5.1.9 Espaciamiento Máximo	203
2.5.1.10 Distribución del Acero de Refuerzo Transversal	205
2.5.1.11 Longitud de Desarrollo de Varillas de Acero de Refuerzo	206
2.5.1.12 Empalmes de Varillas de Acero de Refuerzo ...	213
2.5.1.13 Anclaje de Varillas de Acero de Refuerzo ...	216
2.5.1.14 Detallado de Longitud de Desarrollo, Anclajes y Empalmes	217
2.5.2 Diseño de Escalera	218
2.5.2.1 Determinación de las Cargas de Diseño	219
2.5.2.2 Modelado Estructural y Reacciones de Apoyos ..	220
2.5.2.3 Momentos Flectores Últimos de Diseño	222
2.5.2.4 Momentos Flectores Últimos Resistentes para el Armado Propuesto	224
2.5.2.5 Área Mínima de Refuerzo	225
2.5.2.6 Área Máxima de Refuerzo	225
2.5.2.7 Cortantes Últimos de Diseño	228

2.5.2.8 Armadura de Temperatura y Retracción al Fraguado	230
2.5.3 Diseño de Columna.....	232
2.5.3.1 Área de Acero de Refuerzo	233
2.5.3.2 Diagrama de Interacción Nominal Uniaxial	234
2.5.3.3 Diagrama de Interacción de Diseño Uniaxial ...	237
2.5.3.4 Efecto de Esbeltez	244
2.5.3.5 Flexocompresión Biaxial	260
2.5.3.6 Fuerza Cortante Última	266
2.5.3.7 Fuerza Resistente del Concreto	267
2.5.3.8 Espaciamiento Mínimo	268
2.5.3.9 Área Mínima de Refuerzo Transversal	270
2.5.3.10 Distribución de Acero de Refuerzo	271
2.5.4 Diseño de Zapata Aislada.....	272
2.5.4.1 Criterios para el Dimensionamiento de Zapatas	273
2.5.4.2 Dimensionamiento de la Superficie de Contacto entre Zapata y Suelo	274
2.5.4.3 Diagrama de Reacciones del Suelo de Cimentación Bajo Cargas Últimas	277
2.5.4.4 Diseño a Cortante Tipo Viga	281
2.5.4.5 Diseño a Cortante por Punzonamiento	287
2.5.4.6 Diseño a Flexión	289

2.5.5	Diseño de Nudo	297
2.5.5.1	Refuerzo Transversal	298
2.5.5.2	Resistencia al Cortante	302
2.5.5.3	Longitud de Desarrollo de Varillas a Tensión	309
3.0	TEORÍA DEL DESEMPEÑO DE ESTRUCTURAS	311
3.1	Introducción al Desempeño de Estructuras	312
3.2	Objetivos de Desempeño	312
3.2.1	Niveles de Desempeño	312
3.2.1.1	Niveles de Desempeño Estructurales	313
3.2.1.2	Niveles de Desempeño No Estructurales	315
3.2.1.3	Niveles de Desempeño de Edificios	317
3.2.2	Movimiento Sísmico	319
3.2.2.1	Sismo de Serviciabilidad (SE)	320
3.2.2.2	Sismo de Diseño (DE)	320
3.2.2.3	Sismo Máximo (ME)	320
3.2.3	Objetivos de Desempeño	321
3.3	Capacidad Estructural	322
3.3.1	Análisis Estático No Lineal (Pushover)	322
3.3.1.1	Curva de Capacidad	324
3.3.2	Espectro de Capacidad	327
3.4	Demanda Sísmica	328
3.4.1	Espectro de Demanda	329

3.5	Punto de Desempeño	331
3.5.1	Método del Espectro de Capacidad.....	334
3.5.1.1	Conversión de la Curva de Capacidad al Espectro de Capacidad	336
3.5.1.2	Construcción de la Representación Bilineal del Espectro de Capacidad	336
3.5.1.3	Estimación del Amortiguamiento y de la Reducción del Espectro de Demanda	339
3.5.1.4	Desarrollo del Espectro de Capacidad	349
3.5.1.5	Intersección del Espectro de Capacidad y el Espectro de Demanda	350
3.6	Verificación del Desempeño	352
3.6.1	Límites de Aceptabilidad Global del Edificio.....	352
3.6.1.1	Cargas de Gravedad	352
3.6.1.2	Cargas Laterales	353
3.6.1.3	Deformaciones Laterales	353
3.6.2	Límites de Aceptabilidad de Elementos y del Edificio	354
3.6.2.1	Aceptabilidad de los elementos	354
3.6.2.2	Aceptabilidad de Vigas y Columnas	359
4.0	APLICACIÓN DEL DESEMPEÑO DE ESTRUCTURAS	367
4.1	Aplicación de la ingeniería basada en el desempeño ..	368

4.1.1 Nivel de desempeño	368
4.1.2 Movimiento Sísmico	368
4.1.3 Objetivo de desempeño	369
4.2 Presentación del modelo e identificación de los elementos	370
4.4 Capacidad Estructural	372
4.4.1 Análisis Estático No Lineal	372
4.4.1.1 Curva de Capacidad	388
4.5 Punto de Desempeño	390
4.6 Verificación del Objetivo de Desempeño	392
4.6.1 Aceptabilidad Global del Edificio	392
4.6.2 Aceptabilidad de los Elementos del Edificio	394
5.0 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	403
5.1 Conclusiones	404
5.2 Recomendaciones	406
BIBLIOGRAFÍA	407

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 Amortiguamiento de Coulomb	70
Figura 2.2 Relación fuerza-velocidad para un amortiguador viscoso	71
Figura 2.3 Desplazamiento en el tiempo de la masa en una vibración no amortiguada	72
Figura 2.4 Desplazamiento en el tiempo de la masa en una vibración amortiguada menor que el amortiguamiento crítico.	74
Figura 2.5 Deformaciones unitarias máximas en el rango elástico e inelástico	75
Figura 2.6 Sistema sometido a excitación en su base	77
Figura 2.7 Ejemplo de un acelerograma	79
Figura 2.8 Ejemplo del cálculo de la respuesta del sistema ante el tiempo de duración de un sismo	80
Figura 2.9 Ejemplo del cálculo del espectro de respuesta de desplazamiento ante el tiempo de duración de un sismo	82
Figura 2.10 Mapa de zonificación sísmica de El Salvador	87
Figura 2.11 Cuerpo rígido de espesor despreciable	91
Figura 2.12 Aceleraciones impuestas al cuerpo rígido	91
Figura 2.13 Diafragma como cuerpo infinitamente rígido en su propio plano	93

Figura 2.14 Ejemplos de modos de vibración.....	94
Figura 2.15 Direcciones en que actúan las fuerzas inerciales y las dos componentes horizontales de un acelerograma sobre un diafragma rígido.....	99
Figura 2.16 Direcciones en que actúan las dos componentes horizontales de un sismo.....	100
Figura 2.17 Edificio asimétrico en planta con algunas de sus posibles soluciones.....	103
Figura 2.18 Secuencia de la estructura interna del concreto fresco y endurecido.....	105
Figura 2.19 Muestra cilíndrica de concreto para ensayos de compresión estándar.....	106
Figura 2.20 Representación gráfica del módulo de elasticidad del concreto.....	107
Figura 2.21 Deformaciones unitarias máximas en el rango elástico e inelástico.....	108
Figura 2.22 Deformaciones unitarias máximas en el rango elástico e inelástico.....	109
Figura 2.23 Rango elástico del acero estructural.....	111
Figura 2.24 Zona de fluencia del acero estructural.....	112
Figura 2.25 Resistencia a la rotura del acero estructural.....	113
Figura 2.26 Módulo de elasticidad del acero estructural.....	114

Figura 2.27 Deformaciones unitarias de fluencia y última ..	115
Figura 2.28 Deformaciones unitarias máximas en el rango elástico e inelástico	115
Figura 2.29 Distribución en planta del nivel 1 del edificio	118
Figura 2.30 Distribución en planta del nivel 2 del edificio	119
Figura 2.31 Distribución en planta del nivel 3 del edificio	120
Figura 2.32 Fachada vista sobre el eje 1 del edificio	121
Figura 2.33 Fachada vista sobre el eje A del edificio	121
Figura 2.34 Fachada vista sobre el eje D del edificio	122
Figura 2.35 Fachada vista sobre el eje 4 del edificio	122
Figura 2.36 Predimensionamiento de viga de concreto armado para los tres niveles del edificio	123
Figura 2.37 Predimensionamiento de viga de concreto armado para las escaleras de los niveles 1 y 2 del edificio	124
Figura 2.38 Predimensionamiento de columna de concreto armado para los tres niveles del edificio	125
Figura 2.39 Losa de vigueta y bovedilla VE3-20 para los tres niveles del edificio	126

Figura 2.40 Predimensionamiento de losa de concreto armado para las escaleras de los niveles 1 y 2 del edificio.....	126
Figura 2.41 Dirección de las viguetas en los tableros de losa del nivel 1 del edificio.....	128
Figura 2.42 Dirección de las viguetas en los tableros de losa del nivel 2 del edificio.....	129
Figura 2.43 Dirección de las viguetas en los tableros de losa del nivel 3 del edificio.....	130
Figura 2.44 Carga muerta de los tableros del nivel 1 del edificio.....	141
Figura 2.45 Carga muerta de los tableros del nivel 2 del edificio.....	142
Figura 2.46 Carga muerta de los tableros del nivel 3 del edificio.....	143
Figura 2.47 Carga muerta sobre las vigas del eje 1 del edificio	144
Figura 2.48 Carga muerta sobre las vigas del eje 2 del edificio	144
Figura 2.49 Carga muerta sobre las vigas del eje 3 del edificio	145
Figura 2.50 Carga muerta sobre las vigas del eje 4 del edificio	145

Figura 2.51 Carga muerta sobre las vigas del eje A del edificio	146
Figura 2.52 Carga muerta sobre las vigas del eje B del edificio	146
Figura 2.53 Carga muerta sobre las vigas del eje C del edificio	147
Figura 2.54 Carga muerta sobre las vigas del eje D del edificio	147
Figura 2.55 Espectro de diseño para el edificio de tres niveles	157
Figura 2.56 Forma del modo 1 del edificio (Sin escala)	162
Figura 2.57 Forma del modo 2 del edificio (Sin escala)	163
Figura 2.58 Forma del modo 3 del edificio (Sin escala)	163
Figura 2.59 Forma del modo 4 del edificio (Sin escala)	164
Figura 2.60 Forma del modo 5 del edificio (Sin escala)	164
Figura 2.61 Forma del modo 6 del edificio (Sin escala)	165
Figura 2.62 Forma del modo 7 del edificio (Sin escala)	165
Figura 2.63 Forma del modo 8 del edificio (Sin escala)	166
Figura 2.64 Forma del modo 9 del edificio (Sin escala)	166
Figura 2.65 Vigas del edificio de tres niveles sobre el eje 3	183

Figura 2.66 Diagramas de momento de la envolvente de las combinaciones sobre el eje 3.....	184
Figura 2.67 Valores de momentos flectores de la envolvente de las combinaciones sobre los ejes C y D.....	185
Figura 2.68 Valores de momentos flectores de la envolvente de las combinaciones en las tres secciones de análisis.....	185
Figura 2.69 Valores de momentos flectores de la envolvente de las combinaciones en las tres secciones de análisis.....	186
Figura 2.70 Refuerzo en sección de análisis 1.....	187
Figura 2.71 Refuerzo en sección de análisis 2.....	188
Figura 2.72 Refuerzo en sección de análisis 3.....	188
Figura 2.73 Valores de áreas de acero requeridas para resistir los momentos flectores de la envolvente de las combinaciones	189
Figura 2.74 Refuerzo longitudinal de la viga.....	190
Figura 2.75 Valores de momentos flectores últimos resistentes en las tres secciones de análisis.....	192
Figura 2.76 Diagramas de cortante de la envolvente de las combinaciones.....	199
Figura 2.77 Valores de fuerzas cortantes de la envolvente de las combinaciones sobre los ejes C y D.....	199

Figura 2.78 Valores de fuerzas cortantes de la envolvente de las combinaciones en las dos secciones de análisis.....	200
Figura 2.79 Refuerzo transversal de la viga.....	205
Figura 2.80 Refuerzo transversal de la viga.....	205
Figura 2.81 Diagrama de momento de la viga seleccionada...	209
Figura 2.82 Diagrama de momento de la viga seleccionada...	210
Figura 2.83 Detallado del refuerzo longitudinal de la viga	217
Figura 2.84 Escalera del nivel 1 del edificio de tres niveles	218
Figura 2.85 Luz libre de la escalera del nivel 1 del edificio de tres niveles.....	219
Figura 2.86 Modelado de la escalera del nivel 1.....	221
Figura 2.87 Diagrama de momentos flectores de la escalera.	222
Figura 2.88 Corte de la escalera del nivel 1.....	223
Figura 2.89 Refuerzo de la escalera.....	224
Figura 2.90 Diagrama de fuerzas cortantes de la escalera..	228
Figura 2.91 Corte de la escalera del nivel 1.....	229
Figura 2.92 Columnas del nivel 1 del edificio de tres niveles	232
Figura 2.93 Refuerzo propuesto de las columnas.....	233
Figura 2.94 Recorrido de eje neutro paralelo a la dirección X	234

Figura 2.95 Diagrama de interacción nominal en la dirección X	235
Figura 2.96 Recorrido de eje neutro paralelo a la dirección Y	236
Figura 2.97 Diagrama de interacción nominal en la dirección Y	236
Figura 2.98 Diagrama de interacción de diseño en la dirección X.....	238
Figura 2.99 Diagrama de interacción de diseño en la dirección Y.....	239
Figura 2.100 Diagrama de interacción de diseño y puntos de demanda en la dirección X.....	241
Figura 2.101 Diagrama de interacción de diseño y puntos de demanda en la dirección Y.....	243
Figura 2.102 Elementos unidos a la columna en su parte superior e inferior en la dirección X.....	244
Figura 2.103 Ábaco de alineamiento de Jackson y Moreland para pórticos no arriostrados en la dirección X.....	248
Figura 2.104 Diagrama de interacción de diseño y puntos de demanda en la dirección X.....	251
Figura 2.105 Elementos unidos a la columna en su parte superior e inferior en la dirección Y.....	252

Figura 2.106	Ábaco de alineamiento de Jackson y Moreland para pórticos no arriostrados en la dirección Y.....	256
Figura 2.107	Diagrama de interacción de diseño y puntos de demanda en la dirección Y.....	259
Figura 2.108	Diagrama de interacción nominal tridimensional y puntos de demanda.....	261
Figura 2.109	Diagrama de interacción de diseño tridimensional y puntos de demanda.....	262
Figura 2.110	Superficie de interacción de diseño para la combinación 1.....	263
Figura 2.111	Superficie de interacción de diseño para la combinación 2.....	263
Figura 2.112	Superficie de interacción de diseño para la combinación 3.....	264
Figura 2.113	Superficie de interacción de diseño para la combinación 5.....	264
Figura 2.114	Superficie de interacción de diseño para la combinación 11.....	265
Figura 2.115	Superficie de interacción de diseño para la combinación 13.....	265
Figura 2.116	Superficie de interacción de diseño para la envolvente.....	266

Figura 2.117 Detallado del refuerzo de la columna.....	271
Figura 2.118 Zapatas aisladas del edificio de tres niveles	272
Figura 2.119 Zapata aislada número 10 del edificio de tres niveles.....	273
Figura 2.120 Fuerzas y momentos no mayoradas en zapata aislada	275
Figura 2.121 Dimensiones en planta de zapata aislada del edificio de tres niveles.....	277
Figura 2.122 Fuerzas y momentos mayoradas en zapata aislada	278
Figura 2.123 Volumen de reacción del suelo causado por esfuerzos últimos en zapata aislada.....	280
Figura 2.124 Peralte de la zapata aislada en la dirección X	281
Figura 2.125 Peralte de la zapata aislada en la dirección Y	281
Figura 2.126 Sección crítica al cortante tipo viga.....	282
Figura 2.127 Sección crítica al cortante tipo viga en la dirección X.....	284
Figura 2.128 Sección crítica al cortante tipo viga en la dirección Y.....	286
Figura 2.129 Sección crítica al cortante por punzonamiento	287

Figura 2.130 Sección crítica a flexión.....	289
Figura 2.131 Sección crítica a flexión en la dirección X..	290
Figura 2.132 Detallado de refuerzo a flexión en la dirección X	292
Figura 2.133 Sección crítica a flexión en la dirección Y..	293
Figura 2.134 Detallado de refuerzo a flexión en la dirección Y	296
Figura 2.135 Detallado de refuerzo a flexión en ambas direcciones.....	296
Figura 2.136 Nudos del nivel 1 del edificio de tres niveles	297
Figura 2.137 Refuerzo transversal propuesto para el nudo..	301
Figura 2.138 Fuerzas cortantes en el nudo en la dirección X	303
Figura 2.139 Fuerzas cortantes en el nudo en la dirección Y	306
Figura 3.1 Historia de deformaciones en el techo de un edificio ante fuerzas cortantes en la base.....	323
Figura 3.2 Ejemplo de curva de capacidad de una edificación	325
Figura 3.3 Rigidez efectiva asociada a un desplazamiento del techo de una edificación.....	326

Figura 3.4 Conversión de la curva de capacidad al espectro de capacidad.....	327
Figura 3.5 Conversión del espectro de respuesta al espectro de demanda.....	329
Figura 3.6 Superposición del espectro de capacidad y el espectro de demanda en un mismo grafico.....	332
Figura 3.7 Punto de desempeño de una edificación.....	333
Figura 3.8 Representación bilineal del espectro de capacidad	339
Figura 3.9 Curva fuerza-deformación para un material inelástico	340
Figura 3.10 Disipación de energía en un sistema inelástico	341
Figura 3.11 Representación bilineal del espectro de capacidad	342
Figura 3.12 Energías que intervienen en el amortiguamiento histerético.....	343
Figura 3.13 División del área de la energía disipada por amortiguamiento.....	344
Figura 3.14 Familia de espectros de demanda para diferentes β_{eff}	350
Figura 3.15 Representación bilineal del espectro de capacidad ante la degradación del sistema.....	351

Figura 3.16 Diagrama momento-curvatura de una sección.....	355
Figura 3.17 Criterio de aceptación para elementos primarios	357
Figura 3.18 Criterio de aceptación para elementos secundarios	358
Figura 3.19 Relación entre el momento flector y el desplazamiento angular.....	360
Figura 4.1 Modelo introducido al programa para analizar el comportamiento de la estructura en el rango no lineal.....	370
Figura 4.2 Identificación de elementos y nodos.....	371
Figura 4.3 Asignación de las distancias relativas de las rotulas plásticas en las vigas.....	373
Figura 4.4 Asignación de las propiedades de una rotula en una viga de concreto.....	374
Figura 4.5 Asignación de las distancias relativas de las rótulas plásticas en las columnas.....	375
Figura 4.6 Asignación de las distancias relativas de las rotulas plásticas en columnas.....	376
Figura 4.7 Distancias relativas de rotulas plásticas asignadas en columnas y vigas.....	377
Figura 4.8 Los estados de carga utilizados.....	378

Figura 4.9 Definición del estado de carga para el análisis estático lineal en la dirección X.....	379
Figura 4.10 Definición del estado de carga para el análisis estático lineal en la dirección Y.....	380
Figura 4.11 Estados de carga.....	381
Figura 4.12 Estado de carga para el análisis estático no lineal por carga gravitacional.....	382
Figura 4.13 Estado de carga para el análisis estático no lineal en la dirección X.....	383
Figura 4.14 Estado de carga para el análisis estático no lineal en la dirección Y.....	384
Figura 4.15 Nudo y desplazamiento de control para el análisis estático no lineal.....	385
Figura 4.16 Nudo de control del desplazamiento de techo...	386
Figura 4.17 Rango de las iteraciones en el análisis estático no lineal.....	387
Figura 4.18 Curva de capacidad del edificio en la dirección X.....	388
Figura 4.19 Curva de capacidad del edificio en la dirección Y.....	389
Figura 4.20 Punto de desempeño del edificio en la dirección X.....	390

Figura 4.21 Punto de desempeño del edificio en la dirección Y	391
Figura 4.22 Clasificación de la rotación de las rotulas plásticas según su nivel de desempeño.....	395
Figura 4.23 Pasos del análisis estático no lineal en la dirección X.....	396
Figura 4.24 Paso 0 del análisis estático no lineal en la dirección X sobre el eje 4.....	397
Figura 4.25 Paso 1 del análisis estático no lineal en la dirección X sobre el eje 4.....	397
Figura 4.26 Paso 1 del análisis estático no lineal en la dirección X en una vista 3D.....	398
Figura 4.27 Paso 1 del análisis estático no lineal en la dirección Y en una vista 3D.....	399
Figura 4.28 Paso 4 del análisis estático no lineal en la dirección X.....	400
Figura 4.29 Paso 22 del análisis estático no lineal en la dirección X en una vista 3D.....	400
Figura 4.30 Paso 18 del análisis estático no lineal en la dirección Y en una vista 3D.....	401

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1 Factor de zonificación sísmica.....	87
Tabla 2.2 Factor de importancia.....	87
Tabla 2.3 Coeficientes de sitio debido a las características del suelo.....	88
Tabla 2.4 Sistemas Estructurales.....	89
Tabla 2.5 Carga muerta del nivel 1 del edificio.....	131
Tabla 2.6 Carga muerta del nivel 2 del edificio.....	132
Tabla 2.7 Carga muerta del nivel 3 del edificio.....	133
Tabla 2.8 Carga muerta del tablero 1 del nivel 1 del edificio.....	134
Tabla 2.9 Carga muerta del tablero 2 del nivel 1 del edificio.....	134
Tabla 2.10 Carga muerta del tablero 3 del nivel 1 del edificio.....	134
Tabla 2.11 Carga muerta del tablero 4 del nivel 1 del edificio.....	135
Tabla 2.12 Carga muerta del tablero 5 del nivel 1 del edificio.....	135
Tabla 2.13 Carga muerta del tablero 6 del nivel 1 del edificio.....	135

Tabla 2.14 Carga muerta del tablero 7 del nivel 1 del edificio	136
Tabla 2.15 Carga muerta del tablero 8 del nivel 1 del edificio	136
Tabla 2.16 Carga muerta del tablero 1 del nivel 2 del edificio	136
Tabla 2.17 Carga muerta del tablero 2 del nivel 2 del edificio	137
Tabla 2.18 Carga muerta del tablero 3 del nivel 2 del edificio	137
Tabla 2.19 Carga muerta del tablero 4 del nivel 2 del edificio	137
Tabla 2.20 Carga muerta del tablero 5 del nivel 2 del edificio	138
Tabla 2.21 Carga muerta del tablero 6 del nivel 2 del edificio	138
Tabla 2.22 Carga muerta del tablero 7 del nivel 2 del edificio	138
Tabla 2.23 Carga muerta del tablero 8 del nivel 2 del edificio	139
Tabla 2.24 Carga muerta del tablero 1 del nivel 3 del edificio	139

Tabla 2.25 Carga muerta del tablero 2 del nivel 3 del edificio	139
Tabla 2.26 Carga muerta del tablero 3 del nivel 3 del edificio	139
Tabla 2.27 Carga muerta del tablero 4 del nivel 3 del edificio	140
Tabla 2.28 Carga muerta del tablero 5 del nivel 3 del edificio	140
Tabla 2.29 Carga muerta del tablero 6 del nivel 3 del edificio	140
Tabla 2.30 Carga muerta del tablero 7 del nivel 3 del edificio	140
Tabla 2.31 Carga muerta del tablero 8 del nivel 3 del edificio	141
Tabla 2.32 Carga muerta del tablero 9 del nivel 3 del edificio	141
Tabla 2.33 Cargas muertas de la escalera en el nivel 1....	148
Tabla 2.34 Cargas muertas de la escalera en el nivel 2....	148
Tabla 2.35 Cargas vivas unitarias mínimas.....	151
Tabla 2.36 Carga viva del nivel 1 del edificio.....	153
Tabla 2.37 Carga viva del nivel 2 del edificio.....	153
Tabla 2.38 Carga viva del nivel 3 del edificio.....	153

Tabla 2.39 Carga viva instantánea del nivel 1 del edificio	154
Tabla 2.40 Carga viva instantánea del nivel 2 del edificio	154
Tabla 2.41 Carga viva instantánea del nivel 3 del edificio	154
Tabla 2.42 Valores del espectro de diseño del edificio...	156
Tabla 2.43 Valores de la frecuencia natural amortiguada para cada modo de vibración.....	160
Tabla 2.44 Valores del período natural amortiguado para cada modo de vibración.....	161
Tabla 2.45 Porcentajes de participación de masa para cada modo de vibración.....	169
Tabla 2.46 Porcentajes de masa participativa para cada grado de libertad del edificio de tres niveles contra el valor mínimo admisible.....	169
Tabla 2.47 Diferencia entre los periodos naturales amortiguados para cada modo de vibración.....	172
Tabla 2.48 Desplazamientos de cada nivel en dirección X y en dirección Y.....	173
Tabla 2.49 Desplazamientos amplificados de cada nivel en dirección X y en dirección Y.....	173
Tabla 2.50 Derivas de cada nivel en dirección X y en dirección Y.....	174

Tabla 2.51 Derivas máximas como fracción de la altura de cada nivel en dirección X y en dirección Y.....	174
Tabla 2.52 Valores máximos admisibles de las derivas como fracción de la altura de cada nivel.....	175
Tabla 2.53 Derivas máximas del edificio de tres niveles contra valores admisibles de las derivas como fracción de la altura de cada nivel.....	175
Tabla 2.54 Cortantes de cada nivel del edificio.....	176
Tabla 2.55 Cortantes en la base del edificio.....	176
Tabla 2.56 Peso total del edificio.....	178
Tabla 2.57 Cortante basal del análisis estático y del análisis dinámico.....	179
Tabla 2.58 Coeficientes de estabilidad para cada nivel del edificio.....	181
Tabla 2.59 Longitud de desarrollo seleccionada del refuerzo longitudinal a tensión de la viga.....	208
Tabla 2.60 Longitud a utilizar para el refuerzo longitudinal a tensión en la sección 1.....	210
Tabla 2.61 Longitud a utilizar para el refuerzo longitudinal a tensión en la sección 3.....	211
Tabla 2.62 Longitud de desarrollo seleccionada del refuerzo longitudinal a compresión de la viga.....	212

Tabla 2.63 Clases de empalmes por traslape a tensión.....	214
Tabla 2.64 Longitudes de empalmes por traslape a tensión de la viga.....	215
Tabla 2.65 Longitudes de empalmes por traslape a compresión de la viga.....	216
Tabla 2.66 Demanda para cada combinación de carga y envolvente de las combinaciones en la dirección X.....	240
Tabla 2.67 Demanda para cada combinación de carga y envolvente de las combinaciones en la dirección Y.....	242
Tabla 2.68 Demanda para cada combinación de carga y envolvente de las combinaciones considerando el efecto de la esbeltez en la dirección X.....	250
Tabla 2.69 Demanda para cada combinación de carga y envolvente de las combinaciones considerando el efecto de la esbeltez en la dirección Y.....	258
Tabla 2.70 Demanda para cada combinación de carga y envolvente de las combinaciones en la dirección X y en la dirección Y	260
Tabla 2.71 Longitudes de desarrollo del refuerzo a tensión de la viga.....	309
Tabla 2.72 Longitudes de desarrollo mínimas del refuerzo a tensión en el nudo.....	310

Tabla 2.73 Longitudes de desarrollo seleccionadas del refuerzo a tensión en el nudo.....	310
Tabla 3.1 Niveles de desempeño estructural.....	313
Tabla 3.2 Niveles de desempeño no estructural.....	316
Tabla 3.3 Niveles de desempeño de edificios.....	318
Tabla 3.4 Definición del objetivo de desempeño.....	321
Tabla 3.5 Valores del factor de modificación de amortiguamiento	347
Tabla 3.6 Valores mínimos admisibles para <i>SRA</i> y <i>SRV</i>	348
Tabla 3.7 Selección del tipo de comportamiento estructural	349
Tabla 3.8 Límite de deformaciones de los niveles de desempeño estructural para el desplazamiento del punto de desempeño.	353
Tabla 3.9 Criterio de aceptación de las rotaciones para las rótulas plásticas en vigas de concreto armado.....	362
Tabla 3.10 Criterio de aceptación de las rotaciones para las rótulas plásticas en columnas de concreto armado.....	364
Tabla 4.1 Desplazamientos de los niveles del edificio para el desplazamiento del punto de desempeño.....	392
Tabla 4.2 Derivas de los niveles del edificio para el punto de desempeño.....	392
Tabla 4.3 Derivas normalizadas de los niveles del edificio para el desplazamiento del punto de desempeño.....	393

Tabla 4.4 Nivel de desempeño seleccionado según las derivas normalizadas en la dirección X.....393

Tabla 4.5 Nivel de desempeño seleccionado según las derivas normalizadas en la dirección Y.....394

NOTACION Y DEFINICIONES

(a_{p1}, d_{p1}) = Coordenadas del punto de desempeño de prueba 1.

(a_{p2}, d_{p2}) = Coordenadas del punto de desempeño de prueba 2.

(a_{pi}, d_{pi}) = Coordenadas del punto de desempeño de prueba i .

(a_y, d_y) = Coordenadas del punto de fluencia de la representación bilineal.

$(x - x_0)$ = Desplazamiento relativo entre los extremos del resorte o elemento estructural.

$(\dot{x} - \dot{x}_0)$ = Velocidad relativa entre los extremos del amortiguador.

$[\rho]_{m \times m}$ = Matriz del coeficiente de correlación de modos.

$\{r\}_{1 \times m}$ = Vector del parámetro de las respuestas modales.

$\{r\}_{m \times 1}^T$ = Vector Transpuesto del parámetro de las respuestas modales.

A = Factor de zonificación sísmica (adimensional).

A_1 = Área de la representación bilineal arriba del espectro de capacidad.

- A_2 = Área de la representación bilineal abajo del espectro de capacidad.
- A_e = Energía de deformación unitaria elástica máxima (adimensional).
- A_u = Energía de deformación unitaria de ruptura (adimensional).
- c = Constante del amortiguador.
- c_c = Amortiguamiento crítico del sistema.
- C_d = Factor de amplificación de desplazamientos (adimensional).
- C_0 = Coeficiente de sitio debido a las características del suelo (adimensional).
- C_s = Coeficiente sísmico estático (adimensional).
- C_{sm} = Coeficiente sísmico modal (adimensional).
- D = Carga muerta o momentos y fuerzas internas correspondientes a dicha carga.
- D_d = Índice de ductilidad por deformación (adimensional).

- D_{ed} = Índice de ductilidad por energía de deformación (adimensional).
- $d\tau$ = Diferencial de tiempo.
- E_c = Módulo de elasticidad del concreto en kilogramos sobre centímetro cuadrado.
- E_D = Energía disipada por amortiguamiento en un ciclo histerético.
- E_{So} = Energía máxima de deformación en un ciclo histerético.
- f = Frecuencia natural del sistema en ciclos por segundo o Hertz.
- F_a = Fuerza ejercida por el amortiguador.
- F_i = Fuerza inercial.
- F_r = Fuerza en el resorte o elemento estructural.
- f_t = Resistencia a la tensión del concreto en kilogramos sobre centímetro cuadrado.
- F_x = Cortante en el nivel x .

- f'_c = Resistencia a la compresión del concreto en kilogramos sobre centímetro cuadrado.
- $F(\tau)$ = Fuerza en función del tiempo aplicada al sistema.
- g = Constante de gravedad igual a 9.81 en metros sobre segundo cuadrado.
- H = Altura total del edificio en metros.
- $h_{nivel\ i}$ = Altura del nivel i del edificio en metros.
- $h_{nivel\ x}$ = Altura del nivel x en metros.
- I = Factor de importancia (adimensional).
- k = Rigidez del sistema.
- L = Carga viva o momentos y fuerzas internas correspondientes a dicha carga.
- l_p = Longitud de plastificación.
- m = Masa del sistema.
- M_e = Momento elástico de la sección considerada.
- M_p = Momento plástico de la sección considerada.
- M_j^{max} = Momento de volteo máximo del nivel j .

- $M_j^{(i)}$ = Momento de volteo del nivel j para el modo i .
- N = Fuerza normal a la superficie de fricción.
- PF_1 = Factor de participación del modo 1.
- Q = Carga lateral de la demanda impuesta por un sismo.
- Q_c = Carga lateral de la capacidad que tiene un elemento o componente.
- r = Valor máximo probable del parámetro de las respuestas modales.
- R = Factor de modificación de respuesta (adimensional).
- r_i = Parámetro de las respuestas modales para el modo i .
- \bar{r} = Respuesta combinada del parámetro de las respuestas modales.
- \bar{r}_1 = Valor máximo probable del parámetro de las respuestas modales en la dirección 1.
- \bar{r}_2 = Valor máximo probable del parámetro de las respuestas modales en la dirección 2.

- r_x = Valor probable del parámetro de las respuestas modales en la dirección X.
- r_y = Valor probable del parámetro de las respuestas modales en la dirección Y.
- \bar{r}_x = Valor máximo probable del parámetro de las respuestas modales en la dirección X.
- \bar{r}_y = Valor máximo probable del parámetro de las respuestas modales en la dirección Y.
- S_a = Aceleración espectral.
- S_d = Desplazamiento espectral.
- S_x = Carga producida por el sismo o momentos y fuerzas internas correspondientes a dicha carga en la dirección X
- S_y = Carga producida por el sismo o momentos y fuerzas internas correspondientes a dicha carga en la dirección Y
- SR_A = Factor de reducción espectral.
- SR_V = Factor de reducción espectral.
- t = Tiempo en segundos.

- T = Periodo natural del sistema en segundos.
- T_a = Periodo natural amortiguado del sistema en segundos.
- T_e = Periodo del análisis estático lineal en segundos.
- T_i = Periodo del modo i en segundos.
- T_m = Período modal de vibración en segundos.
- T_0 = Coeficiente de sitio debido a las características del suelo (adimensional).
- U = Resistencia requerida para resistir las cargas mayoradas o momentos y fuerzas internas correspondientes.
- U_j^{max} = Desplazamiento horizontal máximo del nivel j .
- $U_j^{(i)}$ = Desplazamiento del nivel j para el modo i .
- $u(t)$ = Solución para la respuesta del sistema.
- $\dot{u}(t)$ = Solución para la respuesta del sistema para calcular velocidades.
- $\ddot{u}(t) + \ddot{x}_0(t)$ = Solución para la respuesta del sistema para calcular aceleración total.
- V = Cortante en la base del análisis estático.

- $V_{nivel i}$ = Cortante del nivel i del edificio.
- V_x = Cortante en la base del análisis espectral en la dirección X.
- V_y = Cortante en la base del análisis espectral en la dirección Y.
- V^{max} = Cortante basal máxima.
- $V_j^{(i)}$ = Cortante del nivel j para el modo i .
- $V_{mod}^{(i)}$ = Cortante basal máxima del modo i .
- V_j^{max} = Cortante máxima del nivel j .
- $W_{nivel 1}$ = Peso del nivel 1 del edificio.
- $W_{nivel 2}$ = Peso del nivel 2 del edificio.
- $W_{nivel 3}$ = Peso del nivel 3 del edificio.
- $W_{nivel i}$ = Peso del nivel i del edificio.
- W_{total} = Peso total del edificio.
- $x(t)$ = Solución para la respuesta del sistema ante una excitación arbitraria.

\dot{x} = Velocidad relativa entre los dos extremos del amortiguador.

\ddot{x} = Aceleración del sistema.

$\ddot{x}_0(\tau)$ = Aceleración en función del tiempo.

α_1 = Coeficiente de masa modal del modo 1.

β = Relación entre fuerza cortante demandada y proporcionada del entrepiso, conservadoramente se considera de 1.

β_0 = Coeficiente de amortiguamiento histerético (adimensional).

β_{eff} = Coeficiente de amortiguamiento viscoso efectivo (adimensional).

β_{eq} = Coeficiente de amortiguamiento viscoso equivalente (adimensional).

β_{ij} = Relación entre la frecuencia natural del modo i y j (adimensional).

δ_{techo} = Desplazamiento del nivel del techo del edificio.

ε_u = Deformación unitaria de ruptura (adimensional).

- ε_e = Deformación unitaria elástica máxima (adimensional).
- κ = Factor de modificación de amortiguamiento.
- λ = Coeficiente de reducción que oscila entre 0 y 1.
- μ = Coeficiente de fricción dinámica (adimensional).
- ξ = Coeficiente de amortiguamiento crítico del sistema (adimensional).
- ξ_i = Coeficiente de amortiguamiento crítico del modo i (adimensional).
- ξ_j = Coeficiente de amortiguamiento crítico del modo j (adimensional).
- π = Constante igual a 3.14159265359 (adimensional).
- ρ_{ij} = Coeficiente de correlación entre el modo i y j (adimensional), varía entre 0 y 1.
- ν_c = Resistencia al corte del concreto en kilogramos sobre centímetro cuadrado.
- φ = Ángulo formado entre los ejes en que actúan las fuerzas inerciales y las dos componentes horizontales de un sismo.

$\phi_{1,techo}$ = Forma del modo 1 para el nivel del techo del edificio.

$\phi_{1,nivel i}$ = Forma del modo 1 para el nivel i .

ω = Frecuencia natural del sistema en radianes por segundo.

ω_a = Frecuencia natural amortiguada del sistema en radianes por segundo.

ω_i = Frecuencia natural del modo i en radianes por segundo.

ω_j = Frecuencia natural del modo j en radianes por segundo.

Δ_{adm} = Deriva máxima admisible.

$\Delta_{nivel i}$ = Deriva del nivel i del edificio.

Δ_j^{max} = Deriva máxima del nivel j .

$\Delta_j^{(i)}$ = Deriva del nivel j para el modo i .

Θ_{max} = Coeficiente de estabilidad máximo no mayor de 0.25.

$\Theta_{nivel i}$ = Coeficiente de estabilidad del nivel i .

Ω = Relación entre fuerza cortante demandada y proporcionada del entrepiso, conservadoramente se considera de 1.

RESUMEN EJECUTIVO

Capítulo I: Generalidades

Busca dejar plasmada la razón por la cual se realiza la investigación, comenzando por una breve introducción seguido de los antecedentes que buscan plantear un escenario de la evolución que ha tenido el diseño sismo resistente, luego, se plantea el problema a resolver para tener claridad de lo que se busca y se expresa la justificación que muestra la necesidad de realizar esta tesina, se plantean los objetivos y se limita con los alcances.

Capitulo II: Análisis y Diseño estructural

Se realiza el análisis un análisis modal de respuesta espectral del edificio basándose en las propiedades físicas de los materiales y la geometría del edificio, para obtener los esfuerzos que deberán resistir los elementos estructurales, los cuales se diseñan basándose en las normas nacionales e internacionales del diseño de concreto armado.

Capitulo III: Teoría del desempeño

La teoría del desempeño muestra en forma general la capacidad estructural de las edificaciones, pero se introduce

específicamente a la ingeniería basada en el desempeño dictando el procedimiento para encontrar el punto de desempeño de la edificación en estudio.

Capítulo IV: Aplicación del desempeño de estructuras

En la aplicación se hace uso de un programa de ordenador para obtener los resultados tanto de la capacidad de la estructura como del desempeño de esta, para poder analizar los resultados que arroja el programa y poder observar la evolución de esta cuando se le aplican cargas en incremento hasta que alcanza el colapso.

Capítulo V: Conclusiones y Recomendaciones

Después de aplicada la ingeniería basada en el desempeño se analizan los resultados y se observa las ventajas y desventajas del método, al mismo tiempo que se revisa con la filosofía de esfuerzos últimos y se concluye si el método apoya el diseño de estructuras por estados límites o solamente debería de investigarse más. Se recomiendan al final las posibles líneas futuras de esta misma investigación.

1 . GENERALIDADES

1.1 Introducción

El Salvador es un país que tiene una amplia actividad sísmica, es por eso que hoy en día es muy rápido y fácil reconocer los parámetros como la magnitud y otros datos de localización obtenidos con un sismógrafo y los parámetros como las aceleraciones del terreno durante un sismo obtenidas con un acelerógrafo.

Reconocer estos parámetros no hace que el país esté preparado para ellos, por tal razón la mejora continua en la prevención sísmica es importante.

En la actualidad analizar las estructuras sísmicamente es inevitable, los tipos de análisis estructural según su nivel de refinamiento en sus resultados medidos de menor a mayor se dividen en: Análisis Estático Lineal, Análisis Dinámico Lineal, Análisis Estático No Lineal y Análisis Dinámico No Lineal.

La Norma Técnica para Diseño por Sismo de El Salvador describe parámetros de aceptabilidad como derivas de entrepiso y coeficientes de estabilidad de la estructura, cubriendo en mayor parte el primer y segundo tipo de análisis.

El presente trabajo de grado trata de realizar el tercer tipo de análisis denominado Análisis Estático No Lineal para evaluar el desempeño sísmico de un edificio de tres niveles que se usará para oficinas, ante un sismo de diseño, el edificio estará ubicado en la zona I sobre un suelo blando.

Lo que se busca con este tipo de análisis es mejorar el diseño de las estructuras nuevas y también rehabilitar estructuras que han fallado ante un sismo, de esta manera se pueden predecir mecanismos de falla y en qué zonas hay que poner mayor cuidado en la edificación durante un sismo.

Normativas como el ATC-40 establecen procedimientos de como evaluar el desempeño de una edificación ante un sismo, por medio de metodologías para realizar el Análisis Estático No Lineal, entre ellos está el Método del Espectro de Capacidad, que relaciona en una gráfica con formato ADRS, la curva de capacidad del edificio y la demanda del sismo considerado, para poder encontrar la intersección de estas dos gráficas y poder obtener así el punto de desempeño de la edificación, el cual representa el desplazamiento del techo de la edificación ante la demanda del sismo considerado.

1.2 Antecedentes

Eventos sísmicos como los ocurridos en México 1985, Loma Prieta 1989, Northridge 1994 y Kobe 1995 dejaron pérdidas económicas muchos mayores de las esperadas. Esto puso en evidencia que los métodos de análisis lineales son difíciles de relacionar con el desempeño de la estructura ante un sismo y por lo tanto no se puede predecir con exactitud el comportamiento de la estructura.

Ante esta realidad, se observó la necesidad de plantear metodologías de análisis para el diseño sísmico, mediante las cuales se pueda predecir el desempeño de la estructura y también limitar el daño.

Normativas como el ATC-40 y FEMA-273 desarrollan procedimientos del Análisis Estático No Lineal, donde el criterio de diseño es expresado en términos del logro de objetivos de desempeño previamente establecidos, en los cuales se establecen niveles de desempeño esperado de la estructura ante la demanda de un sismo. Esto se basa en los principios de diseño por capacidad introducidos en Nueva Zelanda por Park y Pauley en 1975.

A partir de este momento se comenzó a desarrollar una nueva filosofía de diseño, en la cual la distribución de la

resistencia a lo largo de toda la estructura era más importante que el valor global de la cortante en la base utilizada para el diseño. Un importante avance consistió en identificar que una estructura aperticada se comporta mejor ante una demanda sísmica, cuando se garantiza que las rótulas plásticas se formen en las vigas y no en las columnas, a esto se le denomina Columna fuerte - Viga débil, y además que la resistencia de cortante de los elementos o componentes sea mayor que la correspondiente resistencia a flexión. Estos dos aspectos pueden ser considerados como el inicio de la nueva filosofía de diseño basada en el desempeño, por medio de la cual es posible controlar y predecir tanto el comportamiento de la estructura como el potencial daño.

El diseño por desempeño tiene como finalidad única determinar cómo se comporta una estructura ante cualquier sollicitación sísmica, en el cual se plantea que la estructura no colapse y pueda brindar protección a sus ocupantes, esto sin modificar su periodo de vida útil como sería el caso de las estructuras esenciales.

En la actualidad, los esfuerzos se concentran en desarrollar métodos de análisis, evaluación y diseño simples y fáciles de implementar en las diferentes normativas, que incorporen los

conceptos de ingeniería basada en desempeño y que puedan ser aplicados tanto a estructuras nuevas como a las existentes.

El Análisis Estático No Lineal se realiza sometiendo la estructura a un patrón de cargas laterales que se incrementan hasta que la estructura alcanza su capacidad máxima. Utilizando este tipo de análisis, es posible identificar la secuencia de agrietamiento, cedencia, fallo de los componentes y la historia de deformaciones y cortantes en la estructura, este historial corresponde a la curva de capacidad. Además se obtiene el historial de la formación de las rótulas plásticas, lo cual ayuda a predecir qué elementos son más críticos ante la demanda de un sismo.

La demanda de un sismo en un Análisis Dinámico Lineal se realiza por medio de un espectro de respuesta, el cual en las normas técnicas de diseño ya incluye un coeficiente de amortiguamiento de 5%. El espectro depende de la ubicación, importancia, elección del sistema estructural del edificio, como también depende del tipo de suelo sobre el cual se construirá la estructura. Al realizar el Análisis Dinámico Lineal se encuentran los periodos para los diferentes modos de vibración y con esto se calculan las fuerzas sísmicas que se deben aplicar para el diseño. Al realizar el Análisis Estático No Lineal se

hace una reducción del espectro de respuesta ya que el amortiguamiento aumenta por estar la estructura en el rango inelástico.

1.3 Planteamiento del Problema

El Salvador está ubicado en zonas sísmicas de constante actividad, por lo tanto las estructuras son vulnerables a daños causados por los sismos, esto conlleva a la necesidad de diseñar mejores estructuras y mejorar las ya existentes. Estos diseños no deben considerar solamente que la estructura no colapse, sino también considerar los elementos no estructurales y garantizar la seguridad de los ocupantes.

Se diseñara un edificio de tres niveles usado para oficinas, evaluando su nivel de desempeño ante un sismo de diseño y verificando si cumple con un objetivo de desempeño establecido.

Para ello es necesario analizar el edificio más allá del rango lineal y poder encontrar posibles mecanismos de falla provocados por la demanda sísmica. La Norma Técnica de Diseño por Sismo de El Salvador, no incluye parámetro de aceptabilidad para estructuras que se analizan en el rango no lineal, por lo tanto será necesario apoyarse de otras normativas como por ejemplo el ATC-40 o FEMA-273.

1.4 Justificación

El presente trabajo de grado muestra en forma sistemática el proceso de diseño estructural de un edificio de concreto armado de tres niveles, con la novedad que se aplica el método de desempeño, el cual busca establecer los objetivos de desempeño de las estructuras ante sismos de diferente intensidad, este es un método propuesto por la Sociedad de Ingenieros Estructurales de California (SEAOC) para lo cual se estableció el comité Visión 2000 en el cual se establece la forma de este nuevo complemento del método de diseño sísmico debido a los terremotos ocurridos en loma prieta EUA (1989) y Kobe Japón (1995) [Aleman, Quimbiulco, 2011] en los cuales se observó los daños a los elementos y partes no estructurales en los edificios y estructuras (Puerto Meriken Park, Kobe, Japón 1995) de mayor envergadura de estos países los cuales hicieron perder a los países (EUA y Japón) un aproximado de 8 billones de dólares y pérdidas humanas a pesar del no fallo de los miembros estructurales, se notó claramente que los sistemas no estructurales fallaron por lo cual se generó esa pérdida de dinero y sobre todo de vidas humanas, por ende se comenzó la creación del método de desempeño que esta ya poniéndose en práctica. En El Salvador se podría decir que no existían

edificios de mayor altura, sin embargo en los últimos años se ha empezado a optar en el país por edificios de más de 100 metros, como lo es: la torre el pedregal en antiguo Cuscatlán o la torre futura en San Salvador con 99 metros, esto obliga a el ingeniero civil a conocer diferentes formas de analizar sísmicamente las estructuras, por lo que se ha comenzado en El Salvador a construir verticalmente y se necesita estar preparado ampliamente en cuanto a metodologías y filosofías de diseño para lograr un diseño integral que abarque lo estructural y también que analice el comportamiento de los elementos no estructurales.

1.5 Objetivos

1.5.1 Objetivo General

- ✓ Evaluar el nivel de desempeño de un edificio de tres niveles de concreto armado ante un sismo de diseño.

1.5.2 Objetivos Específicos

- ✓ Diseñar arquitectónicamente el edificio de tres niveles de concreto armado.
- ✓ Diseñar estructuralmente el edificio de tres niveles de concreto armado aplicando un análisis espectral según la Norma Técnica de Diseño por Sismo de El Salvador.
- ✓ Elaborar la curva de capacidad del edificio de tres niveles de concreto armado por medio de un análisis estático no lineal.
- ✓ Verificar la aceptabilidad del objetivo de desempeño.

1.6 Alcances

- ✓ Aplicar la metodología del desempeño de estructuras para encontrar los posibles mecanismos de falla del edificio de tres niveles de concreto armado.

- ✓ Utilizar correctamente los programas de computadora necesarios para realizar los diferentes análisis al edificio de tres niveles de concreto armado.

- ✓ Mostrar la importancia del desempeño de estructuras para posibles actualizaciones de la Norma Técnica de Diseño por Sismo de El Salvador.

1.7 Limitaciones

- ✓ No se cuenta con laboratorios adecuados para hacer pruebas que nos den resultados concluyentes del análisis estático no lineal.
- ✓ La actual Norma de Diseño por Sismo de El Salvador no incluye parámetros de aceptabilidad de los resultados obtenidos del análisis estático no lineal.

1.8 Metodología

Se realizará el diseño arquitectónico del edificio de tres niveles. Luego se seleccionará el sistema estructural a utilizar para después definir la configuración estructural revisando la forma en planta y en elevación del edificio. Habiendo hecho esto se elaborara el predimensionamiento de los diferentes elementos y componentes estructurales para poder determinar las cargas muertas, también se definen las cargas vivas dependiendo el uso de la edificación, las cargas sísmicas se encuentran realizando un análisis espectral al edificio, para el análisis se definirá un espectro de respuesta y los resultados como derivas y coeficientes de estabilidad de entrepiso se compararan con los limites definidos en la Norma Técnica de Diseño por Sismo de El Salvador. Al aprobar el análisis espectral se procede a dar las proporciones de materiales a cada uno de los diferentes elementos y componentes.

Se establece un objetivo de desempeño que relaciona el nivel de desempeño esperado por el edificio ante un movimiento sísmico. Luego se realiza un análisis estático no lineal al edificio para encontrar la curva de capacidad de la estructura,

también se realizará una reducción del espectro de respuesta, debido que el amortiguamiento en el rango inelástico es mayor, teniendo la curva de capacidad y el espectro de respuesta reducido, éstos se convertirán a formato ADRS para poder superponerse en un mismo gráfico por medio de metodologías descritas en normativas como el ATC-40 y FEMA 273, el punto de intersección entre estos dos espectros es el punto de desempeño de la edificación y representa el máximo desplazamiento estructural esperado para la demanda de un movimiento sísmico.

Se revisa la aceptabilidad global de la estructura como también la de sus elementos y componentes. Por último se verifica si se ha logrado el objetivo de desempeño establecido anteriormente.

2. ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

2.1 Introducción al Análisis Espectral

Las tres leyes de Newton son la base sobre las cuales se desarrolla la dinámica de cuerpos rígidos y la dinámica estructural y se aplican repetidamente durante el desarrollo de la teoría de la dinámica estructural.

Los grados de libertad corresponden al número mínimo de coordenadas necesarias para definir la posición en el espacio y en el tiempo de todas las partículas de masa del sistema.

La rigidez es la fuerza o par necesario para lograr un desplazamiento o giro unitario en el cuerpo.

Generalmente todo cuerpo en movimiento, tiende a disminuir éste con el paso del tiempo. La razón de esta disminución está asociada con la pérdida de energía presente en el sistema estructural. Esta pérdida de energía es producida por fuerzas de amortiguamiento o de fricción que actúan sobre el sistema estructural. La energía, ya sea cinética o potencial, se transforma en otras formas de energía tales como calor o ruido. Existen varios tipos de amortiguamientos, como por ejemplo el amortiguamiento de Coulomb y el amortiguamiento viscoso.

2.1.1 Tipos de Amortiguamiento

2.1.1.1 Amortiguamiento de Coulomb

Corresponde al fenómeno físico de fricción entre superficies secas, es independiente de la velocidad del movimiento, se opone al movimiento y se expresa como:

$$F_a = \pm \mu N \quad (\text{Ec. 2.1})$$

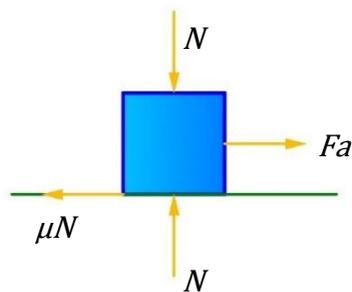


Figura 2.1 Amortiguamiento de Coulomb

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

2.1.1.2 Amortiguamiento Viscoso

Un cuerpo que se encuentra en movimiento dentro de un fluido tiende a perder energía cinética debido a que la viscosidad del fluido se opone al movimiento. Esta pérdida de energía cinética está directamente asociada con la velocidad del movimiento. Este fenómeno de amortiguamiento se puede describir así:

$$F_a = c\dot{x}$$

(Ec. 2.2)

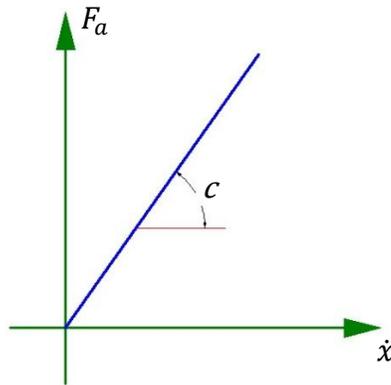


Figura 2.2 Relación fuerza-velocidad para un amortiguador viscoso

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

El amortiguamiento viscoso es uno de los modelos más utilizados para describir el efecto de fricción [*Dinámica Estructural Aplicada al Diseño Sísmico, 1998, Luis Enrique García Reyes*].

2.1.2 Tipos de Excitación

2.1.2.1 Vibración Libre No Amortiguada

Es aquella que se puede dar en un sistema, en donde éste puede oscilar sin fricción, por lo que describe un movimiento periódico.

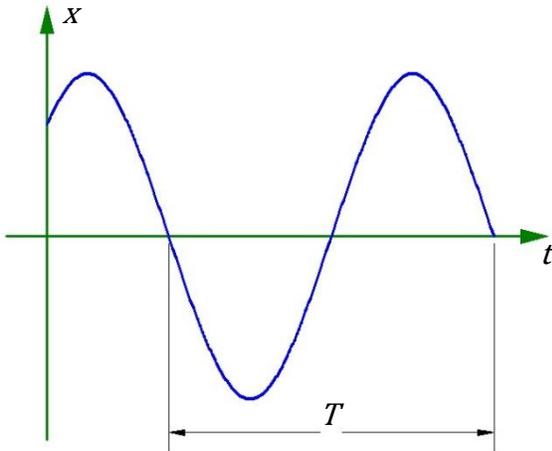


Figura 2.3 Desplazamiento en el tiempo de la masa en una vibración no amortiguada

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

Se obtienen ecuaciones importantes como las que se muestran a continuación:

$$\omega = \sqrt{k/m} \quad (\text{Ec. 2.3})$$

$$f = \omega/2\pi \quad (\text{Ec. 2.4})$$

$$T = 2\pi/\omega = 1/f \quad (\text{Ec. 2.5})$$

2.1.2.2 Vibración Libre Amortiguada

Los movimientos oscilatorios tienden a disminuir con el tiempo hasta desaparecer. Esto se debe al amortiguamiento que se presenta, el cual hace que parte de la energía se disipe. El

amortiguamiento es crítico cuando el movimiento del sistema es aperiódico y proporciona la forma más rápida de aproximar a cero la amplitud del sistema, éste se obtiene de la siguiente manera.

$$c_c = 2\sqrt{mk} = 2m\omega \quad (\text{Ec. 2.6})$$

El amortiguamiento del sistema puede ser menor, igual o mayor que el amortiguamiento crítico. De la Ec. 2.6 se obtiene:

$$c = 2m\omega\xi \quad (\text{Ec. 2.7})$$

Cuando el coeficiente de amortiguamiento crítico es mayor que uno, el movimiento es aperiódico al igual que cuando es igual a uno, con la diferencia que el movimiento decrece más lentamente hasta que tiende a aproximar la amplitud del sistema a cero.

En el análisis de edificios, es de mayor interés el caso de amortiguamientos menores que el crítico [*Diseño Sísmico de Edificios, Enrique Bazán - Roberto Meli, Pag. 102*]. El movimiento es periódico con una amplitud exponencialmente decreciente.

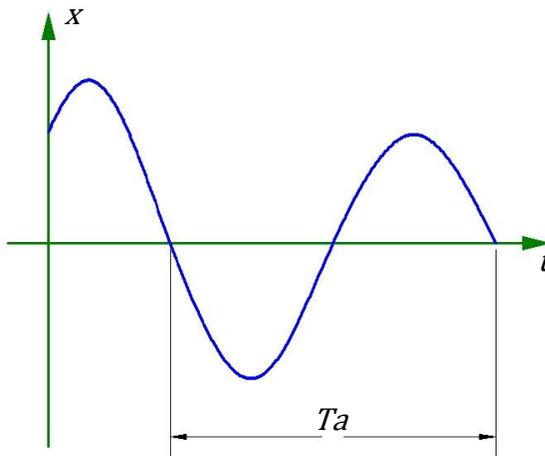


Figura 2.4 Desplazamiento en el tiempo de la masa en una vibración amortiguada menor que el amortiguamiento crítico

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

Con este tipo de vibración se obtiene una frecuencia natural amortiguada igual a:

$$w_a = w\sqrt{1 - \xi^2} \quad (\text{Ec. 2.8})$$

Por consecuencia también se genera un periodo natural amortiguado igual a:

$$T_a = 2\pi/w_a = 2\pi/w\sqrt{1 - \xi^2} \quad (\text{Ec. 2.9})$$

Normalmente, el amortiguamiento de estructuras de edificios no excede el 10% del crítico, o sea que ξ es menor que 0.1, sustituyendo esto en la Ec. 2.8 se obtiene que la frecuencia natural amortiguada está comprendida entre el 99.5% y el 100% de la frecuencia natural del sistema ($0.995w < w_a < w$).

De lo anterior se puede decir que la influencia del amortiguamiento sobre la frecuencia de vibración es pequeña, por lo que el efecto más importante del amortiguamiento es disminuir la amplitud de la vibración conforme avanza el tiempo [Diseño Sísmico de Edificios, Enrique Bazán - Roberto Meli, Pag. 103].

Cuando un sistema se somete a una excitación arbitraria expresada en términos de fuerza, es posible dividirla en una serie de impulsos que se aplican en tiempos τ y que tiene una duración $d\tau$. Donde impulso es una fuerza de gran magnitud que actúa en un tiempo muy corto. Desde el punto de vista de la ingeniería "gran" y "corto" no pasan de ser apreciaciones sobre un fenómeno.

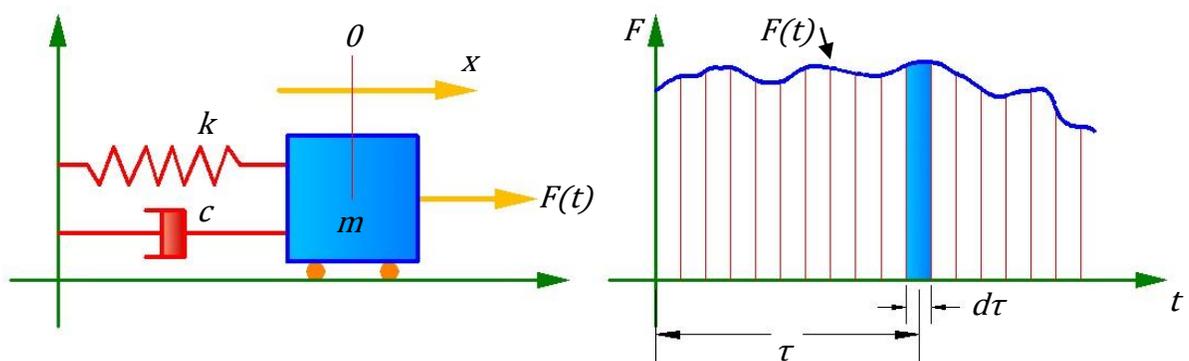


Figura 2.5 Deformaciones unitarias máximas en el rango elástico e inelástico

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

Al integrar el efecto de cada uno de estos impulsos diferenciales variando τ , se obtienen dos integrales, una sin considerar el amortiguamiento (Ec. 2.10) y la otra considerando el amortiguamiento (Ec. 2.11), a estas integrales se les conoce como integrales de convolución o de Duhamel.

$$x(t) = \frac{1}{mw} \int_0^t F(\tau) \text{sen}[w(t - \tau)] d\tau \quad (\text{Ec. 2.10})$$

$$x(t) = \frac{1}{mw\sqrt{1-\xi^2}} \int_0^t F(\tau) \text{sen}[w\sqrt{1-\xi^2}(t - \tau)] d\tau \quad (\text{Ec. 2.11})$$

2.1.3 Excitación en la Base

El caso en el cual la excitación del sistema proviene de un movimiento en su base es muy importante en la dinámica estructural, pues la excitación sísmica induce este tipo de respuesta del sistema [*Dinámica Estructural Aplicada al Diseño Sísmico, 1998, Luis Enrique García Reyes, Pag. 35*].

Se presenta a continuación la idealización de un sistema dinámico de un grado de libertad, donde la ordenada x_0 describe el movimiento de la base de la estructura y la ordenada x corresponde a la posición de la masa.

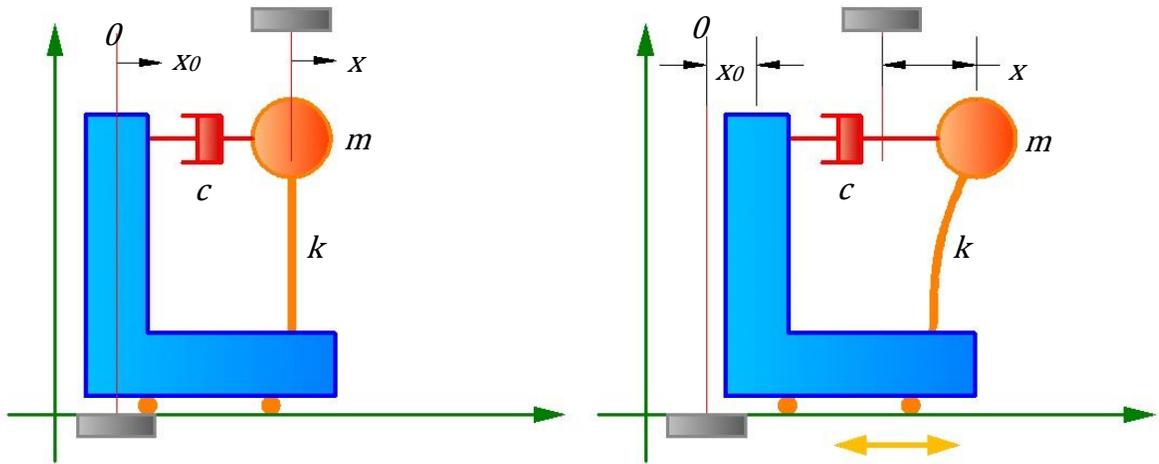


Figura 2.6 Sistema sometido a excitación en su base

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

Las fuerzas que actúan sobre la masa de la Figura 2.6 son:

$$F_r = k(x - x_0) \quad (\text{Ec. 2.12})$$

$$F_a = c(\dot{x} - \dot{x}_0) \quad (\text{Ec. 2.13})$$

$$F_i = -m\ddot{x} \quad (\text{Ec. 2.14})$$

El principio de D'Alembert establece que la suma de las fuerzas externas que actúan sobre un cuerpo y las fuerzas inerciales forman un sistema de fuerzas en equilibrio, se obtiene lo siguiente:

$$F_r + F_a - F_i = 0 \quad (\text{Ec. 2.15})$$

Si se define que:

$$u = (x - x_0) \quad (\text{Ec. 2.16})$$

Al derivar la Ec. 2.16 respecto al tiempo y después volver a derivar respecto al tiempo, para luego sustituir en la Ec. 2.15, se obtiene:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -m\ddot{x}_0 \quad (\text{Ec. 2.17})$$

La cual indica que un sistema al que se le introduce movimiento en su base es equivalente a un sistema con su base fija al cual se le aplica una fuerza igual a la masa del sistema multiplicada por el negativo de la aceleración del terreno. De la Ec. 2.11 se obtiene:

$$u(t) = \frac{-1}{w\sqrt{1-\xi^2}} \int_0^t \ddot{x}_0(\tau) e^{-\xi w(t-\tau)} \text{sen}[w\sqrt{1-\xi^2}(t-\tau)] d\tau \quad (\text{Ec. 2.18})$$

2.1.4 Acelerogramas

Entre algunos de los instrumentos de medición de sismos están: Por ejemplo el sismógrafo, el cual puede registrar sismos que ocurren a distancias apreciables. El registro que se obtiene con este instrumento se denomina sismograma. Para efectos de ingeniería, la información producida por los sismogramas tiene poco interés fuera de su utilización en estudios de amenaza sísmica. Por esta razón se desarrolló otro tipo de instrumento

llamado acelerógrafo de movimiento fuerte, el cual registra valores de aceleración horizontal del terreno medidos en dos direcciones horizontales ortogonales y los valores de la aceleración vertical. El registro que se obtiene con este instrumento se denomina acelerograma. A diferencia de los sismógrafos, los acelerógrafos están diseñados para registrar aceleraciones muy altas. Por esta razón son los instrumentos adecuados para registrar las aceleraciones del terreno durante la ocurrencia de un sismo fuerte [*Dinámica Estructural Aplicada al Diseño Sísmico, 1998, Luis Enrique García Reyes, Pag. 77*].

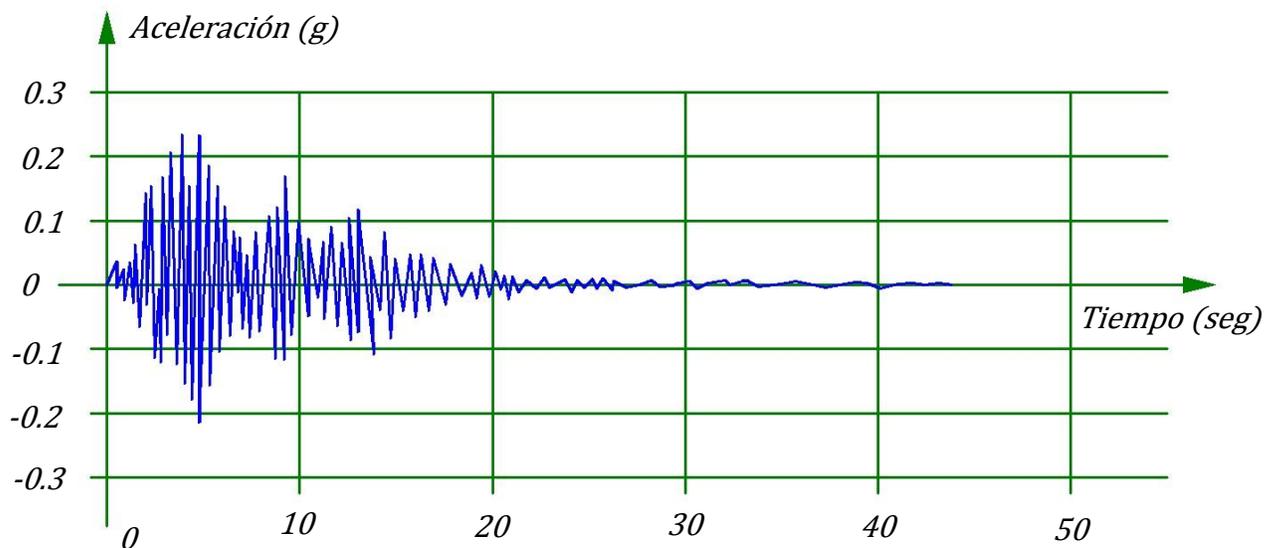


Figura 2.7 Ejemplo de un acelerograma

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

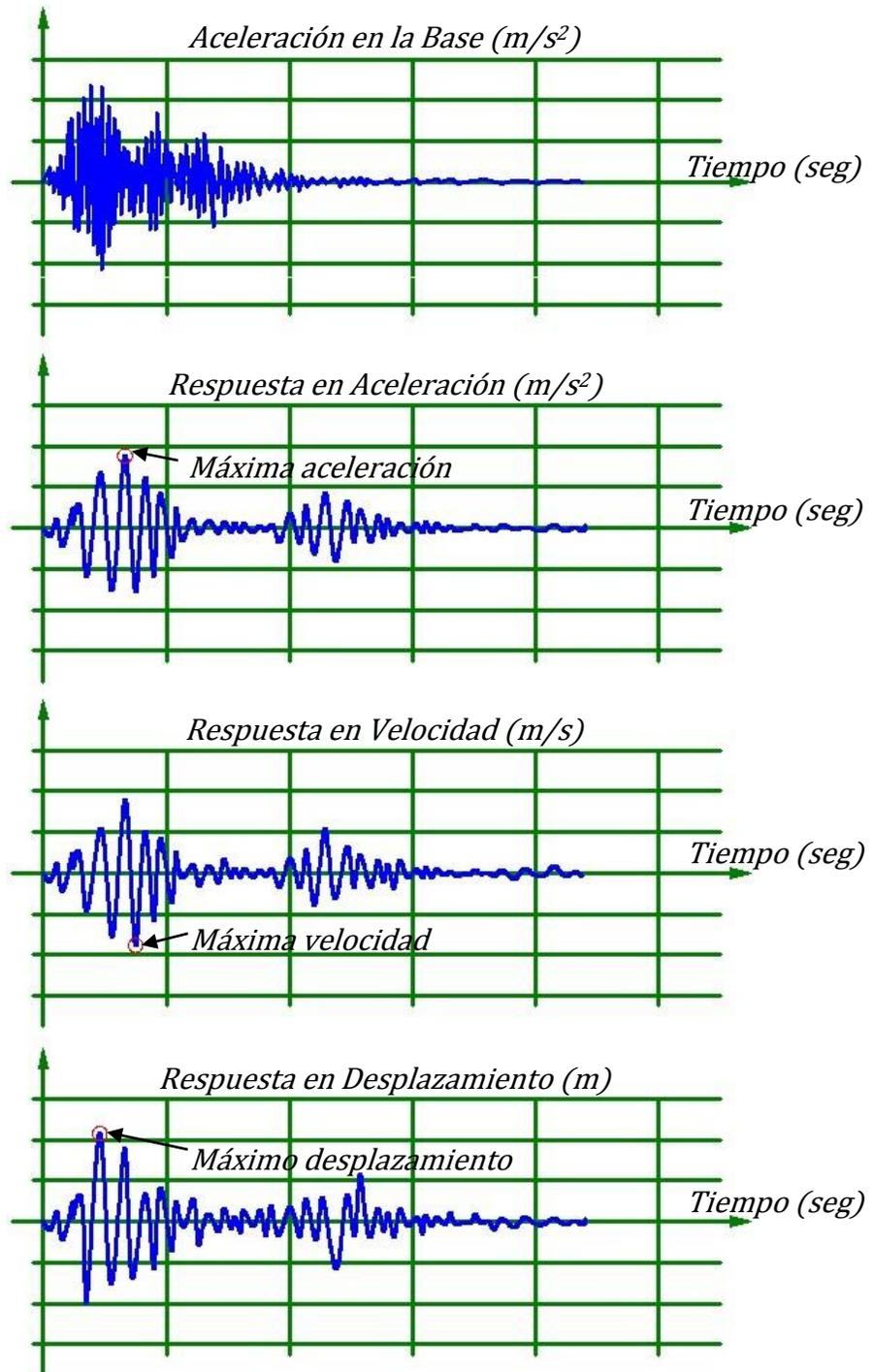


Figura 2.8 Ejemplo del cálculo de la respuesta del sistema ante el tiempo de duración de un sismo

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

Mediante la aceleración en la base, se puede obtener la respuesta en aceleración, la respuesta en velocidad y la respuesta en desplazamiento del sistema, como el mostrado en la Figura 2.8, por métodos tales como el de la aceleración lineal o el de Beta de Newmark.

2.1.5 Espectro de Respuesta

En la Figura 2.8 se han marcado los valores máximos del desplazamiento relativo, de la velocidad relativa y de la aceleración absoluta. El máximo desplazamiento multiplicado por la constante del resorte (Ec. 2.12), conduce a la máxima fuerza que se ejerce sobre el resorte o elemento estructural durante todo el movimiento estudiado. La máxima velocidad relativa multiplicada por la constante del amortiguador (Ec. 2.13), define la máxima fuerza en el amortiguador. La máxima aceleración absoluta multiplicada por la masa (Ec. 2.14), da la máxima fuerza inercial. Es evidente que desde el punto de vista de ingeniería estos máximos son los parámetros de mayor interés. Para un sismo dado la respuesta del sistema depende solo del periodo natural del sistema y del coeficiente de amortiguamiento crítico del sistema [*Dynamics Of Structures, 1995, Anil K. Chopra, Pag. 195*].

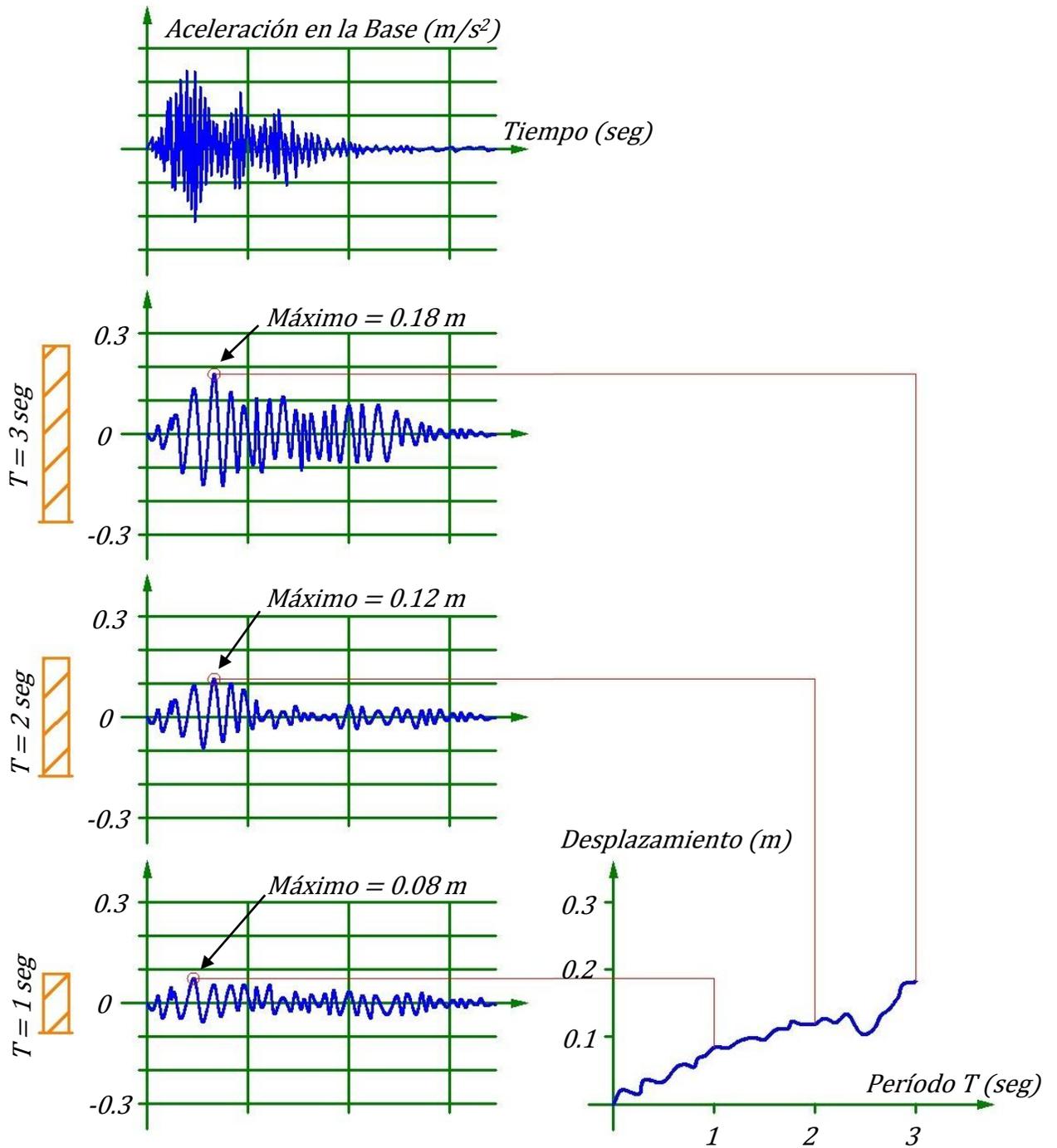


Figura 2.9 Ejemplo del cálculo del espectro de respuesta de desplazamiento ante el tiempo de duración de un sismo

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

En el lado derecho de la Figura 2.9 se ha dibujado un gráfico en el cual se ha colocado el máximo desplazamiento relativo absoluto de la masa graficado contra el periodo de vibración del sistema. Este gráfico se conoce con el nombre de **Espectro de Respuesta de Desplazamiento** y puede realizarse para diferentes valores de amortiguamiento. De esta manera, también es posible construir gráficos de la máxima velocidad relativa, el cual se llama **Espectro de Respuesta de Velocidades**, y de máxima aceleración absoluta, el cual se llama **Espectro de Respuesta de Aceleraciones**.

A partir de la Ec. 2.18 se calcula la respuesta del sistema (Espectro de respuesta de desplazamiento) y mediante derivación se obtienen los espectros de respuesta de velocidades y de aceleraciones.

$$u(t) = \frac{-1}{w\sqrt{1-\xi^2}} \int_0^t \ddot{x}_0(\tau) e^{-\xi w(t-\tau)} \text{sen}[w\sqrt{1-\xi^2}(t-\tau)] d\tau \quad (\text{Ec. 2.19})$$

Al derivarla es posible calcular velocidades.

$$\begin{aligned} \dot{u}(t) = & - \int_0^t \ddot{x}_0(\tau) e^{-\xi w(t-\tau)} \cos[w\sqrt{1-\xi^2}(t-\tau)] d\tau \\ & + \frac{\xi}{\sqrt{1-\xi^2}} \int_0^t \ddot{x}_0(\tau) e^{-\xi w(t-\tau)} \text{sen}[w\sqrt{1-\xi^2}(t-\tau)] d\tau \end{aligned} \quad (\text{Ec. 2.20})$$

Y al derivar nuevamente es posible calcular la aceleración.

$$\ddot{u}(t) + \ddot{x}_0(t) = 2\xi w \int_0^t \ddot{x}_0(\tau) e^{-\xi w(t-\tau)} \cos[w\sqrt{1-\xi^2}(t-\tau)] d\tau \quad (\text{Ec. 2.21})$$

$$+ \frac{w(1-2\xi^2)}{\sqrt{1-\xi^2}} \int_0^t \ddot{x}_0(\tau) e^{-\xi w(t-\tau)} \text{sen}[w\sqrt{1-\xi^2}(t-\tau)] d\tau$$

Bajo las premisas que (a) en la mayoría de las estructuras, el coeficiente de amortiguamiento crítico es menor del 10% y que (b) el sismo es suficientemente largo de tal manera que el coseno que aparece en la Ec. 2.20 y Ec. 2.21 puede ser aproximado por un seno [*Dinámica Estructural Aplicada al Diseño Sísmico, 1998, Luis Enrique García Reyes, Pag. 101*], entonces la Ec 2.19, Ec. 2.20 y la Ec.2.21 se simplifican en:

$$u(t) \cong \frac{-1}{w} \int_0^t \ddot{x}_0(\tau) e^{-\xi w(t-\tau)} \text{sen}[w\sqrt{1-\xi^2}(t-\tau)] d\tau \quad (\text{Ec. 2.22})$$

$$\dot{u}(t) \cong - \int_0^t \ddot{x}_0(\tau) e^{-\xi w(t-\tau)} \text{sen}[w\sqrt{1-\xi^2}(t-\tau)] d\tau \quad (\text{Ec. 2.23})$$

$$\ddot{u}(t) + \ddot{x}_0(t) \cong -w \int_0^t \ddot{x}_0(\tau) e^{-\xi w(t-\tau)} \text{sen}[w\sqrt{1-\xi^2}(t-\tau)] d\tau \quad (\text{Ec. 2.24})$$

Para el caso de los tres espectros de respuestas antes mencionados, se tiene que: $S_d(T, \xi) = |u|_{max}$, $S_v(T, \xi) = |\dot{u}|_{max}$ y $S_a(T, \xi) = |\ddot{u} + \ddot{x}_0|_{max}$, con esto se puede obtener una relación entre las últimas tres ecuaciones, quedando de la siguiente manera:

$$S_d(T, \xi) = S_v(T, \xi) / \omega = S_a(T, \xi) / \omega^2 \quad (\text{Ec. 2.25})$$

Dado que se aplicaron las aproximaciones antes mencionadas, los nombres de los espectros de velocidad y aceleración también han cambiado, por lo que los nombres serán para los tres espectros:

- ✓ Espectro de Respuesta de Desplazamiento.
- ✓ Espectro de Respuesta de Pseudo-Velocidades.
- ✓ Espectro de Respuesta de Pseudo-Aceleraciones.

El término Pseudo denota falsedad o imitación. Este término es inapropiado, ya que las cantidades de estos pseudo espectros terminan proporcionando valores exactos de la deformación y fuerza deseada [*Dynamics Of Structures, 1995, Anil K. Chopra, Pag. 231*].

El espectro de aceleraciones que se emplean en las normas técnicas por lo general incluye un coeficiente de amortiguamiento crítico del 5% ($\xi = 0.05$) y además está expresado como fracción de la aceleración de la gravedad. Dado esto habría la necesidad de multiplicar los resultados del espectro por la gravedad. Tradicionalmente esto se ha obviado en las normas, dejando el espectro como fracción de la gravedad, para que ésta se multiplique con la masa y convertirla en peso.

En la terminología de las normas de diseño sismo resistente, el espectro de aceleraciones (S_a), expresado como fracción de la gravedad, ha sido llamado coeficiente sísmico [*Dinámica Estructural Aplicada al Diseño Sísmico, 1998, Luis Enrique García Reyes, Pag. 553*].

El movimiento de un terreno puede representarse por medio de un espectro de diseño [*Norma Técnica para Diseño por Sismo, 1994, El Salvador, Pag. 11*], en el cual se adoptada el nombre de coeficiente sísmico (C_{sm}) en lugar de fracciones de la gravedad obtenidos del espectro de aceleración (S_a).

$$\text{Si } T_m < \frac{T_0}{3} \quad C_{sm} = \frac{AI}{R} \left[1 + \frac{3(C_0-1)}{T_0} \right] \quad (\text{Ec. 2.26})$$

$$\text{Si } \frac{T_0}{3} \leq T_m < T_0 \quad C_{sm} = \frac{AIC_0}{R} \quad (\text{Ec. 2.27})$$

$$\text{Si } T_0 < T_m \leq 4 \text{ seg.} \quad C_{sm} = \frac{AIC_0}{R} \left(\frac{T_0}{T_m} \right)^{2/3} \quad (\text{Ec. 2.28})$$

$$\text{Si } T_m > 4 \text{ seg.} \quad C_{sm} = \frac{AIC_0 T_0^{2/3}}{R T_m^{4/3}} \quad (\text{Ec. 2.29})$$

Los factores A, I, C_0, T_0 y R se obtienen de las siguientes tablas [*Norma Técnica para Diseño por Sismo, 1994, El Salvador, Pag. 19, 20, 21 y 23*].

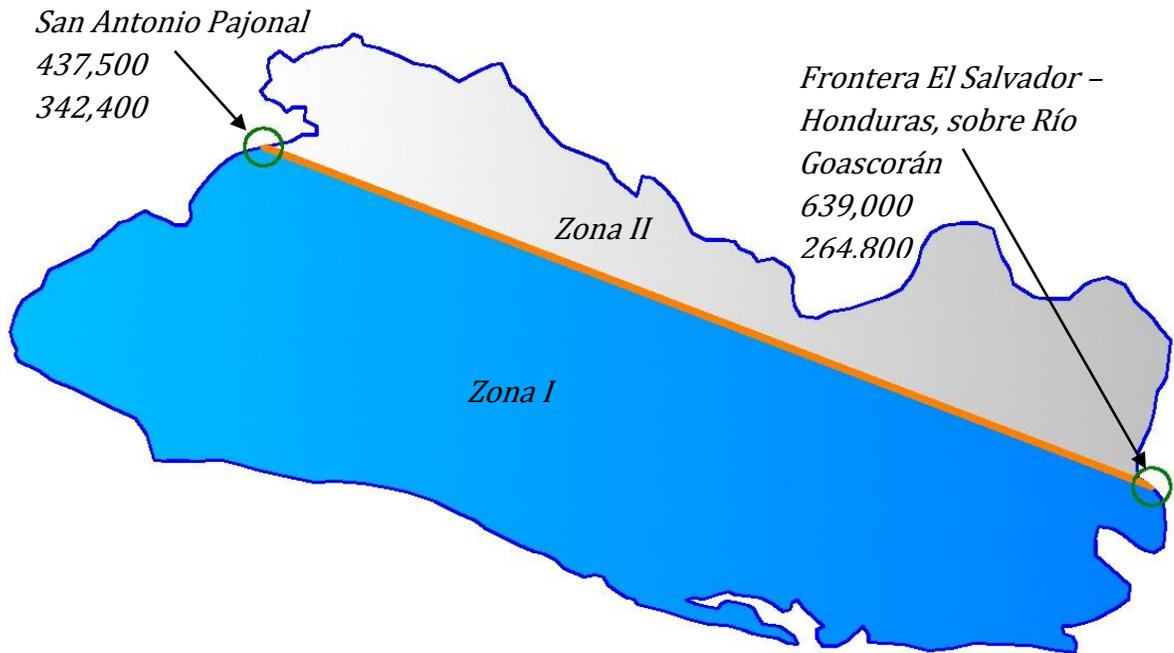


Figura 2.10 Mapa de zonificación sísmica de El Salvador

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

ZONA	A
ZONA I	0.40
ZONA II	0.30

Tabla 2.1 Factor de zonificación sísmica

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

CATEGORIA DE OCUPACION	I
I. ESTABLECIMIENTOS ESENCIALES O PELIGROSOS	1.5
II. EDIFICIOS DE OCUPACION ESPECIAL	1.2
III. EDIFICIOS DE OCUPACION NORMAL	1.0

Tabla 2.2 Factor de importancia

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

TIPO	DESCRIPCION	C ₀	T ₀
S ₁	PERFILES DE SUELO SIGUIENTES:	2.5	3.0
	(A) MATERIALES DE APARIENCIA ROCOSA CARACTERIZADOS POR VELOCIDADES DE ONDA DE CORTE MAYORES DE 500 m/seg. (B) SUELO CON CONDICIONES RIGIDAS O MUY DENSAS, CUYO ESPESOR SEA MENOR DE 30 m. SOBRE EL MANTO ROCOSO.		
S ₂	PERFIL DE SUELO SIGUIENTES:	2.75	0.5
	(A) SUELO CON CONDICIONES RIGIDAS O MUY DENSAS CUYO ESPESOR SEA DE 30 m. O MAS SOBRE EL MANTO ROCOSO. (B) SUELO CON CONDICIONES COMPACTAS O MUY MEDIANAMENTE DENSO CON ESPESOR MENOR DE 30 m.		
S ₃	PERFIL DE SUELO QUE CONTIENE UN ESPESOR ACUMULADO DE 4 A 12 m. DE SUELOS COHESIVOS BLANDOS A MEDIANAMENTE COMPACTOS O SUELOS NO COHESIVOS SUELTOS.	3.0	0.6
S ₄	PERFIL DE SUELO QUE CONTIENE MAS DE 12 m. DE SUELO COHESIVO BLANDO O SUELO NO COHESIVO SUELTO Y CARACTERIZADO POR UNA VELOCIDAD DE ONDA DE CORTE MENOR DE 150 m/seg.	3.0	0.9

Tabla 2.3 Coeficientes de sitio debido a las características del suelo

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

Aclaración a la Tabla 2.3: El perfil del suelo del lugar se establecerá mediante datos geotécnicos sustentados apropiadamente. En lugares donde las propiedades del suelo no se conocen con detalle, se deberá usar un perfil de suelo tipo S₃.

Nota de la Tabla 2.3: A mayor profundidad de la establecida para cada perfil de suelo, solo existe roca como la definida para S_1 (A).

SISTEMA BASICO ESTRUCTURAL	DESCRIPCION	Cd	R	H
SISTEMA A	1. MARCOS DE ACERO O CONCRETO CON DETALLADO ESPECIAL	8	12	SIN LIMITE
	2. MARCOS DE CONCRETO CON DETALLADO INTERMEDIO	5	5	15 m
	3. MARCOS DE ACERO CON DETALLADO ORDINARIO	6	7	30 m
SISTEMA B	1. PAREDES DE:			
	A. CONCRETO	7	8	50 m
	B. MAMPOSTERIA	6	7	35 m
	2. MARCOS DE ACERO ARRIOSTRADOS:			
	A. EXCENTRICAMENTE	6	10	50 m
B. CONCENTRICAMENTE	7	8	50 m	
SISTEMA C	1. PAREDES DE CONCRETO COMBINADAS CON:			
	A. MARCOS DE CONCRETO O ACERO CON DETALLADO ESPECIAL	9	12	SIN LIMITE
	B. MARCOS DE CONCRETO CON DETALLADO INTERMEDIO INTERMEDIO O DE ACERO CON DETALLADO ORDINARIO	7	8	SIN LIMITE
	2. PAREDES DE MAMPOSTERIA COMBINADAS CON:			
	A. MARCOS DE CONCRETO O ACERO CON DETALLADO ESPECIAL	6	7	50 m
	B. MARCOS DE CONCRETO CON DETALLADO INTERMEDIO INTERMEDIO O DE ACERO CON DETALLADO ORDINARIO	5	6	30 m
	3. MARCOS DE ACERO ARRIOSTRADOS COMBINADOS CON MARCOS DE CONCRETO O ACERO CON DETALLADO ESPECIAL:			
	A. ARRIOSTRAMIENTO EXCENTRICO	6	12	SIN LIMITE
B. ARRIOSTRAMIENTO CONCENTRICO	7	10	SIN LIMITE	
SISTEMA D	1. PAREDES DE:			
	A. CONCRETO	6	7	35 m
	B. MAMPOSTERIA	5	6	25 m
	2. MARCOS DE ACERO ARRIOSTRADOS:	5	6	50 m
SISTEMA E	1. SISTEMAS CON MASA ESENCIALMENTE CONCENTRADA EN EL EXTREMO SUPERIOR (PENDULO INVERTIDO)	3	3	---
	2. SISTEMAS CON MASA ESENCIALMENTE DISTRIBUIDA EN SU ALTURA	4	4	---

Tabla 2.4 Sistemas Estructurales

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

2.1.6 Idealización Dinámica de la Estructura

Al realizar un análisis estructural, implícitamente se está describiendo por medio de un modelo matemático el comportamiento de la estructura ante unas solicitaciones preestablecidas. La selección del modelo a emplear en el análisis, es un aspecto importante para el caso de solicitaciones estáticas y se vuelve crítico en el caso de solicitaciones dinámicas [*Dinámica Estructural Aplicada al Diseño Sísmico, 1998, Luis Enrique García Reyes, Pag. 331*].

2.1.6.1 Masa Concentrada

Dentro de un estricto rigor las masas concentradas, sólo pueden ser utilizadas en el análisis dinámico de cuerpos rígidos, no obstante, cuando la rigidez de algunos elementos es grande en comparación con la de otros, se realiza la aproximación de considerarlos infinitamente rígidos. En un cuerpo rígido no existe posibilidad de deformación interna alguna, lo cual implica que las propiedades inerciales se pueden expresar en el centro de masa del cuerpo.

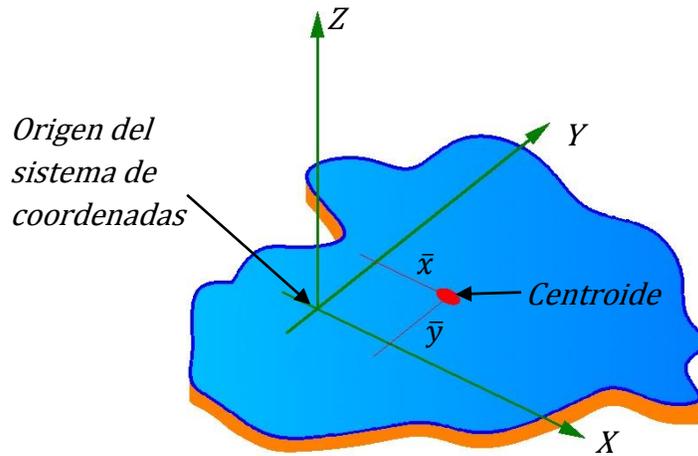


Figura 2.11 Cuerpo rígido de espesor despreciable

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

Si el cuerpo rígido de la Figura 2.11 se somete a unas aceleraciones en la dirección de cada uno de los ejes en planta, en el plano del cuerpo y a una aceleración rotacional con respecto al eje vertical perpendicular al mismo plano, es posible obtener las fuerzas resultantes.

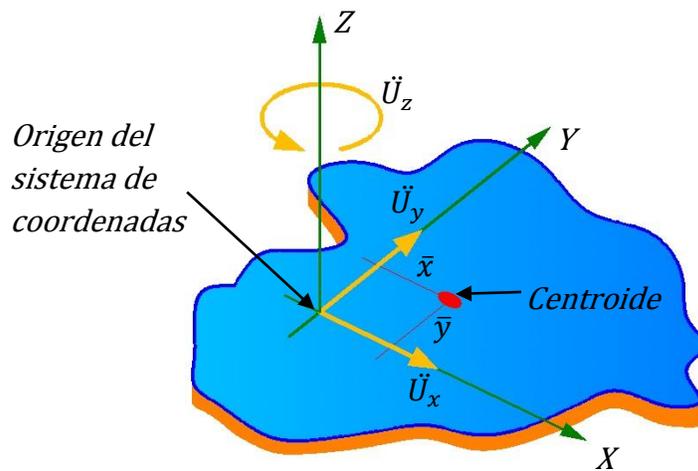


Figura 2.12 Aceleraciones impuestas al cuerpo rígido

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

La masa concentrada deberá incluir la carga muerta total y la carga viva instantánea según la Tabla 2.35 [*Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones, 1994, El Salvador, Pag. 12*].

