



UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**TRABAJO DE GRADUACIÓN ESTRUCTURADO DE MANERA
INDEPENDIENTE PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL**

TEMA:

“Verificación de las derivas de piso, para edificaciones de tres, seis y nueve pisos, de estructura metálica, para la ciudad de Ambato, Mediante el diseño sismo resistente, utilizando El Código Ecuatoriano de la Construcción (CEC-2002) y Las Normas Ecuatorianas de la Construcción (NEC-11), estudio de la estabilidad estructural”

AUTOR: RICARDO VINICIO MONTACHANA SOQUE

TUTOR: PATRICIO M. VASCO L. Ing. Civil.

AMBATO-ECUADOR

2014

APROBACIÓN DEL TUTOR

Certifico que el presente trabajo de investigación sobre el tema: “Verificación de las derivas de piso, para edificaciones de tres, seis y nueve pisos, de estructura metálica, para la ciudad de Ambato, mediante el diseño sismo resistente, utilizando el código ecuatoriano de la construcción (CEC 2002) y las normas ecuatorianas de la construcción (NEC-11), estudio de la estabilidad estructural”, previa a la obtención del Título de Ingeniero Civil, fue ejecutado por Ricardo Montachana Soque, bajo mi Dirección, habiéndose concluido de conformidad con el Proyecto Aprobado.

Por lo tanto, autorizo la presentación del mismo ante el organismo pertinente, para que sea sometido a evaluación por los profesores calificadores designados por el H. Consejo de Pregrado - UTA.

Ambato, 24 de Marzo del 2014

Patricio. M. Vasco. L. Ing. Civil.

DIRECTOR DE TESIS

AUTORÍA DEL PROYECTO DE INVESTIGACIÓN

Yo, Ricardo Vinicio Montachana Soque, con cédula de ciudadanía № 180394140-8, tengo a bien indicar que el contenido emitido en el trabajo de investigación: “Verificación de las derivas de piso, para edificaciones de tres, seis y nueve pisos, de estructura metálica, para la ciudad de Ambato, mediante el diseño sismo resistente, utilizando el código ecuatoriano de la construcción (CEC 2002) y las normas ecuatorianas de la construcción (NEC-11), estudio de la estabilidad estructural” como también los criterios, ideas y análisis y síntesis son de exclusiva responsabilidad de persona, como autor de este trabajo de investigación.

Ricardo Vinicio Montachana Soque.

AUTOR

APROBACIÓN PROFESORES CALIFICADORES

Los suscritos Profesores Calificadores, una vez revisado, aprueban el informe de Investigación, sobre el tema: “Verificación de las derivas de piso, para edificaciones de tres, seis y nueve pisos, de estructura metálica, para la ciudad de Ambato, mediante el diseño sismo resistente, utilizando el código ecuatoriano de la construcción (CEC 2002) y las normas ecuatorianas de la construcción (NEC-11), estudio de la estabilidad estructural”, del estudiante Ricardo Vinicio Montachana Soque, de la carrera de Ingeniería Civil, el mismo que guarda conformidad con las disposiciones reglamentarias emitidas por el Centro de Estudios de Pregrado de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica de la Universidad Técnica de Ambato.

Ambato, 27 de Noviembre 2014

Para constancia firman

Ing. M.Sc. Jorge Cevallos

PROFESOR CALIFICADOR

Ing. M.Sc. Carlos Navarro

PROFESOR CALIFICADOR

DEDICATORIA

Esta tesis se la dedico a mis padres Marcelo y Laura, que han sido el pilar fundamental en mi vida, al guiarme por el buen camino, darme fuerza para seguir adelante y no desmayar en los problemas que se presentan, por sus consejos, comprensión y amor en los momentos difíciles, me han dado todo lo que soy como persona, mis principios, mis valores, mi carácter, mi perseverancia, mi coraje para conseguir mis objetivo.

A mis hermanos Geovanny, Santiago, Yadira por estar siempre presentes brindándome su confianza y su apoyo incondicional.

Ricardo.

AGRADECIMIENTO

Agrades a DIOS por ser guía en mi camino y bendecirme para llegar hasta donde he llegado.

A la UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO que me abrió las puertas y me permitió estudiar y ser un profesional.

A los señores Catedráticos de la carrera de Ingeniería Civil por compartir sus conocimientos profesionales en mi formación durante mi permanecía como estudiante.

Mi gratitud al Señor Patricio. M. Vasco. L. Ing. Civil, quien dirigió este trabajo de investigación, por compartir sus conocimientos y experiencia profesional.

De igual manera a mis padres y hermanos, gracias por facilitarme las cosas.

ÍNDICE GENERAL DE CONTENIDOS

A. PÁGINAS PRELIMINARES

PORTADA.....	i
APROBACIÓN DEL TUTOR.....	ii
AUTORÍA DEL PROYECTO DE INVESTIGACIÓN.....	iii
APROBACIÓN PROFESORES CALIFICADORES.....	iv
DEDICATORIA	v
AGRADECIMIENTO.....	vi
ÍNDICE GENERAL DE CONTENIDOS.....	viii
ÍNDICE DE TABLAS	xii
ÍNDICE DE CUADROS	xvi
ÍNDICE DE GRÁFICOS	xviii
ÍNDICE DE FIGURAS.....	xx
RESUMEN EJECUTIVO	xxi

B. TEXTO

Introducción.....	1
CAPÍTULO I.....	2
EL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN	2
1.1 TEMA.....	2
1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	2
1.2.1 CONTEXTUALIZACIÓN.....	2
1.2.2 ANÁLISIS CRÍTICO.....	4
1.2.3 PROGNOSIS	4
1.2.4 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA	5
1.2.5 PREGUNTAS DIRECTRICES.....	5
1.2.6 DELIMITACIÓN DEL OBJETO DE INVESTIGACIÓN	5
1.2.6.1 DE CONTENIDO.....	5
1.2.6.2 DELIMITACIÓN TEMPORAL.....	6
1.2.6.3 DELIMITACIÓN ESPACIAL.....	6
1.3 JUSTIFICACIÓN.....	6

1.4 OBJETIVOS	7
1.4.1 OBJETIVO GENERAL	7
1.4.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	7
CAPÍTULO II.....	8
MARCO TEÓRICO	8
2.1 ANTECEDENTES INVESTIGATIVOS	8
2.2 FUNDAMENTACIÓN FILOSÓFICA	8
2.3 FUNDAMENTACIÓN LEGAL	9
2.4 CATEGORÍAS FUNDAMENTALES.....	9
2.4.1 SUPRAORDINACIÓN DE VARIABLES	9
2.4.2 CONCEPTOS BÁSICOS.....	9
2.4.2.1 EDIFICACIÓN.....	9
2.4.2.2 EDIFICIOS.....	10
2.4.2.3 ESTRUCTURA.....	10
2.4.2.4 INGENIERÍA SÍSMICA.....	15
2.4.2.4.1 PELIGROSIDAD SÍSMICA DEL ECUADOR.....	20
2.4.2.4.2 RESPUESTA DE LOS EDIFICIOS A LA ACCIÓN SÍSMICA.....	22
2.4.2.5 DISEÑO SISMO RESISTENTE.....	26
2.4.2.5.1 CRITERIOS DE DISEÑO SÍSMICO	27
2.4.2.6 CARGAS DE DISEÑO	30
2.4.2.6.2 MÉTODOS DE DISEÑO	31
2.4.2.7 DERIVAS DE PISO	32
2.4.2.8 DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES (AISC 360-10).....	34
2.5 HIPOTESIS	42
2.6 SEÑALAMIENTO DE LAS VARIABLES.....	43
2.6.1 VARIABLE INDEPENDIENTE	43
2.6.2 VARIABLE DEPENDIENTE.....	43
CAPÍTULO III	44
METODOLOGÍA.....	44
3.1 MODALIDAD BÁSICA DE LA INVESTIGACIÓN	44
3.2 NIVEL O TIPO DE INVESTIGACIÓN	44
3.3 POBLACIÓN Y MUESTRA	44

3.4 OPERACIONALIZACION DE VARIABLES.....	45
3.5 PLAN DE RECOLECCIÓN DE LA INFORMACIÓN	46
3.6 PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS	47
3.6.1 PLAN DE PROCESAMIENTO DE LA INFORMACIÓN	47
3.6.2 ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS	47
CAPÍTULO IV	48
METODOLOGÍA.....	48
4.1 ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS	48
4.2 INTERPRETACIÓN DE DATOS	56
4.3 VERIFICACIÓN DE HIPÓTESIS.....	57
CAPÍTULO V	58
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	58
5.1 CONCLUSIONES.....	58
5.2 RECOMENDACIONES	59
CAPÍTULO VI.....	60
PROPUESTA	60
6.1 DATOS INFORMATIVOS.....	60
6.2 ANTECEDENTES DE LA PROPUESTA	61
6.3 JUSTIFICACIÓN.....	62
6.4 OBJETIVOS	63
6.4.1 OBJETIVO GENERAL	63
6.7 METODOLOGÍA.....	63
6.7.1 DATOS GENERALES PARA EL DISEÑO	63
6.7.2 CUANTIFICACIÓN DE CARGAS Y PREDIMENSIONAMIENTO	65
6.7.2.1 PREDISEÑO DE LAS LOSAS (DECK)	65
6.7.2.2 CARGA MUERTA DE MAMPOSTERÍA.....	91
6.7.2.3 CARGA VIVA	92
6.7.2.4 DETERMINACIÓN DE FUERZAS SÍSMICAS SEGÚN EL CEC 2002	97
6.7.2.5 PREPARACIÓN DE PESOS POR CADA NIVEL DE PISO	103
6.7.2.6 CÁLCULO DE FUERZAS SÍSMICAS (CEC-02).....	107
6.7.2.7 PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS	109

6.7.2.7.1 CUANTIFICACIÓN DE CARGAS PARA LAS VIGAS	112
6.7.2.7.2 Predimensionamiento de la Sección De Viga Del Eje 2 Nivel +3.24m	131
6.7.2.7.3 CUANTIFICACIÓN DE CARGAS PARA COLUMNAS	139
6.7.2.7.2 Predimensionamiento De Columnas Del Eje 2 – Eje C	142
6.7.3 ANÁLISIS ESTÁTICO ESPACIAL DEL EDIFICIO.....	149
6.7.4 MODELACIÓN TRIDIMENSIONAL	155
6.7.4.1 LÍMITES DE LA DERIVA DE PISO (TRES PISOS CEC-02)	168
6.7.5 ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL.....	169
6.7.6 DATOS GENERALES PARA EL DISEÑO (SEIS PISOS CEC-02)	180
6.7.6.1 ANÁLISIS ESTÁTICO ESPACIAL DEL EDIFICIO.....	185
6.7.6.2 LÍMITES DE LA DERIVA DE PISO (SEIS PISOS CEC-02).....	189
6.7.6.3 ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL.....	190
6.7.7 DATOS GENERALES PARA EL DISEÑO (NUEVE PISOS CEC-02)	194
6.7.7.1 ANÁLISIS ESTÁTICO ESPACIAL DEL EDIFICIO.....	200
6.7.7.2 LÍMITES DE LA DERIVA DE PISO (NUEVE PISOS CEC-02)	204
6.7.7.3 ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL.....	205
6.7.8 DATOS GENERALES PARA EL DISEÑO NEC-11	209
6.7.8.1 DETERMINACIÓN DE FUERZAS SÍSMICAS SEGÚN NEC-11.....	210
6.7.8.2 PREPARACIÓN DE PESOS POR CADA NIVEL DE PISO	219
6.7.8.3 CÁLCULO DE FUERZAS SÍSMICAS (NEC-11).....	221
6.7.8.4 PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS	224
6.7.8.5 ANÁLISIS ESTÁTICO ESPACIAL DEL EDIFICIO.....	225
6.7.8.6 MODELACIÓN TRIDIMENSIONAL	228
6.7.8.7 LÍMITES DE LA DERIVA DE PISO.....	229
6.7.8.8 ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL.....	230
6.7.9 DATOS GENERALES PARA EL DISEÑO (SEIS PISOS NEC-11)	235
6.7.9.1 ANÁLISIS ESTÁTICO ESPACIAL DEL EDIFICIO.....	241
6.7.9.2 LÍMITES DE LA DERIVA DE PISO.....	244
6.7.9.3 ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL.....	245
6.7.10 DATOS GENERALES PARA EL DISEÑO (NUEVE PISOS NEC-11).....	248
6.7.10.1 ANÁLISIS ESTÁTICO ESPACIAL DEL EDIFICIO.....	254
6.7.10.2 LÍMITES DE LA DERIVA DE PISO.....	259
6.7.10.3 ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL.....	259
6.7.11 ÍNDICE DE ESTABILIDAD	263

6.7.12 CONTROL DE DERIVA DE PISO CEC-02 Y NEC-11	265
6.8 ADMINISTRACIÓN DE LA PROPUESTA.....	267
6.9. PREVISIÓN DE LA EVALUCIÓN	268

C. MATERIAL DE REFERENCIA

BIBLIOGRAFÍA	269
ANEXO 1	271
ANEXO 2	272
ANEXO 3	273
ANEXO 4	277
ANEXO 5	283

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.- Acero Estructural Utilizado Para Edificaciones.....	12
Tabla 2.- Correspondencias entre Escalas Sísmicas.....	20
Tabla 3.- Valores del factor Z en Función de la Zona Sísmica Adoptada.....	23
Tabla 4.- Estados Límite para Diseño Sísmico.	29
Tabla 5.- Coeficiente de Corrección, σ (NEC-11).....	31
Tabla 6.- Valores de ΔM Máximos, Expresados como Fracción de la Altura de Piso	33
Tabla 7.- Espesores Mínimos de la Placa Colaborante	66
Tabla 8.- Deflexiones Máximas Admisible Calculada (ACI 318)	68
Tabla 9.- Propiedades De La Sección Compuesta.....	72
Tabla 10.- Propiedades De La Sección Simple	72
Tabla 11.- Perfiles Laminados IPE.....	77
Tabla 12.- Diagramas de Cargas para el Diseño de Tableros Mixtos (SDI-11).....	81
Tabla 13.- Cargas uniformes y Concentradas (CEC-01).....	93
Tabla 14.- Cargas Uniformes y Concentradas (CEC-01).....	94
Tabla 15.- Sobrecargas Mínimas Uniformemente Distribuidas, Lo y concentradas, Po (NEC-11)	95
Tabla 16.- Factor de sobrecarga del elemento de soporte (NEC-11)	96
Tabla 17.- Valores del Factor Z en Función de la zona sísmica (CEC-02).....	97
Tabla 18.- Poblaciones Ecuatorianas y Valor del Factor Z (CEC-02)	98
Tabla 19.- Tipo de uso, Destino e Importancia de la Estructura (CEC-02)	98
Tabla 20.- Coeficiente de suelo S y Coeficiente C_m (CEC-02).....	99
Tabla 21.- Valores del Coeficiente de Reducción de Respuesta Estructural R (CEC-02)	100
Tabla 22.- Coeficientes De Configuración En Planta (CEC-2002).....	101
Tabla 23.- Coeficiente de Configuración en Elevación (CEC-2002).....	102
Tabla 24.- Determinación de Fuerzas Horizontales de Sismo (Modelo 3 Pisos CEC-02)	108
Tabla 25.- Determinación de Fuerzas Horizontales de sismo E según Pórticos (Modelo 3 Pisos CEC-02)	109
Tabla 26.- Cargas y Sobrecargas Utilizadas para el Análisis Estructural	113
Tabla 27.- Perfiles Laminados IPE. (DIPAC)	132
Tabla 28.- Perfiles Laminados HEB. (DIPAC)	145
Tabla 29.- Resumen de Secciones Obtenidas (Modelo 3 Pisos CEC-02)	149

Tabla 30.- Cargas y Sobrecargas para el Análisis Estático Espacial.....	149
Tabla 31.- Áreas para el Cálculo del Centro de Masas.	151
Tabla 32.- Cálculo del Centro de Masas (Modelo 3 Pisos CEC-02).....	155
Tabla 33.- Desplazamientos En Los Diferentes Pisos De La Estructura.....	166
Tabla 34.- Valores del Efecto P- Δ Sentido XX (Modelo 3 Pisos CEC-02)	167
Tabla 35.- Valores del Efecto P- Δ Sentido YY (Modelo 3 Pisos CEC-02)	168
Tabla 36.- Verificación de las derivas Máximas de piso (Modelo1, 3 Pisos CEC-02).....	169
Tabla 37.- Cálculo de Momentos de Inercia Polar de Entrepisos	171
Tabla 38.- Masas y Momentos de inercia Polar por piso	172
Tabla 39.- Valores De La Gráfica De Espectro Inelástico De Diseño	173
Tabla 40.- Desplazamientos En Los Diferentes Pisos De La Estructura (Dinámico)	178
Tabla 41.- Desplazamientos Laterales Estático y Dinámico (Modelo 3 Pisos CEC-02) ..	178
Tabla 42.- Determinación de Fuerzas Horizontales de Sismo (Modelo 6 Pisos CEC-02)	183
Tabla 43.- Determinación de Fuerzas Horizontales de sismo E según Pórticos	184
Tabla 44.- Cargas y Sobrecargas Utilizadas para el Análisis Estructural	184
Tabla 45.- Resumen de Secciones Obtenidas (Modelo 6 Pisos CEC-02)	185
Tabla 46.- Cargas y Sobrecargas para el Análisis Estático Espacial.....	185
Tabla 47.- Cálculo del Centro de Masas (Modelo 6 Pisos CEC-02).....	187
Tabla 48.- Desplazamientos En Los Diferentes Pisos De La Estructura.....	188
Tabla 49.- Valores del Efecto P- Δ Sentido XX (Modelo 6 Pisos CEC-02)	189
Tabla 50.- Valores del Efecto P- Δ Sentido YY (Modelo 6 Pisos CEC-02)	189
Tabla 51.- Verificación de las Derivas Máximas de Piso (Modelo 6 Pisos CEC-02).....	190
Tabla 52.- Masas y Momentos de inercia Polar por piso (Modelo 6 Pisos CEC-02).....	191
Tabla 53.- Desplazamientos En Los Diferentes Pisos De La Estructura (Dinámico)	192
Tabla 54.- Desplazamientos laterales Estático y Dinámico (Modelo 2, 6 Pisos CEC-02)	192
Tabla 55.- Determinación de Fuerzas Horizontales de Sismo (Modelo 9 Pisos CEC-02)	197
Tabla 56.- Determinación de Fuerzas Horizontales de sismo E según Pórticos (Modelo 6 Pisos CEC-02)	198
Tabla 57.- Cargas y Sobrecargas Utilizadas para el Análisis Estructural	199
Tabla 58.- Resumen de Secciones Obtenidas (Modelo 9 Pisos CEC-02)	199
Tabla 59.- Cargas y Sobrecargas para el Análisis Estático Espacial (Modelo 9 Pisos CEC-02).....	200
Tabla 60.- Cálculo del Centro de Masas (Modelo 9 Pisos CEC-02).....	202
Tabla 61.- Desplazamientos En Los Diferentes Pisos De La Estructura.....	203