2.1.6.2 Idealización de la Rigidez

El aspecto fundamental que se debe tener muy claro es el hecho de que los grados de libertad que se utilicen en el análisis dinámico de la estructura deben ser comunes a las componentes estáticas.

Una losa maciza de entrepiso de una estructura de edificación, es mucho más rígida en su propio plano que transversalmente, por lo que exagerando se puede pensar que se trata de un cuerpo infinitamente rígido para desplazamientos en su propio plano. Haciendo esta aproximación se dice que la losa funciona como un **Diafragma Rígido**. Por lo que es posible describir la posición de cualquier punto dentro de la losa, a partir de dos desplazamientos horizontales ortogonales y un giro alrededor de un eje perpendicular al plano de la losa.

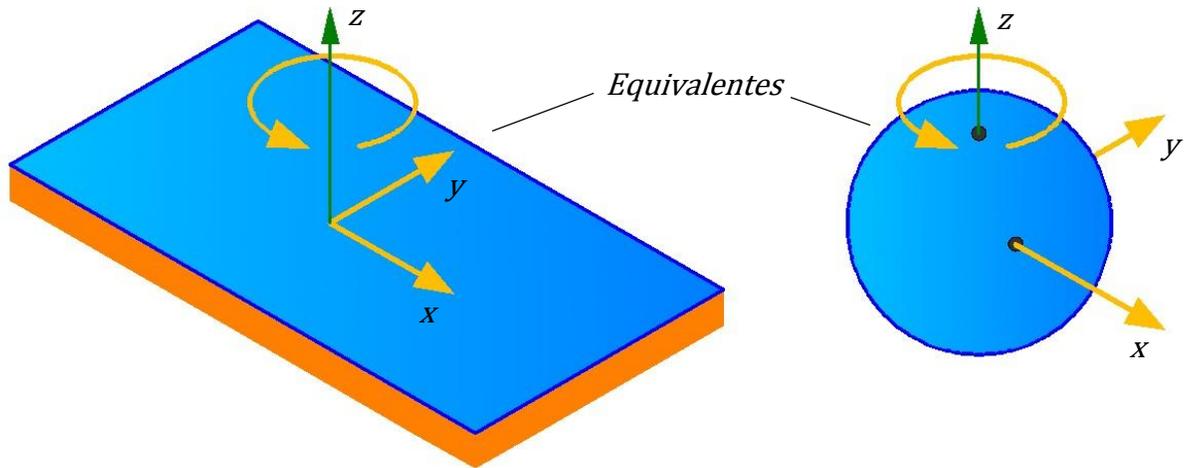


Figura 2.13 Diafragma como cuerpo infinitamente rígido en su propio plano

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

La idealización de diafragma infinitamente rígido en su propio plano sólo hace referencia a los tres grados de libertad mencionados, por lo tanto hay desplazamientos verticales, dirección en el cual el diafragma, o losa, es definitivamente flexible. Igualmente las rotaciones alrededor de los ejes horizontales [*Dinámica Estructural Aplicada al Diseño Sísmico, 1998, Luis Enrique García Reyes, Pag. 343*].

2.1.7 Modos de Vibración

Los modos de vibración y las frecuencias naturales, dependen de las propiedades de rigidez y masa del sistema. Cada uno de los modos puede ser excitado independientemente de los otros. El movimiento del conjunto de masas se asemejará totalmente a

la forma del modo y el sistema se moverá con una oscilación que posee una frecuencia específica para ese modo.

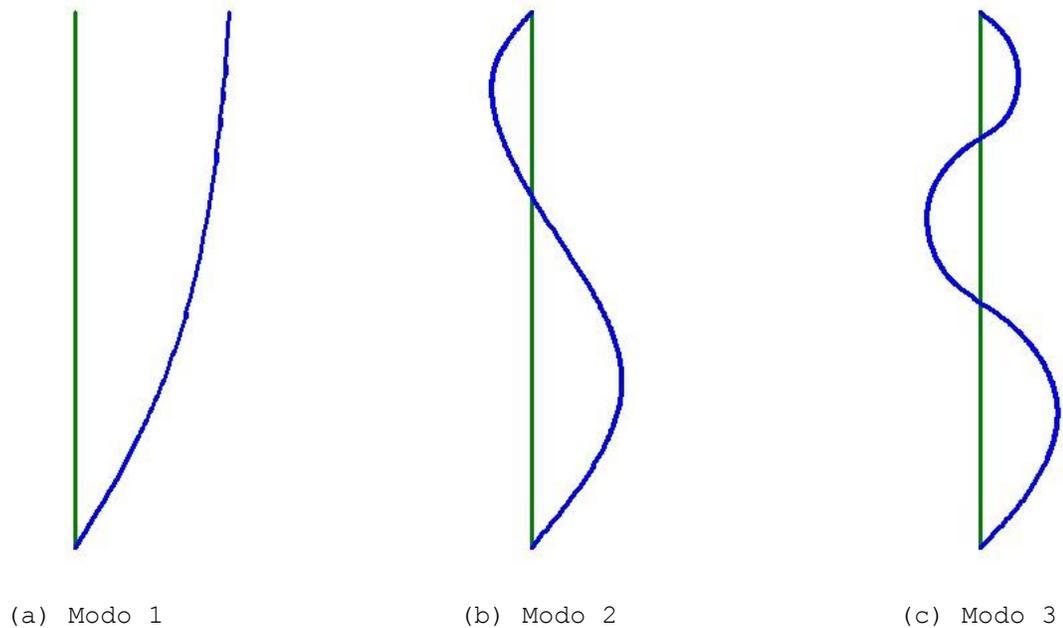


Figura 2.14 Ejemplos de modos de vibración

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

Por cada losa de entrepiso se consideran tres grados de libertad, por lo tanto la cantidad total de grados de libertad de un edificio dependerá de la cantidad de niveles que éste posea.

Por cada grado de libertad se obtiene un modo de vibración, por ende la cantidad total de modos de vibración también depende de la cantidad de niveles que tenga el edificio. Para realizar el análisis espectral no es necesario calcular todos

los modos de vibración, basta con incluir la cantidad de modos significativos que garanticen que por lo menos el noventa por ciento (90%) de la masa efectiva del edificio participe en el cálculo de la respuesta para cada dirección horizontal principal [*Norma Técnica para Diseño por Sismo, 1994, El Salvador, Pag. 12*].

2.1.8 Combinación de la Respuesta Modal

Existen técnicas de combinación de la respuesta modal basada en análisis estadísticos y conceptos de vibraciones aleatorias. A continuación se presentan las metodologías más empleadas en la actualidad.

2.1.8.1 Método de la Raíz Cuadrada de la Suma de los Cuadrados (RCSC)

Este método postula que para cualquier parámetro de respuesta modal, el valor factible, al tomar en cuenta las diferentes componentes modales máximas, se obtiene a través de:

$$\bar{r} \approx \sqrt{\sum_{i=1}^m r_i^2} \quad (\text{Ec. 2.30})$$

Para este método se partió de la premisa de que las respuestas modales son independientes estadísticamente entre sí. Cuando

se viola esta premisa el método conduce a resultados no conservadores. Si existen modos de vibración con periodos de vibración con valores cercanos, en alguna medida, hay correlación entre sus respuestas y el método no es aplicable.

- Desplazamientos horizontales máximos de la estructura:

$$U_j^{max} = \sqrt{\sum_{i=1}^m (U_j^{(i)})^2} = \sqrt{(U_j^{(1)})^2 + (U_j^{(2)})^2 + \dots + (U_j^{(m)})^2} \quad (\text{Ec. 2.31})$$

- Derivas máximas de nivel:

$$\Delta_j^{max} = \sqrt{\sum_{i=1}^m (\Delta_j^{(i)})^2} = \sqrt{(\Delta_j^{(1)})^2 + (\Delta_j^{(2)})^2 + \dots + (\Delta_j^{(m)})^2} \quad (\text{Ec. 2.32})$$

- Cortantes máximos de nivel:

$$V_j^{max} = \sqrt{\sum_{i=1}^m (V_j^{(i)})^2} = \sqrt{(V_j^{(1)})^2 + (V_j^{(2)})^2 + \dots + (V_j^{(m)})^2} \quad (\text{Ec. 2.33})$$

- Cortante basal máximo:

$$V^{max} = \sqrt{\sum_{i=1}^m (V_{mod}^{(i)})^2} = \sqrt{(V_{mod}^{(1)})^2 + (V_{mod}^{(2)})^2 + \dots + (V_{mod}^{(m)})^2} \quad (\text{Ec. 2.34})$$

- Momento de volteo máximo de nivel:

$$M_j^{max} = \sqrt{\sum_{i=1}^m (M_j^{(i)})^2} = \sqrt{(M_j^{(1)})^2 + (M_j^{(2)})^2 + \dots + (M_j^{(m)})^2} \quad (\text{Ec. 2.35})$$

2.1.8.2 Método de la Combinación Cuadrática Completa (CCC)

Este método considera la interacción modal y es el más utilizado por como combina la respuesta de los diferentes parámetros modales, se expresa así:

$$\bar{r} \approx \sqrt{\sum_{i=1}^m r_i^2 + \sum_{i=1}^m \sum_{\substack{j=1 \\ j \neq i}}^m (r_i r_j \rho_{ij})} \quad (\text{Ec. 2.36})$$

Es evidente que la primera sumatoria de la Ec. 2.36 corresponde al método de la Raíz Cuadrada de la Suma de los Cuadrados (RCSC), el cual termina siendo un caso particular de método CCC cuando los coeficiente de correlación entre modos son cero, lo cual solo ocurre cuando hay independencia estadística entre ellos, confirmando la base del método RCSC.

$$\beta_{ij} = w_i / w_j \quad (\text{Ec. 2.37})$$

$$\rho_{ij} = \frac{8 \sqrt{\xi_i \xi_j (\xi_i + \beta_{ij} \xi_j)} (\beta_{ij})^{3/2}}{(1 - \beta_{ij}^2)^2 + 4 \xi_i \xi_j \beta_{ij} (1 + \beta_{ij}^2) + 4 (\xi_i^2 + \xi_j^2) \beta_{ij}^2} \quad (\text{Ec. 2.38})$$

Cuando el coeficiente de amortiguamiento crítico es el mismo para los dos modos, la Ec. 2.38 se convierte en:

$$\rho_{ij} = \frac{8 \xi^2 (1 + \beta_{ij}) (\beta_{ij})^{3/2}}{(1 - \beta_{ij}^2)^2 + 4 \xi^2 \beta_{ij} (1 + \beta_{ij}^2)} \quad (\text{Ec. 2.39})$$

Un aspecto importante que se deduce de la Ec. 2.38 o Ec. 2.39, es que la ausencia de amortiguamiento hace que el coeficiente de correlación se convierta en cero.

La importancia del método CCC se manifiesta cuando existen períodos naturales cercanos entre sí, ya que para los demás períodos los resultados son prácticamente los mismos que se obtendrían con el método RCSC.

Desde el punto de vista de la utilización del método CCC debe realizarse de la misma manera que para RCSC, la diferencia radica en la manera de cómo se realizan las sumas antes de extraer la raíz cuadrada. A continuación se presenta la manera más simple.

$$\bar{r} \approx \sqrt{\{r\}_{1xm}[\rho]_{mxm}\{r\}_{mx1}^T} \quad (\text{Ec. 2.40})$$

El método RCSC se acepta cuando el coeficiente de amortiguamiento crítico ξ no es mayor de 5% y la relación de períodos o frecuencias naturales β_{ij} no es mayor a 0.75. Para mayores porcentajes de amortiguamiento crítico o relaciones mayores de los períodos o frecuencias, se debe utilizar el método CCC [*Norma Técnica para Diseño por Sismo, 1994, El Salvador, Pag. 18*].

2.1.9 Combinación de los Componentes Horizontales

Considerando la idealización de las losas como diafragmas rígidos, se sabe la dirección en la que actúan las fuerzas inerciales, las cuales se dan en las direcciones $x-y-z$, mientras que las dos componentes horizontales de un acelerograma se dan por ejemplo en las direcciones 1 - 2.

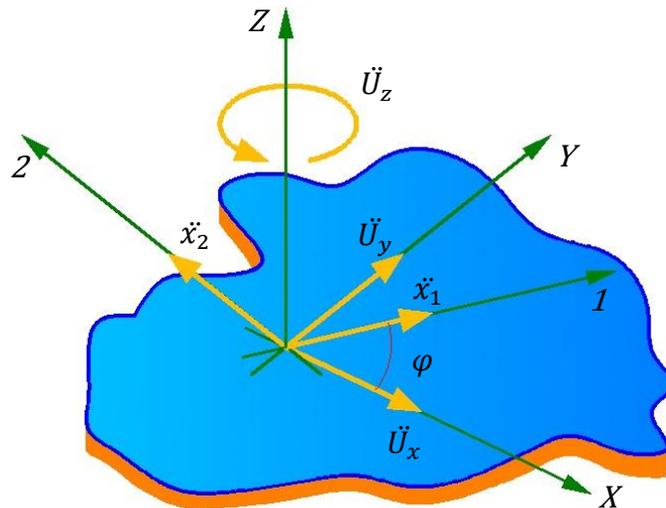


Figura 2.15 Direcciones en que actúan las fuerzas inerciales y las dos componentes horizontales de un acelerograma sobre un diafragma rígido

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

En el análisis dinámico espectral de estructuras tridimensionales lo usual es emplear el mismo espectro en las dos direcciones principales, pues no existen elementos de juicio, en el estado actual del conocimiento, para afectar los dos espectros y hacerlos diferentes [*Dinámica Estructural*

Aplicada al Diseño Sísmico, 1998, Luis Enrique García Reyes, Pag. 535].

En general la correlación entre las dos componentes horizontales de un registro acelerográfico es baja y es recomendable realizar una reducción de una de las dos componentes multiplicándola por un coeficiente λ que oscila entre cero y uno. Por lo tanto se tendrá un espectro actuando en la dirección 1 y el mismo espectro afectado por el coeficiente λ actuando en la dirección 2.

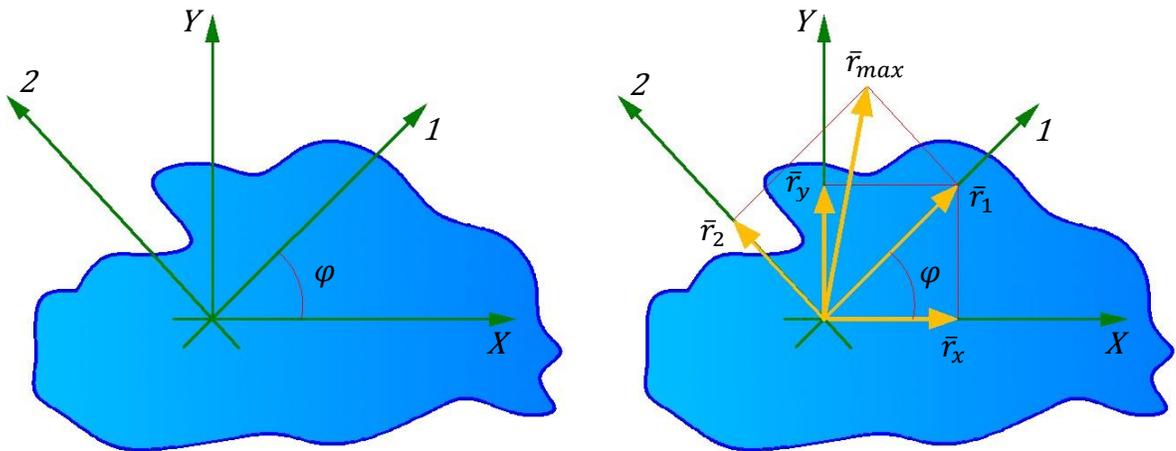


Figura 2.16 Direcciones en que actúan las dos componentes horizontales de un sismo

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

Entonces los valores máximos probables del parámetro r en las direcciones 1 y 2 son:

$$\bar{r}_1 = \bar{r}_x \cos \varphi + \bar{r}_y \sin \varphi \quad (\text{Ec. 2.41})$$

$$\bar{r}_2 = -\lambda \bar{r}_x \sin \varphi + \lambda \bar{r}_y \cos \varphi \quad (\text{Ec. 2.42})$$

$$\varphi = \frac{1}{2} \tan^{-1} \left(\frac{2\bar{r}_x \bar{r}_y}{\bar{r}_x^2 - \bar{r}_y^2} \right) \quad (\text{Ec. 2.43})$$

Para el parámetro λ , la reducción de la componente menor con respecto a la mayor debe ser del orden del 15%, convirtiéndola en el 85% de la otra, lo cual conlleva a que $\lambda = 0.85$.

Si r_x y r_y corresponden al efecto de las respuestas máximas del parámetro r para el sismo actuando en la dirección X y en la dirección Y respectivamente, como la correlación entre las dos componentes del mismo acelerograma es baja, el empleo del método de la Raíz Cuadrada de la Suma de los Cuadrados (RCSC) sería apropiado, pues prácticamente no hay correlación entre las dos componentes.

$$\begin{aligned} r &= \sqrt{r_x^2 + r_y^2} = \sqrt{r_x^2 + (\lambda r_x)^2} = \sqrt{r_x^2(1 + \lambda^2)} \\ &= \sqrt{r_x^2(1 + \lambda^2)} = \sqrt{r_x^2(1 + 0.85^2)} \approx 1.3r_x \end{aligned} \quad (\text{Ec. 2.44})$$

De aquí viene el requisito de combinación entre componentes a 90 grados que dicen los códigos de diseño sismo resistente, en el cual se exige que se combine el 100% de la respuesta en una dirección principal con el 30% de la respuesta en la dirección principal ortogonal, lo que algunas veces se denomina Efectos Ortogonales [*Dinámica Estructural Aplicada al Diseño Sísmico*,

1998, Luis Enrique García Reyes, Pag. 549], [Norma Técnica para Diseño por Sismo, 1994, El Salvador, Pag. 13].

2.2 Estructuración

2.2.1 Elección del Sistema Estructural

La elección del sistema estructural se hará haciendo uso de la Tabla 2.4, en la cual se muestran los diferentes sistemas estructurales [Norma Técnica para Diseño por Sismo, 1994, El Salvador, Pag. 23].

2.2.2 Configuración Estructural

La configuración estructural queda definida a partir del proyecto arquitectónico. Es por ello que es esencial la interrelación entre arquitecto e ingeniero encargado del diseño estructural, para que éste último informe al arquitecto sobre las necesidades mínimas de rigidez, resistencia y regularidad que requiere la estructura.

Existen características relevantes del edificio que influyen en su comportamiento estructural [Diseño Sísmico de Edificios, Enrique Bazán - Roberto Meli, Pag. 176], estas se describen a continuación.

2.2.2.1 Peso

Como se sabe, las fuerzas inerciales son proporcionales a la masa y en consecuencia al peso del edificio, por lo que debe procurarse que el peso sea lo más ligero posible. Esto se puede lograr disminuyendo los pesos de elementos divisorios o de acabados arquitectónicos. También debe evitarse masas excesivas en partes altas del edificio.

2.2.2.2 Forma del Edificio en Planta

Uno de los aspectos que provocan inconvenientes en la respuesta sísmica del edificio es la asimetría de la planta, ya que tiende a provocar torsionales del edificio. Esto se puede evitar agregando elementos que aporten mayor rigidez en lugares específicos para hacer coincidir el centro de masa con el centro de torsión o también dividiendo el edificio en cuerpos independientes por medio de juntas sísmicas.

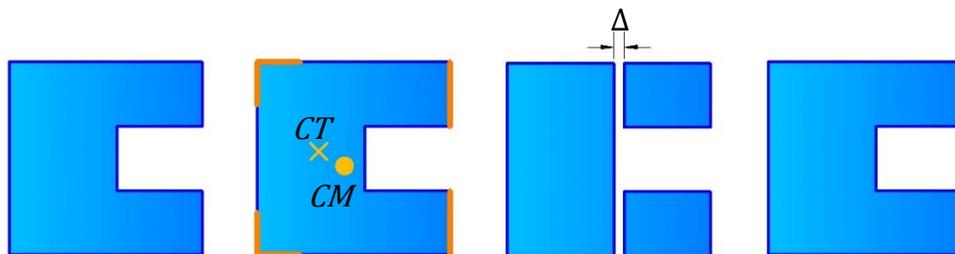


Figura 2.17 Edificio asimétrico en planta con algunas de sus posibles soluciones

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

2.2.2.3 Forma del Edificio en Elevación

Se recomienda que la relación de esbeltez sea menor que cuatro [*Diseño Sísmico de Edificios, Enrique Bazán - Roberto Meli, Pag. 180*], con el fin de evitar problemas de volteo, inestabilidad (efectos $P-\Delta$) y de transmisión de cargas elevadas a la cimentación y al suelo, ya que el área de contacto entre el edificio y el suelo es pequeña comparada con la altura del edificio, generando que el peso total del edificio se concentre en un área del suelo relativamente pequeña, provocando que los esfuerzos en la superficie de contacto sean mayores a los obtenidos de un edificio con forma en elevación aceptable.

2.3 Predimensionamiento del Edificio de Tres Niveles

El edificio de tres niveles tendrá un sistema estructural formado por marcos de concreto armado con detallado especial. A continuación se describen los materiales y la geometría del edificio.

2.3.1 Materiales

2.3.1.1 El Concreto

El concreto es una piedra artificial formada al mezclar apropiadamente cuatro componentes básicos, los cuales son: Cemento, arena, grava y agua. Por lo que sus propiedades dependen en gran medida de la calidad y proporciones de estos.

Al igual que las piedras naturales no deterioradas, el concreto es un material sumamente resistente a la compresión, pero extremadamente frágil y débil a tensión.

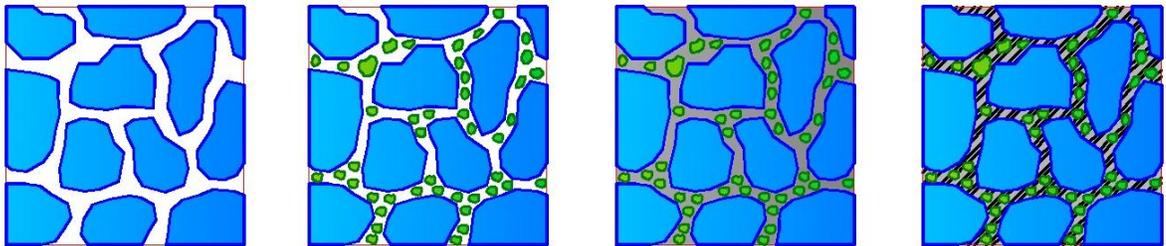


Figura 2.18 Secuencia de la estructura interna del concreto fresco y endurecido

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

La propiedad de diseño mas importante del concreto es su resistencia y la propiedad constructiva mas importante es su trabajabilidad.

Propiedades Mecánicas del Concreto

Para el diseño de estructuras de concreto de cualquier tipo, se utilizan las propiedades mecánicas del concreto endurecido, entre las más importantes se tiene:

- ✓ Resistencia a la Compresión.

El método de ensayo consiste en aplicar una carga axial de compresión a las muestras cilíndricas, esta carga va incrementándose hasta que la falla ocurra. El esfuerzo de compresión del cilindro se obtiene dividiendo la carga máxima obtenida durante el ensayo entre el área de la sección transversal del cilindro [ASTM C39/C39M-01, 2001, American Society for Testing Materials, Pag. 2].



Figura 2.19 Muestra cilíndrica de concreto para ensayos de compresión estándar

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

✓ Módulo de Elasticidad.

Los concretos de menor resistencia muestran una mayor capacidad de deformación que los concretos más resistentes.

Todos los concretos presentan un primer rango de comportamiento lineal en la curva de esfuerzo - deformación al aplicarles fuerzas de compresión, cuando éstas son menores al 70% de la carga de ruptura; y un segundo rango de comportamiento no lineal e inelástico con geometría curva en la curva de esfuerzo-deformación, cuando las cargas son altas.

El módulo de elasticidad representa la pendiente de la curva en el rango de comportamiento lineal del concreto.

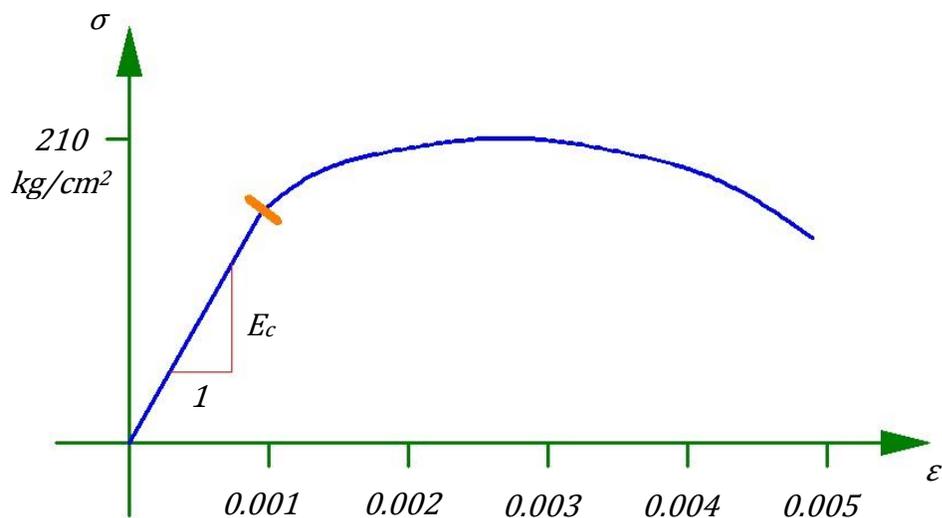


Figura 2.20 Representación gráfica del módulo de elasticidad del concreto

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

Existe una expresión, obtenida experimentalmente, como forma aproximada de calcular el módulo de elasticidad de concreto de peso normal ($\gamma_c \approx 2400 \text{ kg/cm}^2$) a partir de su propia resistencia a la compresión [ACI 318S-08, 2008, American Concrete Institute, Sección 8.5.1].

$$E_c = 15,100\sqrt{f'_c} \quad (\text{Ec. 2.45})$$

✓ Ductilidad.

La ductilidad de un material se define como la capacidad que tiene éste para continuar deformándose no linealmente a pesar de que los incrementos de carga sean mínimos, nulos e inclusive si existe una disminución de la carga.

Existen dos tipos de índice de ductilidad: Por deformación y por energía de deformación.

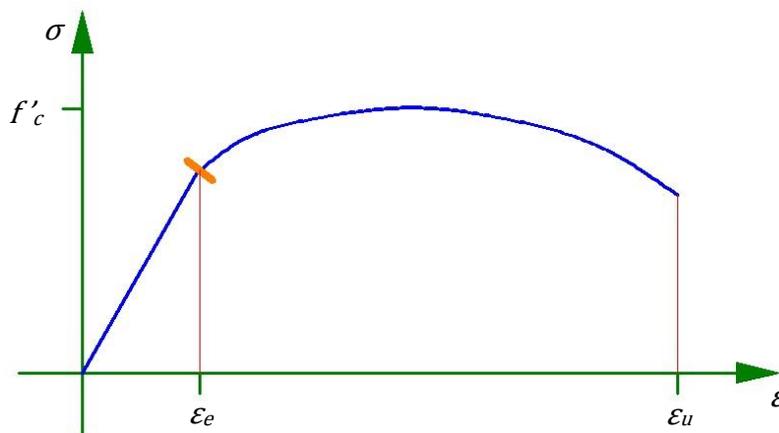


Figura 2.21 Deformaciones unitarias máximas en el rango elástico e inelástico

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

$$D_d = \varepsilon_u / \varepsilon_e \quad (\text{Ec. 2.46})$$

El índice de ductilidad por deformación es un excelente referente de la capacidad del concreto para deformarse por encima de su límite de fluencia.

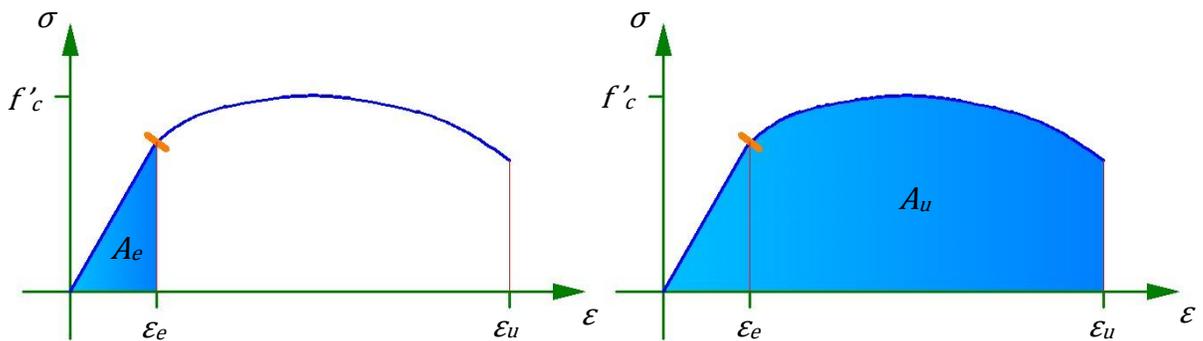


Figura 2.22 Deformaciones unitarias máximas en el rango elástico e inelástico

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

$$D_{ed} = A_u / A_e \quad (\text{Ec. 2.47})$$

El índice de ductilidad por energía de deformación se emplea como referente de la capacidad del concreto para disipar energía cuando incursiona dentro del rango de comportamiento inelástico.

✓ Resistencia a la Tensión.

La resistencia del concreto a tensión representa hasta un 13% de su capacidad a la compresión. Es por ello que las estructuras

son de concreto armado, ya que el acero es el encargado de resistir la mayor parte de los esfuerzos de tensión.

Las investigaciones sugieren utilizar una expresión de forma aproximada, para calcular la resistencia a la tensión del concreto a partir de su propia resistencia a la compresión [*Temas de Hormigón Armado, 2008, Marcelo Romo Proaño, Pag. 22*].

$$f_t = 2\sqrt{f'_c} \quad (\text{Ec. 2.48})$$

✓ Resistencia al Corte.

La resistencia del concreto al corte es pequeña en comparación de su capacidad a la compresión.

Existe una expresión, obtenida en laboratorio, como forma aproximada de calcular la resistencia al corte del concreto a partir de su propia resistencia a la compresión [*ACI 318S-08, 2008, American Concrete Institute, Sección 11.2.1.1*].

$$v_c = 0.53\sqrt{f'_c} \quad (\text{Ec. 2.49})$$

2.3.1.2 El Acero Estructural

El acero es una aleación basada en hierro, que contiene carbono y pequeñas cantidades de otros elementos químicos metálicos.

Generalmente el carbono representa entre el 0.5% y el 1.5% de la aleación.

Es apto para resistir sollicitaciones a tensión, por lo que se convierte en el componente ideal para combinarse con el concreto simple, y así formar el concreto armado.

Se fabrican en varillas redondas con diferentes diámetros, los cuales varían por octavo de pulgada.

Propiedades Mecánicas del Acero Estructural

✓ Rango de Comportamiento Elástico

Se da cuando el acero estructural es capaz de recuperar sus dimensiones originales después de quitarle una carga en tensión que le había sido aplicada.

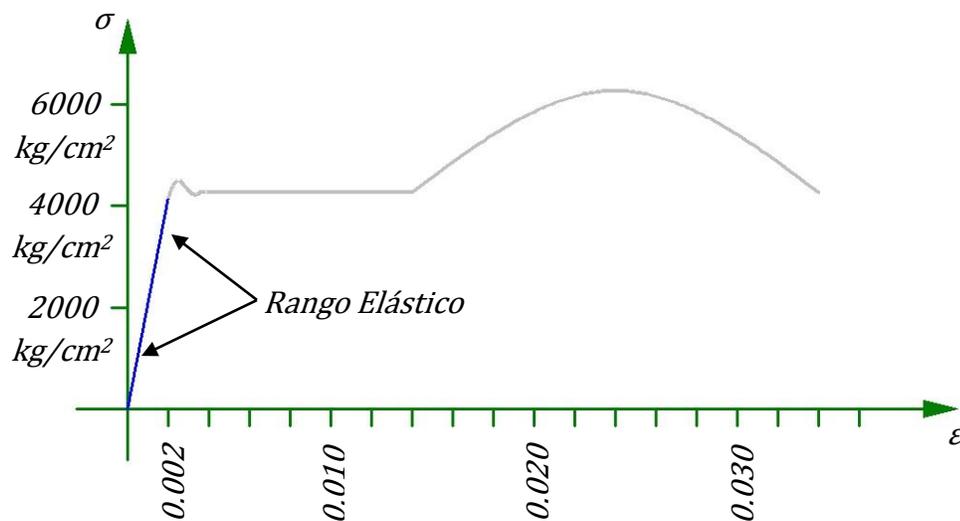


Figura 2.23 Rango elástico del acero estructural

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

✓ Esfuerzo de Fluencia

Es el esfuerzo en el cual el acero continúa deformándose sin necesidad de incrementar las cargas de tensión. La fluencia coincide con una línea recta horizontal -o casi horizontal-, después del rango elástico y de un pequeño tramo de transición.

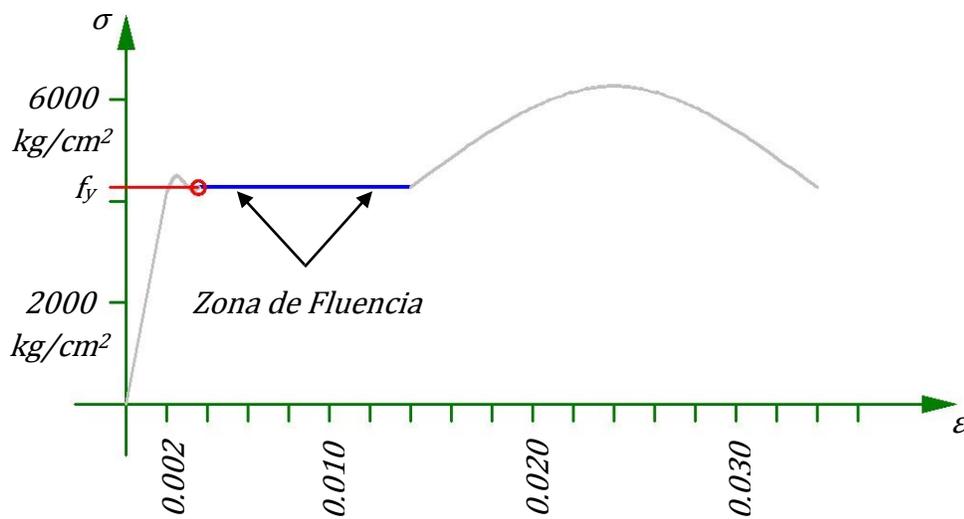


Figura 2.24 Zona de fluencia del acero estructural

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

✓ Resistencia a la Rotura

Es el mayor esfuerzo que puede soportar el acero, previo al proceso de colapso del material.

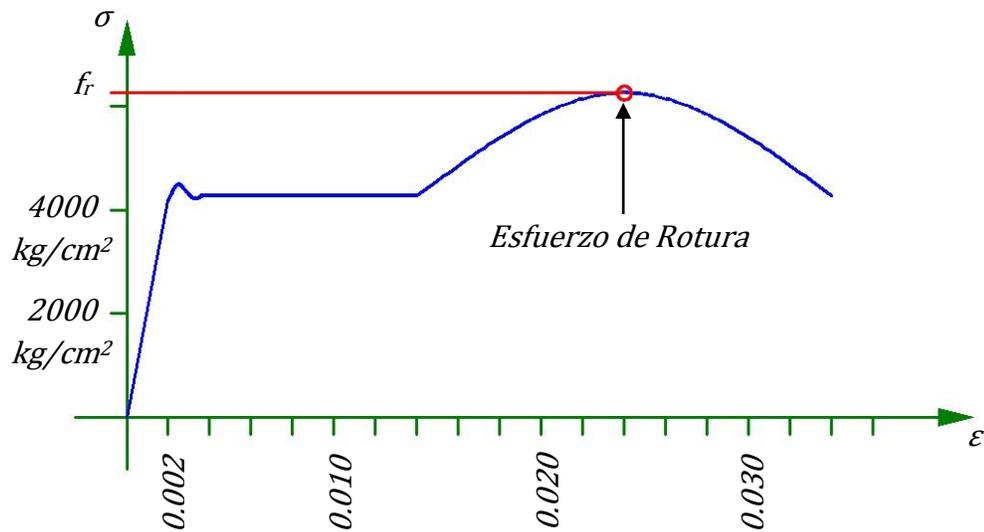


Figura 2.25 Resistencia a la rotura del acero estructural

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

El esfuerzo de rotura es siempre superior al esfuerzo de fluencia, para todo tipo de acero estructural.

En el concreto armado, la reserva de capacidad entre el esfuerzo de fluencia y el esfuerzo de rotura no es utilizada directamente en el diseño, debido a las grandes deformaciones que se requerirían para alcanzar ese esfuerzo mayor, por lo que se utiliza como elemento de diseño exclusivamente el esfuerzo de fluencia [Temas de Hormigón Armado, 2008, Marcelo Romo Proaño, Pag. 47].

✓ Módulo de Elasticidad

Es la pendiente de la recta que identifica al rango del comportamiento elástico del acero.

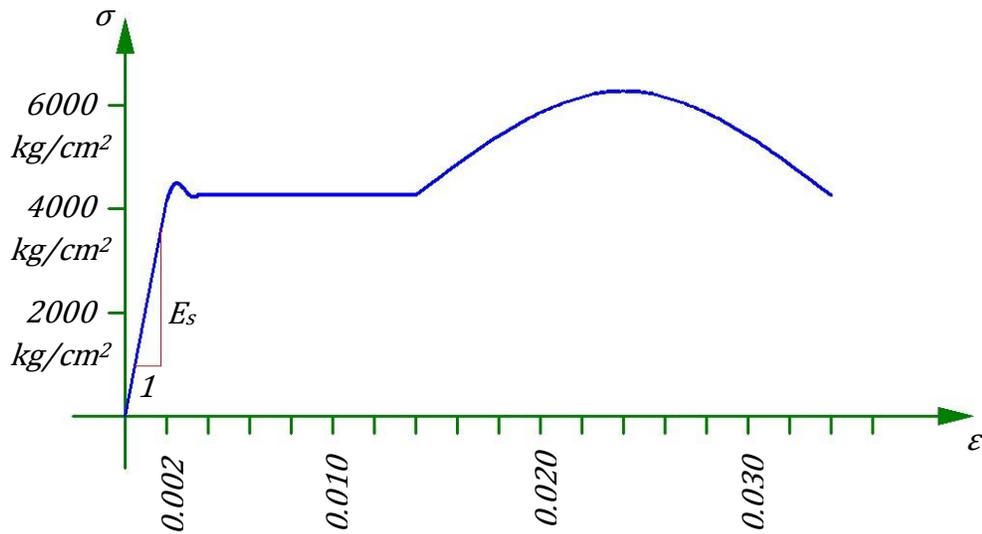


Figura 2.26 Módulo de elasticidad del acero estructural

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

En los aceros estructurales sólidos en barra o en perfil, utilizados en el concreto armado, prácticamente en todos los casos se tiene un único módulo de elasticidad E_s , lo que en las curvas esfuerzo - deformación se refleja en la pendiente única de los aceros con características diferentes igual a 2000000 kg/cm^2 [ACI 318S-08, 2008, American Concrete Institute, Sección 8.5.2].

$$E_s = 2,000,000 \text{ kg/cm}^2$$

✓ Ductilidad

Al igual que en el caso del concreto, existen dos maneras básicas de medir la ductilidad: por deformación y por energía de deformación.

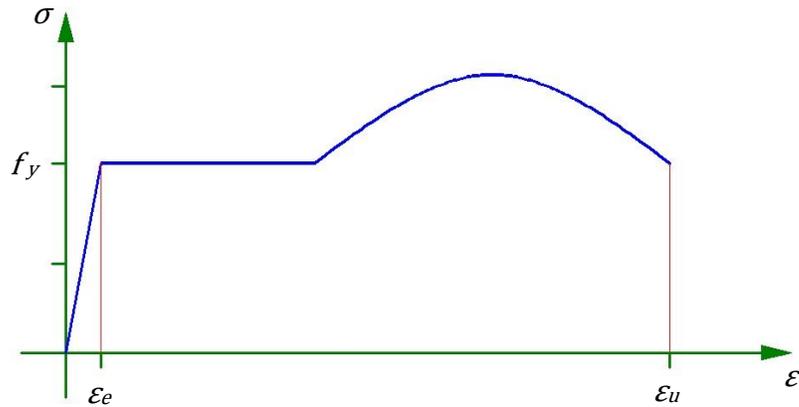


Figura 2.27 Deformaciones unitarias de fluencia y última

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

$$D_d = \epsilon_u / \epsilon_e \quad (\text{Ec. 2.50})$$

El índice de ductilidad por deformación es un excelente referente de la capacidad del concreto para deformarse por encima de su límite de fluencia.

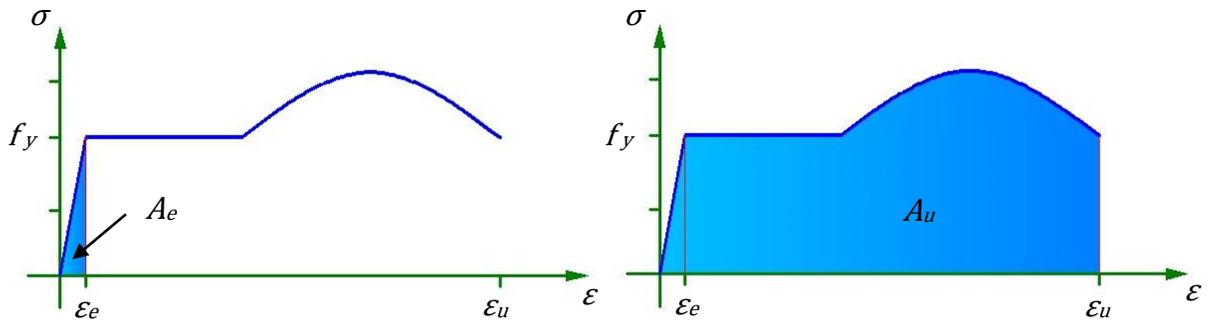


Figura 2.28 Deformaciones unitarias máximas en el rango elástico e inelástico

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

$$D_{ed} = A_u / A_e \quad (\text{Ec. 2.51})$$

2.3.1.3 El Concreto Armado

El concreto armado es un material estructural en el que se integran las propiedades del concreto simple y del acero de refuerzo.

Debido a esta integración del concreto y del acero, cuando actúan cargas sobre el concreto armado, las deformaciones en el acero son similares a las deformaciones de concreto simple que rodea a las varillas.

La máxima deformación unitaria del concreto a compresión varía dependiendo de la resistencia a la compresión que éste posea, pero se ha fijado una deformación unitaria máxima para el concreto en compresión de 0.003 [ACI 318S-08, 2008, *American Concrete Institute, Sección 10.2.3*].

En el concreto armado, el concreto no resiste a la tensión sino que lo hace el acero de refuerzo. El concreto se comporta como material inelástico mientras el acero lo hace como material elasto-plástico. El concreto armado se diseña para comportarse de manera dúctil. Por lo que el control de la formación de rótulas plásticas en sitios seleccionados de la estructura aporticada es vital, para lograr el comportamiento dúctil del concreto armado.

El edificio de tres niveles tendrá un concreto con una resistencia a la compresión de 210 kg/cm² y acero de refuerzo con esfuerzo de fluencia de 4,200 kg/cm².

Habiendo dejado claro los materiales a utilizar, se procede al predimensionamiento de los elementos estructurales.

2.3.2 Geometría

La geometría de los elementos estructurales se hará cumpliendo con los requerimientos para estructuras sismoresistentes.

A continuación se presentan las distribuciones en plantas de los tres niveles, como también las cuatro fachadas que tendrá el edificio. NOTA: Las cotas están en metros.

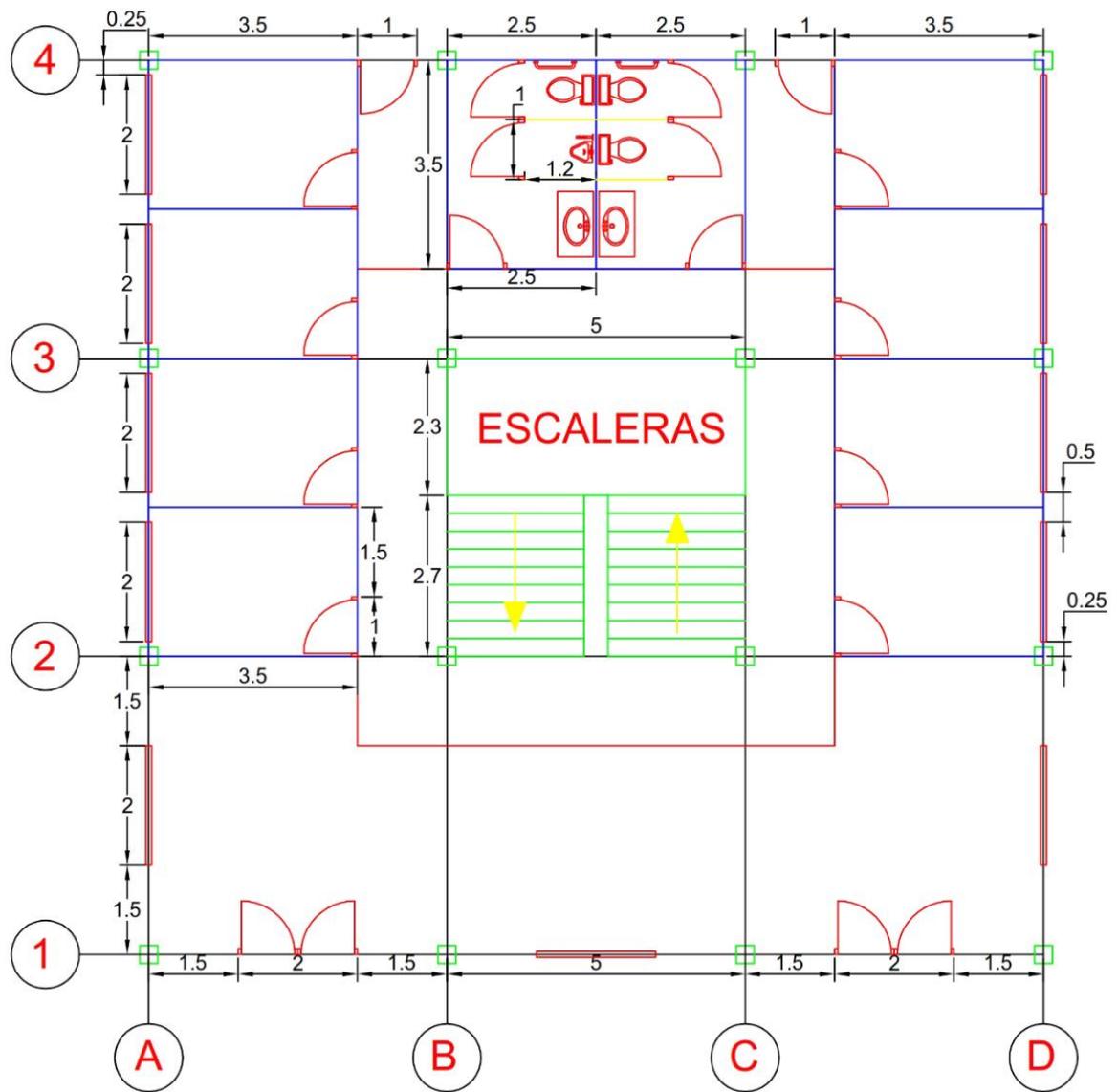


Figura 2.29 Distribución en planta del nivel 1 del edificio

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

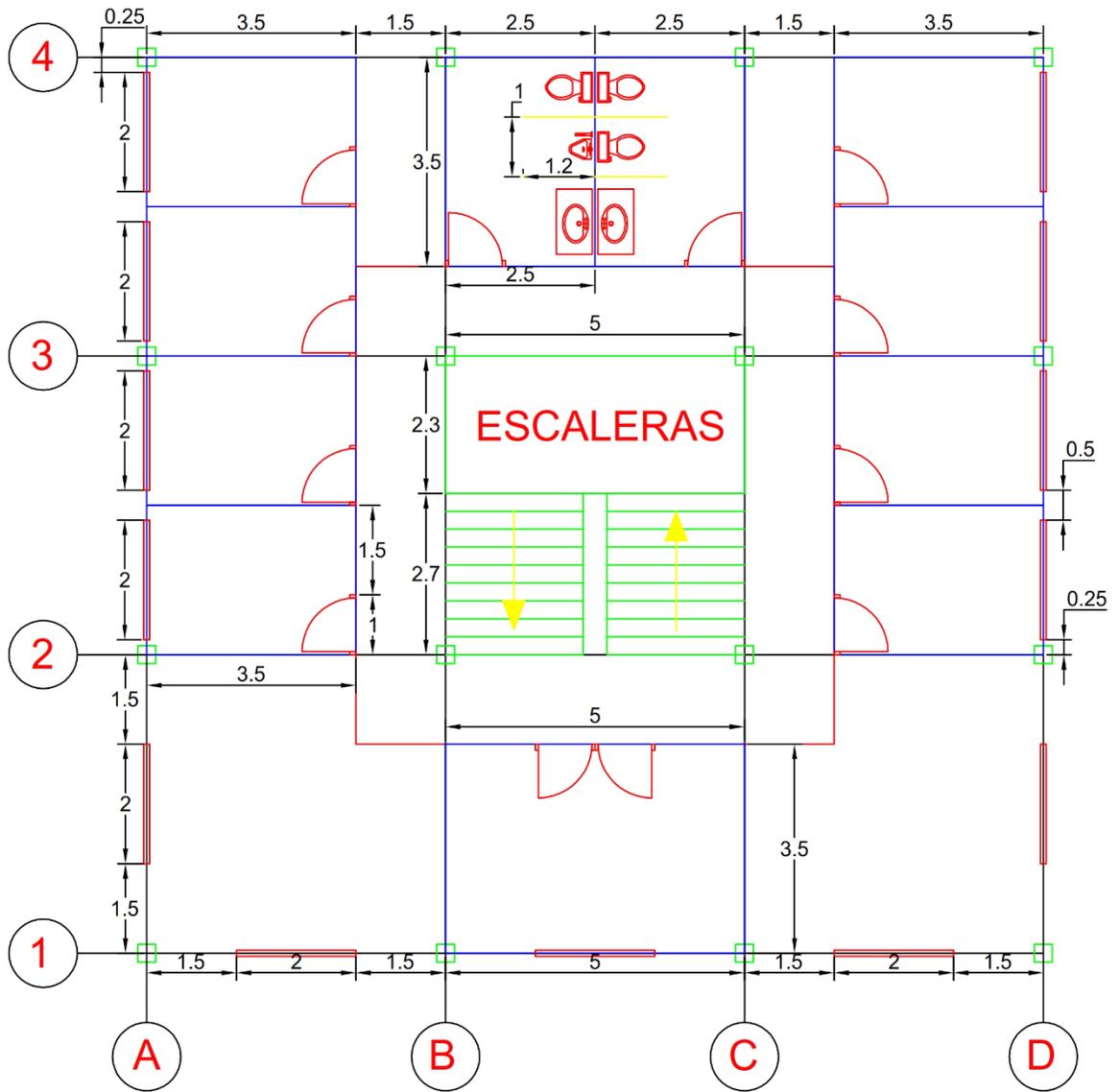


Figura 2.30 Distribución en planta del nivel 2 del edificio

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

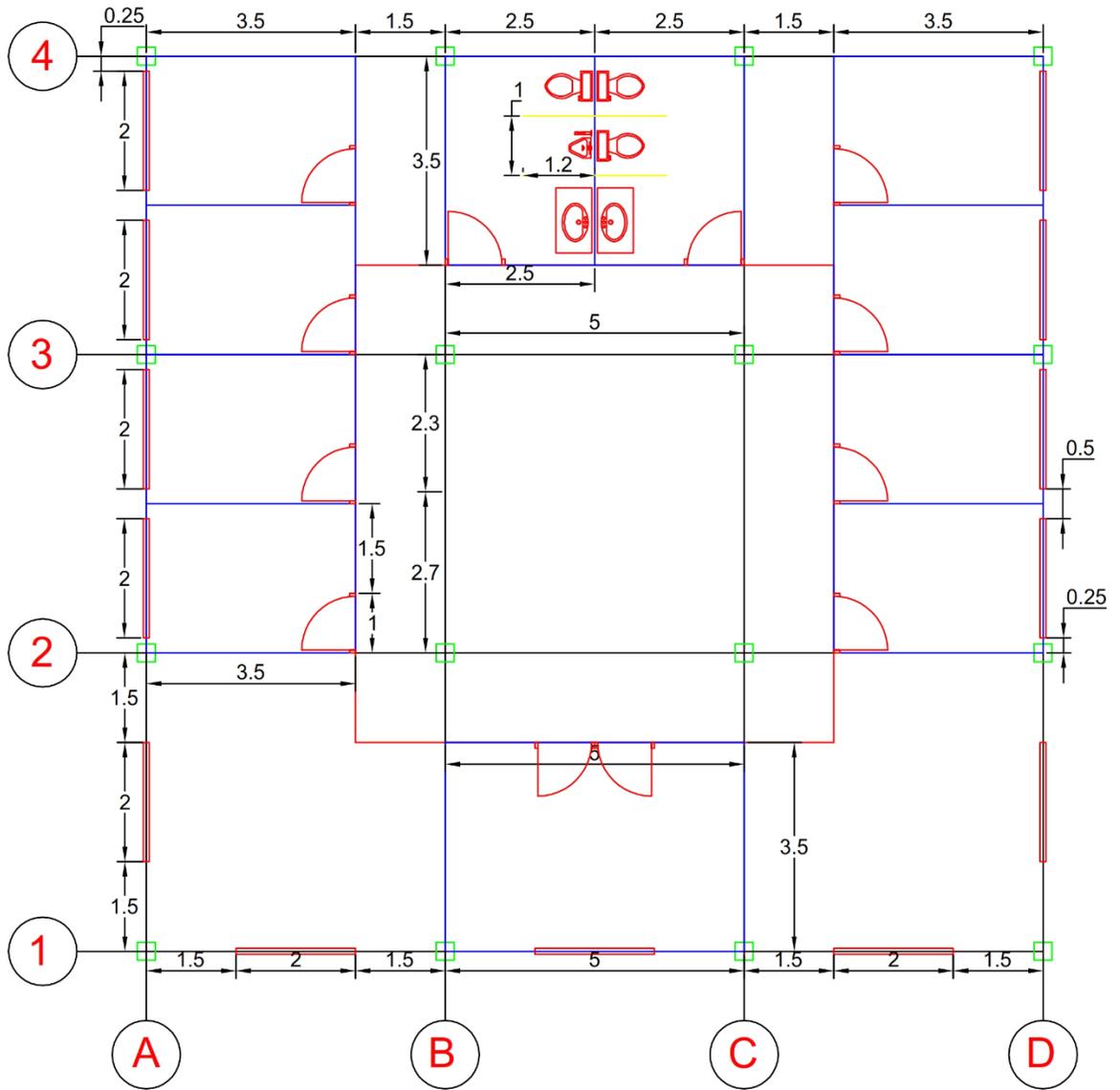


Figura 2.31 Distribución en planta del nivel 3 del edificio

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

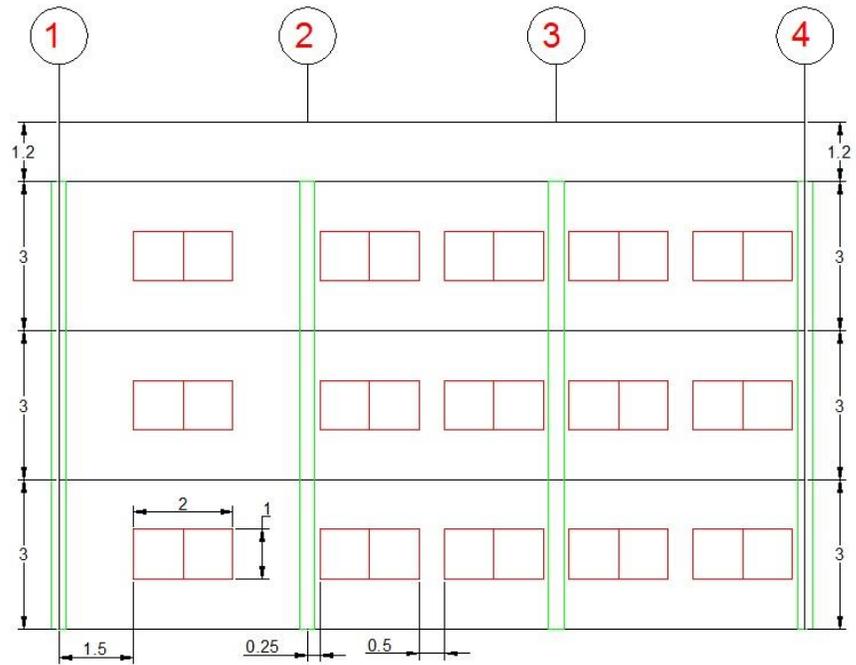


Figura 2.32 Fachada vista sobre el eje 1 del edificio

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

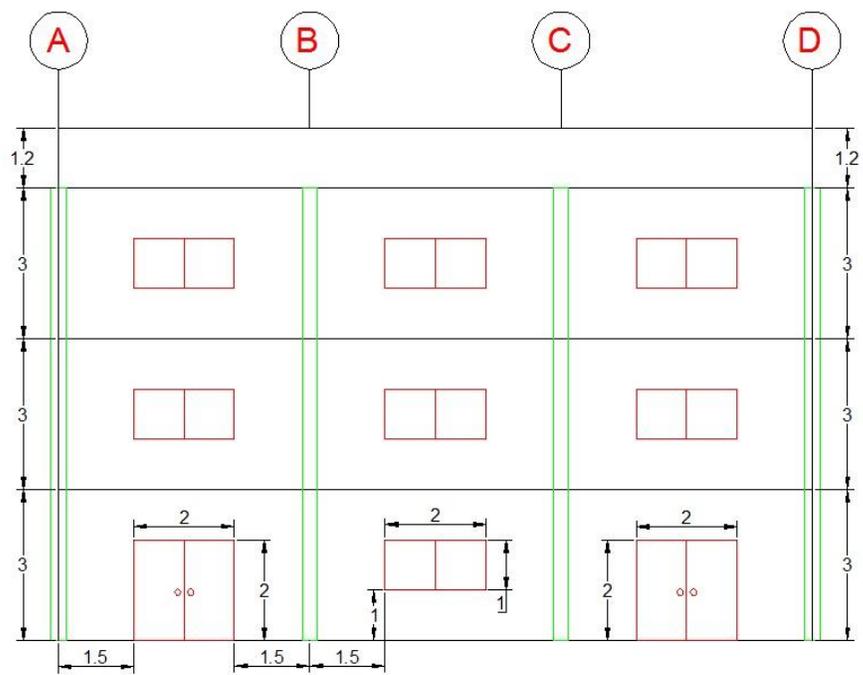


Figura 2.33 Fachada vista sobre el eje A del edificio

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

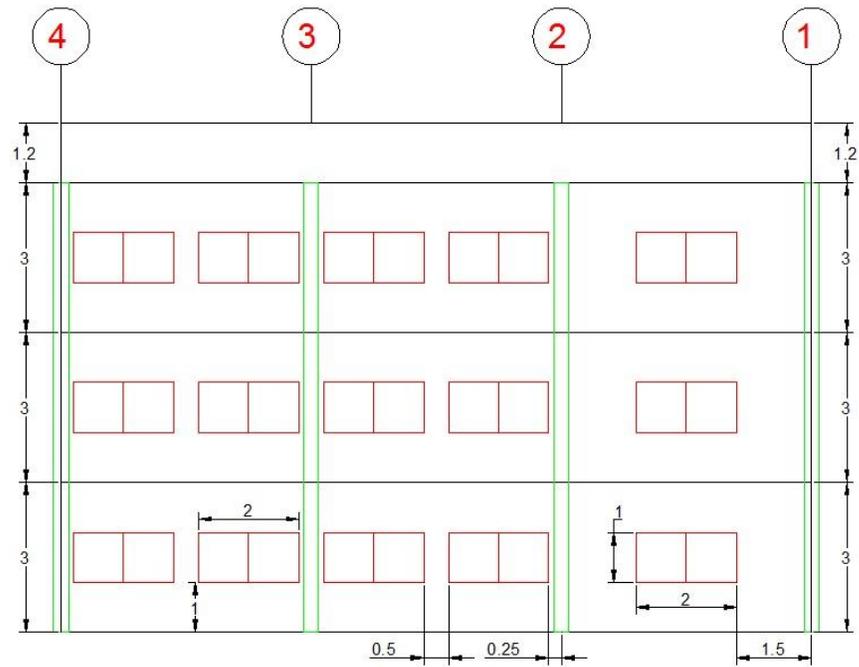


Figura 2.34 Fachada vista sobre el eje D del edificio

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

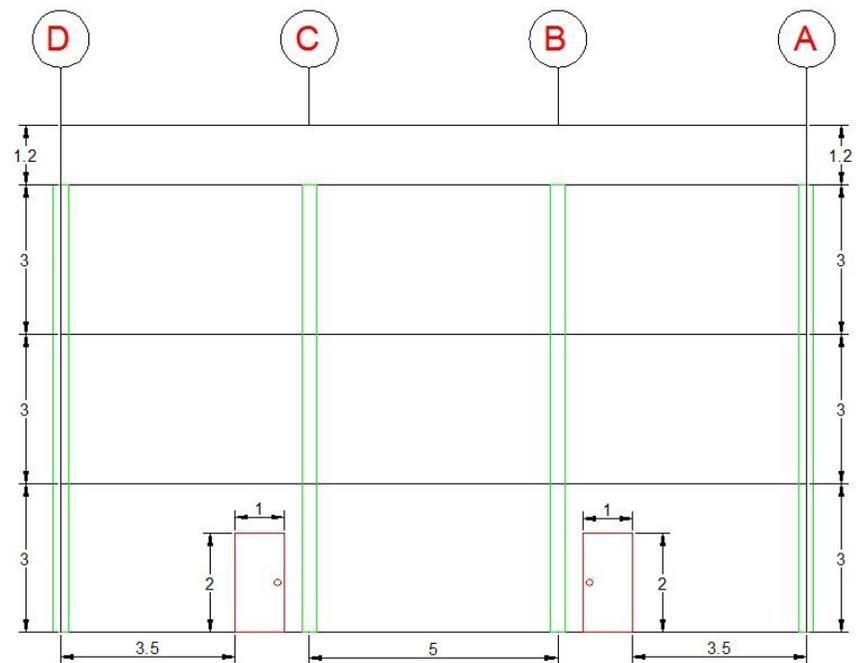


Figura 2.35 Fachada vista sobre el eje 4 del edificio

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

2.3.2.1 Predimensionamiento de Vigas

El ancho de la viga (b_w) no debe ser menor que el más pequeño del 30% de su altura ($0.3h$) y de 250 milímetros [ACI 318S-08, 2008, American Concrete Institute, Sección 21.5.1.3].

La luz libre (L) entre vigas en el edificio es de 5 metros para todos los ejes en la dirección X y en la dirección Y.

Se predimensionará una viga de 25cm por 45cm para los tres niveles del edificio y una viga de 20cm por 35cm para las escaleras de los niveles 1 y 2.

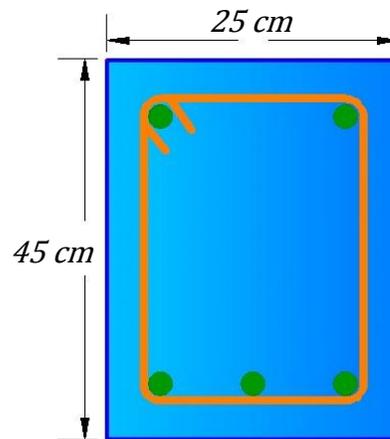


Figura 2.36 Predimensionamiento de viga de concreto armado para los tres niveles del edificio

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

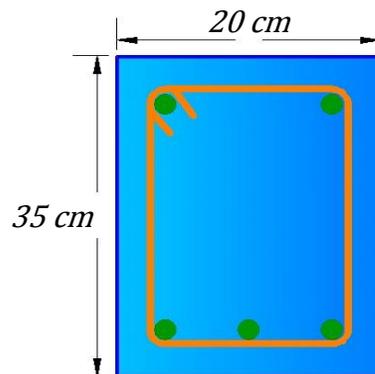


Figura 2.37 Predimensionamiento de viga de concreto armado para las escaleras de los niveles 1 y 2 del edificio

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

2.3.2.2 Predimensionamiento de Columnas

La dimensión menor de la sección transversal medida en una línea recta que pasa a través del centroide geométrico, no debe ser menor de 300 milímetros [ACI 318S-08, 2008, American Concrete Institute, Sección 21.6.1.1].

La altura (H) de las columnas en el edificio es de 3 metros para todos los niveles.

Se predimesionará una columna de 50cm por 50cm para los tres niveles del edificio

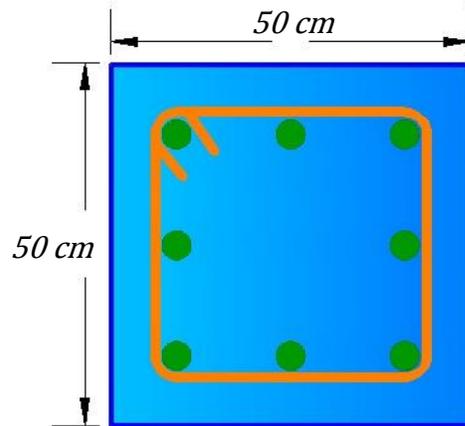


Figura 2.38 Predimensionamiento de columna de concreto armado para los tres niveles del edificio

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

2.3.2.3 Losas

La luz libre es de 5m y la carga viva por ser un edificio que se utilizará para oficinas es de 180kg/m^2 , por lo tanto se utilizará una losa de vigueta y bovedilla VE3-20, que soporta una carga viva de 418kg/m^2 para una luz libre de 5.20m. [COPRESA Catálogo 2004, 2004, Concreto Preesforzado Salvadoreño, Pag. 14].

Se predimensionará una losa maciza de 20cm de espesor para las escaleras del nivel 1 y 2 del edificio.

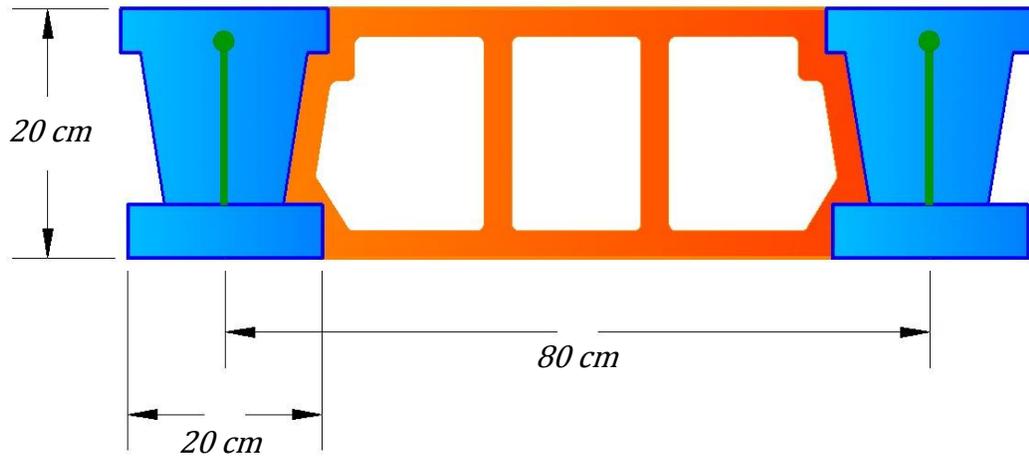


Figura 2.39 Losa de vigueta y bovedilla VE3-20 para los tres niveles del edificio

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

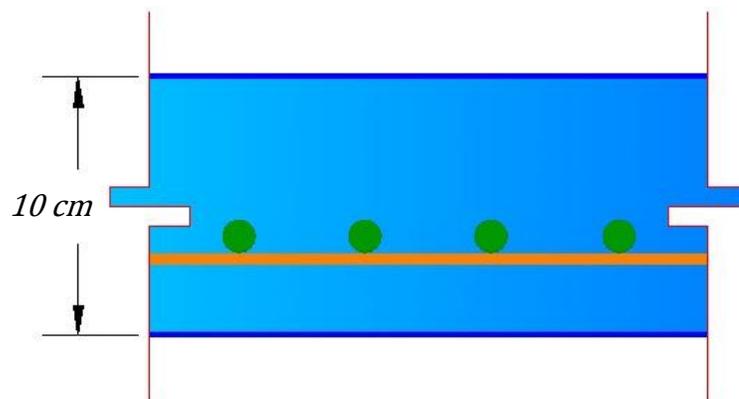


Figura 2.40 Predimensionamiento de losa de concreto armado para las escaleras de los niveles 1 y 2 del edificio

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

2.4 Evaluación de Cargas

2.4.1 Cargas Muertas

Se considerarán cargas muertas los pesos de todos los elementos constructivos, de los acabados y de todos los elementos que ocupan una posición permanente y tiene un peso que no cambia sustancialmente con el tiempo.

Para la evaluación de las cargas muertas se emplearán las dimensiones del predimensionamiento de los elementos constructivos y los pesos unitarios de los materiales [*Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones, 1994, El Salvador, Pag. 9*].

La losa a utilizar como se definió anteriormente será de vigueta y bovedilla, por lo tanto es una losa que funciona en una dirección, a continuación se presenta cual será el sentido de la colocación de las viguetas en cada tablero para saber cómo se cargarán las vigas de cada uno de los tres niveles.

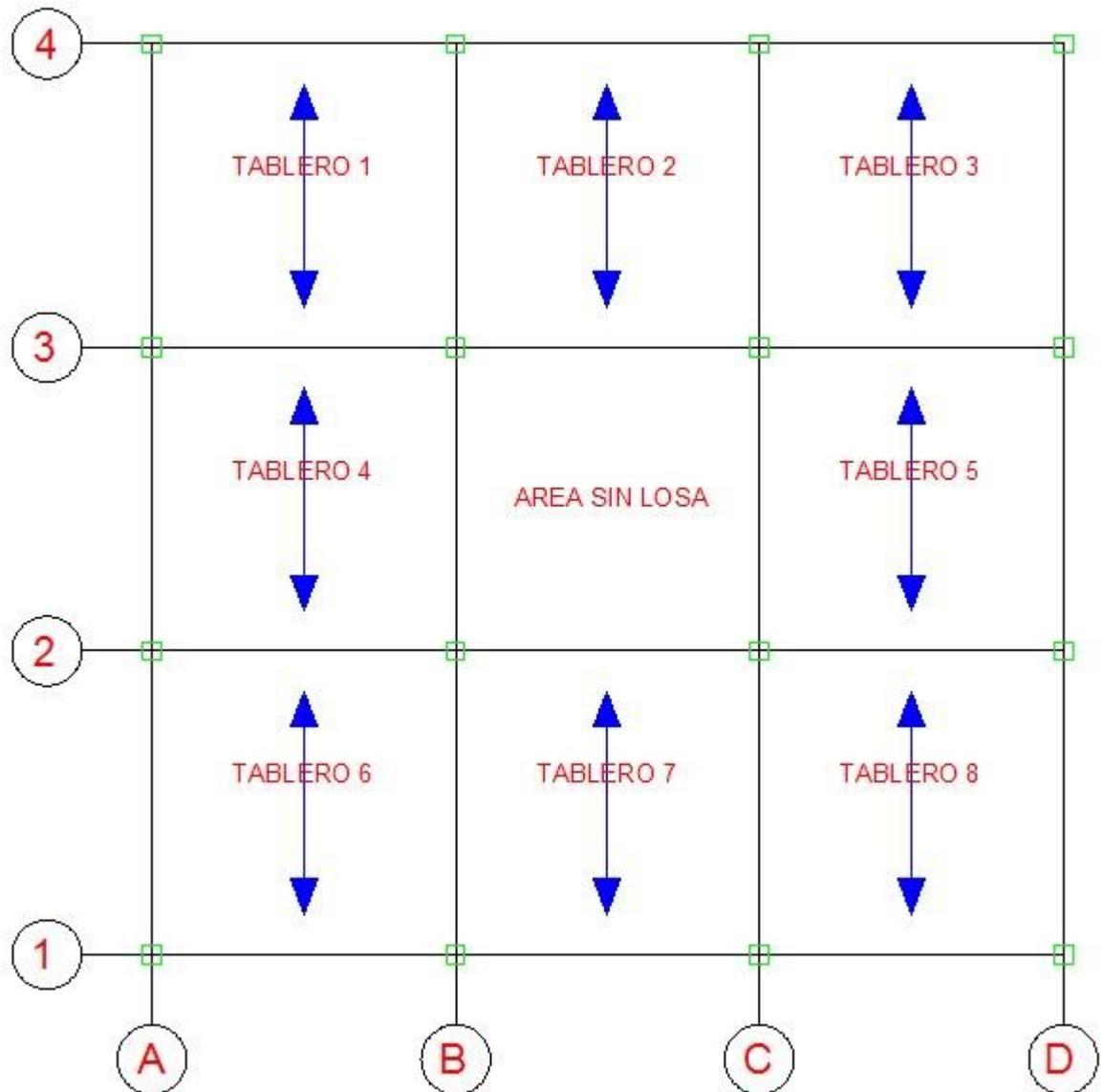


Figura 2.41 Dirección de las viguetas en los tableros de losa del nivel 1 del edificio

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

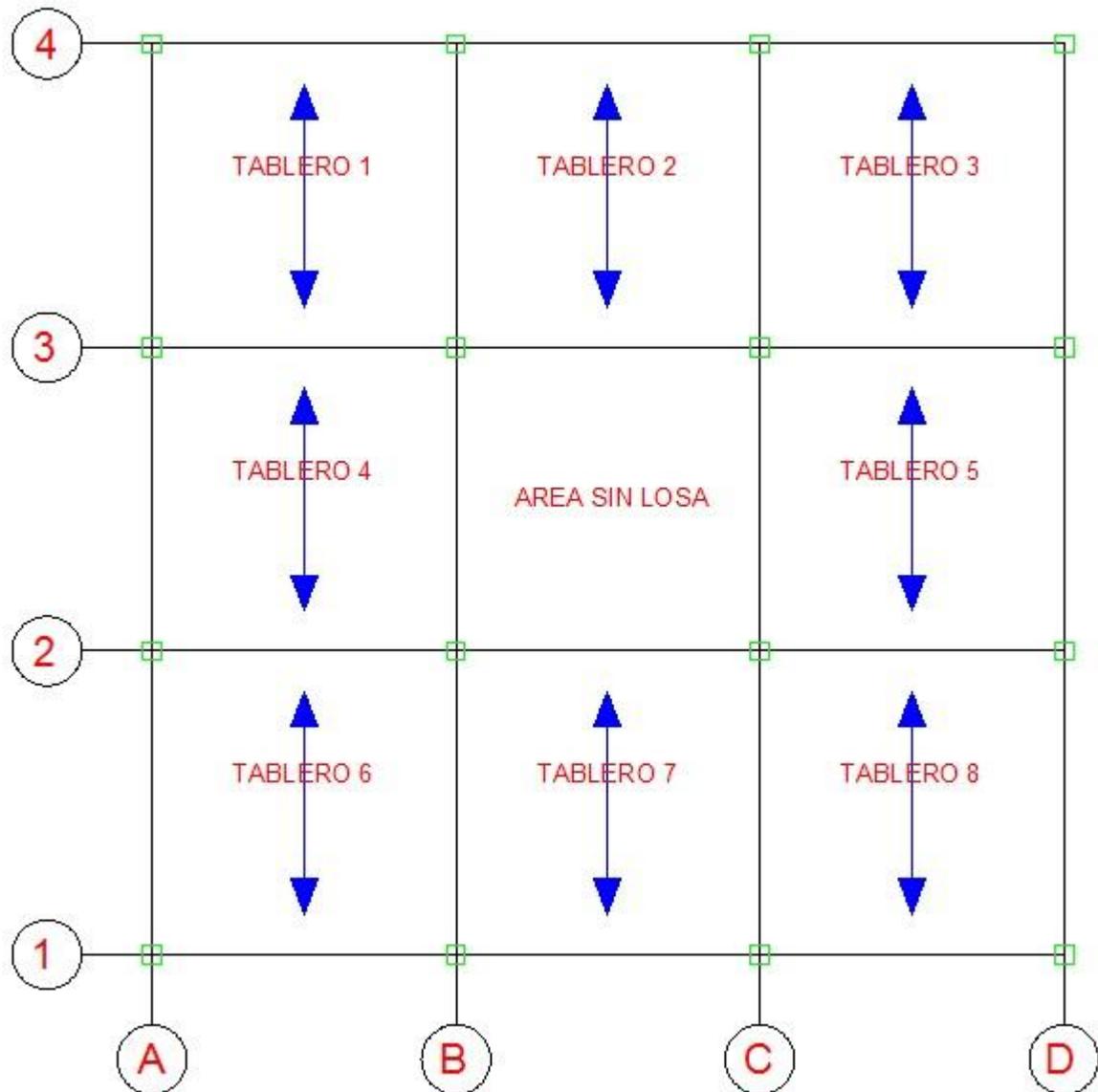


Figura 2.42 Dirección de las viguetas en los tableros de losa del nivel 2 del edificio

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

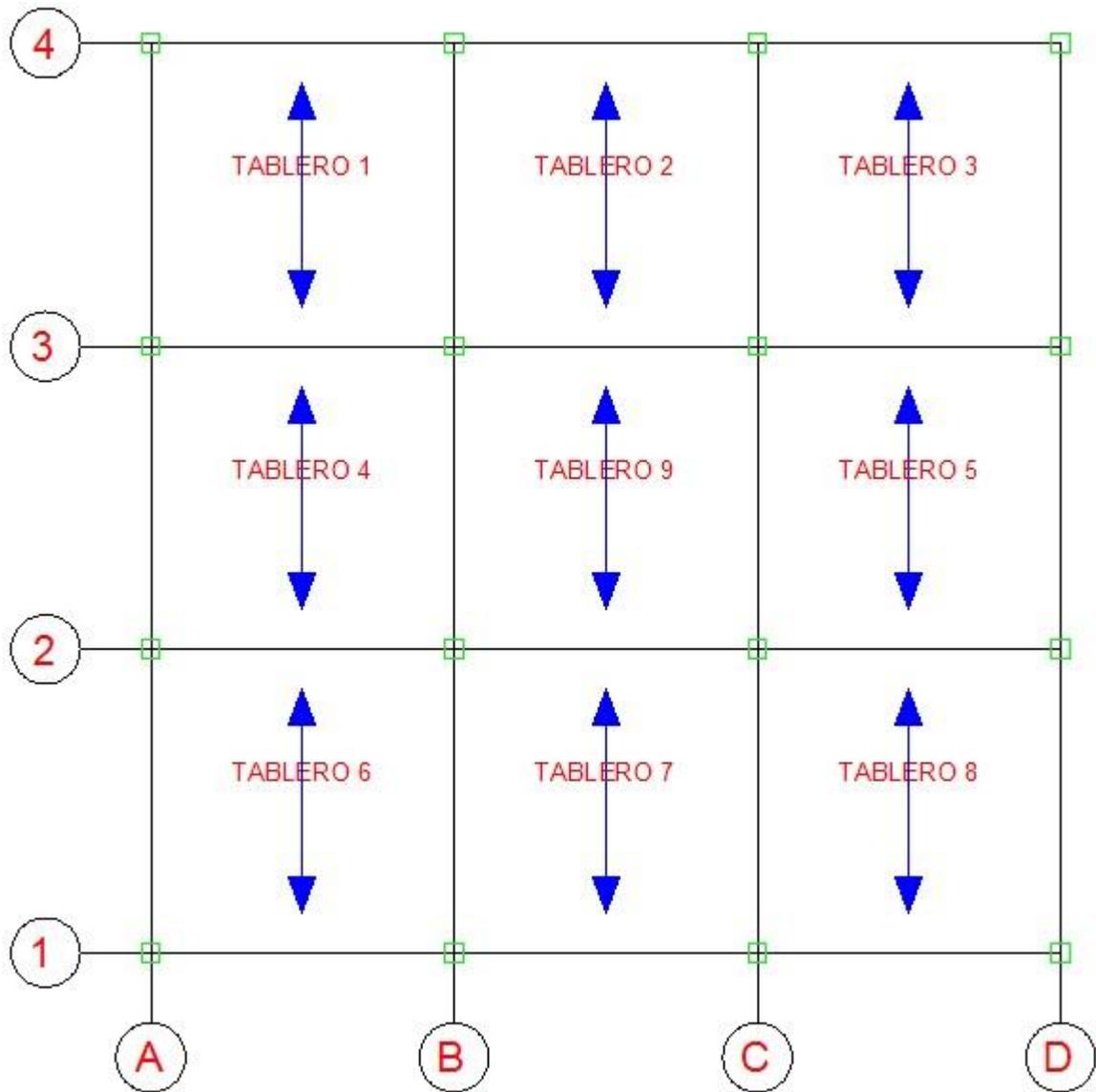


Figura 2.43 Dirección de las vigetas en los tableros de losa del nivel 3 del edificio

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

A continuación se presentan tablas del peso de cada nivel del edificio, las cuales incluyen los elementos estructurales,

paredes de block de 15 cm, divisiones de tabla yeso, gradas, acabados, instalaciones eléctricas y cielo falso del edificio.

DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	DIMENSIONES			PESO/UNIDAD	PESO UNITARIO	PESO PARCIAL	PESO TOTAL
COLUMNAS									28800.00 kg
COLUMNA DE CONCRETO	16.00	U	B 0.50 m	H 0.50 m	L 3.00 m	2400 kg/m3	1800.00 kg	28800.00 kg	
VIGAS									33240.00 kg
VIGA DE CONCRETO	24.00	U	B 0.25 m	H 0.45 m	L 5.00 m	2400 kg/m3	1350.00 kg	32400.00 kg	
VIGA DE CONCRETO DE ESCALERA	1.00	U	B 0.20 m	H 0.35 m	L 5.00 m	2400 kg/m3	840.00 kg	840.00 kg	
LOSAS									50200.00 kg
LOSA ESTRUCTURAL DE VIGUETA Y BOVEDILLA VE3-20	200.00	m2	B 1.00 m	L 1.00 m		216 kg/m2	216.00 kg	43200.00 kg	
LOSA ADICIONAL Y CERAMICA	200.00	m2	B 1.00 m	L 1.00 m		20 kg/m2	20.00 kg	4000.00 kg	
INSTALACIONES ELECTRICAS Y CIELO FALSO	200.00	m2	B 1.00 m	L 1.00 m		15 kg/m2	15.00 kg	3000.00 kg	
ESCALERAS									8948.00 kg
LOSA MACIZA DE CONCRETO	25.40	m2	B 1.00 m	L 1.00 m	t 0.10 m	2400 kg/m3	240.00 kg	6096.00 kg	
LOSA ADICIONAL Y CERAMICA	30.82	m2	B 1.00 m	L 1.00 m		20 kg/m2	20.00 kg	616.40 kg	
GRADAS	18.00	U	B 2.30 m	HUELLA 0.30 m	C/HUEL. 0.15 m	2400 kg/m3	124.20 kg	2235.60 kg	
PAREDES DE BLOCK									7820.00 kg
BLOCK DE 15X20X40 cm	34.00	m2	B 1.00 m	L 1.00 m		230 kg/m2	230.00 kg	7820.00 kg	
PAREDES DE TABLA DE YESO									8484.00 kg
TABLA DE YESO EN OFICINAS, SERVICIOS SANITARIOS Y SALONES	202.50	m2	B 1.00 m	L 1.00 m		40 kg/m2	40.00 kg	8100.00 kg	
TABLA DE YESO INTERNAS EN SERVICIOS SANITARIOS	9.60	m2	B 1.00 m	L 1.00 m		40 kg/m2	40.00 kg	384.00 kg	
PUERTAS									1400.00 kg
PUERTAS DE OFICINAS, SERVICIOS SANITARIOS Y SALONES	20.00	m2	B 1.00 m	L 1.00 m		50 kg/m2	50.00 kg	1000.00 kg	
PUERTAS INTERNAS EN SERVICIOS SANITARIOS	8.00	m2	B 1.00 m	L 1.00 m		50 kg/m2	50.00 kg	400.00 kg	
VENTANAS									910.00 kg
VENTANAS EXTERIORES	26.00	m2	B 1.00 m	L 1.00 m		35 kg/m2	35.00 kg	910.00 kg	
CARGA MUERTA (CM) =									139802.00 kg

Tabla 2.5 Carga muerta del nivel 1 del edificio

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	DIMENSIONES			PESO/UNIDAD	PESO UNITARIO	PESO PARCIAL	PESO TOTAL
COLUMNAS									28800.00 kg
COLUMNA DE CONCRETO	16.00	U	B 0.50 m	H 0.50 m	L 3.00 m	2400 kg/m ³	1800.00 kg	28800.00 kg	
VIGAS									33240.00 kg
VIGA DE CONCRETO	24.00	U	B 0.25 m	H 0.45 m	L 5.00 m	2400 kg/m ³	1350.00 kg	32400.00 kg	
VIGA DE CONCRETO DE ESCALERA	1.00	U	B 0.20 m	H 0.35 m	L 5.00 m	2400 kg/m ³	840.00 kg	840.00 kg	
LOSAS									50200.00 kg
LOSA ESTRUCTURAL DE VIGUETA Y BOVEDILLA VE3-20	200.00	m ²	B 1.00 m	L 1.00 m		216 kg/m ²	216.00 kg	43200.00 kg	
LOSA ADICIONAL Y CERAMICA	200.00	m ²	B 1.00 m	L 1.00 m		20 kg/m ²	20.00 kg	4000.00 kg	
INSTALACIONES ELECTRICAS Y CIELO FALSO	200.00	m ²	B 1.00 m	L 1.00 m		15 kg/m ²	15.00 kg	3000.00 kg	
ESCALERAS									8948.00 kg
LOSA MACIZA DE CONCRETO	25.40	m ²	B 1.00 m	L 1.00 m	t 0.10 m	2400 kg/m ³	240.00 kg	6096.00 kg	
LOSA ADICIONAL Y CERAMICA	30.82	m ²	B 1.00 m	L 1.00 m		20 kg/m ²	20.00 kg	616.40 kg	
GRADAS	18.00	U	B 2.30 m	HUELLA 0.30 m	C/HUEL. 0.15 m	2400 kg/m ³	124.20 kg	2235.60 kg	
PAREDES DE BLOCK									7820.00 kg
BLOCK DE 15X20X40 cm	34.00	m ²	B 1.00 m	L 1.00 m		230 kg/m ²	230.00 kg	7820.00 kg	
PAREDES DE TABLA DE YESO									8484.00 kg
TABLA DE YESO EN OFICINAS, SERVICIOS SANITARIOS Y SALONES	202.50	m ²	B 1.00 m	L 1.00 m		40 kg/m ²	40.00 kg	8100.00 kg	
TABLA DE YESO INTERNAS EN SERVICIOS SANITARIOS	9.60	m ²	B 1.00 m	L 1.00 m		40 kg/m ²	40.00 kg	384.00 kg	
PUERTAS									1400.00 kg
PUERTAS DE OFICINAS, SERVICIOS SANITARIOS Y SALONES	20.00	m ²	B 1.00 m	L 1.00 m		50 kg/m ²	50.00 kg	1000.00 kg	
PUERTAS INTERNAS EN SERVICIOS SANITARIOS	8.00	m ²	B 1.00 m	L 1.00 m		50 kg/m ²	50.00 kg	400.00 kg	
VENTANAS									910.00 kg
VENTANAS EXTERIORES	26.00	m ²	B 1.00 m	L 1.00 m		35 kg/m ²	35.00 kg	910.00 kg	
CARGA MUERTA (CM) =									139802.00 kg

Tabla 2.6 Carga muerta del nivel 2 del edificio

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	DIMENSIONES			PESO/UNIDAD	PESO UNITARIO	PESO PARCIAL	PESO TOTAL
COLUMNAS									28800.00 kg
COLUMNA DE CONCRETO	16.00	U	B 0.50 m	H 0.50 m	L 3.00 m	2400 kg/m ³	1800.00 kg	28800.00 kg	
VIGAS									32400.00 kg
VIGA DE CONCRETO	24.00	U	B 0.25 m	H 0.45 m	L 5.00 m	2400 kg/m ³	1350.00 kg	32400.00 kg	
LOSAS									56475.00 kg
LOSA ESTRUCTURAL DE VIGUETA Y BOVEDILLA VE3-20	225.00	m ²	B 1.00 m	L 1.00 m		216 kg/m ²	216.00 kg	48600.00 kg	
LOSA ADICIONAL PARA TERMINACION EN AZOTEA	225.00	m ²	B 1.00 m	L 1.00 m		20 kg/m ²	20.00 kg	4500.00 kg	
INSTALACIONES ELECTRICAS Y CIELO FALSO	225.00	m ²	B 1.00 m	L 1.00 m		15 kg/m ²	15.00 kg	3375.00 kg	
PAREDES DE BLOCK									16560.00 kg
BLOCK DE 15X20X40 cm	72.00	m ²	B 1.00 m	L 1.00 m		230 kg/m ²	230.00 kg	16560.00 kg	
CARGA MUERTA (CM) =									134235.00 kg

Tabla 2.7 Carga muerta del nivel 3 del edificio

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

Las divisiones internas del edificio son de tabla de yeso, por lo tanto se considerará que la carga generada es relativamente pequeña comparada si las divisiones hubiesen sido con una pared de block. Se tomará el criterio de distribuir la carga de cada división de tabla de yeso sobre el área del tablero de losa que la soporta. Esto se presenta en las siguientes tablas donde se desglosa la carga muerta por tablero para cada uno de los tres niveles.

DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	DIMENSIONES		PESO/UNIDAD	PESO UNITARIO	PESO PARCIAL	AREA DEL TABLERO	PESO TOTAL
LOSA ESTRUCTURAL DE VIGUETA Y BOVEDILLA VE3-20	25.00	m2	B	L	216 kg/m2	216.00 kg	5400.00 kg	25.00 m2	216.00 kg/m2
			1.00 m	1.00 m					
LOSA ADICIONAL Y CERAMICA	25.00	m2	B	L	20 kg/m2	20.00 kg	500.00 kg	25.00 m2	20.00 kg/m2
			1.00 m	1.00 m					
INSTALACIONES ELECTRICAS Y CIELO FALSO	25.00	m2	B	L	15 kg/m2	15.00 kg	375.00 kg	25.00 m2	15.00 kg/m2
			1.00 m	1.00 m					
TABLA DE YESO	21.50	m2	B	L	40 kg/m2	40.00 kg	860.00 kg	25.00 m2	34.40 kg/m2
			1.00 m	1.00 m					
PUERTAS DE OFICINAS, SERVICIOS SANITARIOS Y SALONES	4.00	m2	B	L	50 kg/m2	50.00 kg	200.00 kg	25.00 m2	8.00 kg/m2
			1.00 m	1.00 m					
CARGA MUERTA (CM) =									293.40 kg/m2

Tabla 2.8 Carga muerta del tablero 1 del nivel 1 del edificio

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	DIMENSIONES		PESO/UNIDAD	PESO UNITARIO	PESO PARCIAL	AREA DEL TABLERO	PESO TOTAL
LOSA ESTRUCTURAL DE VIGUETA Y BOVEDILLA VE3-20	25.00	m2	B	L	216 kg/m2	216.00 kg	5400.00 kg	25.00 m2	216.00 kg/m2
			1.00 m	1.00 m					
LOSA ADICIONAL Y CERAMICA	25.00	m2	B	L	20 kg/m2	20.00 kg	500.00 kg	25.00 m2	20.00 kg/m2
			1.00 m	1.00 m					
INSTALACIONES ELECTRICAS Y CIELO FALSO	25.00	m2	B	L	15 kg/m2	15.00 kg	375.00 kg	25.00 m2	15.00 kg/m2
			1.00 m	1.00 m					
TABLA DE YESO	21.50	m2	B	L	40 kg/m2	40.00 kg	860.00 kg	25.00 m2	34.40 kg/m2
			1.00 m	1.00 m					
TABLA DE YESO INTERNAS EN SERVICIOS SANITARIOS	9.60	m2	B	L	40 kg/m2	40.00 kg	384.00 kg	25.00 m2	15.36 kg/m2
			1.00 m	1.00 m					
PUERTAS DE OFICINAS Y SERVICIOS SANITARIOS	4.00	m2	B	L	50 kg/m2	50.00 kg	200.00 kg	25.00 m2	8.00 kg/m2
			1.00 m	1.00 m					
CARGA MUERTA (CM) =									300.76 kg/m2

Tabla 2.9 Carga muerta del tablero 2 del nivel 1 del edificio

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	DIMENSIONES		PESO/UNIDAD	PESO UNITARIO	PESO PARCIAL	AREA DEL TABLERO	PESO TOTAL
LOSA ESTRUCTURAL DE VIGUETA Y BOVEDILLA VE3-20	25.00	m2	B	L	216 kg/m2	216.00 kg	5400.00 kg	25.00 m2	216.00 kg/m2
			1.00 m	1.00 m					
LOSA ADICIONAL Y CERAMICA	25.00	m2	B	L	20 kg/m2	20.00 kg	500.00 kg	25.00 m2	20.00 kg/m2
			1.00 m	1.00 m					
INSTALACIONES ELECTRICAS Y CIELO FALSO	25.00	m2	B	L	15 kg/m2	15.00 kg	375.00 kg	25.00 m2	15.00 kg/m2
			1.00 m	1.00 m					
TABLA DE YESO	21.50	m2	B	L	40 kg/m2	40.00 kg	860.00 kg	25.00 m2	34.40 kg/m2
			1.00 m	1.00 m					
PUERTAS DE OFICINAS, SERVICIOS SANITARIOS Y SALONES	4.00	m2	B	L	50 kg/m2	50.00 kg	200.00 kg	25.00 m2	8.00 kg/m2
			1.00 m	1.00 m					
CARGA MUERTA (CM) =									293.40 kg/m2

Tabla 2.10 Carga muerta del tablero 3 del nivel 1 del edificio

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	DIMENSIONES		PESO/UNIDAD	PESO UNITARIO	PESO PARCIAL	AREA DEL TABLERO	PESO TOTAL
LOSA ESTRUCTURAL DE VIGUETA Y BOVEDILLA VE3-20	25.00	m2	B	L	216 kg/m2	216.00 kg	5400.00 kg	25.00 m2	216.00 kg/m2
			1.00 m	1.00 m					
LOSA ADICIONAL Y CERAMICA	25.00	m2	B	L	20 kg/m2	20.00 kg	500.00 kg	25.00 m2	20.00 kg/m2
			1.00 m	1.00 m					
INSTALACIONES ELECTRICAS Y CIELO FALSO	25.00	m2	B	L	15 kg/m2	15.00 kg	375.00 kg	25.00 m2	15.00 kg/m2
			1.00 m	1.00 m					
TABLA DE YESO	21.50	m2	B	L	40 kg/m2	40.00 kg	860.00 kg	25.00 m2	34.40 kg/m2
			1.00 m	1.00 m					
PUERTAS DE OFICINAS, SERVICIOS SANITARIOS Y SALONES	4.00	m2	B	L	50 kg/m2	50.00 kg	200.00 kg	25.00 m2	8.00 kg/m2
			1.00 m	1.00 m					
CARGA MUERTA (CM) =									293.40 kg/m2

Tabla 2.11 Carga muerta del tablero 4 del nivel 1 del edificio

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	DIMENSIONES		PESO/UNIDAD	PESO UNITARIO	PESO PARCIAL	AREA DEL TABLERO	PESO TOTAL
LOSA ESTRUCTURAL DE VIGUETA Y BOVEDILLA VE3-20	25.00	m2	B	L	216 kg/m2	216.00 kg	5400.00 kg	25.00 m2	216.00 kg/m2
			1.00 m	1.00 m					
LOSA ADICIONAL Y CERAMICA	25.00	m2	B	L	20 kg/m2	20.00 kg	500.00 kg	25.00 m2	20.00 kg/m2
			1.00 m	1.00 m					
INSTALACIONES ELECTRICAS Y CIELO FALSO	25.00	m2	B	L	15 kg/m2	15.00 kg	375.00 kg	25.00 m2	15.00 kg/m2
			1.00 m	1.00 m					
TABLA DE YESO	21.50	m2	B	L	40 kg/m2	40.00 kg	860.00 kg	25.00 m2	34.40 kg/m2
			1.00 m	1.00 m					
PUERTAS DE OFICINAS, SERVICIOS SANITARIOS Y SALONES	4.00	m2	B	L	50 kg/m2	50.00 kg	200.00 kg	25.00 m2	8.00 kg/m2
			1.00 m	1.00 m					
CARGA MUERTA (CM) =									293.40 kg/m2

Tabla 2.12 Carga muerta del tablero 5 del nivel 1 del edificio

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	DIMENSIONES		PESO/UNIDAD	PESO UNITARIO	PESO PARCIAL	AREA DEL TABLERO	PESO TOTAL
LOSA ESTRUCTURAL DE VIGUETA Y BOVEDILLA VE3-20	25.00	m2	B	L	216 kg/m2	216.00 kg	5400.00 kg	25.00 m2	216.00 kg/m2
			1.00 m	1.00 m					
LOSA ADICIONAL Y CERAMICA	25.00	m2	B	L	20 kg/m2	20.00 kg	500.00 kg	25.00 m2	20.00 kg/m2
			1.00 m	1.00 m					
INSTALACIONES ELECTRICAS Y CIELO FALSO	25.00	m2	B	L	15 kg/m2	15.00 kg	375.00 kg	25.00 m2	15.00 kg/m2
			1.00 m	1.00 m					
CARGA MUERTA (CM) =									251.00 kg/m2

Tabla 2.13 Carga muerta del tablero 6 del nivel 1 del edificio

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	DIMENSIONES		PESO/UNIDAD	PESO UNITARIO	PESO PARCIAL	AREA DEL TABLERO	PESO TOTAL
LOSA ESTRUCTURAL DE VIGUETA Y BOVEDILLA VE3-20	25.00	m2	B	L	216 kg/m2	216.00 kg	5400.00 kg	25.00 m2	216.00 kg/m2
			1.00 m	1.00 m					
LOSA ADICIONAL Y CERAMICA	25.00	m2	B	L	20 kg/m2	20.00 kg	500.00 kg	25.00 m2	20.00 kg/m2
			1.00 m	1.00 m					
INSTALACIONES ELECTRICAS Y CIELO FALSO	25.00	m2	B	L	15 kg/m2	15.00 kg	375.00 kg	25.00 m2	15.00 kg/m2
			1.00 m	1.00 m					
TABLA DE YESO	21.50	m2	B	L	40 kg/m2	40.00 kg	860.00 kg	25.00 m2	34.40 kg/m2
			1.00 m	1.00 m					
PUERTAS	4.00	m2	B	L	50 kg/m2	50.00 kg	200.00 kg	25.00 m2	8.00 kg/m2
			1.00 m	1.00 m					
CARGA MUERTA (CM) =									285.40 kg/m2

Tabla 2.14 Carga muerta del tablero 7 del nivel 1 del edificio

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	DIMENSIONES		PESO/UNIDAD	PESO UNITARIO	PESO PARCIAL	AREA DEL TABLERO	PESO TOTAL
LOSA ESTRUCTURAL DE VIGUETA Y BOVEDILLA VE3-20	25.00	m2	B	L	216 kg/m2	216.00 kg	5400.00 kg	25.00 m2	216.00 kg/m2
			1.00 m	1.00 m					
LOSA ADICIONAL Y CERAMICA	25.00	m2	B	L	20 kg/m2	20.00 kg	500.00 kg	25.00 m2	20.00 kg/m2
			1.00 m	1.00 m					
INSTALACIONES ELECTRICAS Y CIELO FALSO	25.00	m2	B	L	15 kg/m2	15.00 kg	375.00 kg	25.00 m2	15.00 kg/m2
			1.00 m	1.00 m					
CARGA MUERTA (CM) =									251.00 kg/m2

Tabla 2.15 Carga muerta del tablero 8 del nivel 1 del edificio

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	DIMENSIONES		PESO/UNIDAD	PESO UNITARIO	PESO PARCIAL	AREA DEL TABLERO	PESO TOTAL
LOSA ESTRUCTURAL DE VIGUETA Y BOVEDILLA VE3-20	25.00	m2	B	L	216 kg/m2	216.00 kg	5400.00 kg	25.00 m2	216.00 kg/m2
			1.00 m	1.00 m					
LOSA ADICIONAL Y CERAMICA	25.00	m2	B	L	20 kg/m2	20.00 kg	500.00 kg	25.00 m2	20.00 kg/m2
			1.00 m	1.00 m					
INSTALACIONES ELECTRICAS Y CIELO FALSO	25.00	m2	B	L	15 kg/m2	15.00 kg	375.00 kg	25.00 m2	15.00 kg/m2
			1.00 m	1.00 m					
TABLA DE YESO	21.50	m2	B	L	40 kg/m2	40.00 kg	860.00 kg	25.00 m2	34.40 kg/m2
			1.00 m	1.00 m					
PUERTAS DE OFICINAS, SERVICIOS SANITARIOS Y SALONES	4.00	m2	B	L	50 kg/m2	50.00 kg	200.00 kg	25.00 m2	8.00 kg/m2
			1.00 m	1.00 m					
CARGA MUERTA (CM) =									293.40 kg/m2

Tabla 2.16 Carga muerta del tablero 1 del nivel 2 del edificio

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	DIMENSIONES		PESO/UNIDAD	PESO UNITARIO	PESO PARCIAL	AREA DEL TABLERO	PESO TOTAL
LOSA ESTRUCTURAL DE VIGUETA Y BOVEDILLA VE3-20	25.00	m2	B	L	216 kg/m2	216.00 kg	5400.00 kg	25.00 m2	216.00 kg/m2
			1.00 m	1.00 m					
LOSA ADICIONAL Y CERAMICA	25.00	m2	B	L	20 kg/m2	20.00 kg	500.00 kg	25.00 m2	20.00 kg/m2
			1.00 m	1.00 m					
INSTALACIONES ELECTRICAS Y CIELO FALSO	25.00	m2	B	L	15 kg/m2	15.00 kg	375.00 kg	25.00 m2	15.00 kg/m2
			1.00 m	1.00 m					
TABLA DE YESO	21.50	m2	B	L	40 kg/m2	40.00 kg	860.00 kg	25.00 m2	34.40 kg/m2
			1.00 m	1.00 m					
TABLA DE YESO INTERNAS EN SERVICIOS SANITARIOS	9.60	m2	B	L	40 kg/m2	40.00 kg	384.00 kg	25.00 m2	15.36 kg/m2
			1.00 m	1.00 m					
PUERTAS DE OFICINAS Y SERVICIOS SANITARIOS	4.00	m2	B	L	50 kg/m2	50.00 kg	200.00 kg	25.00 m2	8.00 kg/m2
			1.00 m	1.00 m					
CARGA MUERTA (CM) =									300.76 kg/m2

Tabla 2.17 Carga muerta del tablero 2 del nivel 2 del edificio

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	DIMENSIONES		PESO/UNIDAD	PESO UNITARIO	PESO PARCIAL	AREA DEL TABLERO	PESO TOTAL
LOSA ESTRUCTURAL DE VIGUETA Y BOVEDILLA VE3-20	25.00	m2	B	L	216 kg/m2	216.00 kg	5400.00 kg	25.00 m2	216.00 kg/m2
			1.00 m	1.00 m					
LOSA ADICIONAL Y CERAMICA	25.00	m2	B	L	20 kg/m2	20.00 kg	500.00 kg	25.00 m2	20.00 kg/m2
			1.00 m	1.00 m					
INSTALACIONES ELECTRICAS Y CIELO FALSO	25.00	m2	B	L	15 kg/m2	15.00 kg	375.00 kg	25.00 m2	15.00 kg/m2
			1.00 m	1.00 m					
TABLA DE YESO	21.50	m2	B	L	40 kg/m2	40.00 kg	860.00 kg	25.00 m2	34.40 kg/m2
			1.00 m	1.00 m					
PUERTAS DE OFICINAS, SERVICIOS SANITARIOS Y SALONES	4.00	m2	B	L	50 kg/m2	50.00 kg	200.00 kg	25.00 m2	8.00 kg/m2
			1.00 m	1.00 m					
CARGA MUERTA (CM) =									293.40 kg/m2

Tabla 2.18 Carga muerta del tablero 3 del nivel 2 del edificio

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	DIMENSIONES		PESO/UNIDAD	PESO UNITARIO	PESO PARCIAL	AREA DEL TABLERO	PESO TOTAL
LOSA ESTRUCTURAL DE VIGUETA Y BOVEDILLA VE3-20	25.00	m2	B	L	216 kg/m2	216.00 kg	5400.00 kg	25.00 m2	216.00 kg/m2
			1.00 m	1.00 m					
LOSA ADICIONAL Y CERAMICA	25.00	m2	B	L	20 kg/m2	20.00 kg	500.00 kg	25.00 m2	20.00 kg/m2
			1.00 m	1.00 m					
INSTALACIONES ELECTRICAS Y CIELO FALSO	25.00	m2	B	L	15 kg/m2	15.00 kg	375.00 kg	25.00 m2	15.00 kg/m2
			1.00 m	1.00 m					
TABLA DE YESO	21.50	m2	B	L	40 kg/m2	40.00 kg	860.00 kg	25.00 m2	34.40 kg/m2
			1.00 m	1.00 m					
PUERTAS DE OFICINAS, SERVICIOS SANITARIOS Y SALONES	4.00	m2	B	L	50 kg/m2	50.00 kg	200.00 kg	25.00 m2	8.00 kg/m2
			1.00 m	1.00 m					
CARGA MUERTA (CM) =									293.40 kg/m2

Tabla 2.19 Carga muerta del tablero 4 del nivel 2 del edificio

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	DIMENSIONES		PESO/UNIDAD	PESO UNITARIO	PESO PARCIAL	AREA DEL TABLERO	PESO TOTAL
LOSA ESTRUCTURAL DE VIGUETA Y BOVEDILLA VE3-20	25.00	m2	B	L	216 kg/m2	216.00 kg	5400.00 kg	25.00 m2	216.00 kg/m2
			1.00 m	1.00 m					
LOSA ADICIONAL Y CERAMICA	25.00	m2	B	L	20 kg/m2	20.00 kg	500.00 kg	25.00 m2	20.00 kg/m2
			1.00 m	1.00 m					
INSTALACIONES ELECTRICAS Y CIELO FALSO	25.00	m2	B	L	15 kg/m2	15.00 kg	375.00 kg	25.00 m2	15.00 kg/m2
			1.00 m	1.00 m					
TABLA DE YESO	21.50	m2	B	L	40 kg/m2	40.00 kg	860.00 kg	25.00 m2	34.40 kg/m2
			1.00 m	1.00 m					
PUERTAS DE OFICINAS, SERVICIOS SANITARIOS Y SALONES	4.00	m2	B	L	50 kg/m2	50.00 kg	200.00 kg	25.00 m2	8.00 kg/m2
			1.00 m	1.00 m					
CARGA MUERTA (CM) =									293.40 kg/m2

Tabla 2.20 Carga muerta del tablero 5 del nivel 2 del edificio

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	DIMENSIONES		PESO/UNIDAD	PESO UNITARIO	PESO PARCIAL	AREA DEL TABLERO	PESO TOTAL
LOSA ESTRUCTURAL DE VIGUETA Y BOVEDILLA VE3-20	25.00	m2	B	L	216 kg/m2	216.00 kg	5400.00 kg	25.00 m2	216.00 kg/m2
			1.00 m	1.00 m					
LOSA ADICIONAL Y CERAMICA	25.00	m2	B	L	20 kg/m2	20.00 kg	500.00 kg	25.00 m2	20.00 kg/m2
			1.00 m	1.00 m					
INSTALACIONES ELECTRICAS Y CIELO FALSO	25.00	m2	B	L	15 kg/m2	15.00 kg	375.00 kg	25.00 m2	15.00 kg/m2
			1.00 m	1.00 m					
CARGA MUERTA (CM) =									251.00 kg/m2

Tabla 2.21 Carga muerta del tablero 6 del nivel 2 del edificio

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	DIMENSIONES		PESO/UNIDAD	PESO UNITARIO	PESO PARCIAL	AREA DEL TABLERO	PESO TOTAL
LOSA ESTRUCTURAL DE VIGUETA Y BOVEDILLA VE3-20	25.00	m2	B	L	216 kg/m2	216.00 kg	5400.00 kg	25.00 m2	216.00 kg/m2
			1.00 m	1.00 m					
LOSA ADICIONAL Y CERAMICA	25.00	m2	B	L	20 kg/m2	20.00 kg	500.00 kg	25.00 m2	20.00 kg/m2
			1.00 m	1.00 m					
INSTALACIONES ELECTRICAS Y CIELO FALSO	25.00	m2	B	L	15 kg/m2	15.00 kg	375.00 kg	25.00 m2	15.00 kg/m2
			1.00 m	1.00 m					
TABLA DE YESO	21.50	m2	B	L	40 kg/m2	40.00 kg	860.00 kg	25.00 m2	34.40 kg/m2
			1.00 m	1.00 m					
PUERTAS	4.00	m2	B	L	50 kg/m2	50.00 kg	200.00 kg	25.00 m2	8.00 kg/m2
			1.00 m	1.00 m					
CARGA MUERTA (CM) =									285.40 kg/m2

Tabla 2.22 Carga muerta del tablero 7 del nivel 2 del edificio

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	DIMENSIONES		PESO/UNIDAD	PESO UNITARIO	PESO PARCIAL	AREA DEL TABLERO	PESO TOTAL
LOSA ESTRUCTURAL DE VIGUETA Y BOVEDILLA VE3-20	25.00	m2	B	L	216 kg/m2	216.00 kg	5400.00 kg	25.00 m2	216.00 kg/m2
			1.00 m	1.00 m					
LOSA ADICIONAL Y CERAMICA	25.00	m2	B	L	20 kg/m2	20.00 kg	500.00 kg	25.00 m2	20.00 kg/m2
			1.00 m	1.00 m					
INSTALACIONES ELECTRICAS Y CIELO FALSO	25.00	m2	B	L	15 kg/m2	15.00 kg	375.00 kg	25.00 m2	15.00 kg/m2
			1.00 m	1.00 m					
CARGA MUERTA (CM) =									251.00 kg/m2

Tabla 2.23 Carga muerta del tablero 8 del nivel 2 del edificio

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	DIMENSIONES		PESO/UNIDAD	PESO UNITARIO	PESO PARCIAL	AREA DEL TABLERO	PESO TOTAL
LOSA ESTRUCTURAL DE VIGUETA Y BOVEDILLA VE3-20	25.00	m2	B	L	216 kg/m2	216.00 kg	5400.00 kg	25.00 m2	216.00 kg/m2
			1.00 m	1.00 m					
LOSA ADICIONAL PARA TERMINACION EN AZOTEA	25.00	m2	B	L	20 kg/m2	20.00 kg	500.00 kg	25.00 m2	20.00 kg/m2
			1.00 m	1.00 m					
INSTALACIONES ELECTRICAS Y CIELO FALSO	25.00	m2	B	L	15 kg/m2	15.00 kg	375.00 kg	25.00 m2	15.00 kg/m2
			1.00 m	1.00 m					
CARGA MUERTA (CM) =									251.00 kg/m2

Tabla 2.24 Carga muerta del tablero 1 del nivel 3 del edificio

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	DIMENSIONES		PESO/UNIDAD	PESO UNITARIO	PESO PARCIAL	AREA DEL TABLERO	PESO TOTAL
LOSA ESTRUCTURAL DE VIGUETA Y BOVEDILLA VE3-20	25.00	m2	B	L	216 kg/m2	216.00 kg	5400.00 kg	25.00 m2	216.00 kg/m2
			1.00 m	1.00 m					
LOSA ADICIONAL PARA TERMINACION EN AZOTEA	25.00	m2	B	L	20 kg/m2	20.00 kg	500.00 kg	25.00 m2	20.00 kg/m2
			1.00 m	1.00 m					
INSTALACIONES ELECTRICAS Y CIELO FALSO	25.00	m2	B	L	15 kg/m2	15.00 kg	375.00 kg	25.00 m2	15.00 kg/m2
			1.00 m	1.00 m					
CARGA MUERTA (CM) =									251.00 kg/m2

Tabla 2.25 Carga muerta del tablero 2 del nivel 3 del edificio

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	DIMENSIONES		PESO/UNIDAD	PESO UNITARIO	PESO PARCIAL	AREA DEL TABLERO	PESO TOTAL
LOSA ESTRUCTURAL DE VIGUETA Y BOVEDILLA VE3-20	25.00	m2	B	L	216 kg/m2	216.00 kg	5400.00 kg	25.00 m2	216.00 kg/m2
			1.00 m	1.00 m					
LOSA ADICIONAL PARA TERMINACION EN AZOTEA	25.00	m2	B	L	20 kg/m2	20.00 kg	500.00 kg	25.00 m2	20.00 kg/m2
			1.00 m	1.00 m					
INSTALACIONES ELECTRICAS Y CIELO FALSO	25.00	m2	B	L	15 kg/m2	15.00 kg	375.00 kg	25.00 m2	15.00 kg/m2
			1.00 m	1.00 m					
CARGA MUERTA (CM) =									251.00 kg/m2

Tabla 2.26 Carga muerta del tablero 3 del nivel 3 del edificio

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	DIMENSIONES		PESO/UNIDAD	PESO UNITARIO	PESO PARCIAL	AREA DEL TABLERO	PESO TOTAL
LOSA ESTRUCTURAL DE VIGUETA Y BOVEDILLA VE3-20	25.00	m2	B	L	216 kg/m2	216.00 kg	5400.00 kg	25.00 m2	216.00 kg/m2
			1.00 m	1.00 m					
LOSA ADICIONAL PARA TERMINACION EN AZOTEA	25.00	m2	B	L	20 kg/m2	20.00 kg	500.00 kg	25.00 m2	20.00 kg/m2
			1.00 m	1.00 m					
INSTALACIONES ELECTRICAS Y CIELO FALSO	25.00	m2	B	L	15 kg/m2	15.00 kg	375.00 kg	25.00 m2	15.00 kg/m2
			1.00 m	1.00 m					
CARGA MUERTA (CM) =									251.00 kg/m2

Tabla 2.27 Carga muerta del tablero 4 del nivel 3 del edificio

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	DIMENSIONES		PESO/UNIDAD	PESO UNITARIO	PESO PARCIAL	AREA DEL TABLERO	PESO TOTAL
LOSA ESTRUCTURAL DE VIGUETA Y BOVEDILLA VE3-20	25.00	m2	B	L	216 kg/m2	216.00 kg	5400.00 kg	25.00 m2	216.00 kg/m2
			1.00 m	1.00 m					
LOSA ADICIONAL PARA TERMINACION EN AZOTEA	25.00	m2	B	L	20 kg/m2	20.00 kg	500.00 kg	25.00 m2	20.00 kg/m2
			1.00 m	1.00 m					
INSTALACIONES ELECTRICAS Y CIELO FALSO	25.00	m2	B	L	15 kg/m2	15.00 kg	375.00 kg	25.00 m2	15.00 kg/m2
			1.00 m	1.00 m					
CARGA MUERTA (CM) =									251.00 kg/m2

Tabla 2.28 Carga muerta del tablero 5 del nivel 3 del edificio

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	DIMENSIONES		PESO/UNIDAD	PESO UNITARIO	PESO PARCIAL	AREA DEL TABLERO	PESO TOTAL
LOSA ESTRUCTURAL DE VIGUETA Y BOVEDILLA VE3-20	25.00	m2	B	L	216 kg/m2	216.00 kg	5400.00 kg	25.00 m2	216.00 kg/m2
			1.00 m	1.00 m					
LOSA ADICIONAL PARA TERMINACION EN AZOTEA	25.00	m2	B	L	20 kg/m2	20.00 kg	500.00 kg	25.00 m2	20.00 kg/m2
			1.00 m	1.00 m					
INSTALACIONES ELECTRICAS Y CIELO FALSO	25.00	m2	B	L	15 kg/m2	15.00 kg	375.00 kg	25.00 m2	15.00 kg/m2
			1.00 m	1.00 m					
CARGA MUERTA (CM) =									251.00 kg/m2

Tabla 2.29 Carga muerta del tablero 6 del nivel 3 del edificio

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	DIMENSIONES		PESO/UNIDAD	PESO UNITARIO	PESO PARCIAL	AREA DEL TABLERO	PESO TOTAL
LOSA ESTRUCTURAL DE VIGUETA Y BOVEDILLA VE3-20	25.00	m2	B	L	216 kg/m2	216.00 kg	5400.00 kg	25.00 m2	216.00 kg/m2
			1.00 m	1.00 m					
LOSA ADICIONAL PARA TERMINACION EN AZOTEA	25.00	m2	B	L	20 kg/m2	20.00 kg	500.00 kg	25.00 m2	20.00 kg/m2
			1.00 m	1.00 m					
INSTALACIONES ELECTRICAS Y CIELO FALSO	25.00	m2	B	L	15 kg/m2	15.00 kg	375.00 kg	25.00 m2	15.00 kg/m2
			1.00 m	1.00 m					
CARGA MUERTA (CM) =									251.00 kg/m2

Tabla 2.30 Carga muerta del tablero 7 del nivel 3 del edificio

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	DIMENSIONES		PESO/UNIDAD	PESO UNITARIO	PESO PARCIAL	AREA DEL TABLERO	PESO TOTAL
LOSA ESTRUCTURAL DE VIGUETA Y BOVEDILLA VE3-20	25.00	m2	B	L	216 kg/m2	216.00 kg	5400.00 kg	25.00 m2	216.00 kg/m2
			1.00 m	1.00 m					
LOSA ADICIONAL PARA TERMINACION EN AZOTEA	25.00	m2	B	L	20 kg/m2	20.00 kg	500.00 kg	25.00 m2	20.00 kg/m2
			1.00 m	1.00 m					
INSTALACIONES ELECTRICAS Y CIELO FALSO	25.00	m2	B	L	15 kg/m2	15.00 kg	375.00 kg	25.00 m2	15.00 kg/m2
			1.00 m	1.00 m					
CARGA MUERTA (CM) =									251.00 kg/m2

Tabla 2.31 Carga muerta del tablero 8 del nivel 3 del edificio

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	DIMENSIONES		PESO/UNIDAD	PESO UNITARIO	PESO PARCIAL	AREA DEL TABLERO	PESO TOTAL
LOSA ESTRUCTURAL DE VIGUETA Y BOVEDILLA VE3-20	25.00	m2	B	L	216 kg/m2	216.00 kg	5400.00 kg	25.00 m2	216.00 kg/m2
			1.00 m	1.00 m					
LOSA ADICIONAL PARA TERMINACION EN AZOTEA	25.00	m2	B	L	20 kg/m2	20.00 kg	500.00 kg	25.00 m2	20.00 kg/m2
			1.00 m	1.00 m					
INSTALACIONES ELECTRICAS Y CIELO FALSO	25.00	m2	B	L	15 kg/m2	15.00 kg	375.00 kg	25.00 m2	15.00 kg/m2
			1.00 m	1.00 m					
CARGA MUERTA (CM) =									251.00 kg/m2

Tabla 2.32 Carga muerta del tablero 9 del nivel 3 del edificio

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

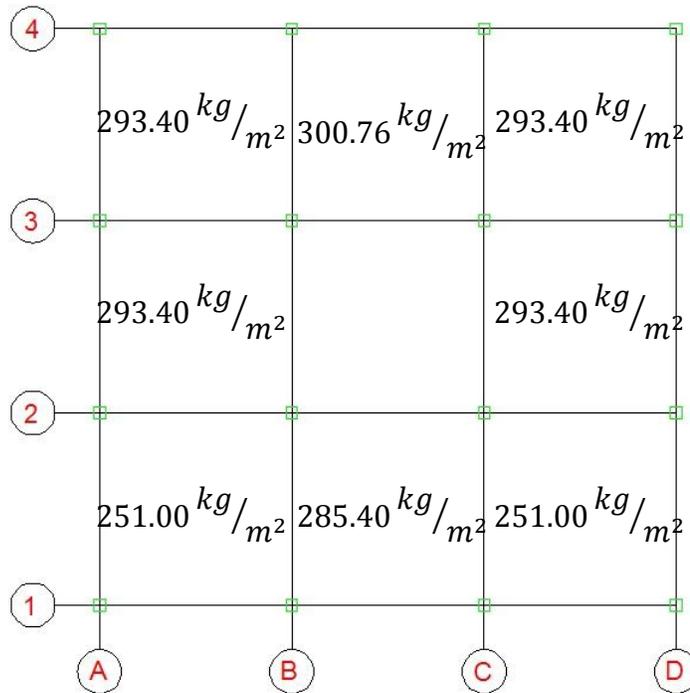


Figura 2.44 Carga muerta de los tableros del nivel 1 del edificio

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

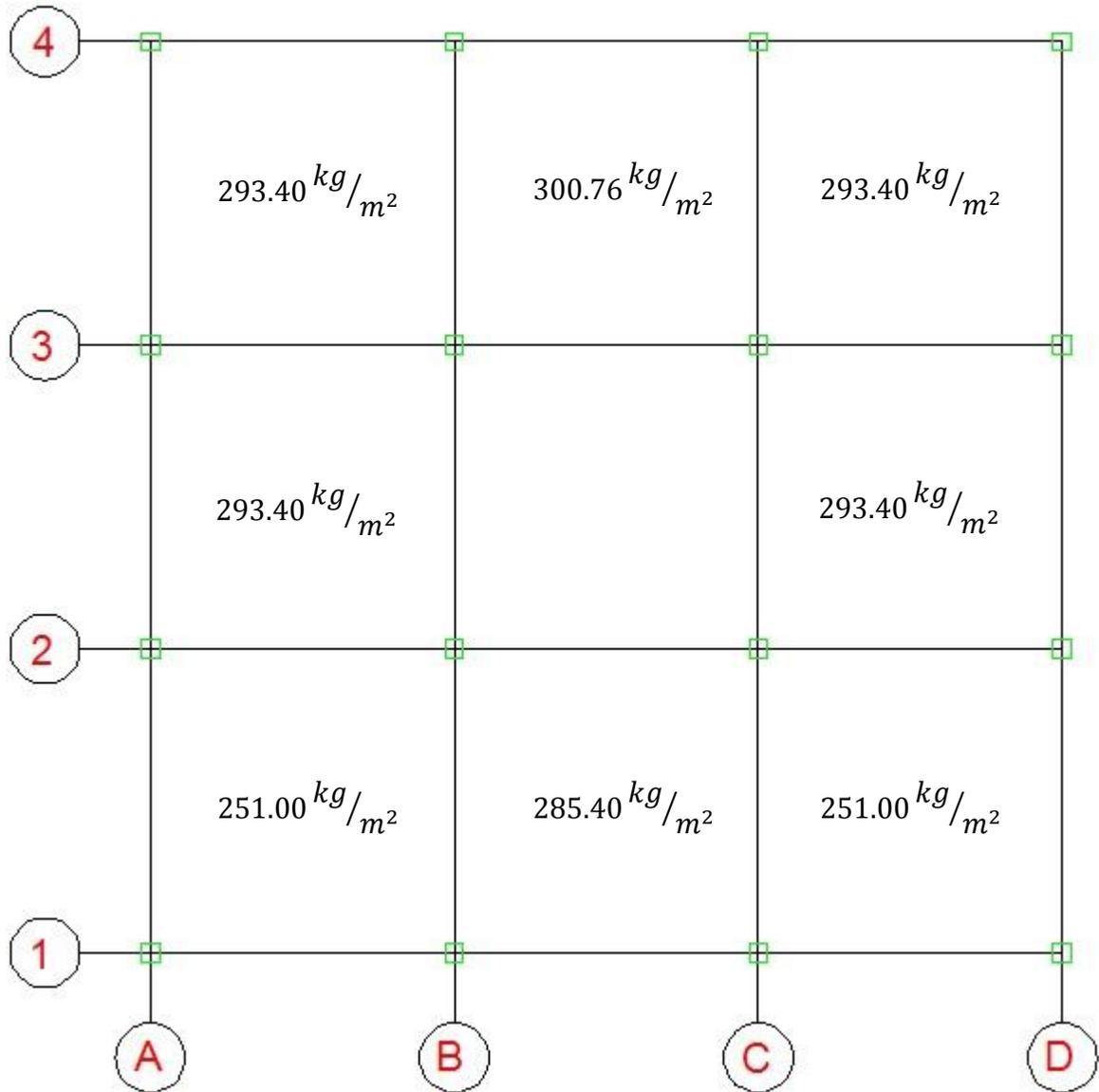


Figura 2.45 Carga muerta de los tableros del nivel 2 del edificio

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

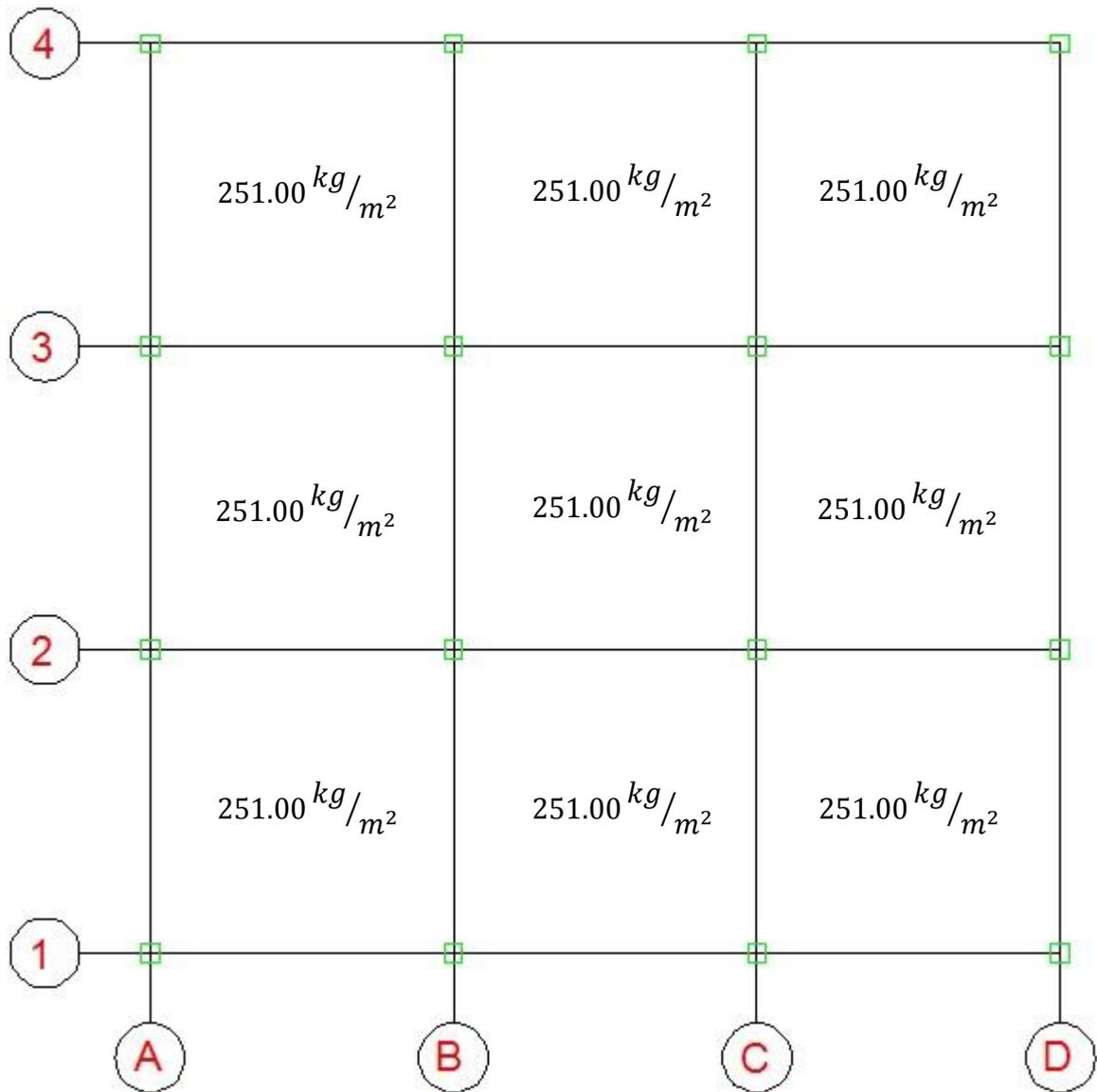


Figura 2.46 Carga muerta de los tableros del nivel 3 del edificio

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

A continuación se presentan las cargas generadas por paredes de block o divisiones de tabla de yeso sobre las vigas de los tres niveles para cada uno de los 8 ejes (1, 2, 3, 4, A, B, C Y D) del edificio.

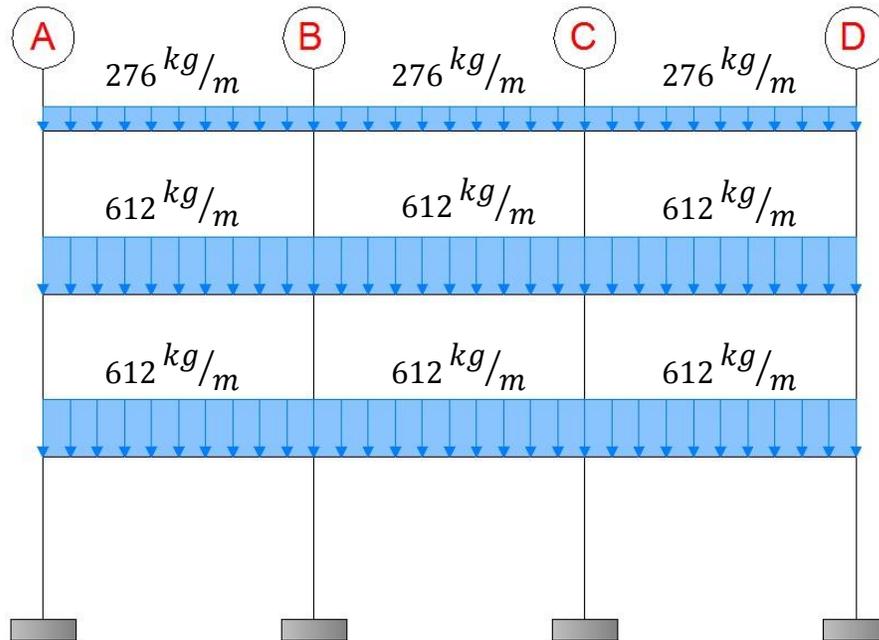


Figura 2.47 Carga muerta sobre las vigas del eje 1 del edificio

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

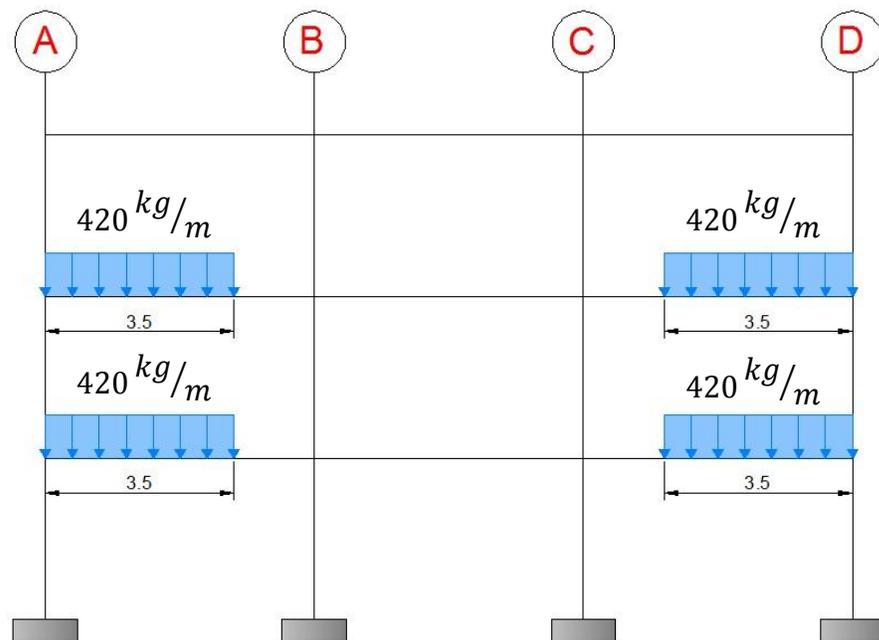


Figura 2.48 Carga muerta sobre las vigas del eje 2 del edificio

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

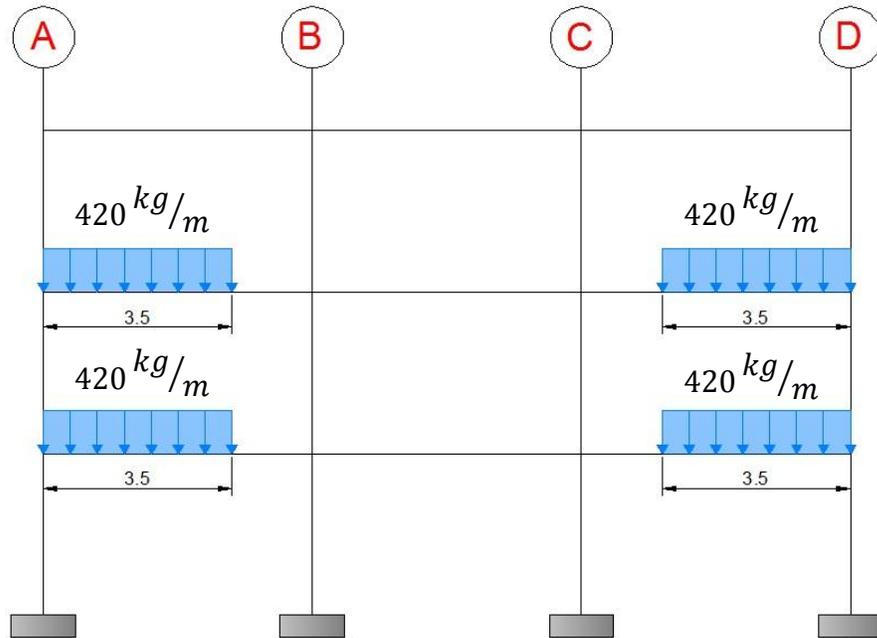


Figura 2.49 Carga muerta sobre las vigas del eje 3 del edificio

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

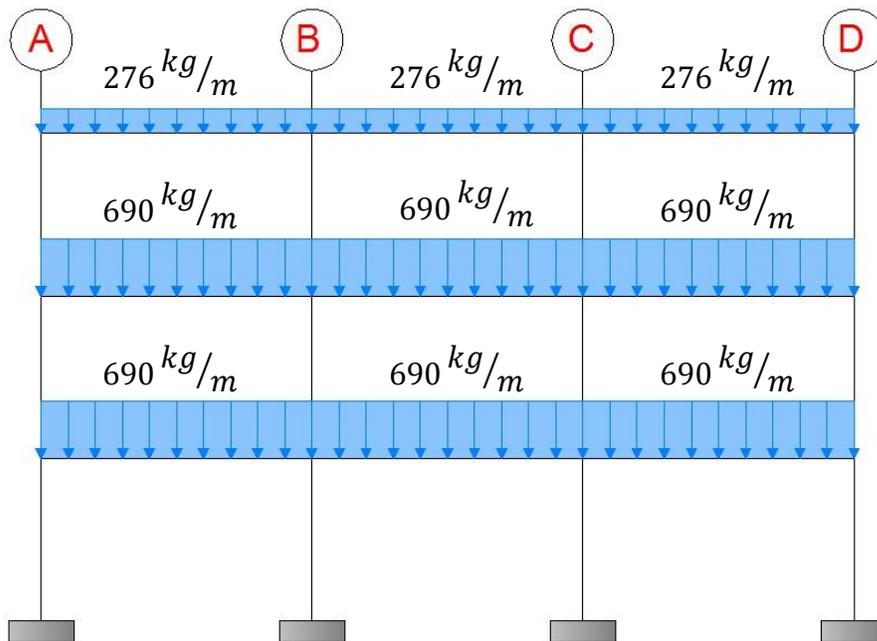


Figura 2.50 Carga muerta sobre las vigas del eje 4 del edificio

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

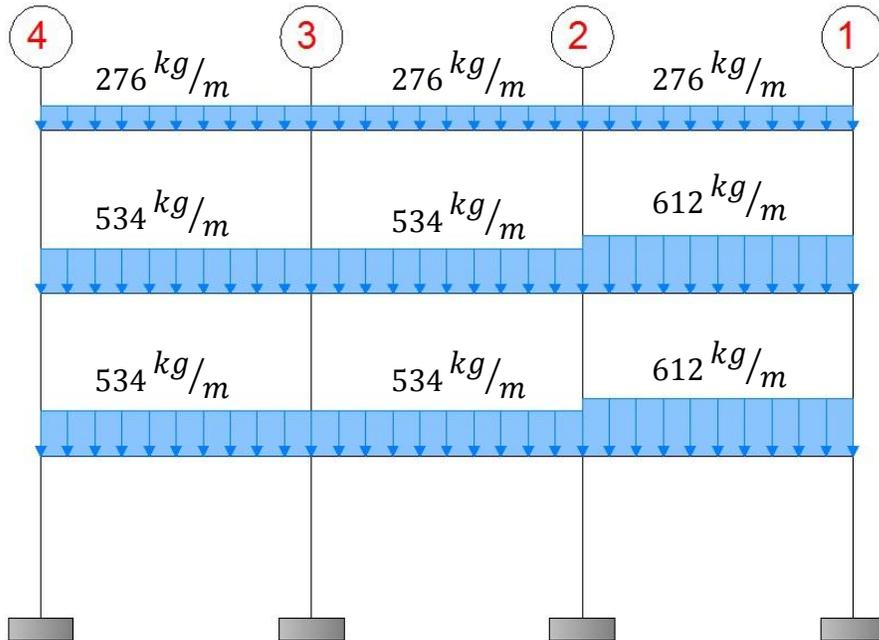


Figura 2.51 Carga muerta sobre las vigas del eje A del edificio

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

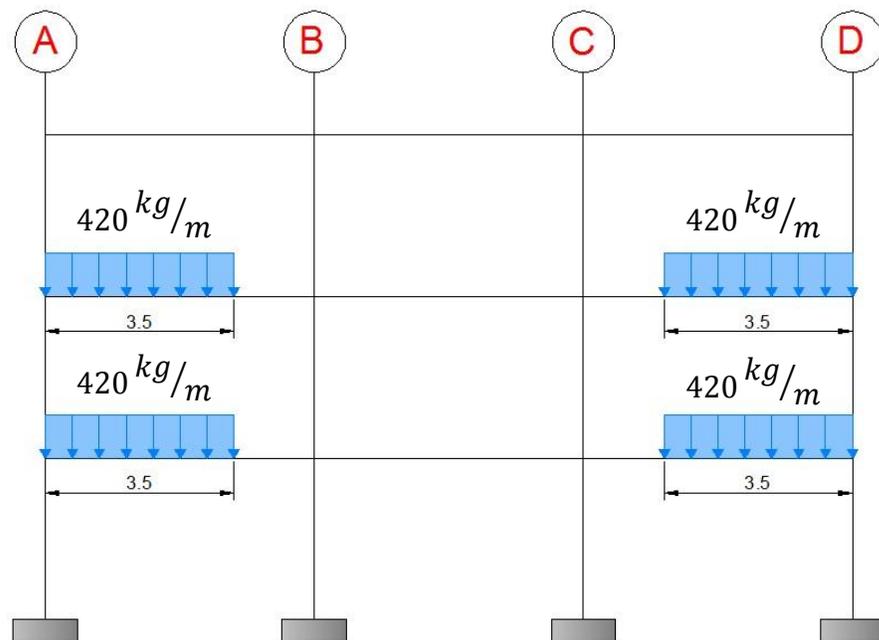


Figura 2.52 Carga muerta sobre las vigas del eje B del edificio

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

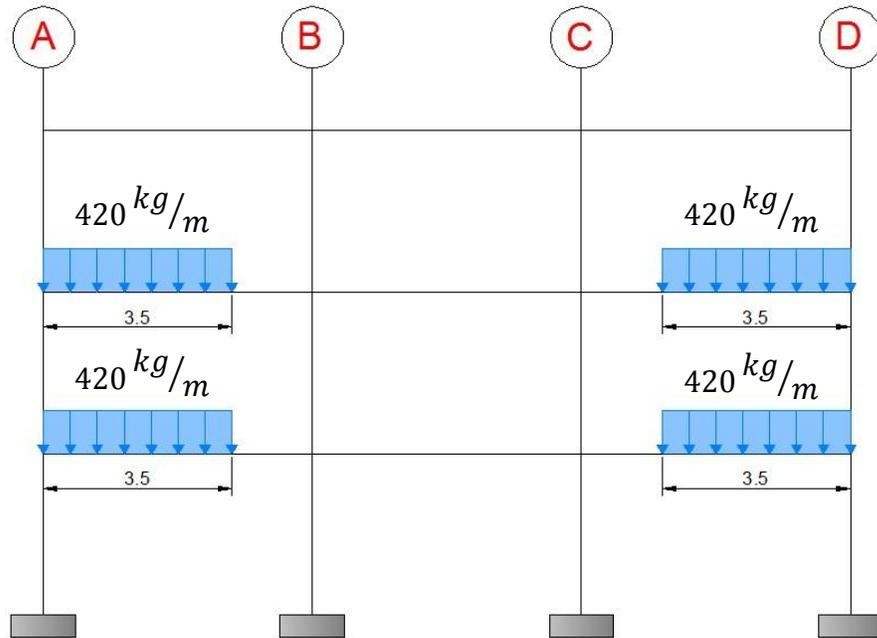


Figura 2.53 Carga muerta sobre las vigas del eje C del edificio

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

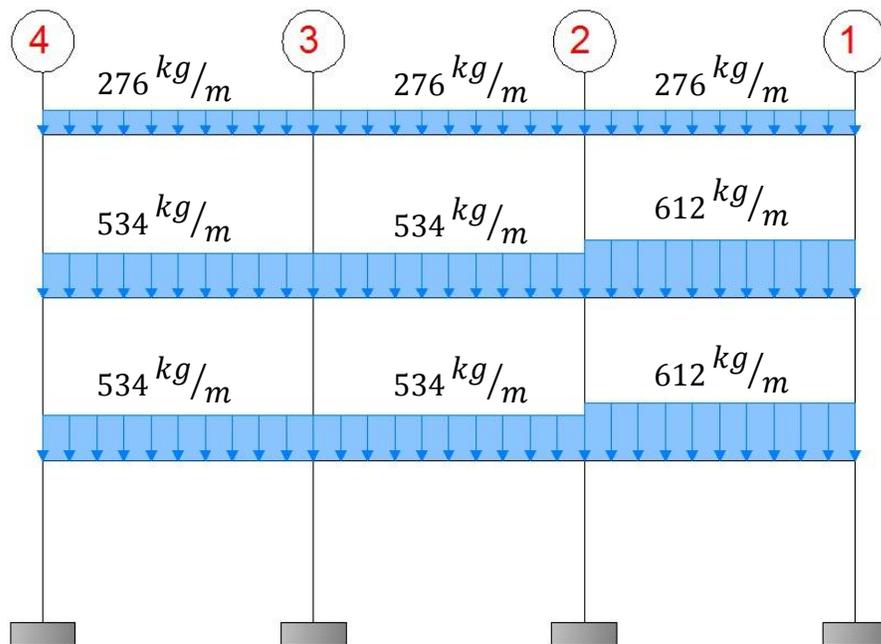


Figura 2.54 Carga muerta sobre las vigas del eje D del edificio

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

Las cargas muertas sobre las losas de las escaleras del nivel 1 y nivel 2 son las siguientes.

DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	DIMENSIONES			PESO/UNIDAD	PESO UNITARIO	PESO PARCIAL	AREA DE LA LOSA	PESO TOTAL
			B	L	t					
LOSA MACIZA DE CONCRETO	25.40	m2	1.00 m	1.00 m	0.10 m	2400 kg/m3	240.00 kg	6096.00 kg	25.40 m2	240.00 kg/m2
LOSA ADICIONAL Y CERAMICA	30.82	m2	1.00 m	1.00 m		20 kg/m2	20.00 kg	616.40 kg	25.40 m2	24.27 kg/m2
GRADAS	18.00	U	2.30 m	0.30 m	0.15 m	2400 kg/m3	124.20 kg	2235.60 kg	25.40 m2	88.02 kg/m2
CARGA MUERTA (CM) =										352.28 kg/m2

Tabla 2.33 Cargas muertas de la escalera en el nivel 1

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	DIMENSIONES			PESO/UNIDAD	PESO UNITARIO	PESO PARCIAL	AREA DE LA LOSA	PESO TOTAL
			B	L	t					
LOSA MACIZA DE CONCRETO	25.40	m2	1.00 m	1.00 m	0.10 m	2400 kg/m3	240.00 kg	6096.00 kg	25.40 m2	240.00 kg/m2
LOSA ADICIONAL Y CERAMICA	30.82	m2	1.00 m	1.00 m		20 kg/m2	20.00 kg	616.40 kg	25.40 m2	24.27 kg/m2
GRADAS	18.00	U	2.30 m	0.30 m	0.15 m	2400 kg/m3	124.20 kg	2235.60 kg	25.40 m2	88.02 kg/m2
CARGA MUERTA (CM) =										352.28 kg/m2

Tabla 2.34 Cargas muertas de la escalera en el nivel 2

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

2.4.2 Cargas Vivas

Se considerarán como cargas vivas los pesos que se producen por el uso y ocupación de las construcciones y que no tienen carácter permanente. A menos que se justifiquen racionalmente otros valores [*Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones, 1994, El Salvador, Pag. 9*].

Las cargas vivas unitarias mínimas, especificadas en la Tabla 2.35 [*Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones, 1994, El Salvador, Pag. 12*] no incluyen el peso de equipos, muebles u objetos de peso fuera de lo común, como cajas fuertes, libreros pesados o cortinajes en salas de espectáculos. Cuando se provean tales cargas deberán cuantificarse y tomarse en cuenta en el diseño en forma independiente de la carga viva especificada, y los valores adoptados deberán justificarse en la memoria de cálculo.

Para la aplicación de las cargas vivas unitarias se deberán tomar en consideración las siguientes disposiciones:

1. La carga viva máxima w_m se deberá emplear para diseño estructural por fuerzas gravitacionales y para calcular asentamientos inmediatos en suelos, así como en el diseño

estructural de las cimentaciones ante cargas gravitacionales.

2. La carga viva instantánea w_i se deberá usar para el análisis sísmico y por viento.
3. La carga viva media w se deberá utilizar en el cálculo de deflexiones y asentamientos diferidos.
4. Cuando el efecto de la carga viva sea favorable para la estabilidad de la estructura, como en los casos de flotación, de volteo y de succión por viento, su intensidad se considerara nula sobre toda el área.
5. Las cargas vivas uniformes de la Tabla 2.35 se considerarán distribuidas sobre el área tributaria de cada elemento, entendiéndose por área tributaria el área que incide con su carga unitaria sobre el elemento en referencia, de acuerdo al tipo de losa o cubierta que se trate.

NUMERAL	DESCRIPCION	w	w_i	w_m	OBSERV.
A	HABITACION (DEPARTAMENTOS, VIVIENDAS, DOMICILIOS, CUARTOS DE HOTEL, INTERNADOS DE ESCUELA, CUARTELES, CARCELES, CORRECCIONALES, HOSPITALES Y SIMILARES)	70 kg/m ²	120 kg/m ²	170 kg/m ²	1
B	OFICINAS, DESPACHOS, AULAS Y LABORATORIOS	100 kg/m ²	180 kg/m ²	250 kg/m ²	2
C	COMUNICACIÓN PARA PEATONES (PASILLOS, ESCALERAS, RAMPAS, VESTIBULOS Y PASAJES DE ACCESO LIBRE AL PUBLICO)	40 kg/m ²	150 kg/m ²	350 kg/m ²	3
D	ESTADIOS Y LUGARES DE REUNION SIN ASIENTOS INDIVIDUALES	40 kg/m ²	350 kg/m ²	500 kg/m ²	
E	ESTADIOS CON ASIENTOS INDIVIDUALES	40 kg/m ²	200 kg/m ²	300 kg/m ²	
F	OTROS LUGARES DE REUNION (TEMPLOS, CINES, TEATROS, GIMNASIOS, SALONES DE BAILE, RESTAURANTES, BIBLIOTECAS, SALAS DE JUEGO Y SIMILARES)	40 kg/m ²	250 kg/m ²	350 kg/m ²	
G	COMERCIOS, FABRICAS Y BODEGAS	$0.8 w_m$	$0.9 w_m$	w_m	4
H	CUBIERTAS Y AZOTEAS CON PENDIENTE NO MAYOR DE 5%	15 kg/m ²	50 kg/m ²	100 kg/m ²	3, 5
I	CUBIERTAS Y AZOTEAS CON PENDIENTE MAYOR DE 5%	5 kg/m ²	0 kg/m ²	20 kg/m ²	3, 5
J	VOLADIZOS EN VIA PUBLICA (MARQUESINAS, BALCONES Y SIMILARES)	15 kg/m ²	70 kg/m ²	300 kg/m ²	
K	GARAGES Y ESTACIONAMIENTOS (PARA AUTOMOVILES EXCLUSIVAMENTE)	400 kg/m ²	150 kg/m ²	250 kg/m ²	6

Tabla 2.35 Cargas vivas unitarias mínimas

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

Observaciones a la Tabla 2.35:

1. Para elementos con área tributaria, A , mayor a 36m^2 , w_m podrá reducirse, tomándola igual a $100 - 420 / \sqrt{A}$. cuando sea más desfavorable se considerará en lugar de w_m una carga de 500kg aplicada sobre un área de $50\text{x}50\text{cm}$ en la posición más crítica.
2. Para elementos con área tributaria A , mayor a 36m^2 , w_m podrá reducirse, tomándola igual a $180 - 420 / \sqrt{A}$. cuando sea más desfavorable se considerara en lugar de w_m una carga de $1,000\text{kg}$ aplicada sobre un área de $50\text{x}50\text{cm}$ en la posición más crítica.
3. En el diseño de pretilas de cubierta, azoteas y barandales para escaleras, rampas, pasillos y balcones, se supondrá una carga horizontal no menor de 100kg/m actuando al nivel y en la dirección más desfavorable.
4. Atendiendo al destino del piso se determinara la carga unitaria w_m , la cual no será inferior a 350kg/m^2 .
5. Las cargas vivas especificadas para cubiertas y azoteas no incluyen las cargas producidas por recipientes de agua y anuncios, ni las que se deben a equipos u objetos pesados que pueden apoyarse o colgarse.

Adicionalmente los elementos de las cubiertas y azoteas deberán revisarse con una carga concentrada de 100kg aplicada en la posición más crítica.

6. Mas una concentración de 1,500kg en el lugar más desfavorable del miembro estructural de que se trate.

El uso del edificio de tres niveles será para oficinas, por lo tanto, las cargas vivas a considerar según la Tabla 2.35 son:

DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	DIMENSIONES		PESO/UNIDAD (Wm)	PESO UNITARIO	PESO PARCIAL
			B	L			
LOSA VE3-20 DEL NIVEL	200.00	m2	1.00 m	1.00 m	250 kg/m2	250.00 kg	50000.00 kg
			B	L			
LOSA MACIZA DE LA ESCALERA	25.40	m2	1.00 m	1.00 m	350 kg/m2	350.00 kg	8890.00 kg
			B	L			
CARGA VIVA (CV) =							58890.00 kg

Tabla 2.36 Carga viva del nivel 1 del edificio

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	DIMENSIONES		PESO/UNIDAD (Wm)	PESO UNITARIO	PESO PARCIAL
			B	L			
LOSA VE3-20 DEL NIVEL	200.00	m2	1.00 m	1.00 m	250 kg/m2	250.00 kg	50000.00 kg
			B	L			
LOSA MACIZA DE LA ESCALERA	25.40	m2	1.00 m	1.00 m	350 kg/m2	350.00 kg	8890.00 kg
			B	L			
CARGA VIVA (CV) =							58890.00 kg

Tabla 2.37 Carga viva del nivel 2 del edificio

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	DIMENSIONES		PESO/UNIDAD (Wm)	PESO UNITARIO	PESO PARCIAL
			B	L			
LOSA VE3-20 DEL NIVEL	225.00	m2	1.00 m	1.00 m	100 kg/m2	100.00 kg	22500.00 kg
			B	L			
CARGA VIVA (CV) =							22500.00 kg

Tabla 2.38 Carga viva del nivel 3 del edificio

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

Para el análisis sísmico del edificio de tres niveles, se utilizará la carga viva instantánea w_i , esto es según la disposición número 2 en la aplicación de cargas vivas unitarias, antes mencionadas.

DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	DIMENSIONES		PESO/UNIDAD (Wi)	PESO UNITARIO	PESO PARCIAL
			B	L			
LOSA VE3-20 DEL NIVEL	200.00	m2	1.00 m	1.00 m	180 kg/m2	180.00 kg	36000.00 kg
LOSA MACIZA DE LA ESCALERA	25.40	m2	1.00 m	1.00 m	150 kg/m2	150.00 kg	3810.00 kg
CARGA VIVA (CV) =							39810.00 kg

Tabla 2.39 Carga viva instantánea del nivel 1 del edificio

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	DIMENSIONES		PESO/UNIDAD (Wi)	PESO UNITARIO	PESO PARCIAL
			B	L			
LOSA VE3-20 DEL NIVEL	200.00	m2	1.00 m	1.00 m	180 kg/m2	180.00 kg	36000.00 kg
LOSA MACIZA DE LA ESCALERA	25.40	m2	1.00 m	1.00 m	150 kg/m2	150.00 kg	3810.00 kg
CARGA VIVA (CV) =							39810.00 kg

Tabla 2.40 Carga viva instantánea del nivel 2 del edificio

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	DIMENSIONES		PESO/UNIDAD (Wi)	PESO UNITARIO	PESO PARCIAL
			B	L			
LOSA VE3-20 DEL NIVEL	225.00	m2	1.00 m	1.00 m	50 kg/m2	50.00 kg	11250.00 kg
CARGA VIVA (CV) =							11250.00 kg

Tabla 2.41 Carga viva instantánea del nivel 3 del edificio

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

2.4.3 Cargas Sísmicas

2.4.3.1 Análisis Dinámico Lineal

Para el edificio de tres niveles el movimiento del terreno puede representarse por medio del siguiente espectro de diseño [Norma Técnica para Diseño por Sismo, 1994, El Salvador, Pag. 11], en el cual se ha adoptado el nombre de coeficiente sísmico (C_{sm}) en lugar de fracciones de la gravedad obtenidos del espectro de aceleración (S_a).

El edificio estará ubicado en la Zona I, por lo tanto de la Tabla 2.1 se obtiene que $A = 0.40$.

La ocupación del edificio será de oficinas, por lo que será un Edificio de Ocupación Normal y por ende de la Tabla 2.2, $I = 1.0$.

El edificio de tres niveles se construirá en un suelo Tipo S_3 , por lo tanto de la Tabla 2.3 se obtiene que $C_0 = 3.0$ y $T_0 = 0.6$.

El factor de modificación de respuesta (R) es el que se encuentra en la Tabla 2.4, como en este caso se seleccionó un

sistema estructural mediante marcos de concreto armado con detallado especial, $R = 12$.

Haciendo uso de la Ec. 2.26, Ec. 2.27, Ec. 2.28 y Ec. 2.29, y evaluando periodos modales de vibración desde 0.1seg hasta 5.0seg en incrementos de 0.1seg; con los factores ya definidos, se encuentran los diferentes coeficientes sísmicos modales, y así elaborar el espectro de diseño del edificio de tres niveles.

Tm	Csm								
0.1 seg	0.06667	1.1 seg	0.06676	2.1 seg	0.04338	3.1 seg	0.03346	4.1 seg	0.02710
0.2 seg	0.10000	1.2 seg	0.06300	2.2 seg	0.04206	3.2 seg	0.03276	4.2 seg	0.02624
0.3 seg	0.10000	1.3 seg	0.05972	2.3 seg	0.04083	3.3 seg	0.03209	4.3 seg	0.02543
0.4 seg	0.10000	1.4 seg	0.05684	2.4 seg	0.03969	3.4 seg	0.03146	4.4 seg	0.02467
0.5 seg	0.10000	1.5 seg	0.05429	2.5 seg	0.03862	3.5 seg	0.03086	4.5 seg	0.02394
0.6 seg	0.10000	1.6 seg	0.05200	2.6 seg	0.03762	3.6 seg	0.03029	4.6 seg	0.02325
0.7 seg	0.09023	1.7 seg	0.04994	2.7 seg	0.03669	3.7 seg	0.02974	4.7 seg	0.02259
0.8 seg	0.08255	1.8 seg	0.04807	2.8 seg	0.03581	3.8 seg	0.02921	4.8 seg	0.02196
0.9 seg	0.07631	1.9 seg	0.04637	2.9 seg	0.03498	3.9 seg	0.02871	4.9 seg	0.02137
1.0 seg	0.07114	2.0 seg	0.04481	3.0 seg	0.03420	4.0 seg	0.02823	5.0 seg	0.02080

Tabla 2.42 Valores del espectro de diseño del edificio.

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

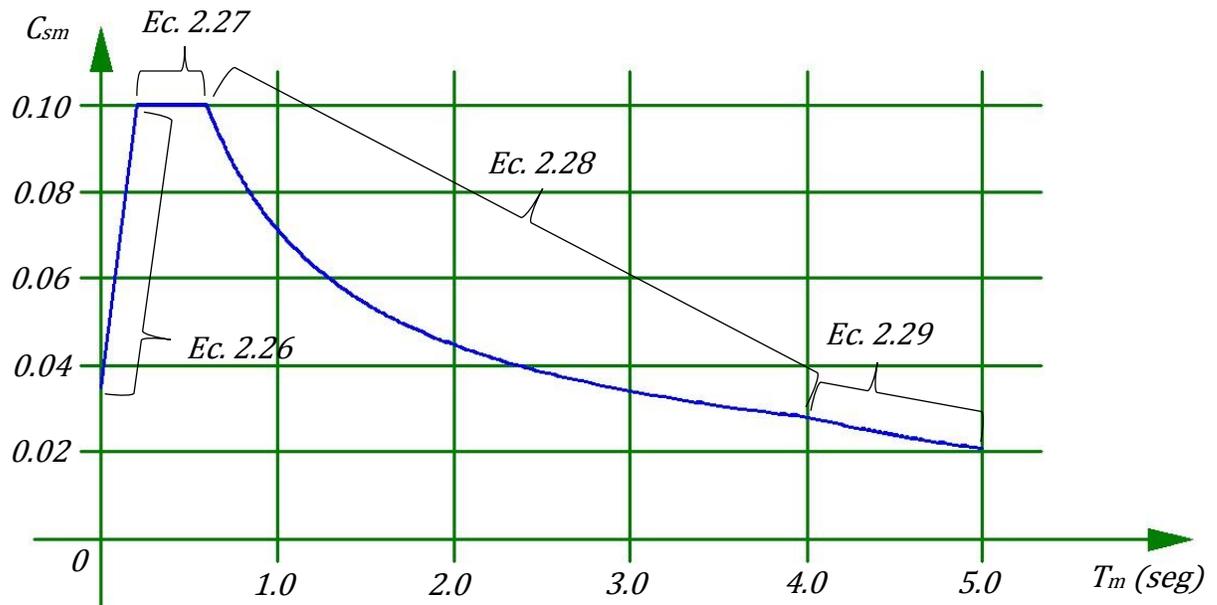


Figura 2.55 Espectro de diseño para el edificio de tres niveles

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

La masa del edificio de tres niveles se analizará de forma concentrada y deberá incluir la carga muerta total más la carga viva instantánea.

El edificio de tres niveles posee nueve grados de libertad (tres por nivel) por considerar la idealización de las losas de entrepiso como diafragmas rígidos.

Para garantizar que más del 90% de la masa efectiva del edificio participará en la respuesta espectral, se tomará el criterio de analizar los nueve modos de vibración del edificio.

Combinaciones de Carga

Se realizarán combinaciones de carga al edificio de tres niveles, las cuales son dieciocho en total, ya que se deberán desglosar las combinaciones de carga por sismo, en las que hay que incluir el 100% en una dirección más el 30% en la otra dirección ortogonal, además se debe considerar que el sismo también actúa en sentido contrario, de lo anterior se obtienen las combinaciones de carga [ACI 318S-08, 2008, American Concrete Institute, Sección 9.2.1].

$$U = 1.4D \quad (\text{Ec. 2.52})$$

$$U = 1.2D + 1.6L \quad (\text{Ec. 2.53})$$

$$U = 1.2D + 1.0L + 1.0(S_X + 0.3S_Y) \quad (\text{Ec. 2.54})$$

$$U = 1.2D + 1.0L + 1.0(S_X - 0.3S_Y) \quad (\text{Ec. 2.55})$$

$$U = 1.2D + 1.0L + 1.0(0.3S_X + S_Y) \quad (\text{Ec. 2.56})$$

$$U = 1.2D + 1.0L + 1.0(-0.3S_X + S_Y) \quad (\text{Ec. 2.57})$$

$$U = 1.2D + 1.0L - 1.0(S_X + 0.3S_Y) \quad (\text{Ec. 2.58})$$

$$U = 1.2D + 1.0L - 1.0(S_X - 0.3S_Y) \quad (\text{Ec. 2.59})$$

$$U = 1.2D + 1.0L - 1.0(0.3S_X + S_Y) \quad (\text{Ec. 2.60})$$

$$U = 1.2D + 1.0L - 1.0(-0.3S_X + S_Y) \quad (\text{Ec. 2.61})$$

$$U = 0.9D + 1.0(S_X + 0.3S_Y) \quad (\text{Ec. 2.62})$$

$$U = 0.9D + 1.0(S_X - 0.3S_Y) \quad (\text{Ec. 2.63})$$

$$U = 0.9D + 1.0(0.3S_X + S_Y) \quad (\text{Ec. 2.64})$$

$$U = 0.9D + 1.0(-0.3S_X + S_Y) \quad (\text{Ec. 2.65})$$

$$U = 0.9D - 1.0(S_X + 0.3S_Y) \quad (\text{Ec. 2.66})$$

$$U = 0.9D - 1.0(S_X - 0.3S_Y) \quad (\text{Ec. 2.67})$$

$$U = 0.9D - 1.0(0.3S_X + S_Y) \quad (\text{Ec. 2.68})$$

$$U = 0.9D - 1.0(-0.3S_X + S_Y) \quad (\text{Ec. 2.69})$$

Envolvente

La envolvente se realiza cuando cada carga (D, L, S_x y S_y) se aplica de forma individual al edificio, y busca "envolver" la respuesta máxima y mínima que resulta de la aplicación de cada una de las cargas por separado.

Análisis Espectral Tridimensional

El primer paso consiste en determinar las correspondientes matrices de masas (M) y rigideces (K), las cuales serán de 9×9 ,

ya que el edificio es de tres niveles y se consideran tres grados de libertad por nivel, por ende el edificio tiene nueve modos de vibración. Estas matrices se sustituyen en la Ec. 2.70 para encontrar las frecuencias naturales (ω) del edificio.

$$|K - \omega^2 M| = 0 \quad (\text{Ec. 2.70})$$

Obteniendo los resultados siguientes:

MODO	DESCRIPCION	FRECUENCIA NATURAL
MODO 1	ω_a	2.4492 rad/seg
MODO 2	ω_a	2.5578 rad/seg
MODO 3	ω_a	2.6413 rad/seg
MODO 4	ω_a	8.1478 rad/seg
MODO 5	ω_a	8.3248 rad/seg
MODO 6	ω_a	8.8653 rad/seg
MODO 7	ω_a	15.1230 rad/seg
MODO 8	ω_a	15.7530 rad/seg
MODO 9	ω_a	16.3620 rad/seg

Tabla 2.43 Valores de la frecuencia natural amortiguada para cada modo de vibración

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

Con las frecuencias naturales amortiguadas para cada modo, obtenidas en la Tabla 2.43, se encontrará el período natural amortiguado (T_a) para cada modo de vibración, según Ec. 2.9.

MODO	DESCRIPCION	PERIODO NATURAL
MODO 1	T_a	0.4083 seg
MODO 2	T_a	0.3910 seg
MODO 3	T_a	0.3786 seg
MODO 4	T_a	0.1227 seg
MODO 5	T_a	0.1201 seg
MODO 6	T_a	0.1128 seg
MODO 7	T_a	0.0661 seg
MODO 8	T_a	0.0635 seg
MODO 9	T_a	0.0611 seg

Tabla 2.44 Valores del período natural amortiguado para cada modo de vibración

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

Para encontrar las formas modales hay que introducir cada frecuencia natural en la Ec. 2.70 y agregar el vector de forma modal que incluye los tres grados de libertad considerados por nivel.

$$(K - \omega^2 M) \begin{Bmatrix} u_{nivel\ 1} \\ u_{nivel\ 2} \\ u_{nivel\ 3} \\ v_{nivel\ 1} \\ v_{nivel\ 2} \\ v_{nivel\ 3} \\ \theta_{nivel\ 1} \\ \theta_{nivel\ 2} \\ \theta_{nivel\ 3} \end{Bmatrix} = 0 \quad (\text{Ec. 2.71})$$

El vector de forma modal se denomina Z , por lo tanto:

$$Z = \begin{pmatrix} u_{nivel\ 1} \\ u_{nivel\ 2} \\ u_{nivel\ 3} \\ v_{nivel\ 1} \\ v_{nivel\ 2} \\ v_{nivel\ 3} \\ \theta_{nivel\ 1} \\ \theta_{nivel\ 2} \\ \theta_{nivel\ 3} \end{pmatrix} \quad (\text{Ec. 2.72})$$

Se asigna a un grado de libertad (u, v ó θ) por nivel un valor arbitrario (1 por ejemplo) para resolver los valores de los otros dos grados de libertad del mismo nivel. A continuación se presenta la forma modal de los nueve modos de vibración del edificio.

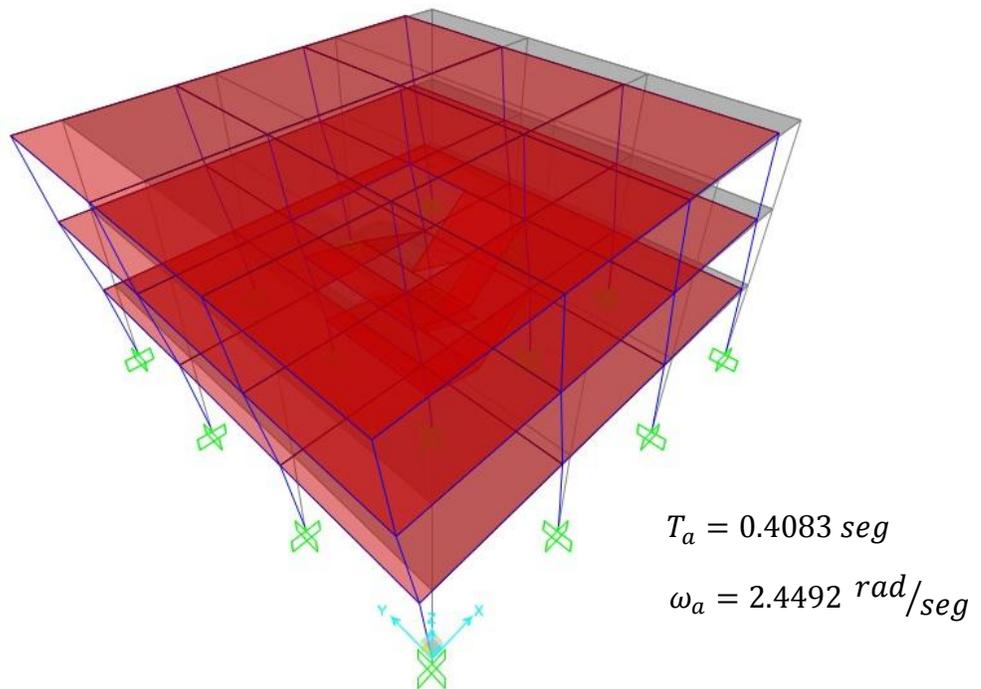
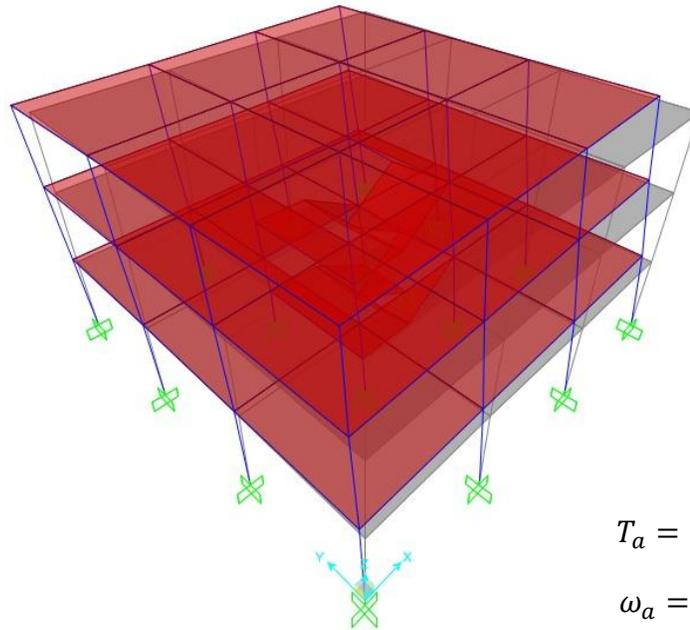


Figura 2.56 Forma del modo 1 del edificio (Sin escala)

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

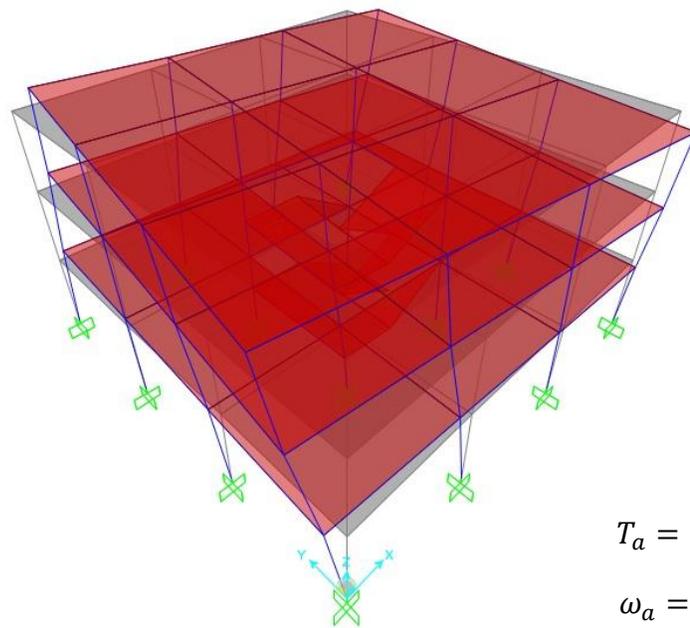


$$T_a = 0.3910 \text{ seg}$$

$$\omega_a = 2.5578 \text{ rad/seg}$$

Figura 2.57 Forma del modo 2 del edificio (Sin escala)

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

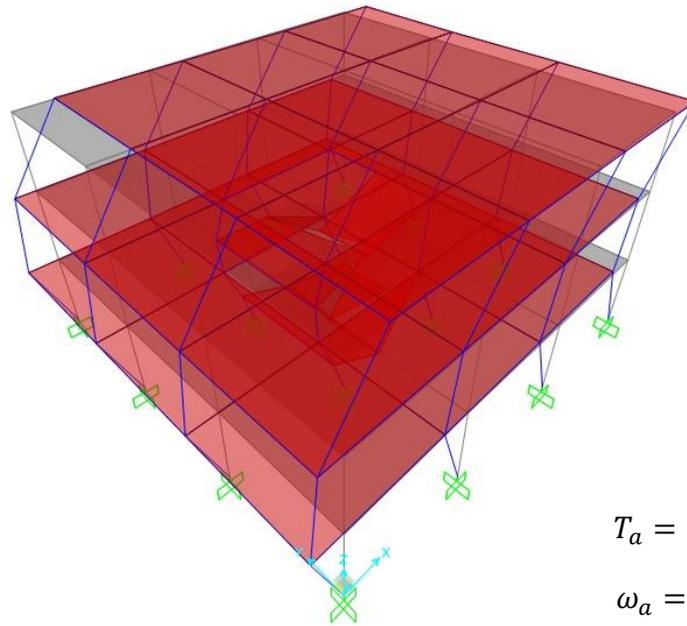


$$T_a = 0.3786 \text{ seg}$$

$$\omega_a = 2.6413 \text{ rad/seg}$$

Figura 2.58 Forma del modo 3 del edificio (Sin escala)

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

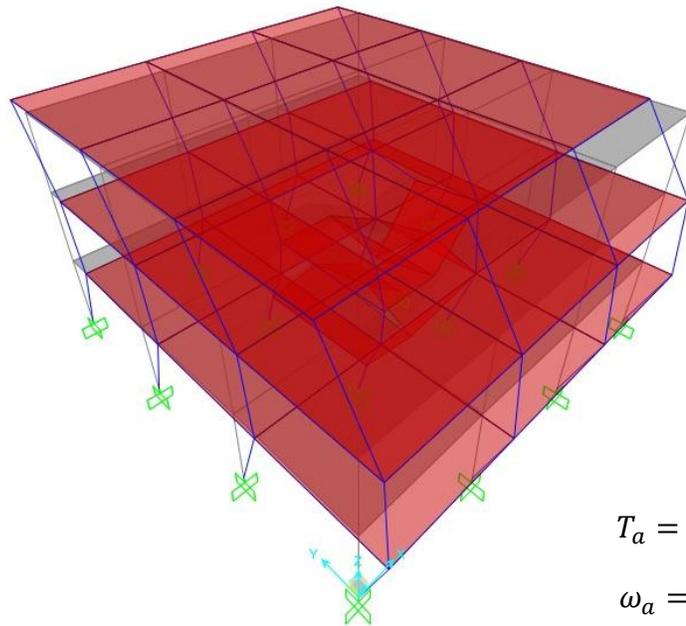


$$T_a = 0.1227 \text{ seg}$$

$$\omega_a = 8.1478 \text{ rad/seg}$$

Figura 2.59 Forma del modo 4 del edificio (Sin escala)

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis



$$T_a = 0.1201 \text{ seg}$$

$$\omega_a = 8.3248 \text{ rad/seg}$$

Figura 2.60 Forma del modo 5 del edificio (Sin escala)

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

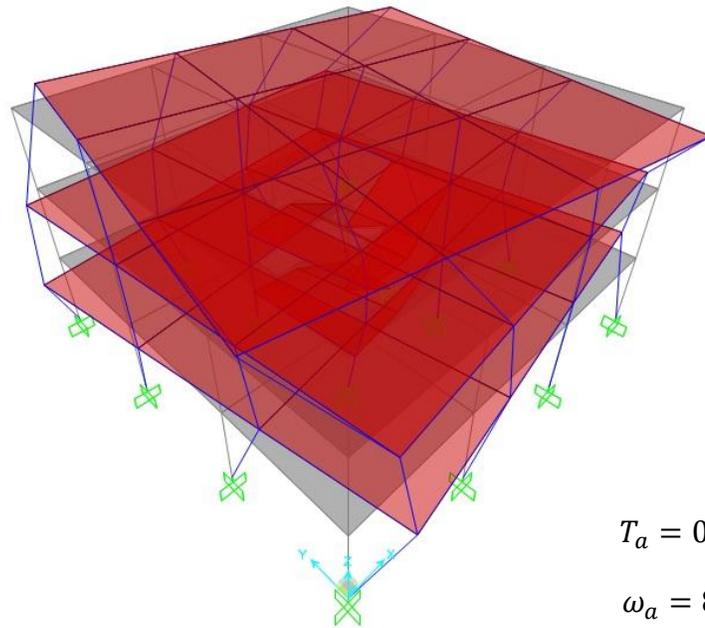


Figura 2.61 Forma del modo 6 del edificio (Sin escala)

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

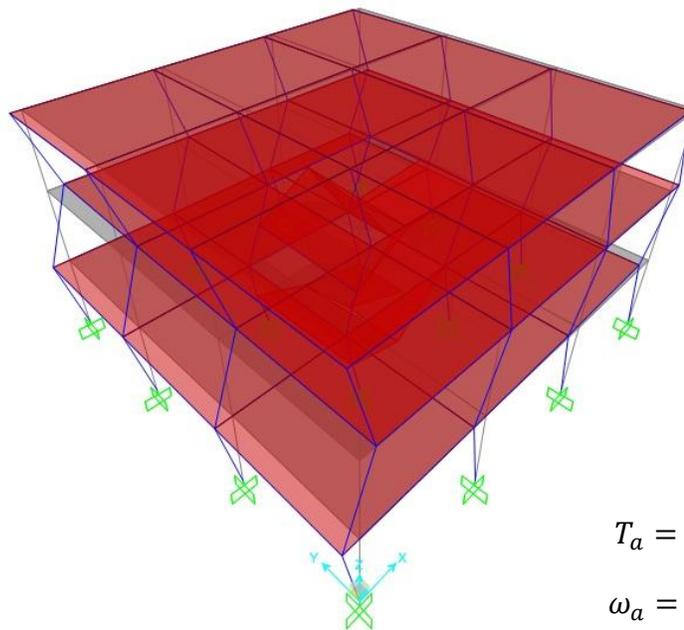
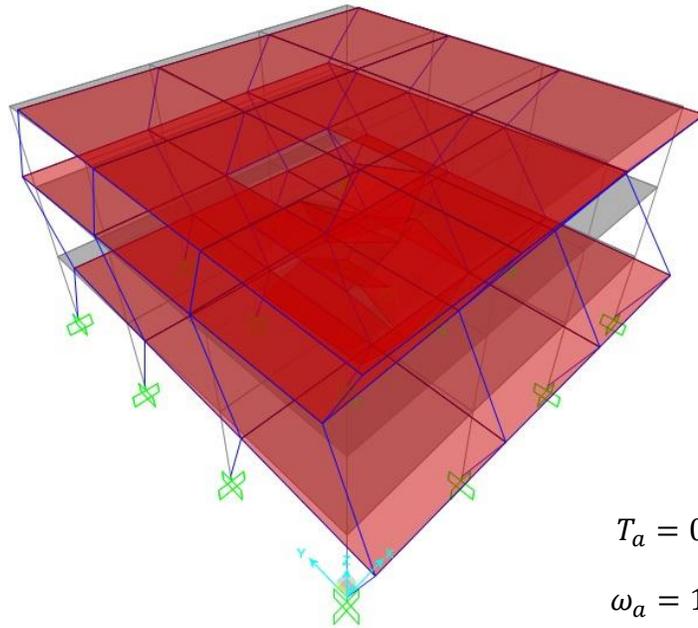


Figura 2.62 Forma del modo 7 del edificio (Sin escala)

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

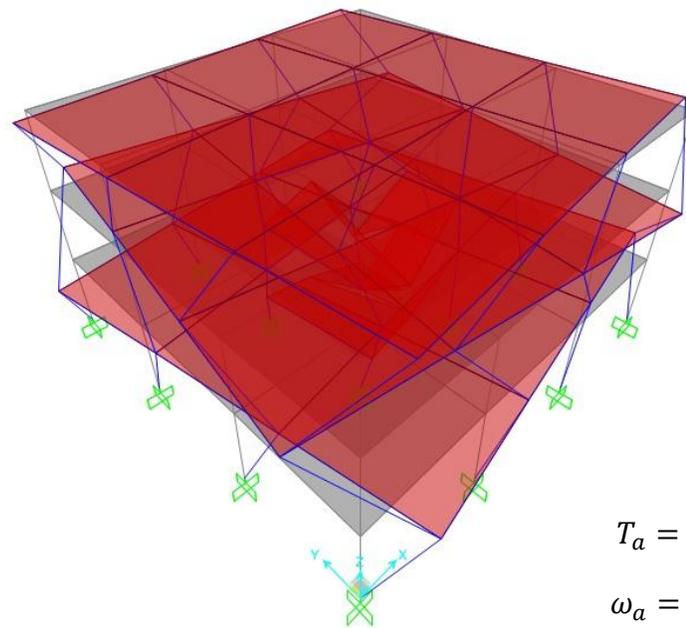


$$T_a = 0.0635 \text{ seg}$$

$$\omega_a = 15.7530 \text{ rad/seg}$$

Figura 2.63 Forma del modo 8 del edificio (Sin escala)

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis



$$T_a = 0.0611 \text{ seg}$$

$$\omega_a = 16.3620 \text{ rad/seg}$$

Figura 2.64 Forma del modo 9 del edificio (Sin escala)

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

Habiendo definido la forma modal para los nueve modos de vibración, se calculan los modos ortogonales (m^*):

$$m^* = Z_j^T M Z_j \quad (\text{Ec. 2.73})$$

Cada vector de forma modal se divide entre su respectivo valor de modo ortogonal:

$$Z = \left\{ \begin{array}{l} u_{\text{nivel } 1} / \sqrt{m^*} \\ u_{\text{nivel } 2} / \sqrt{m^*} \\ u_{\text{nivel } 3} / \sqrt{m^*} \\ v_{\text{nivel } 1} / \sqrt{m^*} \\ v_{\text{nivel } 2} / \sqrt{m^*} \\ v_{\text{nivel } 3} / \sqrt{m^*} \\ \theta_{\text{nivel } 1} / \sqrt{m^*} \\ \theta_{\text{nivel } 2} / \sqrt{m^*} \\ \theta_{\text{nivel } 3} / \sqrt{m^*} \end{array} \right\} \quad (\text{Ec. 2.74})$$

Las aceleraciones del terreno existen solo en la dirección de análisis, mientras que las de los pisos ocurren en las dos direcciones horizontales y tienen además un componente rotacional. Esto se tiene en cuenta mediante el vector R que se incluye en la Ec. 2.75 para calcular el coeficiente de participación modal.

$$p_j = Z_j^T M R \quad (\text{Ec. 2.75})$$

Aunque el edificio incluye los elementos resistentes a cargas laterales en todas las direcciones, deben considerarse solamente los sistemas resistentes en la dirección del movimiento del terreno.

Para la dirección X, la dirección Y y la rotación en la dirección Z, el vector R es:

$$R_x = \begin{pmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix} \quad R_y = \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix} \quad R_{rotación\ en\ z} = \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \end{pmatrix}$$

Este vector R se evalúa en la Ec. 2.75 para encontrar las masas efectivas en los tres grados de libertad considerados para los nueve modos de vibración.

Estas masas efectivas se representan como un porcentaje de la masa efectiva total del edificio.

A continuación se presentan los porcentajes de participación de masa del edificio de tres niveles, los cuales deben verificarse para garantizar que por lo menos el noventa por ciento (90%) de la masa efectiva del edificio participe en el análisis.

MODO	DIRECCION X		DIRECCION Y		ROTACION EN Z	
	% MASA TOTAL	% MASA ACUMULADA	% MASA TOTAL	% MASA ACUMULADA	% MASA TOTAL	% MASA ACUMULADA
MODO 1	80.88%	80.88%	0.01%	0.01%	0.10%	0.10%
MODO 2	0.03%	80.91%	77.32%	77.33%	3.06%	3.16%
MODO 3	0.09%	80.99%	2.98%	80.31%	79.34%	82.50%
MODO 4	13.56%	94.56%	0.01%	80.33%	0.01%	82.52%
MODO 5	0.02%	94.57%	14.13%	94.46%	0.00%	82.52%
MODO 6	0.01%	94.59%	0.01%	94.47%	13.25%	95.76%
MODO 7	3.95%	98.54%	0.01%	94.47%	0.02%	95.78%
MODO 8	0.01%	98.55%	4.43%	98.90%	0.05%	95.83%
MODO 9	0.01%	98.56%	0.07%	98.97%	4.00%	99.83%
TOTAL	98.56%		98.97%		99.83%	

Tabla 2.45 Porcentajes de participación de masa para cada modo de vibración

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

El porcentaje total de participación de la masa efectiva en la dirección X es 98.56%, en la dirección Y es 98.97% y la rotación en la dirección Z es 99.83%, todos mayores del 90% de masa efectiva del edificio.

GRADO DE LIBERTAD	% MASA PARTICIPATIVA	% MASA MINIMA	ESTADO
DIRECCION X	98.56%	90.00%	OK
DIRECCION Y	98.97%	90.00%	OK
ROTACION EN Z	99.83%	90.00%	OK

Tabla 2.46 Porcentajes de masa participativa para cada grado de libertad del edificio de tres niveles contra el valor mínimo admisible

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

Las aceleraciones espectrales (S_a) se calculan evaluando cada período natural presentados en la Tabla 2.44 en el espectro de diseño presentado en la Figura 2.55.

Las aceleraciones para cada modo de vibración se calculan de la siguiente manera:

$$\ddot{U}_j = \begin{Bmatrix} \ddot{u}_{j,nivel\ 1} \\ \ddot{u}_{j,nivel\ 2} \\ \ddot{u}_{j,nivel\ 3} \\ \ddot{v}_{j,nivel\ 1} \\ \ddot{v}_{j,nivel\ 2} \\ \ddot{v}_{j,nivel\ 3} \\ \ddot{\theta}_{j,nivel\ 1} \\ \ddot{\theta}_{j,nivel\ 2} \\ \ddot{\theta}_{j,nivel\ 3} \end{Bmatrix} = p_j S_a g Z \quad (\text{Ec. 2.76})$$

Al dividir la Ec. 2.76 entre la frecuencia natural al cuadrado del mismo modo (según la Ec. 2.25), se obtienen los desplazamientos para cada modo de vibración.

$$U_j = \begin{Bmatrix} u_{j,nivel\ 1} \\ u_{j,nivel\ 2} \\ u_{j,nivel\ 3} \\ v_{j,nivel\ 1} \\ v_{j,nivel\ 2} \\ v_{j,nivel\ 3} \\ \theta_{j,nivel\ 1} \\ \theta_{j,nivel\ 2} \\ \theta_{j,nivel\ 3} \end{Bmatrix} = \frac{p_j S_a g Z}{\omega^2} \quad (\text{Ec. 2.77})$$

Las fuerzas cortantes se calcular multiplicando las matrices de rigideces por los respectivos desplazamientos (Ec. 2.78) o las aceleraciones modales por la matriz de masas (Ec. 2.79).

$$V_j = K \begin{pmatrix} u_{j,nivel\ 1} \\ u_{j,nivel\ 2} \\ u_{j,nivel\ 3} \\ v_{j,nivel\ 1} \\ v_{j,nivel\ 2} \\ v_{j,nivel\ 3} \\ \theta_{j,nivel\ 1} \\ \theta_{j,nivel\ 2} \\ \theta_{j,nivel\ 3} \end{pmatrix} \quad (\text{Ec. 2.78})$$

$$V_j = M \begin{pmatrix} \ddot{u}_{j,nivel\ 1} \\ \ddot{u}_{j,nivel\ 2} \\ \ddot{u}_{j,nivel\ 3} \\ \ddot{v}_{j,nivel\ 1} \\ \ddot{v}_{j,nivel\ 2} \\ \ddot{v}_{j,nivel\ 3} \\ \ddot{\theta}_{j,nivel\ 1} \\ \ddot{\theta}_{j,nivel\ 2} \\ \ddot{\theta}_{j,nivel\ 3} \end{pmatrix} \quad (\text{Ec. 2.79})$$

Sabiendo los períodos naturales amortiguados para cada modo de vibración en cada dirección, se hará una comparación para observar si existe interacción modal y así poder elegir el método para realizar la combinación modal, se dirá que los modos SÍ tienen interacción cuando los períodos tengan una diferencia menor del 10 por ciento (10%) entre ellos [*Diseño Sísmico de Edificios, Enrique Bazán - Roberto Meli, Pag. 246*].