Tabla 62.- Valores del Efecto P- Δ Sentido XX (Modelo 9 Pisos CEC-02)	204
Tabla 63.- Valores del Efecto P- Δ Sentido YY (Modelo 9 Pisos CEC-02)	204
Tabla 64.- Verificación de las derivas Máximas de piso (Modelo 9 Pisos CEC-02)	205
Tabla 65.- Masas y Momentos de inercia Polar por piso	206
Tabla 66.- Desplazamientos En Los Diferentes Pisos De La Estructura (Dinámico)	207
Tabla 67.- Desplazamientos laterales Estático y Dinámico (Modelo 9 Pisos CEC-02)...	207
Tabla 68.- Tipo de uso, destino e importancia de la estructura (NEC-11)	210
Tabla 69.- Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada (NEC-11)	211
Tabla 70.- Poblaciones ecuatorianas y valor del factor Z (NEC-11)	212
Tabla 71.- Clasificación de los Perfiles de Suelo (NEC-11)	213
Tabla 72.- Tipo de suelo y Factores de sitio Fa	214
Tabla 73.- Coeficiente de Reducción de Respuesta Estructural R (NEC-11)	216
Tabla 74.- Coeficientes De Irregularidad En Planta (NEC-11)	217
Tabla 75.- Coeficientes De Irregularidad En Elevación (NEC-11)	218
Tabla 76.- Determinación de Fuerzas Horizontales de Sismo (Modelo 3 Pisos NEC-11) 223	
Tabla 77.- Determinación de Fuerzas Horizontales de sismo E según Pórticos	224
Tabla 78.- Cargas y Sobrecargas Utilizadas para el Análisis Estructural	224
Tabla 79.- Resumen de Secciones Obtenidas (Modelo 3 Pisos NEC-11)	225
Tabla 80.- Cargas y Sobrecargas para el Análisis Estático Espacial (Modelo 3 Pisos NEC-11)	225
Tabla 81.- Cálculo del Centro de Masas (Modelo 3 Pisos CEC-02)	227
Tabla 82.- Desplazamientos En Los Diferentes Pisos De La Estructura	228
Tabla 83.- Valores del Efecto P- Δ Sentido XX (Modelo 3 Pisos NEC-11)	228
Tabla 84.- Valores del Efecto P- Δ Sentido YY (Modelo 3 Pisos NEC-11)	229
Tabla 85.- Verificación de las derivas Máximas de piso (Modelo 3 Pisos NEC-11)	229
Tabla 86.- Cálculo de Momentos de Inercia Polar de Entrepisos	230
Tabla 87.- Masas y Momentos de Inercia Polar por piso	230
Tabla 88.- Valores De La Gráfica De Espectro Inelástico De Diseño	232
Tabla 89.- Desplazamientos En Los Diferentes Pisos De La Estructura (Dinámico)	233
Tabla 90.- Desplazamientos laterales Estático y Dinámico (Modelo 3 Pisos NEC-11)	233
Tabla 91.- Determinación de Fuerzas Horizontales de Sismo (Modelo 6 Pisos NEC-11) 239	
Tabla 92.- Determinación de Fuerzas Horizontales de sismo E según Pórticos	240
Tabla 93.- Cargas y Sobrecargas Utilizadas para el Análisis Estructural	240
Tabla 94.- Resumen de Secciones Obtenidas (Modelo 6 Pisos NEC-11)	241

Tabla 95.- Cargas y Sobrecargas para el Análisis Estático Espacial (Modelo 6 Pisos NEC-11).....	241
Tabla 96.- Cálculo del Centro de Masas (Modelo 6 Pisos NEC-11).....	243
Tabla 97.- Desplazamientos En Los Diferentes Pisos De La Estructura.....	243
Tabla 98.- Valores del Efecto P- Δ Sentido XX (Modelo 6 Pisos NEC-11).....	244
Tabla 99.- Valores del Efecto P- Δ Sentido YY (Modelo 6 Pisos NEC-11).....	244
Tabla 100.- Verificación de las derivas Máximas de piso (Modelo 6 Pisos NEC-11).....	245
Tabla 101.- Masas y Momentos de inercia Polar por piso (Modelo 6 Pisos NEC-11)	245
Tabla 102.- Desplazamientos En Los Diferentes Pisos De La Estructura (Dinámico)	247
Tabla 103.- Desplazamientos laterales Estático y Dinámico (Modelo 6 Pisos NEC-11)..	247
Tabla 104.- Determinación de Fuerzas Horizontales de Sismo (Modelo 9 Pisos NEC-11)	252
Tabla 105.- Determinación de Fuerzas Horizontales de sismo E según Pórticos	253
Tabla 106.- Cargas y Sobrecargas Utilizadas para el Análisis Estructural	253
Tabla 107.- Resumen de Secciones Obtenidas (Modelo 9 Pisos NEC-11).....	254
Tabla 108.- Cargas y Sobrecargas para el Análisis Estático Espacial.....	254
Tabla 109.- Cálculo del Centro de Masas (Modelo 6 Pisos NEC-11).....	256
Tabla 110.- Desplazamientos En Los Diferentes Pisos De La Estructura.....	257
Tabla 111.- Valores del Efecto P- Δ Sentido XX (Modelo 6 Pisos NEC-11).....	258
Tabla 112.- Valores del Efecto P- Δ Sentido YY (Modelo 6 Pisos NEC-11).....	258
Tabla 113.- Verificación de las derivas Máximas de piso (Modelo 9 Pisos NEC-11).....	259
Tabla 114.- Masas y Momentos de inercia Polar por piso	260
Tabla 115.- Desplazamientos En Los Diferentes Pisos De La Estructura (Dinámico)	261
Tabla 116.- Desplazamientos laterales Estático y Dinámico (Modelo 9 Pisos NEC-11).	262
Tabla 117.- Índice de Estabilidad (Modelo 3 Pisos)	263
Tabla 118.- Índice de Estabilidad (Modelo 6 Pisos)	264
Tabla 119.- Índice de Estabilidad (Modelo 9 Pisos)	264
Tabla 120.- Control de Deriva de Piso (Modelo 3 Pisos).....	265
Tabla 121.- Control de Deriva de Piso (Modelo 6 Pisos).....	266
Tabla 122.- Control de Deriva de Piso (Modelo 9 Pisos).....	266

ÍNDICE DE CUADROS

Cuadro 1.- Cálculo del Periodo Fundamental	48
Cuadro 2.- Valores del Factor Z en Función de la zona sísmica.....	49
Cuadro 3.- Factor de Reducción de Respuesta Estructural	50
Cuadro 4.- Coeficiente Sísmico Modelo Estructural 1 (CEC-02 vs NEC-11)	51
Cuadro 5.- Coeficiente Sísmico Modelo Estructural 2 (CEC-02 vs NEC-11)	52
Cuadro 6.- Coeficiente Sísmico Modelo Estructural 2 (CEC-02 vs NEC-11)	53
Cuadro 7.- Espectro de Diseño CEC-02 vs NEC-11	54
Cuadro 8.- Valores de ΔM máxima, expresados como fracción de la altura de piso.....	55

ÍNDICE DE GRÁFICOS

Gráfico 1.- Supra Ordinación de Las Variables	9
Gráfico 2.- Partes de un Sismo.	16
Gráfico 3.- Principales Placas Tectónicas, en el Mundo.	17
Gráfico 4.- Clasificación de Zonas Sísmicas del Ecuador.....	23
Gráfico 5.- Curvas de Peligro Sísmico, Ambato (NEC-11)	24
Gráfico 6.- Espectro Elástico de Aceleración, Representa el Sismo de Diseño.....	26
Gráfico 7.- Nomogramas para factores K de longitud efectiva.....	36
Gráfico 8.- Arquitectura del Proyecto (Modelo 3 Pisos CEC-02).....	64
Gráfico 9.- Losa sobre Placa Colaborante (Deck).....	65
Gráfico 10.- Longitud Losa con Placa Colaborante	70
Gráfico 11.- Ancho Cooperante del Tablero	74
Gráfico 12.- Momento Flector y Cortante de la Viga Simple Empotrada.....	75
Gráfico 13.- Dimensiones Losa con Placa colaborante	88
Gráfico 14.- Losa con Placa Colaborante G90 (Novalosa)	91
Gráfico 15.- Tipos de Mampostería.....	92
Gráfico 16.- Área Tapagradas	104
Gráfico 17.- Planta Nivel +9.00, +6.12, +3.24.....	105
Gráfico 18.- Distribución de Cargas sobre Vigas.....	113
Gráfico 19.- Mosaico de Cuantificación de Cargas sobre las Vigas.	114
Gráfico 20.- Viga Eje 3 Nivel +11.88mTapagradas.....	114
Gráfico 21.- Cargas Equivalentes en viga 2 Nivel +11.88m.....	115
Gráfico 22.- Mosaico de cargas Viga Eje 2 Nivel +9.0 m	115
Gráfico 22.1.- Cargas Equivalentes en viga 2 Nivel +9.0 m.....	116
Gráfico 23.- Cargas Equivalentes en Viga Eje 2 Nivel +9.0 m.....	117
Gráfico 24.- Viga Eje 2 Nivel + 3.24; +6.12m.....	117
Gráfico 25.- Cargas Equivalentes en Viga Eje 2 Nivel + 3.24; +6.12m	118
Gráfico 26.- Resumen de Cargas En Pórtico 2 eje X-X.....	118
Gráfico 27.- Viga Eje C Nivel +11.88mTapagradas	119
Gráfico 28.- Mosaico de Cargas Nivel +11.88mTapagradas	119
Gráfico 29.- Cargas Equivalentes en Viga C Nivel +11.88m	120
Gráfico 30.- Mosaico de Cargas Viga Eje C Nivel +9.0 m.....	120

Gráfico 31.- Cargas Equivalentes en Viga Eje C Nivel +9.0 m	123
Gráfico 32.- Viga Eje C Nivel + 3.24; +6.12m	123
Gráfico 33.- Cargas Equivalentes en Viga Eje C Nivel + 3.24; +6.12m.....	125
Gráfico 34.- Resumen de Fuerzas y Cargas En Pórtico 2 eje Y-Y.....	125
Gráfico 35.- Numeración de Elementos Estructurales para el Pórtico 2.....	126
Gráfico 36.- Numeración de Elementos Estructurales para el Pórtico C	126
Gráfico 37.- Resumen de Solicitaciones para Viga Eje 2 Nivel +3.24	127
Gráfico 38.- Resumen de Momentos para el Prediseño en Pórtico 2.	130
Gráfico 39.- Dimensiones Perfil de Acero IPE	131
Gráfico 40.-. Dimensiones Perfil de Acero IPE	133
Gráfico 41.- Valores Aproximados del Factor de Largo Efectivo K.....	136
Gráfico 42.- Fuerza de Compresión para Pandeo por Flexión de miembros sin elementos Esbeltos.....	137
Gráfico 43.- Dimensiones Perfil de Acero HEB	143
Gráfico 44.- Dimensiones Perfil de Acero HEB	145
Gráfico 45.- Ubicación del Centro de Masas en Planta.....	150
Gráfico 46.- Ubicación del Centro de Rigidez en Planta	152
Gráfico 47.- Ubicación del Centro de Rigidez en Planta	153
Gráfico 48.- Nuevo Modelo en SAP2000	155
Gráfico 49.- Creación de la malla para el proyecto en SAP2000.....	156
Gráfico 50.- Definían de materiales	156
Gráfico 51.- Definición de elementos estructurales	156
Gráfico 52.- Propiedades de las secciones	157
Gráfico 53.- Importación de perfiles de acero	157
Gráfico 54.- Selección de perfiles de acero	158
Gráfico 55.- Asignación de secciones a los elementos estructurales	158
Gráfico 56.- Tipo de restricción	159
Gráfico 57.- Definición de tipos cargas.....	159
Gráfico 58.- Combinaciones de cargas.....	160
Gráfico 59.- Discretización de vigas	160
Gráfico 60.- Unión tipo articulada para vigas secundarias.....	161
Gráfico 61.- Asignación de cargas viva y carga muerta.....	161
Gráfico 62.- Ubicación del centro de masas.....	162
Gráfico 63.- Asignación de piso rígido	162

Gráfico 64.- Asignación de carga sísmica	163
Gráfico 65.- Asignación de carga sísmica por User Loads	163
Gráfico 66.- Asignación de carga sísmica y momento torsor.....	163
Gráfico 67.- Grados de libertad para el análisis de la estructura	164
Gráfico 68.- Definición de los casos de análisis.....	164
Gráfico 69.- Selección de los casos de análisis	165
Gráfico 70.- visualización de los diagramas de corte y momento.....	165
Gráfico 71.- Tablas de resultados	166
Gráfico 72.- Momentos de Inercia Polar	170
Gráfico 73.- Figuras Para el Cálculo de Momentos de Inercia polar	171
Gráfico 74.- Asignación de los momentos polares.....	174
Gráfico 75.- Ingreso del espectro de diseño	175
Gráfico 76.- Definición de casos de análisis	176
Gráfico 77.- Agregar el caso de carga modal	176
Gráfico 78.- Agregar análisis Response Spectrum.....	177
Gráfico 79.- Definición de los casos de análisis.....	177
Gráfico 80.- Selección de los casos de análisis	177
Gráfico 81.- Reporte del análisis estructural	178
Gráfico 82.- Arquitectura del Proyecto (Modelo 6 Pisos CEC-02).....	180
Gráfico 83.- Modelo Tridimensional (Modelo 6 Pisos CEC-02).....	188
Gráfico 84.- Arquitectura del Proyecto (Modelo 9 Pisos CEC-02).....	194
Gráfico 85.- Modelo Tridimensional (9 Pisos CEC-02).....	202

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.- Valores del Factor Z en Función de la Zona Sísmica.....	49
Figura 2.- Cortante Basal Modelo Estructural 1.....	50
Figura 3.- Cortante Basal Modelo Estructural 1 (CEC-02 vs NEC-11).....	51
Figura 4.- Coeficiente Sísmico Modelo Estructural 2 (CEC-02 vs NEC-11).....	52
Figura 5.- Coeficiente Sísmico Modelo Estructural 3 (CEC-02 vs NEC-11).....	53
Figura 6.- Espectro de Diseño CEC-02 vs NEC-11.....	54
Figura 7.- Valores de ΔM máxima para CEC-02 y NEC-11.....	55
Figura 8.- Espectro Inelástico de diseño (Modelo 3 Pisos CEC-02).....	174
Figura 9.- Altura – Desplazamientos Sentido XX y Sentido YY (Estático y Dinámico).179	
Figura 10.- Espectro Inelástico de diseño (Modelo 6 Pisos CEC-02).....	191
Figura 11.- Altura – Desplazamientos Lateral Sentido XX y Sentido YY (Estático y Dinámico).....	193
Figura 12.- Espectro Inelástico de diseño (Modelo 9 Pisos CEC-02).....	206
Figura 13.- Altura – Desplazamientos Lateral Sentido XX y Sentido YY (Estático y Dinámico).....	208
Figura 14.- Espectro Inelástico de diseño (Modelo 3 Pisos NEC-11).....	233
Figura 15.- Altura – Desplazamientos Lateral Sentido XX y Sentido YY (Estático y Dinámico, Modelo 3 Pisos NEC-11).....	234
Figura 16.-Espectro Inelástico de diseño (Modelo 6 Pisos NEC-11).....	246
Figura 17.- Altura – Desplazamientos Lateral Sentido XX y Sentido YY (Estático y Dinámico, Modelo 6 Pisos NEC-11).....	247
Figura 18.-Espectro Inelástico de diseño (Modelo 9 Pisos NEC-11).....	261
Figura 19.- Altura – Desplazamientos Lateral Sentido XX y Sentido YY (Estático y Dinámico, Modelo 9 Pisos NEC-11).....	262

RESUMEN EJECUTIVO

En el mundo se hablado mucho sobre la inseguridad existente en edificaciones de uso público y privado, debido a los sismos ocurridos en Haití y Chile, en el cual muchos de las edificaciones tuvieron un mal comportamiento ante las fuerzas laterales provocadas por los sismos y fue la razón para que estas lleguen al colapso de estructuras y daños significativos en elementos estructurales y no estructurales que han traído consecuencias para las vidas humanas e impedido el uso de las edificaciones.