MODOS	DIRECCION X		DIRECCION Y	
	PERIODO	DIFERENCIA	PERIODO	DIFERENCIA
MODO 1	0.4083 seg		0.4083 seg	
		4.4347 %		4.4347 %
MODO 2	0.3910 seg		0.3910 seg	
		3.2647 %		3.2647 %
MODO 3	0.3786 seg		0.3786 seg	
		208.4737 %		208.4737 %
MODO 4	0.1227 seg		0.1227 seg	
		2.1719 %		2.1719 %
MODO 5	0.1201 seg		0.1201 seg	
		6.4929 %		6.4929 %
MODO 6	0.1128 seg		0.1128 seg	
		70.5860 %		70.5860 %
MODO 7	0.0661 seg		0.0661 seg	
		4.1650 %		4.1650 %
MODO 8	0.0635 seg		0.0635 seg	
		3.8646 %		3.8646 %
MODO 9	0.0611 seg		0.0611 seg	

Tabla 2.47 Diferencia entre los periodos naturales amortiguados para cada modo de vibración

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

En la Tabla 2.47 se observa claramente diferencias entre periodos menores del 10 por ciento (10%), por lo tanto la combinación de la respuesta modal se realizará con el método de la Combinación Cuadrática Completa (CCC) según lo especificado en 2.1.8.2.

También se realiza la combinación de los componentes horizontales según lo especificado en 2.1.9.

Después de realizar la combinación modal y la combinación de las componentes horizontales, se obtienen los desplazamientos de cada nivel en la dirección X y en la dirección Y.

NIVEL	DIRECCION X	DIRECCION Y
	DESPLAZAMIENTO	DESPLAZAMIENTO
1	0.001800 m	0.001400 m
2	0.004600 m	0.003500 m
3	0.006400 m	0.005200 m

Tabla 2.48 Desplazamientos de cada nivel en dirección X y en dirección Y

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

Estos desplazamientos se multiplicaran por el factor de amplificación de desplazamientos (C_d), que se obtiene de la Tabla 2.4 y que en este caso su valor es igual a 8.

NIVEL	DIRECCION X	DIRECCION Y
	DESPLAZAMIENTO	DESPLAZAMIENTO
1	0.014400 m	0.011200 m
2	0.036800 m	0.028000 m
3	0.051200 m	0.041600 m

Tabla 2.49 Desplazamientos amplificados de cada nivel en dirección X y en dirección Y

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

Con los desplazamientos amplificados se encontrarán las derivas para cada uno de los niveles.

NIVEL	DIRECCION X	DIRECCION Y
	DERIVA	DERIVA
1	0.014400 m	0.011200 m
2	0.022400 m	0.016800 m
3	0.014400 m	0.013600 m

Tabla 2.50 Derivas de cada nivel en dirección X y en dirección Y

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

A continuación se presentan las derivas como fracción de la altura de cada nivel, que en este caso es igual a tres metros ($H=3m$).

NIVEL	DIRECCION X			DIRECCION Y		
	DERIVA	ALTURA (H)	FACTOR DE H	DERIVA	ALTURA (H)	FACTOR DE H
1	0.014400 m	3.00 m	0.004800 H	0.011200 m	3.00 m	0.003733 H
2	0.022400 m	3.00 m	0.007467 H	0.016800 m	3.00 m	0.005600 H
3	0.014400 m	3.00 m	0.004800 H	0.013600 m	3.00 m	0.004533 H

Tabla 2.51 Derivas máximas como fracción de la altura de cada nivel en dirección X y en dirección Y

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

En la siguiente tabla se presentan los valores admisibles de las derivas para los niveles del edificio [*Norma Técnica para Diseño por Sismo, 1994, El Salvador, Pag. 24*].

TIPO DE EDIFICIO	CATEGORIA DE OCUPACION		
	I	II	III
EDIFICIO DE UN PISO EN ACERO ESTRUCTURAL SIN NINGUN EQUIPO LIGADO A LA ESTRUCTURA Y SIN ACABADOS GRAGILES.	0.015 H	0.020 H	SIN LIMITE
EDIFICIOS DE 4 PISOS O MENOS Y SIN ACABADOS FRAGILES.	0.010 H	0.015 H	0.020 H
TODOS LOS OTROS EDIFICIOS.	0.010 H	0.015 H	0.015 H

Tabla 2.52 Valores máximos admisibles de las derivas como fracción de la altura de cada nivel

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

El edificio de tres niveles es un edificio de menos de cuatro niveles y no tiene acabados frágiles, la categoría de ocupación es tipo III por ser un edificio de ocupación normal, como se definió anteriormente con la Tabla 2.2, por lo que se comparará las derivas máximas del edificio de tres niveles encontradas en la Tabla 2.51 con el valor máximo admisible que será de 0.020 de la altura del nivel en consideración ($\Delta_{adm}=0.020H$).

NIVEL	DIRECCION X			DIRECCION Y		
	DERIVA	DERIVA ADM	ESTADO	DERIVA	DERIVA ADM	ESTADO
1	0.004800 H	0.020000 H	OK	0.003733 H	0.020000 H	OK
2	0.007467 H	0.020000 H	OK	0.005600 H	0.020000 H	OK
3	0.004800 H	0.020000 H	OK	0.004533 H	0.020000 H	OK

Tabla 2.53 Derivas máximas del edificio de tres niveles contra valores admisibles de las derivas como fracción de la altura de cada nivel

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

También se presentan las fuerzas cortantes que se obtuvieron de la Ec. 2.78 o Ec. 2.79 del análisis espectral para cada uno de los tres niveles ya combinadas mediante el método CCC.

NIVEL	DIRECCION X	DIRECCION Y
	FUERZA CORTANTE	FUERZA CORTANTE
1	11.57 ton	11.60 ton
2	27.35 ton	26.30 ton
3	25.51 ton	25.85 ton

Tabla 2.54 Cortantes de cada nivel del edificio

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

Al acumular las cortantes de cada nivel en la dirección X y en la dirección Y, se encuentra la cortante en la base del edificio para cada dirección, siendo iguales a:

NIVEL	DIRECCION X	DIRECCION Y
	FUERZA CORTANTE	FUERZA CORTANTE
EN LA BASE	64.43 ton	63.75 ton

Tabla 2.55 Cortantes en la base del edificio

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

Los porcentajes de relación entre la cortante en la base del análisis espectral respecto al análisis estático lineal no deben ser menores del 80% [*Norma Técnica para Diseño Sísmico, 1998, El Salvador, Pag. 12*], entonces, será necesario encontrar la cortante en la base del edificio mediante el análisis

estático lineal para luego compararla con las cortantes obtenidas en la Tabla 2.55.

Primero se calculará el periodo para el análisis estático lineal de la siguiente manera [*Norma Técnica para Diseño Sísmico, 1998, El Salvador, Pag. 7*]:

$$T_e = C_t h_n^{3/4} \quad (\text{Ec. 2.80})$$

El valor de C_t para sistemas de marcos de concreto reforzado es de 0.073 y h_n es la altura del edificio medida desde la base hasta el punto más alto, en este caso es de 9m.

$$T_e = C_t H^{3/4} = 0.073(9)^{3/4} = 0.3793\text{seg}$$

Al comparar el periodo del análisis estático lineal (0.3793seg) con el periodo del modo 1 del análisis espectral mostrado en la Tabla 2.44 (0.4083seg) se obtiene que el periodo del análisis estático lineal representa un 92.90% ((0.3793seg/0.4083seg)=92.90%) del periodo del análisis espectral.

Teniendo el periodo del método estático, se calcula el coeficiente sísmico para la dirección X y para la dirección Y

[Norma Técnica para Diseño Sísmico, 1998, El Salvador, Pag. 7].

$$C_s = \frac{AIC_0}{R} \left(\frac{T_0}{T_e} \right)^{2/3} \quad (\text{Ec. 2.81})$$

Los valores a sustituir en la Ec 2.81 son los mismos que se utilizaron para generar el espectro de diseño del edificio de tres niveles, con la única diferencia de que en lugar de evaluar un rango de periodos, se evaluará solamente el periodo obtenido del método estático lineal, quedando:

$$C_s = \frac{0.4(1)(3)}{12} \left(\frac{0.6}{0.3793} \right)^{2/3} = 0.1358$$

En la Tabla 2.5, Tabla 2.6 y Tabla 2.7 se calcularon las cargas muertas y en la Tabla 2.39, Tabla 2.40 y Tabla 2.41 se obtuvieron las cargas vivas instantáneas para cada nivel del edificio (W_{nivele}), con las cuales se obtendrá el peso total del edificio (W_{total}).

NIVEL	CARGA MUERTA	CARGA VIVA INSTANTANEA	CARGA PARCIAL
1	139.802 ton	39.810 ton	179.612 ton
2	139.802 ton	39.810 ton	179.612 ton
3	134.235 ton	11.250 ton	145.485 ton
TOTAL =			504.709 ton

Tabla 2.56 Peso total del edificio

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

Para encontrar la cortante en la base por el método estático lineal, se multiplicará el peso del edificio por el coeficiente sísmico estático obtenido con la Ec. 2.81 [*Norma Técnica para Diseño Sísmico, 1998, El Salvador, Pag. 7*].

$$V = C_s W_{total} \quad (\text{Ec. 2.82})$$

$$V = 0.1358(504.709) = 68.54 \text{ ton}$$

La cortante en la base obtenida por el método estático lineal (68.54ton) se compara con las cortantes obtenidas para la dirección X (64.43ton) y la dirección Y (63.75ton) del análisis espectral, de lo que se obtiene que la cortante en la base para la dirección X del análisis espectral representa un 94.00% (64.43ton/68.54ton=94.00%) de la cortante en la base del análisis estático lineal, y un 93.01% (63.75ton/68.54ton=93.01%) en la dirección Y del análisis espectral.

NIVEL	ANÁLISIS ESPECTRAL	ANÁLISIS ESTÁTICO LINEAL	ESTADO	ANÁLISIS ESPECTRAL	ANÁLISIS ESTÁTICO LINEAL	ESTADO
	CORTANTE EN X	CORTANTE MÍNIMO (80%)		CORTANTE EN Y	CORTANTE MÍNIMO (80%)	
EN LA BASE	64.43 ton	68.54(0.80) = 54.83 ton	OK	63.75 ton	68.54(0.80) = 54.83 ton	OK

Tabla 2.57 Cortante basal del análisis estático y del análisis dinámico

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

Por lo tanto los valores de fuerzas cortantes obtenidos del análisis espectral para el edificio de tres niveles son aceptables.

Efectos P-Delta

El efecto P-Delta en un nivel es causado por la excentricidad del peso (carga muerta más carga viva instantánea) que está por encima de ese nivel, la cual produce momentos secundarios aumentando los desplazamientos horizontales y las fuerzas internas. Para ello se verifica la relación del momento secundario respecto al momento primario. El momento secundario de un nivel se define como el producto del peso que está encima de ese nivel por la deriva del mismo nivel, el momento primario se define como el producto de la fuerza cortante acumulada de los niveles superiores por la altura del nivel considerado. A esta relación se le llama coeficiente de estabilidad (θ).

El coeficiente de estabilidad para cada nivel del edificio (θ_{nivele}) se calcula tanto en la dirección X como en la dirección Y. Si el coeficiente de estabilidad es menor o igual a 0.10 en todos los niveles del edificio, los efectos P-Delta pueden ser despreciados [*Norma Técnica para Diseño Sísmico, 1998, El Salvador, Pag. 9*].

$$\Theta_{nivel i} = \frac{W_{nivel i}(\Delta_{nivel i})}{V_{nivel i}(h_{nivel i})(C_d)} \quad (\text{Ec. 2.83})$$

NIVEL	PESO DEL NIVEL	PESO ENCIMA DEL NIVEL	DIRECCION X				DIRECCION Y			
			DERIVA	CORTANTE	CORTANTE ACUMULADA	COEFICIENTE DE ESTABILIDAD	DERIVA	CORTANTE	CORTANTE ACUMULADA	COEFICIENTE DE ESTABILIDAD
1	179.61 ton	504.71 ton	0.014400 m	11.57 ton	64.43 ton	0.0047	0.011200 m	11.60 ton	63.75 ton	0.0037
2	179.61 ton	325.10 ton	0.022400 m	27.35 ton	52.86 ton	0.0057	0.016800 m	26.30 ton	52.15 ton	0.0044
3	145.49 ton	145.49 ton	0.014400 m	25.51 ton	25.51 ton	0.0034	0.013600 m	25.85 ton	25.85 ton	0.0032

Tabla 2.58 Coeficientes de estabilidad para cada nivel del edificio

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

El coeficiente de estabilidad máximo debe ser el menor valor de:

$$\Theta_{max} = 0.25 \quad (\text{Ec. 2.84})$$

$$\Theta_{max} = \frac{0.7}{\beta(C_d)} \quad (\text{Ec. 2.85})$$

Donde β es la relación entre la fuerza cortante demandada y la proporcionada del nivel, conservadoramente se considera de 1. Cuando el coeficiente de estabilidad (Θ) es mayor que 0.10 pero menor o igual al coeficiente de estabilidad máximo (Θ_{max}), se deberá incrementar las derivas de los niveles, fuerzas cortantes y momentos mediante el factor $1/(1-\Theta)$ [Norma Técnica para Diseño Sísmico, 1998, El Salvador, Pag. 10].

Si el coeficiente de estabilidad (Θ) es mayor al coeficiente de estabilidad máximo (Θ_{max}), la estructura es potencialmente

inestable y se deberá rediseñar [*Norma Técnica para Diseño Sísmico, 1998, El Salvador, Pag. 10*].

En el edificio de tres niveles todos los coeficientes de estabilidad son menores que 0.10 según Tabla 2.58, por lo tanto los efectos P-Delta serán despreciados.

2.5 Análisis de Esfuerzos y Proporción de Materiales

2.5.1 Diseño de Viga

En el análisis espectral del edificio de tres niveles se encontraron los momentos últimos para la envolvente de las combinaciones. Se hará el diseño de la viga de 25x45cm del primer nivel sobre el eje 3 entre los ejes C y D.

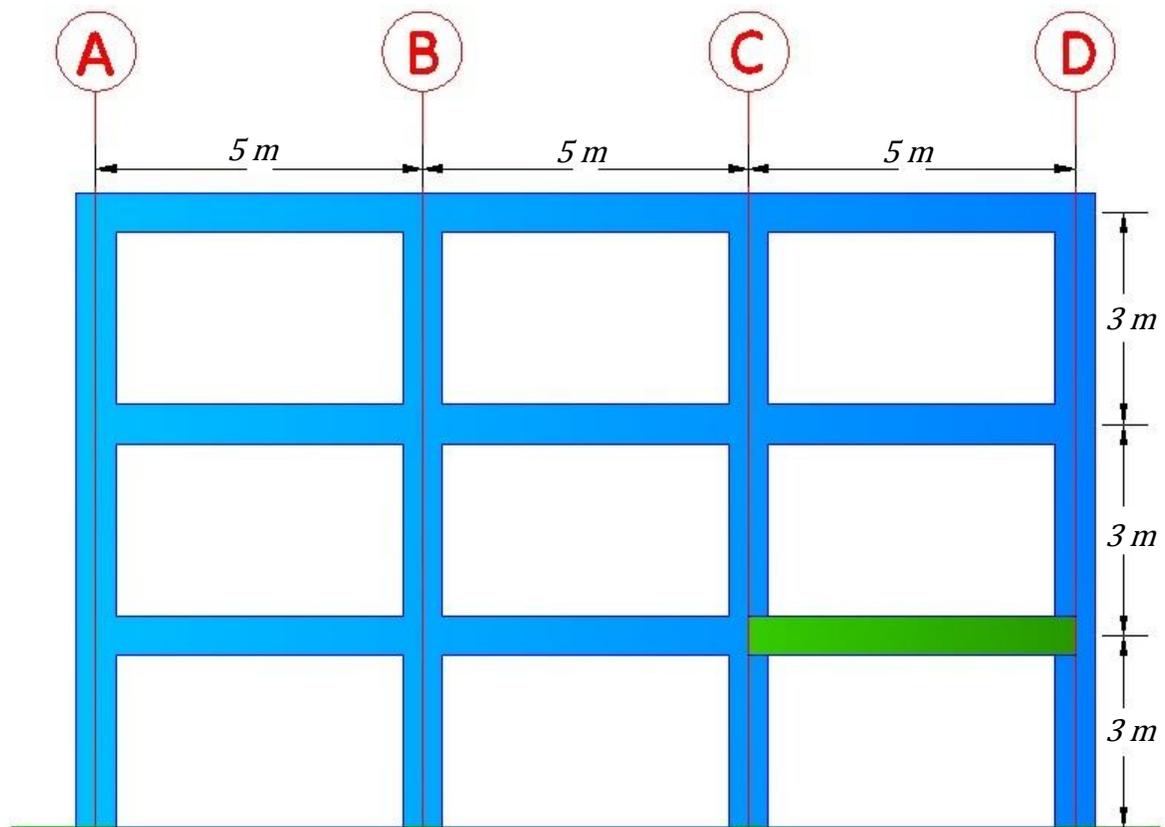


Figura 2.65 Vigas del edificio de tres niveles sobre el eje 3

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

2.5.1.1 Momentos Flectores Últimos de Diseño

Habiendo seleccionado el eje, se muestra los diagramas de momentos flectores obtenido del análisis espectral.

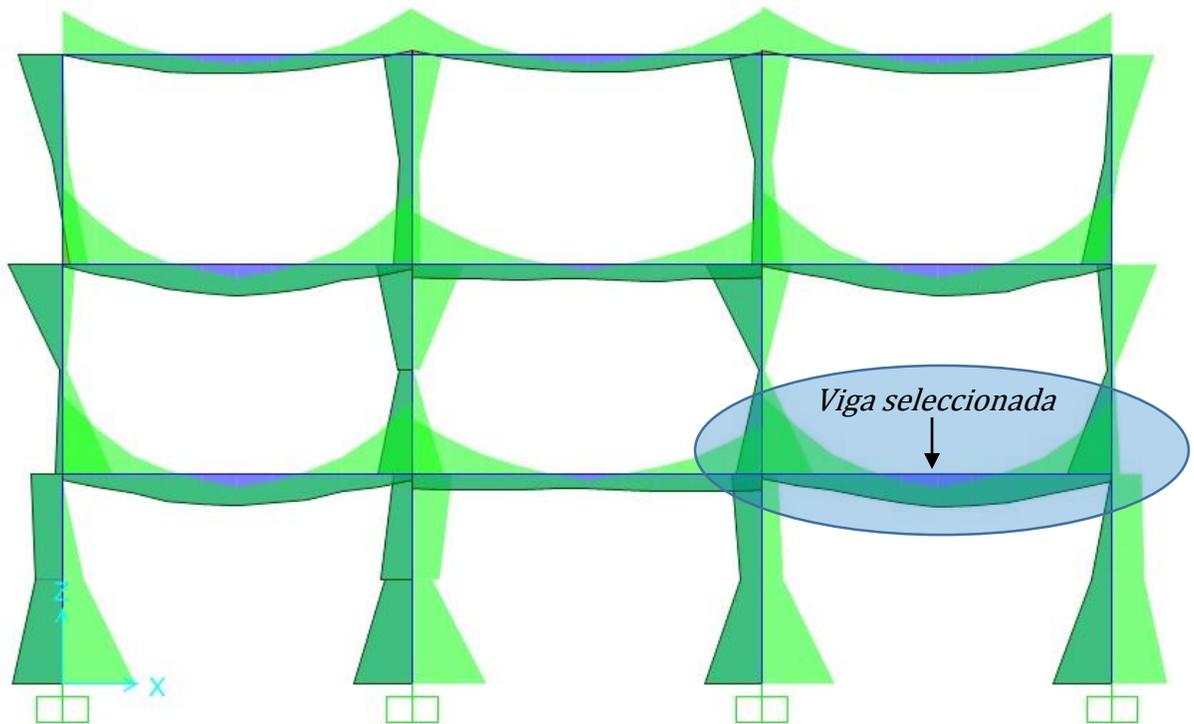


Figura 2.66 Diagramas de momento de la envolvente de las combinaciones sobre el eje 3

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

A continuación se presentan los valores de los momentos últimos (M_u) en toneladas por metro para la viga seleccionada.

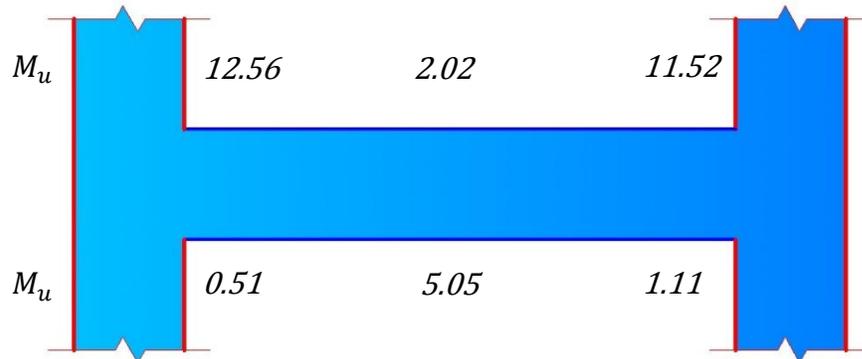


Figura 2.67 Valores de momentos flectores de la envolvente de las combinaciones sobre los ejes C y D

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

Las secciones críticas en las vigas ocurren en la cara de los nudos, y los momentos flectores últimos que ocurren en estas zonas son los que se muestran en la siguiente figura.

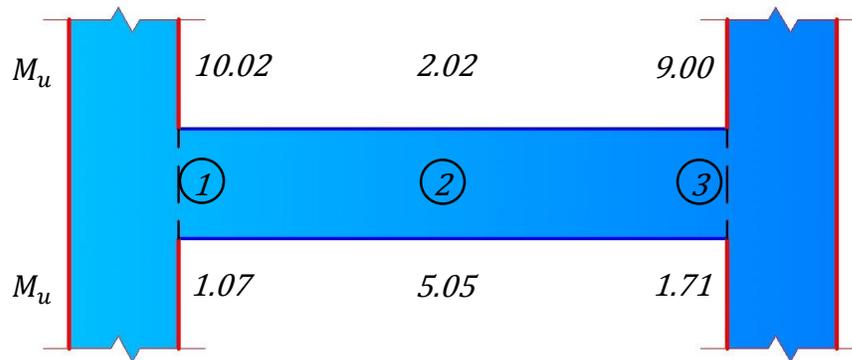


Figura 2.68 Valores de momentos flectores de la envolvente de las combinaciones en las tres secciones de análisis

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo

proporcionada en esa misma cara del nudo. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier parte de la sección de la viga a lo largo de la longitud, no debe ser menor de un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos [ACI 318S-08, 2008, American Concrete Institute, Sección 21.5.2.2].

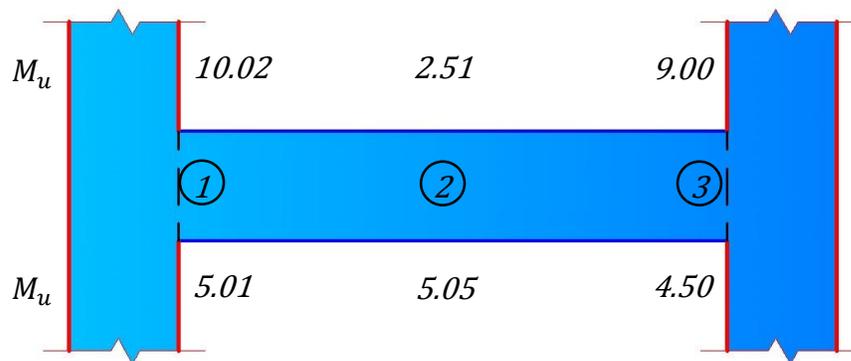


Figura 2.69 Valores de momentos flectores de la envolvente de las combinaciones en las tres secciones de análisis

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

2.5.1.2 Secciones de Acero Propuestas

En la Figura 2.68 se definieron 3 secciones de análisis ubicadas en las caras de los nudos y en el centro de la viga. Se considerará un recubrimiento de 6cm para las secciones propuestas, las cuales más adelante serán verificadas para obtener si resisten el momento positivo y negativo al que estará sometido cada sección.

En la sección 1 se colocarán 3 varillas $\phi 1/2''$ y 2 varillas $\phi 5/8''$ ($A_s = 7.87 \text{ cm}^2$) de acero de refuerzo superior y 3 varillas $\phi 1/2''$ ($A_s = 3.87 \text{ cm}^2$) de acero de refuerzo inferior.

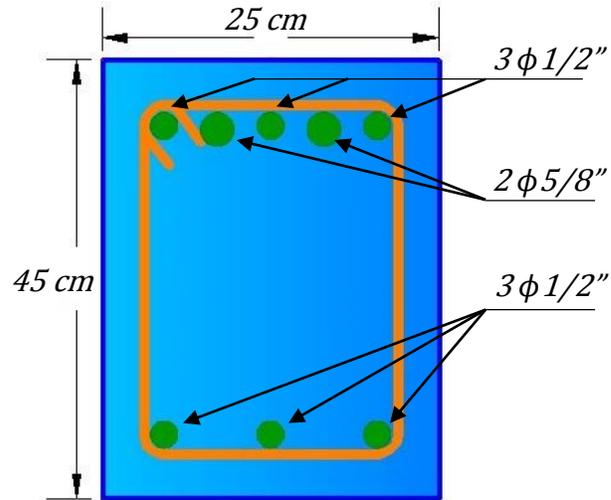


Figura 2.70 Refuerzo en sección de análisis 1

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

En la sección 2 se colocarán 2 varillas $\phi 1/2''$ ($A_s = 2.58 \text{ cm}^2$) de acero de refuerzo superior y 3 varillas $\phi 1/2''$ ($A_s = 3.87 \text{ cm}^2$) de acero de refuerzo inferior.

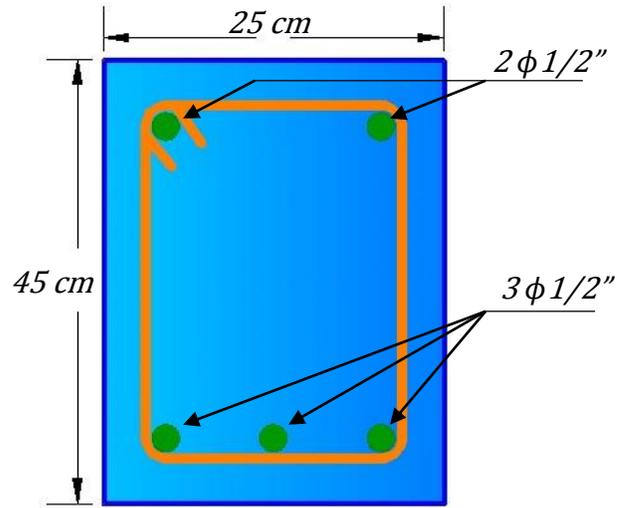


Figura 2.71 Refuerzo en sección de análisis 2

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

En la sección 3 se colocarán 3 varillas $\phi 1/2''$ y 2 varillas $\phi 5/8''$ ($A_s = 7.87 \text{ cm}^2$) de acero de refuerzo superior y 3 varillas $\phi 1/2''$ ($A_s = 3.87 \text{ cm}^2$) de acero de refuerzo inferior.

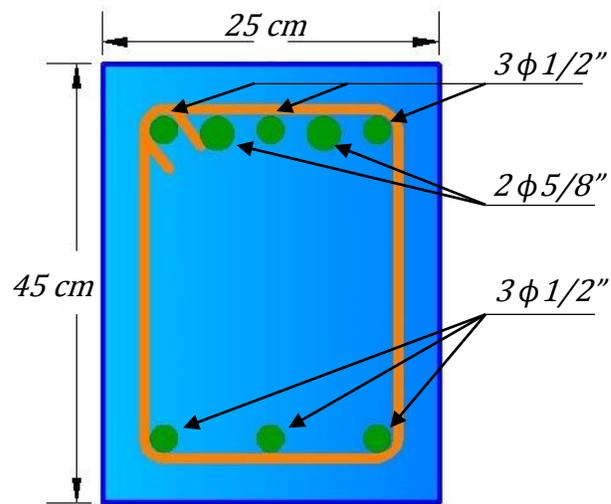


Figura 2.72 Refuerzo en sección de análisis 3

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

A continuación se presenta un resumen de las áreas de acero en centímetros cuadrados propuestas para resistir los momentos flectores últimos en cada una de las tres secciones de análisis.

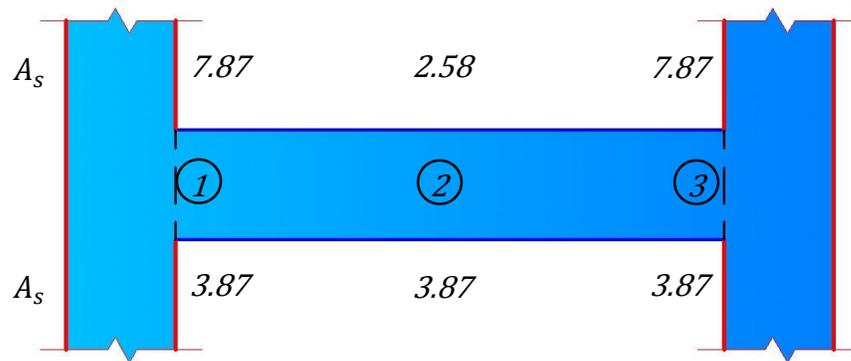


Figura 2.73 Valores de áreas de acero requeridas para resistir los momentos flectores de la envolvente de las combinaciones

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

2.5.1.3 Área Mínima de Refuerzo

El acero mínimo en elementos sometidos a flexión es [ACI 318S-08, 2008, American Concrete Institute, Sección 10.5.1]:

$$A_{s,min} = \frac{0.8\sqrt{f'_c}}{f_y} bd = \frac{0.8\sqrt{210 \text{ kg/cm}^2}}{4,200 \text{ kg/cm}^2} (25 \text{ cm})(39 \text{ cm}) = 2.69 \text{ cm}^2$$

Pero no menor a: $A_{s,min} = \frac{14}{f_y} bd = \frac{14}{4,200 \text{ kg/cm}^2} (25 \text{ cm})(39 \text{ cm}) = 3.25 \text{ cm}^2$

Al comparar los valores del área de acero en la Figura 2.71 con el área de acero mínima, se observa que las secciones de análisis tienen mayor acero que el mínimo.

2.5.1.4 Distribución del Acero de Refuerzo Longitudinal

El refuerzo longitudinal de la viga del primer nivel sobre el eje 3 entre los ejes C y D del edificio de tres niveles es el siguiente:

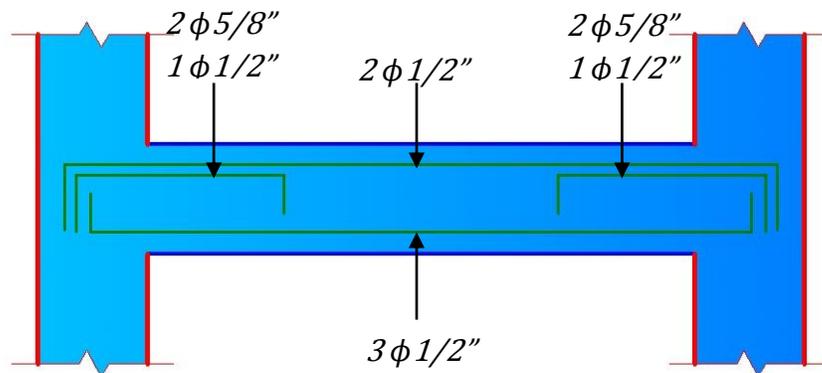


Figura 2.74 Refuerzo longitudinal de la viga

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

2.5.1.5 Momentos Flectores Últimos Resistentes para el Armado Propuesto

✓ Sección 1

Para el armado propuesto en la Figura 2.70, el momento negativo que la sección resiste es de $10.14 \text{ ton} - m$ y el momento positivo es de $6.13 \text{ ton} - m$.

✓ Sección 2

Para el armado propuesto en la Figura 2.71, el momento negativo que la sección resiste es de $4.29 \text{ ton} - m$ y el momento positivo es de $6.11 \text{ ton} - m$.

✓ Sección 3

Para el armado propuesto en la Figura 2.72, el momento negativo que la sección resiste es de $10.14 \text{ ton} - m$ y el momento positivo es de $6.13 \text{ ton} - m$.

A continuación se presenta un resumen de los momentos resistentes en toneladas por metro de las secciones de análisis para los armados propuestos.

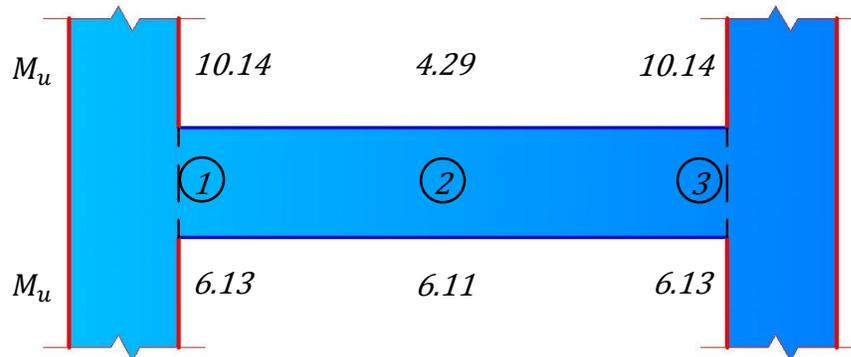


Figura 2.75 Valores de momentos flectores últimos resistentes en las tres secciones de análisis

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

Al comparar los momentos de la Figura 2.75 con los momentos de la Figura 2.69, se obtiene que las secciones propuestas son aceptables.

Debido que el acero de refuerzo longitudinal es diferente en las secciones, será necesario realizar corte del refuerzo, esto se hará de forma detallada en 2.5.1.11.

2.5.1.6 Área Máxima de Refuerzo

✓ Sección 1

La cuantía balanceada de una viga rectangular es [Temas de Hormigón Armado, 2008, Marcelo Romo Proaño, Pag. 126].

$$\rho_{bal} = 0.85\beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \frac{0.003}{\varepsilon_y + 0.003}$$

Debido que la sección tiene acero a compresión, la cuantía balanceada es [Temas de Hormigón Armado, 2008, Marcelo Romo Proaño, Pag. 181].

$$\rho_{bal} = 0.85\beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \frac{0.003}{\varepsilon_y + 0.003} + \rho'$$

Esta última ecuación es cuando el acero a compresión alcanzó al igual que el acero a tensión una deformación igual o mayor a la deformación de fluencia. En este caso la deformación del acero a compresión es menor que la deformación de fluencia, por lo tanto la cuantía de acero a compresión se multiplica por un factor igual a f'_s/f_y , quedando:

$$\rho_{bal} = 0.85\beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \frac{0.003}{\varepsilon_y + 0.003} + \rho' \frac{f'_s}{f_y}$$

La cuantía de acero a compresión es:

$$\rho' = \frac{A_s'}{bd} = \frac{3.87 \text{ cm}^2}{25 \text{ cm}(39 \text{ cm})} = 0.0040 \approx 0.40\%$$

Al sustituir valores se obtiene que la cuantía balanceada es:

$$\rho_{bal} = 0.85(0.85) \frac{(210 \text{ kg/cm}^2)}{(4,200 \text{ kg/cm}^2)} \frac{0.003}{0.002 + 0.003} + 0.004 \frac{1,196 \text{ kg/cm}^2}{4,200 \text{ kg/cm}^2}$$

$$\rho_{bal} = 0.021675 + 0.001139 = 0.022814 \approx 2.28\%$$

La deformación unitaria a tensión en el acero es al menos de 0.005 justo cuando el concreto alcanza su deformación unitaria de 0.003 [ACI 318S-08, 2008, American Concrete Institute, Sección 10.3.4]:

Según lo anterior la cuantía máxima sería:

$$\rho_{max} = 0.85(0.85) \frac{(210 \text{ kg/cm}^2)}{(4,200 \text{ kg/cm}^2)} \frac{0.003}{0.005 + 0.003} + 0.004 \frac{1,196 \text{ kg/cm}^2}{4,200 \text{ kg/cm}^2}$$

$$\rho_{max} = 0.013547 + 0.001139 = 0.014686 \approx 1.47\%$$

El área de acero máxima para la sección 1 es:

$$A_{s,max} = \rho_{max}bd = 0.014686(25 \text{ cm})(39 \text{ cm}) = 14.32 \text{ cm}^2$$

Al comparar el área máxima de refuerzo con los valores mostrados en la Figura 2.72 se observa que la sección 1 posee un área menor que la máxima, se concluye que la sección 1 es aceptable.

✓ Sección 2

La cuantía balanceada de una viga rectangular es [Temas de Hormigón Armado, 2008, Marcelo Romo Proaño, Pag. 126].

$$\rho_{bal} = 0.85\beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \frac{0.003}{\epsilon_y + 0.003}$$

Debido que la sección tiene acero a compresión, la cuantía balanceada es [Temas de Hormigón Armado, 2008, Marcelo Romo Proaño, Pag. 181].

$$\rho_{bal} = 0.85\beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \frac{0.003}{\varepsilon_y + 0.003} + \rho'$$

Esta última ecuación es cuando el acero a compresión alcanzó al igual que el acero a tensión una deformación igual o mayor a la deformación de fluencia. En este caso la deformación del acero a compresión es menor que la deformación de fluencia, por lo tanto la cuantía de acero a compresión se multiplica por un factor igual a f'_s/f_y , quedando:

$$\rho_{bal} = 0.85\beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \frac{0.003}{\varepsilon_y + 0.003} + \rho' \frac{f'_s}{f_y}$$

La cuantía de acero a compresión es:

$$\rho' = \frac{A_s'}{bd} = \frac{2.58 \text{ cm}^2}{25 \text{ cm}(39 \text{ cm})} = 0.003 \approx 0.30\%$$

Al sustituir valores se obtiene que la cuantía balanceada es:

$$\rho_{bal} = 0.85(0.85) \frac{(210 \text{ kg/cm}^2)}{(4,200 \text{ kg/cm}^2)} \frac{0.003}{0.002 + 0.003} + 0.003 \frac{1,127 \text{ kg/cm}^2}{4,200 \text{ kg/cm}^2}$$

$$\rho_{bal} = 0.021675 + 0.000805 = 0.022480 \approx 2.25\%$$

La deformación unitaria a tensión en el acero es al menos de 0.005 justo cuando el concreto alcanza su deformación unitaria de 0.003 [ACI 318S-08, 2008, American Concrete Institute, Sección 10.3.4]:

Según lo anterior la cuantía máxima sería:

$$\rho_{max} = 0.85(0.85) \frac{(210 \text{ kg/cm}^2)}{(4,200 \text{ kg/cm}^2)} \frac{0.003}{0.005 + 0.003} + 0.004 \frac{1,196 \text{ kg/cm}^2}{4,200 \text{ kg/cm}^2}$$

$$\rho_{max} = 0.013547 + 0.000805 = 0.014352 \approx 1.44\%$$

El área de acero máxima para la sección 2 es:

$$A_{s,max} = \rho_{max}bd = 0.014352(25 \text{ cm})(39 \text{ cm}) = 13.99 \text{ cm}^2$$

Al comparar el área máxima de refuerzo con los valores mostrados en la Figura 2.73 se observa que la sección 2 posee un área menor que la máxima, se concluye que la sección 2 es aceptable.

✓ Sección 3

La cuantía balanceada de una viga rectangular es [Temas de Hormigón Armado, 2008, Marcelo Romo Proaño, Pag. 126].

$$\rho_{bal} = 0.85\beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \frac{0.003}{\epsilon_y + 0.003}$$

Debido que la sección tiene acero a compresión, la cuantía balanceada es [Temas de Hormigón Armado, 2008, Marcelo Romo Proaño, Pag. 181].

$$\rho_{bal} = 0.85\beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \frac{0.003}{\varepsilon_y + 0.003} + \rho'$$

Esta última ecuación es cuando el acero a compresión alcanzó al igual que el acero a tensión una deformación igual o mayor a la deformación de fluencia. En este caso la deformación del acero a compresión es menor que la deformación de fluencia, por lo tanto la cuantía de acero a compresión se multiplica por un factor igual a f'_s/f_y , quedando:

$$\rho_{bal} = 0.85\beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \frac{0.003}{\varepsilon_y + 0.003} + \rho' \frac{f'_s}{f_y}$$

La cuantía de acero a compresión es:

$$\rho' = \frac{A_s'}{bd} = \frac{3.87 \text{ cm}^2}{25 \text{ cm}(39 \text{ cm})} = 0.0040 \approx 0.40\%$$

Al sustituir valores se obtiene que la cuantía balanceada es:

$$\rho_{bal} = 0.85(0.85) \frac{(210 \text{ kg/cm}^2)}{(4,200 \text{ kg/cm}^2)} \frac{0.003}{0.002 + 0.003} + 0.004 \frac{1,196 \text{ kg/cm}^2}{4,200 \text{ kg/cm}^2}$$

$$\rho_{bal} = 0.021675 + 0.001139 = 0.022814 \approx 2.28\%$$

La deformación unitaria a tensión en el acero es al menos de 0.005 justo cuando el concreto alcanza su deformación unitaria de 0.003 [ACI 318S-08, 2008, American Concrete Institute, Sección 10.3.4]:

Según lo anterior la cuantía máxima sería:

$$\rho_{max} = 0.85(0.85) \frac{(210 \text{ kg/cm}^2)}{(4,200 \text{ kg/cm}^2)} \frac{0.003}{0.005 + 0.003} + 0.004 \frac{1,196 \text{ kg/cm}^2}{4,200 \text{ kg/cm}^2}$$

$$\rho_{max} = 0.013547 + 0.001139 = 0.014686 \approx 1.47\%$$

El área de acero máxima para la sección 3 es:

$$A_{s,max} = \rho_{max}bd = 0.014686(25 \text{ cm})(39 \text{ cm}) = 14.32 \text{ cm}^2$$

Al comparar el área máxima de refuerzo con los valores mostrados en la Figura 2.74 se observa que la sección 3 posee un área menor que la máxima, se concluye que la sección 3 es aceptable.

2.5.1.7 Cortantes Últimos de Diseño

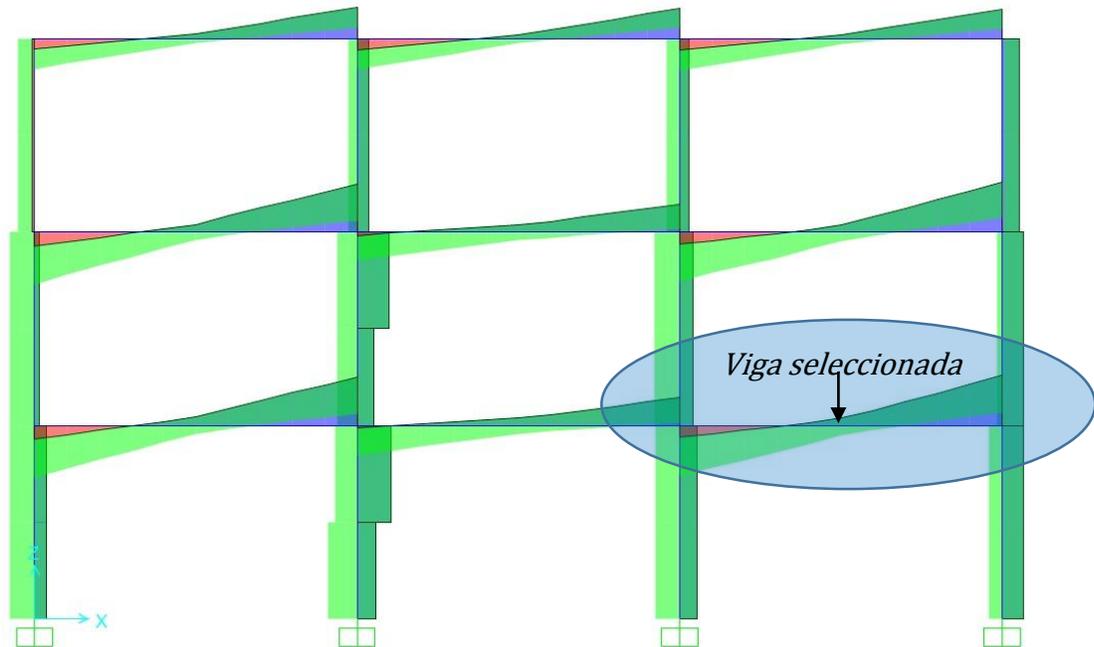


Figura 2.76 Diagramas de cortante de la envolvente de las combinaciones

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

A continuación se presentan los valores de las fuerzas cortantes últimas (V_u) en toneladas para la viga seleccionada.

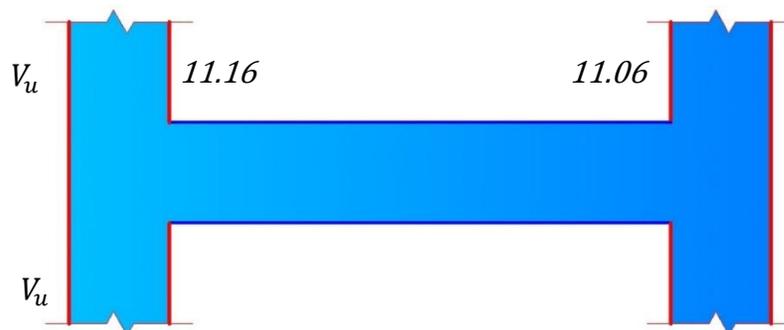


Figura 2.77 Valores de fuerzas cortantes de la envolvente de las

combinaciones sobre los ejes C y D

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

Para el diseño por cortante las secciones críticas en las vigas están a una distancia d de la cara de los nudos, ya que para este caso se cumplen las tres condiciones siguientes:

- ✓ Los elementos de soporte de la viga están en compresión [ACI 318S-08, 2008, American Concrete Institute, Sección 11.1.3.1].
- ✓ Las cargas están aplicadas cerca de la cara superior de la viga [ACI 318S-08, 2008, American Concrete Institute, Sección 11.1.3.1].
- ✓ No hay aplicación de cargas concentradas cerca del apoyo de la viga, por lo tanto no hay un aumento radical de la cortante entre la cara del apoyo hasta una distancia d [ACI 318S-08, 2008, American Concrete Institute, Sección 11.1.3.1].

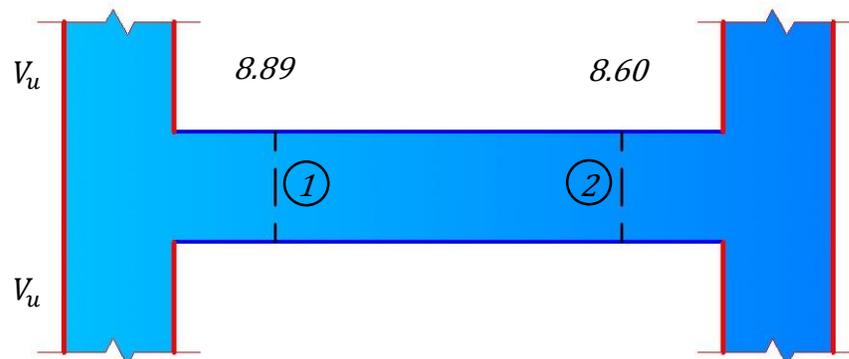


Figura 2.78 Valores de fuerzas cortantes de la envolvente de las combinaciones en las dos secciones de análisis

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

2.5.1.8 Armadura Transversal Requerida por Resistencia

Se colocarán estribos de varilla $\phi 3/8''$, por lo tanto la sección de corte (A_v) es dos veces el área de la varilla.

$$A_v = 2(0.71 \text{ cm}^2) = 1.42 \text{ cm}^2$$

✓ Sección 1

$$V_u = 8,890 \text{ kg}$$

La fuerza cortante que es capaz de resistir el concreto es:

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c}bd = 0.53\sqrt{210 \text{ kg/cm}^2} (25 \text{ cm})(39 \text{ cm}) = 7,488.42 \text{ kg}$$

La fuerza cortante que debe ser capaz de resistir el acero es:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{8,890 \text{ kg}}{0.75} - 7,448.42 \text{ kg} = 4,404.91 \text{ kg}$$

La fuerza cortante resistida por el acero no debe considerarse mayor que [ACI 318S-08, 2008, American Concrete Institute, Sección 11.4.7.9]:

$$V_{s,max} = 2.2\sqrt{f'_c}bd = 2.2\sqrt{210 \text{ kg/cm}^2} (25 \text{ cm})(39 \text{ cm}) = 31,084.00 \text{ kg}$$

$$V_s \leq V_{s,max} \rightarrow 4,404.91 \text{ kg} \leq 31,084.00 \text{ kg} \quad (OK)$$

El espaciamiento al que se deben colocar los estribos para resistir la fuerza cortante es [ACI 318S-08, 2008, American Concrete Institute, Sección 11.4.7.2]:

$$s = \frac{A_v f_y d}{V_s} = \frac{1.42 \text{ cm}^2 (4,200 \text{ kg/cm}^2) (39 \text{ cm})}{4,404.91 \text{ kg}} = 52 \text{ cm}$$

✓ **Sección 2**

$$V_u = 8,600 \text{ kg}$$

La fuerza cortante que es capaz de resistir el concreto es:

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b d = 0.53 \sqrt{210 \text{ kg/cm}^2} (25 \text{ cm})(39 \text{ cm}) = 7,488.42 \text{ kg}$$

La fuerza cortante que debe ser capaz de resistir el acero es:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{8,600 \text{ kg}}{0.75} - 7,448.42 \text{ kg} = 4,018.25 \text{ kg}$$

La fuerza cortante resistida por el acero no debe considerarse mayor que [ACI 318S-08, 2008, American Concrete Institute, Sección 11.4.7.9]:

$$V_{s,max} = 2.2 \sqrt{f'_c} b d = 2.2 \sqrt{210 \text{ kg/cm}^2} (25 \text{ cm})(39 \text{ cm}) = 31,084.00 \text{ kg}$$

$$V_s \leq V_{s,max} \rightarrow 4,018.25 \text{ kg} \leq 31,084.00 \text{ kg} \quad (OK)$$

El espaciamiento al que se deben colocar los estribos para resistir la fuerza cortante es [ACI 318S-08, 2008, American Concrete Institute, Sección 11.4.7.2]:

$$s = \frac{A_v f_y d}{V_s} = \frac{1.42 \text{ cm}^2 (4,200 \text{ kg/cm}^2) (39 \text{ cm})}{4,018.25 \text{ kg}} = 58 \text{ cm}$$

2.5.1.9 Espaciamiento Máximo

En zonas sísmicas el espaciamiento de los estribos de confinamiento ubicados en el sector de apoyo no deben ser mayor que el menor valor de los siguientes parámetros [ACI 318S-08, 2008, American Concrete Institute, Sección 21.3.4.2]:

$$s < \frac{d}{4} = \frac{39 \text{ cm}}{4} = 9.75 \text{ cm}$$

$$s < 8\phi_{longitudinal} = 8(1.27 \text{ cm}) = 10.16 \text{ cm}$$

$$s < 24\phi_{transversal} = 24(0.9525 \text{ cm}) = 22.86 \text{ cm}$$

$$s < 30 \text{ cm}$$

Por lo tanto el espaciamiento de los estribos de confinamiento será de 9.00cm (9.75cm \approx 10.00cm).

Se colocarán en una longitud igual a dos veces la altura de la viga ($2h = 2(45 \text{ cm}) = 90 \text{ cm}$) medida desde la cara de la columna.

El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado como máximo a 50mm de la cara de la columna [ACI 318S-08, 2008, American Concrete Institute, Sección 21.3.4.2].

El espaciamiento de los estribos en toda la longitud restante de la longitud de los estribos de confinamiento de la viga no debe ser mayor de $d/2$ [ACI 318S-08, 2008, American Concrete Institute, Sección 21.3.4.3]:

$$s = \frac{d}{2} = \frac{39 \text{ cm}}{2} = 19.5 \text{ cm} \approx 20 \text{ cm}$$

El refuerzo transversal mínimo en base al espaciamiento mínimo a lo largo de la viga ($s = d/2 = 20 \text{ cm}$) igual a [ACI 318S-08, 2008, American Concrete Institute, Sección 11.4.6.3]:

$$A_{v,min} = 0.2 \sqrt{f'_c} \frac{bs}{f_y} = 0.2 \sqrt{210 \text{ kg/cm}^2} \frac{(25 \text{ cm})(20 \text{ cm})}{4,200 \text{ kg/cm}^2} = 0.35 \text{ cm}^2$$

Pero no menor a:

$$A_{v,min} = 3.5 \frac{bs}{f_y} = 3.5 \frac{(25 \text{ cm})(20 \text{ cm})}{4,200 \text{ kg/cm}^2} = 0.42 \text{ cm}^2$$

El estribo elegido ($\phi 3/8''$) es aceptable, por tener un área mayor que la mínima exigida ($1.42 \text{ cm}^2 > 0.42 \text{ cm}^2$).

2.5.1.10 Distribución del Acero de Refuerzo Transversal

Para un dobléz a 135° del estribo con varillas de 25mm de diámetro o menor, se deberá colocar una extensión de 6 veces el diámetro de la varilla ($6d_b$). En este caso el estribo es varilla de $\phi 3/8"$, por lo tanto la extensión es de 5.70cm ($6(0.95\text{cm})=5.70\text{cm}$).

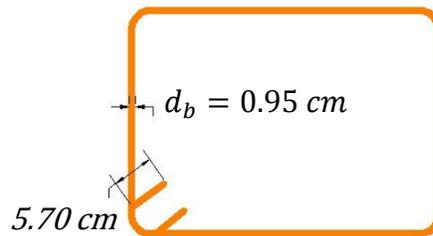


Figura 2.79 Refuerzo transversal de la viga

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

El refuerzo transversal de la viga del primer nivel sobre el eje 3 entre los ejes C y D del edificio de tres niveles es el siguiente:

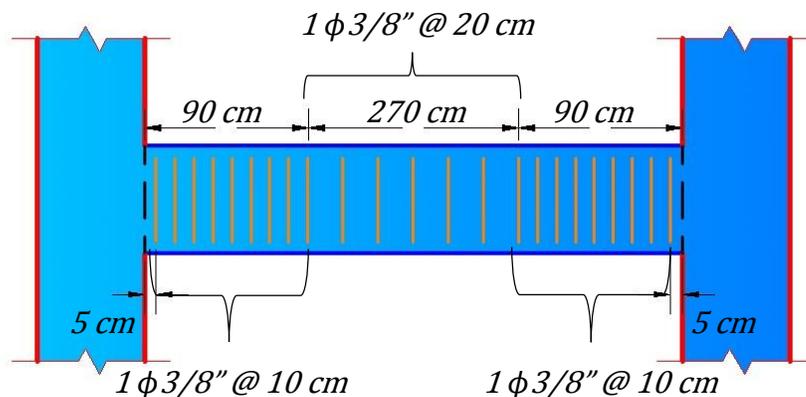


Figura 2.80 Refuerzo transversal de la viga

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

2.5.1.11 Longitud de Desarrollo de Varillas de Acero de Refuerzo

La longitud de desarrollo (L_d) es la longitud que se requiere embeber a una varilla de acero dentro del concreto armado, para alcanzar los esfuerzos especificados en el diseño (generalmente f_y).

Factores que influyen en la longitud de desarrollo.

Los siguientes factores principales afectan directamente la longitud de desarrollo de las varillas de acero en el concreto armado:

- ✓ Esfuerzo de Fluencia: Mientras mayor sea el esfuerzo de fluencia, se requerirá una mayor longitud de desarrollo.
- ✓ Sección Transversal: Mientras mayor sea la sección transversal, desarrollará mayor fuerza, y se requerirá una mayor longitud de desarrollo.
- ✓ Perímetro de la Varilla: Mientras mayor sea el perímetro de la varilla, existirá una mayor superficie de concreto en la que se desarrolle adherencia, y se requerirá una menor longitud de desarrollo.
- ✓ Resistencia del Concreto: Mientras mayor sea la resistencia a tensión del concreto, se podrán desarrollar

esfuerzos más altos de adherencia, y se requerirá una menor longitud de desarrollo.

Longitud de Desarrollo del Acero a Tensión

La longitud de desarrollo (L_d) para varillas corrugadas en tensión es [ACI 318S-08, 2008, American Concrete Institute, Sección 12.2.3].

$$L_d = \left(\frac{f_y}{3.5\sqrt{f'_c}} \frac{\psi_t\psi_e\psi_s}{\left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b}\right)} \right) d_b$$

La longitud de desarrollo no debe ser menor de 30cm [ACI 318S-08, 2008, American Concrete Institute, Sección 12.2.1].

El valor de c_b es el menor del recubrimiento lateral de la varilla medido desde el centro de la varilla, el recubrimiento de la varilla medido desde el centro de la varilla y la mitad del espaciamiento de las varillas medido entre el centro de las varillas [ACI 318S-08, 2008, American Concrete Institute, Sección R12.2].

Se puede usar $K_{tr} = 0$ como una simplificación de diseño aun cuando hay refuerzo transversal [ACI 318S-08, 2008, American Concrete Institute, Sección 12.2.3].

En este caso no hay revestimiento epóxico, por lo tanto $\psi_e = 1.0$ [ACI 318S-08, 2008, American Concrete Institute, Sección R12.2].

Cuando el lecho de refuerzo superior se coloca sobre más de 300mm de espesor de concreto fresco, la longitud de desarrollo debe multiplicarse por el factor 1.3 ($\psi_t = 1.3$) [ACI 318S-08, 2008, American Concrete Institute, Sección 12.2.4]. En este caso el lecho superior se ubica sobre un espesor de concreto fresco de 390mm (39cm), por lo tanto es necesaria la multiplicación por el factor 1.3.

El producto de $\psi_t\psi_e$ no debe exceder de 1.7 [ACI 318S-08, 2008, American Concrete Institute, Sección 12.2.4], en este caso $\psi_t\psi_e = 1.3$ ($1.3(1.0)=1.3$), por lo tanto es aceptable.

Para varillas 19mm o menores, la longitud de desarrollo debe multiplicarse por el factor 0.8 ($\psi_s = 0.8$) [ACI 318S-08, 2008, American Concrete Institute, Sección 12.2.4].

Las longitudes de desarrollo seleccionadas son:

VARILLA	d_b	f'_c	f_y	ψ_t	ψ_e	ψ_s	c_b	K_{tr}	L_d	$L_{d,min}$	$L_{d,rige}$	$L_{d,seleccionada}$
Ø 1/2"	1.27 cm	210 kg/cm ²	4200 kg/cm ²	1.3	1.0	0.8	3.00 cm	0	46.30 cm	30.00 cm	46.30 cm	95.00 cm
Ø 5/8"	1.59 cm	210 kg/cm ²	4200 kg/cm ²	1.3	1.0	0.8	3.00 cm	0	72.39 cm	30.00 cm	72.39 cm	95.00 cm

Tabla 2.59 Longitud de desarrollo seleccionada del refuerzo longitudinal a tensión de la viga

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

En ningún caso las longitudes de desarrollo son menores de 30cm, por lo tanto se consideran aceptables.

A continuación se presenta las distancias a las que se hará el corte del acero de refuerzo longitudinal de la viga, las cuales son iguales o mayores a las longitudes de desarrollo de la varilla de acero a tensión.

✓ **Sección 1**

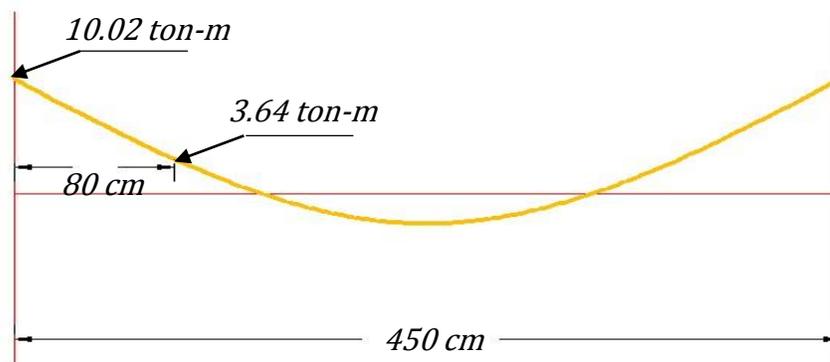


Figura 2.81 Diagrama de momento de la viga seleccionada

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

Según el diagrama de momento de la viga, las varillas de $\phi 5/8''$ y la varilla de $\phi 1/2''$, ubicadas en el centro de la parte superior mostradas en la [Figura 2.70](#) son requeridas hasta una distancia de 80cm, medida desde la sección de análisis 1 hacia el centro de la viga. Esto sucede debido que las dos varillas restantes de $\phi 1/2''$ ubicadas en los extremos de la parte superior de la sección 1 que continúan hacia la sección 2 son

capaces de resistir los momentos flectores menores de $3.64 \text{ ton} - \text{m}$. El acero de refuerzo longitudinal a tensión debe extenderse más allá del punto donde ya no es necesario, esto es la longitud de desarrollo, por lo tanto la longitud de las varillas de $\phi 5/8''$ y $\phi 1/2''$ desde la cara del nudo hacia el centro de la viga es:

VARILLA	$L_{requerida}$	$L_{d,seleccionada}$	L_{total}	$L_{utilizar}$
$\phi 1/2''$	80.00 cm	95.00 cm	175.00 cm	175.00 cm
$\phi 5/8''$	80.00 cm	95.00 cm	175.00 cm	175.00 cm

Tabla 2.60 Longitud a utilizar para el refuerzo longitudinal a tensión en la sección 1

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

✓ **Sección 3**

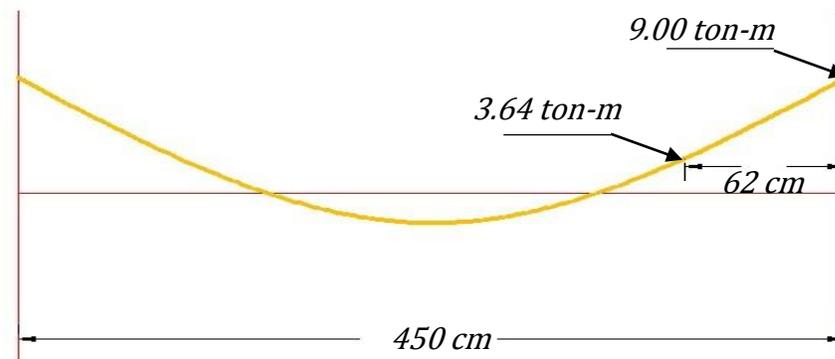


Figura 2.82 Diagrama de momento de la viga seleccionada

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

Según el diagrama de momento de la viga, las varillas de $\phi 5/8''$ y la varilla de $\phi 1/2''$, ubicadas en el centro de la parte

superior mostradas en la Figura 2.72 son requeridas hasta una distancia de 62cm, medida desde la sección de análisis 3 hacia el centro de la viga. Esto sucede debido que las dos varillas restantes de $\phi 1/2''$ ubicadas en los extremos de la parte superior de la sección 3 que continúan hacia la sección 2 son capaces de resistir los momentos flectores menores de **3.64 ton – m**. El acero de refuerzo longitudinal a tensión debe extenderse más allá del punto donde ya no es necesario, esto es la longitud de desarrollo, por lo tanto la longitud de las varillas de $\phi 5/8''$ y $\phi 1/2''$ desde la cara del nudo hacia el centro de la viga es:

VARILLA	$L_{requerida}$	$L_{d,seleccionada}$	L_{total}	$L_{utilizar}$
$\phi 1/2''$	62.00 cm	95.00 cm	157.00 cm	160.00 cm
$\phi 5/8''$	62.00 cm	95.00 cm	157.00 cm	160.00 cm

Tabla 2.61 Longitud a utilizar para el refuerzo longitudinal a tensión en la sección 3

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

Longitud de Desarrollo del Acero a Compresión

La longitud de desarrollo (L_d) para varillas corrugadas en tensión es [ACI 318S-08, 2008, American Concrete Institute, Sección 12.3.2].

$$L_d = \left(\frac{0.075 f_y}{\sqrt{f'_c}} \right) d_b$$

$$L_d = (0.0044 f_y) d_b$$

La longitud de desarrollo no debe ser menor de 20cm [ACI 318S-08, 2008, American Concrete Institute, Sección 12.3.1].

En este caso se utilizarán varillas de $\phi 1/2''$ y $\phi 5/8''$ para el refuerzo longitudinal de la viga, las longitudes de desarrollo para cada varilla se multiplicarán por los siguientes factores.

Cuando el acero de refuerzo proporcionado excede al refuerzo requerido, la longitud de desarrollo debe multiplicarse por el factor generado de dividir dichas áreas de acero ($\psi = A_{requerida}/A_{proporcionada}$) [ACI 318S-08, 2008, American Concrete Institute, Sección 12.3.3].

Las longitudes de desarrollo seleccionadas son:

VARILLA	A_b	d_b	f'_c	f_y	$A_{s,requerida}$	$A_{s,proporcionada}$	ψ	L_d	$L_{d,min}$	$L_{d,riq}$	$L_{d,seleccionada}$
$\phi 1/2''$	1.29 cm ²	1.27 cm	210 kg/cm ²	4200 kg/cm ²	3.67 cm ²	3.87 cm ²	0.948	26.18 cm	23.47 cm	26.18 cm	35.00 cm
$\phi 5/8''$	2.00 cm ²	1.59 cm	210 kg/cm ²	4200 kg/cm ²	3.80 cm ²	4.00 cm ²	0.950	32.79 cm	29.35 cm	32.79 cm	35.00 cm

Tabla 2.62 Longitud de desarrollo seleccionada del refuerzo longitudinal a compresión de la viga

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

En ningún caso las longitudes de desarrollo son menores de 20cm, por lo tanto se consideran aceptables. Las longitudes de

desarrollo presentadas en la Tabla 2.62 son las mínimas para cada varilla, esto significa que se pueden ocupar longitudes de desarrollo mayores.

Las tres varillas de $\phi 1/2$ " en la parte inferior de la Figura 2.71 son necesarias a lo largo de toda la viga, debido que también aparecen en la Figura 2.70 y Figura 2.72, por lo tanto no se realizarán cortes del acero a compresión en las secciones críticas 1 y 3, bastará con empalmar las varillas de $\phi 1/2$ " según lo especificado en 2.5.1.12.

2.5.1.12 Empalmes de Varillas de Acero de Refuerzo

Debido que la longitud comercial de las varillas de acero puede ser insuficiente para cubrir las necesidades de los elementos estructurales, es necesario empalmar algunas varillas de manera continua, para asegurar el comportamiento de cada sección de la viga. La discontinuidad del acero de refuerzo puede atentar contra la capacidad resistente de la estructura, por lo que se requiere de mecanismos de transferencia de los esfuerzos de una varilla a otra, estos pueden ser varillas traslapadas, varillas soldadas o dispositivos mecánicos de continuidad. En este caso se utilizarán varillas traslapadas. Las varillas que no queden en contacto entre si no deben separarse

transversalmente la menor de 1/5 de la longitud del empalme o 150 mm [ACI 318S-08, 2008, American Concrete Institute, Sección 12.14.2.3].

Empalme por traslape del Acero a Tensión

El empalme por traslape mínimo a tensión debe cumplir los requisitos para clasificarlo como empalme Clase A o empalme Clase B. Los empalmes por traslape a tensión son Clase B, excepto cuando:

- ✓ El área de acero de refuerzo proporcionada es al menos el doble del acero requerido a todo lo largo del empalme por traslape [ACI 318S-08, 2008, American Concrete Institute, Sección 12.15.2].
- ✓ La mitad o menos del refuerzo total esta empalmado dentro de la longitud del empalme por traslape [ACI 318S-08, 2008, American Concrete Institute, Sección 12.15.2].

$\frac{A_{s,proporcionada}}{A_{s,requerida}}$	PORCENTAJE MAXIMO DE A_s EMPALMADO EN LA LONGITUD REQUERIDA PARA DICHO EMPALME	
	50%	100%
IGUAL O MAYOR QUE 2	CLASE A	CLASE B
MENOR QUE 2	CLASE B	CLASE B

Tabla 2.63 Clases de empalmes por traslape a tensión

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

En este caso los empalmes serán Clase B, debido que en las secciones de la viga la relación entre el área proporcionada y el área requerida es menor a dos.

Para un empalme por traslape a tensión Clase B la longitud del empalme es igual a $1.3L_d$ [ACI 318S-08, 2008, American Concrete Institute, Sección 12.15.1].

$$L_e = 1.3L_d$$

VARILLA	$L_{d,seleccionado}$	L_e	$L_{e,seleccionado}$
Ø 1/2"	65.00 cm	84.50 cm	85.00 cm
Ø 5/8"	65.00 cm	84.50 cm	85.00 cm

Tabla 2.64 Longitudes de empalmes por traslape a tensión de la viga

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

Los empalmes deben estar escalonados por lo menos una distancia de 600mm [ACI 318S-08, 2008, American Concrete Institute, Sección 12.15.5.1]. Se ubicarán en zonas de la viga donde la tensión es mínima, según el diagrama de momento para el refuerzo longitudinal inferior, estas zonas se pueden considerar a 145cm medidos de la sección crítica 1 hacia el centro de la viga y 145cm medidos de la sección crítica 3 hacia el centro de la viga.

Empalme por traslape del Acero a Compresión

La longitud mínima del empalme por traslape a compresión para aceros con esfuerzo de fluencia igual o menor a 4,200 kg/cm² es [ACI 318S-08, 2008, American Concrete Institute, Sección 12.16.1]:

$$L_e = (0.0073f_y)d_b$$

VARILLA	d_b	f_y	L_e	$L_{e,seleccionado}$
Ø 1/2"	1.27 cm	4200 kg/cm ²	38.94 cm	50.00 cm
Ø 5/8"	1.59 cm	4200 kg/cm ²	48.69 cm	50.00 cm

Tabla 2.65 Longitudes de empalmes por traslape a compresión de la viga

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

El empalme por traslape del refuerzo longitudinal superior se realizará en el centro de la viga, debido que para cualquier combinación de carga el acero está en compresión.

2.5.1.13 Anclaje de Varillas de Acero de Refuerzo

A partir del sitio en que la barra de acero alcanza su esfuerzo máximo, se deberá desarrollar un mecanismo de anclaje en el concreto armado para asegurar su funcionamiento adecuado. Las alternativas son:

- ✓ Anclaje por desarrollo de la longitud de la varilla dentro del concreto armado.
- ✓ Ganchos de anclaje dentro del concreto armado en el extremo de la varilla.
- ✓ Anclaje mecánico de la varilla a través de dispositivos especiales.

2.5.1.14 Detallado de Longitud de Desarrollo, Anclajes y Empalmes

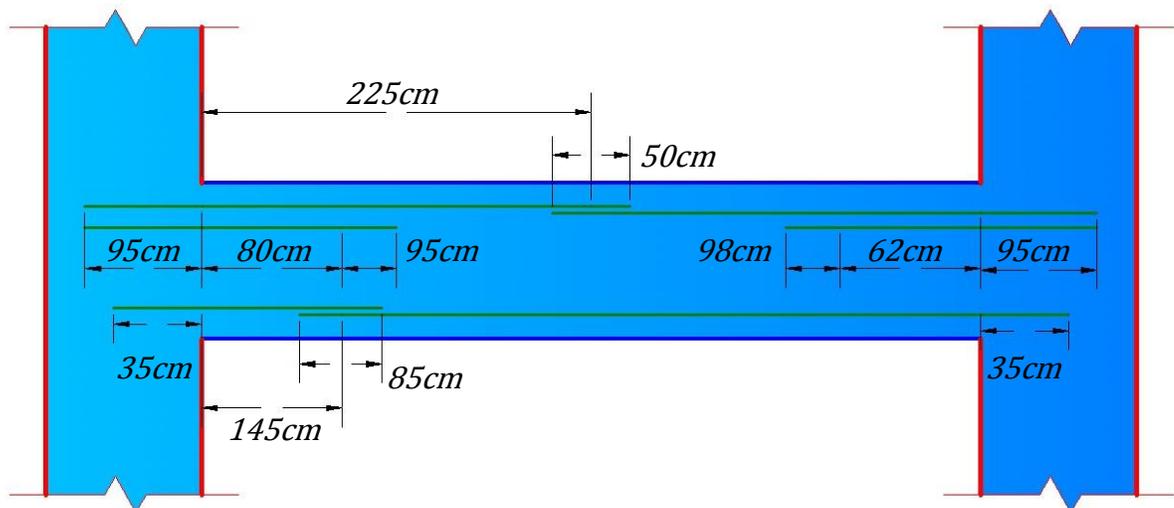


Figura 2.83 Detallado del refuerzo longitudinal de la viga

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

2.5.2 Diseño de Escalera

Las escaleras del nivel 1 y del nivel 2 del edificio de tres niveles son iguales. A continuación se diseñará la escalera del nivel 1.

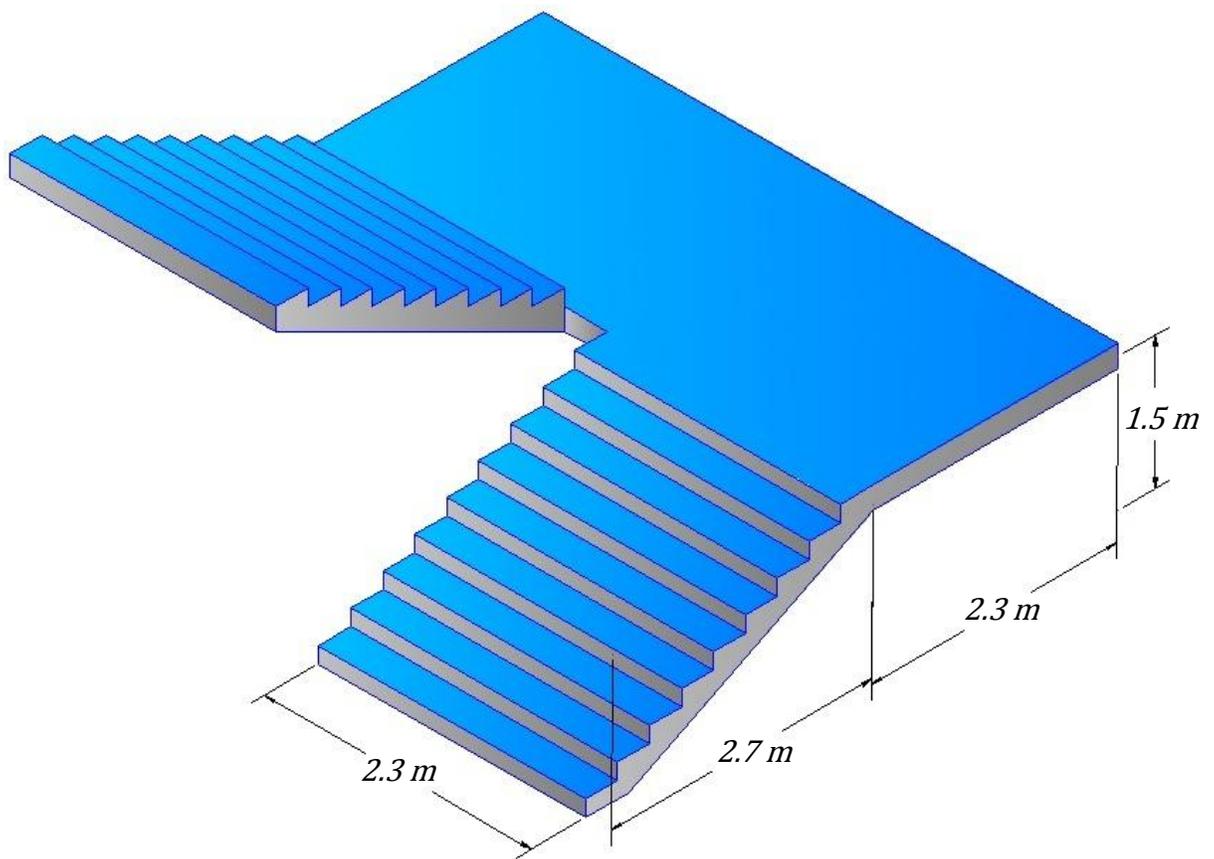


Figura 2.84 Escalera del nivel 1 del edificio de tres niveles

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

2.5.2.1 Determinación de las Cargas de Diseño

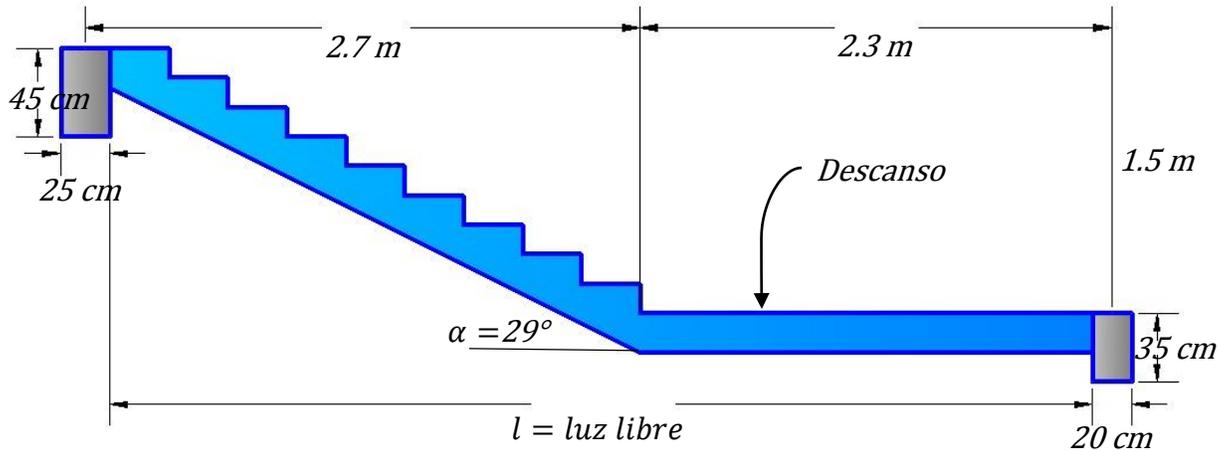


Figura 2.85 Luz libre de la escalera del nivel 1 del edificio de tres niveles

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

Se considerará el espesor de la losa de la escalera será de 10 cm.

La carga muerta de la escalera está dada por el peso del concreto armado más el peso de las gradas, acabados y la carga viva instantánea según la Tabla 2.39.

El peso del concreto más acabados de la escalera del nivel 1 se presentó en la Tabla 2.55:

$$W_{\text{concreto+acabados}} = 352.28 \text{ kg/m}^2$$

✓ Carga Muerta (D)

Se considerará un ancho unitario ($b = 100 \text{ cm}$), por lo tanto la carga distribuida será:

$$D = (W_{\text{concreto+acabados}})(1\text{m})$$

$$D = (352.28 \text{ kg/m}^2)(1\text{m})$$

$$D = 352.28 \text{ kg/m}$$

✓ Carga viva (L)

La carga viva de la escalera del nivel 1 se presentó en la Tabla 2.36 y considerando un ancho unitario ($b = 100 \text{ cm}$) se tiene:

$$L = (350 \text{ kg/m}^2)(1.0\text{m}) = 350 \text{ kg/m}$$

Para el diseño de la escalera se utilizará la combinación de carga número dos (Ec. 2.53).

$$U = 1.2D + 1.6L = 1.2(352.28 \text{ kg/m}) + 1.6(350 \text{ kg/m}) = 982.74 \text{ kg/m}$$

2.5.2.2 Modelado Estructural y Reacciones de Apoyos

La escalera se considerara empotrada en las vigas de 25x45cm y en la viga de 20x35cm. Al calcular la componente de U

perpendicular a la parte inclinada de la escalera se obtuvo que es igual a $U \cos(29^\circ) = 0.88U \approx U$, por lo tanto se analizará como que si la escalera es un elemento completamente horizontal.

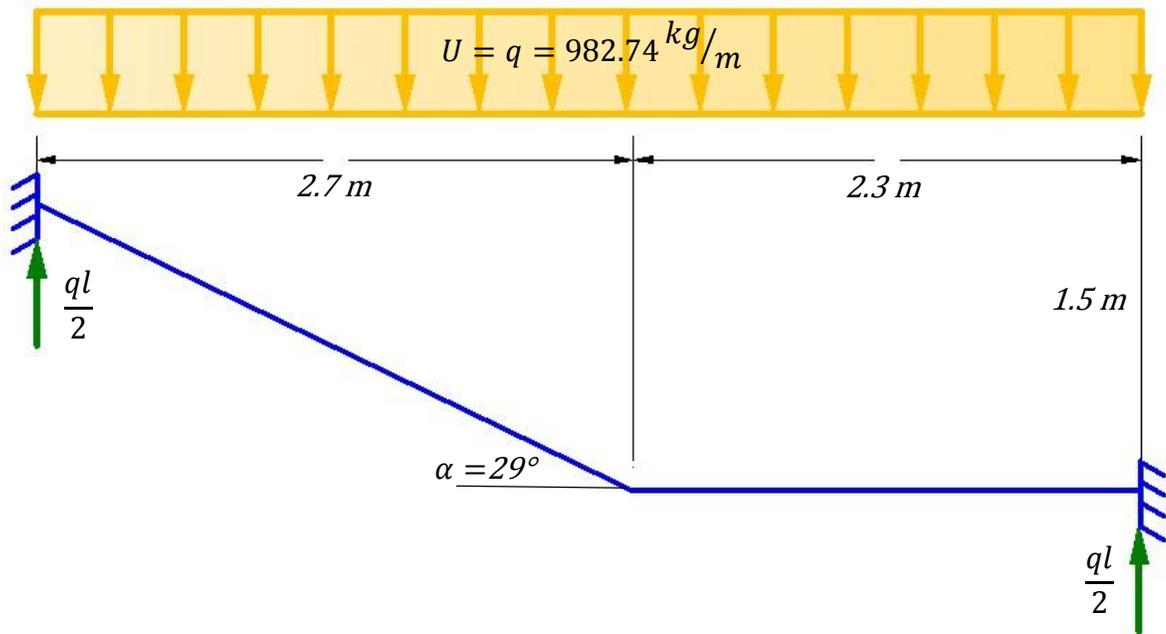


Figura 2.86 Modelado de la escalera del nivel 1

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

Conociendo las reacciones se encuentra el diagrama de momento y el diagrama de cortante de la escalera.

2.5.2.3 Momentos Flectores Últimos de Diseño

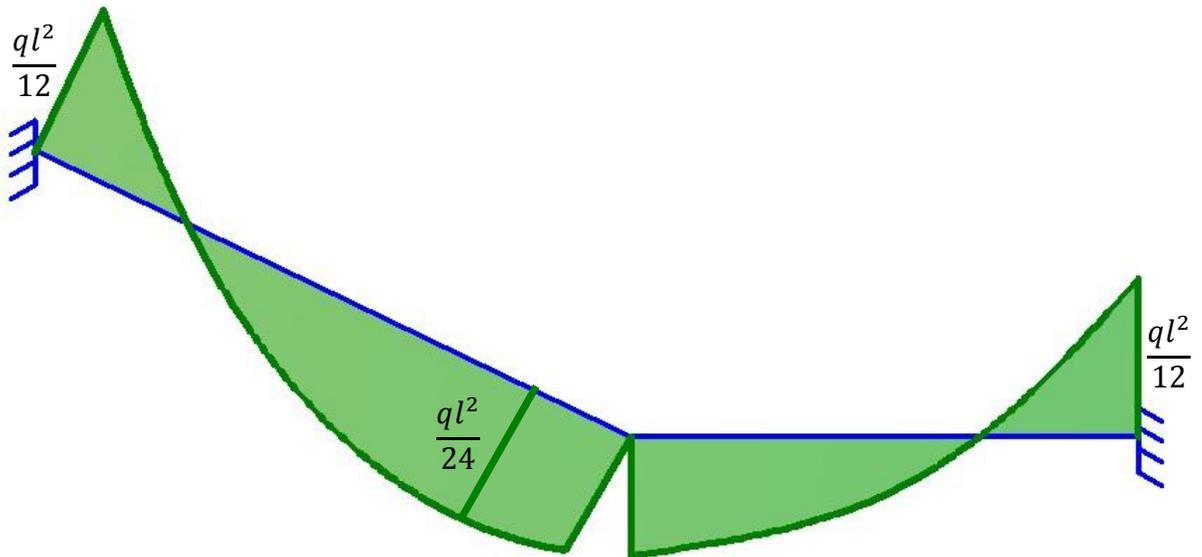


Figura 2.87 Diagrama de momentos flectores de la escalera

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

El momento flector negativo se calcula en la cara de la viga de 25x45cm, por lo tanto se hará un corte de la escalera a $x = 12.5 \text{ cm}$ ($25\text{cm}/2 = 12.5\text{cm}$) para obtener el momento flector último en ese punto.

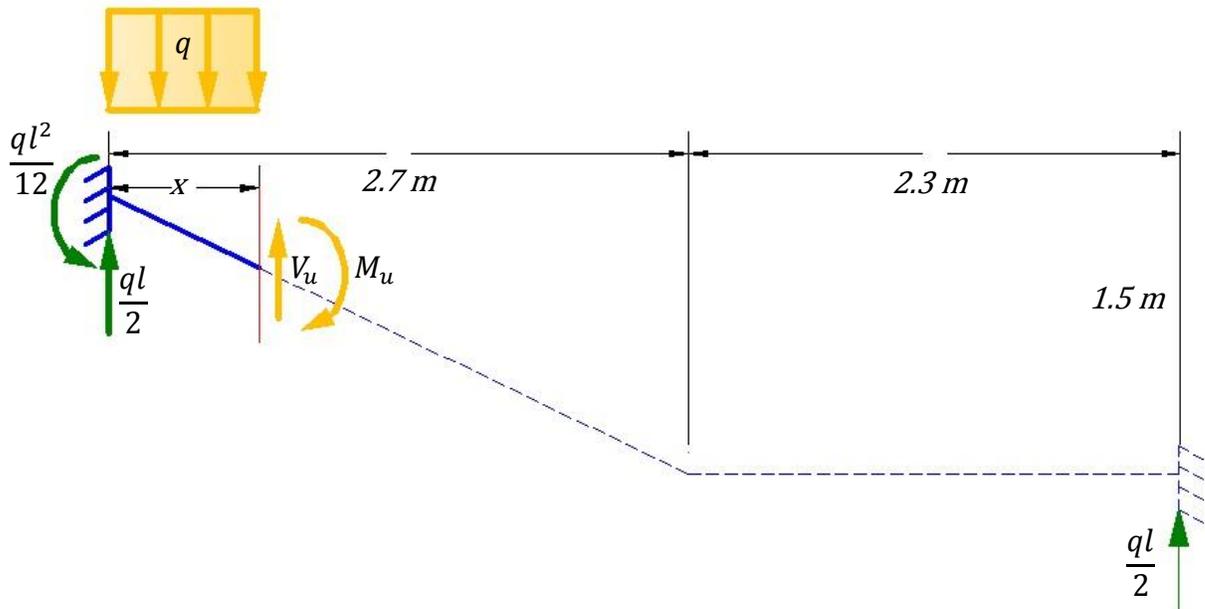


Figura 2.88 Corte de la escalera del nivel 1

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

$$(+\odot) \sum M = 0 \rightarrow -M_u + \frac{ql^2}{12} - \frac{ql}{2}x + qx \frac{x}{2} \rightarrow M_u = \frac{ql^2}{12} - \frac{ql}{2}x + qx \frac{x}{2}$$

Al sustituir los datos se obtiene el momento negativo en la cara de la viga de 25x45cm:

$$M_u(-) = \frac{(982.74 \text{ kg/m})(4.775 \text{ m})^2}{12} - \frac{(982.74 \text{ kg/m})(4.775 \text{ m})}{2} (0.125 \text{ m}) + (982.74 \text{ kg/m})(0.125 \text{ m}) \frac{(0.125 \text{ m})}{2}$$

$$M_u(-) = 1,581.65 \text{ kg} - \text{m}$$

El momento flector positivo máximo de la escalera se calcula de la siguiente manera:

$$M_u(+)=\frac{ql^2}{24}=\frac{(982.74\text{ kg/m})(4.775\text{ m})^2}{24}=933.63\text{ kg-m}$$

2.5.2.4 Momentos Flectores Últimos Resistentes para el Armado Propuesto

Se considerará un recubrimiento de 2.5cm. La sección propuesta es la siguiente:

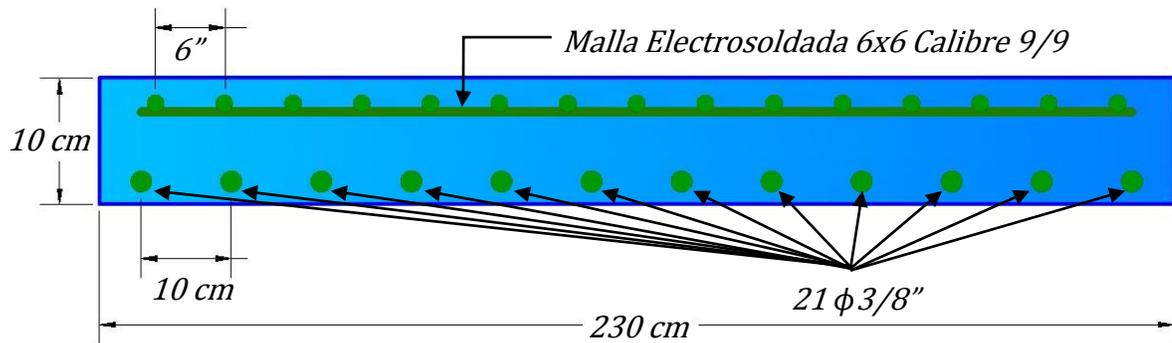


Figura 2.89 Refuerzo de la escalera

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

Para el armado propuesto en la Figura 2.89, el momento que la sección resiste es de $4,251.81\text{ kg-m}$.

Al comparar los momentos se obtiene que la sección propuesta es aceptable.

2.5.2.5 Área Mínima de Refuerzo

El acero mínimo en elementos sometidos a flexión es [ACI 318S-08, 2008, American Concrete Institute, Sección 10.5.1]:

$$A_{s,min} = \frac{0.8\sqrt{f'_c}}{f_y} bd = \frac{0.8\sqrt{210 \text{ kg/cm}^2}}{4,200 \text{ kg/cm}^2} (100 \text{ cm})(7.5 \text{ cm}) = 2.07 \text{ cm}^2$$

Pero no menor a:

$$A_{s,min} = \frac{14}{f_y} bd = \frac{14}{4,200 \text{ kg/cm}^2} (100 \text{ cm})(7.5 \text{ cm}) = 2.5 \text{ cm}^2$$

AL comparar las áreas de acero con la Figura 2.89, se obtiene que la sección propuesta tiene mayor acero al mínimo, por lo tanto la sección propuesta es aceptable.

2.5.2.6 Área Máxima de Refuerzo

La cuantía balanceada es [Temas de Hormigón Armado, 2008, Marcelo Romo Proaño, Pag. 126].

$$\rho_{bal} = 0.85\beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \frac{0.003}{\varepsilon_y + 0.003}$$

Debido que la sección tiene acero a compresión, la cuantía balanceada es [Temas de Hormigón Armado, 2008, Marcelo Romo Proaño, Pag. 181].

$$\rho_{bal} = 0.85\beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \frac{0.003}{\varepsilon_y + 0.003} + \rho'$$

Esta última ecuación es cuando el acero a compresión alcanzó al igual que el acero a tensión una deformación igual o mayor a la deformación de fluencia. En este caso la deformación del acero a compresión es menor que la deformación de fluencia, por lo tanto la cuantía de acero a compresión se multiplica por un factor igual a f'_s/f_y , quedando:

$$\rho_{bal} = 0.85\beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \frac{0.003}{\varepsilon_y + 0.003} + \rho' \frac{f'_s}{f_y}$$

La cuantía de acero a compresión es:

$$\rho' = \frac{A_s'}{bd} = \frac{1.75 \text{ cm}^2}{230 \text{ cm}(7.5 \text{ cm})} = 0.0010 \approx 0.10\%$$

Al sustituir valores se obtiene que la cuantía balanceada es:

$$\rho_{bal} = 0.85(0.85) \frac{(210 \text{ kg/cm}^2)}{(4,200 \text{ kg/cm}^2)} \frac{0.003}{0.002 + 0.003} + 0.001 \frac{2011 \text{ kg/cm}^2}{4,200 \text{ kg/cm}^2}$$

$$\rho_{bal} = 0.021675 + 0.000479 = 0.022154 \approx 2.22\%$$

La deformación unitaria a tensión en el acero es al menos de 0.005 justo cuando el concreto alcanza su deformación unitaria de 0.003 [ACI 318S-08, 2008, American Concrete Institute, Sección 10.3.4]:

Según lo anterior la cuantía máxima sería:

$$\rho_{max} = 0.85(0.85) \frac{(210 \text{ kg/cm}^2)}{(4,200 \text{ kg/cm}^2)} \frac{0.003}{0.005 + 0.003} + 0.001 \frac{2011 \text{ kg/cm}^2}{4,200 \text{ kg/cm}^2}$$

$$\rho_{max} = 0.013547 + 0.000479 = 0.014026 \approx 1.40\%$$

El área de acero máxima para la sección 1 es:

$$A_{s,max} = \rho_{max}bd = 0.014026(230 \text{ cm})(7.5 \text{ cm}) = 24.20 \text{ cm}^2$$

Al comparar el área máxima de refuerzo con los valores mostrados en la Figura 2.89 se observa que la sección propuesta posee un área menor que la máxima, se concluye que la sección es aceptable.

2.5.2.7 Cortantes Últimos de Diseño

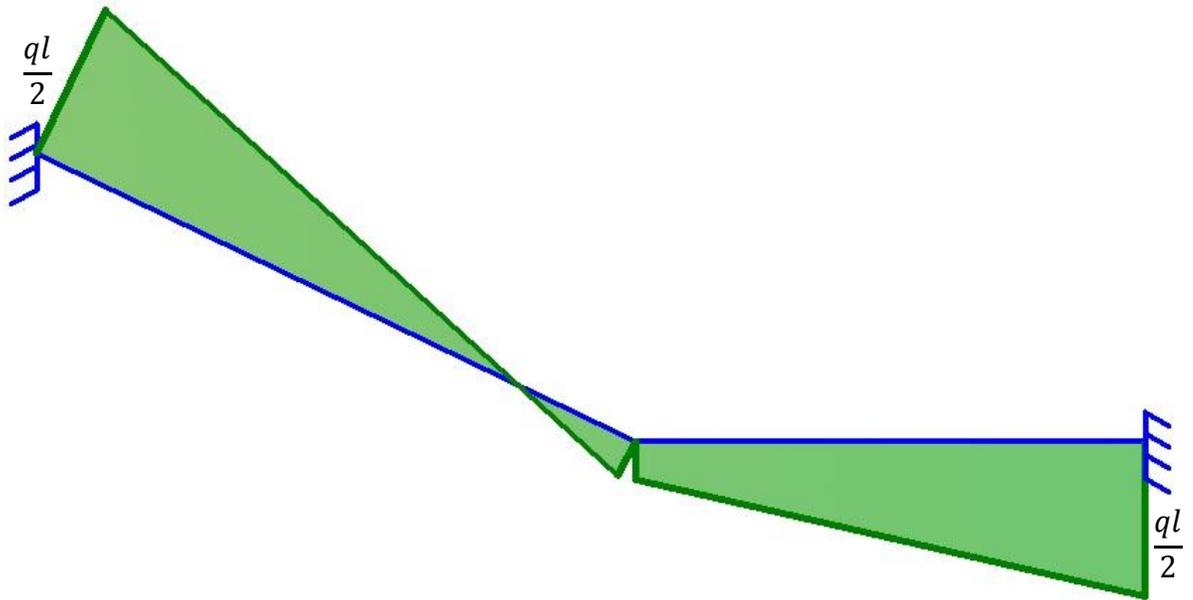


Figura 2.90 Diagrama de fuerzas cortantes de la escalera

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

La fuerza cortante se calcula en la cara de la viga de 25x45cm, por lo tanto se hará un corte de la escalera a $x = 12.5 \text{ cm}$ ($25\text{cm}/2=12.5\text{cm}$) para obtener la fuerza cortante última en ese punto.

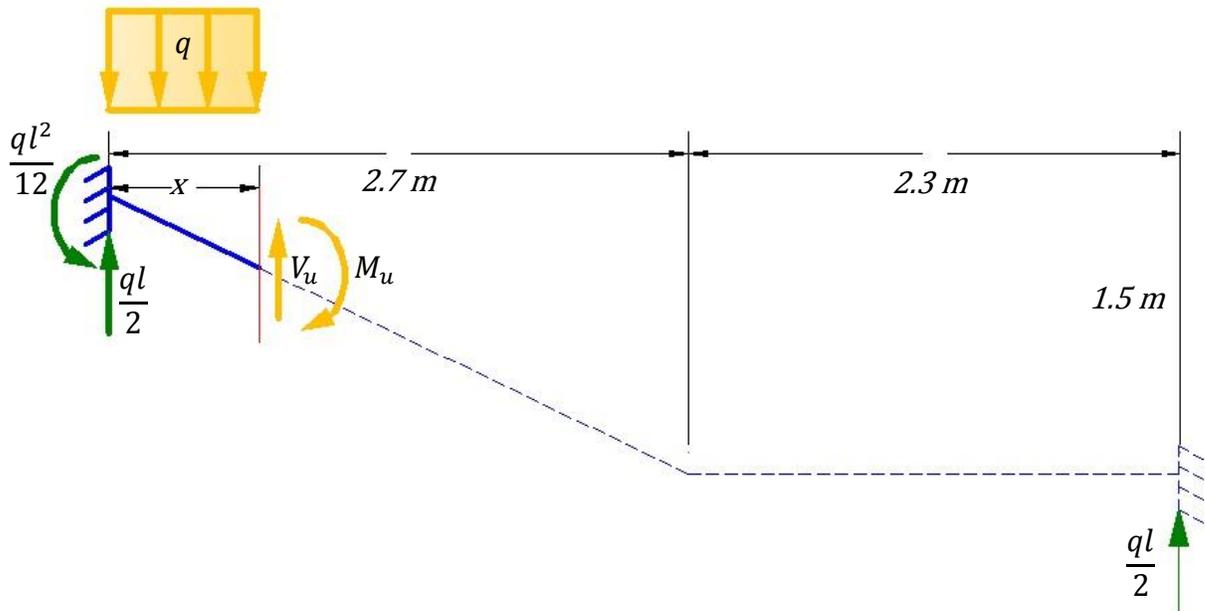


Figura 2.91 Corte de la escalera del nivel 1

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

$$(+\uparrow) \sum V = 0 \rightarrow -V_u + \frac{ql}{2} - qx \rightarrow V_u = \frac{ql}{2} - qx$$

Al sustituir los datos se obtiene:

$$V_u = \frac{(982.74 \text{ kg/m})(4.775 \text{ m})}{2} - (982.74 \text{ kg/m})(0.125 \text{ m}) = 2,223.45 \text{ kg}$$

La fuerza cortante que es capaz de resistir el concreto es:

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c}bd = 0.53\sqrt{210 \text{ kg/cm}^2}(100 \text{ cm})(7.5 \text{ cm}) = 5,760.32 \text{ kg}$$

La fuerza cortante que actúa es menor a la fuerza cortante resistente del concreto. Por lo tanto la sección de la losa es aceptable.

2.5.2.8 Armadura de Temperatura y Retracción al Fraguado

La cuantía mínima de refuerzo de retracción y temperatura para aceros con esfuerzos de fluencia mayores de 4,200 kg/cm² será de:

$$\rho_{min} = \frac{0.0018(4,200 \text{ kg/cm}^2)}{f_y} = \frac{0.0018(4,200 \text{ kg/cm}^2)}{5,000 \text{ kg/cm}^2} = 0.0015$$

Por lo tanto el área mínima de acero es:

$$A_s = \rho_{min}bd = 0.0015(100 \text{ cm})(2.5 \text{ cm}) = 0.375 \text{ cm}^2$$

Esta es el área que se necesita por cada metro de ancho de la escalera.

En la sección propuesta se colocó una malla electrosoldada de 6" de separación de las varillas transversales y 6" de separación de las varillas longitudinales de calibre 9/9 (6x6 calibre 9/9), esta cubre un área de acero de 0.76cm² por un metro de ancho [Corinca, 2013, Corinca], la cual es mayor que la mínima requerida, por lo tanto la malla electrosoldada de la sección propuesta es aceptable.

El espaciamiento de las varillas longitudinales es de 6" que equivalen a 15.24cm, lo cual es menor de la distancia obtenida de considerar cinco veces el espesor de la losa ($5(10\text{cm})=50\text{cm}$) y de 450cm [ACI 318S-08, 2008, American Concrete Institute, Sección 7.12.2.2], por lo tanto la malla electrosoldada elegida es aceptable.

2.5.3 Diseño de Columna

Se diseñará la columna número 11 del nivel 1 del edificio de tres niveles, ya que del análisis se obtuvo que es la más demandada.

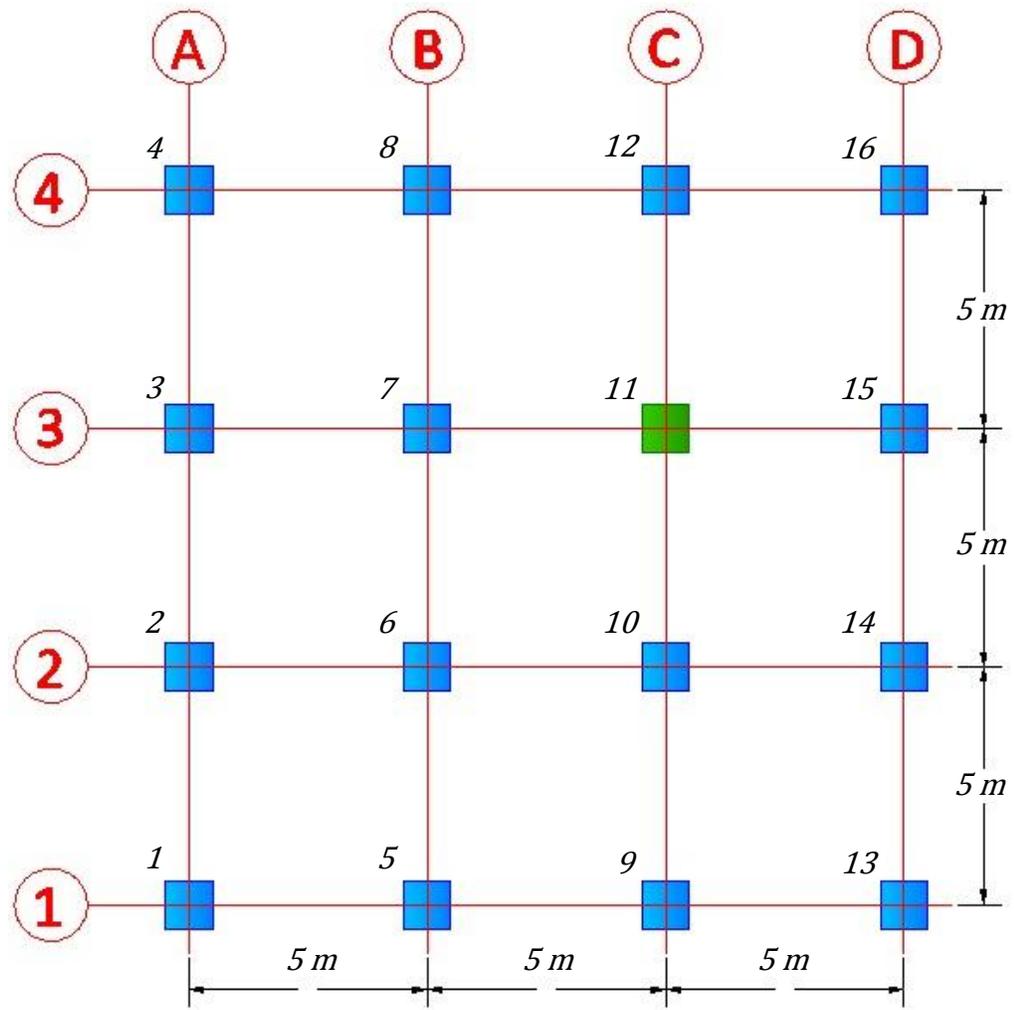


Figura 2.92 Columnas del nivel 1 del edificio de tres niveles

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

La sección propuesta de la columna número 11 del nivel 1 es:

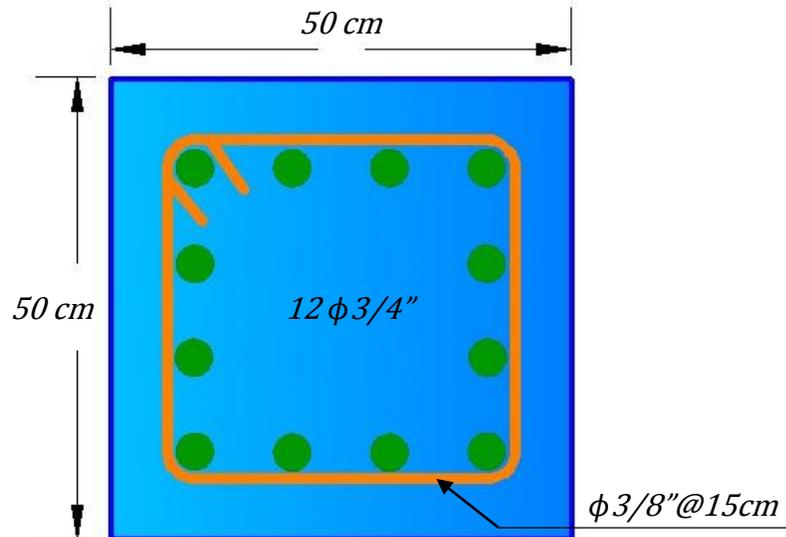


Figura 2.93 Refuerzo propuesto de las columnas

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

2.5.3.1 Área de Acero de Refuerzo

En zonas sísmicas el área de refuerzo longitudinal de la columna no debe ser menor del 0.01 del área de la sección de la columna ni mayor del 0.06 del área de la sección de la columna [ACI 318S-08, 2008, American Concrete Institute, Sección 21.6.3.1].

$$\rho = \frac{12\phi 3/4''}{A_{columna}} = \frac{12(2.84 \text{ cm}^2)}{50 \text{ cm}(50 \text{ cm})} = 0.0136$$

$$0.01 < 0.0136 < 0.06 \quad (OK)$$

Para encontrar la capacidad de la sección propuesta de la columna es necesario calcular su diagrama de interacción. En este caso solo se calcularán para la dirección X y para la dirección Y, sin considerar el rango de ángulos entre las dos direcciones.

2.5.3.2 Diagrama de Interacción Nominal Uniaxial

✓ Dirección X

El eje neutro (c) de la sección se ubicará de forma paralela al eje X de la sección de la columna y su valor variará de 0 hasta $+\infty$. Se considerarán 4 "lechos" de acero.

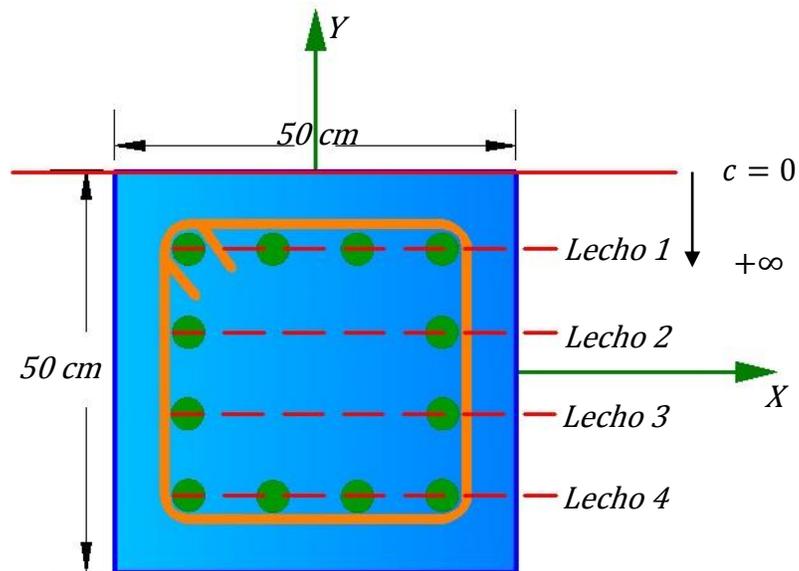


Figura 2.94 Recorrido de eje neutro paralelo a la dirección X

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

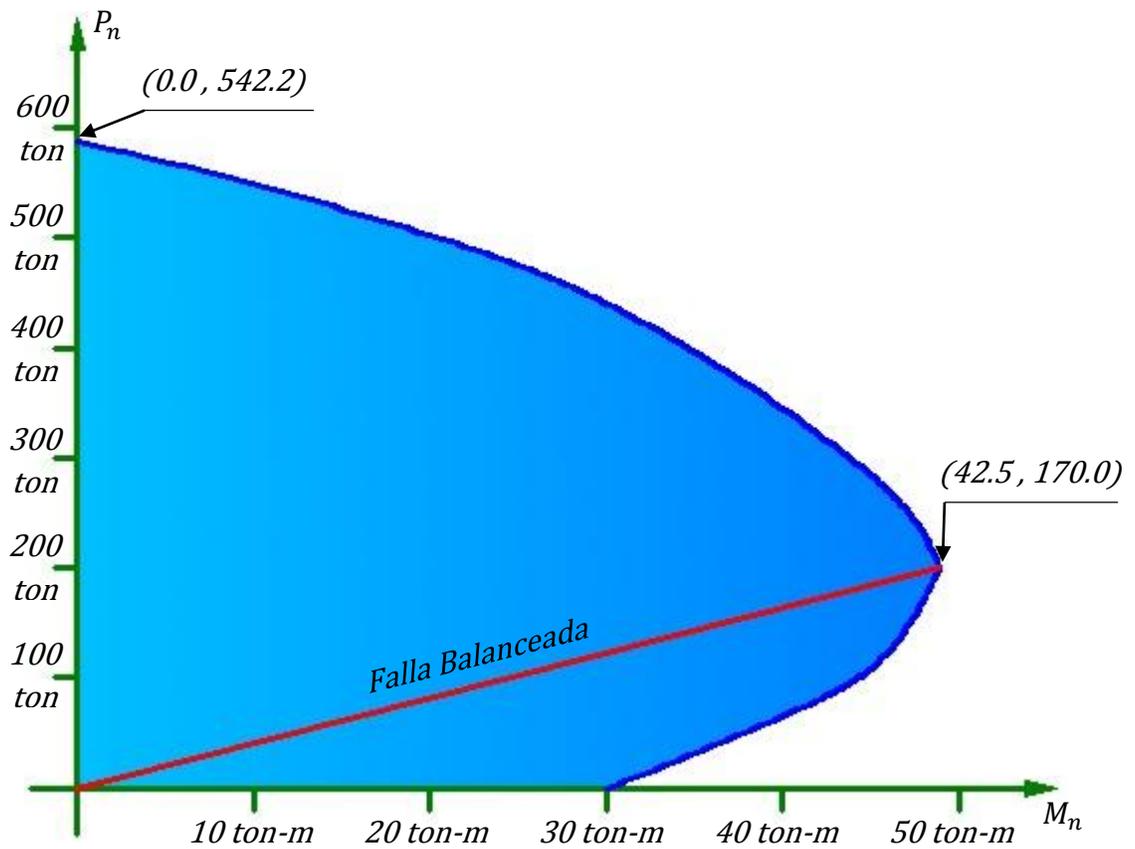


Figura 2.95 Diagrama de interacción nominal en la dirección X

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

✓ Dirección Y

El eje neutro (c) de la sección se ubicará de forma paralela al eje Y de la sección de la columna y su valor variará de 0 hasta $+\infty$. Se considerarán 4 "lechos" de acero.

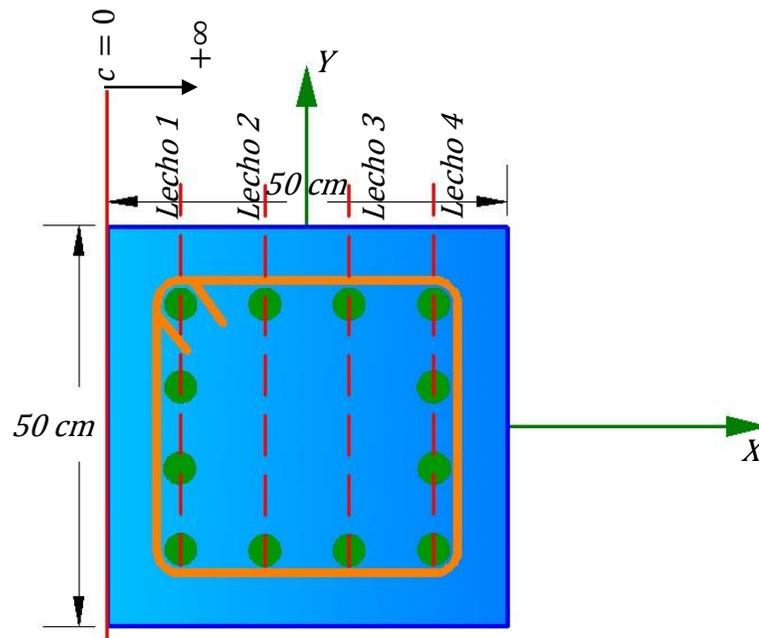


Figura 2.96 Recorrido de eje neutro paralelo a la dirección Y

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

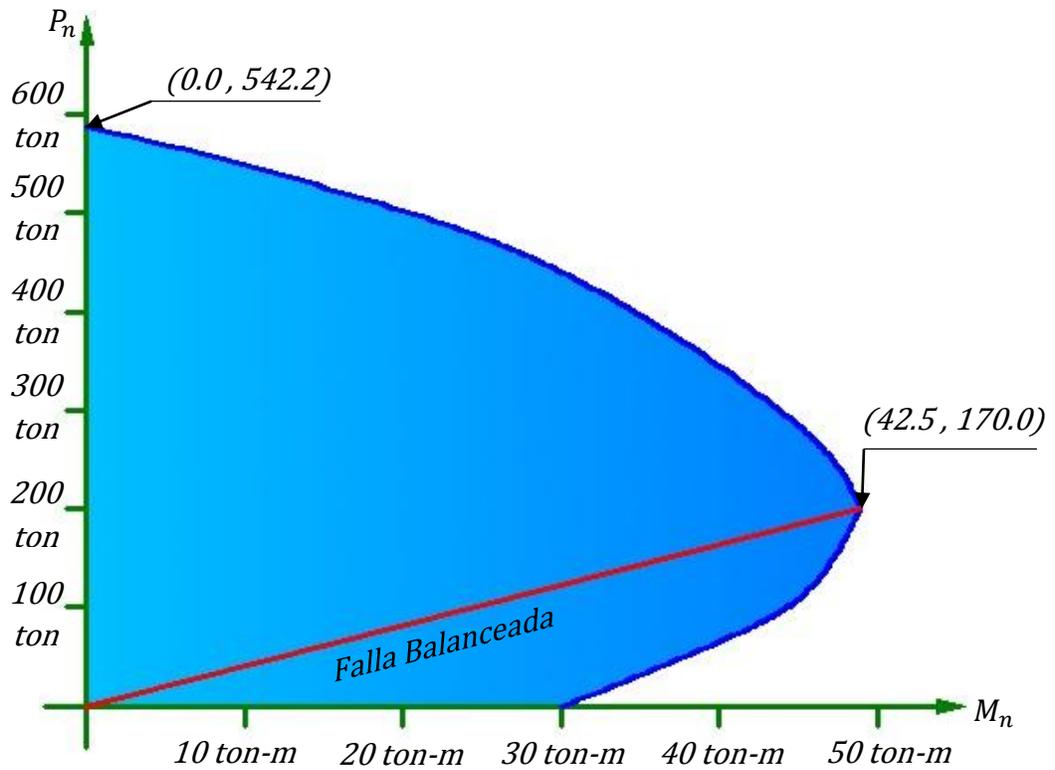


Figura 2.97 Diagrama de interacción nominal en la dirección Y

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

2.5.3.3 Diagrama de Interacción de Diseño Uniaxial

El diagrama de interacción de diseño representa la capacidad de la columna y se obtiene a partir del diagrama de interacción nominal, para esto existen dos aspectos adicionales a ser considerados.

1. El factor de reducción de capacidad ϕ para compresión pura en columnas rectangulares con estribos es de 0.65 [ACI 318S-08, 2008, American Concrete Institute, Sección 9.3.2.2] y para flexión pura es de 0.90, lo que determina la existencia de una transición entre los dos factores para el caso combinado de flexocompresión.

Cuando la distancia entre ejes de las capas más externas de acero en la dirección de diseño represente al menos el 70% de la dimensión exterior de la columna, se especifica que se debe mantener un factor de reducción de capacidad de 0.65 para todos los valores de carga axial que superen $0.10f'_cA_g$ y se puede realizar una interpolación lineal del factor desde 0.65 hasta 0.90, cuando la carga axial decrece de $0.10f'_cA_g$ hasta 0.

2. Se debe reducir en un 20% la carga axial última máxima para cubrir el efecto de los momentos flectores causados por pequeñas excentricidades de la carga.

A continuación se presenta el diagrama de interacción de diseño en la dirección X y en la dirección Y de la columna.

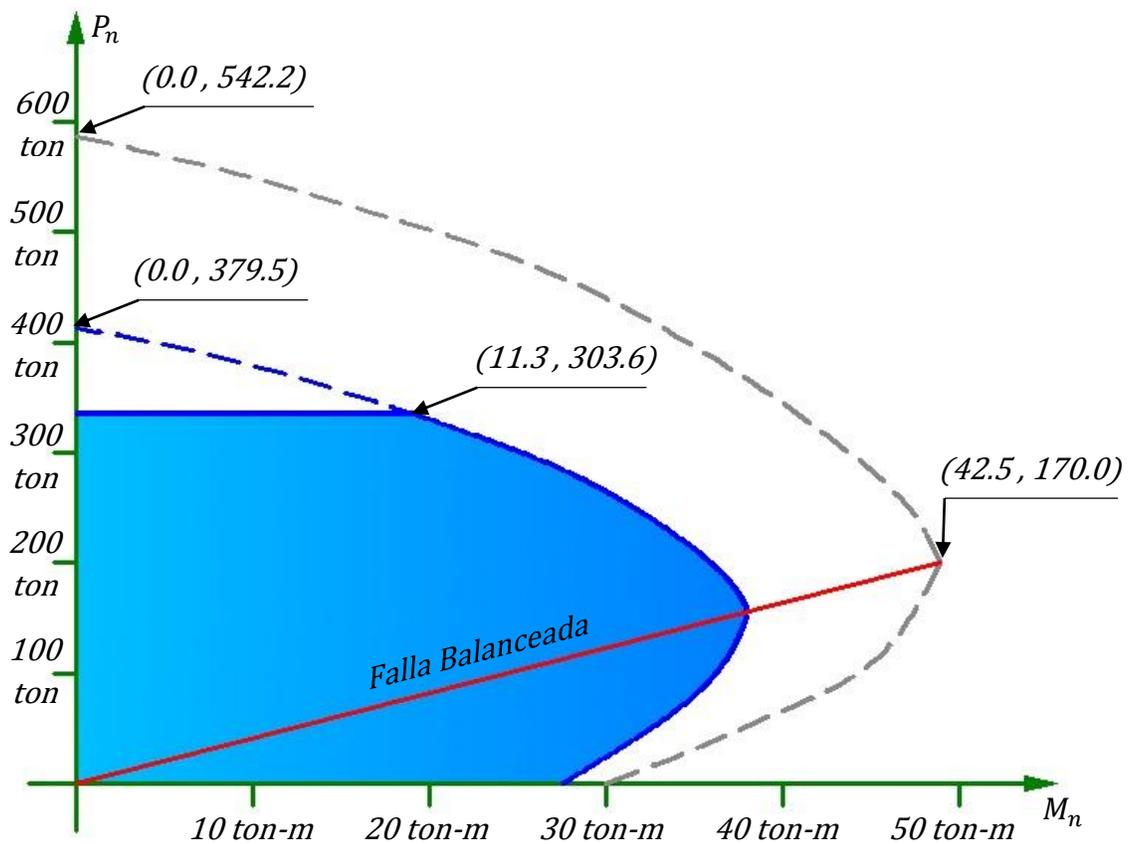


Figura 2.98 Diagrama de interacción de diseño en la dirección X

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

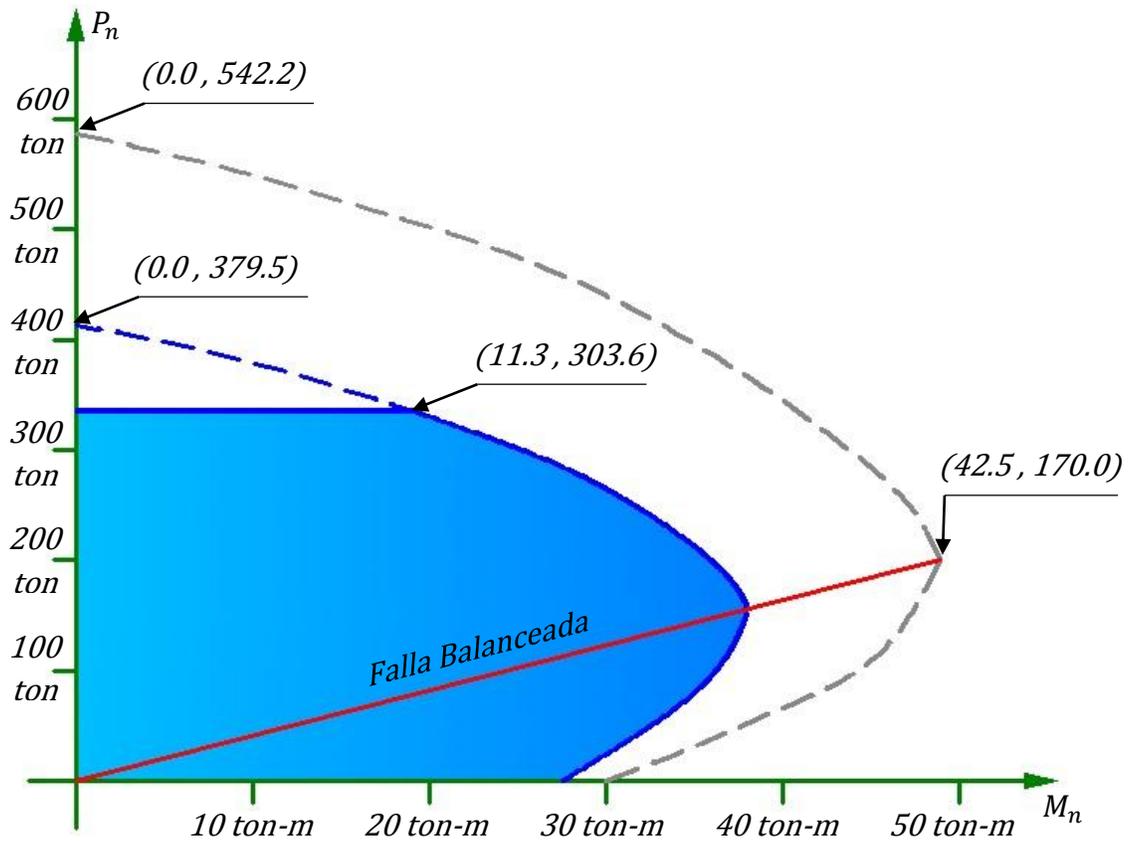


Figura 2.99 Diagrama de interacción de diseño en la dirección Y

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

Las demandas en la dirección X presentadas en la Tabla 2.66, son producidas por las combinaciones de carga definidas desde la Ec. 2.52 hasta la Ec 2.69, como también por la envolvente de las combinaciones.

COMBINACION	P_u	M_{ux}
1	50.00 ton	0.01 ton-m
2	68.22 ton	2.06 ton-m
3	60.78 ton	2.78 ton-m
4	60.78 ton	2.78 ton-m
5	63.40 ton	8.38 ton-m
6	63.40 ton	8.38 ton-m
7	60.78 ton	2.78 ton-m
8	60.78 ton	2.78 ton-m
9	63.40 ton	8.38 ton-m
10	63.40 ton	8.38 ton-m
11	34.21 ton	2.58 ton-m
12	34.21 ton	2.58 ton-m
13	36.84 ton	8.15 ton-m
14	36.84 ton	8.15 ton-m
15	34.21 ton	2.58 ton-m
16	34.21 ton	2.58 ton-m
17	36.84 ton	8.15 ton-m
18	36.84 ton	8.15 ton-m
ENVOLVENTE	68.22 ton	8.35 ton-m

Tabla 2.66 Demanda para cada combinación de carga y envolvente de las combinaciones en la dirección X

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

En el diagrama de interacción de diseño en la dirección X, se evaluará cada punto con coordenadas (M_{ux}, P_u) obtenidos de la Tabla 2.66.

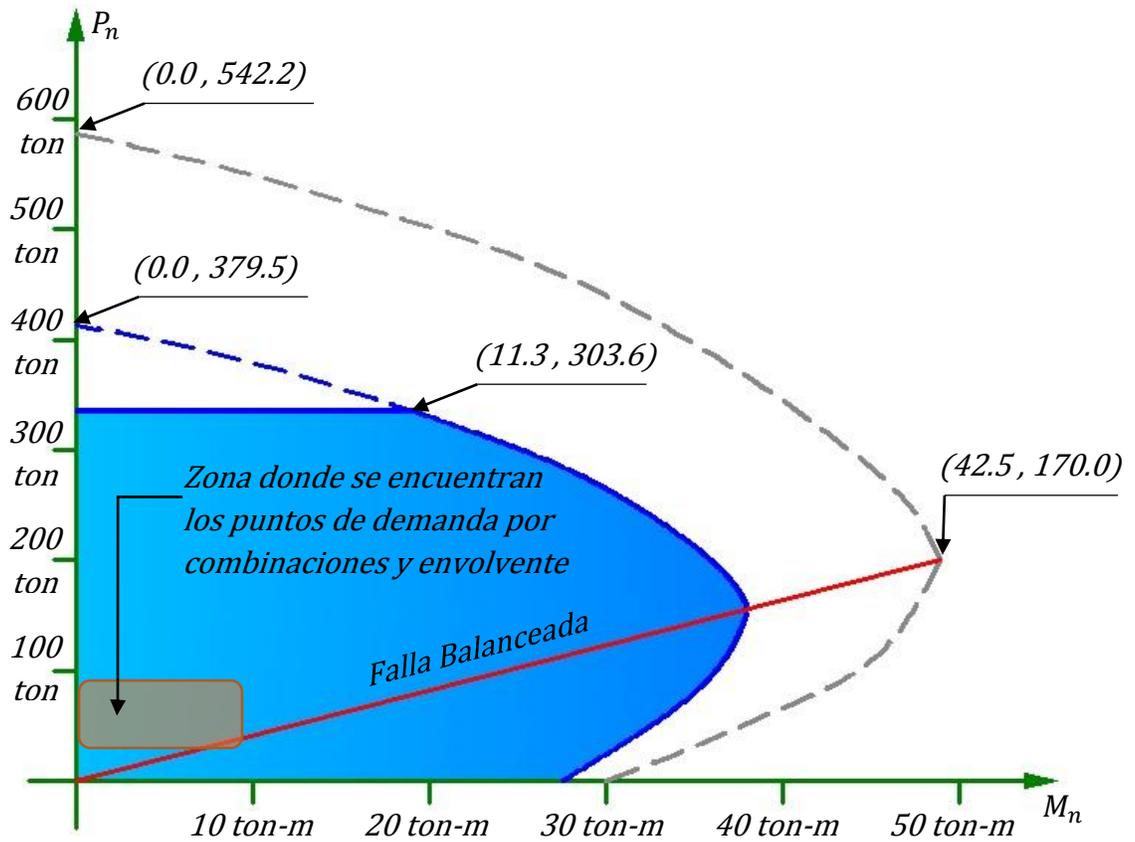


Figura 2.100 Diagrama de interacción de diseño y puntos de demanda en la dirección X

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

Después de evaluar cada punto generado por las combinaciones y la envolvente, se obtuvo que todos ellos están dentro del diagrama de interacción de diseño, por lo tanto la sección propuesta para la columna en la dirección X es aceptable.

Las demandas en la dirección Y presentadas en la Tabla 2.67, son producidas por las combinaciones de carga definidas desde

la Ec. 2.52 hasta la Ec 2.69, como también por la envolvente de las combinaciones.

COMBINACION	P_u	M_{uy}
1	50.00 ton	1.51 ton-m
2	68.22 ton	2.27 ton-m
3	60.78 ton	11.56 ton-m
4	60.78 ton	11.56 ton-m
5	63.40 ton	4.94 ton-m
6	63.40 ton	4.94 ton-m
7	60.78 ton	11.56 ton-m
8	60.78 ton	11.56 ton-m
9	63.40 ton	4.94 ton-m
10	63.40 ton	4.94 ton-m
11	34.21 ton	10.50 ton-m
12	34.21 ton	10.50 ton-m
13	36.84 ton	3.87 ton-m
14	36.84 ton	3.87 ton-m
15	34.21 ton	10.50 ton-m
16	34.21 ton	10.50 ton-m
17	36.84 ton	3.87 ton-m
18	36.84 ton	3.87 ton-m
ENVOLVENTE	68.22 ton	11.56 ton-m

Tabla 2.67 Demanda para cada combinación de carga y envolvente de las combinaciones en la dirección Y

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

En el diagrama de interacción de diseño en la dirección Y, se evaluará cada punto con coordenadas (M_{ux}, P_u) obtenidos de la Tabla 2.67.

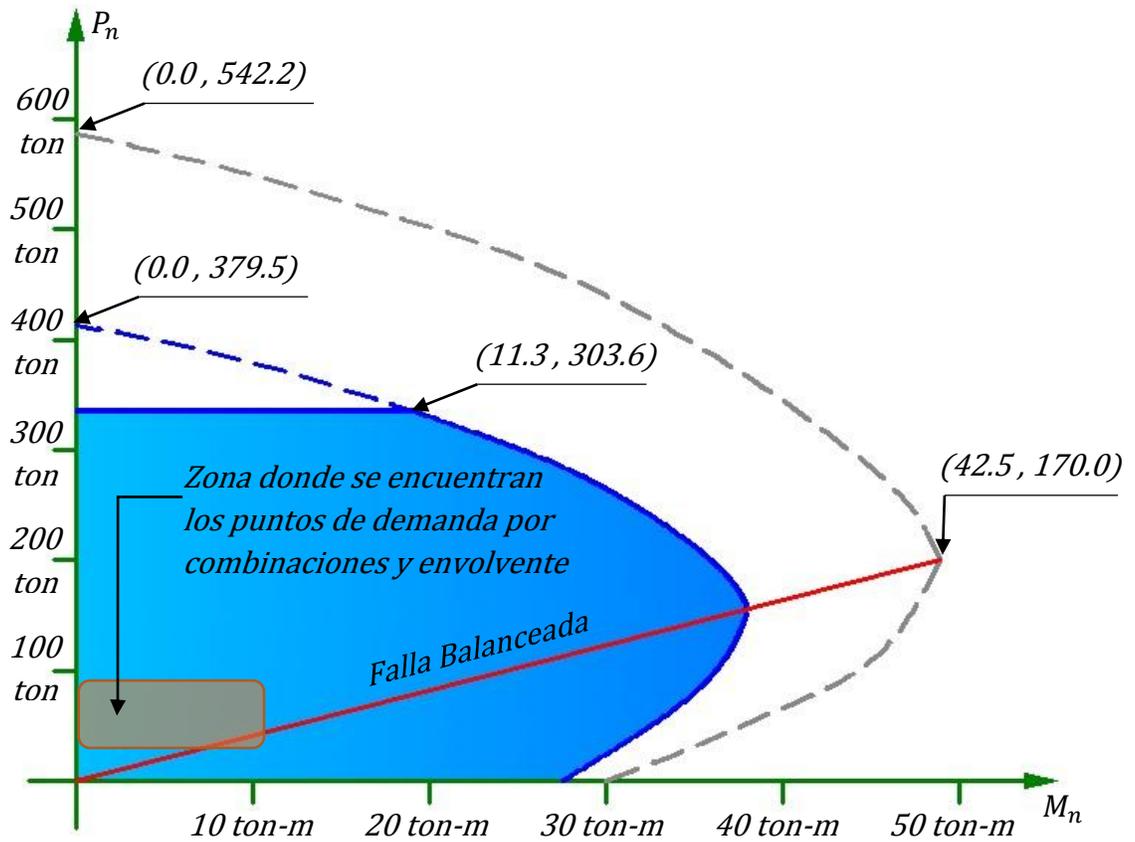


Figura 2.101 Diagrama de interacción de diseño y puntos de demanda en la dirección Y

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

Después de evaluar cada punto generado por las combinaciones y la envolvente, se obtuvo que todos ellos están dentro del diagrama de interacción de diseño, por lo tanto la sección propuesta para la columna en la dirección Y es aceptable.

2.5.3.4 Efecto de Esbeltez

Se calcula el módulo de elasticidad del concreto:

$$E_c = 15,100\sqrt{f'_c} = 15,100\sqrt{210 \text{ kg/cm}^2} = 218,820 \text{ kg/cm}^2$$

✓ Dirección X

La columna considerada es la número 11, por lo tanto también hay que considerar los elementos que están unidos a ella en su parte superior e inferior.

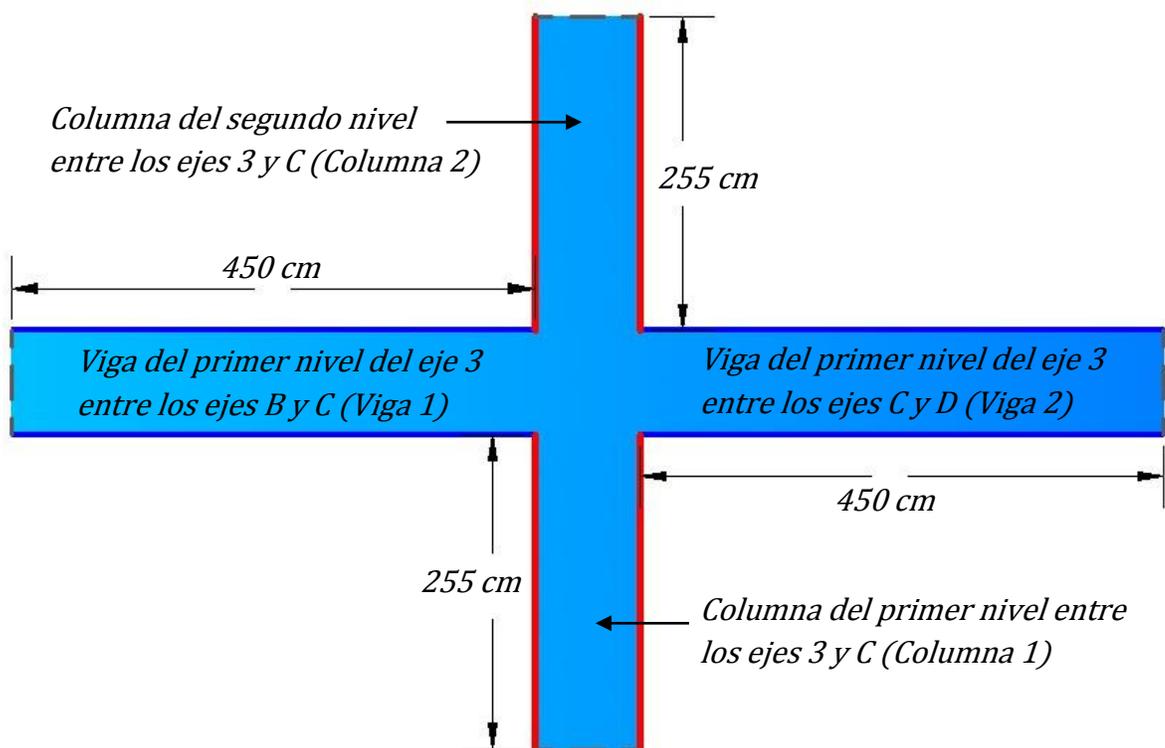


Figura 2.102 Elementos unidos a la columna en su parte superior e inferior en la dirección X

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

El momento de inercia de la sección de la columna 1 es:

$$I_{g,columna} = \frac{bh^3}{12} = \frac{50 \text{ cm}(50 \text{ cm})^3}{12} = 520,833 \text{ cm}^4$$

La razón (βd) entre la carga de la combinación 1 (Ec. 2.52) y la carga de la combinación 2 (Ec. 2.53) se calcula de la siguiente manera:

$$\beta d = \frac{109,656 \text{ kg} - \text{cm}}{226,883 \text{ kg} - \text{cm}} = 0.483$$

Con estos datos se calcula el producto EI para la columna 1:

$$E_{col}I_{col} = \frac{\frac{E_c I_{g,columna}}{2.5}}{1 + \beta d} = \frac{\frac{218,820 \text{ kg/cm}^2 (520,833 \text{ cm}^4)}{2.5}}{1 + 0.483} = 30,740,034,270 \text{ kg} - \text{cm}^2$$

El momento de inercia de la sección de la columna 2 es:

$$I_{g,columna} = \frac{bh^3}{12} = \frac{50 \text{ cm}(50 \text{ cm})^3}{12} = 520,833 \text{ cm}^4$$

La razón (βd) entre la carga de la combinación 1 (Ec. 2.52) y la carga de la combinación 2 (Ec. 2.53) se calcula de la siguiente manera:

$$\beta d = \frac{204,680 \text{ kg} - \text{cm}}{365,341 \text{ kg} - \text{cm}} = 0.560$$

Con estos datos se calcula el producto EI para la columna 2:

$$E_{col}I_{col} = \frac{\frac{E_c I_{g,columna}}{2.5}}{1 + \beta d} = \frac{\frac{218,820 \text{ kg/cm}^2 (520,833 \text{ cm}^4)}{2.5}}{1 + 0.560} = 29,222,737,710 \text{ kg} - \text{cm}^2$$

El momento de inercia de la sección de la viga 1 es:

$$I_{g,viga} = \frac{bh^3}{12} = \frac{25 \text{ cm}(45 \text{ cm})^3}{12} = 189,844 \text{ cm}^4$$

La razón (βd) entre la carga de la combinación 1 (Ec. 2.52) y la carga de la combinación 2 (Ec. 2.53) se calcula de la siguiente manera:

$$\beta d = \frac{136,730 \text{ kg} - \text{cm}}{212,925 \text{ kg} - \text{cm}} = 0.642$$

Con estos datos se calcula el producto EI para la viga 1:

$$E_{vig}I_{vig} = \frac{\frac{E_c I_{g,viga}}{5}}{1 + \beta d} = \frac{\frac{218,820 \text{ kg/cm}^2 (189,844 \text{ cm}^4)}{5}}{1 + 0.642} = 5,059,886,002 \text{ kg} - \text{cm}^2$$

El momento de inercia de la sección de la viga 2 es:

$$I_{g,viga} = \frac{bh^3}{12} = \frac{25 \text{ cm}(45 \text{ cm})^3}{12} = 189,844 \text{ cm}^4$$

La razón (βd) entre la carga de la combinación 1 (Ec. 2.52) y la carga de la combinación 2 (Ec. 2.53) se calcula de la siguiente manera:

$$\beta d = \frac{329,177 \text{ kg} - \text{cm}}{505,232 \text{ kg} - \text{cm}} = 0.652$$

Con estos datos se calcula el producto EI para la viga 2:

$$E_{vig}I_{vig} = \frac{\frac{E_c I_{g,viga}}{5}}{1 + \beta d} = \frac{\frac{218,820 \text{ kg/cm}^2 (189,844 \text{ cm}^4)}{5}}{1 + 0.652} = 5,029,257,153 \text{ kg} - \text{cm}^2$$

Se determina el nivel de arriostamiento en los extremos superior e inferior de la columna, mediante la siguiente ecuación:

$$\Psi = \frac{\sum \frac{E_{col} I_{col}}{L_{col}}}{\sum \frac{E_{vig} I_{vig}}{L_{vig}}}$$

En la parte superior de la columna se tiene:

$$\Psi_{sup} = \frac{\sum \frac{E_{col} I_{col}}{L_{col}}}{\sum \frac{E_{vig} I_{vig}}{L_{vig}}} = \frac{\frac{30,740,034,270 \text{ kg} - \text{cm}^2 + 29,222,737,710 \text{ kg} - \text{cm}^2}{255 \text{ cm}}}{\frac{5,059,886,002 \text{ kg} - \text{cm}^2 + 5,029,257,153 \text{ kg} - \text{cm}^2}{450 \text{ cm}}} = 10.488$$

En la parte inferior de la columna por llegar a una zapata, se puede considerar como 1.

$$\Psi_{inf} = 1$$

La principal ayuda de diseño para estimar el factor de longitud efectivo k son los ábacos de alineamiento de Jackson y

Moreland, los cuales permiten la determinación gráfica de k para una columna de sección constante [ACI 318S-08, 2008, American Concrete Institute, Sección R10.10.1].

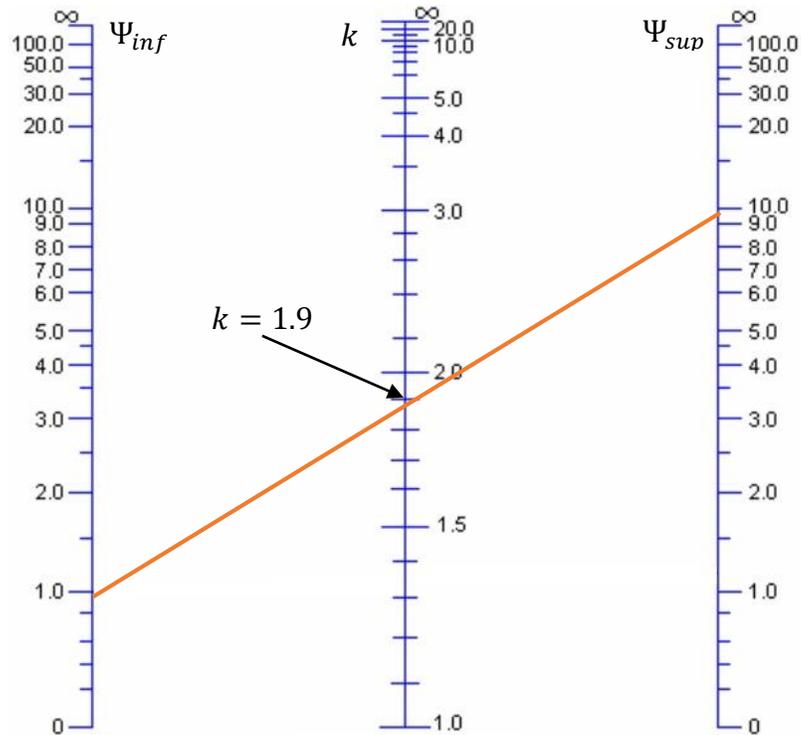


Figura 2.103 Ábaco de alineamiento de Jackson y Moreland para pórticos no arriostrados en la dirección X

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

La longitud no apoyada de la columna (l_u) se tomará como la distancia entre losas de piso, vigas u otros elementos capaces de proporcionar apoyo lateral en la dirección que se está considerando [ACI 318S-08, 2008, American Concrete Institute, Sección 10.10.1.1]. En este caso $l_u = 255 \text{ cm}$.

El radio de giro r para elementos rectangulares se puede tomar como el 30% de la altura de la sección según la dirección considerada [ACI 318S-08, 2008, American Concrete Institute, Sección 10.10.1.2]. En este caso $r = 0.3h = 0.3(50 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$.

Los efectos de la esbeltez pueden ignorarse cuando elementos sometidos a compresión no arriostrados contra desplazamientos laterales cumplen la siguiente condición:

$$\frac{kl_u}{r} \leq 22 \quad \rightarrow \quad \frac{1.9(255 \text{ cm})}{15 \text{ cm}} \leq 22 \quad \rightarrow \quad 32.3 \leq 22 \quad (NO)$$

Debido que la relación es mayor de 22, los efectos de la esbeltez se considerarán para el diseño de la columna.

La carga crítica de Euler se calcula:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 E_{col} I_{col}}{k^2 L_{col}^2} = \frac{\pi^2 (30,740,034,270 \text{ kg} - \text{cm}^2)}{(1.9)^2 (255 \text{ cm})^2} = 1,292,459 \text{ kg}$$

La carga axial última para la combinación 2 (Ec. 2.53) es:

$$P_u = 68,221 \text{ kg}$$

Mediante la carga axial última (P_u), la carga crítica de Euler (P_{cr}) y considerando un factor de sensibilidad al primer modo de deformación por pandeo (Cm) igual a 1, se obtendrá un factor

de mayoración (δ) de los momentos flectores según como se muestra a continuación:

$$\delta = \frac{Cm}{1 - \frac{P_u}{0.75P_{cr}}} \geq 1.0 \rightarrow \frac{1}{1 - \frac{68,221 \text{ kg}}{0.75(1,292,459 \text{ kg})}} \geq 1.0 \rightarrow 1.08 \geq 1.0 \quad (OK)$$

Los momentos flectores presentados en la Tabla 2.66 se multiplicarán por el factor de mayoración (δ) para obtener los momentos flectores considerando el efecto de la esbeltez.

COMBINACION	P_u	M_{ux}	δ	$M_{ux,pandeo}$
1	50.00 ton	0.01 ton-m	1.08	0.01 ton-m
2	68.22 ton	2.06 ton-m	1.08	2.22 ton-m
3	60.78 ton	2.78 ton-m	1.08	3.00 ton-m
4	60.78 ton	2.78 ton-m	1.08	3.00 ton-m
5	63.40 ton	8.38 ton-m	1.08	9.05 ton-m
6	63.40 ton	8.38 ton-m	1.08	9.05 ton-m
7	60.78 ton	2.78 ton-m	1.08	3.00 ton-m
8	60.78 ton	2.78 ton-m	1.08	3.00 ton-m
9	63.40 ton	8.38 ton-m	1.08	9.05 ton-m
10	63.40 ton	8.38 ton-m	1.08	9.05 ton-m
11	34.21 ton	2.58 ton-m	1.08	2.79 ton-m
12	34.21 ton	2.58 ton-m	1.08	2.79 ton-m
13	36.84 ton	8.15 ton-m	1.08	8.80 ton-m
14	36.84 ton	8.15 ton-m	1.08	8.80 ton-m
15	34.21 ton	2.58 ton-m	1.08	2.79 ton-m
16	34.21 ton	2.58 ton-m	1.08	2.79 ton-m
17	36.84 ton	8.15 ton-m	1.08	8.80 ton-m
18	36.84 ton	8.15 ton-m	1.08	8.80 ton-m
ENVOLVENTE	68.22 ton	8.35 ton-m	1.08	9.02 ton-m

Tabla 2.68 Demanda para cada combinación de carga y envolvente de las combinaciones considerando el efecto de la esbeltez en la dirección X

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

En el diagrama de interacción de diseño en la dirección X, se evaluará cada punto con coordenadas $(M_{ux,pandeo}, P_u)$ obtenidos de la Tabla 2.68.

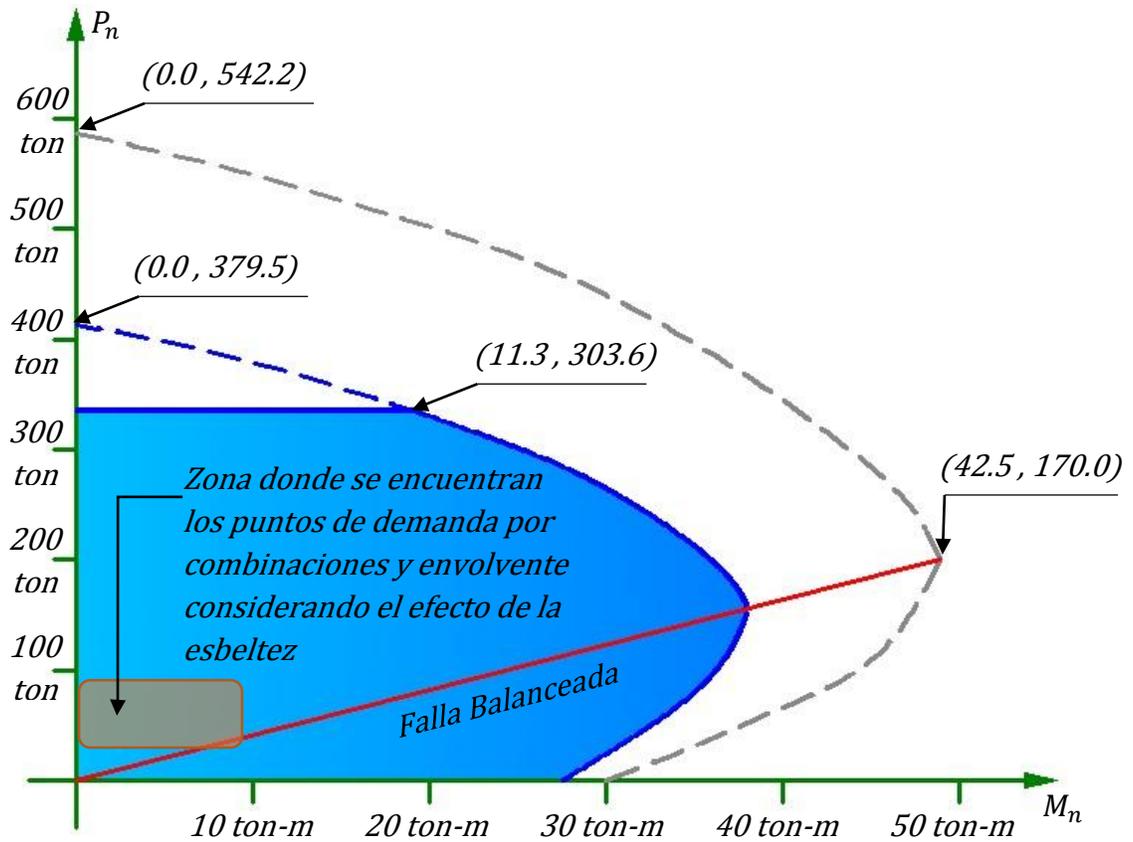


Figura 2.104 Diagrama de interacción de diseño y puntos de demanda en la dirección X

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

Después de evaluar cada punto generado por las combinaciones y la envolvente considerando el efecto de la esbeltez, se obtuvo que todos ellos están dentro del en diagrama de interacción de

diseño, por lo tanto la sección propuesta para la columna en la dirección X es aceptable.

✓ **Dirección Y**

La columna considerada es la número 11, por lo tanto también hay que considerar los elementos que están unidos a ella en su parte superior e inferior.

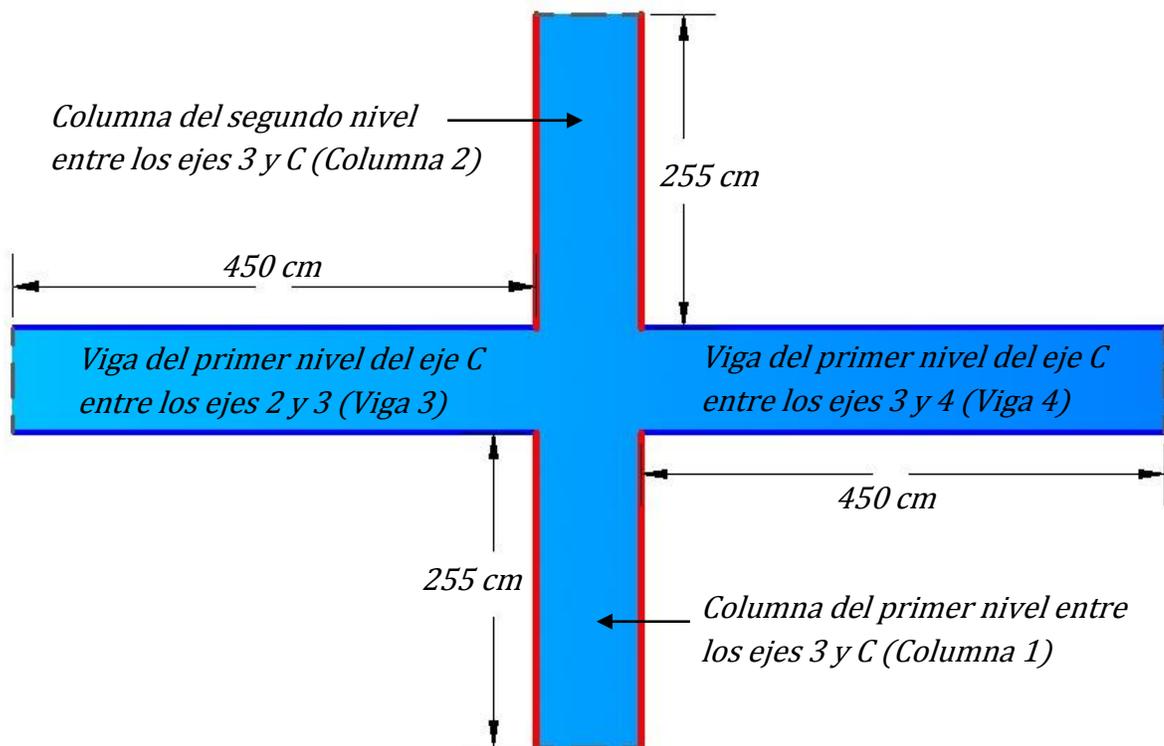


Figura 2.105 Elementos unidos a la columna en su parte superior e inferior en la dirección Y

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

El momento de inercia de la sección de la columna 1 es:

$$I_{g,columnna} = \frac{bh^3}{12} = \frac{50 \text{ cm}(50 \text{ cm})^3}{12} = 520,833 \text{ cm}^4$$

La razón (βd) entre la carga de la combinación 1 (Ec. 2.52) y la carga de la combinación 2 (Ec. 2.53) se calcula de la siguiente manera:

$$\beta d = \frac{125,769 \text{ kg} - \text{cm}}{211,800 \text{ kg} - \text{cm}} = 0.594$$

Con estos datos se calcula el producto EI para la columna 1:

$$E_{col}I_{col} = \frac{\frac{E_c I_{g,columnna}}{2.5}}{1 + \beta d} = \frac{\frac{218,820 \text{ kg/cm}^2 (520,833 \text{ cm}^4)}{2.5}}{1 + 0.594} = 28,599,417,080 \text{ kg} - \text{cm}^2$$

El momento de inercia de la sección de la columna 2 es:

$$I_{g,columnna} = \frac{bh^3}{12} = \frac{50 \text{ cm}(50 \text{ cm})^3}{12} = 520,833 \text{ cm}^4$$

La razón (βd) entre la carga de la combinación 1 (Ec. 2.52) y la carga de la combinación 2 (Ec. 2.53) se calcula de la siguiente manera:

$$\beta d = \frac{204,680 \text{ kg} - \text{cm}}{365,341 \text{ kg} - \text{cm}} = 0.560$$

Con estos datos se calcula el producto EI para la columna 2:

$$E_{col}I_{col} = \frac{\frac{E_c I_{g,columna}}{2.5}}{1 + \beta d} = \frac{\frac{218,820 \text{ kg/cm}^2 (520,833 \text{ cm}^4)}{2.5}}{1 + 0.560} = 29,222,737,710 \text{ kg} - \text{cm}^2$$

El momento de inercia de la sección de la viga 3 es:

$$I_{g,viga} = \frac{bh^3}{12} = \frac{25 \text{ cm}(45 \text{ cm})^3}{12} = 189,844 \text{ cm}^4$$

La razón (βd) entre la carga de la combinación 1 (Ec. 2.52) y la carga de la combinación 2 (Ec. 2.53) se calcula de la siguiente manera:

$$\beta d = \frac{57,963 \text{ kg} - \text{cm}}{137,800 \text{ kg} - \text{cm}} = 0.421$$

Con estos datos se calcula el producto EI para la viga 3:

$$E_{vig}I_{vig} = \frac{\frac{E_c I_{g,viga}}{5}}{1 + \beta d} = \frac{\frac{218,820 \text{ kg/cm}^2 (189,844 \text{ cm}^4)}{5}}{1 + 0.421} = 5,846,821,123 \text{ kg} - \text{cm}^2$$

El momento de inercia de la sección de la viga 4 es:

$$I_{g,viga} = \frac{bh^3}{12} = \frac{25 \text{ cm}(45 \text{ cm})^3}{12} = 189,844 \text{ cm}^4$$

La razón (βd) entre la carga de la combinación 1 (Ec. 2.52) y la carga de la combinación 2 (Ec. 2.53) se calcula de la siguiente manera:

$$\beta d = \frac{99,391 \text{ kg} - \text{cm}}{82,952 \text{ kg} - \text{cm}} = 1.20$$

Con estos datos se calcula el producto EI para la viga 4:

$$E_{vig}I_{vig} = \frac{\frac{E_c I_{g,viga}}{5}}{1 + \beta d} = \frac{\frac{218,820 \text{ kg/cm}^2 (189,844 \text{ cm}^4)}{5}}{1 + 1.20} = 3,776,514,916 \text{ kg} - \text{cm}^2$$

Se determina el nivel de arriostamiento en los extremos superior e inferior de la columna, mediante la siguiente ecuación:

$$\Psi = \frac{\sum \frac{E_{col} I_{col}}{L_{col}}}{\sum \frac{E_{vig} I_{vig}}{L_{vig}}}$$

En la parte superior de la columna se tiene:

$$\Psi_{sup} = \frac{\sum \frac{E_{col} I_{col}}{L_{col}}}{\sum \frac{E_{vig} I_{vig}}{L_{vig}}} = \frac{\frac{28,599,417,080 \text{ kg} - \text{cm}^2 + 29,222,737,710 \text{ kg} - \text{cm}^2}{255 \text{ cm}}}{\frac{5,846,821,123 \text{ kg} - \text{cm}^2 + 3,776,514,916 \text{ kg} - \text{cm}^2}{450 \text{ cm}}} = 10.604$$

En la parte inferior de la columna por llegar a una zapata, se puede considerar como 1.

$$\Psi_{inf} = 1$$

La principal ayuda de diseño para estimar el factor de longitud efectivo k son los ábacos de alineamiento de Jackson y

Moreland, los cuales permiten la determinación gráfica de k para una columna de sección constante [ACI 318S-08, 2008, American Concrete Institute, Sección R10.10.1].

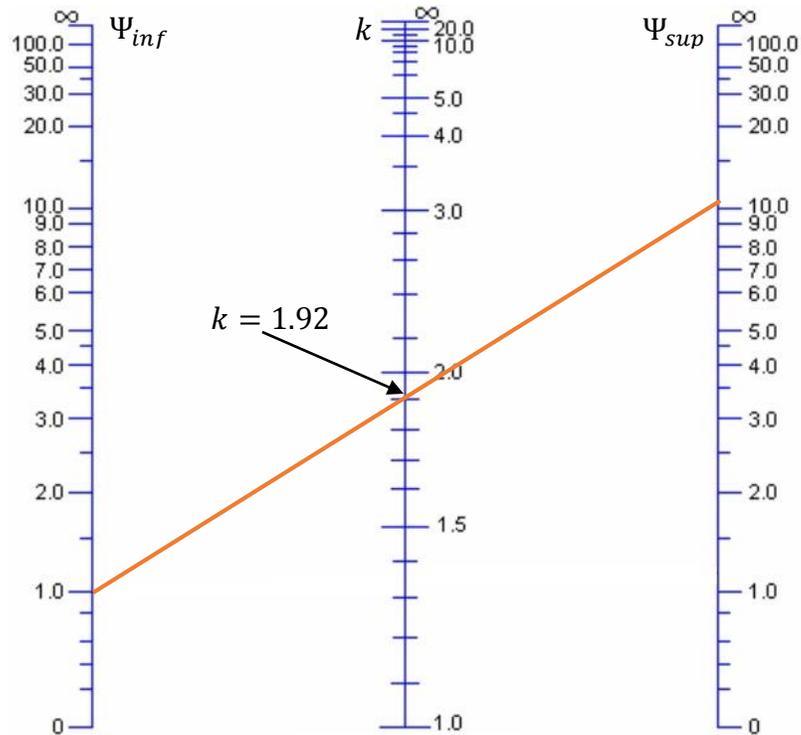


Figura 2.106 Ábaco de alineamiento de Jackson y Moreland para pórticos no arriostrados en la dirección Y

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

La longitud no apoyada de la columna (l_u) se tomará como la distancia entre losas de piso, vigas u otros elementos capaces de proporcionar apoyo lateral en la dirección que se está considerando [ACI 318S-08, 2008, American Concrete Institute, Sección 10.10.1.1]. En este caso $l_u = 255 \text{ cm}$.

El radio de giro r para elementos rectangulares se puede tomar como el 30% de la altura de la sección según la dirección considerada [ACI 318S-08, 2008, American Concrete Institute, Sección 10.10.1.2]. En este caso $r = 0.3h = 0.3(50 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$.

Los efectos de la esbeltez pueden ignorarse cuando elementos sometidos a compresión no arriostrados contra desplazamientos laterales cumplen la siguiente condición:

$$\frac{kl_u}{r} \leq 22 \rightarrow \frac{1.92(255 \text{ cm})}{15 \text{ cm}} \leq 22 \rightarrow 32.64 \leq 22 \quad (NO)$$

Debido que la relación es mayor de 22, los efectos de la esbeltez se considerarán para el diseño de la columna.

La carga crítica de Euler se calcula:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 E_{col} I_{col}}{k^2 L_{col}^2} = \frac{\pi^2 (28,599,417,080 \text{ kg} - \text{cm}^2)}{(1.92)^2 (255 \text{ cm})^2} = 1,177,536 \text{ kg}$$

La carga axial última para la combinación 2 (Ec. 2.53) es:

$$P_u = 68,221 \text{ kg}$$

Mediante la carga axial última (P_u), la carga crítica de Euler (P_{cr}) y considerando un factor de sensibilidad al primer modo de deformación por pandeo (Cm) igual a 1, se obtendrá un factor

de mayoración (δ) de los momentos flectores según como se muestra a continuación:

$$\delta = \frac{Cm}{1 - \frac{P_u}{0.75P_{cr}}} \geq 1.0 \rightarrow \frac{1}{1 - \frac{68,221 \text{ kg}}{0.75(1,177,536 \text{ kg})}} \geq 1.0 \rightarrow 1.09 \geq 1.0 \quad (OK)$$

Los momentos flectores presentados en la Tabla 2.67 se multiplicarán por el factor de mayoración (δ) para obtener los momentos flectores considerando el efecto de la esbeltez.

COMBINACION	P_u	M_{uy}	δ	$M_{uy,pandeo}$
1	50.00 ton	1.51 ton-m	1.09	1.65 ton-m
2	68.22 ton	2.27 ton-m	1.09	2.47 ton-m
3	60.78 ton	11.56 ton-m	1.09	12.60 ton-m
4	60.78 ton	11.56 ton-m	1.09	12.60 ton-m
5	63.40 ton	4.94 ton-m	1.09	5.38 ton-m
6	63.40 ton	4.94 ton-m	1.09	5.38 ton-m
7	60.78 ton	11.56 ton-m	1.09	12.60 ton-m
8	60.78 ton	11.56 ton-m	1.09	12.60 ton-m
9	63.40 ton	4.94 ton-m	1.09	5.38 ton-m
10	63.40 ton	4.94 ton-m	1.09	5.38 ton-m
11	34.21 ton	10.50 ton-m	1.09	11.45 ton-m
12	34.21 ton	10.50 ton-m	1.09	11.45 ton-m
13	36.84 ton	3.87 ton-m	1.09	4.22 ton-m
14	36.84 ton	3.87 ton-m	1.09	4.22 ton-m
15	34.21 ton	10.50 ton-m	1.09	11.45 ton-m
16	34.21 ton	10.50 ton-m	1.09	11.45 ton-m
17	36.84 ton	3.87 ton-m	1.09	4.22 ton-m
18	36.84 ton	3.87 ton-m	1.09	4.22 ton-m
ENVOLVENTE	68.22 ton	11.56 ton-m	1.09	12.60 ton-m

Tabla 2.69 Demanda para cada combinación de carga y envolvente de las combinaciones considerando el efecto de la esbeltez en la dirección Y

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

En el diagrama de interacción de diseño en la dirección Y, se evaluará cada punto con coordenadas $(M_{uy,pandeo}, P_u)$ obtenidos de la Tabla 2.69.

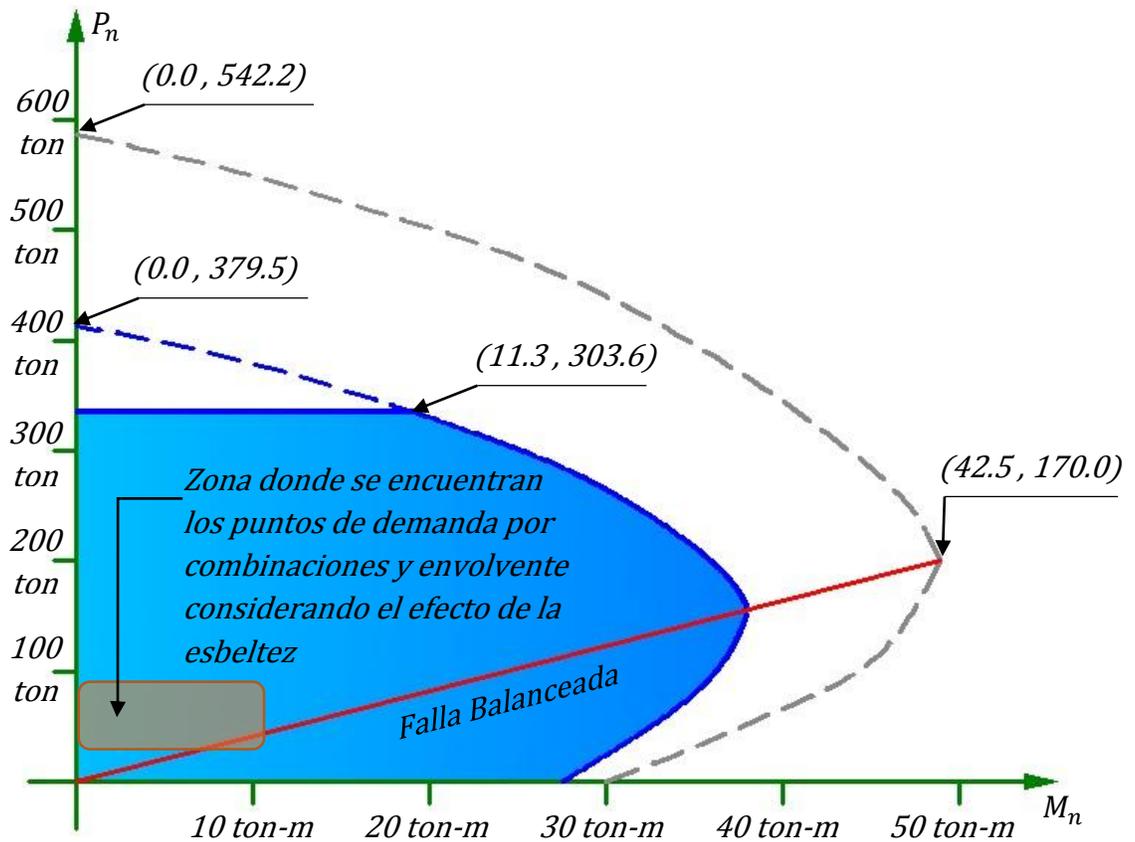


Figura 2.107 Diagrama de interacción de diseño y puntos de demanda en la dirección Y

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

Después de evaluar cada punto generado por las combinaciones y la envolvente considerando el efecto de la esbeltez, se obtuvo que todos ellos están dentro del diagrama de interacción de

diseño, por lo tanto la sección propuesta para la columna en la dirección Y es aceptable.

2.5.3.5 Flexocompresión Biaxial

Las columnas presentan simultáneamente cargas axiales y momentos flectores en la dirección X y en la dirección Y. Al igual que la flexocompresión uniaxial, es posible determinar diagramas de interacción para distintas orientaciones del momento flector resultante, estos diagramas al integrarse en un diagrama tridimensional conforman superficies de interacción. A continuación se presenta una tabla con las combinaciones más desfavorables.

COMBINACION	P_u	$M_{ux,pandeo}$	$M_{uy,pandeo}$
1	50.00 ton	0.01 ton-m	1.65 ton-m
2	68.22 ton	2.22 ton-m	2.47 ton-m
3	60.78 ton	3.00 ton-m	12.60 ton-m
5	63.40 ton	9.05 ton-m	5.38 ton-m
11	34.21 ton	2.79 ton-m	11.45 ton-m
13	36.84 ton	8.80 ton-m	4.22 ton-m
ENVOLVENTE	68.22 ton	9.02 ton-m	12.60 ton-m

Tabla 2.70 Demanda para cada combinación de carga y envolvente de las combinaciones en la dirección X y en la dirección Y

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

A continuación se presenta el diagrama de interacción tridimensional nominal formado por diagramas de interacción de 0° a 90° con intervalos de 15° .

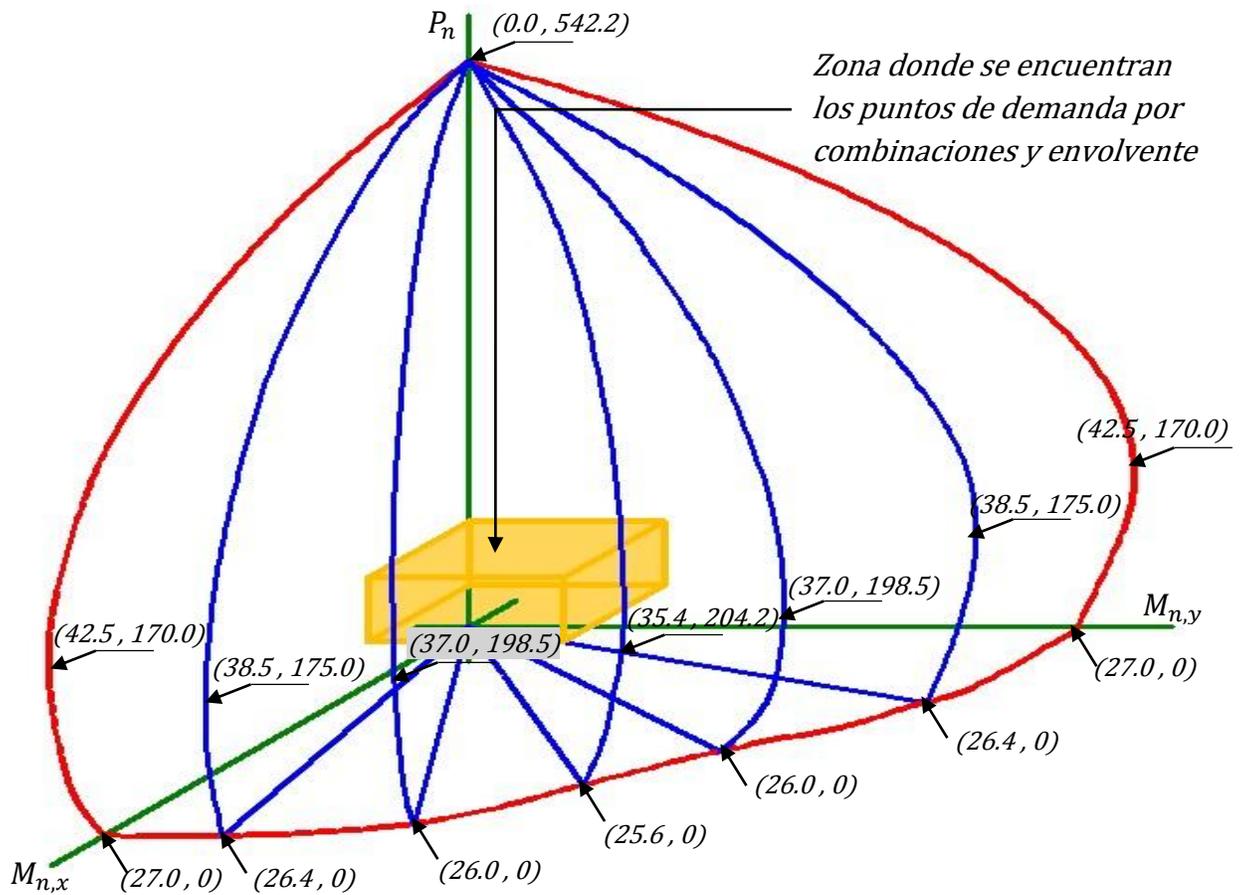


Figura 2.108 Diagrama de interacción nominal tridimensional y puntos de demanda

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

Con el diagrama de interacción nominal se obtiene el diagrama de interacción de diseño como se muestra en la siguiente figura.

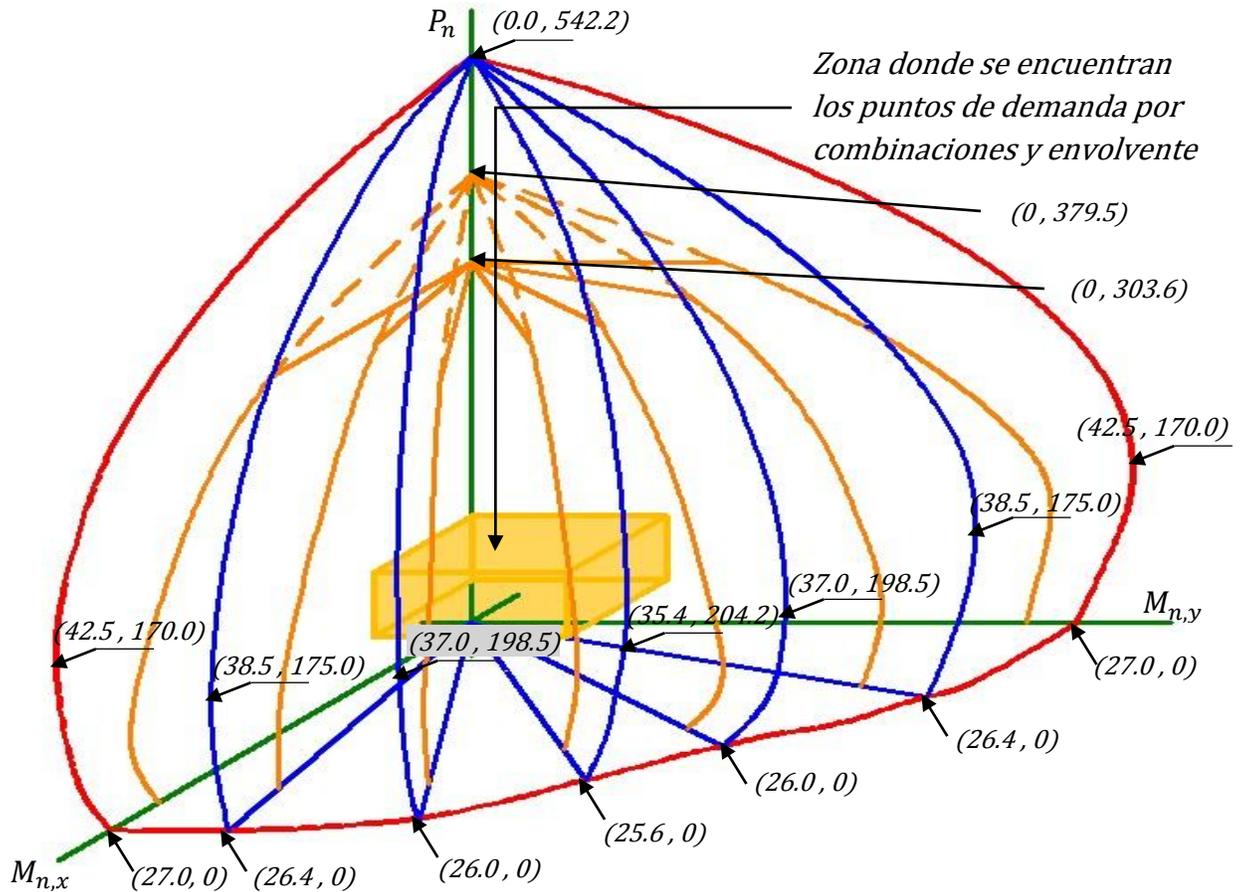


Figura 2.109 Diagrama de interacción de diseño tridimensional y puntos de demanda

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

Con las cargas P_u mostradas en la Tabla 2.70 se obtienen las superficies de interacción para cada combinación de carga y para la envolvente.

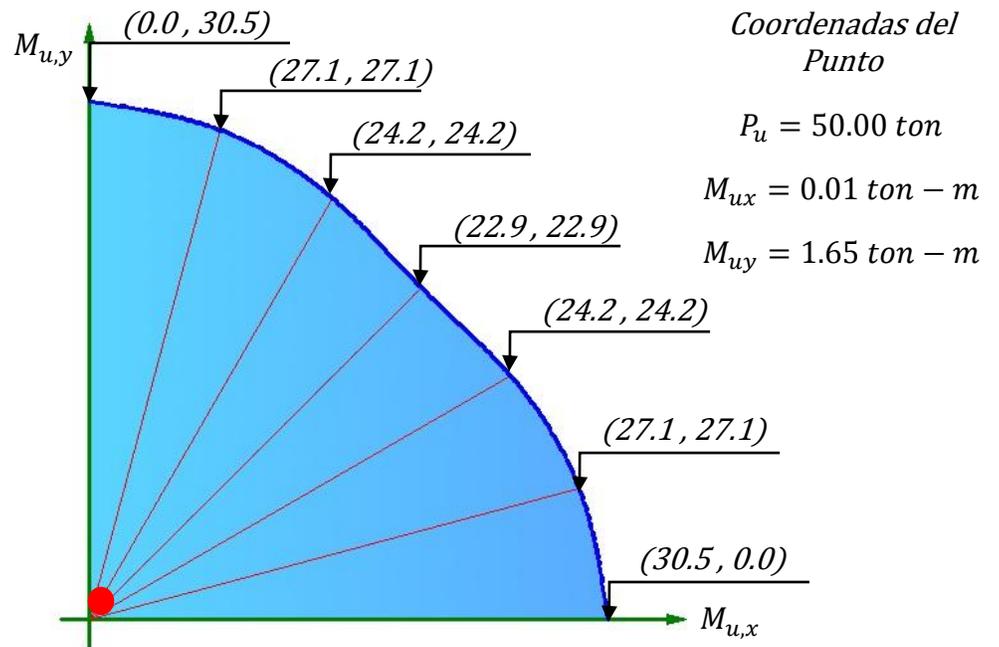


Figura 2.110 Superficie de interacción de diseño para la combinación 1

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

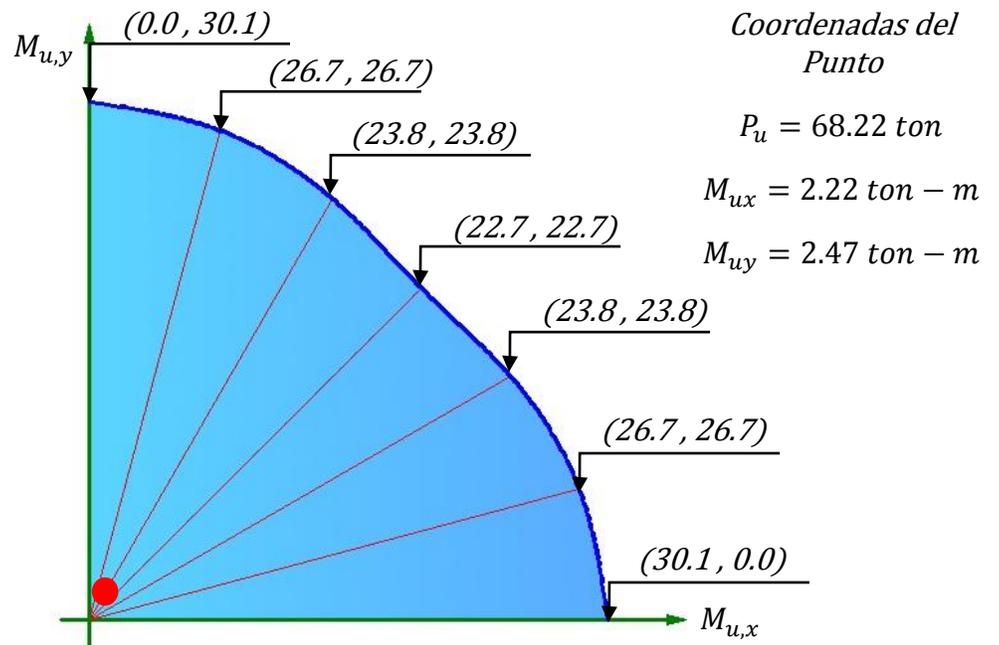


Figura 2.111 Superficie de interacción de diseño para la combinación 2

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

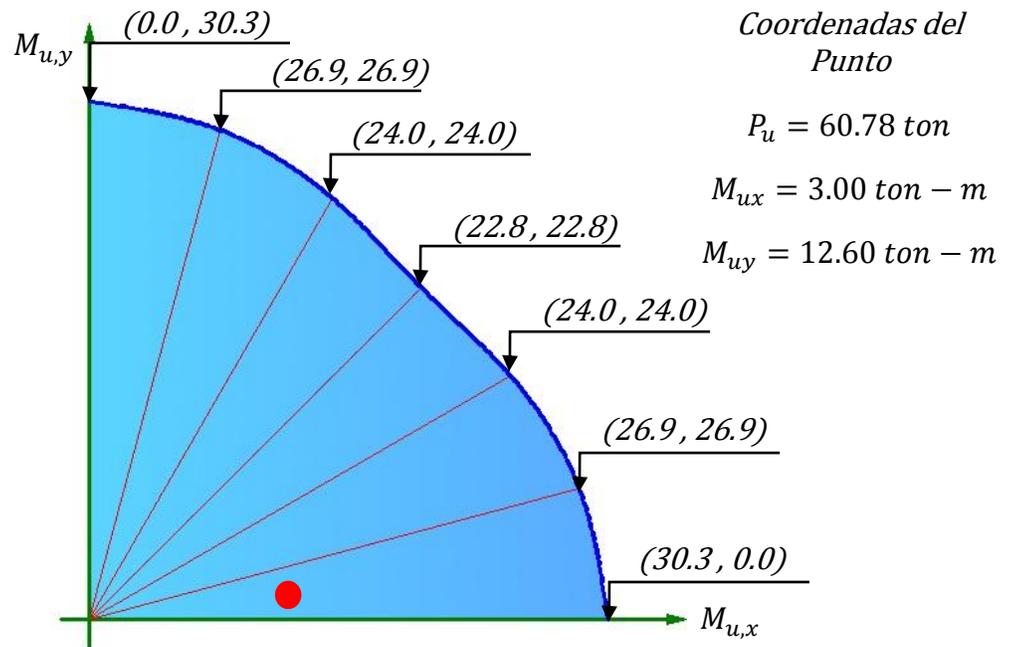


Figura 2.112 Superficie de interacción de diseño para la combinación 3

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

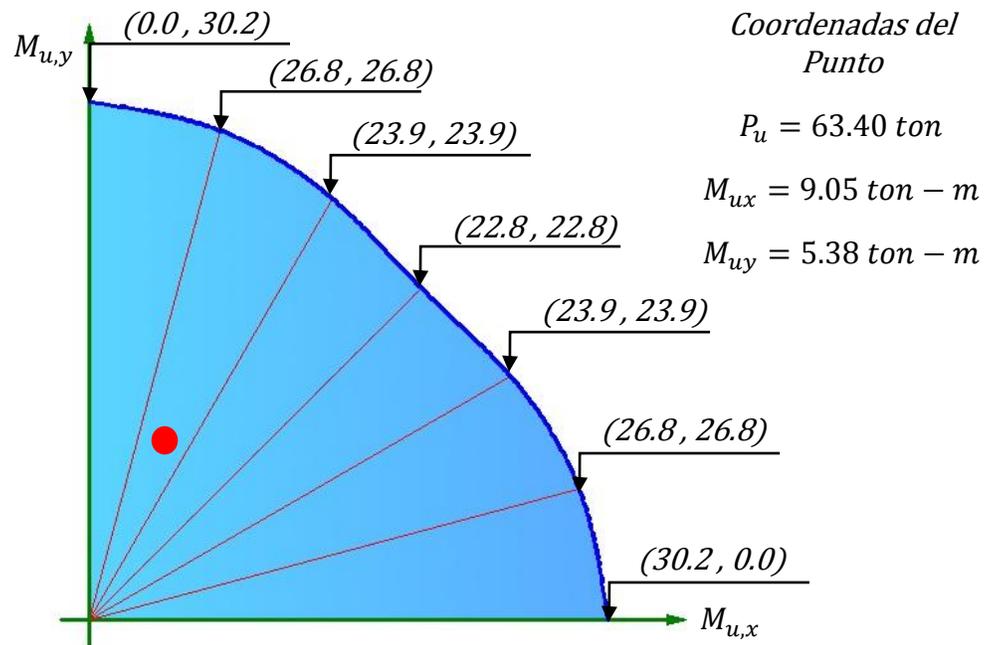


Figura 2.113 Superficie de interacción de diseño para la combinación 5

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

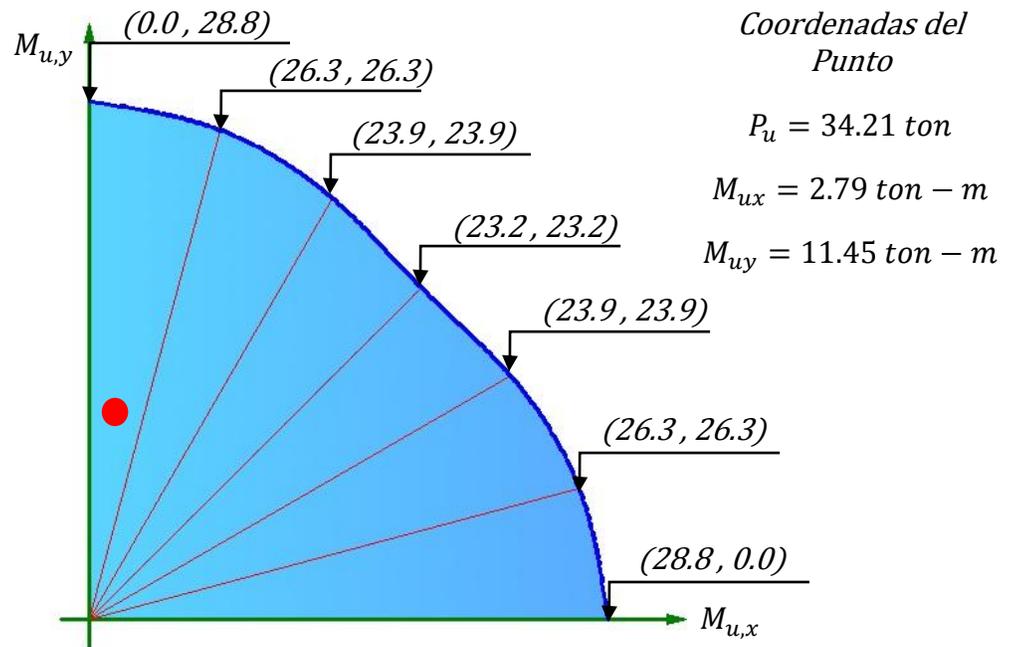


Figura 2.114 Superficie de interacción de diseño para la combinación 11

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

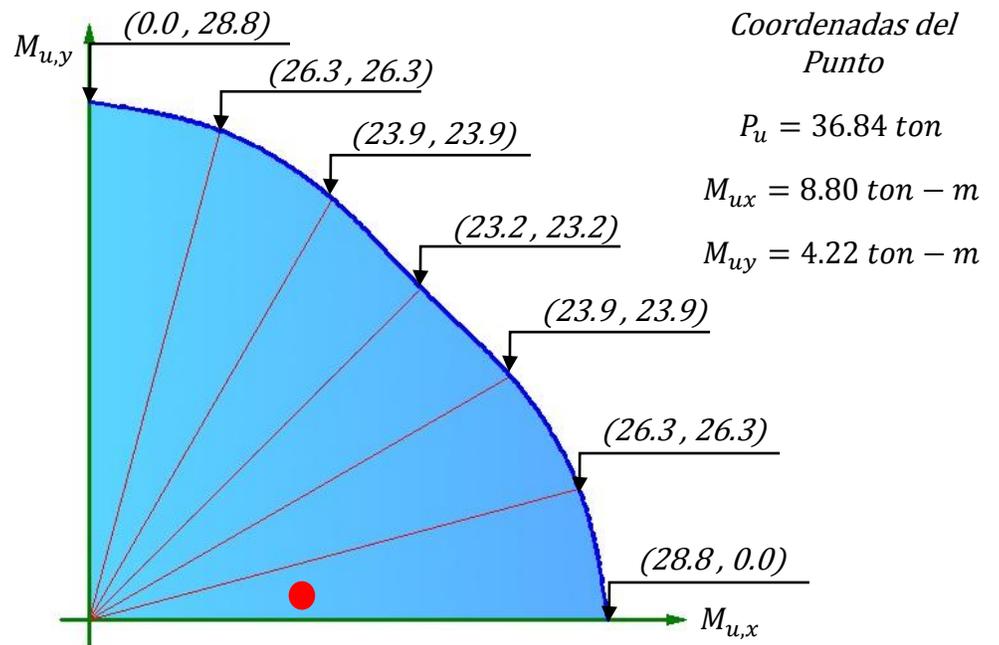


Figura 2.115 Superficie de interacción de diseño para la combinación 13

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

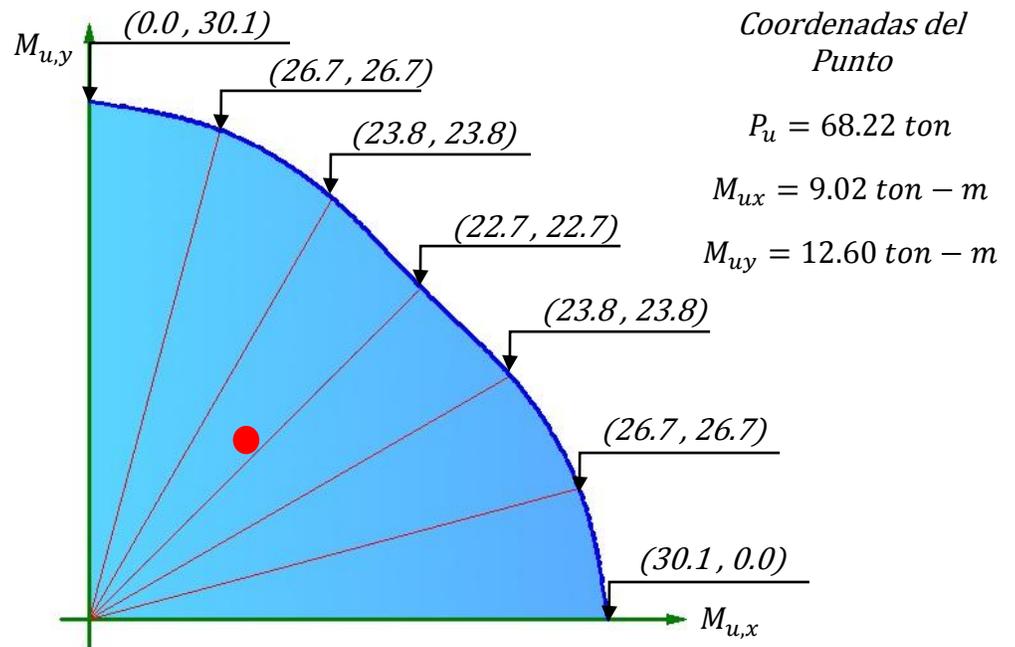


Figura 2.116 Superficie de interacción de diseño para la envolvente

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

2.5.3.6 Fuerza Cortante Última

$$V_{ux} = 5,100 \text{ kg}$$

$$V_{uy} = 7,660 \text{ kg}$$

La fuerza cortante última resultante es:

$$V_u = \sqrt{(V_{ux})^2 + (V_{uy})^2} = v_u = \sqrt{(5,100 \text{ kg})^2 + (7,660 \text{ kg})^2} = 9,203 \text{ kg/cm}^2$$

La fuerza cortante que actúa es menor a la fuerza cortante resistente del concreto.