Con lo antes mencionado se optó por realizar una guía técnica de Cálculo Estructural para edificaciones de diferentes alturas en la ciudad de Ambato, para lo cual se propone una estructura de tres, seis y de nueve pisos de estructura metálica y de esta forma indicar la manera correcta de chequear la derivas de piso provocadas por fuerzas sísmicas, tanto con el CEC-02 y NEC-11.

Para el cálculo estructural se utilizaron los códigos CEC-02, NEC-11, ANSI/SDI, ACI 318-2008, AISC 360 - 2010, para dimensionamiento de los elementos estructurales y verificación de derivas de piso se utilizó programas especializados en diseño estructural.

El objetivo principal de la comparación de las derivas de piso con el CEC-02 y NEC-11, es establecer diferencias en los resultados del cortante basal y sus efectos en el diseño de los elementos estructurales.

INTRODUCCIÓN

En la actualidad se está empezando a utilizar con mayor frecuencia las estructuras metálicas en la construcción de viviendas y edificios en nuestro país, esto es debido a la gran facilidad de montaje, rapidez en la ejecución.

El presente trabajo tiene por finalidad dar una guía técnica de cálculo sismo resistente a estudiantes y profesionales dentro del área de estructuras bajo normas de diseño sismo resistente, el mismo que trata de la importancia de la verificación de las derivas de piso, para edificaciones en estructura metálica.

Es importante que el proyectista estructural conozcan las diferentes actualizaciones de códigos y normas que rigen en la actualidad para el diseño sismo resistente, ya que jugaran un papel importante en el comportamiento de un edificio durante un sismo sea este moderado o severo.

Se deben tomar en cuenta los desplazamientos laterales, en el comportamiento de un edificio ya que un objetivo fundamental de un óptimo diseño sismo resistente es minimizar el desplazamiento entre pisos y las aceleraciones de los pisos presentes en la estructura. Los efectos de los desplazamientos causan daños a los componentes no estructurales, a equipos y a conexiones de los diferentes servicios.

En el presente trabajo los desplazamientos laterales en los diferentes pisos son considerada como el aspecto más importante dentro del cálculo estructural, ya que un sistema estructural bien seleccionado viene a ser realmente tolerante de los descuidos del análisis o un pobre proceso constructivo, es necesario proporcionar a las edificaciones sistemas resistentes, los mismos que permitirán un flujo continuo, regular y eficiente de las fuerzas sísmicas, los sistemas estructurales deben disponer de capacidad de deformación que les permita disipar la energía inducida por el sismo.

CAPÍTULO I

EL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

1.1 TEMA

Verificación de las derivas de piso, para edificaciones de tres, seis y nueve pisos, de estructura metálica, para la ciudad de Ambato, Mediante el diseño sísmo resistente, utilizando El Código Ecuatoriano de la Construcción (CEC 2002) y Las Normas Ecuatorianas de la Construcción (NEC-11), estudio de la estabilidad estructural.

1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.2.1 CONTEXTUALIZACIÓN

En los últimos años, en el mundo se hablado mucho sobre la inseguridad existente en edificaciones de uso público y privado, debido a los sismos ocurridos en Haití y Chile que cobraron decenas de vidas y el colapso de muchas estructuras.

Los devastadores sismos de Haití y de Chile pusieron en alerta a países latinoamericanos y del Caribe que se cuentan entre los más expuestos a terremotos en el mundo y también los más vulnerables por sus miles de tugurios construidos alrededor de cerros y ríos.

El Ecuador está situado en una zona de alto riesgo sísmico, por lo tanto, a lo largo de su historia, se han producido muchos terremotos. Los terremotos en Ecuador provienen de dos grandes zonas tectónicas entre sí: la subducción de la Placa de Nazca bajo la Placa Sudamericana, y el Cinturón volcánico de los Andes.

El sismo con mayor magnitud que se registra en el Ecuador fue en el año de 1906, en las costas de Ecuador en la ciudad de Esmeraldas, tuvo una Magnitud de 8,8 (M_w), por el cual se ha planteado la idea de que un posible terremoto de una fuerte magnitud podría reazotar a este país debido a la energía que quedo acumulada de aquel evento. Sin embargo, análisis sugieren que con los tres terremotos posteriores a éste, se liberó gran cantidad de la energía acumulada por el primer terremoto.

En Ambato el terremoto del 5 de agosto de 1949 fue el mayor sismo en el Hemisferio Occidental en más de un lustro, un sismo golpeó la provincia de Tungurahua de Ecuador, al sudeste de la capital, Ambato, matando a 5.050 personas. Tuvo una magnitud de 6,8 en la escala sismológica de Richter. Las ciudades cercanas de Guano, Patate, Pelileo, y Pillaro fueron destruidas, sufriendo la ciudad de Ambato el más severo daño. El terremoto destruyó inmuebles por todos lados, y el posterior corrimiento de tierras causando daños a través de las provincias de Tungurahua, Chimborazo, y Cotopaxi.

En Ambato no se observa un alto índice de edificaciones de altura, debido al temor de que vivimos en una zona eminentemente sísmica, por ello la necesidad de tener alternativas constructivas con diferentes materiales que cumplan un adecuado diseño sismo resistente.

Es necesario hacer un cálculo estructural sismo resistente del tipo de edificación que se puede construir en la ciudad de Ambato, tomando en cuenta que los sismos no matan, lo que matan son las estructuras si es que no han sido diseñadas en forma adecuada.

Los fundamentos del conocimiento actual han permitido desarrollar normativas con bases para el diseño sismo resistente de estructuras, con razonable seguridad para la vida, e incluso la aplicación de criterios económicos en el diseño sismo resistente, optando por estructuras menos fuertes que lo necesario.

Las nuevas tendencias en el diseño sismo resistente de edificios, parecen estar orientadas a la estimación del comportamiento estructural a diferentes niveles de la intensidad del movimiento del terreno ocasionado por sismos. Para ello, el diseño estructural sismo resistente ha sido identificado como un parámetro para medir la confiabilidad de ocupación de la estructura.

En el diseño sismo resistente, los códigos nos darán la pauta para que la edificación, tenga la capacidad para resistir las fuerzas especificadas en las normas, presente las derivas de piso, ante dichas cargas, inferiores a las admisibles, pueda disipar energía de deformación inelástica, dado que el sismo de diseño produce fuerzas mucho mayores que las equivalentes especificadas por los códigos.

1.2.2 ANÁLISIS CRÍTICO.

Debido a los acontecimientos sísmicos ocurridos en años pasados, como los sismos de gran magnitud de Haití, al igual que Chile, causaron daños importantes en estructuras de edificaciones y que han llevado al colapso de las mismas o daños en elementos estructurales y no estructurales, impidiendo el uso de la edificación en un tiempo considerable han hecho eco en el mundo entero sobre la inseguridad existente en edificaciones de uso Público y privado.

Estos eventos sísmicos de gran magnitud han puesto en evidencia que la confiabilidad del diseño sísmico no solo era menor que la que se esperaba, sino que presenta grandes inconsistencias entre estructuras que tienen un mismo sistema estructural, lo cual ha enfatizado la necesidad de replantear las metodologías actuales de diseño sismo resistente, con la actualización de conocimientos y de normas de diseño sismo resistente para edificaciones.

En las construcciones, se utiliza básicamente hormigón por la facilidad de adquirirlo y por tradición, sin embargo es necesario realizar diseños sismo resistente con diferentes materiales como es el caso del acero estructural, para tener diferentes alternativas de construcción.

1.2.3 PROGNOSIS

Las nuevas tendencias y actualizaciones del diseño sismo resistente, reconocen la necesidad de evaluar la vulnerabilidad de las estructuras en los entornos urbanos, ya que es allí en donde existe mayor concentración de la población, infraestructuras y servicios.

El diseño estructural de la edificación, es el responsable de evitar grandes catástrofes, como las que hasta la fecha continúan, dejando grandes pérdidas económicas y de víctimas mortales.

La actualización, desarrollo y aplicación de diversas normas para el análisis y diseño estructural, ha permitido establecer de forma cuantitativa, la importancia que, para la minimización del riesgo sísmico, quedando aún varias dudas e interrogantes respecto a la aplicación de una u otra normas de diseño, mismas que en el futuro seguirán sin ser investigadas si no se les da la importancia necesaria, pudiendo conducir en muchos casos a

decisiones y soluciones erradas en el análisis y diseño de una estructura, con consecuencias para la seguridad estructural y peor aún, para la vida humana.

1.2.4 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

¿Qué tipo de diseño sísmo resistente permitirá verificar las derivas de piso para que las edificaciones de tres, seis y nueve pisos, de estructura metálica, garantice la estabilidad estructural?

1.2.5 PREGUNTAS DIRECTRICES

-¿Qué es diseño estructural sísmo resistente?

- ¿Qué consideraciones sísmicas se deben asumir?

- ¿Qué tipo de diseño sísmo resistente es el adecuado para la ciudad de Ambato?

- ¿Cuál es la herramienta computacional adecuada para la aplicación del análisis estructural sísmo-resistente?

¿Cómo interpretar los resultados?

1.2.6 DELIMITACIÓN DEL OBJETO DE INVESTIGACIÓN

1.2.6.1 DE CONTENIDO

Problema: Estudio inadecuado de estabilidad estructural, poco control de derivas de piso, en el diseño sísmo resistente de estructuras, para edificaciones de tres, seis y nueve pisos de estructura metálica, para la ciudad de Ambato.

Tema: Verificación de las derivas de piso, para edificaciones de tres, seis y nueve pisos, de estructura metálica, para la ciudad de Ambato, Mediante el diseño sísmo resistente, utilizando El Código Ecuatoriano de la Construcción (CEC 2002) y Las Normas Ecuatorianas de la Construcción (NEC-11), estudio de la estabilidad estructural.

Aspecto: Ingeniería Civil, Estructurales, Computación Aplicada, Obras Civiles, Proyecto de Tesis.

Área: Estructuras

Campo: Ingeniería Civil.

1.2.6.2 DELIMITACIÓN TEMPORAL

El presente trabajo investigativo se realizará durante el período que comprende los meses, de Junio del 2013 a Noviembre del 2013.

1.2.6.3 DELIMITACIÓN ESPACIAL

La investigación se realizará considerando los diferentes modelos estructurales, aplicando el CEC 2002 y NEC-11, para las edificaciones de tres, seis y nueve pisos, con lo que se refiere a cálculos y diseños se los realizará en la Universidad Técnica de Ambato, Facultad de Ingeniería Civil.

1.3 JUSTIFICACIÓN

Ambato está ubicado en una zona de alto riesgo sísmico, durante su historia se ha visto afectado por serios problemas relacionados con terremotos, como el terremoto del 5 de agosto de 1949, cuál fue el mayor sismo en el Hemisferio Occidental, destruyó la ciudad casi en su totalidad, por lo cual la población se ha visto afectada por el colapso de estructuras y daños significativos en elementos estructurales y no estructurales que han traído consecuencias para las vidas humanas e impedido el uso de las edificaciones.

El diseño estructural puede considerarse como un aspecto indispensable en el proyecto estructural, toda vez que un diseño estructural bien seleccionado tiende a ser tolerante de los descuidos del análisis o un pobre proceso constructivo.

Los códigos y normas de la construcción han sufrido cambios radicales en la parte sísmica, por lo cual al momento de aplicarlos se debe tener cuidado de confundir sus conceptos, producto de una mala aplicación de códigos y normas de la construcción, específicamente en los requerimientos de diseño sísmico, han llevado en algunos casos a subdimensionar o sobredimensionar la estructura, haciendo necesario la realización de un análisis estructural profundo de las estructuras diseñadas para ser construidas, por tal motivo se debe realizar una comparación del cortante basal y posteriormente las derivas de piso, mediante la Verificación de las derivas de piso, para edificaciones de tres, seis y nueve pisos, de estructura metálica, en la ciudad de Ambato, mediante el diseño sismo resistente, utilizando El Código Ecuatoriano de la Construcción (CEC 2002) y Las Normas Ecuatorianas de la

Construcción (NEC-11), estudiar la estabilidad estructural, por tanto la investigación es importante por su aporte teórico práctico, además servirá de guía para el diseño sísmo resistente en estructura metálica.

1.4 OBJETIVOS

1.4.1 OBJETIVO GENERAL

- Realizar el estudio de la estabilidad estructural, con la Verificación de las derivas de piso, para edificaciones de tres, seis y nueve pisos, de estructura metálica, para la ciudad de Ambato, Mediante el diseño sísmo resistente, utilizando El Código Ecuatoriano de la Construcción (CEC 2002) y Las Normas Ecuatorianas de la Construcción (NEC-11).

1.4.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Diseñar Estructuras de Acero bajo el Código Ecuatoriano de la Construcción (CEC 2002) y Las Normas Ecuatorianas de la Construcción (NEC-11), de forma independiente.
- Comparar el corte basal con los códigos enunciados.
- Obtener resultados confiables e interpretarlos.
- Utilizar la herramienta computacional adecuada para el análisis estructural.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1 ANTECEDENTES INVESTIGATIVOS

El desarrollo tecnológico e ingenieril, en la actualidad se ha incrementado a gran escala, por lo cual es necesario que toda estructura previo a la construcción cuente con un análisis Sismo-Resistente, más aún en zonas de alto riesgo sísmico como es el caso de la ciudad de Ambato; es por esto que es imprescindible que el calculista conozca y maneje técnicas modernas y apropiadas, así como códigos y normas de diseño, para un correcto cálculo estructural, en todos y cada uno de los diseños, garantizando su comportamiento y seguridad.

En la actualidad ya se realizan diseños sísmicos para estructuras que van a ser construidas, tomando muy en cuenta las fuerzas sísmicas y controlando así las derivas de piso ocasionadas por las mismas, pero muy poco se toma en cuenta los cambios que se han realizado en los códigos y normas de diseño estructural, sin embargo se requiere de un proceso para obtener una gama de resultados que reflejen la respuesta de un modelo estructural, frente a esto, la verificación del corte basal y derivas de piso, obtenidas mediante el diseño estructural con el CEC 2002 y el NEC-11, representa la mejor alternativa para dar solución al mencionado problema.

2.2 FUNDAMENTACIÓN FILOSÓFICA

La investigación se halla bajo el paradigma crítico – positivista, ya que es objetiva y predominan los métodos cuantitativos, sabemos que existen leyes y reglamentos pre estructurados y esquematizados es decir que no podemos cambiar el procedimiento, además está orientado a la verificación, confirmación y análisis de resultados.

2.3 FUNDAMENTACIÓN LEGAL

Los fundamentos legales del Cálculo estructural se encuentran en:

- CÓDIGO ECUATORIANO DE LA CONSTRUCCIÓN (CEC 2002), PELIGRO SÍSMICO, ESPECTROS DE DISEÑO Y REQUISITOS MÍNIMOS DE CÁLCULO PARA DISEÑO SISMO-RESISTENTE;
- NORMAS ECUATORIANAS DE LA CONSTRUCCIÓN (NEC-11), CAPÍTULO 2, PELIGRO SÍSMICO Y REQUISITOS DE DISEÑO SISMO RESISTENTE.

2.4 CATEGORÍAS FUNDAMENTALES.

2.4.1 SUPRAORDINACIÓN DE VARIABLES

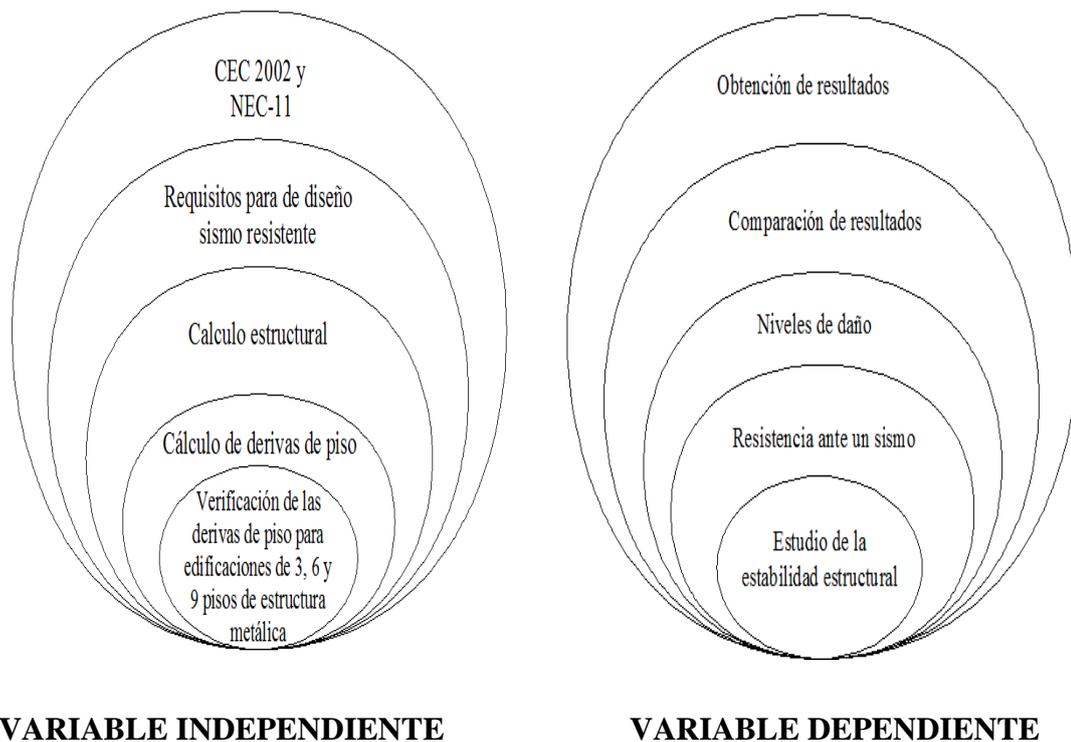


Gráfico 1.- Supra Ordinación de Las Variables

2.4.2 CONCEPTOS BÁSICOS.

2.4.2.1 EDIFICACIÓN

Edificación son todas aquellas construcciones realizadas artificialmente por el ser humano con diversos pero específicos propósitos. Las edificaciones son obras que diseña, planifica

y ejecuta el ser humano en diferentes espacios, tamaños y formas, en la mayoría de los casos para habitarlas o usarlas como espacios de resguardo.