2.5.3.7 Fuerza Resistente del Concreto

La fuerza cortante capaz de resistir el concreto es:

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c}bd = 0.53\sqrt{210 \text{ kg/cm}^2} (50 \text{ cm})(44 \text{ cm}) = 16,897 \text{ kg}$$

$$V_{cx} = \frac{0.53\sqrt{f'_c}bd}{\sqrt{1 + \left(\frac{V_{uy}}{V_{ux}}\right)^2}} = \frac{0.53\sqrt{210 \text{ kg/cm}^2} (50 \text{ cm})(44 \text{ cm})}{\sqrt{1 + \left(\frac{7,660 \text{ kg}}{5,100 \text{ kg}}\right)^2}} = 9,365 \text{ kg}$$

$$V_{cy} = \frac{0.53\sqrt{f'_c}bd}{\sqrt{1 + \left(\frac{V_{ux}}{V_{uy}}\right)^2}} = \frac{0.53\sqrt{210 \text{ kg/cm}^2} (50 \text{ cm})(44 \text{ cm})}{\sqrt{1 + \left(\frac{5,100 \text{ kg}}{7,660 \text{ kg}}\right)^2}} = 14,065 \text{ kg}$$

Las fuerzas cortantes últimos en la dirección X y en la dirección Y son menores que los esfuerzos resistentes por el concreto para las misma direcciones, por lo tanto se le colocará un armado transversal mínimo a la columna.

Se deberá comprobar para la dirección X y para la dirección Y que las fuerzas cortantes últimas para este caso son mayores que el 45% del esfuerzo resistente del concreto:

$$V_{ux} > 0.5 \phi V_{cx}$$

$$V_{ux} > 0.5(0.9)(9,365 \text{ kg}) \rightarrow 5,100 \text{ kg} > 4,215 \text{ kg} \text{ (OK)}$$

$$V_{uy} > 0.5 \phi V_{cy}$$

$$V_{uy} > 0.5(0.9)(14,065 \text{ kg}) \rightarrow 7,660 \text{ kg} > 6,330 \text{ kg (OK)}$$

Se colocarán estribos de varilla $\phi 3/8''$, por lo tanto la sección (A_v) de corte es dos veces el área de la varilla.

$$A_v = 2(0.71 \text{ cm}^2) = 1.42 \text{ cm}^2$$

2.5.3.8 Espaciamiento Mínimo

En zonas sísmicas el espaciamiento de los estribos de confinamiento ubicados en el sector de apoyo no deben ser mayor que el menor valor de los siguientes parámetros [ACI 318S-08, 2008, American Concrete Institute, Sección 21.3.5.2]:

$$s < 8\phi_{longitudinal} = 8(1.905 \text{ cm}) = 15.24 \text{ cm}$$

$$s < 24\phi_{transversal} = 24(0.9525 \text{ cm}) = 22.86 \text{ cm}$$

$$s < \text{la mitad de la menor dimensión de la sección} = 25 \text{ cm}$$

$$s < 30 \text{ cm}$$

Por lo tanto el espaciamiento de los estribos de confinamiento será de $15.24 \text{ cm} \approx 15 \text{ cm}$.

Y la longitud (l_o) de colocación no debe ser menor que la mayor de las condiciones siguientes [ACI 318S-08, 2008, American Concrete Institute, Sección 21.3.5.2]:

$$l_o = \frac{\text{luz libre}}{6} = \frac{300 \text{ cm}}{6} = 50 \text{ cm}$$

$$l_o = \text{mayor dimensión de la sección transversal} = 50 \text{ cm}$$

$$l_o = 45 \text{ cm}$$

Por lo tanto la longitud de colocación de los estribos de confinamiento (l_o) será de 50cm medidos desde la cara de los nudos hacia el centro de la columna.

El primer estribo cerrado de confinamiento se ubicará a no más de 7.5cm ($s/2 = 15\text{cm}/2 = 7.5\text{cm}$) [ACI 318S-08, 2008, American Concrete Institute, Sección 21.3.5.3]. En este caso se colocarán a 5cm.

Fuera de la longitud de confinamiento (l_o) los estribos se colocarán a una distancia no mayor de 22cm ($d/2 = 44\text{cm}/2 = 22\text{cm}$) [ACI 318S-08, 2008, American Concrete Institute, Sección 11.4.5.1]. En este caso se colocarán a 20cm.

2.5.3.9 Área Mínima de Refuerzo Transversal

Se establece un refuerzo transversal mínimo en base al espaciamiento mínimo a lo largo de la columna ($s = 15 \text{ cm}$) igual a [ACI 318S-08, 2008, American Concrete Institute, Pag. 175]:

$$A_{v,min} = 0.2 \sqrt{f'_c} \frac{bs}{f_y} = 0.2 \sqrt{210 \text{ kg/cm}^2} \frac{(50 \text{ cm})(15 \text{ cm})}{4,200 \text{ kg/cm}^2} = 0.52 \text{ cm}^2$$

Pero no menor a:

$$A_{v,min} = 3.5 \frac{bs}{f_y} = 3.5 \frac{(50 \text{ cm})(15 \text{ cm})}{4,200 \text{ kg/cm}^2} = 0.63 \text{ cm}^2$$

Se concluye que el estribo elegido ($\phi 3/8''$) tiene un área mayor que la mínima exigida ($0.71 \text{ cm}^2 > 0.63 \text{ cm}^2$) y que la sección propuesta de la columna es aceptable.

2.5.3.10 Distribución de Acero de Refuerzo

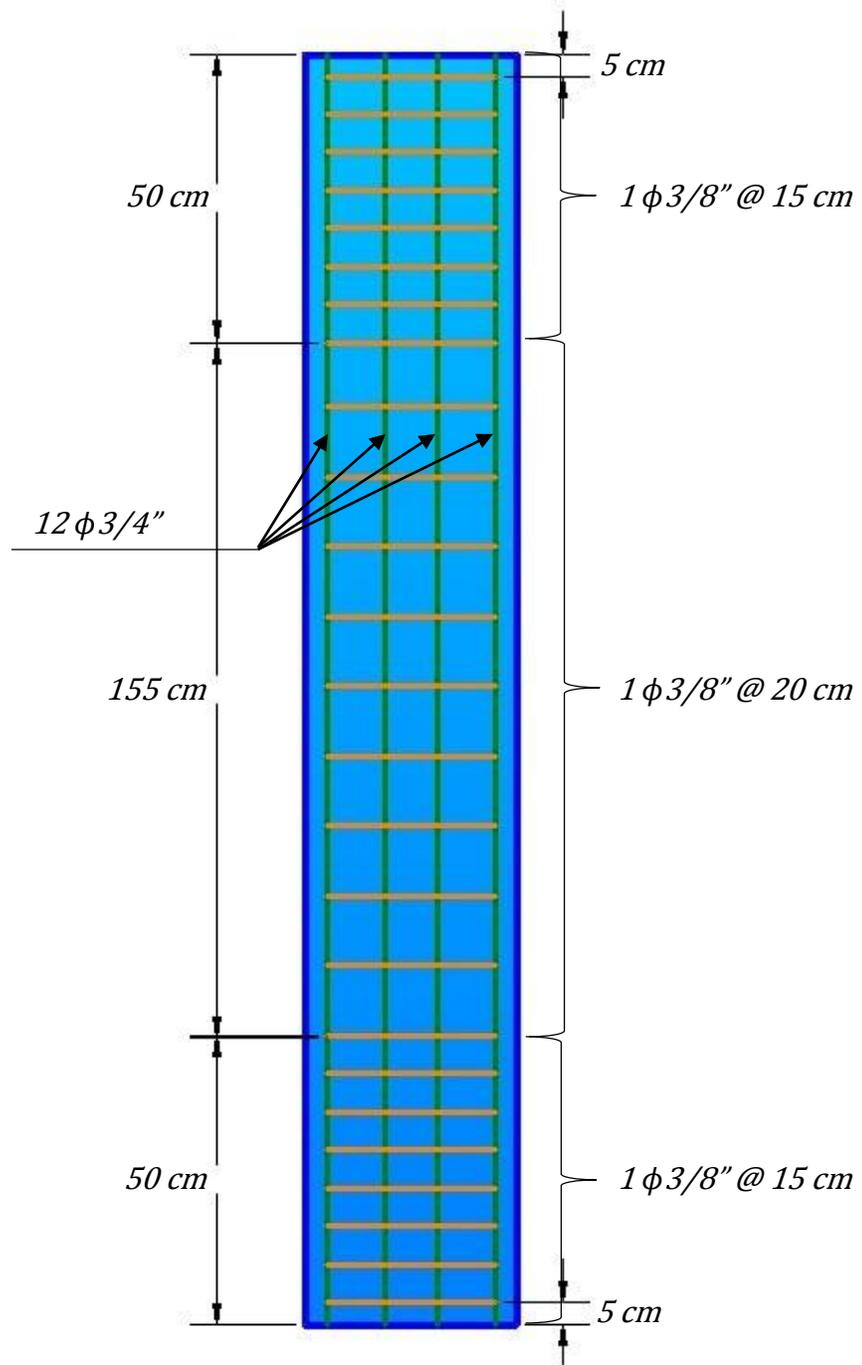


Figura 2.117 Detallado del refuerzo de la columna

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

2.5.4 Diseño de Zapata Aislada

Se diseñará la zapata aislada número 10 del edificio de tres niveles, debido que del análisis se obtuvo que es la más demandada.

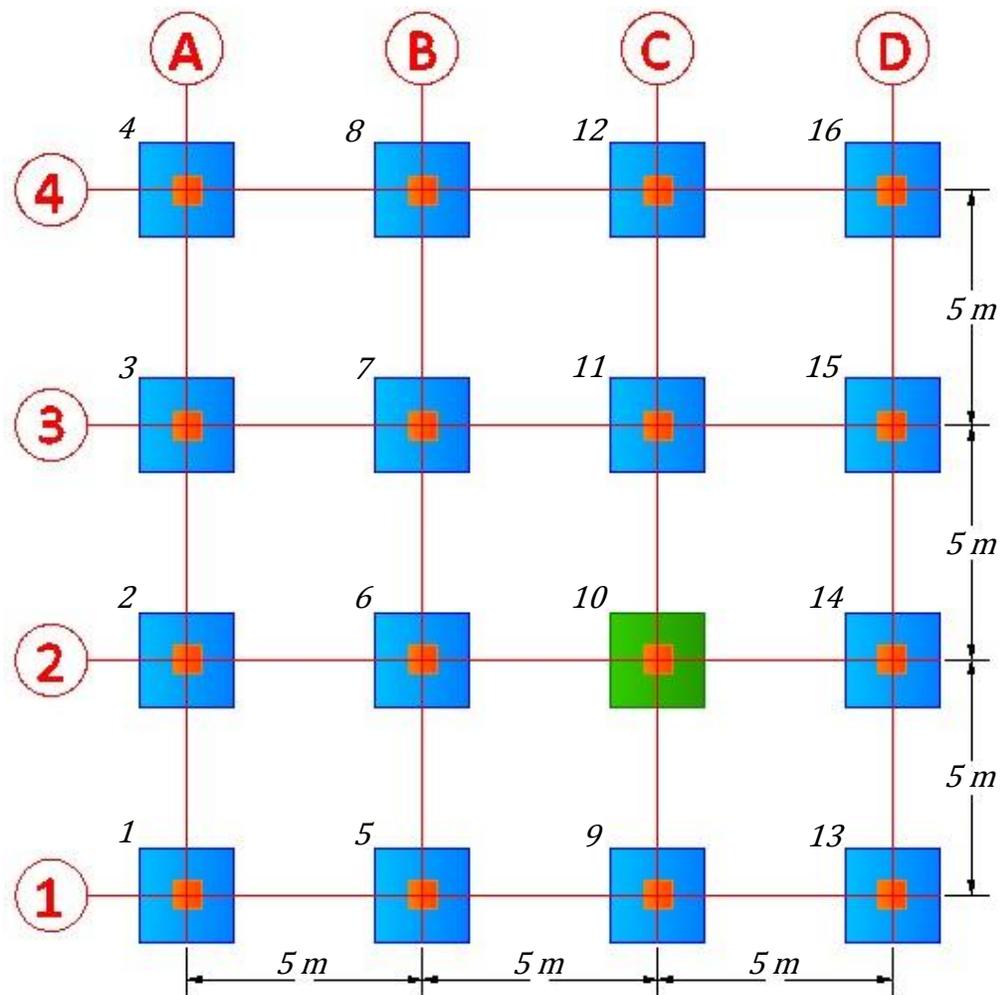


Figura 2.118 Zapatas aisladas del edificio de tres niveles

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

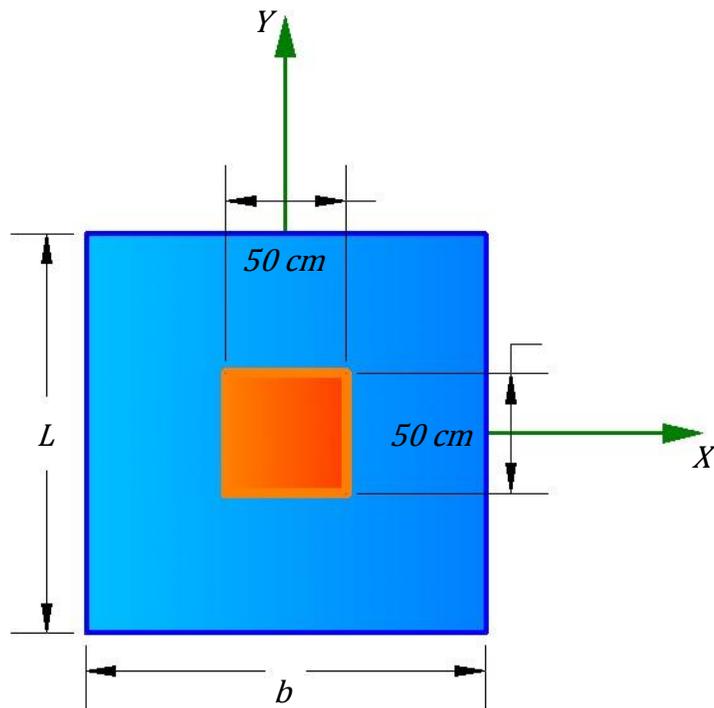


Figura 2.119 Zapata aislada número 10 del edificio de tres niveles

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

2.5.4.1 Criterios para el Dimensionamiento de Zapatas

En una estructura que no se considere sismo, se recomienda que las dimensiones de la zapata guarden relación con las dimensiones de las losas, en este caso las losas son de $5 \times 5\text{ m}$ guardando una relación de 1 ($5\text{ m}/5\text{ m}=1$), pero en estructuras que están sometidas a sismo se recomienda que las zapatas guarde relación con las dimensiones de las columnas, en este caso son de $50 \times 50\text{ cm}$ guardando una relación de 1 ($50\text{ cm}/50\text{ cm}=1$). Para la

zapata del edificio de tres niveles se considerará la segunda recomendación, obteniendo que $L = b$.

2.5.4.2 Dimensionamiento de la Superficie de Contacto entre Zapata y Suelo

El esfuerzo admisible del suelo (q_{adm}) será de 1.80 kg/cm².

La superficie de contacto entre la zapata y el suelo debe determinarse a partir de las fuerzas y momentos no mayoradas [ACI 318S-08, 2008, American Concrete Institute, Sección 15.2.2].

En el análisis se obtuvieron los siguientes resultados para la combinación de carga $D + L$:

$$P = 57.08 \text{ ton} = 57,080 \text{ kg}$$

$$M_x = 0.168 \text{ ton} - m = 16,800 \text{ kg} - cm$$

$$M_y = 1.691 \text{ ton} - m = 169,100 \text{ kg} - cm$$

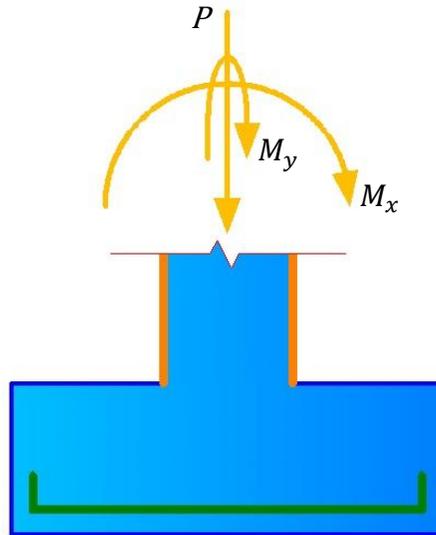


Figura 2.120 Fuerzas y momentos no mayoradas en zapata aislada

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

Suponiendo que no existieran momentos flectores, el área de la superficie de contacto requerida sería:

$$A = \frac{P}{q_a} = \frac{57,080 \text{ kg}}{1.8 \text{ kg/cm}^2} = 31,711.11 \text{ cm}^2$$

Las dimensiones aproximadas requeridas para la carga axial serían:

$$b = 220 \text{ cm}$$

$$L = 220 \text{ cm}$$

Las excentricidades de carga son:

$$e_x = \frac{M_y}{P} = \frac{16800 \text{ kg} - \text{cm}}{57,080 \text{ kg}} = 0.29 \text{ cm}$$

$$e_y = \frac{M_x}{P} = \frac{169,100 \text{ kg} - \text{cm}}{57,080 \text{ kg}} = 2.96 \text{ cm}$$

Se verifica si la carga está ubicada en el tercio medio de la cimentación:

$$e_x < \frac{b}{6} \rightarrow 0.29 < \frac{220 \text{ cm}}{6} \rightarrow 0.29 < 36.67 \text{ cm} \quad (OK)$$

$$e_y < \frac{L}{6} \rightarrow 2.96 < \frac{220 \text{ cm}}{6} \rightarrow 2.96 < 36.67 \text{ cm} \quad (OK)$$

Si se supone que el suelo trabaja con un comportamiento elástico, y debido a que la carga se encuentra en el tercio medio de la cimentación, puede aplicarse la siguiente ecuación para calcular el esfuerzo máximo en el suelo generado por la carga axial más flexión en las dos direcciones ortogonales:

$$q_{max} = \frac{P}{A} \left[1 + \frac{6e_x}{b} + \frac{6e_y}{L} \right]$$

$$q_{max} = \frac{57,080 \text{ kg}}{220 \text{ cm}(220 \text{ cm})} \left[1 + \frac{6(0.29 \text{ cm})}{220 \text{ cm}} + \frac{6(2.96 \text{ cm})}{220 \text{ cm}} \right] = 1.18 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo máximo ($q_{max} = 1.18 \text{ kg/cm}^2$) es menor que el esfuerzo admisible ($q_{adm} = 1.80 \text{ kg/cm}^2$), por lo tanto las dimensiones propuestas son apropiadas.

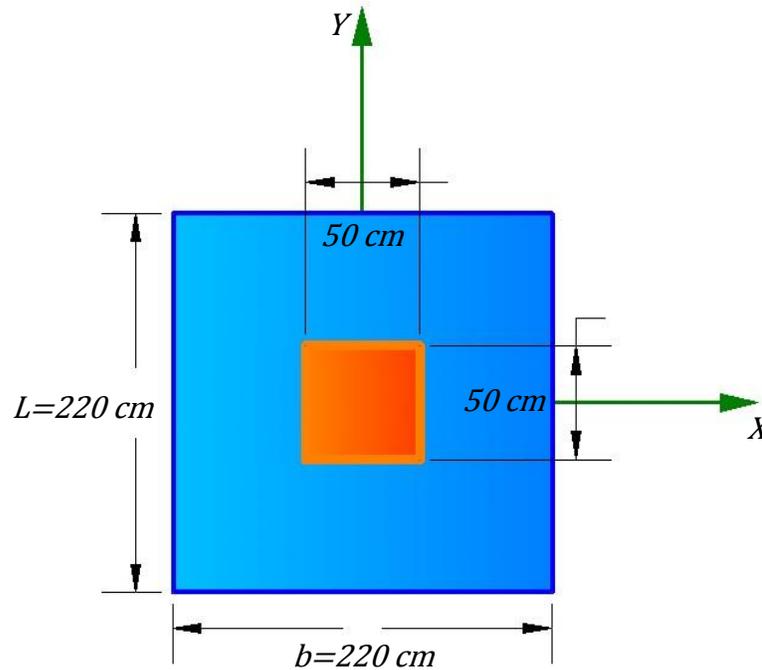


Figura 2.121 Dimensiones en planta de zapata aislada del edificio de tres niveles

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

2.5.4.3 Diagrama de Reacciones del Suelo de Cimentación Bajo Cargas Ultimas

Las zapatas deben diseñarse para resistir las cargas mayoradas [ACI 318S-08, 2008, American Concrete Institute, Sección 15.2.1].

En el análisis se obtuvieron los siguientes resultados para la combinación de carga $1.2D + 1.6L$:

$$P_u = 75.85\text{ ton} = 75,850\text{ kg}$$

$$M_{ux} = 0.263 \text{ ton} - m = 26,300 \text{ kg} - cm$$

$$M_{uy} = 2.343 \text{ ton} - m = 234,300 \text{ kg} - cm$$

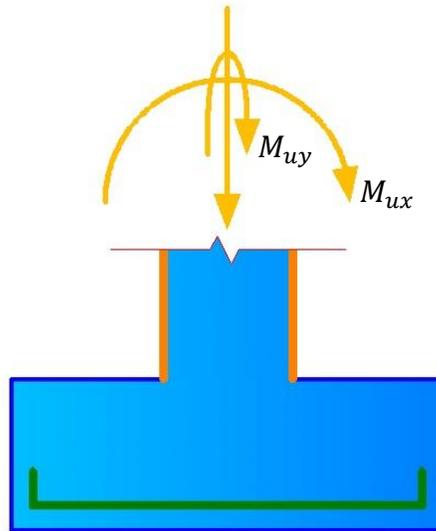


Figura 2.122 Fuerzas y momentos mayoradas en zapata aislada

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

Las excentricidades de carga son:

$$e_x = \frac{M_y}{P} = \frac{234,300 \text{ kg} - cm}{75,850 \text{ kg}} = 3.01 \text{ cm}$$

$$e_y = \frac{M_x}{P} = \frac{26,300 \text{ kg} - cm}{75,850 \text{ kg}} = 0.35 \text{ cm}$$

Se verifica si la carga está ubicada en el tercio medio de la cimentación:

$$e_x < \frac{b}{6} \rightarrow 3.01 < \frac{220 \text{ cm}}{6} \rightarrow 3.01 < 36.67 \text{ cm} \quad (OK)$$

$$e_y < \frac{L}{6} \rightarrow 0.35 < \frac{220 \text{ cm}}{6} \rightarrow 0.35 < 36.67 \text{ cm} \quad (OK)$$

La carga se encuentra en el tercio medio de la cimentación, por lo que los cuatro esfuerzo últimos que definen el volumen de reacciones del suelo, se calculan de la siguiente manera:

$$q_1 = \frac{P}{A} \left[1 + \frac{6e_x}{b} + \frac{6e_y}{L} \right]$$

$$q_1 = \frac{75,850 \text{ kg}}{220 \text{ cm}(220 \text{ cm})} \left[1 + \frac{6(3.01 \text{ cm})}{220 \text{ cm}} + \frac{6(0.35 \text{ cm})}{220 \text{ cm}} \right] = 1.71 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_2 = \frac{P}{A} \left[1 - \frac{6e_x}{b} + \frac{6e_y}{L} \right]$$

$$q_2 = \frac{75,850 \text{ kg}}{220 \text{ cm}(220 \text{ cm})} \left[1 - \frac{6(3.01 \text{ cm})}{220 \text{ cm}} + \frac{6(0.35 \text{ cm})}{220 \text{ cm}} \right] = 1.45 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_3 = \frac{P}{A} \left[1 + \frac{6e_x}{b} - \frac{6e_y}{L} \right]$$

$$q_3 = \frac{75,850 \text{ kg}}{220 \text{ cm}(220 \text{ cm})} \left[1 + \frac{6(3.01 \text{ cm})}{220 \text{ cm}} - \frac{6(0.35 \text{ cm})}{220 \text{ cm}} \right] = 1.68 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_4 = \frac{P}{A} \left[1 - \frac{6e_x}{b} - \frac{6e_y}{L} \right]$$

$$q_4 = \frac{75,850 \text{ kg}}{220 \text{ cm}(220 \text{ cm})} \left[1 - \frac{6(0.03 \text{ cm})}{220 \text{ cm}} - \frac{6(0.003 \text{ cm})}{220 \text{ cm}} \right] = 1.42 \text{ kg/cm}^2$$

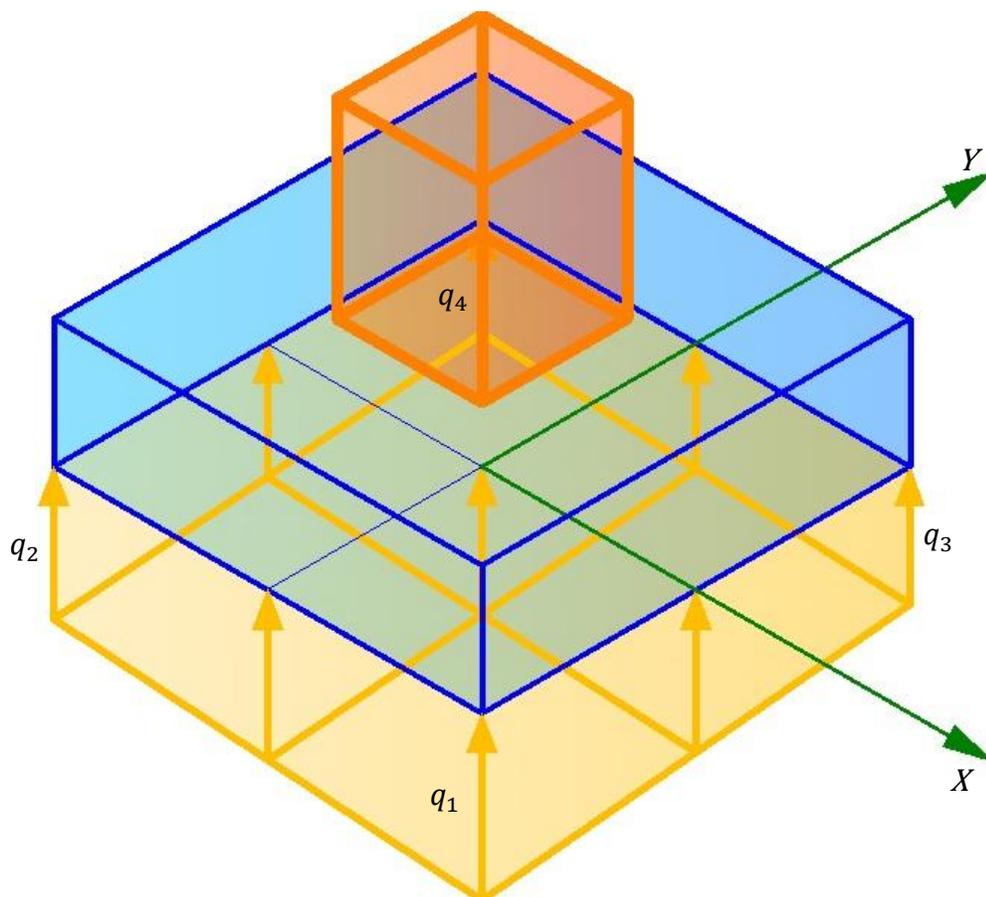


Figura 2.123 Volumen de reacción del suelo causado por esfuerzos últimos en zapata aislada

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

Los estados de carga últimos se emplean para calcular el espesor de la zapata y el refuerzo requerido, debido a que la capacidad resistente del concreto y del acero se cuantifica mediante esfuerzos de rotura y esfuerzos de fluencia.

2.5.4.4 Diseño a Cortante Tipo Viga

El peralte de la zapata está definido por su capacidad resistente a cortante tipo viga y a cortante por punzonamiento. Para ambos casos se utilizan los estados de carga últimos. Se asume una altura tentativa de 45cm, peralte de 35cm en la dirección X y peralte de 37cm en la dirección Y.

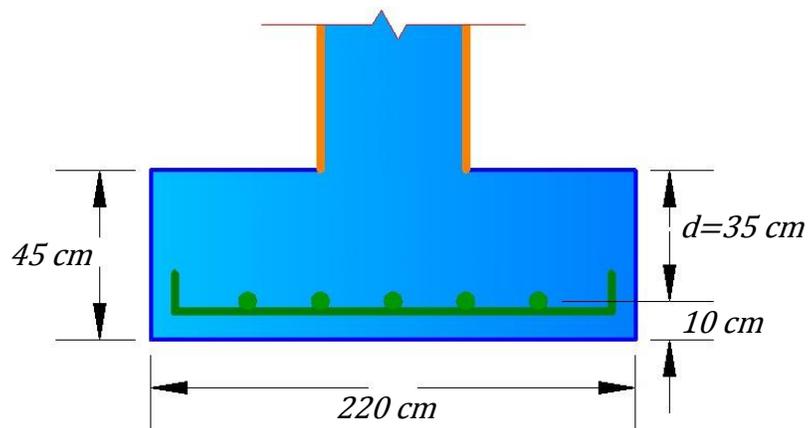


Figura 2.124 Peralte de la zapata aislada en la dirección X

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

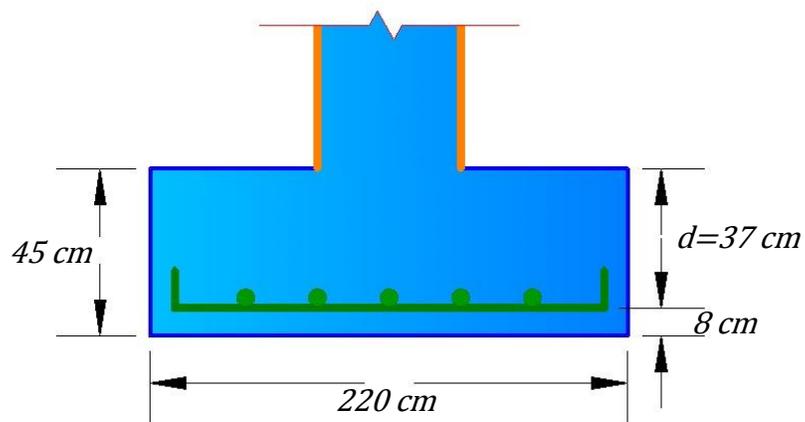


Figura 2.125 Peralte de la zapata aislada en la dirección Y

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

La sección crítica al cortante tipo viga se encuentra a 35cm ($d=35\text{cm}$) de la cara de la columna en la dirección X y a 37cm ($d=37\text{cm}$) de la cara de la columna en la dirección Y, estas distancias serán medidas hacia el lado donde estén presentes los esfuerzos máximos, obtenidos en el volumen de la Figura 2.123.

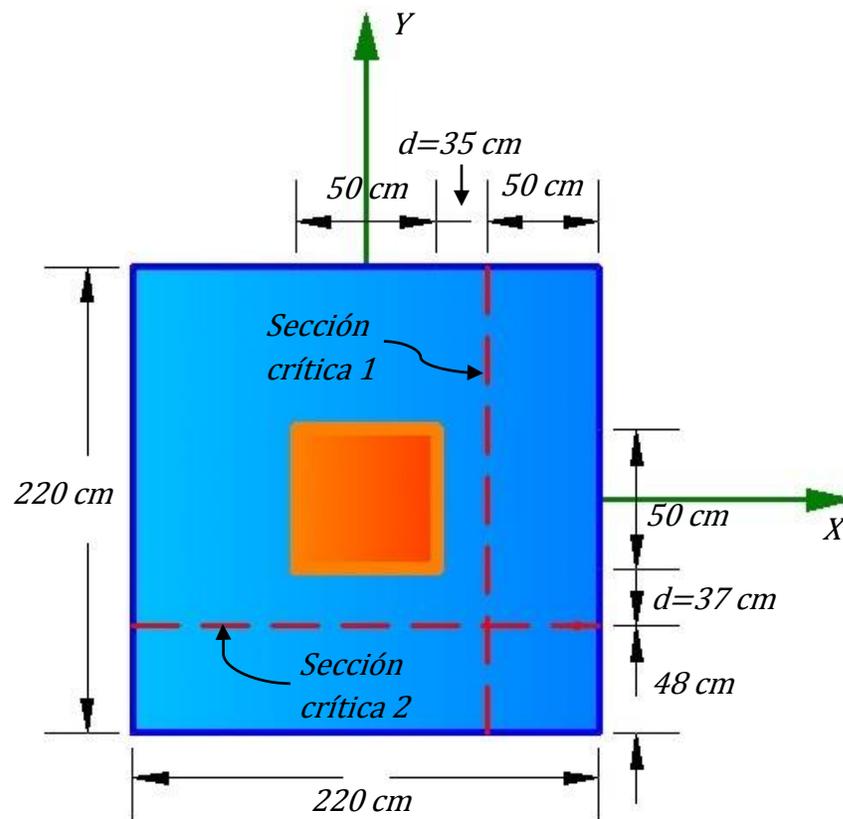


Figura 2.126 Sección crítica al cortante tipo viga

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

✓ **Diseño en la dirección X**

La variación lineal de los esfuerzos de reacción del suelo, y el hecho de que la carga está ubicada en el tercio medio de la cimentación, determina que el promedio de todos los esfuerzos del suelo en la dirección X sean los esfuerzos sobre el eje centroidal, en dicha dirección.

$$q_{max} = \frac{P_u}{A} \left[1 + \frac{6e_x}{b} \right]$$

$$q_{max} = \frac{75,850 \text{ kg}}{220 \text{ cm}(220 \text{ cm})} \left[1 + \frac{6(3.01 \text{ cm})}{220 \text{ cm}} \right] = 1.70 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_{min} = \frac{P_u}{A} \left[1 - \frac{6e_x}{b} \right]$$

$$q_{min} = \frac{75,850 \text{ kg}}{220 \text{ cm}(220 \text{ cm})} \left[1 - \frac{6(3.01 \text{ cm})}{220 \text{ cm}} \right] = 1.44 \text{ kg/cm}^2$$

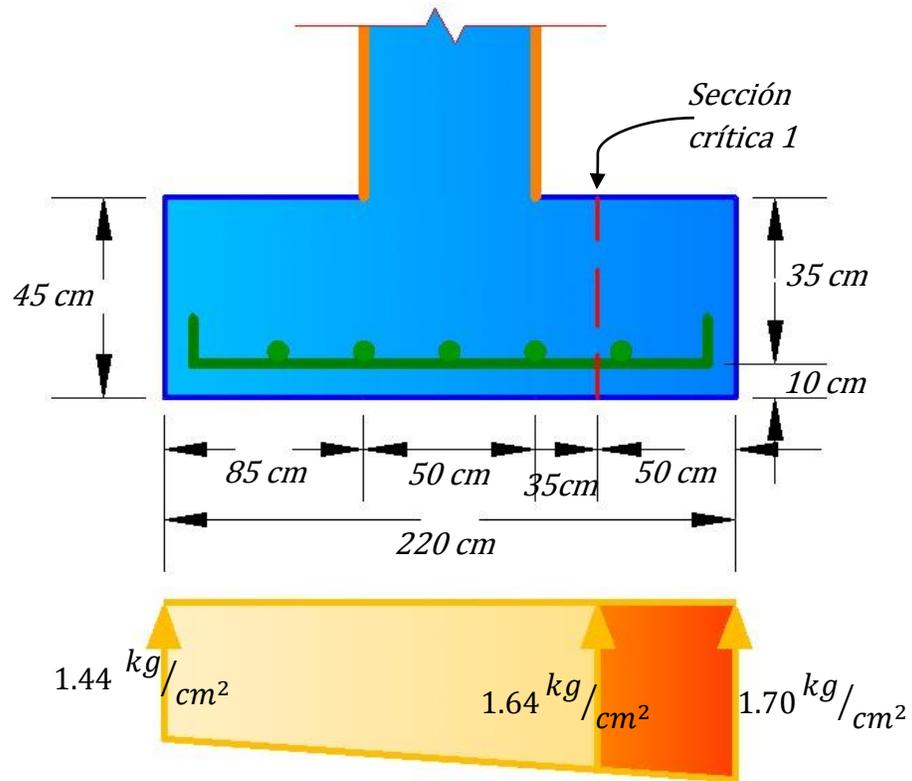


Figura 2.127 Sección crítica al cortante tipo viga en la dirección X

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

La fuerza cortante que actúa sobre la sección crítica es el volumen que se obtiene de la Figura 2.127.

$$V_u = \left(\frac{1.64 \text{ kg/cm}^2 + 1.70 \text{ kg/cm}^2}{2} \right) (50 \text{ cm})(220 \text{ cm}) = 18,370 \text{ kg}$$

La fuerza cortante que es capaz de resistir el concreto es:

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c}bd = 0.53\sqrt{210 \text{ kg/cm}^2} (220 \text{ cm})(35 \text{ cm}) = 59,140 \text{ kg}$$

La fuerza cortante que actúa es inferior a la fuerza cortante resistente del concreto, por lo tanto la altura de la zapata es aceptable para el análisis del cortante tipo viga en la dirección X.

✓ **Diseño en la dirección Y**

Los esfuerzos de reacción del suelo sobre el eje centroidal en la dirección Y son:

$$q_{max} = \frac{P_u}{A} \left[1 + \frac{6e_y}{L} \right]$$

$$q_{max} = \frac{75,850 \text{ kg}}{220 \text{ cm}(220 \text{ cm})} \left[1 + \frac{6(0.35 \text{ cm})}{220 \text{ cm}} \right] = 1.58 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_{min} = \frac{P_u}{A} \left[1 - \frac{6e_y}{L} \right]$$

$$q_{min} = \frac{75,850 \text{ kg}}{220 \text{ cm}(220 \text{ cm})} \left[1 - \frac{6(0.35 \text{ cm})}{220 \text{ cm}} \right] = 1.55 \text{ kg/cm}^2$$

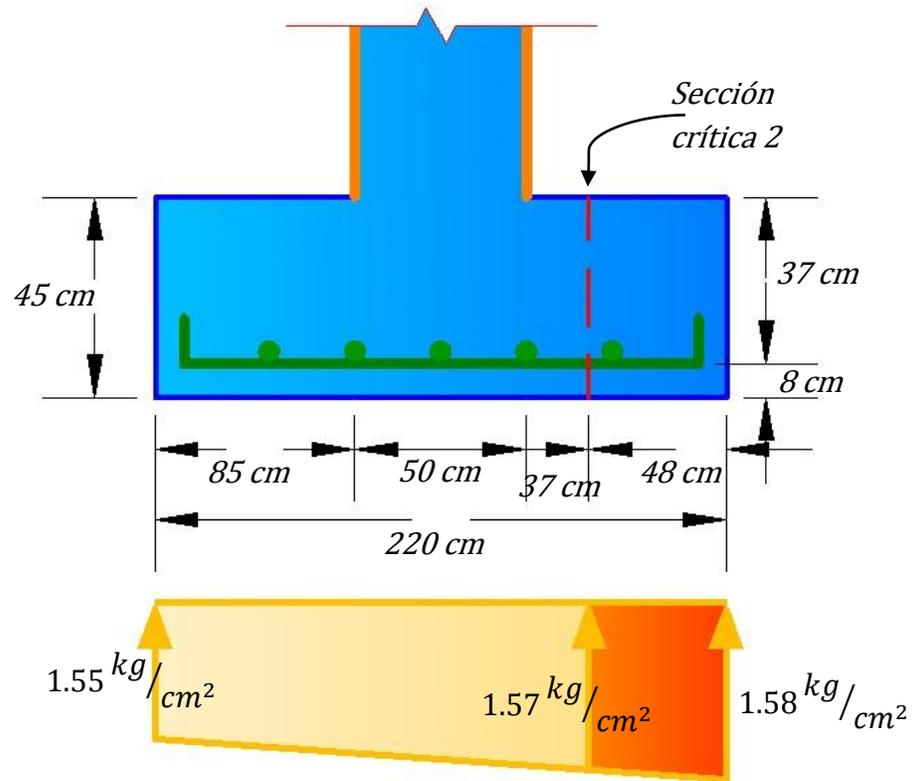


Figura 2.128 Sección crítica al cortante tipo viga en la dirección Y

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

La fuerza cortante que actúa sobre la sección crítica es el volumen que se obtiene de la Figura 2.128.

$$V_u = \left(\frac{1.57 \text{ kg/cm}^2 + 1.58 \text{ kg/cm}^2}{2} \right) (48 \text{ cm})(220 \text{ cm}) = 16,632 \text{ kg}$$

La fuerza cortante que es capaz de resistir el concreto es:

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c}bd = 0.53\sqrt{210 \text{ kg/cm}^2} (220 \text{ cm})(37 \text{ cm}) = 62,519 \text{ kg}$$

La fuerza cortante que actúa es inferior a la fuerza cortante resistente del concreto, por lo tanto la altura de la zapata es aceptable para el análisis del cortante tipo viga en Y.

2.5.4.5 Diseño a Cortante por Punzonamiento

La sección crítica a punzonamiento se sitúa alrededor de la columna con una separación $d/2$ de sus caras. En este caso será a 17.5cm ($35\text{cm}/2=17.5\text{cm}$) en la dirección X, y a 18.5cm ($37\text{cm}/2=18.5\text{cm}$) en la dirección Y.

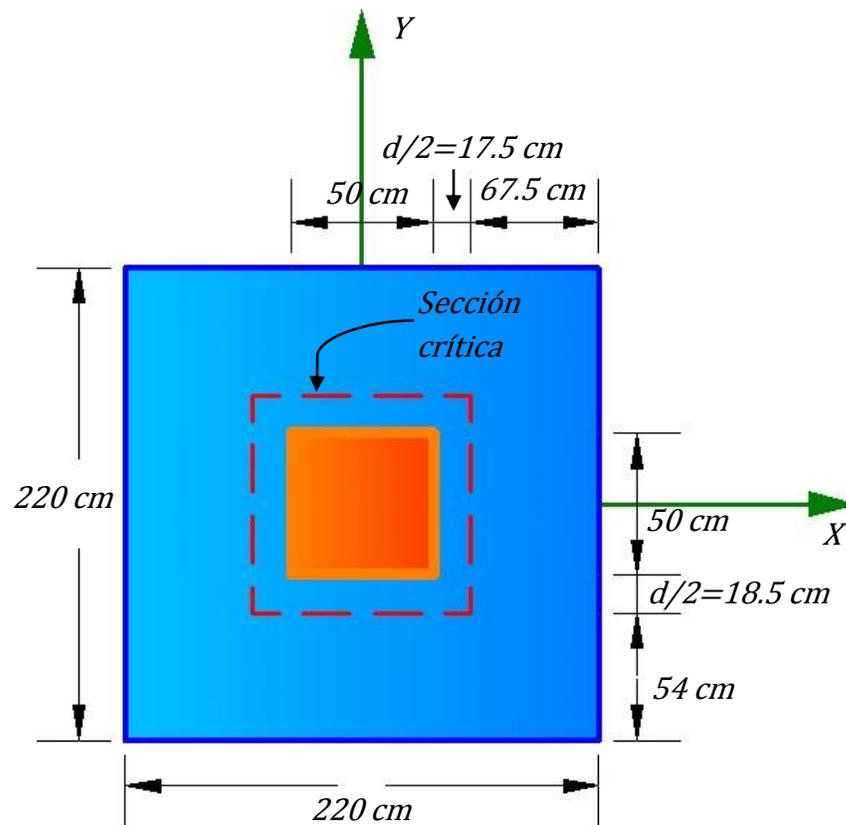


Figura 2.129 Sección crítica al cortante por punzonamiento

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

La variación lineal de los esfuerzos de reacción del suelo, y el hecho de que la carga está ubicada en el tercio medio de la cimentación, determina que el promedio de todos los esfuerzos del suelo de cualquier sección cuyo centroide coincida con el Centroide de la zapata, sea el esfuerzo centroidal.

$$\bar{q} = \frac{P_u}{A} = \frac{75,850 \text{ kg}}{220 \text{ cm}(220 \text{ cm})} = 1.57 \text{ kg/cm}^2$$

La fuerza cortante que actúa sobre la sección crítica es:

$$V_u = 1.57 \text{ kg/cm}^2 \{220 \text{ cm}(220 \text{ cm}) - [50 \text{ cm} + 17.5 \text{ cm}(2)][50 \text{ cm} + 18.5 \text{ cm}(2)]\}$$

$$V_u = 64,378 \text{ kg}$$

La fuerza cortante por punzonamiento que es capaz de resistir el concreto es:

$$V_c = 1.06\sqrt{f'_c}bd = 1.06\sqrt{210 \text{ kg/cm}^2} (220 \text{ cm})(35 \text{ cm}) = 15.36 \text{ kg/cm}^2$$

La fuerza cortante que actúa es inferior a la fuerza cortante resistente del concreto, por lo tanto la altura de la zapata es aceptable para el análisis del cortante por punzonamiento.

2.5.4.6 Diseño a Flexión

Las secciones críticas a flexión en las dos direcciones principales se ubican en las caras de la columna.

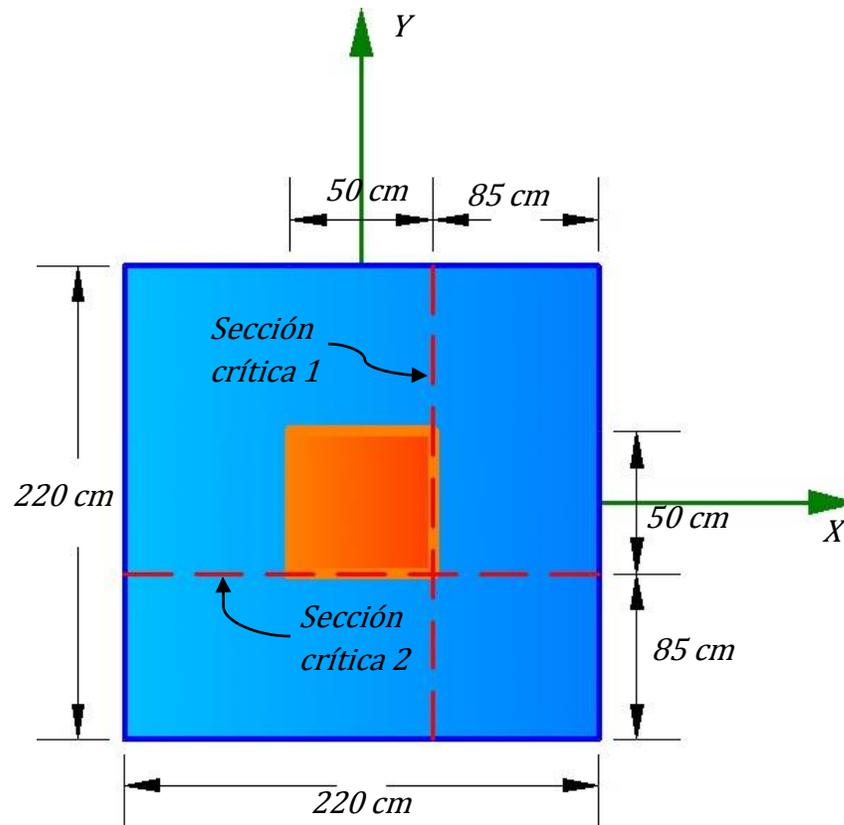


Figura 2.130 Sección crítica a flexión

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

✓ Diseño en la dirección X

El esfuerzo requerido por flexión se obtendrá del volumen de reacciones del suelo obtenido en la Figura 2.123. Para la

dirección X se utilizaran los esfuerzos últimos comprendidos entre q_2 y q_1 .

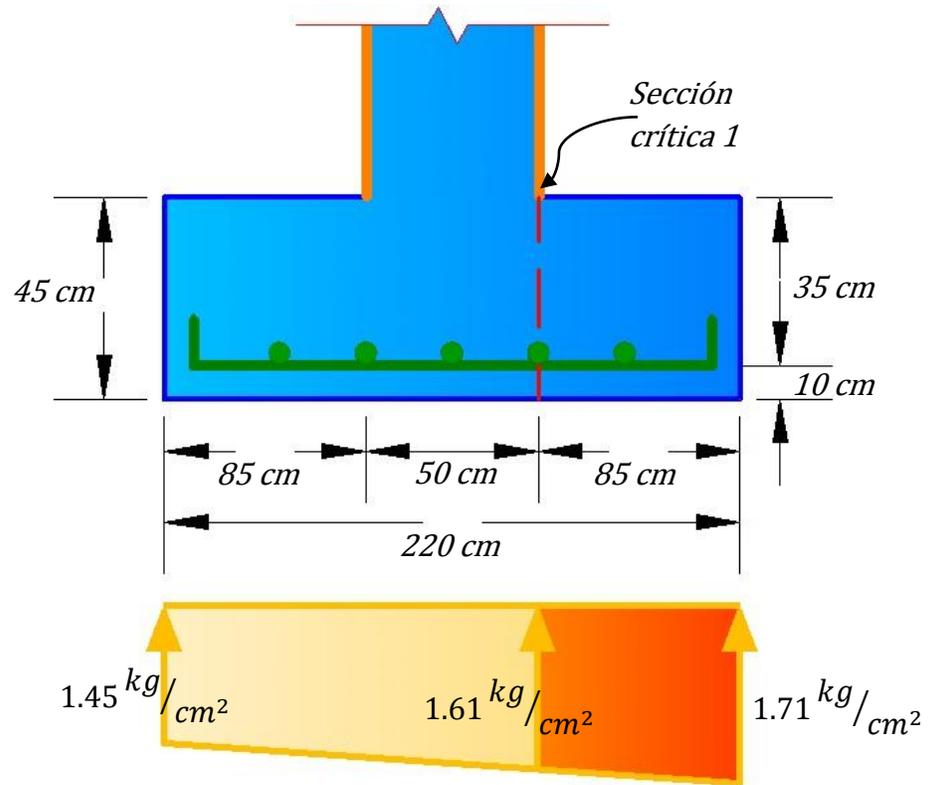


Figura 2.131 Sección crítica a flexión en la dirección X

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

Se utilizará un ancho de diseño de 100cm y el momento flector en la zona crítica se calculará como la multiplicación del área de la zona crítica por la distancia al centroide de esa misma área medida desde el esfuerzo en la sección crítica hacia el exterior de la zapata, para hacer esto se dividirá el área de la zona crítica en un cuadrado de $1.61\text{kg}/\text{cm}^2$ de altura y un

triángulo de $0.10\text{kg}/\text{cm}^2$ de altura y se encontrará un momento flector por cada figura geométrica, que luego se sumarán para encontrar el momento flector del área total de la zona crítica.

$$M_u = \left[1.61 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} (85 \text{ cm}) \left(\frac{85 \text{ cm}}{2} \right) + \left(\frac{0.10 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} (85 \text{ cm})}{2} \right) \left(\frac{2}{3} (85 \text{ cm}) \right) \right] (100)$$

$$M_u = 605,696 \text{ kg} - \text{cm}$$

La sección de acero requerida en la dirección X, para resistir el momento último en 100cm de ancho es igual a [Temas de Hormigón Armado, 2008, Marcelo Romo Proaño, Pag. 118]:

$$A_s = \frac{0.85 f'_c b d}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 M_u}{0.85 \phi f'_c b d^2}} \right)$$

$$A_s = \frac{0.85 (210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}) (100 \text{ cm}) (35 \text{ cm})}{4,200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(605696 \text{ kg} - \text{cm})}{0.85(0.9) (210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}) (100 \text{ cm}) (35 \text{ cm})^2}} \right)$$

$$A_s = 4.65 \text{ cm}^2$$

El acero mínimo en elementos sometidos a flexión es [ACI 318S-08, 2008, American Concrete Institute, Sección 10.5.1]:

$$A_{s,min} = \frac{0.8 \sqrt{f'_c}}{f_y} b d = \frac{0.8 \sqrt{210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}}{4,200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} (100 \text{ cm}) (35 \text{ cm}) = 9.66 \text{ cm}^2$$

Pero no menor a: $A_{s,min} = \frac{14}{f_y} bd = \frac{14}{4,200^{kg/cm^2}} (100\text{ cm})(35\text{ cm}) = 11.67\text{ cm}^2$

Dado que el acero mínimo es superior al obtenido para resistir el momento flector, el armado requerido es el mínimo.

$$A_s = 11.67\text{ cm}^2$$

Esta área de acero es la requerida para un ancho de 100cm, por lo tanto para el ancho real de 170cm se necesitan:

$$A_s = \frac{220\text{ cm}}{100\text{ cm}} (11.67\text{ cm}^2) = 25.67\text{ cm}^2$$

Para cubrir el área de acero requerida, se colocarán 21 varillas de $\phi 1/2''$ ($A_s = 27.09\text{ cm}^2$) separadas a 10cm.

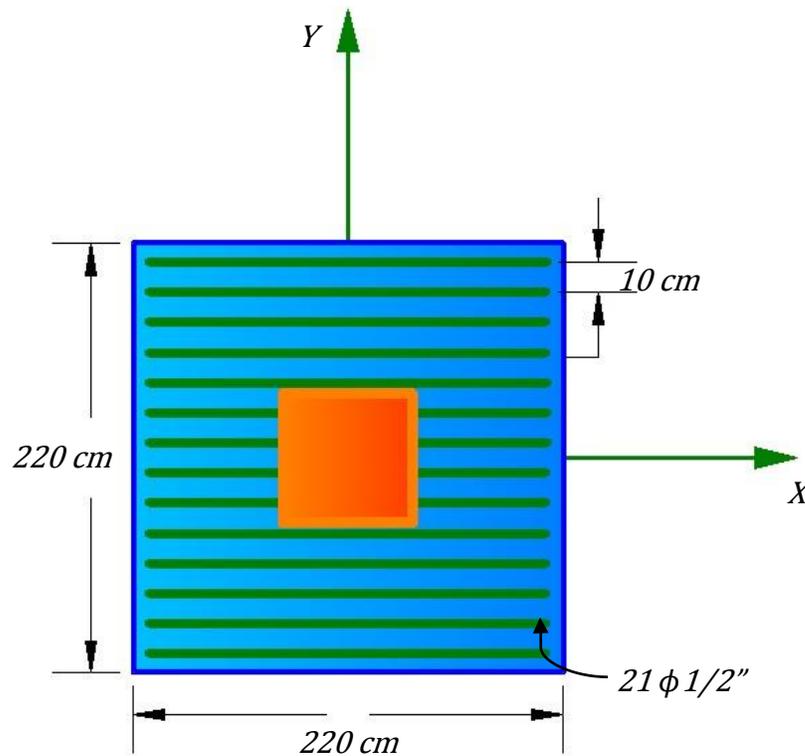


Figura 2.132 Detallado de refuerzo a flexión en la dirección X

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

✓ **Diseño en la dirección Y**

El esfuerzo requerido por flexión se obtendrá del volumen de reacciones del suelo obtenido en la Figura 2.123. Para la dirección Y se utilizarán los esfuerzos últimos comprendidos entre q_3 y q_1 .

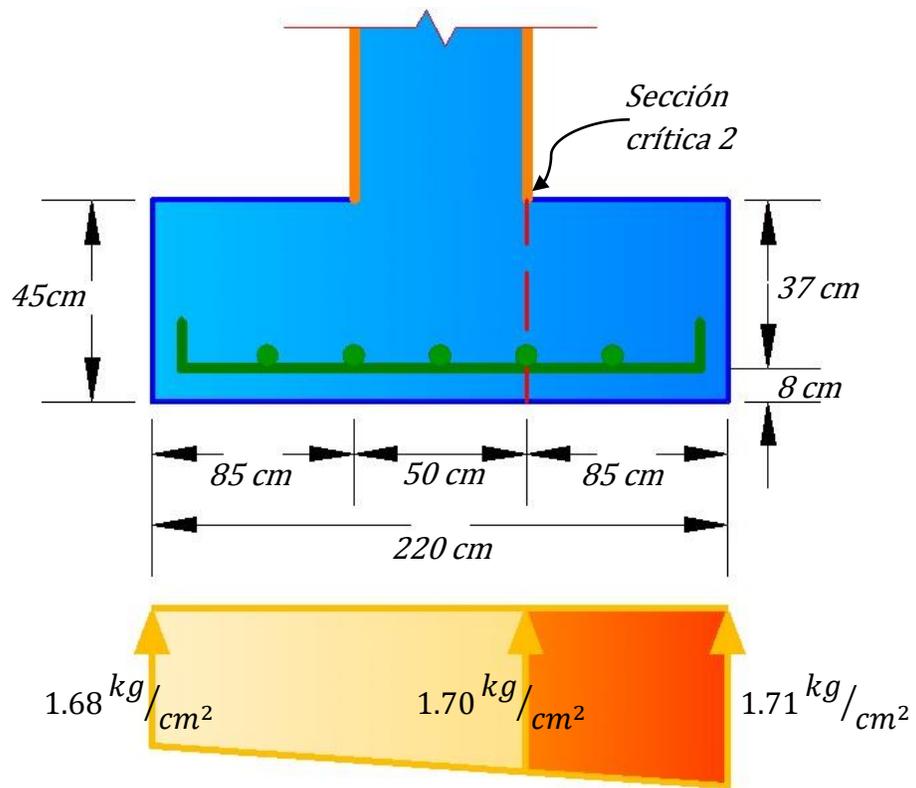


Figura 2.133 Sección crítica a flexión en la dirección Y

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

Se utilizará un ancho de diseño de 100cm y el momento flector en la zona crítica se calculará como la multiplicación del área de la zona crítica por la distancia al centroide de esa misma

área medida desde el esfuerzo en la sección crítica hacia el exterior de la zapata, para hacer esto se dividirá el área de la zona crítica en un cuadrado de 1.70 kg/cm^2 de altura y un triángulo de 0.01 kg/cm^2 de altura y se encontrará un momento flector por cada figura geométrica, que luego se sumarán para encontrar el momento flector del área total de la zona crítica.

$$M_u = \left[1.70 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} (85 \text{ cm}) \left(\frac{85 \text{ cm}}{2} \right) + \left(\frac{0.01 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} (85 \text{ cm})}{2} \right) \left(\frac{2}{3} (85 \text{ cm}) \right) \right] (100) \quad (100)$$

$$M_u = 616,533 \text{ kg} - \text{cm}$$

La sección de acero requerida en la dirección X, para resistir el momento último en 100cm de ancho es igual a [Temas de Hormigón Armado, 2008, Marcelo Romo Proaño, Pag. 118]:

$$A_s = \frac{0.85 f'_c b d}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 M_u}{0.85 \phi f'_c b d^2}} \right)$$

$$A_s = \frac{0.85 (210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}) (100 \text{ cm}) (37 \text{ cm})}{4,200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(616,533 \text{ kg} - \text{cm})}{0.85(0.9) (210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}) (100 \text{ cm}) (37 \text{ cm})^2}} \right)$$

$$A_s = 4.47 \text{ cm}^2$$

El acero mínimo en elementos sometidos a flexión es [ACI 318S-08, 2008, American Concrete Institute, Sección 10.5.1]:

$$A_{s,min} = \frac{0.8\sqrt{f'_c}}{f_y} bd = \frac{0.8\sqrt{210 \text{ kg/cm}^2}}{4,200 \text{ kg/cm}^2} (100 \text{ cm})(37 \text{ cm}) = 10.21 \text{ cm}^2$$

Pero no menor a: $A_{s,min} = \frac{14}{f_y} bd = \frac{14}{4,200 \text{ kg/cm}^2} (100 \text{ cm})(37 \text{ cm}) = 12.33 \text{ cm}^2$

Dado que el acero mínimo es superior al obtenido para resistir el momento flector, el armado requerido es el mínimo.

$$A_s = 12.33 \text{ cm}^2$$

Esta área de acero es la requerida para un ancho de 100cm, por lo tanto para el ancho real de 220cm se necesitan:

$$A_s = \frac{220 \text{ cm}}{100 \text{ cm}} (12.33 \text{ cm}^2) = 27.13 \text{ cm}^2$$

Para cubrir el área de acero requerida, se colocarán 22 varillas de $\phi 1/2''$ ($A_s = 28.38 \text{ cm}^2$) separadas a 10cm.

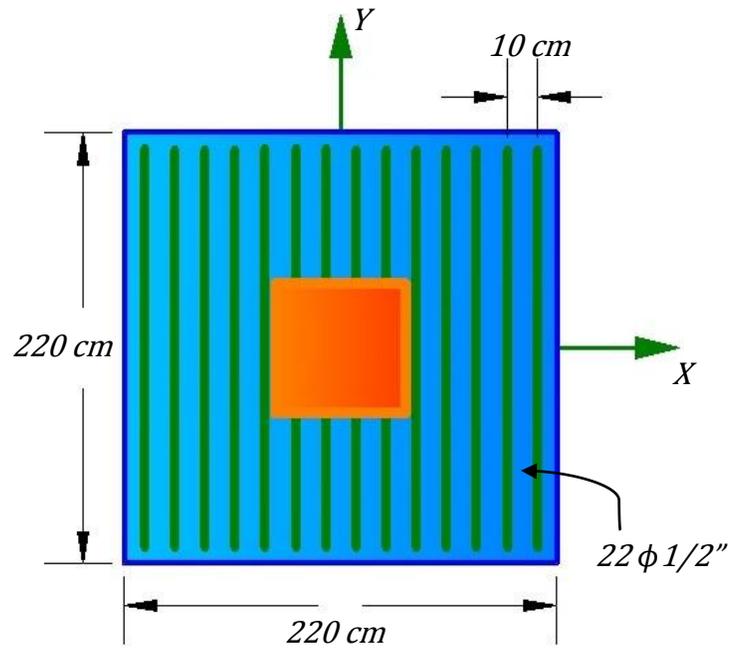


Figura 2.134 Detallado de refuerzo a flexión en la dirección Y

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

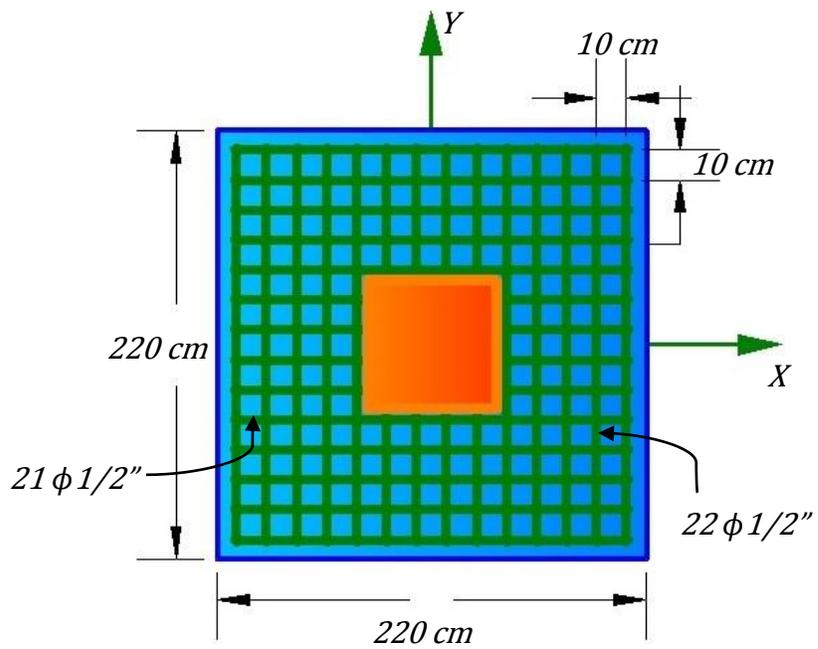


Figura 2.135 Detallado de refuerzo a flexión en ambas direcciones

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

2.5.5 Diseño de Nudo

Se diseñará el nudo número 11 del nivel 1 del edificio de tres niveles.

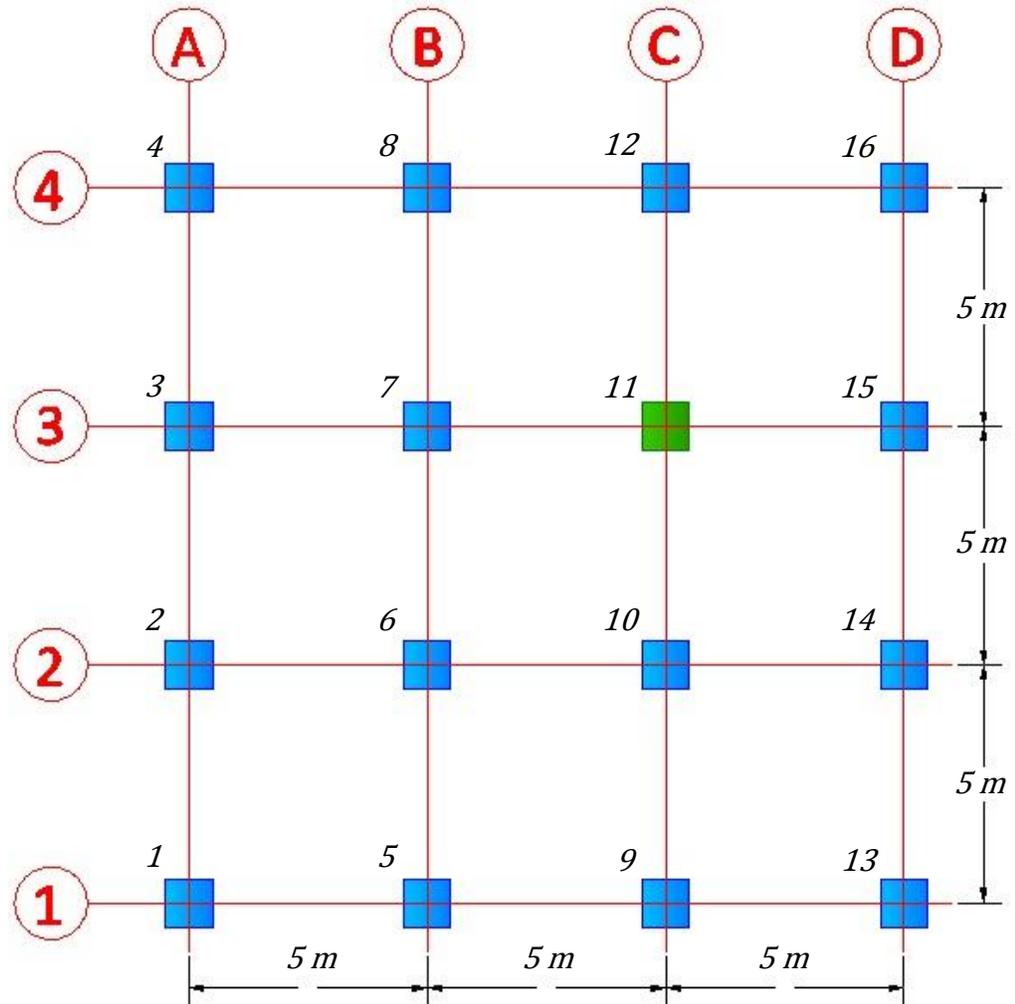


Figura 2.136 Nudos del nivel 1 del edificio de tres niveles

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

La dimensión de la columna paralela al refuerzo de la viga no debe ser menor que 20 veces el diámetro de la barra longitudinal de viga de mayor diámetro [ACI 318S-08, 2008, American Concrete Institute, Sección 21.7.2.3].

✓ **Dirección X**

La varilla de mayor diámetro en la viga es de $\phi 5/8"$ ($d_b = 1.59 \text{ cm}$) y la dimensión de la columna es de 50cm, por lo tanto:

$$b_{columna} \geq 20d_{b,viga} \rightarrow 50 \text{ cm} \geq 20(1.59 \text{ cm}) \rightarrow 50 \text{ cm} \geq 31.8 \text{ cm} \quad (OK)$$

✓ **Dirección Y**

La varilla de mayor diámetro en la viga es de $\phi 5/8"$ ($d_b = 1.59 \text{ cm}$) y la dimensión de la columna es de 50cm, por lo tanto:

$$b_{columna} \geq 20d_{b,viga} \rightarrow 50 \text{ cm} \geq 20(1.59 \text{ cm}) \rightarrow 50 \text{ cm} \geq 31.8 \text{ cm} \quad (OK)$$

2.5.5.1 Refuerzo Transversal

La longitud del refuerzo transversal del nudo no debe ser menor que la mayor de las siguientes expresiones [ACI 318S-08, 2008, American Concrete Institute, Sección 21.6.4.1]:

$$l_o \geq \text{La altura de la viga} = 45 \text{ cm}$$

$$l_o \geq \frac{\text{Luz libre}}{6} = \frac{255 \text{ cm}}{6} = 42.5 \text{ cm}$$

$$l_o \geq 45 \text{ cm}$$

En este caso la longitud (l_o) se tomará de 45cm.

La separación del refuerzo transversal a lo largo del eje de la columna no debe exceder la menor de las expresiones que se muestran a continuación [ACI 318S-08, 2008, American Concrete Institute, Sección 21.6.4.3]:

$$s \leq \frac{50 \text{ cm}}{4} = 12.5 \text{ cm}$$

$$s \leq 6d_b = 6(\phi 3/4") = 6(1.905 \text{ cm}) = 11.43 \text{ cm}$$

$$s \leq 10 + \left(\frac{35 - h_x}{3}\right) = 100 + \left(\frac{35 - 0}{3}\right) = 21.67 \text{ cm}$$

En este caso la separación (s) se tomará de 10cm.

El área total de la sección transversal del refuerzo A_{sh} no debe ser menor que la mayor de las siguientes expresiones [ACI 318S-08, 2008, American Concrete Institute, Sección 21.6.4.4]:

✓ **Dirección X**

$$A_{sh} = 0.3 \frac{s b_c f'_c}{f_y} \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right]$$

$$A_{sh} = 0.3 \frac{10 \text{ cm}(38 \text{ cm}) (210 \text{ kg/cm}^2)}{4,200 \text{ kg/cm}^2} \left[\left(\frac{50 \text{ cm}(50 \text{ cm})}{38 \text{ cm}(38 \text{ cm})} \right) - 1 \right] = 4.17 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh} = 0.09 \frac{s b_c f'_c}{f_y} = 0.09 \frac{10 \text{ cm}(38 \text{ cm}) (210 \text{ kg/cm}^2)}{4,200 \text{ kg/cm}^2} = 1.71 \text{ cm}^2$$

✓ **Dirección Y**

$$A_{sh} = 0.3 \frac{s b_c f'_c}{f_y} \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right]$$

$$A_{sh} = 0.3 \frac{10 \text{ cm}(38 \text{ cm}) (210 \text{ kg/cm}^2)}{4,200 \text{ kg/cm}^2} \left[\left(\frac{50 \text{ cm}(50 \text{ cm})}{38 \text{ cm}(38 \text{ cm})} \right) - 1 \right] = 4.17 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh} = 0.09 \frac{s b_c f'_c}{f_y} = 0.09 \frac{10 \text{ cm}(38 \text{ cm}) (210 \text{ kg/cm}^2)}{4,200 \text{ kg/cm}^2} = 1.71 \text{ cm}^2$$

Para cubrir esta área en ambas direcciones se colocarán estribos con varilla $\phi 1/2''$ con la distribución siguiente del nudo visto en planta.

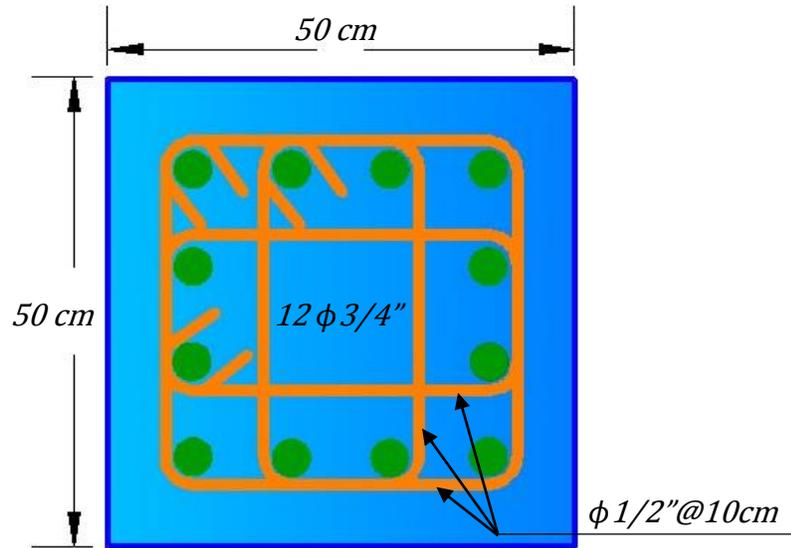


Figura 2.137 Refuerzo transversal propuesto para el nudo

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

El área proporcionada por los estribos es de:

✓ **Dirección X**

$$A_{sh} = 4A_b = 4(1.29 \text{ cm}^2) = 5.16 \text{ cm}^2$$

Esta área de acero (5.16 cm^2) es mayor a la mínima (4.17 cm^2), por lo tanto el refuerzo transversal en la dirección X del nudo es aceptable.

✓ **Dirección Y**

$$A_{sh} = 4A_b = 4(1.29 \text{ cm}^2) = 5.16 \text{ cm}^2$$

Esta área de acero (5.16 cm^2) es mayor a la mínima (4.17 cm^2), por lo tanto el refuerzo transversal en la dirección Y del nudo es aceptable.

2.5.5.2 Resistencia al Cortante

✓ Dirección X

Para determinar el momento probable M_{pr} a flexión de cada columna, se utiliza la carga axial última P_u obtenida de las combinaciones de carga, que conduzca a la mayor resistencia a flexión, esto se realiza en el diagrama de interacción nominal de la columna en la dirección X.

$$M_{pr,columna1,inf} = 34.60 \text{ ton} - m$$

$$M_{pr,columna1,sup} = 34.30 \text{ ton} - m$$

$$M_{pr,columna2,inf} = 32.70 \text{ ton} - m$$

$$M_{pr,columna2,sup} = 32.40 \text{ ton} - m$$

Con los momentos probables se encuentran las fuerzas cortantes.

$$V_{columna1} = \frac{M_{pr,columna1,inf} + M_{pr,columna1,sup}}{l_n}$$

$$V_{columna1} = \frac{34.60 \text{ ton} - m + 34.30 \text{ ton} - m}{2.55 \text{ m}} = 27.02 \text{ ton}$$

$$V_{columna2} = \frac{M_{pr,columna2,inf} + M_{pr,columna2,sup}}{l_n}$$

$$V_{columna2} = \frac{32.70 \text{ ton} - m + 32.40 \text{ ton} - m}{2.55 \text{ m}} = 25.53 \text{ ton}$$

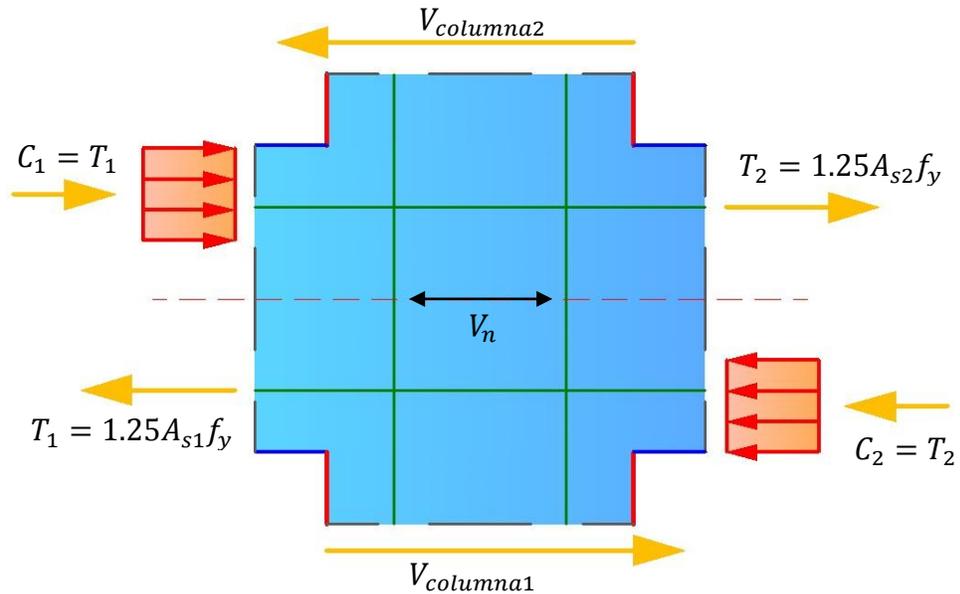


Figura 2.138 Fuerzas cortantes en el nudo en la dirección X

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

Donde V_n es el mayor valor de las dos ecuaciones siguientes:

Parte superior del nudo:

$$V_n = 1.25A_{s2}f_y + C_1 - V_{columna2} = 1.25A_{s2}f_y + 1.25A_{s1}f_y - V_{columna2}$$

$$V_n = 1.25(7.87 \text{ cm}^2)(4,200 \text{ kg/cm}^2) + 1.25(3.87 \text{ cm}^2)(4,200 \text{ kg/cm}^2) - 25,530 \text{ kg}$$

$$V_n = 36,105 \text{ kg}$$

Parte inferior del nudo:

$$V_n = 1.25A_{s1}f_y + C_2 - V_{columna1} = 1.25A_{s1}f_y + 1.25A_{s2}f_y - V_{columna1}$$

$$V_n = 1.25(3.87 \text{ cm}^2)(4,200 \text{ kg/cm}^2) + 1.25(7.87 \text{ cm}^2)(4,200 \text{ kg/cm}^2) - 27,020 \text{ kg}$$

$$V_n = 34,615 \text{ kg}$$

De lo anterior se obtiene que el mayor valor de fuerza cortante es de:

$$V_n = 36,105 \text{ kg}$$

El área efectiva de la sección transversal dentro del nudo A_j , es igual al producto de la profundidad del nudo (dimensión de la columna paralela al refuerzo longitudinal de la viga) por su ancho efectivo, el cual es el menor valor de las siguientes expresiones [ACI 318S-08, 2008, American Concrete Institute, Sección 21.7.4.1]:

$$\text{Ancho efectivo} \leq \text{Ancho de viga mas la altura del nudo}$$

$$= \text{Ancho efectivo} \leq 25 \text{ cm} + 50 \text{ cm} = 75 \text{ cm}$$

$$\text{Ancho efectivo} \leq \frac{\text{Ancho de viga mas dos veces la distancia mas pequeña}}{\text{medida de la cara de la viga a cara de la columna}}$$

$$= \text{Ancho efectivo} \leq 25 \text{ cm} + 2(12.5 \text{ cm}) = 50 \text{ cm}$$

En este caso se considerará un ancho efectivo de 50cm, por lo tanto el área efectiva A_j para una profundidad del nudo de 50cm es:

$$A_j = \text{Ancho efectivo(Profundidad del nudo)} = 50 \text{ cm}(50 \text{ cm}) = 2,500 \text{ cm}^2$$

Para nudos confinados en las cuatro caras, la fuerza cortante no debe ser mayor de la siguiente expresión [ACI 318S-08, 2008, American Concrete Institute, Sección 21.7.4.1]:

$$V_n \leq 5.3 \sqrt{f'_c} A_j$$

$$36,105 \text{ kg} \leq 5.3 \sqrt{210 \text{ kg/cm}^2} (2,500 \text{ cm}^2) \rightarrow 36,105 \text{ kg} \leq 192,011 \text{ kg} \quad (\text{OK})$$

✓ Dirección Y

Para determinar el momento probable M_{pr} a flexión de cada columna, se utiliza la carga axial última P_u obtenida de las combinaciones de carga, que conduzca a la mayor resistencia a flexión, esto se realiza en el diagrama de interacción nominal de la columna en la dirección Y.

$$M_{pr,columna1,inf} = 34.60 \text{ ton} - m$$

$$M_{pr,columna1,sup} = 34.30 \text{ ton} - m$$

$$M_{pr,columna2,inf} = 32.70 \text{ ton} - m$$

$$M_{pr,columna2,sup} = 32.40 \text{ ton} - m$$

Con los momentos probables se encuentran las fuerzas cortantes.

$$V_{columna1} = \frac{M_{pr,columna1,inf} + M_{pr,columna1,sup}}{l_n}$$

$$V_{columna1} = \frac{34.60 \text{ ton} - m + 34.30 \text{ ton} - m}{2.55 \text{ m}} = 27.02 \text{ ton}$$

$$V_{columna2} = \frac{M_{pr,columna2,inf} + M_{pr,columna2,sup}}{l_n}$$

$$V_{columna2} = \frac{32.70 \text{ ton} - m + 32.40 \text{ ton} - m}{2.55 \text{ m}} = 25.53 \text{ ton}$$

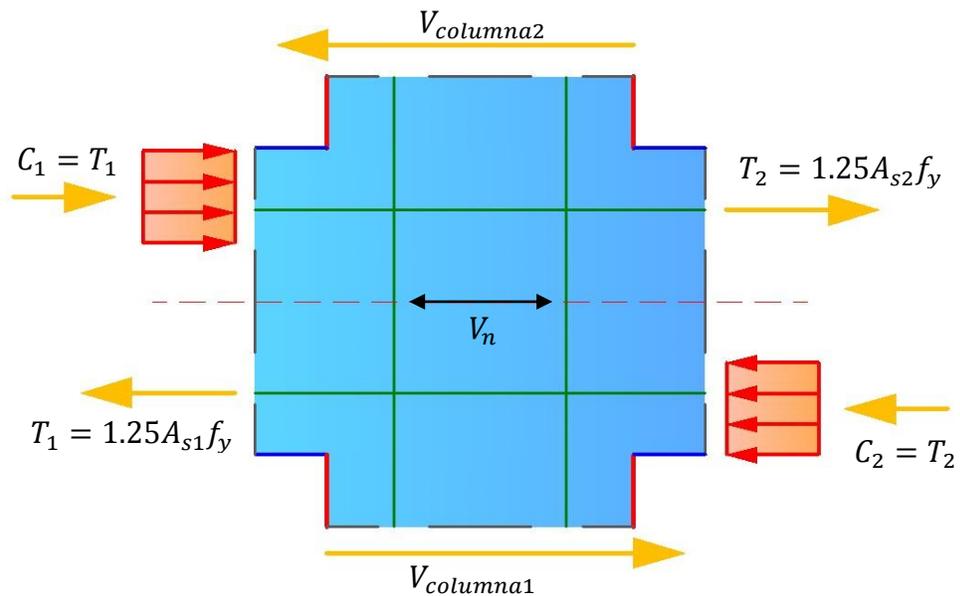


Figura 2.139 Fuerzas cortantes en el nudo en la dirección Y

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

Donde V_n es el mayor valor de las dos ecuaciones siguientes:

Parte superior del nudo:

$$V_n = 1.25A_{s2}f_y + C_1 - V_{columna2} = 1.25A_{s2}f_y + 1.25A_{s1}f_y - V_{columna2}$$

$$V_n = 1.25(7.87 \text{ cm}^2)(4,200 \text{ kg/cm}^2) + 1.25(3.87 \text{ cm}^2)(4,200 \text{ kg/cm}^2) - 25,530 \text{ kg}$$

$$V_n = 36,105 \text{ kg}$$

Parte inferior del nudo:

$$V_n = 1.25A_{s1}f_y + C_2 - V_{columna1} = 1.25A_{s1}f_y + 1.25A_{s2}f_y - V_{columna1}$$

$$V_n = 1.25(3.87 \text{ cm}^2)(4,200 \text{ kg/cm}^2) + 1.25(7.87 \text{ cm}^2)(4,200 \text{ kg/cm}^2) - 27,020 \text{ kg}$$

$$V_n = 34,615 \text{ kg}$$

De lo anterior se obtiene que el mayor valor de fuerza cortante es de:

$$V_n = 36,105 \text{ kg}$$

El área efectiva de la sección transversal dentro del nudo A_j , es igual al producto de la profundidad del nudo (dimensión de la columna paralela al refuerzo longitudinal de la viga) por su ancho efectivo, el cual es el menor valor de las siguientes

expresiones [ACI 318S-08, 2008, American Concrete Institute, Sección 21.7.4.1]:

Ancho efectivo \leq *Ancho de viga mas la altura del nudo*

Ancho efectivo $\leq 25 \text{ cm} + 50 \text{ cm} = 75 \text{ cm}$

Ancho efectivo \leq $\frac{\text{Ancho de viga mas dos veces la distancia mas pequeña}}{\text{medida de la cara de la viga a cara de la columna}}$

Ancho efectivo $\leq 25 \text{ cm} + 2(12.5 \text{ cm}) = 50 \text{ cm}$

En este caso se considerará un ancho efectivo de 50cm, por lo tanto el área efectiva A_j para una profundidad del nudo de 50cm es:

$A_j = \text{Ancho efectivo}(\text{Profundidad del nudo}) = 50 \text{ cm}(50 \text{ cm}) = 2,500 \text{ cm}^2$

Para nudos confinados en las cuatro caras, la fuerza cortante no debe ser mayor de la siguiente expresión [ACI 318S-08, 2008, American Concrete Institute, Sección 21.7.4.1]:

$$V_n \leq 5.3 \sqrt{f'_c A_j}$$

$$36,105 \text{ kg} \leq 5.3 \sqrt{210 \text{ kg/cm}^2 (2,500 \text{ cm}^2)} \rightarrow 36,105 \text{ kg} \leq 192,011 \text{ kg} \quad (\text{OK})$$

2.5.5.3 Longitud de Desarrollo de Varillas a Tensión

La longitud de desarrollo no debe ser menor que el mayor valor de las expresiones siguientes [ACI 318S-08, 2008, American Concrete Institute, Sección 21.7.5.1]:

$$L_{dh} \geq 8d_b$$

$$L_{dh} \geq 15 \text{ cm}$$

$$L_{dh} \geq \frac{f_y d_b}{17.2 \sqrt{f'_c}}$$

VARILLA	d_b	f'_c	f_y	$8d_b$	15.00 cm	$\frac{f_y d_b}{17.2 \sqrt{f'_c}}$	$L_{dh, riga}$
Ø 1/2"	1.27 cm	210 kg/cm ²	4200 kg/cm ²	10.16 cm	15.00 cm	21.40 cm	21.40 cm
Ø 5/8"	1.59 cm	210 kg/cm ²	4200 kg/cm ²	12.70 cm	15.00 cm	26.76 cm	26.76 cm

Tabla 2.71 Longitudes de desarrollo del refuerzo a tensión de la viga

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

La longitud de desarrollo para varillas rectas no debe ser menor que 3.5 veces los valores mostrados en la Tabla 2.71 [ACI 318S-08, 2008, American Concrete Institute, Sección 21.7.5.2]:

VARILLA	$L_{dh,rige}$	FACTOR	$L_{dh,min}$
Ø 1/2"	21.40 cm	3.5	74.90 cm
Ø 5/8"	26.76 cm	3.5	93.65 cm

Tabla 2.72 Longitudes de desarrollo mínimas del refuerzo a tensión en el nudo

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

Los valores de la Tabla 2.72 se comparan con los valores presentados en la Tabla 2.59.

VARILLA	$L_{d,seleccionada}$	$L_{dh,min}$	ESTADO
Ø 1/2"	95.00 cm	74.90 cm	OK
Ø 5/8"	95.00 cm	93.65 cm	OK

Tabla 2.73 Longitudes de desarrollo seleccionadas del refuerzo a tensión en el nudo

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

Por lo tanto las longitudes de desarrollo seleccionadas para el refuerzo a tensión de la viga son aceptables en la revisión del nudo.

3. TEORÍA DEL DESEMPEÑO DE ESTRUCTURAS

3.1 Introducción al Desempeño de Estructuras

La metodología está basada en el desempeño, donde la evaluación y la readaptación de los edificios están expresadas como objetivos de desempeño. El desempeño es medido por el nivel de daño estructural y no estructural esperado para un movimiento sísmico. La metodología cuenta con la obtención de deformaciones ocurridas en el edificio después del rango elástico usando el análisis estático no lineal (Pushover) por medio del método del espectro de capacidad.

3.2 Objetivos de Desempeño

Los objetivos de desempeño especifican el desempeño sísmico deseado de un edificio y describen el máximo estado de daño permitido para un movimiento sísmico. Una vez seleccionado el objetivo de desempeño, se puede identificar la demanda sísmica que se utilizará para el análisis y para aceptar la evaluación y diseño estructural y no estructural del edificio.

3.2.1 Niveles de Desempeño

El nivel de desempeño describe una condición límite de daño que será considerado satisfactoriamente para un edificio y un

movimiento sísmico dado. La condición limitante es descrita por el daño físico dentro del edificio, la amenaza a la seguridad de vida de los ocupantes y la serviciabilidad del edificio después del movimiento sísmico [ATC-40, 1996, *Applied Technology Council*, Pag. 3-1].

Los niveles de desempeño deseados para los sistemas estructurales y no estructurales son especificados independientemente.

3.2.1.1 Niveles de Desempeño Estructurales

La nomenclatura que se les designa es $SP - n$ donde SP son las iniciales de "Structural Performance" y n representa un número que denomina el desempeño estructural y va desde 1 hasta 6 [ATC-40, 1996, *Applied Technology Council*, Pag. 3-3].

NIVEL DE DESEMPEÑO	DESCRIPCION
SP-1	OCUPACION INMEDIATA
SP-2	CONTROL DE DAÑO
SP-3	SEGURIDAD DE VIDA
SP-4	SEGURIDAD LIMITADA
SP-5	ESTABILIDAD ESTRUCTURAL
SP-6	NO CONSIDERADO

Tabla 3.1 Niveles de desempeño estructural

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

A continuación se describen estos 6 niveles de desempeño estructural.

1. **Ocupación inmediata, SP-1:** Los daños son muy limitados y de tal magnitud, que el sistema resistente de cargas laterales y verticales permanece prácticamente en las mismas condiciones de capacidad y resistencia que antes de ocurrido el sismo. No se presentan pérdidas de vidas humanas y la estructura funciona con normalidad.
2. **Daño controlado, SP-2:** No corresponde a un nivel de desempeño específico, sino a un rango de daño después del sismo que varía entre los niveles de ocupación inmediata y seguridad de vida.
3. **Seguridad de vida, SP-3:** En el edificio puede ocurrir un daño significativo, pero dentro de los márgenes para que no ocurra un colapso parcial o total. Los elementos estructurales no amenazan la seguridad de vida de los ocupantes dentro y fuera del edificio.
4. **Seguridad limitada, SP-4:** No corresponde a un nivel de desempeño específico, sino a un rango de daño después del sismo que varía entre los niveles de seguridad de vida y estabilidad estructural. Una de las circunstancias que incluye este tipo de nivel es cuando no todas las

deficiencias estructurales críticas ocasionadas por el sismo logran ser mitigadas.