2.4.2.2 EDIFICIOS

Es una construcción permanente, separada e independiente, concebida para ser utilizada como vivienda o para servir a fines industriales, educativos, a la prestación de servicios o en general al desarrollo de una actividad.

Partes Constitutivas de un Edificio.

Un edificio está constituido por dos partes:

Superestructura.- Es el conjunto de elementos que resisten directamente las cargas, tales como: losas, vigas, viguetas, etc.

Infraestructura.- Específicamente son las partes encargadas de transmitir las cargas de la superestructura a la infraestructura hasta la tierra: columnas, cimentaciones.

2.4.2.3 ESTRUCTURA

Es el Conjunto de elementos estructurales ensamblados entre sí capaces de resistir cargas verticales, sísmicas y de cualquier otro tipo, con el objetivo de conservar su forma.

Las estructuras pueden clasificarse en estructuras de edificación y otras estructuras distintas a las de edificación.

Funciones de las Estructuras

Una estructura para un buen funcionamiento debe cumplir las siguientes condiciones:

Soportar cargas. Es la principal función de toda estructura ya que las fuerzas o cargas de diversas magnitudes siempre están presentes en la naturaleza: la gravedad, el viento, cargas sísmicas, entre otras.

Mantener la forma es una característica fundamental que las estructuras no se deformen más allá de lo permitido, ya que si esto ocurriese, los cuerpos podrían romperse y llevar a la estructura a presentar daños en los elementos estructurales o inclusive llegar al colapso de la misma. Esto se presenta cuando los esfuerzos son muy grandes.

Proteger partes delicadas. Una estructura debe proteger las partes delicadas de los objetos que los poseen. Pero hay estructuras que no tienen partes internas que proteger, como los puentes o las grúas.

Ligeras: Las estructuras deben ser lo más ligeras posibles pero al mismo tiempo muy estables. Si la estructura fuese muy pesada, podría venirse abajo y, además se derrocharían muchos materiales.

Estable: La estructura no puede volcar o caerse aunque reciba diferentes cargas.

Elemento estructural

Es cada una de las partes diferenciadas aunque una estructura a efectos de su diseño (cimientos, columnas, vigas y pisos). El diseño y comprobación de estos elementos se hace de acuerdo con los principios de la ingeniería estructural y la resistencia de materiales. Los elementos estructurales suelen clasificarse en virtud de tres criterios principales:

- **Dimensionalidad del Elemento**

Según puedan ser modelados como elementos unidimensionales (vigas, arcos, columnas), bidimensionales (placas, láminas, membranas) o tridimensionales.

- **Forma Geométrica o Posición**

La forma geométrica concreta afecta a los detalles del modelo estructural usado, así si la pieza es recta como una viga o curva como un arco, el modelo debe incorporar estas diferencias, también la posición u orientación afecta al tipo de estado tensional que tenga el elemento.

- **Estado Tensional o Solicitaciones Predominantes.**

Los tipos de esfuerzos predominantes pueden ser tracción (membranas y cables), compresión (columnas), flexión (vigas, arcos, placas, láminas) o torsión (ejes de transmisión, etc.).

EL ACERO COMO MATERIAL ESTRUCTURAL

El acero es uno de los más importantes materiales estructurales. Entre sus propiedades de particular importancia en los usos estructurales, están la alta resistencia, comparada con cualquier otro material disponible, y la ductilidad. (Ductilidad es la capacidad que tiene el

material de deformarse sustancialmente ya sea a tensión o compresión antes de fallar) Otras ventajas importantes en el uso del acero son su amplia disponibilidad y durabilidad, particularmente con una modesta cantidad de protección contra el intemperismo.

Entre las más importantes propiedades estructurales del acero se tienen las siguientes:

- Módulo de elasticidad, E. El rango típico para todos los aceros (relativamente independiente de la resistencia de fluencia) es de 193 000 a 207 000 MPa.
- Módulo de cortante, G. El módulo de cortante de cualquier material elástico se calcula con la siguiente ecuación:

$$G = \frac{E}{2(1 + \mu)}$$

Donde μ = coeficiente de Poisson que se toma como 0.3 para el acero. Usando $\mu = 0.3$ se obtiene un valor de $G = 77000$ MPa.

Coeficiente de expansión térmica, α . El coeficiente de expansión térmica puede tomarse como $\alpha = 11.25 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$

Límite de fluencia F_y , es el esfuerzo a partir del cual el material presenta un gran incremento en sus deformaciones, sin existir incrementos correspondientes en el esfuerzo.¹

En la siguiente Tabla 1. Se especifican los límites fluencia para aceros estructurales que se utilizan en edificaciones.

Tabla 1.- Acero Estructural Utilizado Para Edificaciones

Acero	Fy (Ksi)	Fu (Ksi)
ASTM A36	36	58 – 65
ASTM A992	50	65
ASTM A572 Gr.42	42	60
ASTM A572 Gr.50	50	65
ASTM A572 Gr.60	60	75

Fuente: AISCM, (2011).

¹ Joseph E. Bowles. (1993). *Diseño de Acero Estructural*. México. Q.F.: Limusa S.A. p.19 –20.

VENTAJAS DEL ACERO COMO MATERIAL ESTRUCTURAL

Alta Resistencia. La alta resistencia del acero por unidad de peso implica que será poco el peso de las estructuras pero debe ser estable; esto es de gran importancia en puentes de grandes claros, en edificios altos y en estructuras con malas condiciones en la cimentación.

Uniformidad. Las propiedades del acero no cambian apreciablemente con el tiempo como es el caso de las estructuras de concreto reforzado.

Elasticidad. El acero se acerca más en su comportamiento a las hipótesis de diseño que la mayoría de los materiales, gracias a que sigue la ley de Hooke hasta esfuerzos bastante altos. Los momentos de inercia de una estructura de acero pueden calcularse exactamente, en tanto que los valores obtenidos para una estructura de concreto reforzados son relativamente imprecisos.

Ductilidad. La ductilidad es la propiedad que tiene un material de soportar grandes deformaciones sin fallar bajo altos esfuerzos de tensión. Cuando se prueba a tensión un acero con bajo contenido de carbono, ocurre una reducción considerable de la sección transversal y un gran alargamiento en el punto de falla, antes de que se presente la fractura. Un material que no tenga esta propiedad probablemente será duro y frágil y se romperá al someterlo a un golpe repentino.

Durabilidad. Si el mantenimiento de las estructuras de acero es adecuado duraran indefinidamente. Investigaciones realizadas en los aceros modernos, indican que bajo ciertas condiciones no se requiere ningún mantenimiento a base de pintura.

Ampliaciones de estructuras existentes. Las estructuras de acero se adaptan muy bien a posibles adicciones. Se pueden añadir nuevas crujías e incluso alas enteras a estructuras de acero ya existentes y los puentes de acero con frecuencia pueden ampliarse.

Tenacidad. El acero estructural es capaz de resistir grandes fuerzas a pesar de encontrarse ya deformado, lo cual es muy importante debido a que permite su manipulación en el momento de montaje y elaboración, un material tenaz se define como el que tiene la capacidad de absorber energía en grandes cantidades.²

² McCormac, J. C. (2002). *Diseño de Estructuras de Acero Método LRFD* (2ª ed.). México D.F.: Alfaomega.p.1-4.

Rapidez de montaje. En obras metálicas, el tiempo de construcción se ve disminuido gracias a que este es de fácil y rápida colocación.

Conexiones. Para la unión de los miembros de acero, existen una gama de conexiones, atornilladas, soldadas, remachadas, etc. las cuales además son de rápida realización.

Fabricación. Tiene una gran capacidad de laminarse y fabricarse dando lugar a una gran gama de tamaños y formas.

Reciclable. El acero es reutilizable en algunos casos, e incluso tiene la posibilidad de venderlo como chatarra.

DESVENTAJAS DEL ACERO COMO MATERIAL ESTRUCTURAL

Costo de mantenimiento. La mayor parte de los acero son susceptibles a la corrosión al estar expuestos al aire y al agua y, por consiguiente, deben pintarse periódicamente. El uso de aceros intemperizados para ciertas aplicaciones, tienden a eliminar este costo.

Costo de la protección contra el fuego. Aunque algunos miembros estructurales son incombustibles, sus resistencias se reducen considerablemente durante los incendios, cuando los otros materiales de un edificio se queman. Han ocurrido muchos incendios en edificios vacíos en los que el único material combustible era el mismo edificio. El acero es un excelente conductor de calor, de manera que los miembros de acero sin protección pueden transmitir suficiente calor de una sección o comportamiento incendiado de un edificio a secciones adyacentes del mismo edificio e incendiar el material presente. En consecuencia, la estructura de acero de un edificio debe protegerse con materiales con ciertas características aislantes o el edificio deberá acondicionarse con un sistema de rociadores para que cumpla con los requisitos del Código de Construcción de la localidad en que se halle.

Susceptibilidad al pandeo. Entre más largos y esbeltos sean los miembros a compresión, mayor es el peligro de pandeo. Como se indicó previamente, el acero tiene una alta resistencia por unidad de peso, pero al usarse como columnas no resulta muy económico ya que debe usarse bastante material, solo para hacer más rígidas las columnas contra el posible pandeo.

Fatiga. Otra característica inconveniente del acero es que su resistencia puede reducirse si se somete a un gran número de inversiones del signo del esfuerzo. O bien, a un gran número de cambios de la magnitud del esfuerzo de tensión. (Se tienen problemas de fatiga solo cuando se presentan tensiones).²

2.4.2.4 INGENIERÍA SÍSMICA.

La ingeniería sísmica es el estudio del comportamiento de los edificios y las estructuras sujetas a carga sísmicas. Surge a fines de los años 50 y principios de los 60 consolidándose en la década de los 80 y 90, la misma que estudia la dinámica de Estructuras y de suelos, las propiedades lineales y no lineales de los materiales.

SISMOS

Es un fenómeno de movimiento brusco y momentáneo de la corteza terrestre que se produce por la liberación de energía acumulada en forma de ondas sísmicas. Los sismos con más frecuencia se producen por la ruptura de fallas geológicas. También ocurren por la fricción de las placas tectónicas, procesos volcánicos o inclusive pueden ser producidos por el hombre al realizar pruebas de detonaciones nucleares subterráneas.

PARTES DE UN SISMO

Hipocentro (Foco). Es el punto en la profundidad de la Tierra desde donde se libera la energía en un terremoto. Cuando ocurre en la corteza de ella (hasta 70 km de profundidad) se denomina superficial. Si ocurre entre los 70 y los 300 km se denomina intermedio y si es de mayor profundidad: profundo (recordemos que el centro de la Tierra se ubica a unos 6.370 km de profundidad).

El punto donde se origina el sismo en el interior de nuestro planeta es denominado hipocentro. El hipocentro se localiza frecuentemente entre 15 y 45 Km de la superficie, pero algunas veces su profundidad se ha calculado en más de 600 Km.

Epicentro. Es el punto de la superficie de la Tierra directamente sobre el hipocentro. Es, desde luego, la localización de la superficie terrestre donde la intensidad del terremoto es

²McCormac, J. C. (2002). *Diseño de Estructuras de Acero Método LRFD* (2ª ed.). México D.F.: Alfaomega.p.1-4.

mayor. Las características de la falla, sin embargo, pueden hacer que el punto de mayor intensidad esté alejado del epicentro al centro se llama epicentro.

La zona que lo rodea y donde los efectos de la sacudida han sido percibidos se llama zona epicentral. Las vibraciones longitudinales y transversales que llegan a esta zona originan ondas superficiales que irradiando del epicentro se propagan paralelamente a la superficie de la tierra, de la misma manera que las ondas del mar.

Ondas Sísmicas. Las ondas sísmicas son un tipo de onda elástica consistentes en la propagación de perturbaciones temporales del campo de esfuerzos que generan pequeños movimientos en un medio.

Ondas internas. Las ondas de cuerpo viajan a través del interior. Siguen caminos curvos debido a la variada densidad y composición del interior de la Tierra. Este efecto es similar al de refracción de ondas de luz. Las ondas de cuerpo transmiten los temblores preliminares de un terremoto pero poseen poco poder destructivo.³

Ondas superficiales. Cuando las ondas de cuerpo llegan a la superficie, se generan las ondas L (longae), que se propagan por la superficie de discontinuidad de la interfase de la superficie terrestre (tierra-aire y tierra-agua). Son la causante de los daños producidos por los sismos en las construcciones.

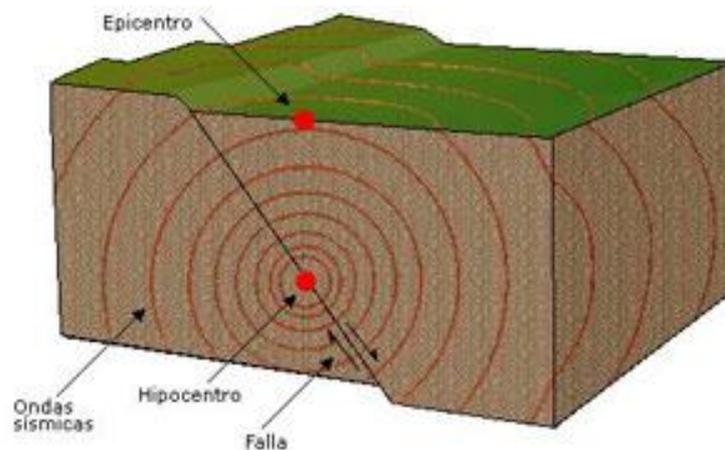


Gráfico 2.- Partes de un Sismo.

Fuente: Aguiar, (2008).

³ Onda sísmica. *BuenasTareas.com*. Recuperado 02, 2011, de <http://www.buenastareas.com/ensayos/Onda-Sisimica/1521945.html>

PLACAS TECTÓNICAS

Debido a las corrientes de convección, los continentes continúan en movimiento. En el siglo XIX ya se pensó que Groenlandia se movía, hipótesis que ha sido confirmada en el siglo XX con estudios que demuestran que se separa de Europa.

Las corrientes de convección se producen en la parte superior del manto líquido, en una capa denominada Astenósfera. En forma figurativa se puede decir que la corteza terrestre flota sobre la Astenósfera. El movimiento de la corteza no se da en forma uniforme, en el sentido de que todo se mueve en la misma dirección y con la misma magnitud, no se presenta así. Existen regiones en las cuales el movimiento es muy lento del orden de una centésima de milímetro al año y otras en las cuales este movimiento es muy rápido con movimientos de más de 10 cm. al año. De igual forma, existen zonas en las que segmentos de la corteza chocan entre si y otras en que no existe este choque.⁴

Las principales placas tectónicas, son las placas de: Nazca, Sudamérica, Cocos, Norteamericana, Caribe, Africana, Euroasiática, Antártica, Pacífico, Filipinas, Arábica, Australiana y de la India. Estas placas a su vez contienen micro placas.

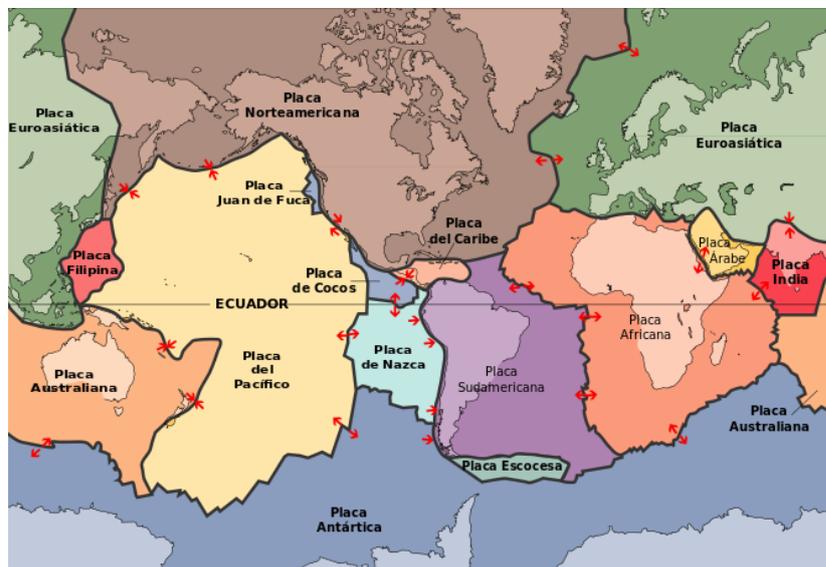


Gráfico 3.- Principales Placas Tectónicas, en el Mundo.

Fuente: Aguiar, (2008).

⁴ Aguiar, R. (2008). *Análisis Sísmico De Edificios*. Quito: Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército. p. 4.

A estos movimientos se los conoce también como tectónicos los cuales son responsables de la aparición de las montañas, volcanes, de los sismos, del relieve y fallas geológicas en la tierra.

Investigaciones desarrolladas entre los años 1950 y 1960, encontraron que en el lecho de los mares, existen largas y espectaculares cadenas montañosas con una forma muy similar a la columna dorsal de los reptiles, de ahí su nombre de dorsal marino. Por lo tanto, en la tierra existen dos tipos de montañas, las que se hallan en los continentes y las que se encuentran en los mares con características diferentes. Al chocar dos placas, una de las dos cede y se va para abajo con dirección al manto; la región de la zona de choque se denomina zonas de subducción. Por otra parte, en la zona donde no existe el choque, que es en los dorsales marinos aparece, una nueva superficie terrestre. De esta forma se mantiene el equilibrio en el mundo, por las zonas de subducción desaparece la superficie creada y por los dorsales marinos aparece nuevas superficies.⁴

El movimiento de la corteza no se da en forma uniforme, en el sentido de que todo se mueve en la misma dirección y con la misma magnitud, no se presenta así. Existen regiones en las cuales el movimiento es muy lento del orden de una centésima de milímetro al año y otras.