5. **Estabilidad estructural, SP-5:** Nivel de desempeño en el que el daño estructural del edificio después del sismo está al límite, ocasionando que el edificio se encuentre al borde de experimentar el colapso parcial o total. Se producen daños sustanciales, pérdida de rigidez y resistencia en los elementos estructurales. A pesar de que el sistema de cargas verticales continúa funcionando, hay un alto riesgo de que se produzca el colapso por causa de posibles réplicas. Es muy probable que los daños en las estructuras más antiguas sean técnica y económicamente irreparables.
6. **No considerado, SP-6:** No es un nivel de desempeño, pero es útil en algunas ocasiones que requieran evaluar los daños sísmicos no estructurales.

3.2.1.2 Niveles de Desempeño No Estructurales

La nomenclatura que se les designa es $NP-n$ donde NP son las iniciales de "Nonstructural Performance" y n representa una letra que denomina el desempeño no estructural y va desde A hasta E [ATC-40, 1996, Applied Technology Council, Pag. 3-4].

NIVEL DE DESEMPEÑO	DESCRIPCION
NP-A	OPERACIONAL
NP-B	OCUPACION INMEDIATA
NP-C	SEGURIDAD DE VIDA
NP-D	RIESGO REDUCIDO
NP-E	NO CONSIDERADO

Tabla 3.2 Niveles de desempeño no estructural

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

A continuación se describen estos 5 niveles de desempeño no estructural.

1. **Operacional, NP-A:** Los elementos no estructurales, maquinarias y sistemas del edificio continúan en su sitio y funcionando con normalidad después del sismo.
2. **Ocupación inmediata, NP-B:** A pesar de que los elementos no estructurales y sistemas permanecen en su sitio después del sismo, pueden presentarse algunas interrupciones en el funcionamiento de las maquinarias y equipos. Algunos servicios externos pueden no estar disponibles, aunque esto no compromete la ocupación del edificio.
3. **Seguridad de vida, NP-C:** Pueden presentarse daños severos en algunos elementos no estructurales después del sismo tanto dentro como fuera del edificio, sin que se llegue al colapso, ni se ponga en peligro la seguridad de los ocupantes. Los sistemas, equipos y maquinaria pueden verse

seriamente afectados, requiriendo, en algunos casos, ser reparados o, en el peor de los casos, remplazados.

4. **Riesgo reducido, NP-D:** Se presentan daños severos en elementos no estructurales, contenidos y sistemas después del sismo, pero sin llegar al colapso o al fallo de grandes elementos, como por ejemplo parapetos y muros exteriores de mampostería, entre otros, que puedan ocasionar heridas a grupos de personas.
5. **No considerado, NP-E:** No es un nivel de desempeño y se usa para evaluar elementos no estructurales que tengan un efecto sobre la respuesta estructural.

3.2.1.3 Niveles de Desempeño de Edificios

En la Tabla 3.3 se muestran posibles combinaciones de los niveles de desempeño estructural y los niveles de desempeño no estructural [ATC-40, 1996, *Applied Technology Council*, Pag. 3-2].

NIVELES DE DESEMPEÑO NO ESTRUCTURAL	NIVELES DE DESEMPEÑO ESTRUCTURAL					
	SP-1	SP-2	SP-3	SP-4	SP-5	SP-6
NP-A	1-A OPERACIONAL	2-A	NR	NR	5-A	NR
NP-B	1-B OCUPACION INMEDIATA	2-B	3-B	NR	5-B	NR
NP-C	1-C	2-C	3-C SEGURIDAD DE VIDA	4-C	5-C	6-C
NP-D	NR	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
NP-E	NR	NR	3-E	4-E	5-E ESTABILIDAD ESTRUCTURAL	NO APLICABLE
NR: COMBINACION NO RECOMENDADA.						

Tabla 3.3 Niveles de desempeño de edificios

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

Entre las combinaciones es posible distinguir cuatro niveles de desempeño fundamentales para un edificio.

- ✓ **Operacional, 1-A:** Los daños estructurales son limitados y los daños en los sistemas y elementos no estructurales no impiden que la estructura continúe funcionando con normalidad después del sismo. La ocupación del edificio no se ve afectada por las posibles reparaciones a realizar ocasionadas por el sismo, por lo cual este nivel se asocia con un nivel de desempeño de funcionalidad.
- ✓ **Ocupación inmediata, 1-B:** Corresponde al nivel de desempeño más ampliamente utilizado por comodidades

esenciales. Se espera que los espacios y sistemas del edificio sigan siendo utilizados después del sismo, a pesar de que pueden ocurrir algunos daños en los contenidos, se mantiene la seguridad de los ocupantes.

- ✓ **Seguridad de vida, 3-C:** La probabilidad de amenazas a la seguridad de vida de los ocupantes es extremadamente baja, ni por algún daño estructural o no estructural. Este nivel de desempeño se espera que sea menor que el desempeño esperado por los códigos para el diseño de un nuevo edificio.
- ✓ **Estabilidad estructural, 5-E:** Este estado de daño solo aborda la estructura principal o al sistema que transmite carga vertical. La probabilidad del colapso ante la ocurrencia de posibles réplicas es bastante alta, no obstante, el sistema de cargas verticales continúa garantizando la estabilidad del edificio. Los daños no estructurales no requieren ser evaluados debido al elevado nivel de daños en los elementos estructurales.

3.2.2 Movimiento Sísmico

El movimiento sísmico se combina con el nivel de desempeño deseado del edificio para formar un objetivo de desempeño. Los

movimientos sísmicos son de tres tipos; sismo de serviciabilidad, sismo de diseño y sismo máximo [ATC-40, 1996, *Applied Technology Council*, Pag. 3-8].

3.2.2.1 Sismo de Serviciabilidad (SE)

Es definido probabilísticamente como el nivel de movimiento sísmico que tiene un 50% de probabilidad de ser excedido en un periodo de 50 años. Este nivel de movimiento sísmico es típicamente 0.5 veces el nivel de movimiento sísmico de diseño.

3.2.2.2 Sismo de Diseño (DE)

Es definido probabilísticamente como el nivel de movimiento sísmico que tiene un 10% de probabilidad de ser excedido en un periodo de 50 años.

3.2.2.3 Sismo Máximo (ME)

Es definido como el máximo nivel de movimiento sísmico que puede ser esperado en el sitio del edificio dentro de un marco geológico conocido. Tiene un 5% de probabilidad de ser excedido en un periodo de 50 años. Este nivel de movimiento sísmico es típicamente 1.25 a 1.5 veces el nivel de movimiento sísmico de diseño.

3.2.3 Objetivos de Desempeño

El objetivo de desempeño se define seleccionando un nivel de desempeño deseado de un edificio para un movimiento sísmico dado. La Tabla 3.4 muestra como seleccionar el objetivo de desempeño, es de aclarar que para elegir el objetivo de desempeño es necesario tener en cuenta factores tales como la categoría de ocupación que tendrá el edificio, de la categoría depende la importancia de la edificación, también hay que considerar factores económicos como el costo por reparación, el costo de la interrupción de las actividades provocado por la reparación de los daños al edificio.

MOVIMIENTO SISMICO	NIVEL DE DESEMPEÑO DEL EDIFICIO			
	OPERACIONAL	OCUPACION INMEDIATA	SEGURIDAD DE VIDA	ESTABILIDAD ESTRUCTURAL
SISMO DE SERVICIABILIDAD				
SISMO DE DISEÑO				
SISMO MAXIMO				

Tabla 3.4 Definición del objetivo de desempeño

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

3.3 Capacidad Estructural

La capacidad total de una estructura depende de la fuerza y de la capacidad de deformación de cada uno de los elementos estructurales individuales de la edificación. Con el fin de determinar estas capacidades más allá de los límites elásticos es necesario realizar un análisis estático no lineal (Pushover).

3.3.1 Análisis Estático No Lineal (Pushover)

El procedimiento del análisis estático no lineal usa una serie de secuencias de análisis elásticos para aproximar un diagrama de capacidad cortante-desplazamiento del techo de toda la estructura.

El modelo matemático de la estructura se va modificando para tomar en cuenta la reducción de la resistencia de los componentes que van alcanzando la fluencia. Una distribución de fuerzas laterales se aplica nuevamente hasta que otros elementos adicionales alcanzan la fluencia. Este proceso se continúa aplicando hasta que la estructura se vuelve inestable o hasta que un límite predeterminado se alcanza.

Este análisis se realiza sometiendo a la estructura a un patrón de cargas laterales que se incrementan sin cambiarles el sentido ni la dirección, hasta que la estructura alcanza su capacidad máxima. Utilizando este procedimiento, es posible identificar la secuencia del agrietamiento, cedencia y fallo de los componentes, la historia de deformaciones y cortantes en la estructura que corresponde a la curva de capacidad.

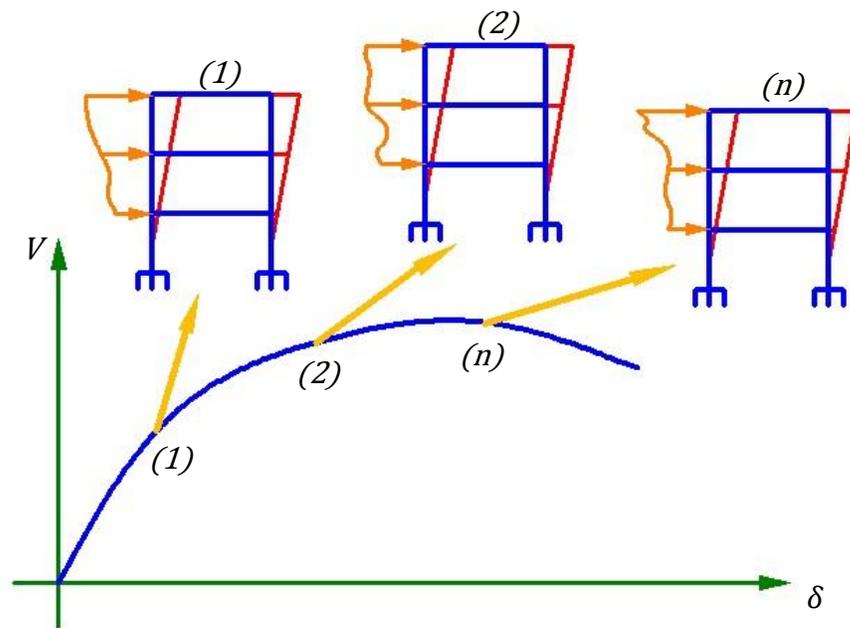


Figura 3.1 Historia de deformaciones en el techo de un edificio ante fuerzas cortantes en la base

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

Aplicar fuerzas laterales a cada nivel en proporción a la multiplicación del peso por la altura del nivel que se está analizando, esto se hace por medio de un análisis estático

lineal [*Norma Técnica para Diseño por Sismo, 1994, El Salvador, Pag. 8*].

$$F_x = \frac{w_{nivel x} h_{nivel x}}{\sum_{i=1}^n w_{nivel i} h_{nivel i}} V \quad (\text{Ec. 3.1})$$

Las fuerzas laterales que se aplicarán a cada nivel serán en proporción a la multiplicación del peso del nivel por la forma del primer modo de vibración que se obtiene en el análisis dinámico lineal [*ATC-40, 1996, Applied Technology Council, Pág. 8-5*].

$$F_x = \frac{w_{nivel x} \phi_{1,nivel x}}{\sum_{i=1}^n w_{nivel i} \phi_{1,nivel i}} V \quad (\text{Ec. 3.2})$$

La selección de una apropiada distribución de la carga lateral sobre el edificio es un paso importante dentro del análisis estático no lineal, ya que no existe una solución única. Una posibilidad práctica es usar dos diferentes distribuciones de carga y crear una envolvente de sus resultados [*A Nonlinear Analysis Method for Performance Based Seismic Design, 2000, Peter Fajfar, Pag. 4/20*].

3.3.1.1 Curva de Capacidad

La curva de capacidad es una gráfica en la que se presenta la cortante en la base del edificio contra el desplazamiento en

el techo del edificio, dicha cortante se va incrementando hasta alcanzar la resistencia máxima o el colapso de la edificación. Generalmente es construida para representar la respuesta de la estructura a partir del primer modo de vibración, basado en la suposición que el modo fundamental de vibración es la respuesta predominante de la estructura. Esto es generalmente valido para edificios con periodos fundamentales de vibración de hasta un segundo (1seg) [ATC-40, 1996, Applied Technology Council, Pag. 8-5].

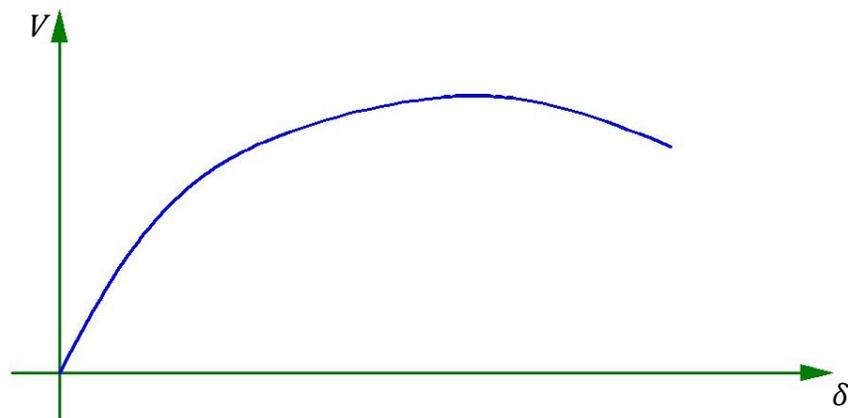


Figura 3.2 Ejemplo de curva de capacidad de una edificación

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

La curva de capacidad se obtiene por medio del análisis estático no lineal y consiste en una serie de segmentos de recta de pendiente decreciente, asociados a la progresiva degradación de la rigidez, la cedencia de los elementos estructurales y al daño ocasionado a la edificación. La forma

de la curva de capacidad está fuertemente influenciada por la distribución de carga lateral aplicada, sin embargo existen recomendaciones sobre cómo establecerlos de manera racional, por ejemplo, que la distribución sea consistente con la distribución de fuerzas inerciales o con la forma de vibración del modo considerado. Además, la pendiente de la línea trazada desde el origen de la curva de capacidad hasta un punto de la curva definido por un desplazamiento, representa la rigidez efectiva (K_i) o secante de la estructura a dicho desplazamiento.

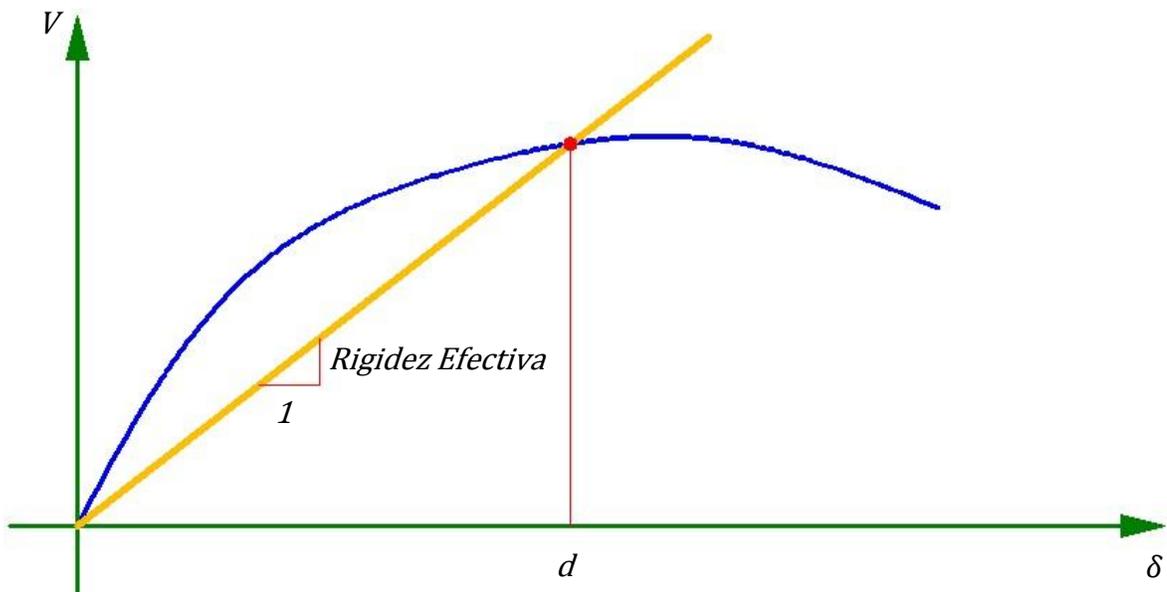


Figura 3.3 Rigidez efectiva asociada a un desplazamiento del techo de una edificación

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

3.3.2 Espectro de Capacidad

Usando propiedades modales asociadas al modo fundamental de vibración, es posible transformar la curva de capacidad a un nuevo formato llamado ADRS (Acceleration-Displacement Response Spectra), donde se representa la aceleración espectral (S_a), respecto al desplazamiento espectral (S_d), denominado Espectro de Capacidad [ATC-40, 1996, Applied Technology Council, Pag. 8-12].

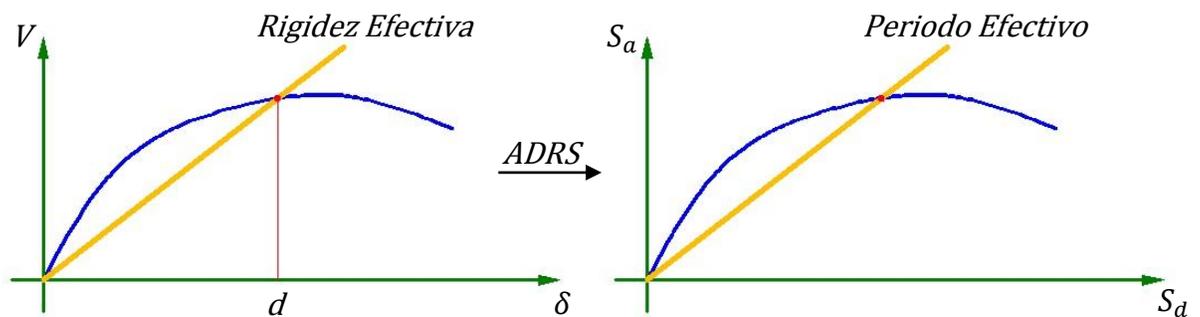


Figura 3.4 Conversión de la curva de capacidad al espectro de capacidad

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

Cada punto (V, δ) de la curva de capacidad, corresponde a un punto (S_a, S_d) del espectro de capacidad, esto se obtiene haciendo las conversiones respectivas con las formulas siguientes.

$$S_d = \frac{\delta_{techo}}{PF_1 \phi_{1,techo}} \quad (\text{Ec. 3.3})$$

$$S_a = \frac{V}{W_{total} \alpha_1} \quad (\text{Ec. 3.4})$$

Donde el factor de participación modal para el primer modo de vibración (PF_1) y el coeficiente de masa modal para el primer modo de vibración (α_1) se calculan así:

$$PF_1 = \left[\frac{\sum_{i=1}^n \frac{w_{nive\ i} \phi_{1,nive\ i}}{g}}{\sum_{i=1}^n \frac{w_{nive\ i} \phi_{1,nive\ i}^2}{g}} \right] \quad (\text{Ec. 3.5})$$

$$\alpha_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^n \frac{w_{nive\ i} \phi_{1,nive\ i}}{g} \right]^2}{\left[\sum_{i=1}^n \frac{w_{nive\ i}}{g} \right] \left[\sum_{i=1}^n \frac{w_{nive\ i} \phi_{1,nive\ i}^2}{g} \right]} \quad (\text{Ec. 3.6})$$

3.4 Demanda Sísmica

Durante los últimos años se ha identificado que los parámetros más relevantes en el diseño son los desplazamientos y las deformaciones. Por lo tanto, se ha promovido el uso de espectros de respuesta en el formato ADRS para propósitos de diseño basado en el desempeño sísmico [ATC-40, 1996, *Applied Technology Council, Pag. 8-11*].

La demanda sísmica inicialmente se caracteriza utilizando el espectro de respuesta elástico de aceleración definido para un amortiguamiento del 5%, este es uno de los elementos que se

utiliza para realizar un análisis dinámico lineal a la edificación.

3.4.1 Espectro de Demanda

Usando un análisis dinámico lineal, como lo es el análisis espectral, es posible transformar la gráfica del espectro de respuesta a un nuevo formato llamado ADRS (Acceleration-Displacement Response Spectra), donde se representa la aceleración espectral (S_a), respecto al desplazamiento espectral (S_d), denominado Espectro de Demanda [ATC-40, 1996, Applied Technology Council, Pag. 8-12].

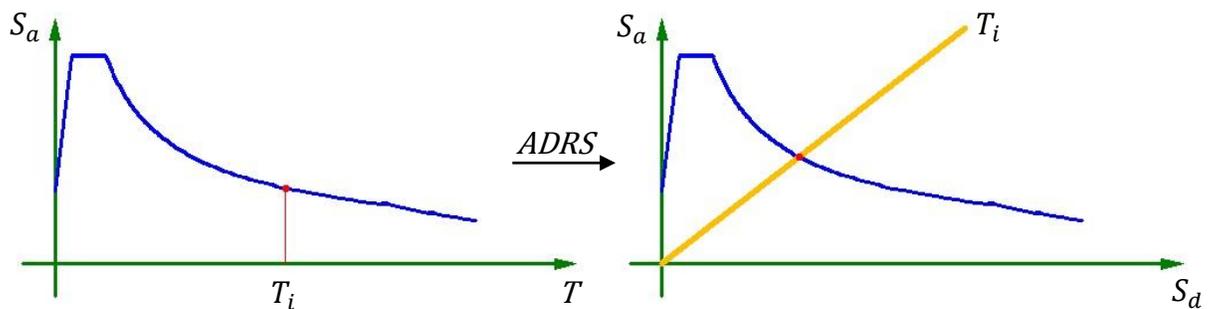


Figura 3.5 Conversión del espectro de respuesta al espectro de demanda

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

Cada punto (S_a, T) del espectro de respuesta, corresponde a un punto (S_a, S_d) del espectro de demanda, esto se obtiene haciendo uso de la Ec. 3.7, Ec. 3.8, Ec. 3.9 y Ec. 3.10.

En el análisis dinámico lineal se aceptan algunas premisas según 2.1.5 para realizar un análisis espectral y poder relacionar el Espectro de Respuesta de Pseudo-Aceleraciones con el Espectro de Respuesta de Desplazamientos [*Dinámica Estructural Aplicada al Diseño Sísmico, 1998, Luis Enrique García Reyes, Pag. 101*].

$$S_a = \omega^2 S_d \quad (\text{Ec. 3.7})$$

La pendiente de la recta en la Ec. 3.7 es ω^2 , y al ser ω una constante, se generan rectas con periodos constantes; la frecuencia y el periodo tienen una proporcionalidad inversa.

$$T = \frac{2\pi}{\omega} \quad (\text{Ec. 3.8})$$

Al despejar ω de la Ec. 3.8 y sustituirla en la Ec. 3.7, se obtiene:

$$S_a = \frac{4\pi^2}{T^2} S_d \quad (\text{Ec. 3.9})$$

Por último se despeja S_d de la Ec. 3.9 para poder realizar la conversión del espectro de respuesta al formato ADRS.

$$S_d = \frac{1}{4\pi^2} T^2 S_a \quad (\text{Ec. 3.10})$$

3.5 Punto de Desempeño

El punto de desempeño de una estructura se puede obtener tanto para para el diseño de estructuras futuras, para la rehabilitación de estructuras existentes y para el análisis de vulnerabilidad y daño sísmico. La identificación de este punto permite entender mejor el comportamiento de una estructura sometida a movimientos sísmicos de diferente intensidad y puede ser de gran ayuda para incrementar los niveles de seguridad a un bajo costo.

Durante los últimos años, ha habido un incremento considerable del uso del análisis estático no lineal como una herramienta para la evaluación de la resistencia y seguridad en el campo de la ingeniería sísmica. Este procedimiento se considera generalmente, más realista en la estimación de la vulnerabilidad que los procedimientos lineales ampliamente utilizados en los diferentes códigos o normativas de diseño. Una variedad de procedimientos de este tipo de análisis se están consolidando y han sido descritos en detalle en documentos oficiales de origen Estadounidense tales como el ATC-40 y FEMA 273.

La ventaja del formato ADRS es que el espectro de capacidad y el espectro de demanda pueden superponerse en un mismo gráfico, permitiendo una solución gráfica del nivel de desempeño de una estructura [Review of the Development of the Capacity Spectrum Method, 2004, Sigmund A. Freeman, Pag. 5]. Es de aclarar que el formato ADRS es tan solo una representación diferente de los mismos datos, y no proporciona información adicional.

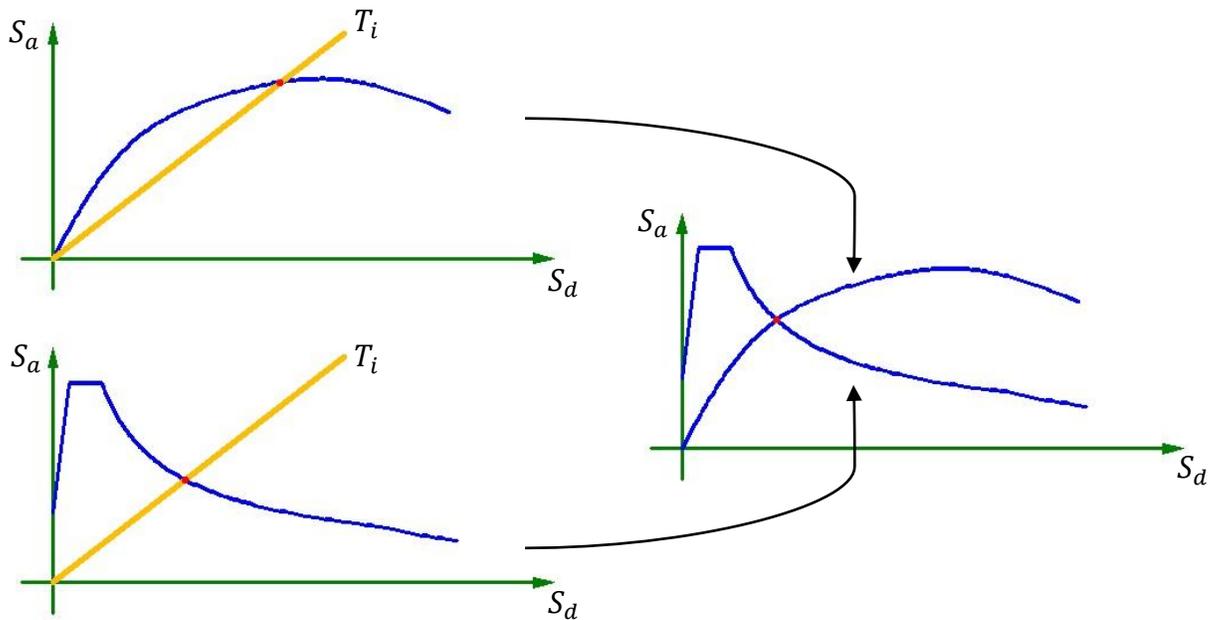


Figura 3.6 Superposición del espectro de capacidad y el espectro de demanda en un mismo grafico

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

Después de superponer el espectro de capacidad con el espectro de demanda en un mismo gráfico, es necesario aumentar el amortiguamiento efectivo del espectro de demanda por medio de

factores de reducción que se definen en la Ec. 3.27 y Ec. 3.28, el cual depende de la forma de la curva de capacidad, del desplazamiento de demanda estimado y del ciclo de histéresis resultante [ATC-40, 1996, Applied Technology Council, Pag. 8-8].

Al punto formado por la intersección del espectro de capacidad y el espectro de demanda reducido se le llama punto de desempeño.

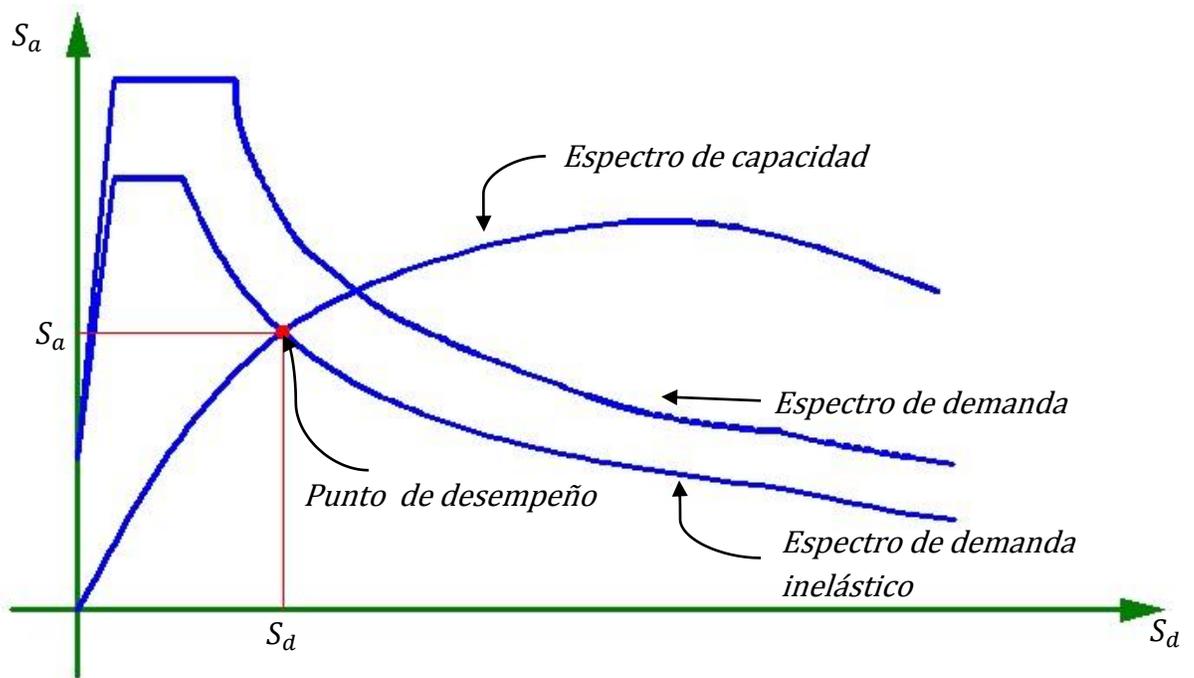


Figura 3.7 Punto de desempeño de una edificación

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

Los métodos para determinar el punto de desempeño de una estructura son el Método del Espectro de Capacidad y el Método de Coeficiente de Desplazamiento, que a continuación se describe.

3.5.1 Método del Espectro de Capacidad

El método del espectro de capacidad fue propuesto como método rápido para la evaluación del riesgo sísmico. Posteriormente fue utilizado para correlacionar movimientos sísmicos con las observaciones del desempeño de construcciones existentes.

La ubicación del punto de desempeño debe satisfacer las siguientes condiciones:

- ✓ El punto debe pertenecer al espectro de capacidad con el fin de representar la estructura en un desplazamiento dado.
- ✓ El punto debe pertenecer al espectro de demanda reducido y representa la demanda no lineal en el mismo desplazamiento estructural.

En general, la determinación del punto de desempeño requiere de una búsqueda por prueba y error para satisfacer las dos condiciones antes mencionadas.

El método del espectro de capacidad consta de tres procedimientos para encontrar el punto de desempeño de una edificación. Estos procedimientos están basados en los mismos conceptos y relaciones matemáticas, pero varían en sus dependencias sobre técnicas analíticas frente a técnicas gráficas [ATC-40, 1996, *Applied Technology Council*, Pag. 8-8].

- ✓ Procedimiento A: Es el más directo en la aplicación de los conceptos y relaciones matemáticas. Es un procedimiento verdaderamente iterativo. Es más un método analítico que un método gráfico. Este procedimiento es el que se seguirá de aquí en adelante.
- ✓ Procedimiento B: Se considera una simplificación en la modelación bilineal de la curva de capacidad obteniendo una solución relativamente más directa del punto de desempeño con menos iteraciones que el procedimiento A.
- ✓ Procedimiento C: Es puramente un método gráfico para encontrar el punto de desempeño. Es el procedimiento más conveniente para un análisis a mano.

3.5.1.1 Conversión de la Curva de Capacidad al Espectro de Capacidad

Por medio de la Ec. 3.5 se obtiene el factor de participación modal para el primer modo de vibración (PF_1) y con la Ec. 3.6 se obtiene el coeficiente de masa modal para el primer modo de vibración (α_1). Estos valores son sustituidos en la Ec. 3.3 y en la Ec. 3.4 para realizar la conversión de la curva de capacidad a formato ADRS.

3.5.1.2 Construcción de la Representación Bilineal del Espectro de Capacidad

La representación bilineal del espectro de capacidad se utiliza para estimar el amortiguamiento efectivo y por ende un aumento del amortiguamiento del espectro de demanda. La construcción de la representación bilineal requiere la definición de un punto con coordenadas (a_{pi}, d_{pi}) . Este es un primer punto para el cual resultara un amortiguamiento mayor que el del 5%. Si después de realizado esto, el espectro de capacidad se intersecta con el espectro de demanda, el punto con coordenadas (a_{pi}, d_{pi}) se convertiría en el punto de desempeño. A continuación se muestra un procedimiento para calcular la representación

bilineal de la curva de capacidad que se denomina criterio de las áreas iguales [ATC 40, 1996, sección 8.3.3.3, pág. 8-42]:

- ✓ Se dibuja una línea recta que parte desde el origen con una pendiente igual a la rigidez inicial K_i de la estructura hasta interceptar el espectro elástico de demanda, de la intercepción se trazara una línea recta hasta cortar a la curva de capacidad (a_{pi}, d_{pi}) , este punto será la primera aproximación para encontrar el espectro inelástico que cortara la curva de capacidad.

$$K_i = \frac{0.6V_y^i}{D_{0.6}^i} \quad (\text{Ec. 3.11})$$

- ✓ Calculo del desplazamiento de cedencia D_y^i , el cual se define como:

$$D_y^i = \frac{V_y^i}{K_i} \quad (\text{Ec. 3.12})$$

- ✓ Se define el desplazamiento último y de fluencia y los cortantes últimos y de fluencia de la curva de capacidad, para luego trazar una línea recta e interceptarla con la línea recta con pendiente igual a la rigidez inicial, esta línea recta tendrá una pendiente igual a la rigidez inicial multiplicada por un factor de reducción. El punto

de fluencia se determina en forma iterativa hasta que el área exterior se considere aproximadamente igual al área interior ($A_1 = A_2$). Como se dijo anteriormente la recta que corresponde al rango elástico (con pendiente K_i) para la curva de capacidad resistente que está asociada a un cortante igual a $0.6V_y$.

$$\alpha^i = \frac{\frac{V_u - 1}{V_y}}{\frac{D_u - 1}{D_y}} \quad (\text{Ec. 3.12})$$

- ✓ Para la evaluación del área bajo la curva de capacidad resistente, es conveniente dividir la figura en trapecios elementales y para encontrar el área del modelo bilineal se debe calcular el área de un triángulo y de un trapecio. El cálculo del punto de fluencia, se determina en forma iterativa hasta conseguir igualar las áreas o que la diferencia en valor absoluto de las dos sea menor que una tolerancia mínima que el profesional que la realice considere.

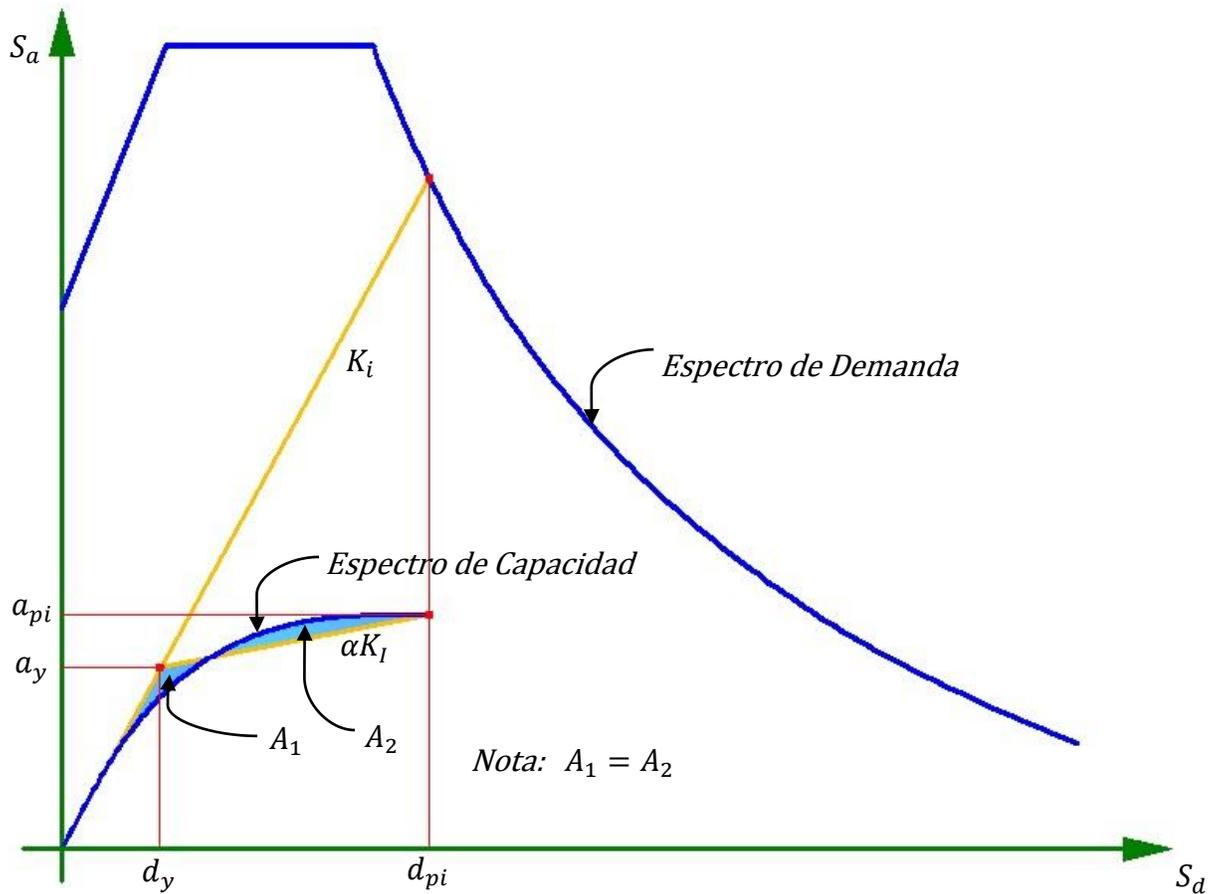


Figura 3.8 Representación bilineal del espectro de capacidad

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

3.5.1.3 Estimación del Amortiguamiento y de la Reducción del Espectro de Demanda

Cuando un movimiento sísmico produce que una estructura entre en el rango inelástico, el amortiguamiento puede ser visto como una combinación del amortiguamiento viscoso que es inherente a la estructura y el amortiguamiento histerético.

Amortiguamiento Histerético

La histéresis es un fenómeno por medio del cual dos, o más, propiedades físicas se relacionan de una manera que depende de la historia de su comportamiento. Este tipo de amortiguamiento se presenta cuando un elemento estructural es sometido a inversiones en el sentido de la carga aplicada cuando el material del elemento se encuentra en el rango inelástico o no lineal. El hecho de que la curva tenga una trayectoria diferente en la descarga conduce a que no toda la energía de deformación acumulada en el elemento se convertirá en energía cinética en el ciclo de descarga. La curva de carga y de descarga depende de cada tipo de material.

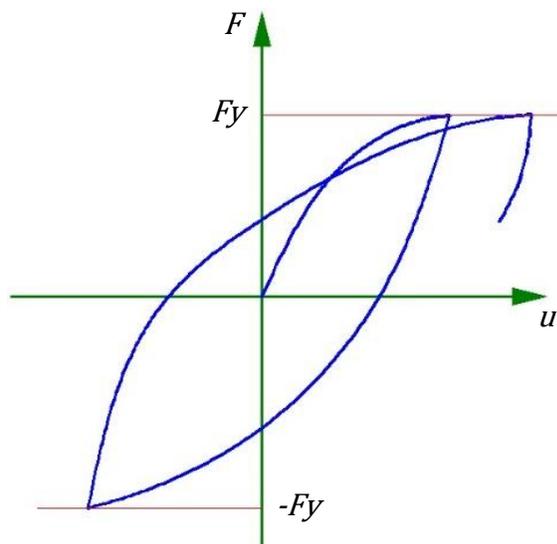


Figura 3.9 Curva fuerza-deformación para un material inelástico

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

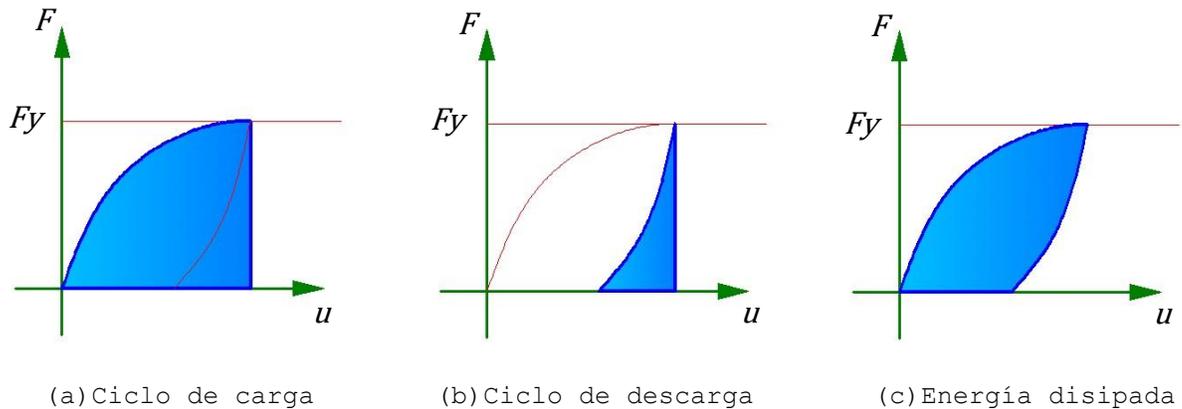


Figura 3.10 Disipación de energía en un sistema inelástico

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

El amortiguamiento histerético se relaciona con el área dentro de los ciclos histeréticos formados en la curva de capacidad, esto según 3.5.1.2, al convertir la curva de capacidad al espectro de capacidad, se hace una representación bilineal de estos ciclos histeréticos y se obtiene el área mediante triángulos y rectángulos, esto se muestra en la Figura 3.11.

El amortiguamiento viscoso equivalente puede ser representado como el amortiguamiento histerético (β_0) más el amortiguamiento inherente:

$$\beta_{eq} = \beta_0 + 0.05 \quad (\text{Ec. 3.13})$$

El valor de **0.05** en la Ec. 3.13 es el amortiguamiento viscoso inherente a la estructura y se considera constante. Por lo general el coeficiente de amortiguamiento incluido en los

espectros de respuesta de las normas técnicas es del 5% ($\xi=0.05$) [Dinámica Estructural Aplicada al Diseño Sísmico, 1998, Luis Enrique García Reyes, Pág. 553].

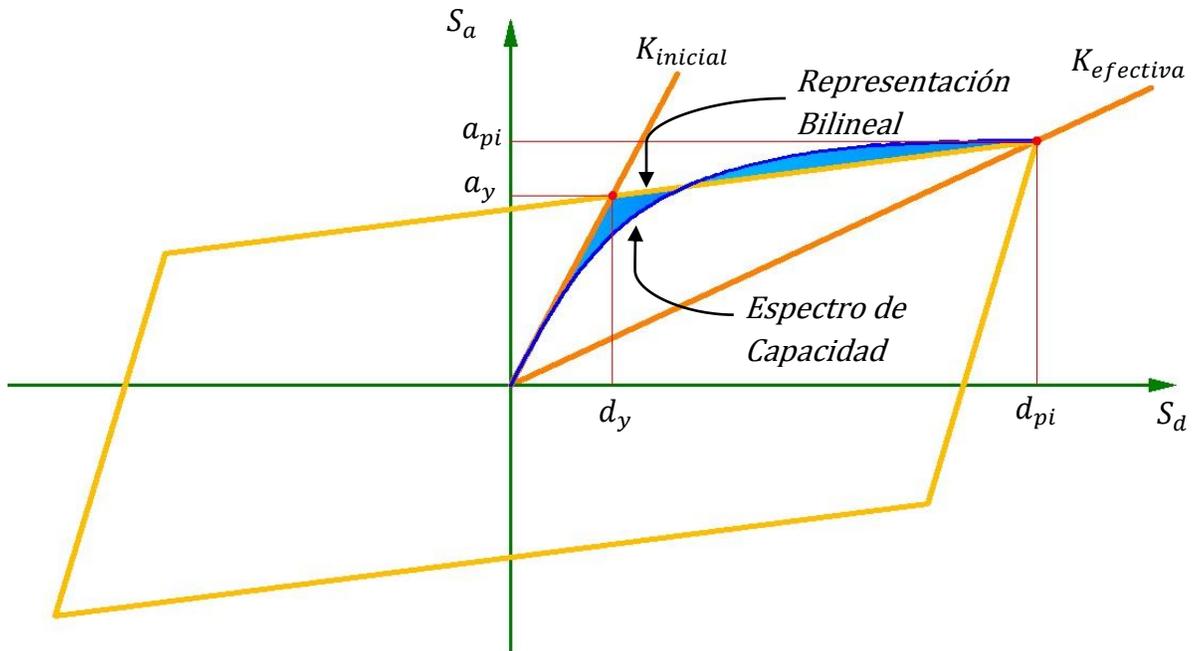


Figura 3.11 Representación bilineal del espectro de capacidad

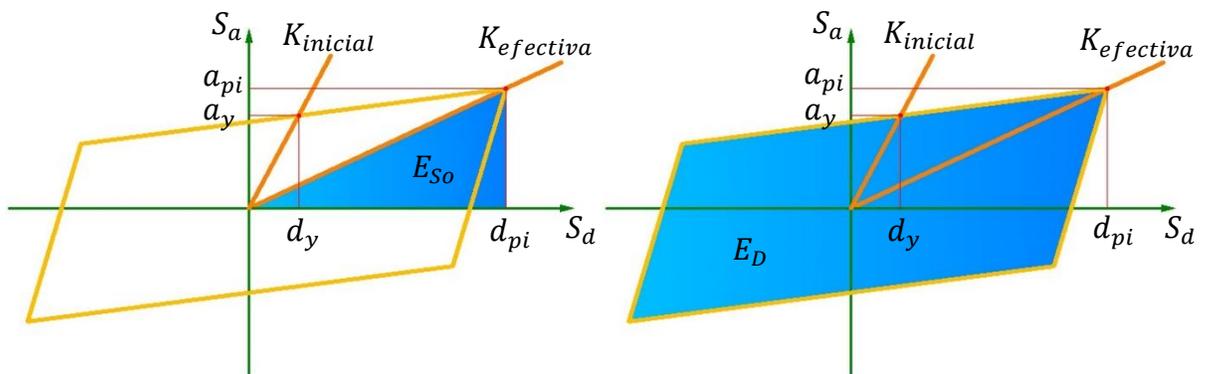
Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

El amortiguamiento histerético (β_0) se obtiene con la energía disipada por amortiguamiento (E_D) y con la energía máxima de deformación (E_{S_0}).

$$\beta_0 = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{S_0}} \quad (\text{Ec. 3.14})$$

La energía disipada por amortiguamiento (E_{So}) es representada por el área bajo la línea recta con pendiente igual a la rigidez efectiva ($K_{efectiva}$).

La energía máxima de deformación (E_D) es representada por el área completa del ciclo histerético.



(a) Energía máxima de deformación

(b) Energía disipada por amortiguamiento

Figura 3.12 Energías que intervienen en el amortiguamiento histerético

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

De la Figura 3.12(a) se obtiene que el área de E_{So} es igual a:

$$E_{So} = \frac{a_{pi}d_{pi}}{2} \tag{Ec. 3.15}$$

El área bajo la curva que corresponde a la energía disipada por amortiguamiento (E_D) en la Figura 3.12(b) se calculara gráficamente, dicha área se dividirá en cuatro partes y se calculara una de estas 4 partes ellas, luego se multiplicara el resultado por cuatro para obtener el área total.

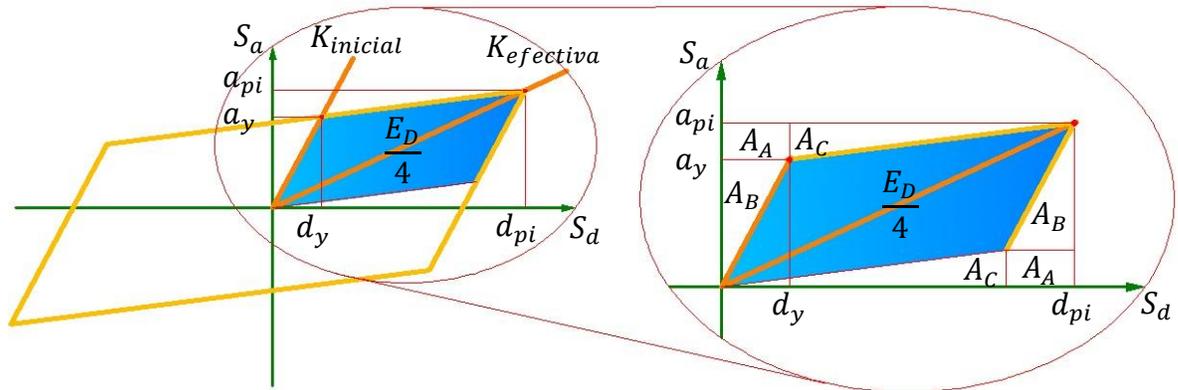


Figura 3.13 División del área de la energía disipada por amortiguamiento

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

De la Figura 3.13 se obtienen las ecuaciones de las áreas que se designaron como A_A , A_B y A_C .

$$A_A = (a_{pi} - a_y)d_y \quad (\text{Ec. 3.16})$$

$$A_B = \frac{a_y d_y}{2} \quad (\text{Ec. 3.17})$$

$$A_C = (a_{pi} - a_y)(d_{pi} - d_y) \quad (\text{Ec. 3.18})$$

La energía de deformación (E_D) se calcula por un método gráfico considerando un rectángulo de base d_{pi} y altura a_{pi} al cual se le resta dos veces cada una de las áreas A_A , A_B y A_C y luego se multiplica por cuatro.

$$E_D = 4(a_{pi}d_{pi} - 2A_A - 2A_B - 2A_C) \quad (\text{Ec. 3.19})$$

Al sustituir la Ec. 3.16, Ec. 3.17 y Ec. 3.18 en Ec. 3.19 y resolviendo se obtiene:

$$E_D = 4(a_y d_{pi} - d_y a_{pi}) \quad (\text{Ec. 3.20})$$

Una vez encontrada la ecuación para la energía máxima de deformación (Ec. 3.15) y la ecuación para la energía disipada por amortiguamiento (Ec. 3.20), se sustituyen en la Ec. 3.14.

$$\beta_0 = \frac{1}{4\pi} \frac{4(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{\frac{a_{pi} d_{pi}}{2}} = \frac{0.637(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} \quad (\text{Ec. 3.21})$$

En la ecuación del amortiguamiento viscoso equivalente (Ec. 3.13) se sustituye la Ec. 3.21 y se obtiene:

$$\beta_{eq} = \frac{0.637(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 0.05 \quad (\text{Ec. 3.22})$$

Que dejándola en términos de porcentaje quedaría:

$$\beta_{eq} = \frac{63.7(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5 \quad (\text{Ec. 3.23})$$

Los valores del amortiguamiento viscoso equivalente son usados para estimar la reducción del espectro de demanda, esto se hace por medio de factores de reducción espectral *SR* (Spectral Reduction). Además el amortiguamiento viscoso equivalente obtenido con la Ec. 3.23 será afectado por un factor de modificación de amortiguamiento κ , este suele incluirse para

considerar el comportamiento de la estructura en función de la capacidad del sistema resistente y de la duración de la vibración. Al incluir el factor κ el amortiguamiento viscoso equivalente pasa a ser un amortiguamiento viscoso efectivo β_{eff} .

$$\beta_{eff} = \frac{63.7\kappa(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5 \quad (\text{Ec. 3.24})$$

El tipo de comportamiento estructural se divide en tres tipos: Tipo A, Tipo B y Tipo C.

Donde el Tipo A representa estables y completos ciclos de histéresis que generan la mayor área. El Tipo B tiene una moderada reducción del área de los ciclos de histéresis. Por último el Tipo C representa un pobre comportamiento histerético con una reducción sustancial de área de los ciclos.

A medida que aumenta el amortiguamiento viscoso efectivo β_{eff} , el factor de modificación de amortiguamiento κ disminuye.

Los rangos y límites de los valores de κ fueron establecidos por el consejo de tecnología aplicada de los estados unidos, donde se considera que el Tipo A tiene un buen comportamiento estructural y el Tipo B y Tipo C tienen un pobre comportamiento estructural [ATC-40, 1996, Applied Technology Council, Pag. 8-17].

TIPO DE COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL	β_0 (%)	κ
TIPO A	≤ 16.25	1.0
	> 16.25	$1.13 - \frac{0.51(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
TIPO B	≤ 25	0.67
	> 25	$0.845 - \frac{0.446(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
TIPO C	CUALQUIER VALOR	0.33

Tabla 3.5 Valores del factor de modificación de amortiguamiento

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

Obtenido el amortiguamiento viscoso efectivo β_{eff} , se calculan los factores de reducción espectral SR que se dividen en SR_A y en SR_V .

$$SR_A \approx \frac{3.21 - 0.68 \ln(\beta_{eff})}{2.12} \quad (\text{Ec. 3.25})$$

$$SR_V \approx \frac{2.31 - 0.41 \ln(\beta_{eff})}{1.65} \quad (\text{Ec. 3.26})$$

Al sustituir la Ec. 3.24 en las Ec. 3.25 y Ec. 3.26, los factores de reducción espectral quedarían de la siguiente manera:

$$SR_A \approx \frac{3.21 - 0.68 \ln\left(\frac{63.7\kappa(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5\right)}{2.12} \quad (\text{Ec. 3.27})$$

$$SR_V \approx \frac{2.31 - 0.41 \ln\left(\frac{63.7\kappa(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5\right)}{1.65} \quad (\text{Ec. 3.28})$$

Cuando se obtienen los valores SR_A y SR_V deben multiplicarse por los valores de las aceleraciones de los espectros de diseño, en nuestro caso el valor obtenido de la Ec. 3.27 (SR_A) se multiplicaran por los valores de aceleración de las Ec. 2.28 y Ec. 2.29, mientras que el valor de la Ec. 3.28 (SR_V) se multiplicaran por los valores de las aceleraciones de las Ec. 2.30 y Ec. 2.31. De esta forma se estará obteniendo el espectro inelástico de diseño. Se grafica el espectro inelástico en la misma grafica de la curva de capacidad y el espectro elástico. Los valores obtenidos en las Ec. 3.25 y Ec 3.26 no deben ser menores que los valores presentados en la Tabla 3.6 [ATC-40, 1996, *Applied Technology Council, Pag. 8-17*].

TIPO DE COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL	SR_A	SR_V
TIPO A	0.33	0.50
TIPO B	0.44	0.56
TIPO C	0.56	0.67

Tabla 3.6 Valores mínimos admisibles para SR_A y SR_V

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

La selección del tipo de comportamiento estructural depende de la forma en como disipe la energía el sistema resistente de la estructura y de la duración del movimientos sísmico [ATC-40, 1996, Applied Technology Council, Pág. 8-19].

DURACION DEL MOVIMIENTO SISMICO	ESENCIALMENTE EDIFICIO NUEVO	EDIFICIO EXISTENTE PROMEDIO	EDIFICIO EXISTENTE POBRE
CORTO	TIPO A	TIPO B	TIPO C
LARGO	TIPO B	TIPO C	TIPO C

Tabla 3.7 Selección del tipo de comportamiento estructural

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

Para sitios con suelos blandos se asumirá que el movimiento sísmico es de larga duración, en el caso de El Salvador existe una clasificación de suelos en la norma técnica y basados en esto puede darse la apreciación de la duración del movimiento sísmico [ATC-40, 1996, Applied Technology Council, Pag. 4-15].

3.5.1.4 Desarrollo del Espectro de Capacidad

El espectro de respuesta con un coeficiente de amortiguamiento de 5% ($\xi=0.05$) establecido en las normas técnicas [Norma Técnica par Diseño por Sismo, 1998, El Salvador, Pág. 11] representa el espectro de demanda, el cual hay que convertir a formato ADRS. Se pueden graficar una familia de espectros de demanda con diferentes amortiguamientos viscosos efectivos,

esto puede ser muy útil cuando se utiliza el método del espectro de capacidad [ATC-40, 1996, Applied Technology Council, Pág. 8-20].

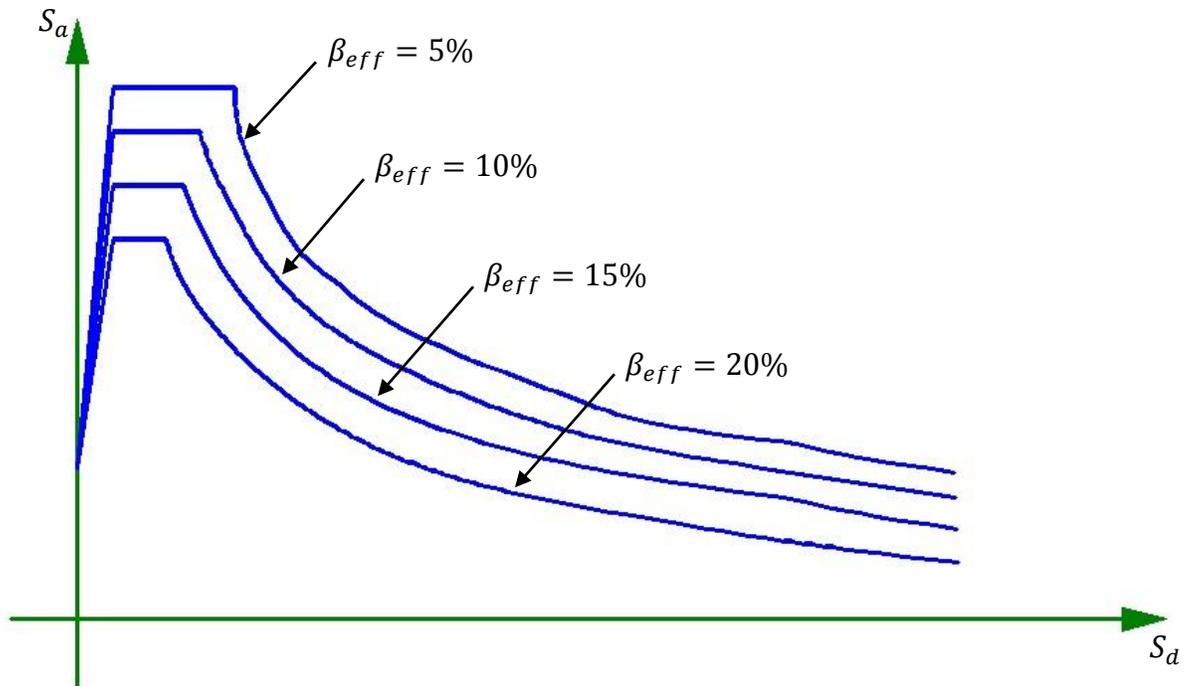


Figura 3.14 Familia de espectros de demanda para diferentes β_{eff}

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

3.5.1.5 Intersección del Espectro de Capacidad y el Espectro de Demanda

Al graficar el espectro de capacidad, el espectro elástico, el espectro inelástico y teniendo el punto (a_{pi}, d_{pi}) , se obtiene el desplazamiento d_i que se da en la intersección del espectro inelástico y el espectro de capacidad, si este desplazamiento

está dentro del 5% del desplazamiento elegido en el punto de desempeño de prueba d_{pi} ($0.95d_{pi} \leq d_i \leq 1.05d_{pi}$) se considera que se ha encontrado el punto de desempeño. Si esta tolerancia del 5% no se cumple, entonces hay que seleccionar un nuevo punto de desempeño de prueba d_{pi} y repetir el proceso hasta que esto se cumpla.

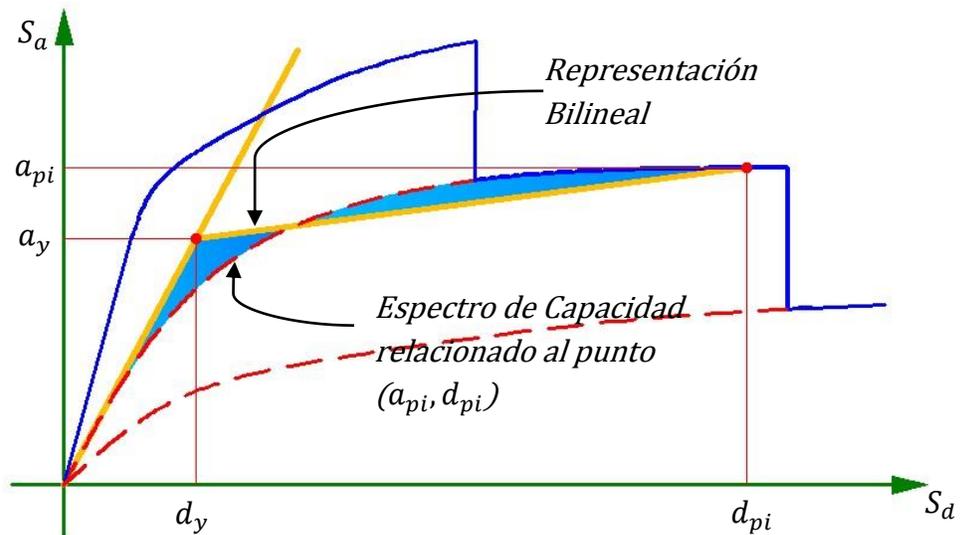


Figura 3.15 Representación bilineal del espectro de capacidad ante la degradación del sistema

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

En el caso que el espectro de capacidad tenga la forma "Diente de Sierra" ocasionada por la degradación que ocurre en el sistema, el análisis será aceptable cuando la representación bilineal se construye para la curva del espectro de capacidad

donde se da la intersección con el espectro de demanda reducido.

3.6 Verificación del Desempeño

Para determinar si un edificio cumple con un objetivo de desempeño específico, la deriva de techo y las rotaciones de las rótulas plásticas del análisis estático no lineal se comparan con los límites de los niveles de desempeño. Estos límites en la respuesta estructural constituyen el criterio de aceptabilidad del edificio y se dividen en dos categorías: Límites de aceptabilidad global del edificio y límites de aceptabilidad de elementos y componentes.

3.6.1 Límites de Aceptabilidad Global del Edificio

3.6.1.1 Cargas de Gravedad

La capacidad a cargas de gravedad de la estructura debe permanecer en buen estado para que cualquier nivel de desempeño sea aceptable. Cuando un elemento pierde capacidad para soportar cargas de gravedad, la estructura debe ser capaz de redistribuir la carga a otros elementos del sistema estructural.

3.6.1.2 Cargas Laterales

Si un número significativo de elementos estructurales se degradan, la fuerza lateral total resistente del edificio será afectada. La resistencia de carga lateral del sistema estructural del edificio incluyendo la resistencia a los efectos de cargas de gravedad, que se manifiesta en los desplazamientos laterales, no debe degradar más de un 20% la resistencia máxima de la estructura.

3.6.1.3 Deformaciones Laterales

Las deformaciones laterales que se generan en la estructura debido a la máxima demanda del sismo de diseño, se deben revisar con los límites de derivas presentados en la Tabla 3.8. La deriva máxima total es definida como la deriva normalizada de entrepiso generada por la máxima demanda del sismo de diseño [ATC-40, 1996, Applied Technology Council, Pág. 11-4].

DERIVA DE ENTREPISO	NIVEL DE DESEMPEÑO			
	OCUPACION INMEDIATA	CONTROL DE DAÑO	SEGURIDAD DE VIDA	ESTABILIDAD ESTRUCTURAL
DERIVA MAXIMA TOTAL	0.01	0.01 - 0.02	0.02	$0.33 \frac{V_i}{W_i}$

Tabla 3.8 Límite de deformaciones de los niveles de desempeño estructural para el desplazamiento del punto de desempeño

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

Para la estabilidad estructural las variables V_i y W_i representan la cortante lateral y el peso total del nivel i .

3.6.2 Límites de Aceptabilidad de Elementos y del Edificio

Cada elemento debe ser revisado para determinar si cada uno de los elementos individuales satisface los requerimientos de aceptabilidad de deformaciones generadas debido a la máxima demanda del sismo de diseño.

3.6.2.1 Aceptabilidad de los elementos

Cada elemento debe ser clasificado como primario o secundario, dependiendo de su importancia en el sistema estructural resistente, esta importancia es definida en términos del nivel de desempeño del edificio (ocupación inmediata, seguridad de vida, colapso, etc.) y no en términos de la rigidez y de la fuerza.

El momento y la curvatura en una sección de concreto armado guardan una relación lineal solo para momentos flectores menores al momento de agrietamiento.

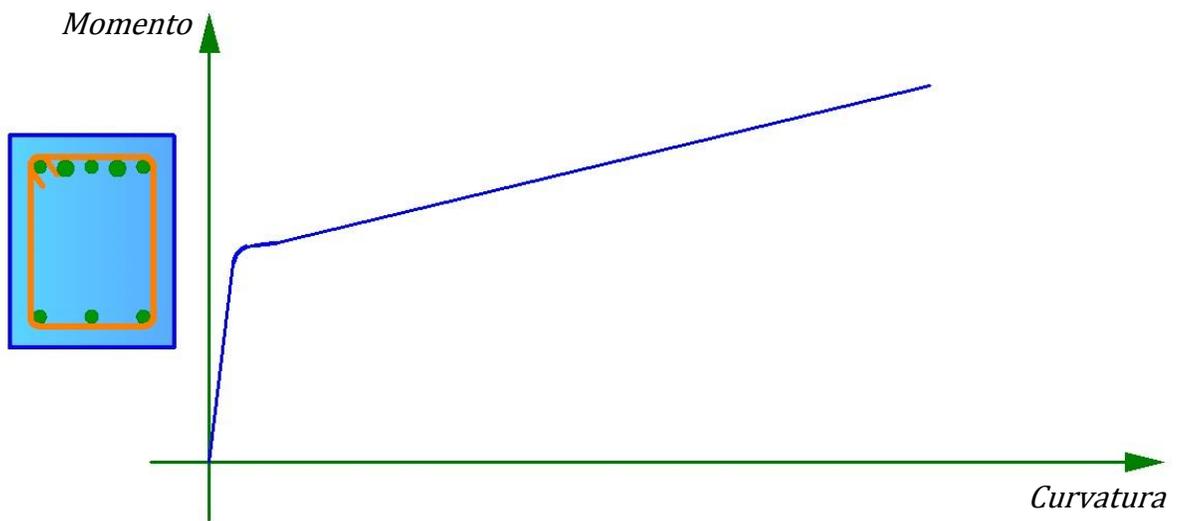


Figura 3.16 Diagrama momento-curvatura de una sección

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

Luego del agrietamiento la relación continúa prácticamente lineal pero con otra pendiente hasta que se produce la fluencia del acero o el agotamiento del concreto. Si primero se produce la fluencia del acero la sección puede seguir deformándose hasta que el concreto alcanza primero su máximo esfuerzo y finalmente su máxima deformación. Durante los sismos, el comportamiento inelástico en las estructuras de pórticos de concreto armado se suele concentrar en zonas de alta demanda sísmica, zonas adyacentes a los nudos en una longitud determinada l . El daño no es uniforme sino más concentrado hacia los nudos. Para propósitos del modelo analítico se suele considerar una zona de daño equivalente en la cual se concentre toda la deformación inelástica, esta zona se denomina "Rotula

plástica" y le corresponde una longitud l_p . Una aproximación para la longitud efectiva l_p es 0.4 a 0.5 veces el peralte del elemento. Estas suposiciones permiten pasar de la relación momento curvatura a la relación momento giro multiplicando cada valor de curvatura por la longitud de rotula efectiva. [ATC-40, 1996, Applied Technology Council, Pag. 9-42].

La Figura 3.17 y Figura 3.18 se utilizan para representar la capacidad de rotación inelástica de los elementos, estos son diagramas momento-giro simplificados por trazos rectos que se muestran en las respectivas figuras.

El criterio de aceptabilidad de la capacidad de deformación de los elementos se describe a continuación [ATC-40, 1996, Applied Technology Council, Pag. 11-7]:

- ✓ Para elementos primarios la capacidad de la deformación del nivel de desempeño "Estabilidad Estructural" está definida como la deformación donde comienza la disminución de la carga lateral. La deformación del nivel de desempeño "Seguridad de Vida" es definida como el 75% de la deformación del nivel de desempeño "Estabilidad Estructural".

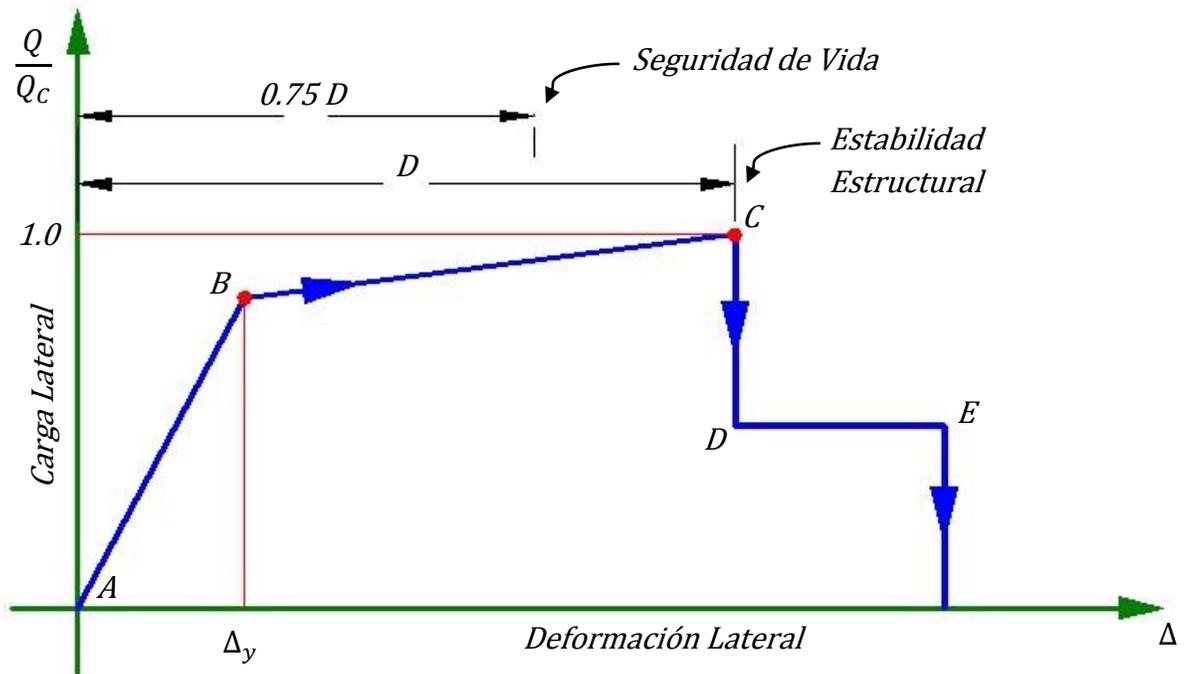


Figura 3.17 Criterio de aceptación para elementos primarios

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

- ✓ Para elementos secundarios la capacidad de la deformación del nivel de desempeño "Estabilidad Estructural" está definida como la deformación en la cual se pierde la capacidad de transmitir carga vertical. La deformación del nivel de desempeño "Seguridad de Vida" es definida como el 75% de la deformación del nivel de desempeño "Estabilidad Estructural".

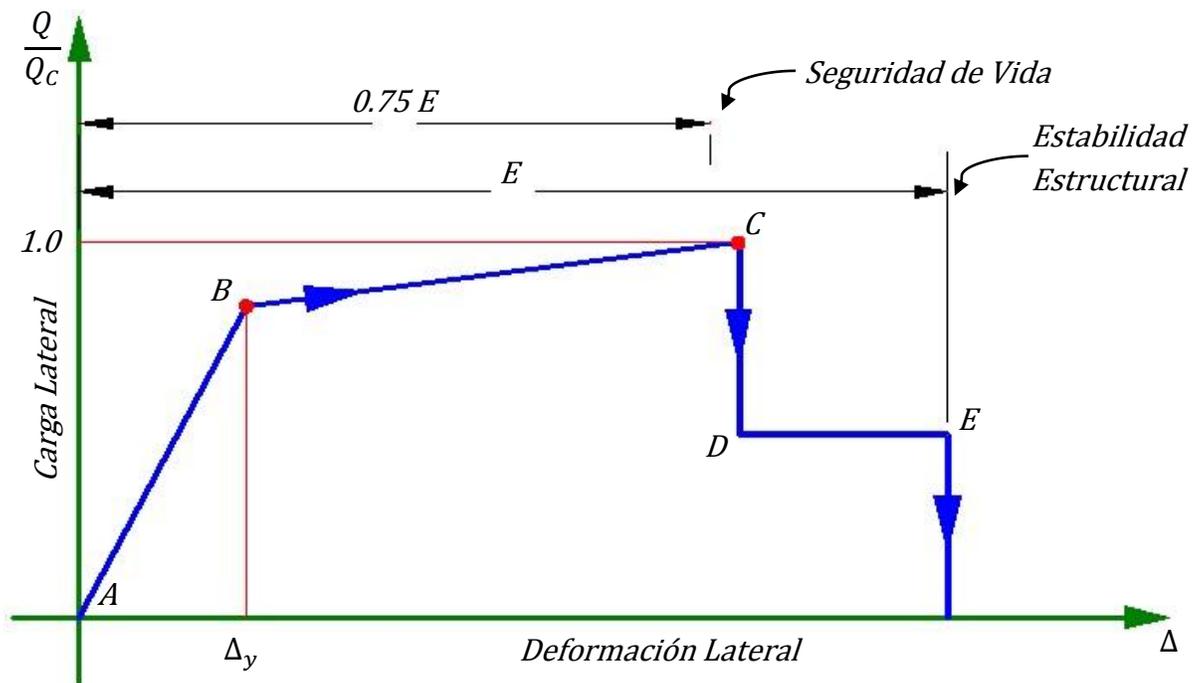


Figura 3.18 Criterio de aceptación para elementos secundarios

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

Definir el nivel de desempeño "Seguridad de Vida" como un 75% del nivel de desempeño "Estabilidad Estructural" es arbitrario, pero proporciona un margen razonable de forma segura [ATC-40, 1996, Applied Technology Council, Pag. 11-7].

En la Figura 3.17 y Figura 3.18 la variable Q representa la demanda impuesta por un sismo y la variable Q_c representa la capacidad que tiene el elemento o componente. La respuesta de los elementos o componentes comienza en el punto A cuando éstos no ha sido cargados; continúa de forma lineal hasta llegar al punto de fluencia efectivo B ; continúa fluyendo (con

endurecimiento por deformación del acero) hasta llegar al punto *C*, seguido de una disminución de fuerza hasta el punto *D*, por último el colapso final y la pérdida de la capacidad de cargas gravitacionales en el punto *E* [ATC-40, 1996, Applied Technology Council, Pag. 9-20].

3.6.2.2 Aceptabilidad de Vigas y Columnas

Se debe considerar la capacidad de estos componentes, también se debe considerar conexiones con elementos adyacentes. Los criterios deben considerar por lo menos lo siguiente:

- ✓ La respuesta axial y a flexión, la evaluación de probables mecanismos de fluencia, el cálculo de fuerza inelástica y la demanda de rotación en rotulas plásticas de vigas y columnas.
- ✓ La respuesta a cortante en los extremos y el lugar a lo largo del tramo donde cambie el refuerzo.
- ✓ Longitud de desarrollo, longitud de empalme y embebimiento del acero longitudinal y transversal.
- ✓ Potencial pérdida de la capacidad a cargas gravitacionales debido a la falla de los componentes.

Para verificar la posible formación de una rotula plástica. Los cálculos se hacen aplicando las relaciones entre momentos incrementales y desplazamientos incrementales. Es también necesario verificar si la deformación plástica asociada con una rotula es compatible con el signo del momento. La rotula plástica puede rotar libremente en una dirección solamente. Las características supuestas para la relación entre momento y rotación de un miembro son del tipo mostrado en la Figura 3.19. Las condiciones que este modelo implica son: (1) el momento no puede exceder el valor del momento plástico; (2) si el momento es menor que el momento plástico, la rótula no puede rotar; (3) si el momento es igual al momento plástico, la rótula puede rotar en la dirección consistente con el signo del momento; y (4) si la rótula comienza a rotar en la dirección opuesta al signo del momento plástico, la rótula deja de existir.

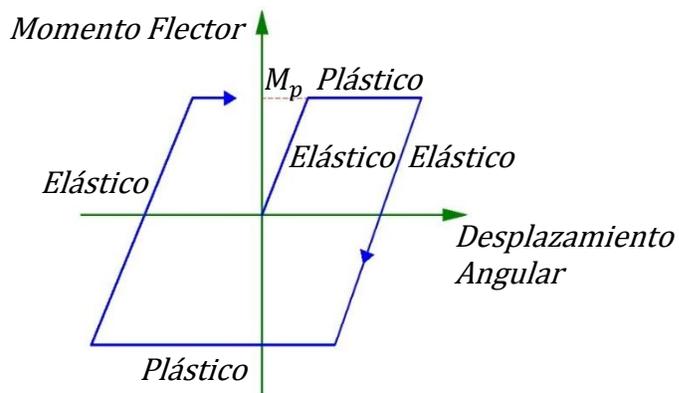


Figura 3.19 Relación entre el momento flector y el desplazamiento angular

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

La rotación incremental de una rotula plástica está dada por la diferencia entre la rotación incremental del nodo de la estructura y el aumento de rotación del extremo del miembro en ese nodo.

Para estudiar el proceso analítico de formación de una rotula plástica ver Dinámica estructural de Mario Paz pagina 487, sección 19.6.

En la Tabla 3.10 y Tabla 3.11 se presentan los criterios de aceptación numéricos para la rotaciones de las rotulas plásticas para vigas y columnas de concreto armado respectivamente [*FEMA 356, 2000, Federal Emergency Management Agency, Pág. 6-21, 6-22*].

Alternativamente, la capacidad de rotación de la rótula plástica adecuados para el uso de la Metodología establecida en 3.6.2.1 tercer párrafo se pueden leer directamente de la Tabla 3.9 y Tabla 3.10, donde la rotación de la rótula plástica representado por la cantidad que corresponde a los puntos donde ocurre una significativa disminución del momento giro y la rotación de las rotulas plásticas, representado por la cantidad ***b*** que corresponde al punto donde se supone la pérdida de la capacidad de carga de gravedad. En la Tabla 3.10 y Tabla 3.11 la rotación plástica representado por ***a*** se basa en datos de

ensayos disponibles (Aycardi et al, 1992; Beres et al, 1992; CSSC 1994b; Pessiki et al, 1990; and Qi and Moehle, 1991), la rotación de la rótula plástica representado por b se basa principalmente en el juicio del equipo de proyecto (personas que colaboraron en el documento ATC 40), complementado por los resultados de pruebas realizadas por este mismo equipo de proyecto. [ATC-40, 1996, Applied Technology Council, Pag. 9-42].

TIPO DE COMPONENTE	PARAMETROS DE MODELADO					NIVEL DE DESEMPEÑO				
	ROTACION PLASTICA		RELACION DE RESISTENCIA RESIDUAL			PRIMARIO			SECUNDARIO	
	a	b	c			OI	SV	EE	SV	EE
1. VIGAS CONTROLADAS POR FLEXION ^(a)										
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{\text{balanceado}}}$	REFUERZO ^(b) TRANSVERSAL	$\frac{V^{(d)}}{b_w d \sqrt{f'_c}}$								
≤ 0.0	C	≤ 3.0	0.025	0.05	0.2	0.005	0.020	0.025	0.020	0.050
≤ 0.0	C	≥ 6.0	0.02	0.04	0.2	0.005	0.010	0.020	0.020	0.040
≥ 0.5	C	≤ 3.0	0.02	0.03	0.2	0.005	0.010	0.020	0.020	0.030
≥ 0.5	C	≥ 6.0	0.015	0.02	0.2	0.005	0.005	0.015	0.015	0.020
≤ 0.0	NC	≤ 3.0	0.02	0.03	0.2	0.005	0.010	0.020	0.020	0.030
≤ 0.0	NC	≥ 6.0	0.01	0.015	0.2	0.000	0.005	0.010	0.010	0.015
≥ 0.5	NC	≤ 3.0	0.01	0.015	0.2	0.005	0.010	0.010	0.010	0.015
≥ 0.5	NC	≥ 6.0	0.005	0.01	0.2	0.000	0.005	0.005	0.005	0.010
2. VIGAS CONTROLADAS POR CORTANTE ^(a)										
SEPARACION DE ESTRIBO ≤ d/2			0.0	0.02	0.2	0.000	0.000	0.000	0.010	0.020
SEPARACION DE ESTRIBO > d/2			0.0	0.01	0.2	0.000	0.000	0.000	0.005	0.010
3. VIGAS CONTROLADAS POR LOGITUDES DE DESARROLLO O EMPALMES INADECUADOS A LO LARGO DEL VANO ^(a)										
SEPARACION DE ESTRIBO ≤ d/2			0.0	0.02	0.0	0.000	0.000	0.000	0.010	0.020
SEPARACION DE ESTRIBO > d/2			0.0	0.01	0.0	0.000	0.000	0.000	0.005	0.010
4. VIGAS CONTROLADAS POR EMBEBIMIENTO INADECUADO EN EL NUDO VIGA-COLUMNA ^(a)										
			0.015	0.03	0.2	0.010	0.010	0.015	0.020	0.030

Tabla 3.9 Criterio de aceptación de las rotaciones para las rótulas plásticas en vigas de concreto armado

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

Todas las letras que aparecen como potencias dentro de paréntesis en la Tabla 3.9, son las referencias a las observaciones que se muestran a continuación.

Observaciones a la Tabla 3.9:

- a. Cuando más de una de las condiciones 1, 2, 3 y 4 ocurren para un elemento dado, se debe usar el valor mínimo como criterio de aceptación. [ATC-40, 1996, *Applied Technology Council, Pág. 11-13*].
- b. Un componente está conforme (C) si dentro de la región plástica a flexión 1) los estribos cerrados están espaciados en $\leq d/3$, y 2) para componentes con moderada o alta demanda de ductilidad, la fuerza proporcionada por los estribos (V_s) es por lo menos tres cuartos de la cortante de diseño (V). De otra manera el elemento se considera no conforme (NC). [ATC-40, 1996, *Applied Technology Council, Pag. 11-13*].
- c. El consejo de tecnología Aplicada siendo el creador de las tablas permite la interpolación lineal entre los valores en la tabla. [ATC-40, 1996, *Applied Technology Council, Pag. 11-13*].
- d. V = Cortante de diseño.

TIPO DE COMPONENTE	PARAMETROS DE MODELADO					NIVEL DE DESEMPEÑO				
	ROTACION PLASTICA		RELACION DE RESISTENCIA RESIDUAL			PRIMARIO			SECUNDARIO	
	a	b	c			OI	SV	EE	SV	EE
1. COLUMNAS CONTROLADAS POR FLEXION ^(a)										
$\frac{P^{(e)}}{A_g f'_c}$	REFUERZO ^(b) TRANSVERSAL	$\frac{V^{(f)}}{b_w d \sqrt{f'_c}}$								
≤ 0.1	C	≤ 3.0	0.02	0.03	0.2	0.005	0.010	0.020	0.015	0.030
≤ 0.1	C	≥ 6.0	0.015	0.025	0.2	0.005	0.010	0.015	0.010	0.025
≥ 0.4	C	≤ 3.0	0.015	0.025	0.2	0.000	0.005	0.015	0.010	0.025
≥ 0.4	C	≥ 6.0	0.01	0.015	0.2	0.000	0.005	0.010	0.010	0.015
≤ 0.1	NC	≤ 3.0	0.01	0.015	0.2	0.005	0.005	0.010	0.005	0.015
≤ 0.1	NC	≥ 6.0	0.005	0.005	-	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005
≥ 0.4	NC	≤ 3.0	0.005	0.005	-	0.000	0.000	0.005	0.000	0.005
≥ 0.4	NC	≥ 6.0	0	0	-	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2. COLUMNAS CONTROLADAS POR CORTANTE ^{(a),(c)}										
SEPARACION DE ESTRIBOS ≤ d/2, ó $\frac{P}{A_g f'_c} \leq 0.1$			0.0	0.015	0.2	0.000	0.000	0.000	0.010	0.015
OTROS CASOS			0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
3. COLUMNAS CONTROLADAS POR LOGITUDES DE DESARROLLO O EMPALMES INADECUADOS A LO LARGO DE LA ALTURA LIBRE ^{(a),(c)}										
SEPARACION DE ESTRIBO ≤ d/2			0.01	0.02	0.4	0.000	0.000	0.000	0.010	0.020
SEPARACION DE ESTRIBO > d/2			0.00	0.01	0.2	0.000	0.000	0.000	0.005	0.010
4. COLUMNAS CON CARGAS AXIALES QUE EXCEDEN 0.7 P₀ ^{(a),(c)}										
REFUERZO CONFORME SOBRE LA LONGITUD ENTERA			0.015	0.025	0.02	0.000	0.000	0.005	0.005	0.010
OTROS CASOS			0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Tabla 3.10 Criterio de aceptación de las rotaciones para las rótulas plásticas en columnas de concreto armado

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

Todas las letras que aparecen como potencias dentro de paréntesis en la Tabla 3.10, son las referencias a las observaciones que se muestran a continuación.

Observaciones a la Tabla 3.10:

- a. Cuando más de una de las condiciones 1, 2, 3 y 4 ocurren para un elemento dado, se debe usar el valor mínimo como criterio de aceptación. [ATC-40, 1996, *Applied Technology Council*, Pág. 11-14].
- b. Un componente está conforme (C) si dentro de la región plástica a flexión 1) los estribos cerrados están espaciados en $\leq d/3$, y 2) para componentes con moderada o alta demanda de ductilidad, la fuerza proporcionada por las argollas (V_s) es por lo menos tres cuartos de la cortante de diseño (V). De otra manera el elemento se considera no conforme (NC). [ATC-40, 1996, *Applied Technology Council*, Pág. 11-14].
- c. Para calificar 1) los estribos no deben empalmarse en el concreto cubierto, y 2) los estribos deben tener ganchos embebidos en el núcleo o tener otros detalles que aseguren que los estribos estarán adecuadamente anclados. [ATC-40, 1996, *Applied Technology Council*, Pág. 11-14].
- d. El consejo de tecnología aplicada por ser el creador de las tablas 3.9 y 3.10 permite la interpolación lineal entre los valores en la tabla. [ATC-40, 1996, *Applied Technology Council*, Pág. 11-14].

e. P = Carga axial de diseño.

f. V = Cortante de diseño.

Todos los valores que aparecen en la Tabla 3.10 y Tabla 3.11 referentes a los niveles de desempeño fueron establecidos por datos de estudios antes mencionados (Aycardi et al, 1992; Beres et al, 1992; CSSC 1994b; Pessiki et al, 1990; and Qi and Moehle, 1991). [ATC-40, 1996, Applied Technology Council, Pág. 11-8].

4 . APLICACIÓN DEL DESEMPEÑO DE ESTRUCTURAS

4.1 Aplicación de la ingeniería basada en el desempeño

4.1.1 Nivel de desempeño

Se establecerá la condición límite de daño para el diseño del edificio y un espectro de diseño sísmico según 3.2.1.

El comportamiento que se espera del edificio basándose en los niveles de desempeño es el de Ocupación Inmediata. En esta clasificación, los daños son muy limitados y de tal magnitud que el edificio permanece prácticamente en las mismas condiciones que antes del sismo. El razonamiento anterior se debe a que es una edificación nueva, sin embargo el desempeño de estructuras también puede aplicarse a estructuras existentes y poder así evaluar la posible rehabilitación de la estructura en base al comportamiento mostrado en la curva de capacidad.

4.1.2 Movimiento Sísmico

La norma técnica para diseño por sismo de El Salvador al igual que muchas normativas de diseño sísmico de otros países, definen la acción sísmica a partir de la probabilidad de ocurrencia del sismo (p) en un determinado periodo de tiempo (n). Por lo tanto hay que determinar la aceleración del suelo

que corresponde al sismo, el cual tiene una probabilidad de ocurrencia durante un periodo de años. Esta aceleración se calcula con datos de aceleraciones del suelo y sus respectivos periodos de retorno. El periodo de retorno se calcula mediante la siguiente ecuación [E.J. *Statistic of extreme values. Columbia Univ. Press, 1967, Gumbel, Pag. 375*]:

$$T = \frac{1}{1-(1-p)^{1/n}} \quad (\text{Ec. 4.1})$$

$$T = \frac{1}{1-(1-\frac{10}{100})^{1/50}} = 475.06 \text{ años}$$

Las aceleraciones de suelo que se han elegido es el espectro de diseño sísmico [*Norma Técnica para diseño por sismo, 1994, El Salvador, Pág. 11*] que corresponde al tipo de suelo S3 el cual posee un periodo de retorno de 475 años (una probabilidad del 10% de ser excedido en 50 años, sismo raro) este espectro de aceleraciones está calculado con la menor probabilidad que permite la norma, al mismo tiempo que corresponde al sismo de diseño que se menciona en 3.2.2.2.

4.1.3 Objetivo de desempeño

Este se establece definiendo el comportamiento del edificio ante la demanda de un sismo, por lo tanto el objetivo de

desempeño del edificio queda definido como: Ante la máxima demanda que exija el sismo de diseño, el edificio después de esta solicitación responderá al comportamiento y a la clasificación de ocupación inmediata.

4.2 Presentación del modelo e identificación de los elementos

En base a la descripción de la geometría hecha en el capítulo 2 y con ayuda del programa de ordenador sap2000 se introdujeron los datos representados en el siguiente modelo:

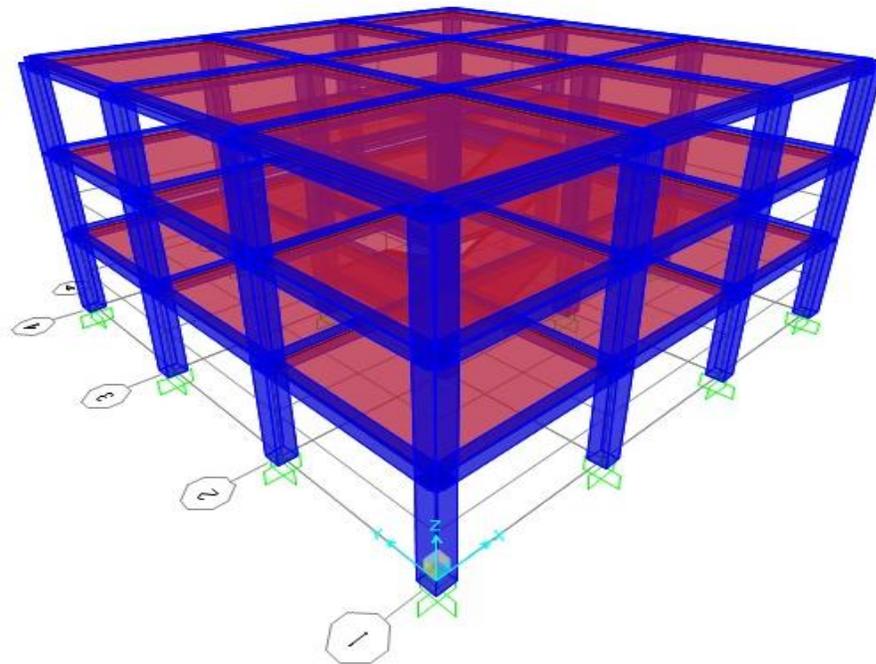


Figura 4.1 Modelo introducido al programa para analizar el comportamiento de la estructura en el rango no lineal.

Fuente: Captura del programa SAP2000

Se utilizó la opción membrana para las losas; esta opción permite trasladar cargas por medio de áreas tributarias a vigas; en esta ocasión se utilizará losa de vigueta y bovedilla; por lo tanto, la opción membrana permite cargar las vigas donde se apoyaría la vigueta; siguiendo un patrón de colocación de las viguetas se buscará introducir carga en vigas en la dirección X del edificio.

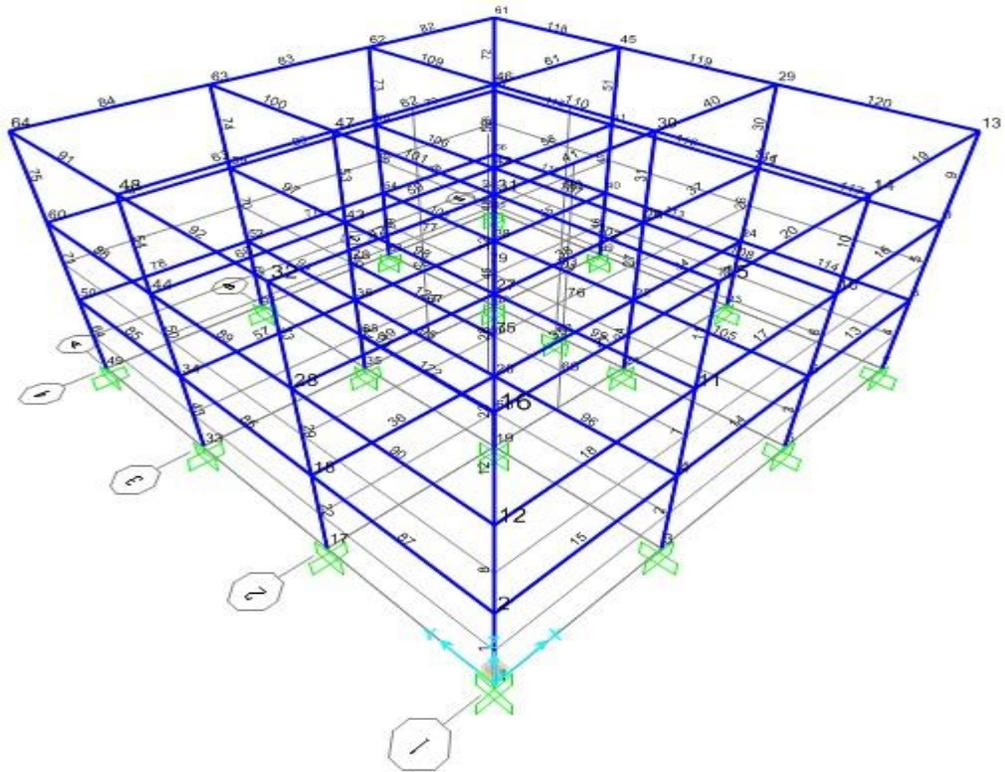


Figura 4.2 Identificación de elementos y nodos

Fuente: Captura del programa SAP2000

Se presenta la numeración de elementos y nodos para observar el comportamiento que la estructura presentara después que el programa realice el análisis estático no lineal en la estructura.