Estas cargas inducidas en las estructuras están en relación a su masa y elevación a partir del suelo; así como de las aceleraciones del terreno y de la capacidad de la estructura para disipar energía; estas cargas se pueden determinar como fuerzas estáticas horizontales aplicadas a las masas de la estructura, aunque en ocasiones debido a la altura de los edificios se hace necesario un análisis dinámico para determinar las fuerzas máximas a que estará sometida la estructura.

Escalas De Intensidad Sísmica.

Las escalas sísmicas son mediciones utilizadas para evaluar y comparar la intensidad de los terremotos. Existen dos tipos de escalas: la escala Richter y la escala Mercalli.

⁴ Aguiar, R. (2008). *Análisis Sísmico De Edificios*. Quito: Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército. p. 4.

Escala de Richter.- Es una escala logarítmica parcial que determinada por un numero cuantifica la energía liberada por un sismo, se le llama así en honor al sismólogo Charles Richter.

Escala de Mercalli.- Esta es una escala de 12 grados elaborada para evaluar la intensidad sísmica a través de los efectos y daños causados a las estructuras depende de la observación de un especialista, su nombre lo debe al físico italiano Giuseppe Mercalli.

$$M = \text{Log } A - \text{Log } A_0$$

Donde A es la amplitud máxima registrada en un sismógrafo de torsión Wood – Anderson (amplificación 2800, T=0.85 seg), medida en micrones, de un terremoto a registrado a 100 Km del epicentro. A₀ corresponde a una amplitud de calibración, tomando como M=3 al terremoto que a 100 Km el sismógrafo registra 1 mm.

En la Tabla 2. Se puede observar el grado sísmico y la descripción respectiva para la escala de Richter así como la escala de Mercalli.

Tabla 2.- Correspondencias entre Escalas Sísmicas.

CORRESPONDENCIA ENTRE ESCALAS SISMICAS			
<u>Escala de Richter</u>		<u>Escala de Mercalli</u>	
Mide la energía de un temblor en su centro, o foco, determinando intensidades que crecen de forma exponencial en una escala medible entre 1 y 10.		Determina la intensidad aparente de los terremotos de acuerdo a la distancia del observador y el centro, realizando descripciones subjetivas en escalas de I a XII.	
Valores	Descripción	Valores	Descripción
2.5	En general no sentido, pero registrado en los sismógrafos.	I	Casi nadie lo ha sentido
		II	Muy pocas personas lo han sentido
3.5	Sentido por mucha gente.	III	Temblor notado por mucha gente que, sin embargo, no suele darse cuenta de que es un terremoto.
		IV	Se ha sentido en el interior de los edificios por mucha gente. Parece un camión que ha golpeado el edificio.
		V	Sentido por casi todos; mucha gente se despierta. Pueden verse árboles y postes oscilando.
4.5	Pueden producirse algunos daños locales pequeños.	VI	Sentido por todos; mucha gente corre fuera de los edificios. Los muebles se mueven, pueden producirse pequeños daños.
		VII	Todo el mundo corre fuera de los edificios. Las estructuras mal construidas quedan muy dañadas; pequeños daños en el resto.
6.0	Terremoto destructivo.	VIII	Las construcciones especialmente diseñadas dañadas ligeramente, las otras se derrumban.
		IX	Todos los edificios muy dañados, desplazamientos de muchos cimientos. Grietas apreciables en el suelo.
7.0	Terremoto importante.	X	Muchas construcciones destruidas. Suelo muy agrietado.
8.0 ó más	Grandes terremotos	XI	Derrumbe de casi todas las construcciones. Puentes destruidos. Grietas muy amplias en el suelo.
		XII	Destrucción total. Se ven ondulaciones sobre la superficie del suelo, los objetos se mueven y voltean.

2.4.2.4.1 PELIGROSIDAD SÍSMICA DEL ECUADOR

El Ecuador se encuentra ubicado en una zona de alto riesgo sísmico del mundo, por tal motivo los proyectistas estructurales toman muy en cuenta la acción sísmica para el diseño de edificaciones. “Es importante crear conciencia de que los sismos no matan, lo que matan son las estructuras si es que no han sido diseñadas en forma adecuada” (Aguilar, 2008, p.2)

Es la probabilidad de ocurrencia, dentro de un período específico de tiempo y dentro de una región determinada, movimientos del suelo cuyos parámetros: aceleración, velocidad, desplazamiento, magnitud o intensidad son cuantificados.

Efectos Sísmicos En Los Edificios

Los movimientos sísmicos del suelo se transmiten a las edificaciones que se encuentran apoyadas sobre este. La base de la estructura se mueve conjuntamente con el movimiento del suelo, mientras que por inercia, la masa del edificio se resiste a desplazarse dinámicamente a seguir el movimiento de la base, es por ello que se presentan las fuerzas de inercia las cuales ponen en peligro la seguridad de la estructura.

Este es un problema dinámico que por la irregularidad del movimiento del suelo y por la complejidad de los sistemas constructivos de las estructuras, requiere de grandes simplificaciones para ser objeto de análisis como parte del diseño estructural de las construcciones. Los movimientos del suelo producido por el sismo constan de vibraciones horizontales y verticales, las primeras son las más críticas y son las únicas que se consideran en este planteamiento preliminar.

Debido a la flexibilidad que presente la estructura ante los efectos de las fuerzas de inercia hace que este vibre de forma diferente a la del suelo mismo. Las fuerzas que se inducen en la estructura no son solamente función de la inercia de los movimientos del suelo, además depende en gran cantidad de las propiedades de la estructura. Por una parte, las fuerzas son proporcionales a la masa del edificio y, por otra, son función de algunas propiedades dinámicas que definen su forma de vibrar.

Los movimientos del suelo son amplificados en forma importante por la vibración de la estructura, de tal modo que las aceleraciones que se presentan llegan a ser mayores a las del terreno. El grado de amplificación depende del amortiguamiento propio de la edificación y de la relación entre el periodo de la estructura y el periodo dominante del suelo. Cuando los movimientos del suelo son bruscos con predominio de ondas de periodo corto, presentan mayor afectación las edificaciones rígidas y pesadas. Cuando el movimiento del terreno es lento, con periodos dominantes largos, presentan mayor afectación las estructuras altas y flexibles en las cuales se amplifican las vibraciones y se generan aceleraciones elevadas y por ende mayores fuerzas de inercia.

Las fuerzas de inercia que se generan por la vibración en los lugares donde se encuentran las masas del edificio se transmiten a través de la estructura por trayectorias que dependen de la configuración estructural. Estas fuerzas generan esfuerzos y deformaciones que pueden poner en peligro la estabilidad de la construcción. Pueden resultar críticas las fuerzas en las uniones entre los elementos estructurales, las fuerzas cortantes en las columnas y la transmisión de dichas fuerzas a la cimentación.

2.4.2.4.2 RESPUESTA DE LOS EDIFICIOS A LA ACCIÓN SÍSMICA

La intensidad de la vibración transmitida a la edificación depende de las características de los movimientos del terreno así como de las propiedades dinámicas de la estructura. En sismos moderados la estructura se mantiene, normalmente, dentro de su intervalo de comportamiento elástico.

A medida que la intensidad de las vibraciones aplicadas al edificio aumenta, se generan cambios en las propiedades dinámicas del mismo, las que alteran su respuesta. En términos generales, el comportamiento deja de ser lineal, la rigidez tiende a bajar y el amortiguamiento tiende a aumentar.

La magnitud de estas modificaciones es muy distinta para diferentes tipos de sistemas y de materiales. El acero, por ejemplo, mantiene su comportamiento lineal hasta niveles muy altos de esfuerzos, correspondientes a la fluencia.

En el concreto cuando los esfuerzos de compresión exceden el 50 por ciento de la resistencia se reduce la rigidez, además esta se ve disminuida por el agrietamiento de secciones sujetas a elevados momentos de flexión.

Una fuente importante de cambio en las propiedades dinámicas de las construcciones es el efecto de elementos no estructurales, o sea de los recubrimientos y paredes divisorias que para niveles bajos de sollicitación pueden contribuir significativamente a la rigidez, pero que después se agrietan o se separan de la estructura principal.

Zonas Sísmicas y Factor De Zona Z

Mapa De Zonificación Sísmica para Diseño.

El mapa de Zonificación sísmica es el sitio en el cual se implantará la estructura en estudio en una de las seis zonas sísmicas que se clasifican en el Ecuador, el valor Z de las diferentes

zonas presenta la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad.

“Todo el territorio ecuatoriano está catalogado como de amenaza sísmica alta, con excepción del nor-orient que presenta una amenaza sísmica intermedia y del litoral ecuatoriano que presenta una amenaza sísmica muy alta” (NEC-11 Cap.2, 2011, p.9).

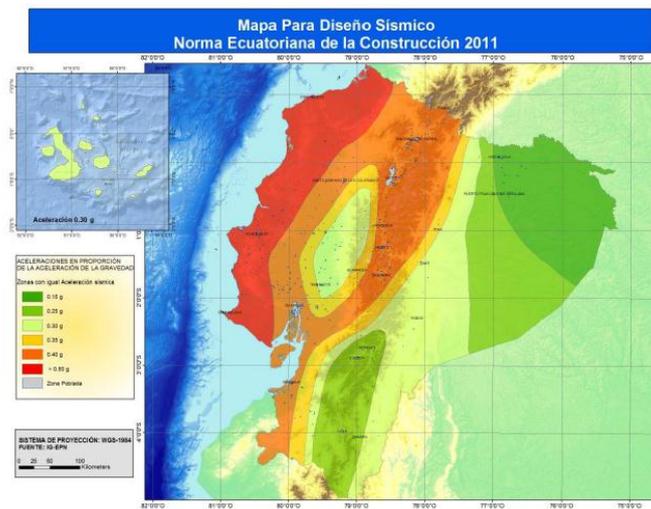


Gráfico 4.- Clasificación de Zonas Sísmicas del Ecuador.
Fuente: NEC-11, (2011).

En la Tabla 3. Tenemos los valores de caracterización de la amenaza sísmica que depende directamente de la zona sísmica en la que se ubica el proyecto en estudio.

Tabla 3.- Valores del factor Z en Función de la Zona Sísmica Adoptada

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización de la amenaza sísmica.	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy Alta

Fuente: NEC-11, (2011).

Curvas de Peligro Sísmico

Las curvas de peligrosidad sísmica es muy importante para los análisis de riesgos sísmicos, más aun en la ciudad de Ambato la cual se encuentra ubicada en una zona de alto riesgo sísmico.

Para diseño de estructuras de ocupación especial, para estructuras esenciales, para el diseño de puentes, obras portuarias y otras estructuras diferentes a las de edificación, es necesario utilizar diferentes niveles de terremoto con el fin de verificar el cumplimiento de diferentes niveles de desempeño sísmico. Para definir los diferentes niveles de aceleración sísmica esperada en roca en la ciudad donde se construirá dicho tipo de edificaciones, se proporcionan las curvas de peligro sísmico probabilista para cada capital de provincia, en donde se relaciona el valor de la aceleración sísmica esperada en roca (PGA) con un nivel de probabilidad anual de excedencia. El periodo de retorno correspondiente es el inverso de la probabilidad anual de excedencia. En cada figura se incluye también las curvas de aceleraciones máximas espectrales para periodos estructurales de 0.1, 0.2, 0.5 y 1.0 segundos.⁵

A continuación tenemos la curva de peligrosidad sísmica para la ciudad de Ambato la cual referencia la tasa anual de excedencia y la aceleración.

Curvas de Peligro Sísmico para AMBATO (1.25; - 78.63) a
Diferentes Periodos Estructurales.

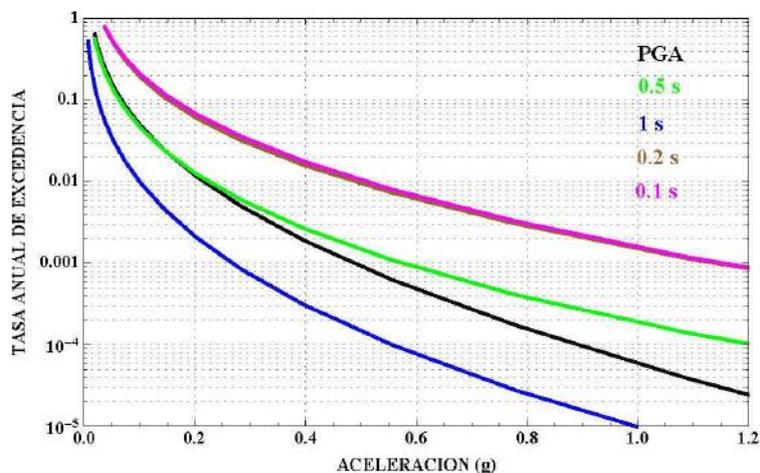


Gráfico 5.- Curvas de Peligro Sísmico, Ambato (NEC-11)

Fuente: NEC-11, (2011).

PERFIL DE SUELO

El perfil del suelo depende de la granulometría de los elementos que lo componen y de la forma como se hallan estos dispuestos, los efectos locales de la respuesta sísmica de la

⁵ MIDUVI, M C. (2011). *Normas Ecuatorianas de la Construcción*. Quito.p. 23.

edificación deben evaluarse en base a los perfiles de suelo, independientemente del tipo de cimentación. La identificación del perfil se realiza a partir de la superficie del terreno.

Cuando existan sótanos, o en edificios en ladera, el ingeniero geotécnico, de acuerdo con el tipo de cimentación propuesta, puede variar el punto a partir del cual se inicia la definición del perfil, por medio de un estudio acerca de la interacción que pueda existir entre la estructura de contención y el suelo circundante; pero en ningún caso este punto puede estar por debajo de la losa sobre el terreno del sótano inferior.

TIPOS DE PERFILES DE SUELO

Los parámetros utilizados en la clasificación son los correspondientes a los 30 m superiores del perfil para los perfiles tipo A E. Aquellos perfiles que tengan estratos claramente diferenciados deben subdividirse, asignándoles un subíndice *i* que va desde 1 en la superficie, hasta *n* en la parte inferior de los 30 m superiores del perfil. Para el perfil tipo F se aplican otros criterios, y la respuesta no debe limitarse a los 30 m superiores del perfil en los casos de perfiles con espesor de suelo significativo.

ESPECTRO DE RESPUESTA PARA DISEÑO

Es un espectro tipo elástico para una función de amortiguamiento respecto al crítico 5%, utilizado para el diseño sísmico resistente que nos ayuda a representar los efectos dinámicos del sismo de diseño, el mismo que puede representarse mediante un espectro de respuesta basados en condiciones geológicas, tectónicas, sismológicas y del tipo de suelo del lugar de emplazamiento de la estructura.

En el Gráfico 6, podemos observar el Espectro Sísmico Elástico de Aceleración que representa el sismo de diseño para nuestro proyecto de acuerdo a las Normas Ecuatorianas de la Construcción NEC-11.

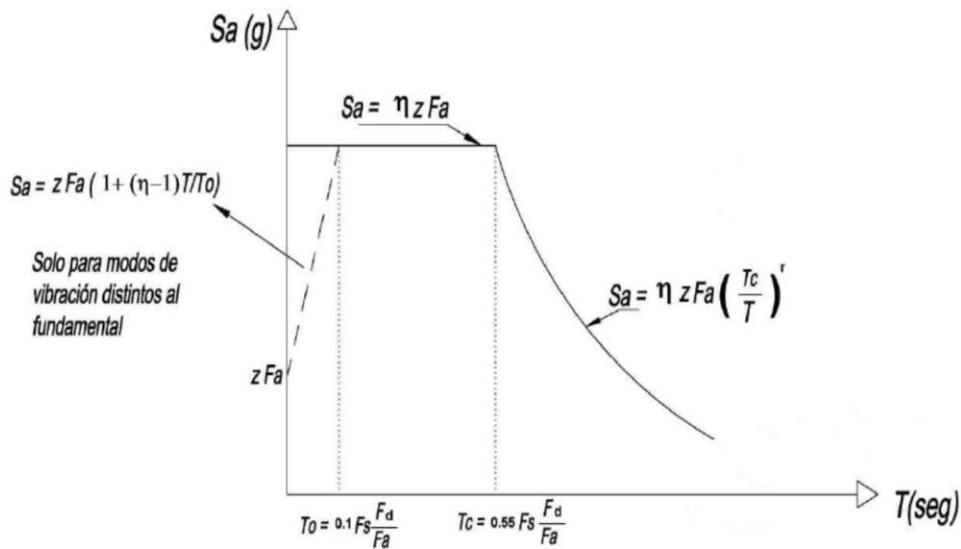


Gráfico 6.- Espectro Elástico de Aceleración, Representa el Sismo de Diseño.

Fuente: NEC-11, (2011).

2.4.2.5 DISEÑO SISMO RESISTENTE

El diseño sismo resistente: “Es un procedimiento mediante el cual se obtiene una solución óptima para la formación estructural y las dimensiones de sus elementos” (McGraw-Hill, 2006, p. 105).

Según las Normas Ecuatorianas de la Construcción 2011(NEC-11), en el Capítulo 2 literal 2.6. Define de la siguiente manera.