4.4 Capacidad Estructural

4.4.1 Análisis Estático No Lineal

Después de realizado el modelo en el programa, de realizar el análisis dinámico y diseñado la estructura, se puede realizar el análisis no lineal que se detallará a continuación:

Se identifica la posible ubicación de las rotulas plásticas en vigas y columnas en el modelo del edificio.

NOTA: la distancia de las rotulas se le asigno en base al código ACI en la sección de "Pórticos Especiales Resistentes a momento construidos con concreto prefabricado" sección 21.8.4, pag.363. Se tomó esta distancia considerándose que no existe ningún inconveniente, porque la ubicación de rótulas plásticas está determinada experimentalmente en el ACI, debido a que el método requiere establecer la ubicación tentativa de las rotulas plásticas en este caso es a una longitud igual a d (peralte efectivo) de la sección, por ende se puede adoptar

distancias que se consideren aceptables. En este caso esto no afecta en la realización del análisis no lineal, solamente se ha tomado la ubicación y no se modificó ninguna propiedad del material y del análisis.

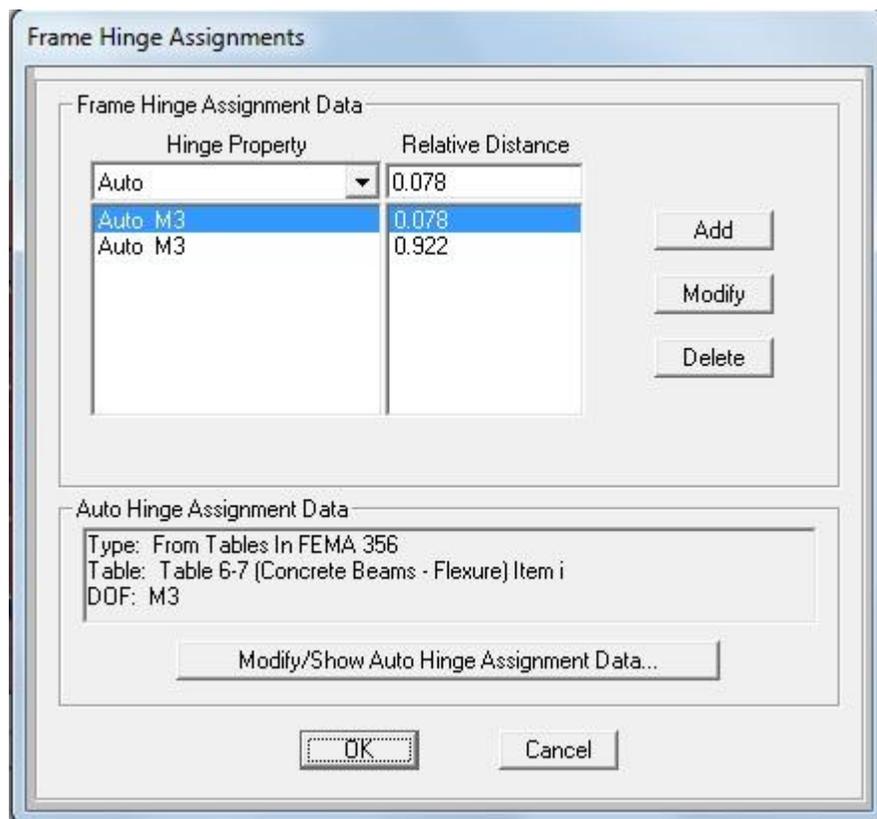


Figura 4.3 Asignación de las distancias relativas de las rotulas plásticas en las vigas

Fuente: Captura del programa SAP2000

Los valores mostrados en la Figura 4.3 se obtienen de representar el peralte de la sección de la viga como fracción de su longitud ($d/L = 39 \text{ cm}/500 \text{ cm} = 0.078 \rightarrow d = 0.078L$), esto es

en un extremo de la viga, para el otro extremo es $L - 0.078L = 0.922L$, el programa reconoce la longitud de cada viga, por lo tanto solo es necesario especificar los factores.

The image shows a dialog box titled "Auto Hinge Assignment Data" with the following settings:

- Auto Hinge Type:** From Tables In FEMA 356
- Select a FEMA356 Table:** Table 6-7 (Concrete Beams - Flexure) Item i
- Component Type:** Primary (selected), Secondary
- Degree of Freedom:** M2, M3 (selected)
- V Value From:** Case/Combo (selected), User Value. Dropdown: PGRAV, Input: V2
- Transverse Reinforcing:** Transverse Reinforcing is Conforming (checked)
- Reinforcing Ratio (p - p') / pbalanced:** From Current Design (selected), User Value
- Deformation Controlled Hinge Load Carrying Capacity:** Drops Load After Point E (selected), Is Extrapolated After Point E

Figura 4.4 Asignación de las propiedades de una rotula en una viga de concreto.

Fuente: Captura del programa SAP2000

En la Figura 4.4 se prioriza la importancia del elemento, además se especifica que la rótula sea analizada y contrastada

en base a los requerimientos de la tabla 6-7 del documento FEMA 356. Esta tabla es la misma Tabla 3.9.

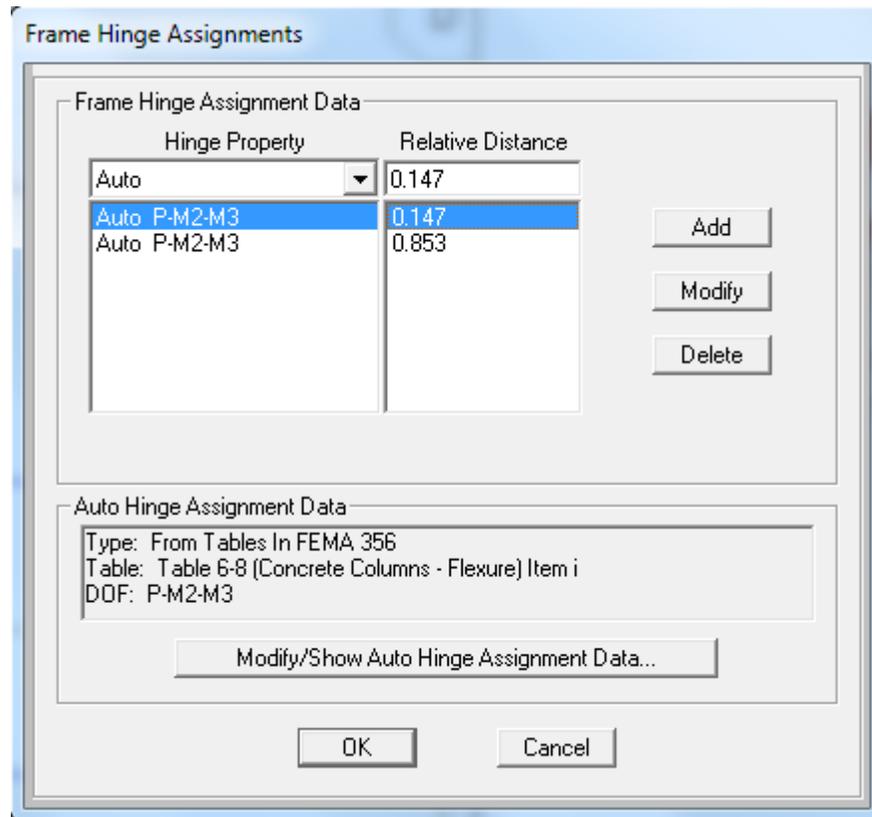


Figura 4.5 Asignación de las distancias relativas de las rótulas plásticas en las columnas

Fuente: Captura del programa SAP2000

Los valores mostrados en la Figura 4.5 se obtienen de representar el peralte de la sección de la columna como fracción de su longitud ($d/L = 44 \text{ cm}/300 \text{ cm} = 0.147 \rightarrow d = 0.147L$), esto es en un extremo de la columna, para el otro extremo es

$L - 0.147L = 0.853L$, el programa reconoce la longitud de cada viga, por lo tanto solo es necesario especificar los factores.

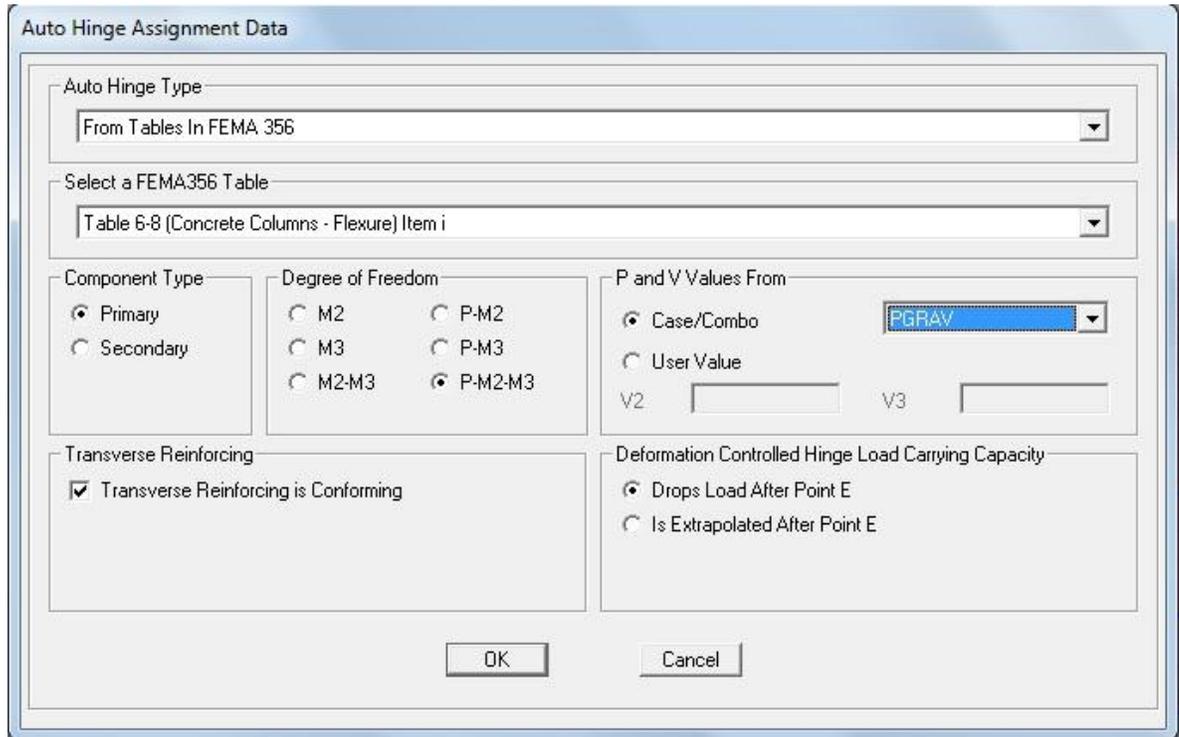


Figura 4.6 Asignación de las distancias relativas de las rotulas plásticas en columnas

Fuente: Captura del programa SAP2000

En la Figura 4.6 se prioriza la importancia del elemento, además se especifica que la rótula sea analizada y contrastada en base a los requerimientos de la tabla 6-8 del documento FEMA 356. Esta tabla es la misma Tabla 3.10.

En la Figura 4.7 se muestra una elevación del eje 1 de la estructura con la distancia relativa a la que aparecen

experimentalmente las rotulas plásticas, se asignan en los extremos de los elementos debido que los momentos mayores en el caso de análisis plástico se dan en los extremos. Para calcular el desempeño de las estructuras es necesario asignar rótulas tanto a vigas como a columnas.

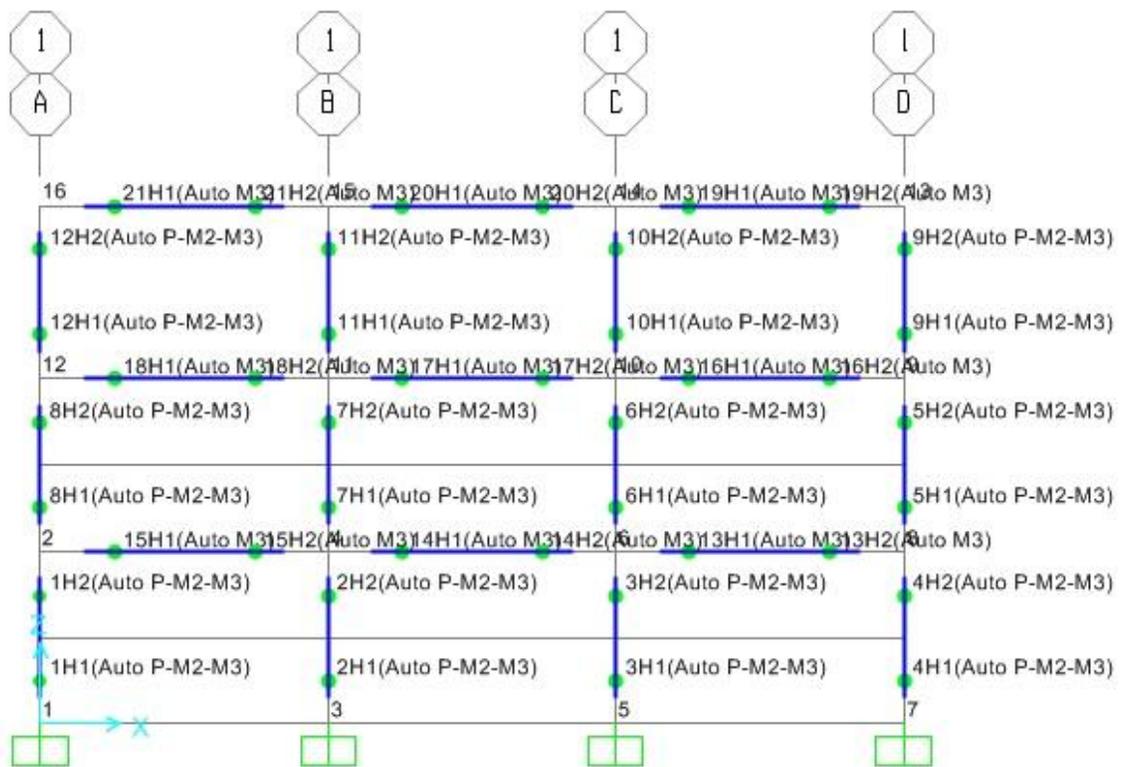


Figura 4.7 Distancias relativas de rotulas plásticas asignadas en columnas y vigas

Fuente: Captura del programa SAP2000

El objetivo de asignar la posible ubicación de las rotulas es observar que se formen primero en las vigas y luego en las

columnas, este orden de aparición de rotulas apoya la filosofía de diseño "columna fuerte viga débil" [ACI 318S-08, 2008, American Concrete Institute, Sección 21.6.2.2]. Al realizar el análisis estático no lineal, según el diseño estructural propuesto en el capítulo 2, se identifican los elementos en que se forman primero las rótulas plásticas basándose en el comportamiento cíclico del edificio.

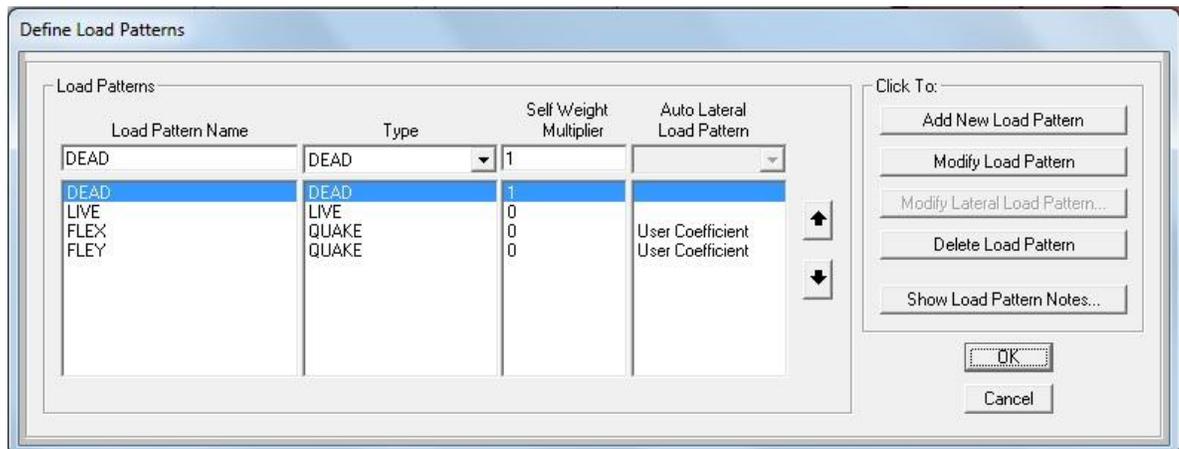


Figura 4.8 Los estados de carga utilizados

Fuente: Captura del programa SAP2000

En la Figura 4.8 se muestran los estados de carga, en este caso la abreviatura FLE hace referencia al estado de carga generado por el análisis estático lineal realizado por el método de Fuerzas Laterales Equivalentes (FLE); el cual se calcula en la dirección X y en la dirección Y; servirán para determinar el

rango de elevación de carga lateral que se usará en el análisis estático no lineal.

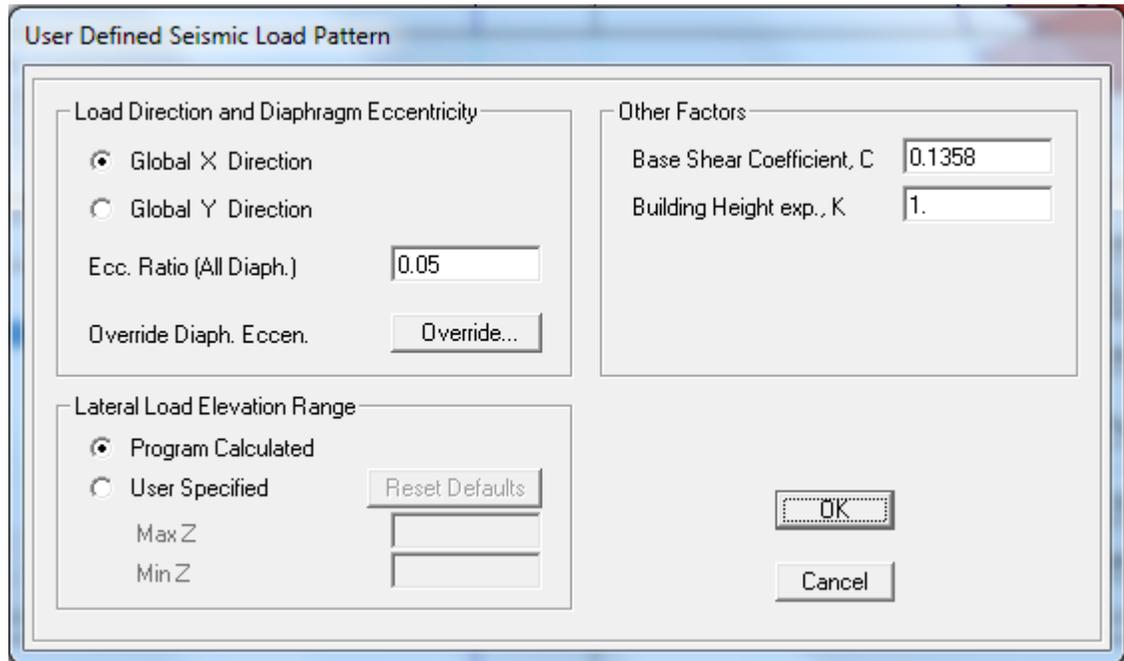


Figura 4.9 Definición del estado de carga para el análisis estático lineal en la dirección X.

Fuente: Captura del programa SAP2000

El coeficiente sísmico estático a utilizar en la [Figura 4.9](#) es el calculado en [2.4.3.1](#), este valor es de 0.1358; con este coeficiente se calculan las fuerzas laterales que se utilizarán en el análisis estático no lineal [*Norma Técnica para Diseño por Sismo, 1994, El Salvador, Pag.7*], la dirección de la carga lateral se especifica en X.

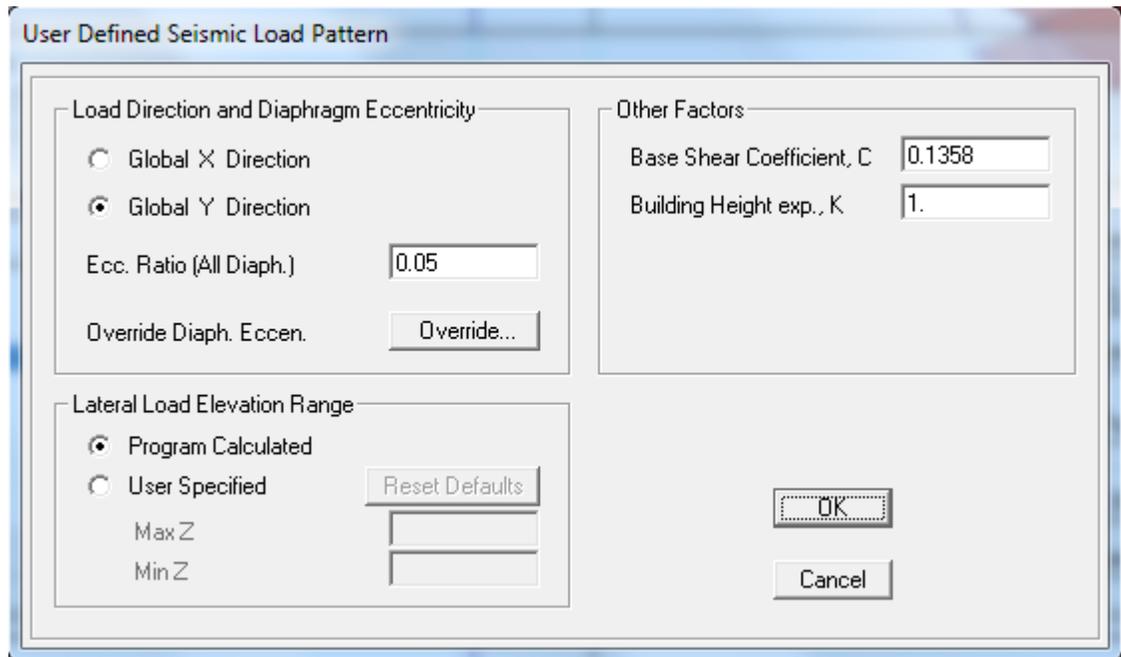


Figura 4.10 Definición del estado de carga para el análisis estático lineal en la dirección Y.

Fuente: Captura del programa SAP2000

El coeficiente sísmico estático a utilizar en la [Figura 4.10](#) es el calculado en [2.4.3.1](#), este valor es de 0.1358; con este coeficiente se calculan las fuerzas laterales que se utilizarán en el análisis estático no lineal [*Norma Técnica para Diseño por Sismo, 1994, El Salvador, Pag.7*], la dirección de la carga lateral se especifica en Y.

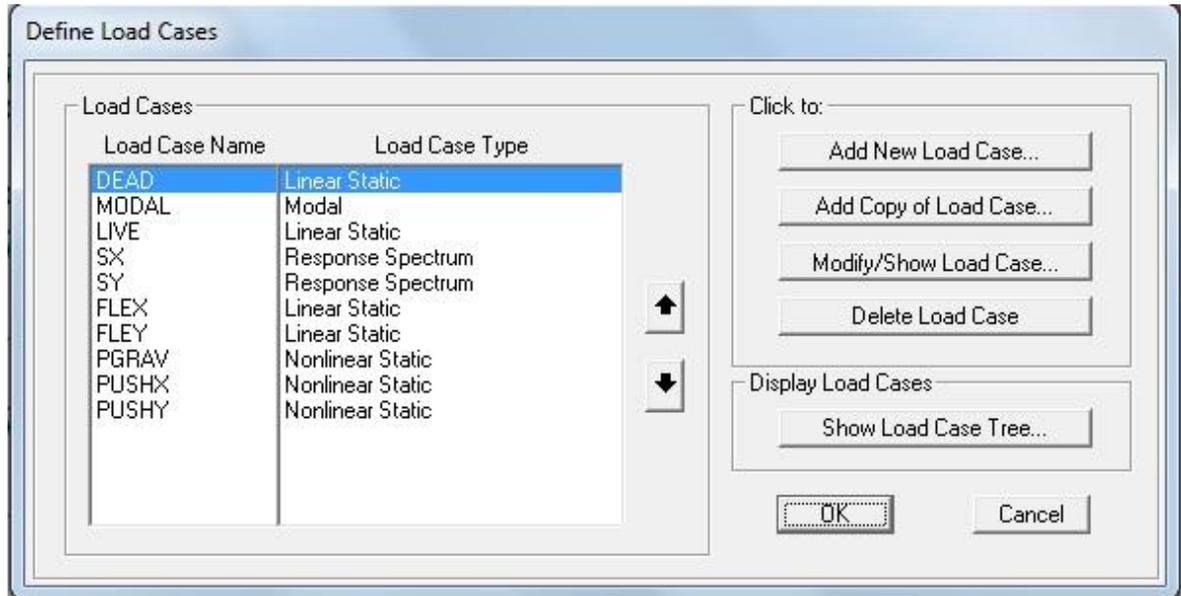


Figura 4.11 Estados de carga

Fuente: Captura del programa SAP2000

Los estados de carga DEAD (carga muerta), LIVE (carga viva), MODAL (análisis modal), SX (sismo en la dirección X), SY (sismo en la dirección Y), se utilizaron para el diseño estructural del edificio. Los estados de carga denominados FLEX (fuerzas laterales equivalentes en la dirección X), FLEY (fuerzas laterales equivalentes en la dirección Y) son estados de carga generados por el análisis estático lineal y los estados de carga PGRAV (Pushover gravitacional) es el generado por el análisis de carga gravitacional en el rango no lineal mostrado en la [Figura 4.12](#) y [Figura 4.24](#), por último los estados de carga PUSHX (Análisis estático no lineal en la dirección X) mostrado en la [Figura 4.18](#) y PUSHY (Análisis estático no lineal

en la dirección Y) mostrado en la Figura 4.19 son los estados generados para el análisis estático no lineal.

En la Figura 4.12 se muestra el estado de carga gravitacional que se inicia en la condición no deformada del edificio. En este estado de carga se considera el 100% (factor = 1.00) de la carga muerta y el 25% (factor = 0.25) de la carga viva según lo establece FEMA 356 [*FEMA 356, 2000, Federal Emergency Management Agency, Pag. 3-8*].

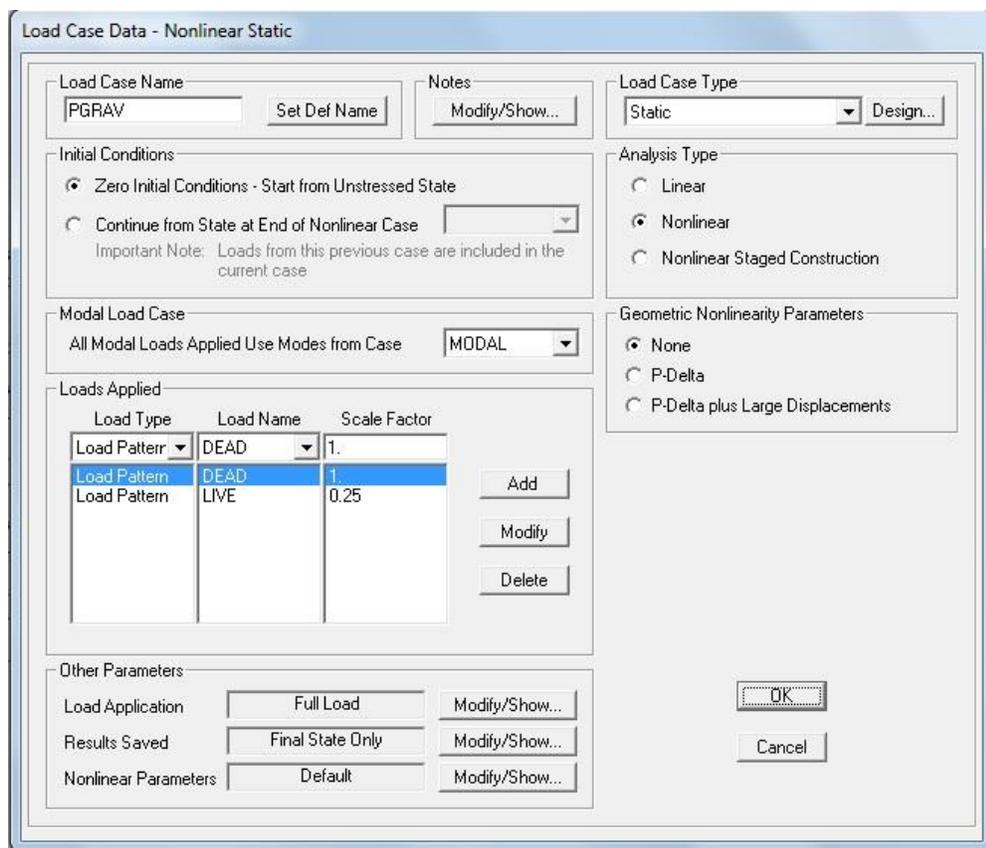


Figura 4.12 Estado de carga para el análisis estático no lineal por carga gravitacional

Fuente: Captura del programa SAP2000

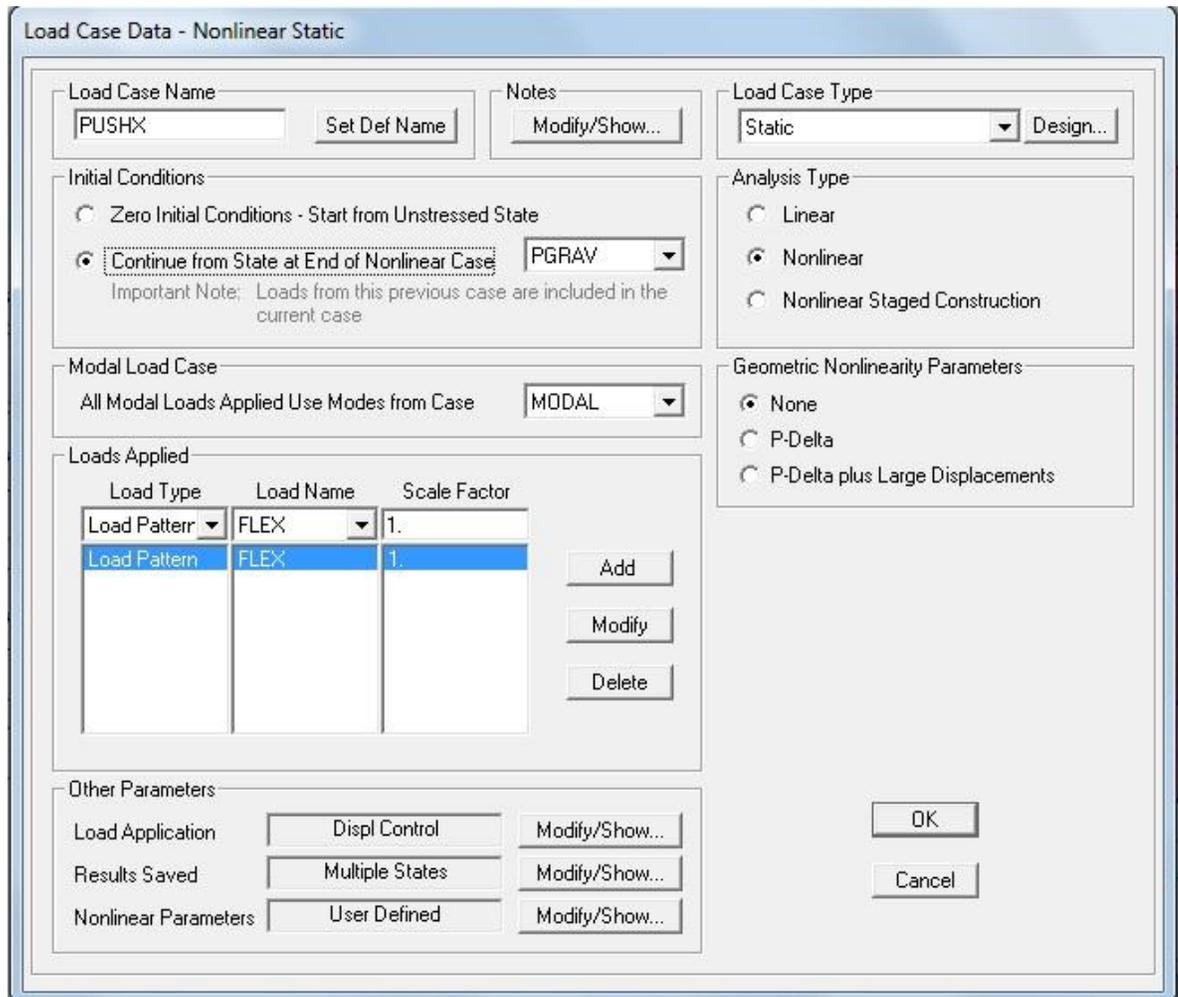


Figura 4.13 Estado de carga para el análisis estático no lineal en la dirección X

Fuente: Captura del programa SAP2000

El estado de carga mostrado en la [Figura 4.13](#) continúa después de realizar el análisis no lineal por carga gravitacional (PGRAV), para ello se utiliza el estado de carga generado del análisis estático lineal en la dirección X. Los efectos P-Delta

no se consideran, debido que el edificio tiene coeficientes de estabilidad menor que 0.1 según lo mostrado en 2.4.3.1.

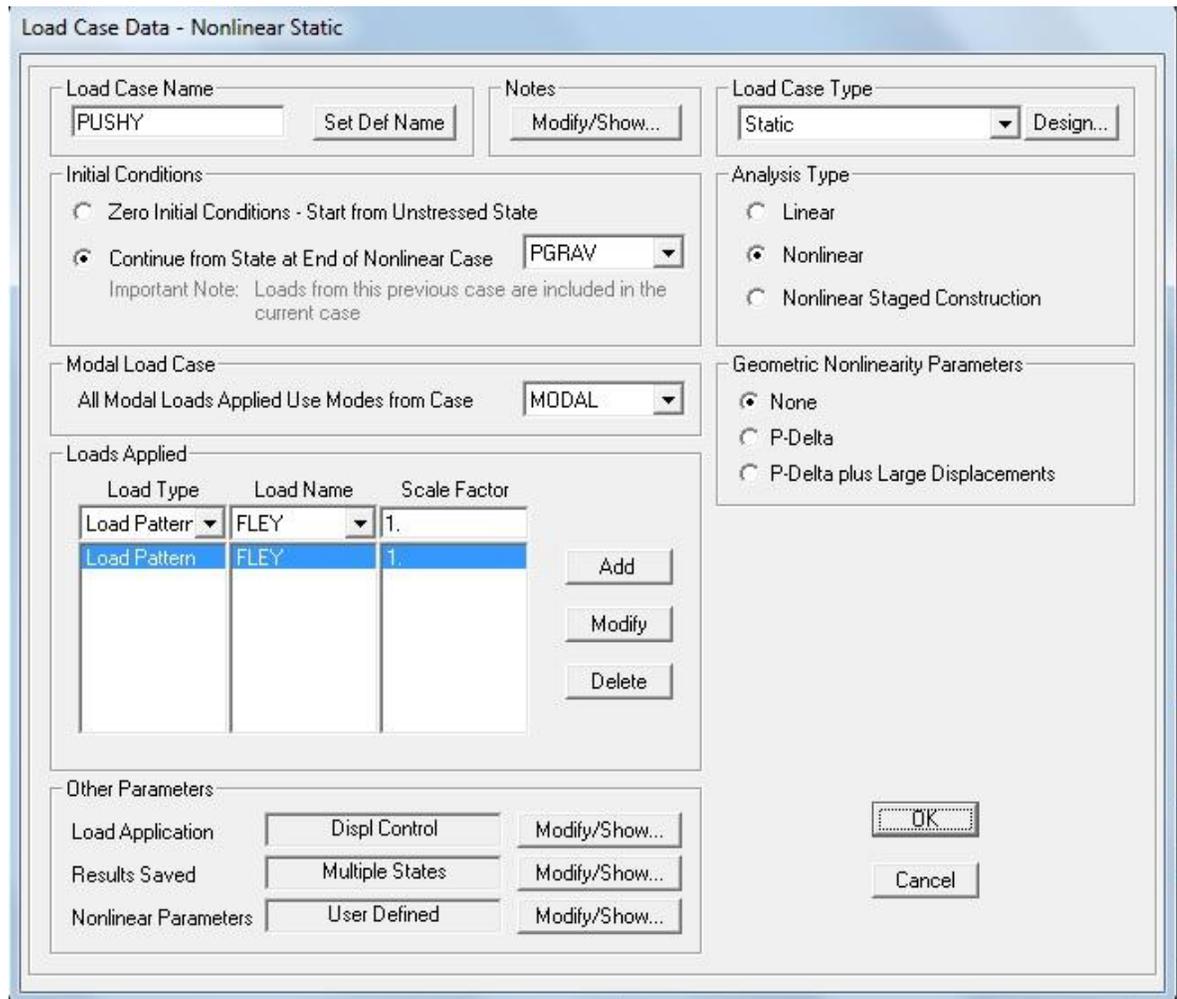


Figura 4.14 Estado de carga para el análisis estático no lineal en la dirección Y

Fuente: Captura del programa SAP2000

El estado de carga mostrado en la Figura 4.14 al igual que el estado mostrado en la Figura 4.13 continúa después de realizar el análisis no lineal por carga gravitacional (PGRAV), para

ello se utiliza el estado de carga generado del análisis estático lineal en la dirección Y. Los efectos P-Delta no se consideran, debido que el edificio tiene coeficientes de estabilidad menor que 0.1 según lo mostrado en 2.4.3.1.

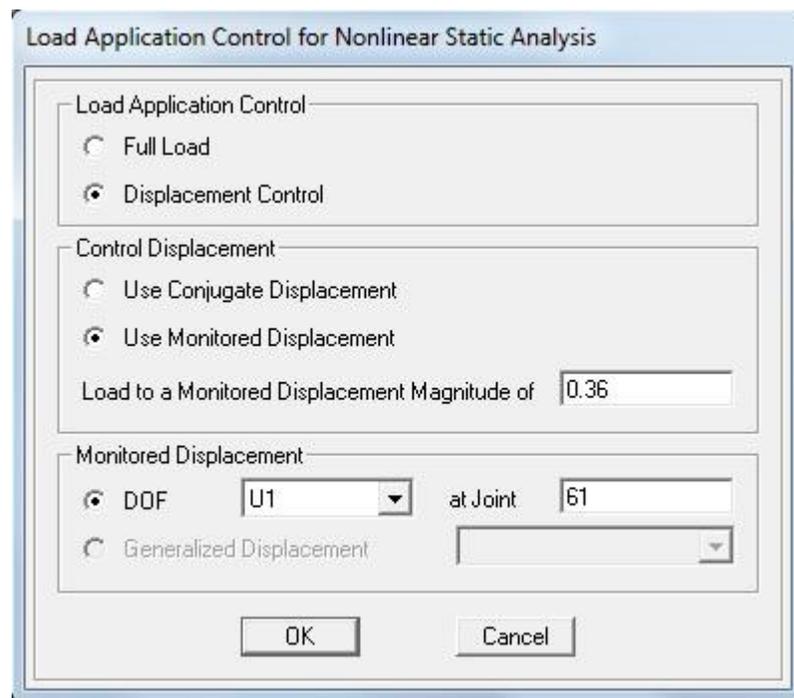


Figura 4.15 Nudo y desplazamiento de control para el análisis estático no lineal

Fuente: Captura del programa SAP2000

En la Figura 4.15 se prioriza que el nudo de control es el nudo 61 mostrado en la Figura 4.16, el cual está ubicado en el tercer nivel del edificio entre los ejes 4 y D, este nudo servirá para monitorear el desplazamiento del techo del

edificio. No existe ningún criterio para seleccionarlo solo la condición que pertenezca al techo de la estructura.

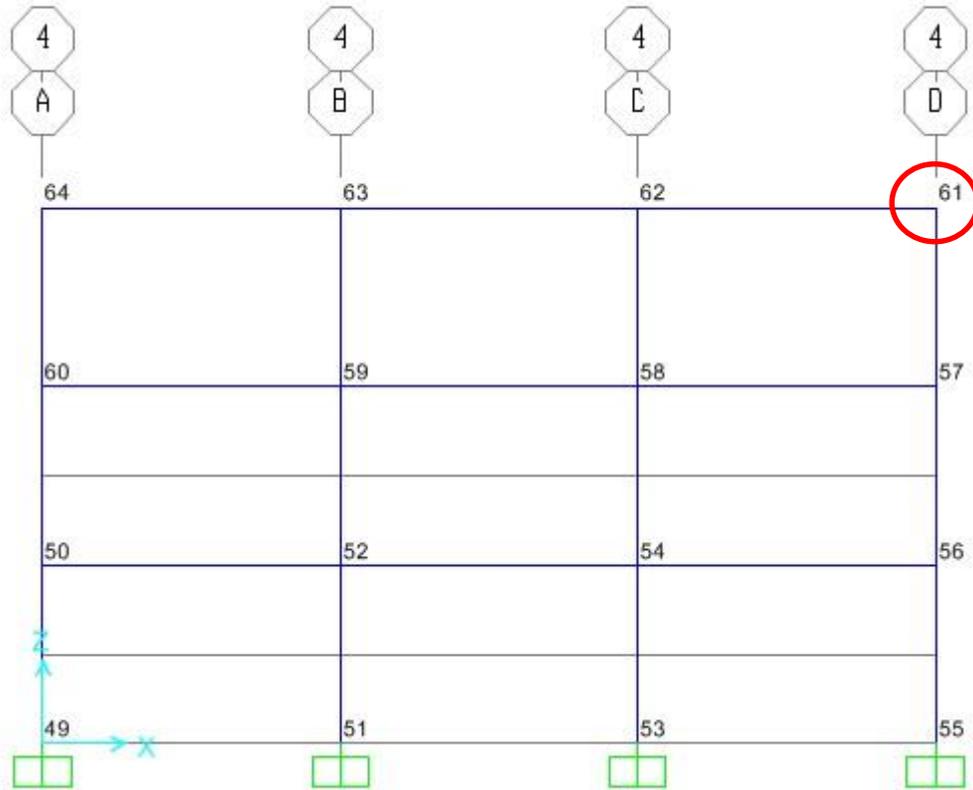


Figura 4.16 Nudo de control del desplazamiento de techo

Fuente: Captura del programa SAP2000

La magnitud del desplazamiento a monitorear se tomará como el 4% de la altura total del edificio, según lo establece FEMA 273 [FEMA 273, Federal Emergency Management Agency, Pag. 2-27].

$$\Delta_{max} = \text{Altura de piso} * \text{numero de pisos} * 4\%$$

$$\Delta_{max} = 300\text{cm} * 3 * \frac{4}{100} = 36\text{ cm}$$

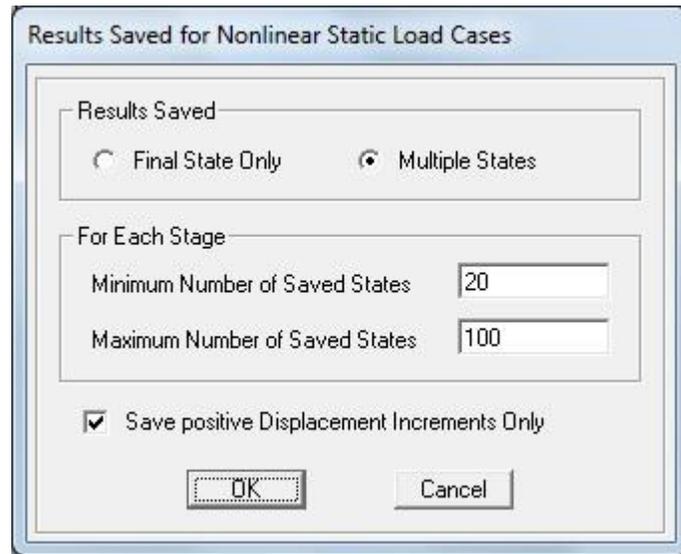


Figura 4.17 Rango de las iteraciones en el análisis estático no lineal

Fuente: Captura del programa SAP2000

En la Figura 4.17 se muestra el rango de iteraciones posibles, los cuales sirven para encontrar el punto al que colapsará la estructura.

Al realizar el análisis estático no lineal se obtiene la curva de capacidad de la estructura para la dirección X y para la dirección Y.

4.4.1.1 Curva de Capacidad

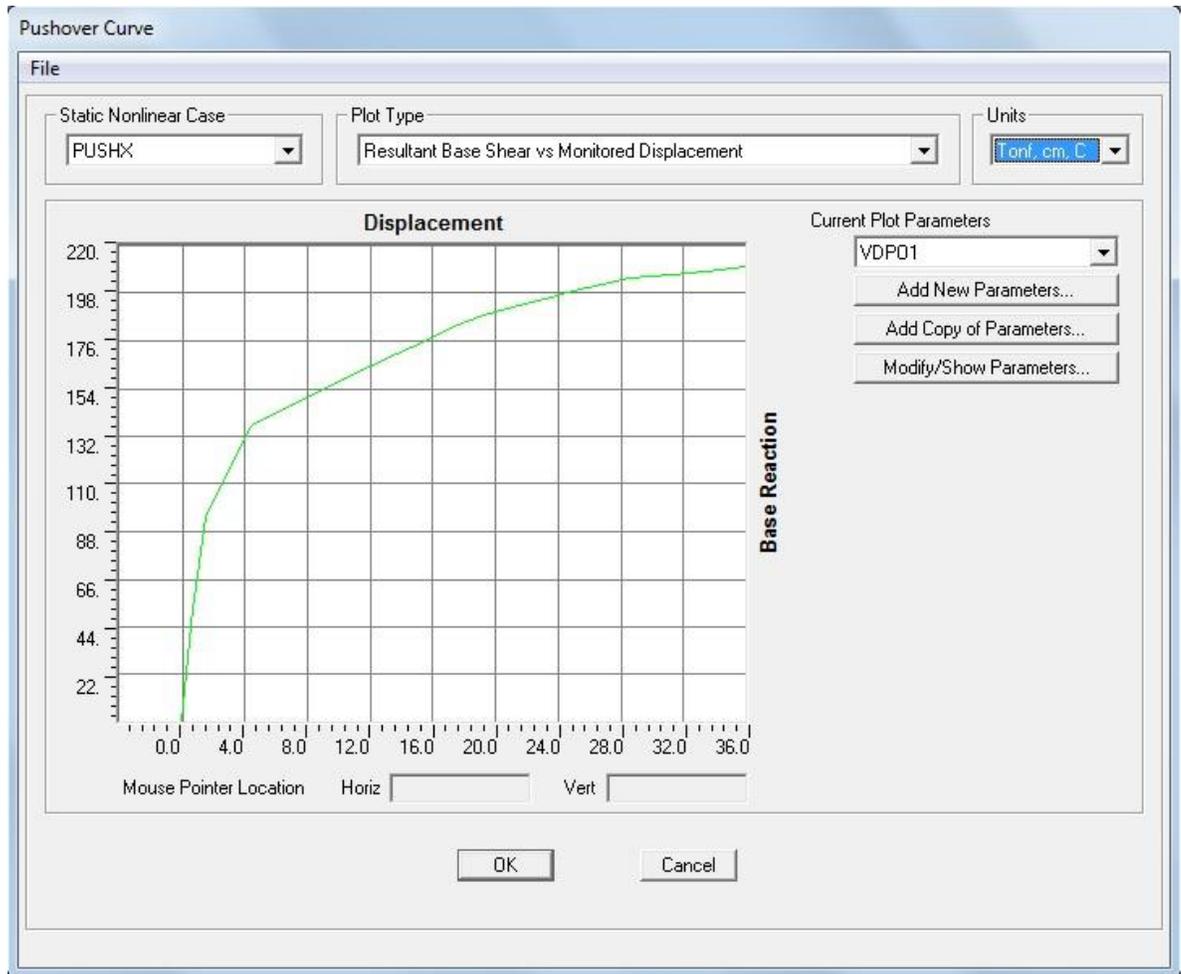


Figura 4.18 Curva de capacidad del edificio en la dirección X

Fuente: Captura del programa SAP2000

La curva de capacidad mostrada en la [Figura 4.18](#) relaciona la cortante basal graficada en el eje vertical contra el desplazamiento del techo del edificio según el nudo de control graficado en el eje horizontal.

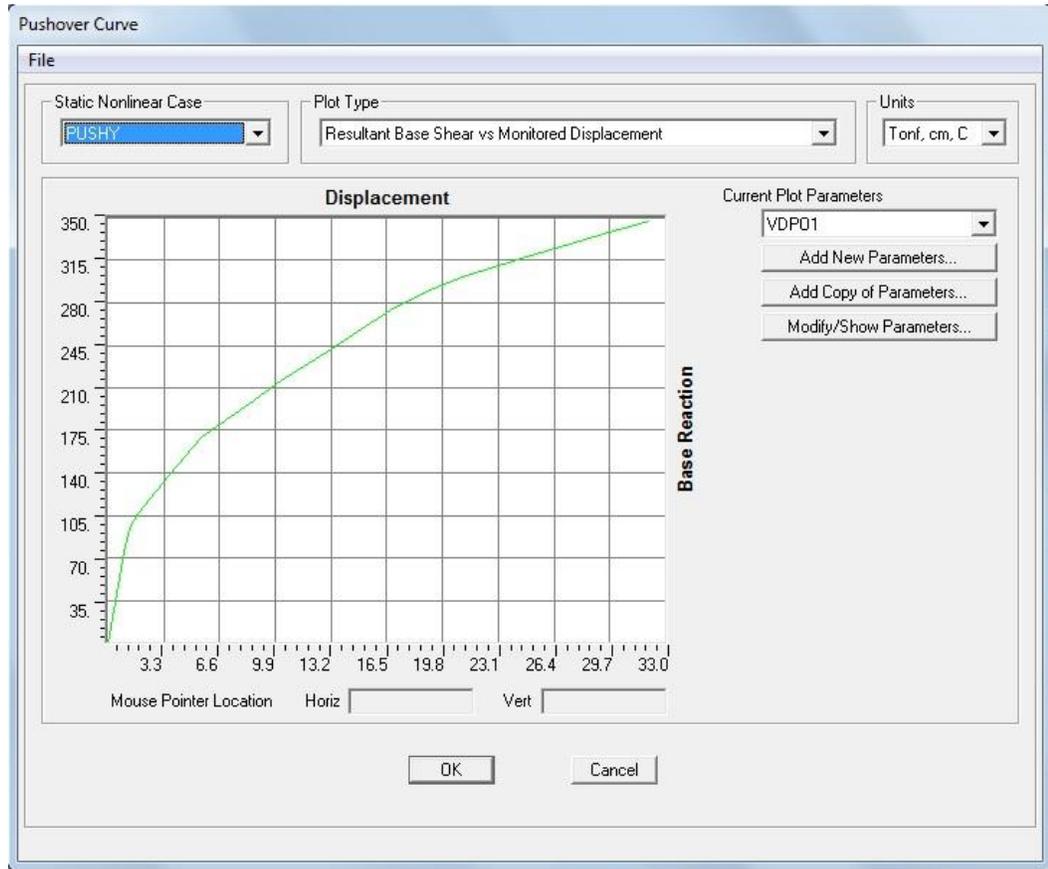


Figura 4.19 Curva de capacidad del edificio en la dirección Y

Fuente: Captura del programa SAP2000

La curva de capacidad mostrada en la [Figura 4.19](#) relaciona la cortante basal (eje vertical) contra el desplazamiento del techo del edificio según el nudo de control (eje horizontal).

4.5 Punto de Desempeño

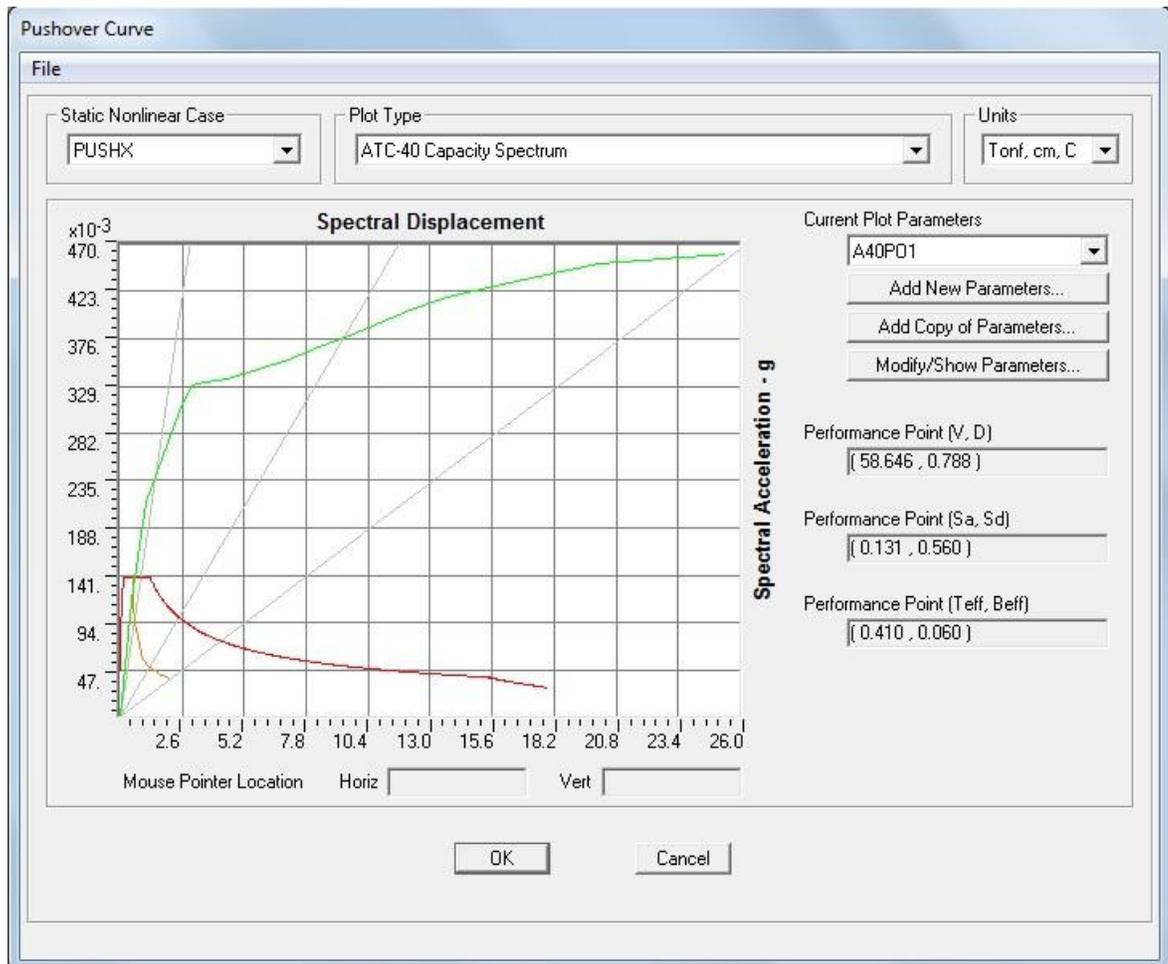


Figura 4.20 Punto de desempeño del edificio en la dirección X

Fuente: Captura del programa SAP2000

La Figura 4.20 muestra que el punto de desempeño del edificio en la dirección X ocurre para una cortante basal de 58.646ton y un desplazamiento en el techo del edificio de 0.788cm.

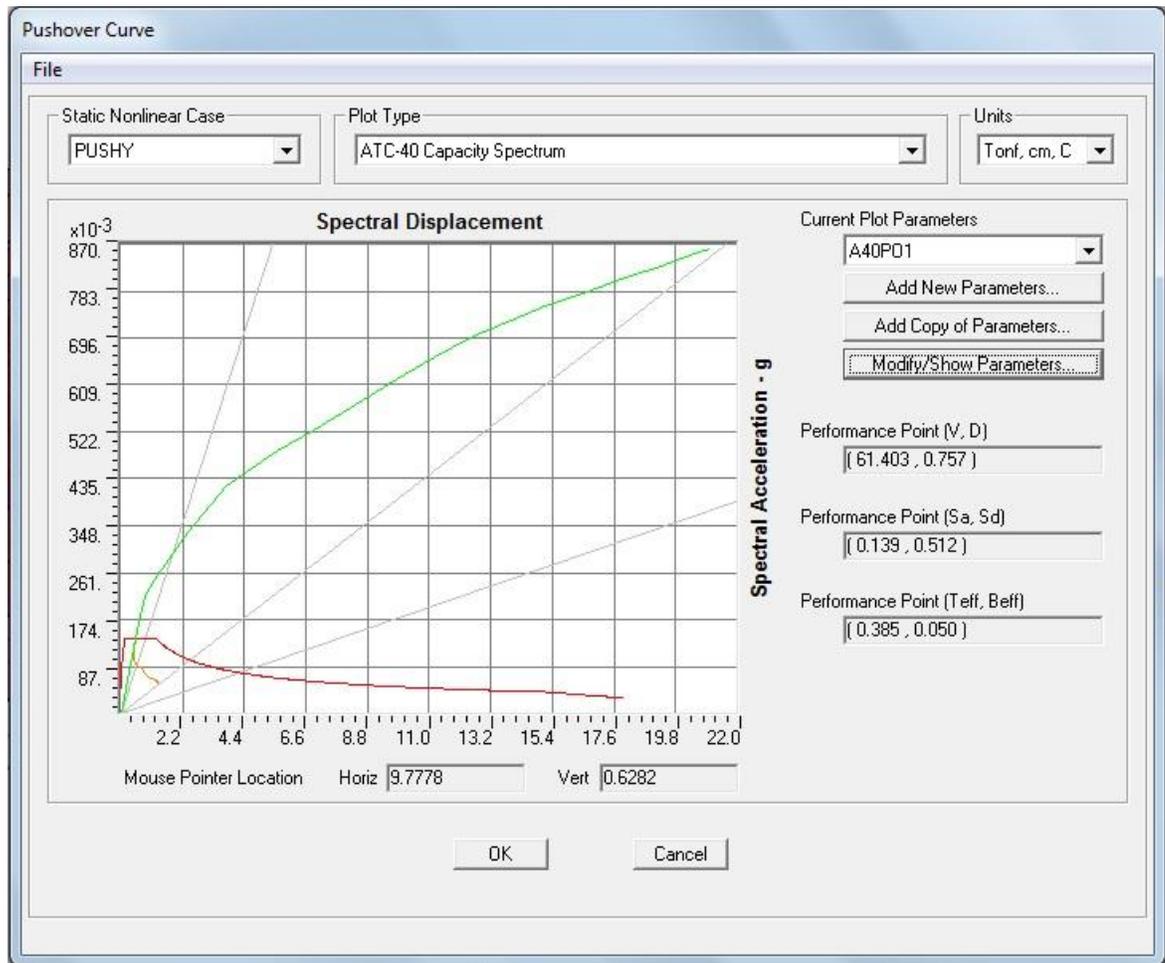


Figura 4.21 Punto de desempeño del edificio en la dirección Y

Fuente: Captura del programa SAP2000

La Figura 4.21 muestra que el punto de desempeño del edificio en la dirección Y ocurre para una cortante basal de 61.403ton y un desplazamiento en el techo del edificio de 0.757cm.

4.6 Verificación del Objetivo de Desempeño

4.6.1 Aceptabilidad Global del Edificio

La aceptabilidad global del edificio se realiza mediante el cálculo de las derivas normalizadas de cada nivel, que se generan con el desplazamiento del techo en el punto de desempeño (intersección de la gráfica de capacidad y espectro inelástico), para ello se presentan los desplazamientos de los tres niveles del edificio en la dirección X e Y.

NIVEL	DIRECCION X	DIRECCION Y
	DESPLAZAMIENTO	DESPLAZAMIENTO
1	0.002106 m	0.001939 m
2	0.005218 m	0.004895 m
3	0.007491 m	0.007097 m

Tabla 4.1 Desplazamientos de los niveles del edificio para el desplazamiento del punto de desempeño

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

Con los desplazamiento se calculan las derivas de cada nivel en la dirección X y en la dirección Y.

NIVEL	DIRECCION X	DIRECCION Y
	DERIVA	DERIVA
1	0.002106 m	0.001939 m
2	0.003112 m	0.002956 m
3	0.002273 m	0.002202 m

Tabla 4.2 Derivas de los niveles del edificio para el punto de desempeño

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

Para calcular las derivas normalizadas, las derivas del punto de desempeño de la Tabla 4.2 se deberán dividir entre la altura de cada nivel, como se muestra a continuación.

NIVEL	DIRECCION X			DIRECCION Y		
	DERIVA	ALTURA (H)	DERIVA NORMALIZADA	DERIVA	ALTURA (H)	DERIVA NORMALIZADA
1	0.002106 m	3.00 m	0.000702	0.001939 m	3.00 m	0.000646
2	0.003112 m	3.00 m	0.001037	0.002956 m	3.00 m	0.000985
3	0.002273 m	3.00 m	0.000758	0.002202 m	3.00 m	0.000734

Tabla 4.3 Derivas normalizadas de los niveles del edificio para el desplazamiento del punto de desempeño

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

Las derivas normalizadas presentadas en la Tabla 4.3 se comparan con las derivas presentadas en la Tabla 3.8 para identificar el nivel de desempeño del edificio.

NIVEL	DERIVA NORMALIZADA	DERIVA MAXIMA TOTAL PARA CADA NIVEL DE DESEMPEÑO				NIVEL DE DESEMPEÑO SELECCIONADO
		OCUPACION INMEDIATA	CONTROL DE DAÑO	SEGURIDAD DE VIDA	ESTABILIDAD ESTRUCTURAL	
1	0.000702	0.01	0.01 - 0.02	0.02	$0.33 \frac{V_i}{W_i}$	OCUPACION INMEDIATA
2	0.001037					OCUPACION INMEDIATA
3	0.000758					OCUPACION INMEDIATA

Tabla 4.4 Nivel de desempeño seleccionado según las derivas normalizadas en la dirección X

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

NIVEL	DERIVA NORMALIZADA	DERIVA MAXIMA TOTAL PARA CADA NIVEL DE DESEMPEÑO				NIVEL DE DESEMPEÑO SELECCIONADO
		OCUPACION INMEDIATA	CONTROL DE DAÑO	SEGURIDAD DE VIDA	ESTABILIDAD ESTRUCTURAL	
1	0.000646	0.01	0.01 - 0.02	0.02	$0.33 \frac{V_i}{W_i}$	OCUPACION INMEDIATA
2	0.000985					OCUPACION INMEDIATA
3	0.000734					OCUPACION INMEDIATA

Tabla 4.5 Nivel de desempeño seleccionado según las derivas normalizadas en la dirección Y

Fuente: Elaboración propia del grupo de tesis

Se obtiene que el edificio tiene el nivel de desempeño de ocupación inmediata en la dirección X y en la dirección Y, por lo tanto el objetivo de desempeño se cumple de forma global.

A continuación se revisará si el objetivo de desempeño se cumple para cada elemento del edificio.

4.6.2 Aceptabilidad de los Elementos del Edificio

La clasificación de la rotación de las rotulas plásticas se hará mediante colores, los cuales varían según el nivel de desempeño en el que se encuentre la rótula plástica; esta clasificación se realiza con los valores presentados en la Tabla 3.9 y Tabla 3.10.

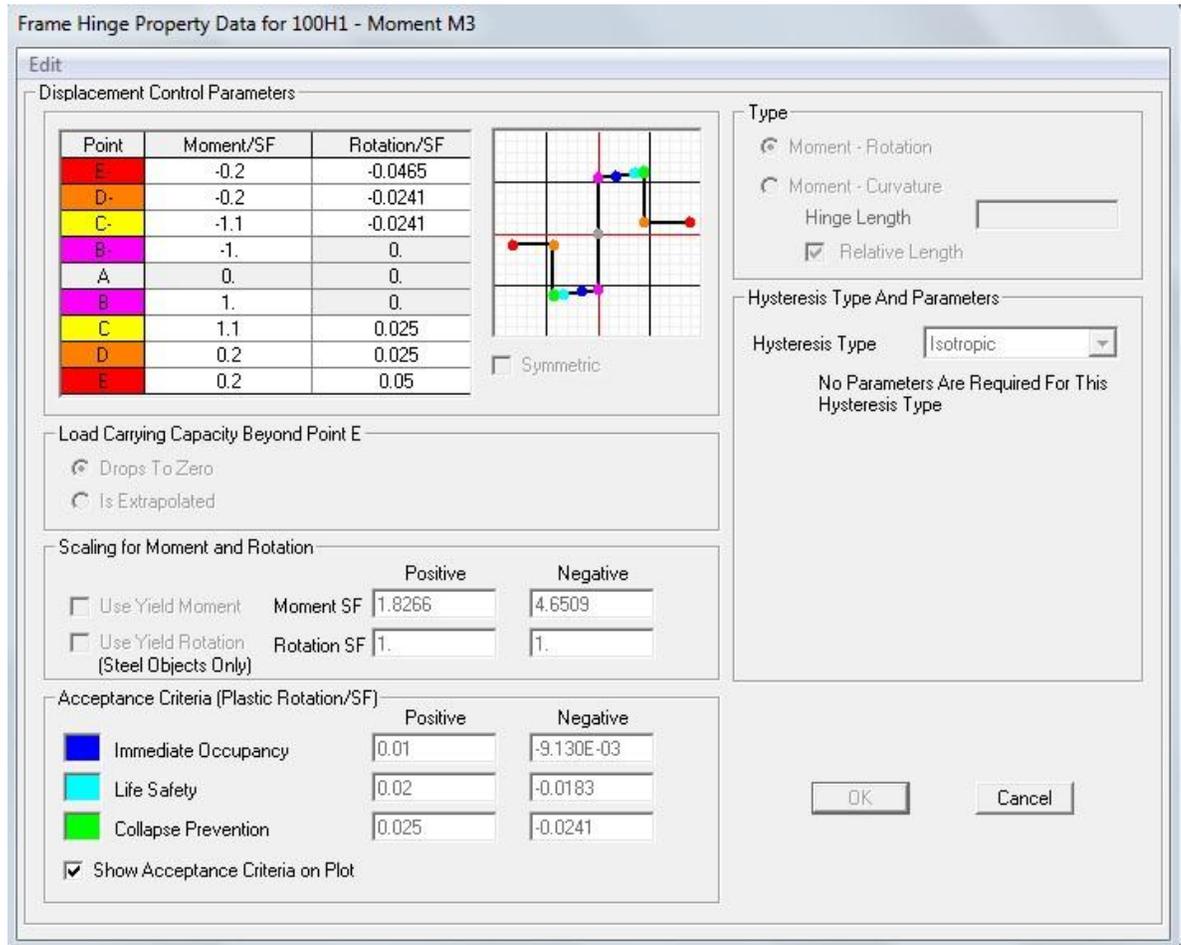


Figura 4.22 Clasificación de la rotación de las rotulas plásticas según su nivel de desempeño

Fuente: Captura del programa SAP2000

Para mostrar la aparición de las rótulas plásticas, se divide el comportamiento de la estructura en pasos, cada paso representa un aumento de la fuerza lateral, que conlleva a un aumento del desplazamiento del techo del edificio, a un aumento de la cortante basal y a la aparición progresiva de rótulas plásticas como se muestra en la [Figura 4.23](#).

The screenshot shows a 'Table Display' window with a menu bar (File, Edit) and a title bar (Table Display). The main content is a table titled 'Pushover Curve - PUSHX'. The table has 12 columns: Step, Displacemen (cm), BaseForce (Tonf), AtoB, BtoD, ItoLS, LstoCP, CptoC, CtoD, DtoE, BeyondE, and Total. The data shows a non-linear pushover curve with 22 steps. The 'Total' column is constant at 336. The 'BeyondE' column is 0 for all steps. The 'CtoD' column increases from 0 to 86. The 'DtoE' column is 0 for all steps. The 'CptoC' column is 0 for all steps. The 'LstoCP' column is 0 for steps 0-10, 8 for step 11, 67 for step 12, 27 for step 13, 3 for step 14, 5 for step 15, 13 for step 16, 14 for step 17, 4 for step 18, 1 for step 19, 1 for step 20, 1 for step 21, and 1 for step 22. The 'ItoLS' column is 0 for steps 0-10, 73 for step 11, 20 for step 12, 16 for step 13, 16 for step 14, 13 for step 15, 5 for step 16, 4 for step 17, 4 for step 18, 10 for step 19, 3 for step 20, 3 for step 21, and 3 for step 22. The 'BtoD' column is 0 for steps 0-10, 44 for step 11, 4 for step 12, 4 for step 13, 8 for step 14, 6 for step 15, 7 for step 16, 8 for step 17, 8 for step 18, 10 for step 19, 10 for step 20, 10 for step 21, and 10 for step 22. The 'AtoB' column is 336 for step 0, 334 for step 1, 285 for step 2, 264 for step 3, 253 for step 4, 249 for step 5, 248 for step 6, 248 for step 7, 248 for step 8, 248 for step 9, 245 for step 10, 244 for step 11, 244 for step 12, 244 for step 13, 240 for step 14, 240 for step 15, 239 for step 16, 238 for step 17, 238 for step 18, 236 for step 19, 236 for step 20, 236 for step 21, and 236 for step 22. The 'BaseForce (Tonf)' column increases from 0.0000 to 210.0364. The 'Displacemen (cm)' column increases from -0.029253 to 35.970747.

Step	Displacemen cm	BaseForce Tonf	AtoB	BtoD	ItoLS	LstoCP	CptoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
0	-0.029253	0.0000	336	0	0	0	0	0	0	0	336
1	0.654237	52.0711	334	2	0	0	0	0	0	0	336
2	1.518639	94.5663	285	51	0	0	0	0	0	0	336
3	3.618998	126.7218	264	72	0	0	0	0	0	0	336
4	4.359723	136.1129	253	83	0	0	0	0	0	0	336
5	4.625369	138.0729	249	87	0	0	0	0	0	0	336
6	6.502809	144.7604	248	88	0	0	0	0	0	0	336
7	8.302809	151.0725	248	40	48	0	0	0	0	0	336
8	10.102809	157.3847	248	16	72	0	0	0	0	0	336
9	11.902809	163.6969	248	16	72	0	0	0	0	0	336
10	13.702809	170.0090	245	10	73	8	0	0	0	0	336
11	15.502809	176.2083	244	4	44	44	0	0	0	0	336
12	17.302809	182.4340	244	4	20	67	0	1	0	0	336
13	19.251006	187.9574	244	4	16	27	0	45	0	0	336
14	21.096624	191.6550	240	8	16	3	0	69	0	0	336
15	23.177301	195.5176	240	6	13	5	0	72	0	0	336
16	24.977301	198.7995	239	7	5	13	0	72	0	0	336
17	26.777301	202.0174	238	8	4	14	0	72	0	0	336
18	28.558947	204.7915	238	8	4	4	0	82	0	0	336
19	31.204852	206.7972	236	10	4	1	0	85	0	0	336
20	33.395047	208.2793	236	10	3	1	0	86	0	0	336
21	35.195047	209.4476	236	10	3	1	0	86	0	0	336
22	35.970747	210.0364	236	10	3	1	0	86	0	0	336

Below the table, there are two input fields: 'Current Sort String' and 'Current Filter String', both empty. A 'Done' button is located at the bottom right of the window.

Figura 4.23 Pasos del análisis estático no lineal en la dirección X

Fuente: Captura del programa SAP2000

La Figura 4.24 representa la primera distribución de carga que realiza el programa, como ya se dijo la primera distribución es la gravitacional, por lo tanto se le denomina paso 0. Por eso la Figura 4.24 solo muestra la forma de la estructura soportando el 100% de la carga muerta y el 25% de la carga viva, los pasos siguientes si representan distribuciones de carga lateral (cortante basal) y se mostraran los pasos que se consideren más importantes en el análisis del programa.

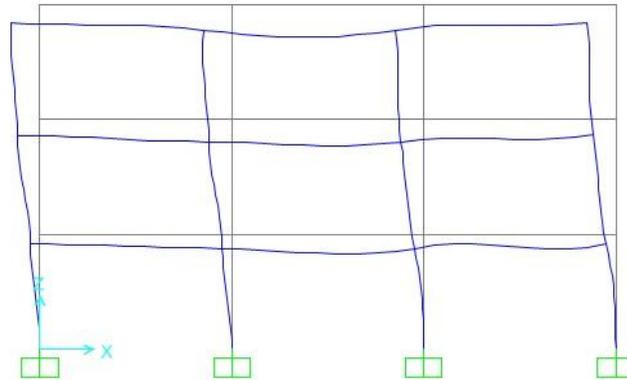


Figura 4.24 Paso 0 del análisis estático no lineal en la dirección X sobre el eje 4

Fuente: Captura del programa SAP2000

La Figura 4.24 muestra una elevación del edificio sobre el eje 3 en la dirección X para el paso 0 del análisis estático no lineal.

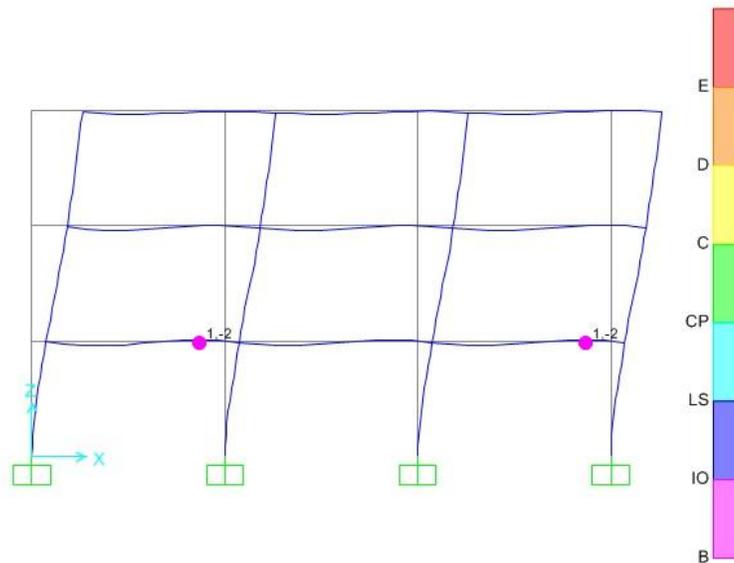


Figura 4.25 Paso 1 del análisis estático no lineal en la dirección X sobre el eje 4

Fuente: Captura del programa SAP2000

Al ubicar el desplazamiento del punto de desempeño en la dirección X (0.788cm) en la Figura 4.23, se obtiene que dicho desplazamiento esta entre el paso 1 (0.654cm) y el paso 2 (1.519cm), por lo tanto la rotación de las rótulas plásticas del edificio que se forman debido al desplazamiento del techo provocado por la demanda del sismo de diseño es inferior al límite del nivel de desempeño de ocupación inmediata.

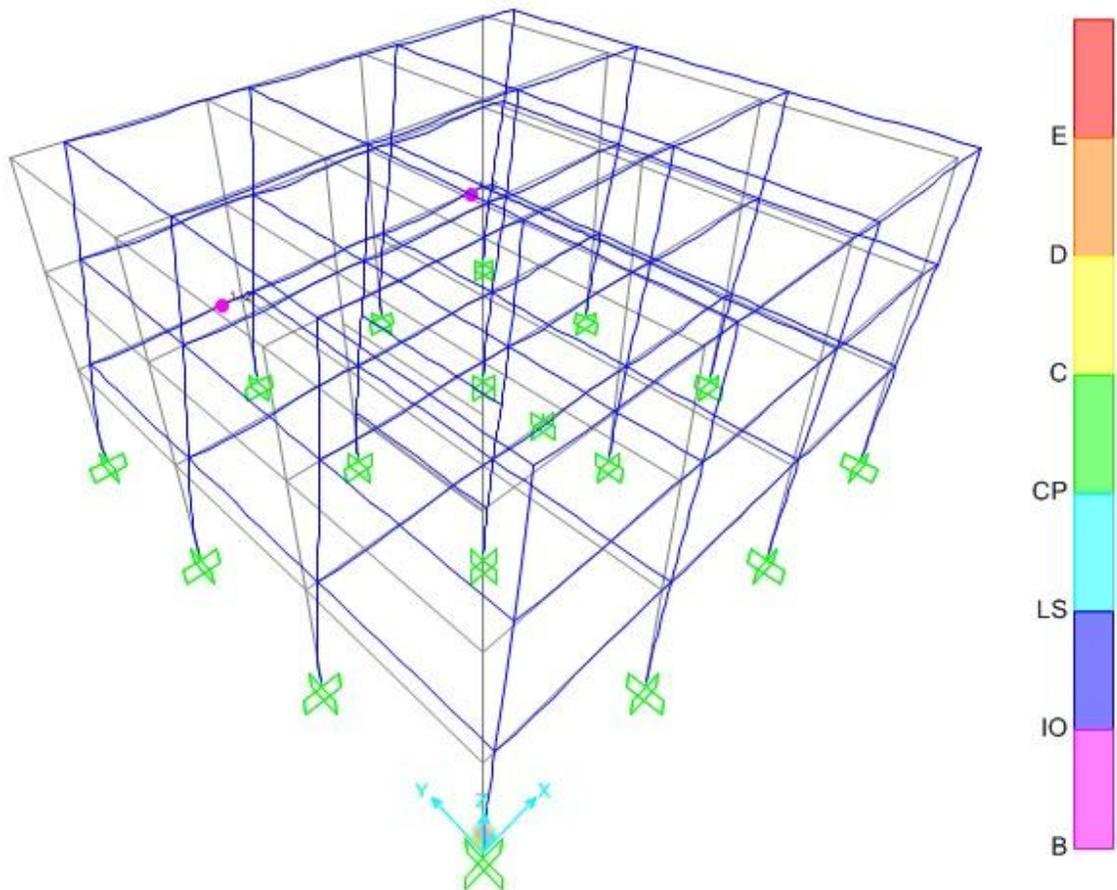


Figura 4.26 Paso 1 del análisis estático no lineal en la dirección X en una vista 3D

Fuente: Captura del programa SAP2000

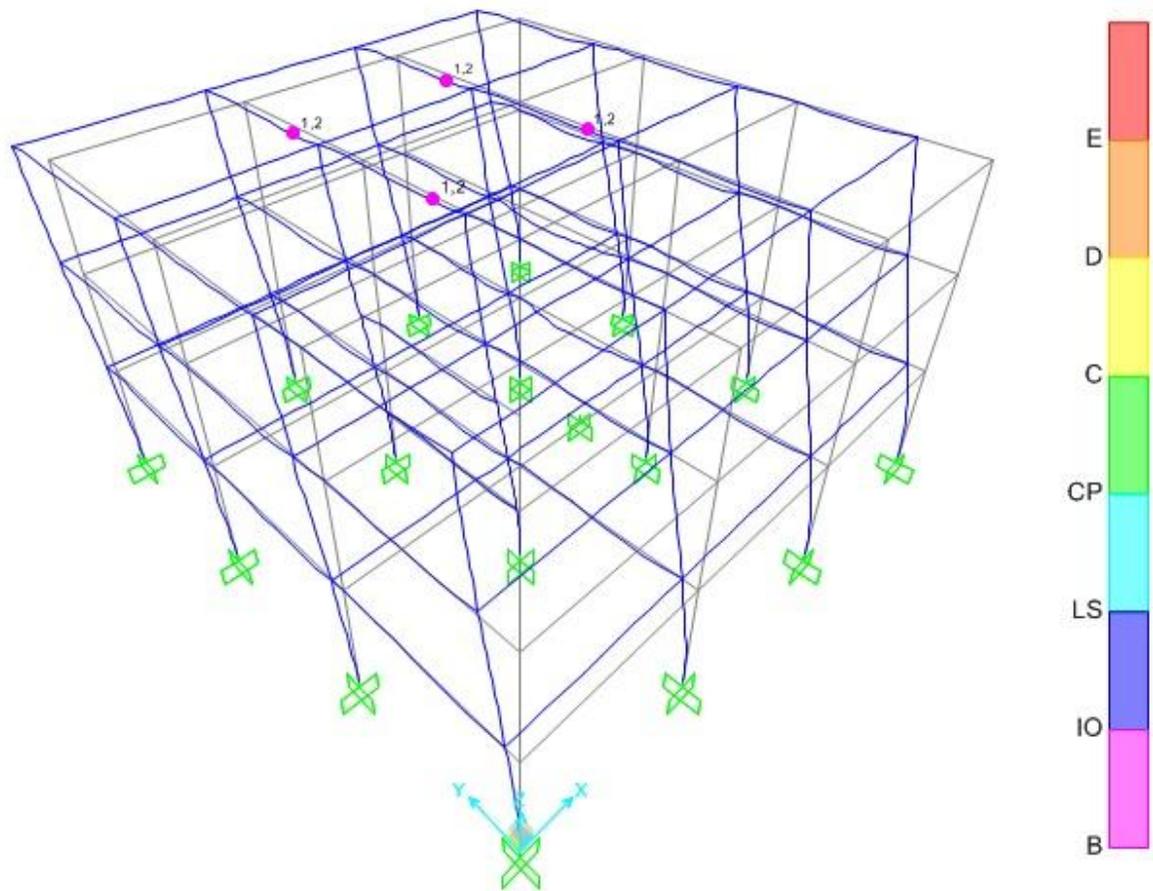


Figura 4.27 Paso 1 del análisis estático no lineal en la dirección Y en una vista 3D

Fuente: Captura del programa SAP2000

En la dirección X y en la dirección Y las rótulas plásticas tienen una rotación menor que el límite del nivel de desempeño de ocupación inmediata, por lo tanto se obtiene que el edificio tiene el nivel de desempeño de ocupación inmediata en la dirección X y en la dirección Y en la revisión de los elementos y que el objetivo de desempeño se sigue cumpliendo.

Las rótulas plásticas en las columnas del primer nivel empiezan a formarse en el paso 4 como se muestra en la Figura 4.28.

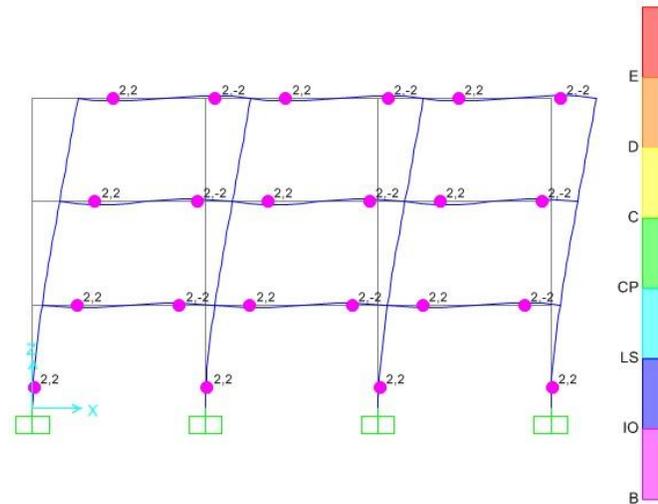


Figura 4.28 Paso 4 del análisis estático no lineal en la dirección X

Fuente: Captura del programa SAP2000

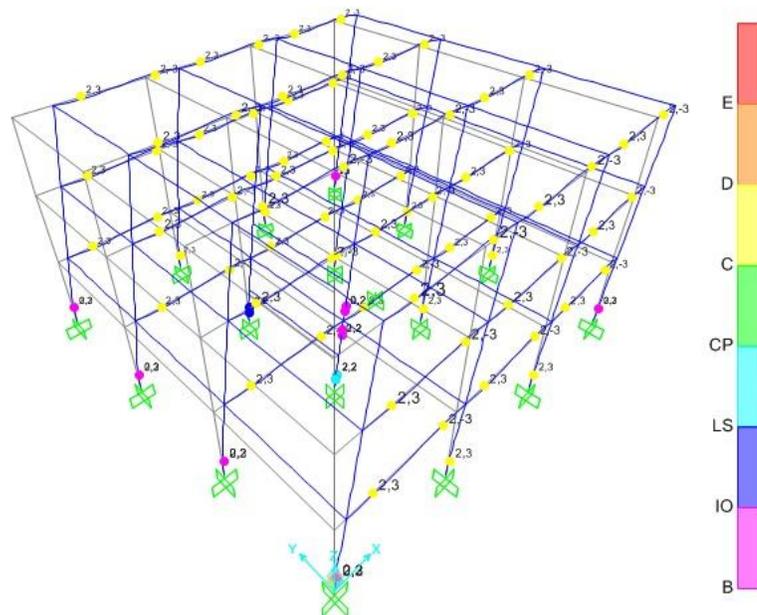


Figura 4.29 Paso 22 del análisis estático no lineal en la dirección X en una vista 3D

Fuente: Captura del programa SAP2000

En el paso 22 la mayoría de las rótulas plásticas en la dirección X formadas en los elementos del edificio tienen un nivel de desempeño de colapso, por lo tanto el edificio necesitaría una rehabilitación o ser demolido.

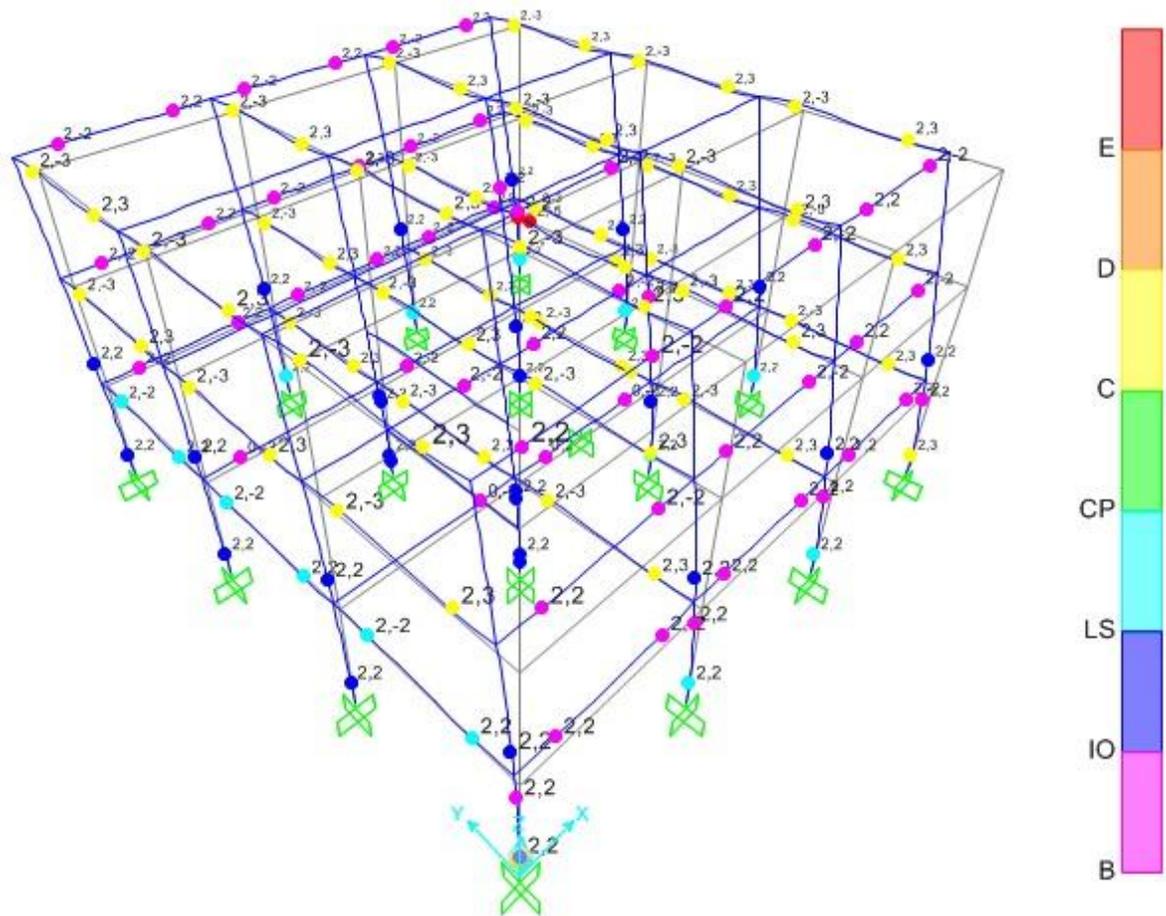


Figura 4.30 Paso 18 del análisis estático no lineal en la dirección Y en una vista 3D

Fuente: Captura del programa SAP2000

En el paso 18 la mayoría de las rótulas plásticas en la dirección Y formadas en los elementos del edificio tienen un

nivel de desempeño de colapso y de seguridad de vida, por lo tanto el edificio necesitaría una rehabilitación o ser demolido.

El edificio cumple el objetivo de desempeño y por lo tanto el diseño se considera aceptable.

Al imaginarse el punto de desempeño del edificio, se debe visualizar como el punto en el cual la estructura es capaz de incursionar en el rango no lineal ante la demanda de un sismo dado sin perder la funcionalidad para la que fue diseñada.

5 . CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 Conclusiones

Después de terminado el análisis por desempeño de estructuras aplicado a un edificio de 3 niveles y tomando en consideración los objetivos planteados al inicio de este tema se concluye lo siguiente:

- ✓ El diseño arquitectónico del edificio, de una forma regular en planta y en elevación, no permitió observar cambios significativos en la curva de capacidad y el desempeño de la estructura en las direcciones x e y a la hora de realizar variaciones en el modelo.
- ✓ El diseño estructural por estados límites se hizo de manera satisfactoria pues cumplió todos los requisitos de resistencia que establece el ACI 318-08, cabe aclarar que algunas de las premisas de la sismo resistencia son bases del análisis por desempeño de estructuras, tal como, la filosofía columna fuerte viga débil [ACI 21.6.2.2] y el concepto de rotula plástica [ACI 21.5.3.1].
- ✓ El análisis no lineal debe ser aplicado a la estructura solamente cuando se haya terminado de diseñar por estados límites, ya que esto permite observar claramente como la

estructura se degrada como si estuviese funcionando en el instante (en el caso que sea un edificio nuevo).

- ✓ El desempeño de estructuras permite comprender como se comportara el edificio mientras el suelo está acelerándose al máximo (según el tipo de suelo) dentro del rango elástico en primera instancia y después en el rango inelástico hasta llegar al colapso. Esto permite optimizar el diseño del edificio en cuanto a cuantía de refuerzo, calidad del concreto.
- ✓ Después de realizada la obtención del punto de desempeño se puede concluir si la estructura presenta un comportamiento adecuado ante la mayor demanda del sismo a partir del espectro de diseño que se ha empleado (según la NTDS) o si necesita optimizarse el diseño para evitar fallas tempranas durante el sismo en el edificio.
- ✓ Es una herramienta que busca combatir las principales fallas estructurales y proteger la vida humana, en primer lugar, en segundo, para limitar el daño o mantener la función.

5.2 Recomendaciones

- ✓ En un tema tan extenso y en vías de investigación como lo es el desempeño de estructuras, se necesita que su investigación continúe, para aportar más elementos de validez para conocer su forma de operar en otras áreas diferentes de los edificios y lograr su aval consensuado para utilizarlo en el país e incluirlo en los reglamentos respectivos.
- ✓ El estudio del desempeño de estructuras como su nombre lo indica abarca muchas de las áreas de la ingeniería civil, en lo referido a lo estructural, pero no solo la edificación. Por lo tanto se recomienda estudiar el desempeño en puentes, en muros, tanques de almacenamiento, cimentaciones (puentes, edificios, etc.).
- ✓ Debido a que fue un ejercicio académico se idealizaron muchas situaciones concernientes al diseño, sin embargo se recomienda adoptar escenarios más realistas a la hora de proponer las futuras investigaciones.

BIBLIOGRAFÍA

- ✓ Alemán García, Luis Xavier; Naranjo Quimbiulco, Luis Fernando. Diseño por desempeño de elementos estructurales de hormigón armado mediante los códigos FEMA, usando ETABS. Tesis para optar a Ingeniero civil. Escuela politécnica del Ejército. Ecuador. 236 p.
- ✓ García Reyes, Luis Enrique. Dinámica estructural aplicada al diseño sísmico de edificios. Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. 1998.
- ✓ Bazán, Enrique; Meli, Roberto. Diseño sísmico de edificios. Editorial Limusa. México, 1999.
- ✓ Chopra, Anil. Dynamics Of structures - Earthquake engineering research. Segunda Edición, Prentice hall inc. USA 1995. 729 p.
- ✓ ACI - American Concrete Institute (2008). Building code requirements for reinforced concrete. ACI 318-08. Farmington Hills (Michigan, EEUU): ACI Committee 318.
- ✓ Ministerio de Obras Públicas (1994), Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones.
- ✓ Ministerio de Obras Públicas (1994), Norma Técnica de Diseño por Sismo: Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones.

- ✓ American Society for Testing and Materials. C39/C39M-01. USA 2001.
- ✓ ATC 40 (1996), Applied Technology Council Seismic. Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, Vol.1, California.
- ✓ Romo Proaño, Marcelo. Temas de hormigón armado. Escuela Politécnica del ejército. Ecuador. 584 p.
- ✓ COPRESA. Concreto pre esforzado salvadoreño. Catalogo 2004. Pág. 14.
- ✓ FEMA 273 (Federal Emergency Management Agency). NEHRP GUIDELINES FOR THE SEISMIC REHABILITATION OF BUILDINGS. USA 1997.
- ✓ Fajfar, Peter. A nonlinear analysis method for performance Based seismic design. Eslovenia 2000.
- ✓ Freeman, Sigmund A. Review of the development of the capacity spectrum method. USA 2004.
- ✓ Gumbel, E.J. Statistics of extreme values. Columbia university press. USA 1967.