Filosofía De Diseño Sismo-Resistente

Al cumplir con los requisitos detallados en las Normas Ecuatorianas de la Construcción 2011, y del Código Ecuatoriano de la Construcción, se pueda proporcionar un diseño de estructuras eficaz que satisfaga los siguientes requerimientos:

- Prevenir daños en los elementos estructurales y no estructurales, ante la presencia de terremotos sean estos pequeños y frecuentes, que se pueden presentar durante la vida útil de la estructura.
- Prevenir daños estructurales graves y controlar daños no estructurales, ante la presencia de terremotos, moderados y poco frecuente que se pueden presentar durante la vida útil de la estructura.

- Evitar el colapso de la estructura ante la presencia de terremotos severos que se pueden presentar durante la vida útil de la estructura.

Esta filosofía de diseño se puede conseguir diseñando estructuras para que:

- Tengan la capacidad para resistir fuerzas especificadas en el CEC-02 y NEC-11.
- Las derivas de piso, ante dichas cargas, sean inferiores a las admisibles en los códigos y normas.
- Disipar energía de deformaciones inelásticas, usando las diferentes técnicas y métodos de diseño sismo-resistente, por capacidad o por medio de dispositivos de control sísmico.

Para aquellas estructuras de ocupación especial y para las estructuras esenciales, la filosofía de diseño sismo-resistente busca aumentar el grado de protección de dichas estructuras y propender a que las mismas puedan mantenerse operacionales aun después de la ocurrencia del sismo de diseño.

Elementos y características que definen la estructura sismo-resistente de un edificio.

Configuración del Edificio.

La configuración del edificio está basada en la: simetría, Altura, Tamaño horizontal, Distribución y concentración de masas, Densidad de estructuras en planta, Rigidez, Piso flexible, Esquinas, Resistencia Perimetral, Redundancia, Centro de Masas, Centro de Rigideces, Torsión, Periodo propio de oscilación, Ductilidad, Amortiguamiento y Sistemas resistentes.

Fuerzas Sísmicas de Diseño

Fuerzas laterales que resultan de distribuir adecuadamente el cortante basal de diseño en toda la estructura, según las especificaciones de esta norma.

2.4.2.5.1 CRITERIOS DE DISEÑO SÍSMICO

Objetivos de Diseño Sísmico.

El diseño sísmico de las estructuras para resistir sismos difiere del que se realiza para el efecto de otras acciones. Las razones son diversas. Lo peculiar del problema sísmico no

estriba sólo en la complejidad de la respuesta estructural a los efectos dinámicos de los sismos, sino sobre todo, se deriva de lo poco predecible que es el fenómeno y de las intensidades extraordinarias que pueden alcanzar sus efectos, asociado a que la probabilidad de que se presenten dichas intensidades en la vida esperada de la estructura es muy pequeña.

En el diseño para otras acciones se requiere que el comportamiento de la estructura se mantenga dentro de su intervalo lineal y sin daños, para los valores máximos que pueden alcanzar las fuerzas, se recomienda que no es económicamente factible diseñar edificaciones en general, para que se mantenga dentro de su componente lineal ante el sismo de diseño. El problema se plantea en forma rigurosa como uno de optimación, en que debe equilibrarse la inversión que es razonable hacer en la seguridad de la estructura con la probabilidad del daño que puede ocurrir.

La mayor parte de los códigos y normas para el diseño sismo resistente, tiene como objetivo evitar el colapso de la estructura, pero aceptar daños ante sismos severos que se puedan presentar a lo largo de la vida útil de la estructura, además se debe evitar daños ante la presencia de sismos moderados que se pueden presentar con más regularidad.

Estos objetivos pueden plantearse de manera más formal en términos de los estados límites siguientes:

Estado límite de servicio, para el cual no se exceden deformaciones que ocasionen pánico a los ocupantes, interferencia con el funcionamiento de equipos e instalaciones, ni daños en elementos no estructurales.

Estado límite de integridad estructural, para el cual se puede presentar daño no estructural y daño estructural menor, como agrietamiento en estructuras de concreto, pero no se alcanza la capacidad de carga de los elementos estructurales.

Estado límite de supervivencia, para el cual puede haber daño estructural significativo, y hasta en ocasiones más allá de lo económicamente reparable, pero se mantiene la estabilidad general de la estructura y se evita el colapso.

En términos generales, pueden establecerse como objetivos del diseño sísmico.

Evitar que se exceda el estado límite de servicio para sismos de intensidad moderada que pueden presentarse varias veces en la vida de la estructura;

Que el estado límite de integridad estructural no se exceda para sismos severos que tienen una posibilidad significativa de presentarse en la vida de la estructura;

El estado límite de supervivencia no debe excederse ni para sismos extraordinarios que tengan una muy pequeña probabilidad de ocurrencia.

Estas probabilidades pueden manejarse en términos de periodos de retorno; la tabla 4 muestra un esquema de este planteamiento e incluye periodos de retorno considerados aceptables para cada uno de los tres casos.

Los reglamentos en general, no establecen métodos explícitos para alcanzar estos objetivos, que estrictamente requerirían de análisis para tres niveles de sismos; tratan de cumplirlos de manera indirecta mediante un conjunto de requisitos que supuestamente lleven a ello.

Tabla 4.- Estados Límite para Diseño Sísmico.

Estado Límite	Intensidad Sísmica	Periodo de Retorno, Años
Servicio	Moderada	20-30
Integridad estructural	Severa	50-100
Supervivencia	Extraordinaria	500-1000

Fuente: AISC, (2010).

REQUISITOS BÁSICOS DE ESTRUCTURACIÓN

El edificio debe poseer una configuración de elementos estructurales que le confiera resistencia y rigidez a cargas laterales en cualquier dirección. Esto se logra generalmente, proporcionando sistemas resistentes en dos direcciones ortogonales.

La configuración de los elementos estructurales debe permitir un flujo continuo, regular y eficiente de las fuerzas sísmicas desde el punto en que éstas se generan (o sea, de todo punto donde haya una masa que produzca fuerzas de inercia) hasta el terreno.

Hay que evitar las amplificaciones de las vibraciones, las concentraciones de solicitaciones y las vibraciones torsionales que pueden producirse por la distribución irregular de masas o rigideces en planta o en elevación. Para tal fin conviene que la estructura sea lo más posible, sencilla, regular, simétrica y continua.

Los sistemas estructurales deben disponer de redundancia y de capacidad de deformaciones inelástica que les permitan disipar la energía introducida por sismos de excepcional intensidad, mediante elevado amortiguamiento inelástico y sin la presencia de fallas frágiles locales y globales.

TIPOS ESTRUCTURALES PARA CONSTRUCCIONES DE ACERO

Las estructuras de acero han evolucionado a lo largo de más de un siglo como resultado de la experiencia obtenida por la industria de la construcción y de numerosas investigaciones destinadas a optimizar su uso.

Este avance ha permitido desarrollar distintos tipos de estructuras sismo resistente, los cuales presentan variaciones no solo en su comportamiento estructural, sino también diferencias constructivas, funcionales y económicas.

Esto le permite al ingeniero estructural seleccionar la solución más adecuada para casos particulares.

2.4.2.6 CARGAS DE DISEÑO

De acuerdo con el Código Ecuatorial de la Construcción NEC-11 Capítulo1. Una de las tareas más importantes del proyectista es determinar de la manera más precisa posible el valor de las cargas que soportará la estructura durante su vida útil, así como su posición y también determinar las combinaciones más desfavorables que de acuerdo a los reglamentos pueda presentarse.

Dentro de las cargas de diseño tenemos las cargas permanentes, Sobrecargas, cargas por viento, cargas sísmicas.

Cargas Permanentes (Carga Muerta)

Las cargas permanentes están compuestas por el peso de los elementos estructurales, como: muros, recubrimientos, tabiques, instalaciones eléctricas y sanitarias, máquinas y todos los componentes o artefactos integrados permanentemente a la estructura.

Sobrecargas de Uso (Carga Viva)

La sobrecarga de uso o carga viva depende directamente de la ocupación que se le dé a la estructura, se representa por los pesos de personas, equipos, muebles y demás accesorios que sean móviles, mercadería en transición, entre otras.

Cargas por Viento

La carga de diseño por viento hasta alturas de 10m, tendrá una velocidad máxima para edificaciones no menor a 75 Km/h.

En la Tabla 5. Se Presenta las diferentes alturas que pueden tener las estructuras y de acuerdo a esto podemos seleccionar su respectivo coeficiente de corrección, con lo que se refiere a las siguientes categorías:

Categoría A.- Edificaciones que se ubican frente al mar, zonas rurales o espacios descubiertos sin obstáculos topográficos.

Categoría B.- Edificaciones de baja altura ubicadas en zonas suburbanas, promedio de altura hasta 10m.

Categoría C.- Edificaciones de altura ubicadas en zonas urbanas.

Tabla 5.- Coeficiente de Corrección, σ (NEC-11)

Altura (m)	Sin obstrucción (Categoría A)	Obstrucción Baja (Categoría B)	Zona Edificada (Categoría C)
5	0.91	0.86	0.80
10	1.00	0.90	0.80
20	1.06	0.97	0.88
40	1.14	1.03	0.96
80	1.21	1.14	1.06
150	1.28	1.22	1.15

Fuente: NEC-11, (2011).

2.4.2.6.2 MÉTODOS DE DISEÑO

Diseño Elástico

En un principio, las estructuras se diseñaron empleando esfuerzos permisibles o de trabajo, que limitaban el esfuerzo normal o tangencial de una pieza o una fracción del esfuerzo de

fluencia del material, razón por la cual se le denomina comúnmente "diseño elástico" aunque es más correcto el término: "diseño por esfuerzos permisibles o de trabajo".

Cabe señalar que si se aprovecha la resistencia del material más allá de su punto de fluencia (como es el caso del acero) y se define el esfuerzo permisible en función del esfuerzo de falla se estará diseñando plásticamente, por lo cual es impropio el término de diseño elástico.

Diseño Plástico

Tradicionalmente, la parte 2 de la especificación AISC llamada Diseño Plástico. La especificación de 1989 para edificios de acero estructural (Structural Steel Buildings) contiene el Diseño plástico en la unidad N. El diseño plástico es un especial caso del diseño de estados límite, en que el estado límite por fuerza es la realización de la fuerza del momento plástico M_p . La fuerza del momento plástico es la fuerza del momento cuando todas las fibras de las cruce de las secciones son a la fuerzan cedida y F (un lado del eje neutral en tensión y el otro lado en compresión). El diseño plástico no permite usar otros estados límite. Así como inestabilidad, fatiga, o fractura. La filosofía del diseño es usada por AISC aplicada a miembros flexurales incluyendo vigas-columnas.

Las provisiones por la sobrecarga y por la poca fuerza están combinadas dentro de un solo factor 1.7 usado por todas las cargas gravitacionales. La fuerza nominal debe estar en la fuerza del momento plástico M_p . Desde el diseño plástico es un especial caso del diseño de estados límite y es cubierto más racional en la especificación AISC LRFD, esto no es tema largo como un tema especial es como una previa edición. El diseño plástico corresponde algún componente del LRFD.

La filosofía del diseño de estados límite es a medida codificada en LRFD provee al diseñador un más racional acceso a diseñar que las disponibles en el ASD o Diseño Plástico, provee un excelente resumen de las ventajas de usar LRFD⁶.

2.4.2.7 DERIVAS DE PISO

La deriva de piso es el desplazamiento horizontal relativo entre dos puntos que se encuentran en la misma línea vertical, en dos pisos consecutivos de una edificación, es

⁶ Charles G. Salmon, J. E. (s.f.). *Steel Structure Desing and Behavior* (4ª ed.). Harper-Collins College Publishers.p. 29-30.

indispensable en el proceso del diseño estructural, se encuentra asociada con las deformaciones inelásticas de los elementos de los elementos estructurales y no estructurales, el daño a los elementos no estructurales, la estabilidad global de la estructura y además la alarma y pánico de los ocupantes de la edificación, es una medida indirecta del comportamiento estructural el cual se considera importante en el diseño sismo resistente.

CONTROL DE LA DERIVA DE PISO

El daño estructural se correlaciona mejor con el desplazamiento que con la resistencia lateral desarrollada. Las deformaciones excesivas han ocasionado enormes pérdidas debido a daños en elementos estructurales y no estructurales. El diseñador debe comprobar que la estructura en análisis presentara deformaciones inelásticas controlables. Por lo tanto, los límites a la derivas de entrepiso inelásticas máximas, Δ_M , se presentan en la Tabla 6, los cuales deben satisfacerse en todas las columnas del edificio.

Tabla 6.- Valores de Δ_M Máximos, Expresados como Fracción de la Altura de Piso

Estructura de	Δ_M máxima
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.020
De mampostería	0.010

Fuente: CEC, (2002) y NEC, (2011)

Según las normas ecuatorianas de la construcción NEC-11 en el capítulo 2 sección 2.7.8. “Debido a que en varias ocasiones no son las fuerzas sísmicas, sino el control de deformaciones, el parámetro de diseño crítico, se enfatiza este requisito a través del cálculo de las derivas inelásticas máximas de piso. Este hecho reconoce y enfrenta los problemas que se han observado en sismos pasados, donde las deformaciones excesivas han ocasionado ingentes pérdidas por daños a elementos estructurales y no estructurales. El diseñador debe comprobar que su estructura presentara deformaciones inelásticas controlables, mejorando substancialmente el diseño conceptual” (NEC-11 Cap.2, 2011, p.64).

2.4.2.8 DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES (AISC 360-10)

El diseño es un proceso creativo mediante el cual se definen las características de un sistema de manera que cumpla de forma óptima con sus objetivos.

Los elementos no solo deben cumplir con los requisitos de resistencia sino que además deben brindar seguridad a los usuarios, es por ello que los códigos de diseño estructural como el “AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION (AISC)”, limitan los valores de diseño, basadas en la experiencia e investigación de muchos años. En este capítulo se presentaran los requisitos mínimos que se deben cumplir para el correcto funcionamiento y desempeño de los elementos dimensionados.

ELEMENTOS SOMETIDOS A COMPRESIÓN

Si un miembro está sujeto a sistemas de cargas únicamente en sus extremos, y estos sistemas de cargas son reducibles a una carga puntual cuya línea de acción es el eje centroidal del miembro, se dice que trabaja a compresión pura.

La compresión pura en la realidad es muy difícil que se presente principalmente por dos circunstancias, el eje del miembro no es perfectamente recto y las cargas en los extremos suelen a situarse excéntricamente (línea de acción de la carga no coincide con la del eje del miembro).

COLUMNAS

Un elemento estructural transmite principalmente una fuerza de compresión y esta a su vez determina el comportamiento estructural del elemento se le denomina columna, además para que se clasifique como tal la longitud es considerablemente mayor que las dimensiones de la sección.

De acuerdo al comportamiento respecto de su longitud existen 3 tipos principales de columnas:

Columnas cortas: Son aquellas en las que no existe pandeo, la falla es por aplastamiento cuando la carga alcanza el valor de fluencia.

Columnas de longitud intermedia: Son aquellas en la que el pandeo se inicia cuando los esfuerzos normales han sobrepasado los límites de proporcionalidad pero antes de que lleguen al punto de fluencia, es decir, en el intervalo inelástico.

Columnas largas: Son aquellas que se pandearan dentro del intervalo elástico; este fenómeno empieza bajo esfuerzos

PANDEO FLEXIONANTE

Se estudia aquí en detalle el pandeo por flexión, alrededor de uno de los ejes principales de las columnas de sección transversal con dos ejes de simetría, ya que es el caso que revisa mayor interés en el diseño de estructuras.

Pandeo elástico

Considérese una columna esbelta de sección transversal constante y de doble simetría, articulada en un extremo y con un apoyo guiado que permite rotaciones y desplazamientos lineales a lo largo de su eje en el otro, sujeta a la acción de fuerzas axiales de compresión.

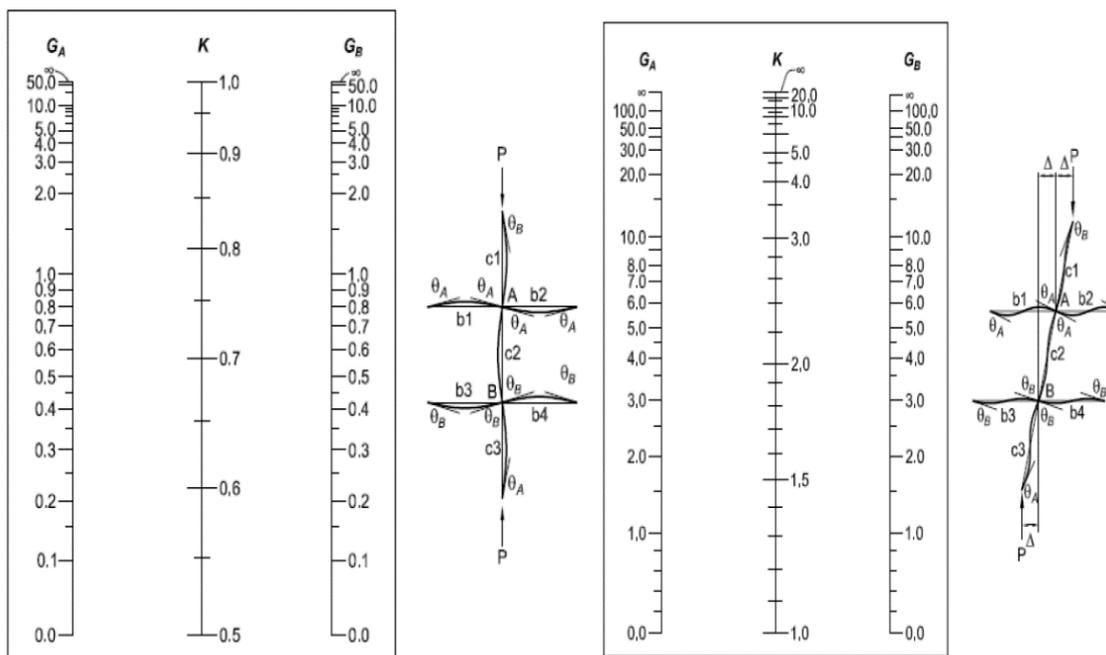
Longitud efectiva de las columnas en las estructuras

La fórmula de Euler se ha deducido de la suposición básica, que los extremos de la columna están articuladas; por consiguiente, solo permite calcular la carga o el esfuerzo crítico de las columnas con esas condiciones de apoyo, ya que si cambia las restricciones en los extremos de una barra comprimida se modifica su capacidad para resistir fuerza axial.

Longitud efectiva de columnas en marcos o pórticos y nomogramas

La longitud efectiva KL , está en función del valor K , aquí nos centraremos en determinar dicho valor, cuando la columna hace parte de un marco o pórtico de edificio, el mismo puede estar impedido de ladearse o no.

Para obtener valores de K es necesario realizar un análisis matemático tedioso, este problema se resolvió a través de la fabricación de unos nomogramas como se muestra en el Gráfico 7.



a) Ladeo impedido

b) Ladeo no impedido

Gráfico 7.- Nomogramas para factores K de longitud efectiva.

Fuente: AISCM, (2011).

La resistencia a la rotación proporcionada por las vigas que se unen en el extremo de una columna depende de las rigideces rotacionales de esos miembros, así cuando un miembro está empotrado en un extremo para producir una rotación unitaria se necesita un momento igual, en base a este razonamiento se determina la relación G.

Por lo expuesto en el párrafo anterior se puede decir que la restricción rotatoria en un extremo de una columna particular es proporcional a la razón de la suma de la rigideces de las columnas a la suma de las rigideces de las vigas o trabes que se unen al nudo, del Manual AISCM, sección C-C2 tenemos:

$$G = \frac{\sum \frac{I_c}{L_c}}{\sum \frac{I_g}{L_g}}$$

Para calcular el valor de K en los nomogramas del gráfico 7, considere los pasos siguientes.

- Seleccione el nomograma apropiado (ladeo impedido o ladeo no impedido)

- Calcule G en cada extremo de la columna y designe los valores de G_A y G_B como se desee.
- Dibuje una línea recta sobre los nomogramas entre los valores G_A y G_B , lea K donde la línea corte a la escala central.

FLEXOCOMPRESIÓN

Es un fenómeno en las cuales actúan simultáneamente las fuerzas normales de compresión y momentos flexionantes, que pueden actuar alrededor de uno de sus ejes centroidales y principales de sus secciones transversales o tener componentes según los dos ejes principales. Su importancia fundamental es porque, las columnas en compresión axial no existen prácticamente nunca en las estructuras reales en las que, debidas principalmente a la continuidad entre los diversos miembros que la componen.

La compresión se presenta casi siempre acompañada por flexión, como ya se dijo debido a la continuidad dada por la unión de la viga con la columna en marcos rígidos. El viento y otras cargas laterales también ocasionan flexión lateral en las columnas.

Los momentos pueden determinarse para un miembro en un pórtico rígido mediante análisis elástico de primer y segundo orden.

Análisis elástico de primer orden.

El análisis elástico de primer orden es el comúnmente utilizado por los programas de cálculo matricial y tiene como inconveniente el que no pone de manifiesto la posible existencia de la inestabilidad.

En los métodos de cálculo elástico de primer orden, se analiza la estructura obteniendo los esfuerzos sobre las barras y las longitudes de pandeo de estas, para posteriormente comprobar a pandeo dichas barras.

Análisis elástico de segundo orden.

En el análisis elástico de segundo orden el equilibrio se formula sobre la estructura deformada. Este tipo de análisis tiene en cuenta los momentos producidos por los esfuerzos de los extremos de las barras combinados con los desplazamientos que se han producido en dichas barras. Si estos desplazamientos son los de los extremos de la barra, se les denomina

efecto P- Δ , si los desplazamientos son los que se producen en el interior de la barra, suponiendo que sus extremos no han sufrido movimientos, se les denomina P- δ .

La teoría elástica de segundo orden consiste en resolver una sucesión de análisis de primer orden de una estructura cuya geometría cambia en cada paso con respecto a los anteriores.

Cuando se emplea el análisis de primer orden de acuerdo al AISC360- 2010 dice que se debe emplear factores de amplificación B1 y B2 para amplificar los momentos debido a las cargas de gravedad y cargas horizontales respectivamente y con ello considerar el efecto que producen los momentos secundarios.

Momentos de segundo orden.

El fenómeno es el siguiente, imagínese una columna sometida a un momento M en los extremos, esta se flexiona lateralmente una cantidad δ , pero además esta columna se somete a una compresión axial Pu, esta carga produce a la columna un momento secundario igual a Pu* δ , donde las especificaciones del LRFD indican que el momento M1 es igual al momento debido a cargas por gravedad Mnt (Momentos calculados suponiendo que no hay traslación del marco) más el momento secundario Pu* δ .

De acuerdo a las especificaciones de AISC360-10 en El amplificador B1 para cada miembro solicitado a compresión y en cada dirección de flexión del miembro es calculado como sigue:

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \alpha P_r / P_{el}} \geq 1 \quad [\text{Eq. A-8-3}] \text{ AISC 360-10}$$

Cm = Coeficiente que supone un marco sin translación lateral, cuyo valor se calculara de la siguiente manera:

Para vigas-columnas no afectas a cargas transversales entre apoyos en el plano de flexión,

$$C_m = 0.6 - 0.4(M_1/M_2) \quad [\text{Eq. A-8-4}] \text{ AISC 360-10}$$

Donde M1 y M2 son el momento menor y mayor respectivamente en los extremos del miembro no arriostrado en el plano de flexión, calculados mediante un análisis de primer orden.

Para vigas-columnas sometidas a cargas transversales entre los apoyos, el valor de C_m se determinara mediante análisis o se adoptara conservadoramente el valor 1,0 en todos los casos.

$$P_{el} = \frac{\pi^2 EI}{(K_1 L)^2} \quad [\text{Eq. A-8-5}] \text{ AISC 360-10}$$

K_1 = factor de largo efectivo en el plano de flexión, calculado en la hipótesis que no hay desplazamiento lateral en los extremos del miembro. Debe suponerse igual a 1,0, a menos que el análisis justifique que un valor menor puede ser usado.

Amplificador B2 por Efecto P-Δ

El amplificador B_2 para cada entrepiso y en cada dirección de traslación es calculado como sigue:

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{\alpha P_{entrepiso}}{P_{e \text{ entrepiso}}}} \geq 1 \quad [\text{Eq. A-8-6}] \text{ AISC 360-10}$$

$P_{entrepiso}$ = carga vertical total soportada por el piso empleando las combinaciones de carga.

$P_{e \text{ entrepiso}}$ = Resistencia a pandeo elástico del entrepiso, en la dirección de traslación considerada, determinada mediante análisis al pandeo por desplazamiento lateral.

ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXIÓN.

Las barras de eje rectos sometidos a la acción de fuerzas transversales y, frecuentemente, de pares aplicados en los extremos, constituyen un porcentaje importante de las piezas que forman parte de las estructuras reticulares. Su capacidad para resistir cargas y transmitir las a los apoyos proviene fundamentalmente de su resistencia a la flexión, aunque esta sollicitación se presenta en la mayor parte de los casos acompañada por fuerzas cortantes, estas suelen tener una influencia secundaria en el comportamiento de los elementos estructurales en consideración.

El eje de las barras que trabajan a flexión es originalmente una línea recta horizontal de longitud varias veces mayor que las dimensiones de sus secciones transversales; en estas condiciones reciben el nombre de vigas.

Resistencia Nominal a Flexión

$$M_n = M_p = F_y Z_x \quad [\text{Eq. F2-1}] \text{ AISC 360-10}$$

F_y = Tensión de fluencia mínima especificada del tipo de acero utilizado, kgf/cm²

Z_x = Módulo de sección Plástico en torno al eje x, cm³ (mm³)

M_p = Momento de flexión plástico

M_n = Momento nominal a flexión

$$M_n = M_p = Z_x F_y \leq 1.65 F_y S_{xc} \quad [\text{Eq. F6-1}] \text{ AISC 360-10}$$

S_{xc} = Módulo de sección elástica del ala (mm³)

M_p = Momento de flexión plástica N-m

PANDEO LATERAL TORSIONAL

Para poder entender el fenómeno de pandeo lateral torsional primero definiremos que es un soporte lateral.

Soporte lateral: Una viga que está totalmente ahogada en concreto, o que tiene su patín a compresión embebida en una losa de concreto, ciertamente está bien apoyada lateralmente. Cuando una losa descansa sobre el patín superior de una viga, se debe analizar la situación, para determinar si la fricción realmente proporciona apoyo lateral.

Las vigas secundarias que se conectan lateralmente a los costados de una viga, a su patín a compresión, pueden normalmente contarse como elementos que suministran apoyo lateral completo a través de la conexión.

El pandeo lateral torsional o pandeo lateral de viga se produce cuando su patín en compresión soportado lateralmente solo en sus extremos, se carga gradualmente, dicho patín en compresión se pandeara fuera del plano de carga (alrededor del eje menor) además se torcerá.

Las vigas tienen tres intervalos o zonas de pandeo, dependiendo de sus condiciones de soporte lateral. Si se tiene un soporte lateral continuo o estrechamente espaciado, las vigas se pandearan plásticamente y quedara en la zona de pandeo plástica Si la separación entre

los soportes laterales se incrementa, las vigas empezaran a fallar inelásticamente bajo menores momentos y quedara en la zona de pandeo inelástico.

Si se sigue incrementando a un más la longitud entre soportes laterales las vigas fallaran elásticamente y quedaran en la zona de pandeo elástico.

PANDEO LOCAL DE LOS ELEMENTOS

Una sección I, W principalmente está formada por placas, estas a su vez son denominadas elementos de la sección, una sesión I, W está formada por tres placas, dos conforman las alas y la otra forma el alma de la sección.

Estas placas pueden pandearse localmente y pueden causar la falla prematura de toda la sección o reducir la resistencia general de la sección.

Este fenómeno de pandeo local principalmente se da para secciones no compactas y secciones esbeltas, el AISC define parámetros para diferenciar a las secciones entre compactas, no compactas y esbeltas, para el caso de las vigas en estudio son las siguientes.

Para el alma:

Si la relación $\frac{h}{t} \leq \lambda p$ se clasifica como elemento o placa compacta

Si se cumple que $\lambda r \leq \frac{h}{t} \geq \lambda p$ el elemento se clasifica como no compacta

Por último si $\frac{h}{t} \geq \lambda r$ el elemento o placa es esbelta

h= Es la distancia entre la parte interior de la alas menos los radios de curvatura de la sección.

Para las alas:

Si la relación $\frac{b}{t} \leq \lambda p$ se clasifica como elemento compacta

Si se cumple que $\lambda r \leq \frac{b}{t} \geq \lambda p$ el elemento se clasifica como no compacta

Por último si $\frac{b}{t} \geq \lambda r$ el elemento o placa es esbelta

Se debe entender que, para que una sección de un elemento de viga I sea compacta se deben cumplir que tanto el alma y alas sean compactas.

RESISTENCIA POR CORTANTE DE UNA VIGA

En las vigas de acero laminadas la fuerza de cortante no es un problema, ya que las almas de los perfiles son capaces de resistir grandes fuerzas cortantes, pero para vigas construidas cuando se utiliza almas muy delgadas el cortante puede ser un problema, otro problema de cortante se puede encontrar en la unión viga-columna de marcos rígidos, si la unión se realiza de tal manera que sus almas se encuentren en un mismo plano.

Para el chequeo por corte seguiremos el AISC 360-10 Capítulo Diseño de Miembros en Corte.

Fluencia en corte y pandeo en corte

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v \quad [\text{Eq. G2-1}] \text{ AISC 360-10}$$

A_w = Área del alma, altura total por el espesor

C_v = Coeficiente de corte del alma (1.0)

$$h/t_w \leq 2.24 \sqrt{E/F_y} \quad [\text{Eq. G2-1}] \text{ AISC 360-10}$$

h = Distancia libre entre alas menos el filete o radio de esquina

t_w = Espesor del alma

E = Modulo de elasticidad del acero

2.5 HIPOTESIS

La verificación de las derivas de piso, para edificaciones de tres, seis y nueve pisos, de estructura metálica, para la ciudad de Ambato, Mediante el diseño sismo resistente, utilizando El Código Ecuatoriano de la Construcción (CEC 2002) y Las Normas Ecuatorianas de la Construcción (NEC-11), permite constatar la estabilidad adecuada en los diferentes modelos estructurales.

2.6 SEÑALAMIENTO DE LAS VARIABLES

2.6.1 VARIABLE INDEPENDIENTE

Verificación de las derivas de piso, para edificaciones de tres, seis y nueve pisos, de estructura metálica, para la ciudad de Ambato, Mediante el diseño sismo resistente, utilizando El Código Ecuatoriano de la Construcción (CEC 2002) y Las Normas Ecuatorianas de la Construcción (NEC-11).

2.6.2 VARIABLE DEPENDIENTE

Estudio de la estabilidad estructural.

CAPÍTULO III

METODOLOGÍA

3.1 MODALIDAD BÁSICA DE LA INVESTIGACIÓN

De conformidad con el tema propuesto, la modalidad a aplicarse es la investigación Bibliográfica, que nos permitirán aproximarnos al fenómeno y explicar científicamente a través de fuentes bibliográficas actualizadas, el análisis determinara cuál de los códigos y normas es recomendable utilizar para el diseño sismo resistente en la ciudad de Ambato, para lo cual utilizaremos el Código Ecuatoriano de la Construcción 2002 y las Normas Ecuatorianas de la Construcción 2011.

Modalidad Experimental, debida a que con los estudios realizados se puede plantear las posibilidades soluciones para controlar el problema en estudio.

3.2 NIVEL O TIPO DE INVESTIGACIÓN

Los niveles que van a ser utilizados en este trabajo será:

- Descriptiva
- Explicativa.

3.3 POBLACIÓN Y MUESTRA

La población y muestra del proyecto serán, los modelos estructurales de las edificaciones de tres, seis y nueve pisos, de estructura metálica, para la ciudad de Ambato.

3.4 OPERACIONALIZACION DE VARIABLES

VARIABLE INDEPENDIENTE: La verificación de las derivas de piso, para edificaciones de tres, seis y nueve pisos, de estructura metálica, para la ciudad de Ambato, Mediante el diseño sismo resistente, utilizando El Código Ecuatoriano de la Construcción (CEC 2002) y Las Normas Ecuatorianas de la Construcción (NEC-11)

Conceptualización	Dimensiones	Indicadores	Ítems	Técnicas o Instrumentos
Análisis del desplazamiento lateral relativo de un piso con respecto al piso consecutivo.	Análisis del desplazamiento lateral	Fuerzas Sísmicas	¿Qué fuerzas sísmicas de diseño se aplican?	Códigos y normas de diseño. Herramienta computacional.
	piso consecutivo	Altura de la edificación.	¿Qué altura tendrá la edificación?	Observación y Herramienta computacional.

VARIABLE DEPENDIENTE: Estudio de la estabilidad estructural.

Conceptualización	Dimensiones	Indicadores	Ítems	Técnicas o Instrumentos
Análisis de la resistencia y comportamiento estructural sismo resistente.	Análisis de la resistencia	presencia de fallas en elementos estructurales	¿Qué tipos de fallas se presentan en los elementos estructurales?	Normas, Códigos y Herramienta computacional.
	Comportamiento estructural	Desplazamientos de la estructura.	¿Qué tipo de desplazamientos se presentan en la estructura?	Herramienta computacional, y bibliografías.

3.5 PLAN DE RECOLECCIÓN DE LA INFORMACIÓN

Análisis, diseño y comprobación de los diferentes modelos estructurales para edificaciones de tres, seis y nueve pisos, de estructura metálica, para la ciudad de Ambato.

Se utilizaran los siguientes métodos:

- Analítico - Sintético que nos permitirá el estudio del fenómeno en todas sus partes mediante un proceso de explicación y comprensión del objeto de estudio.
- Hipotético - Deductivo que nos permitirá adelantarnos y corroborar nuevas hipótesis, así como inferir regulación de ciertos hechos.

3.6 PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS

3.6.1 PLAN DE PROCESAMIENTO DE LA INFORMACIÓN

La información básica para la presente investigación se encuentra, en el Código Ecuatoriano de la Construcción (CEC 2002) y Las Normas Ecuatorianas de la Construcción (NEC-11).

Además para recolectar y tener acceso a la información referente al problema tratado deberá seguir el siguiente esquema de actividades el cuál facilitará la investigación:

- Recolección de la información
- Organización de la información.
- Tabulación de resultados mediante el uso de tablas o gráficos según el caso lo requiera.
- Estudio de los resultados obtenidos.

3.6.2 ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

El análisis se lo realizará mediante la aplicación de programas computacionales, donde se cumplan todos los objetivos planteados.

CAPÍTULO IV

METODOLOGÍA

4.1 ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

Fuente: Bibliografía

Elaborado por: Ricardo Montachana

4.1.1 Periodo Fundamental

Cuadro 1.- Cálculo del Periodo Fundamental

Periodo Fundamental	
CEC 2002	NEC 2011
$T = 0.09 \times h_n^{3/4}$	$T = 0.072 \times h_n^{0.80}$
hn =altura máxima de la edificación	

Para el caso de los edificios diseñados con el CEC-02 se utilizó la Ecuación (8) de la sección 6.2.4.1 y para los edificios diseñados con el NEC -11 se utiliza la Ecuación (2-20) de la sección 2.7.2.2 de la norma, para estructuras metálicas.

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

Fuente: Bibliografía

Elaborado por: Ricardo Montachana

4.1.2 Factor De Zona Sísmica Z

Los factores de la zona sísmica se encuentran especificados en la sección 5.2 del CEC-02, y en la NEC-11 en la sección 2.5.2.2.

Cuadro 2.- Valores del Factor Z en Función de la zona sísmica

Código	Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
CEC-02	Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.40		
NEC-11	Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
	Caracterización de la amenaza sísmica.	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy Alta

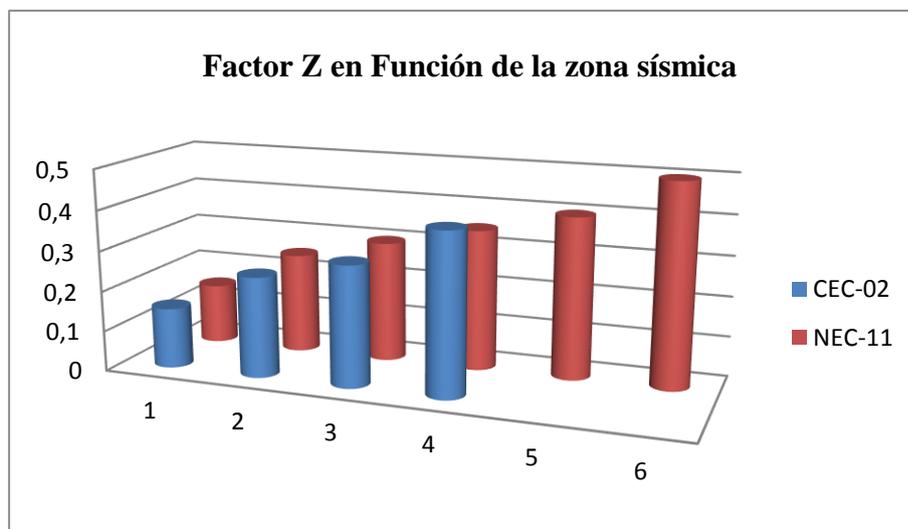


Figura 1.- Valores del Factor Z en Función de la Zona Sísmica

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

Fuente: Bibliografía

Elaborado por: Ricardo Montachana

4.1.3 Respuesta Estructural

Haciendo referencia al sistema estructural que estamos analizando, además el tipo de material Acero Estructural, para el CEC-02 sección 6.2.5 y NEC-11 sección 2.7.2.3, el valor de R podrá aplicarse en el cálculo del cortante basal, siempre y cuando la estructura se diseñada cumpliendo con todos los requisitos sismo resistente acorde a los códigos y normas.

Cuadro 3.- Factor de Reducción de Respuesta Estructural

Código	Sistema Estructural	R
CEC-02	Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas o de acero laminado en caliente.	10
NEC-11	Pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras, sean de hormigón o acero laminado en caliente.	7

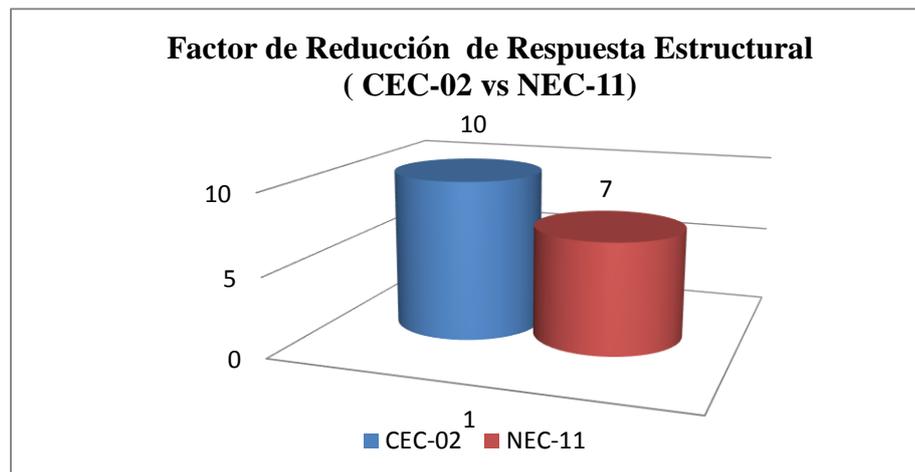


Figura 2.- Cortante Basal Modelo Estructural 1

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

Fuente: Bibliografía

Elaborado por: Ricardo Montachana

4.1.4 Coeficiente Sísmico

Los parámetros de cálculo y diseño sismo resistente, para el cortante basal de diseño con el

CEC-02 es la ecuación (4) $V = \frac{ZIC}{R\phi_p \phi_E}$ de la sección 6.2.1, y para NEC-11 la ecuación (2-

19) $V = \frac{I S_a}{R\phi_p \phi_E}$ de la sección 2.72.1.

4.1.4.1 Coeficiente Sísmico Estructural Tres Pisos

Cuadro 4.- Coeficiente Sísmico Modelo Estructural 1 (CEC-02 vs NEC-11)

Modelo Tres Pisos	
Código	Coeficiente Sísmico
3 pisos CEC-02	0.112
3 Pisos NEC-11	0.170

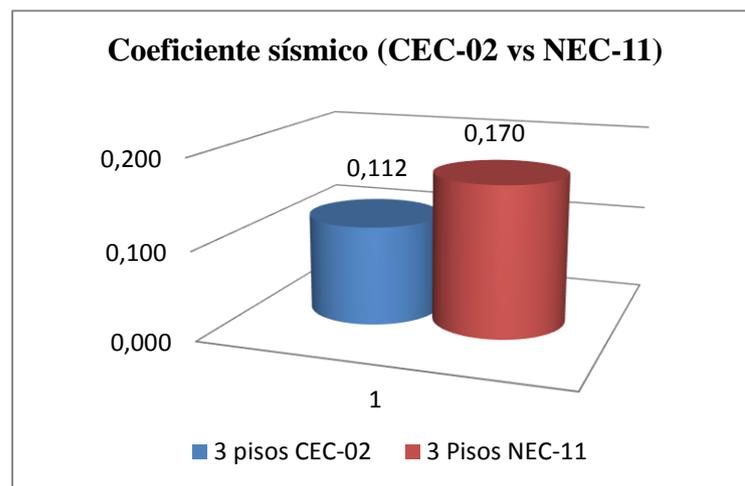


Figura 3.- Cortante Basal Modelo Estructural 1 (CEC-02 vs NEC-11)

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

Fuente: Bibliografía

Elaborado por: Ricardo Montachana

4.1.4.2 Coeficiente Sísmico Modelo Estructural Seis Pisos

Cuadro 5.- Coeficiente Sísmico Modelo Estructural 2 (CEC-02 vs NEC-11)

Modelo Seis Pisos	
Código	Coeficiente Sísmico
6 pisos CEC-02	0.106
6 Pisos NEC-11	0.170

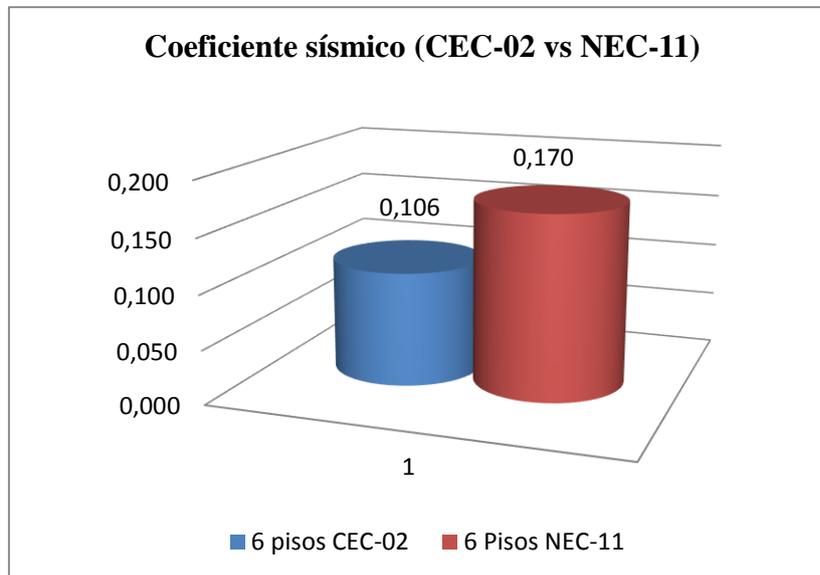


Figura 4.- Coeficiente Sísmico Modelo Estructural 2 (CEC-02 vs NEC-11)

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

Fuente: Bibliografía

Elaborado por: Ricardo Montachana

4.1.4.3 Coeficiente Sísmico Modelo Estructural Nueve Pisos

Cuadro 6.- Coeficiente Sísmico Modelo Estructural 2 (CEC-02 vs NEC-11)

Modelo Nueve Pisos	
Código	Coeficiente Sísmico
9 pisos CEC-02	0.081
9 Pisos NEC-11	0.170

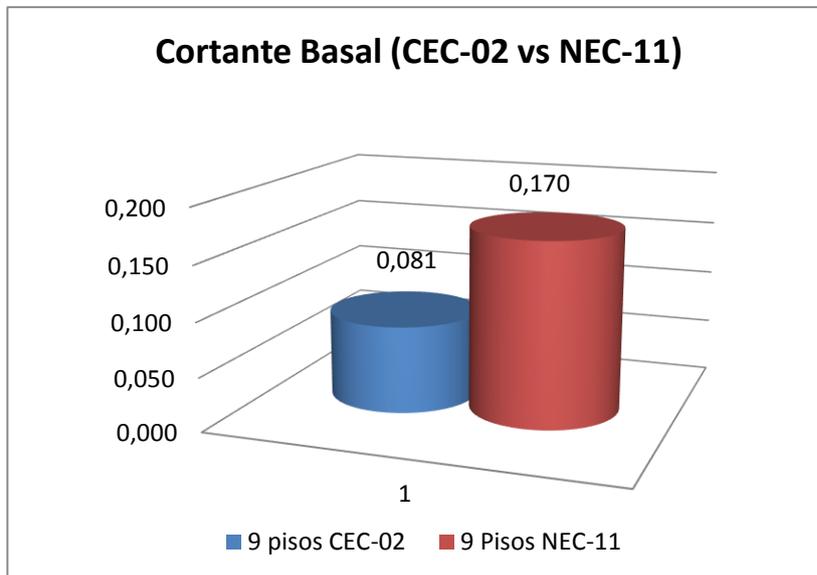


Figura 5.- Coeficiente Sísmico Modelo Estructural 3 (CEC-02 vs NEC-11)

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

Fuente: Bibliografía

Elaborado por: Ricardo Montachana

4.1.5 Espectro de Diseño

Cuadro 7.- Espectro de Diseño CEC-02 vs NEC-11

Espectro de Diseño		
T (seg)	CEC-02	NEC-11
	A (m/seg ²)	A (m/seg ²)
0.10	1.10	1.67
0.20	1.10	1.67
0.30	1.10	1.67
0.40	1.10	1.67
0.50	1.10	1.67
0.60	1.10	1.67
0.70	1.10	1.67
0.80	1.10	1.67
0.90	1.00	1.67
1.00	0.90	1.57
1.10	0.82	1.36
1.20	0.75	1.20
1.30	0.69	1.06
1.40	0.64	0.95
1.50	0.60	0.86
1.60	0.56	0.78
1.70	0.53	0.71
1.80	0.50	0.65
1.90	0.47	0.60
2.00	0.45	0.56
2.10	0.43	0.52
2.20	0.41	0.48
2.30	0.39	0.45
2.40	0.38	0.42
2.50	0.36	0.40
2.60	0.35	0.38
2.70	0.33	0.35
2.80	0.32	0.34
2.90	0.31	0.32
3.00	0.30	0.30
3.10	0.29	0.29

$$(CEC - 02) A = \frac{ZIC}{R\phi_p \phi_E} x g$$

$$(CEC - 02) A = \frac{ZIC}{R\phi_p \phi_E} x g$$

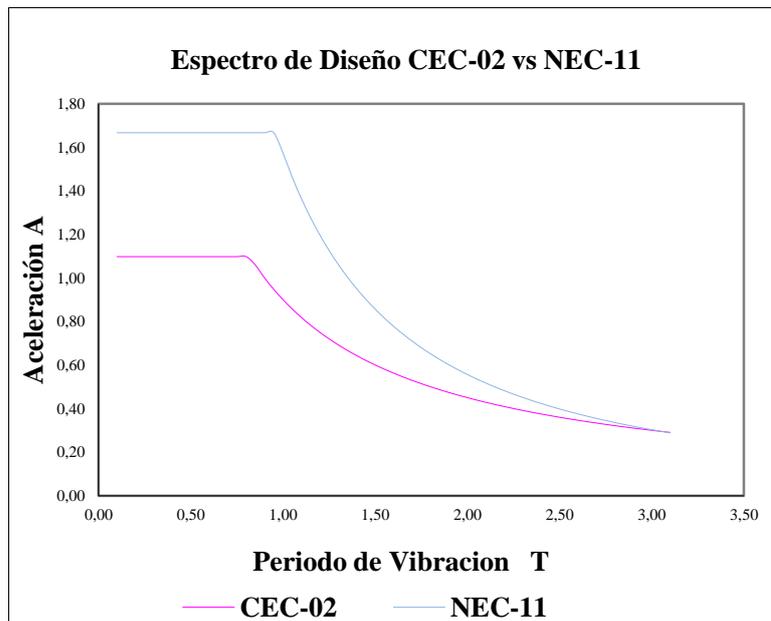


Figura 6.- Espectro de Diseño CEC-02 vs NEC-11

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

Fuente: Bibliografía

Elaborado por: Ricardo Montachana

4.1.6 Deriva de Piso

Para el control de la deriva de piso, tenemos las especificaciones del CEC-02 en la sección 6.8.2, así como en la NEC-11 en la sección 2.6.2.

Cuadro 8.- Valores de ΔM máxima, expresados como fracción de la altura de piso

Código	Estructura de	ΔM máxima
CEC-02	Estructuras Metálica	0.020
NEC-11		0.020

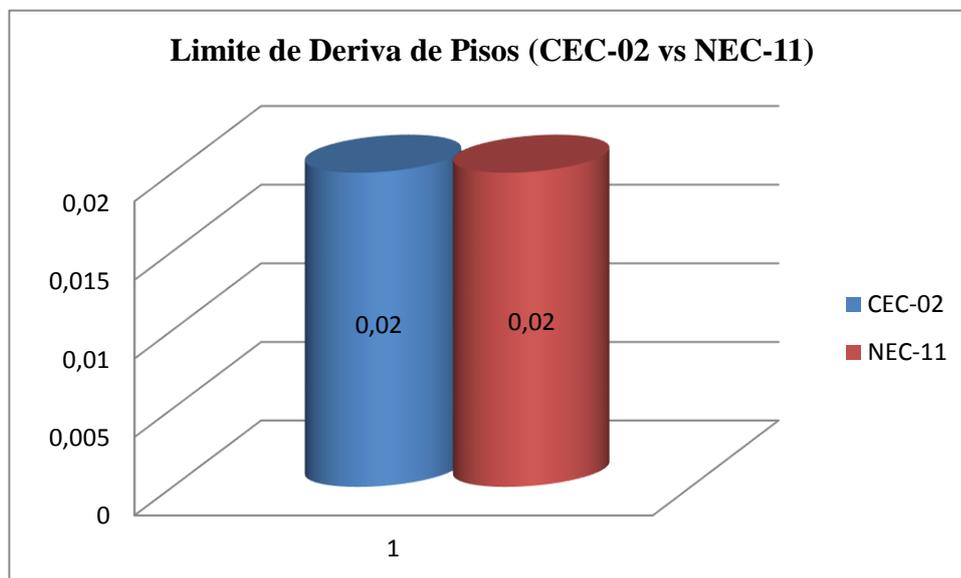


Figura 7.- Valores de ΔM máxima para CEC-02 y NEC-11

4.2 INTERPRETACIÓN DE DATOS

4.1.1 En las ecuaciones del periodo tanto del CEC-02 y NEC-11, podemos observar un cambio en el factor de Ct de 0.09 a 0.072 para estructuras metálicas, además en la ecuación 2-20 del NEC-11 el altura de piso ya no viene elevado a $3/4$, sino que se elevaba al factor α que está ligado al factor Ct, dependiendo de la estructura.

4.1.2 Para escoger el factor de zona sísmica (Z), podemos observar en el CEC-02 que tenemos 4 zonas sísmicas del tal manera que para la ciudad de Ambato tendríamos la zona IV, mientras que para NEC-11 tenemos 6 zonas sísmicas y para Ambato tendríamos la zona sísmica V.

4.1.3 Con lo que se refiere al factor de respuesta estructural se puede notar que existe un cambio de acuerdo con el sistema estructural seleccionado de un valor de 10 a un valor de 7, de acuerdo al CEC-02 y NEC-11 respectivamente.

4.1.4 Con respecto al coeficiente sísmico de diseño se puede observar que existe una variación en las ecuaciones, así como también los cambios en las tablas de R del CEC-02 con el NEC-11.

4.1.4.1 Para el modelo de tres Pisos podemos observar que el coeficiente sísmico calculado con el CEC-02 es menor que el calculado con NEC-11, de 0.170 a 0.112.

4.1.4.2 Para el modelo de seis Pisos podemos observar que el coeficiente sísmico calculado con el CEC-02 es menor que el calculado con NEC-11, de 0.170 a 0.1058

4.1.4.3 Para el modelo de nueve Pisos podemos observar que el coeficiente sísmico calculado con el CEC-02 es menor que el calculado con NEC-11, de 0.170 a 0.081

4.1.5 Se puede observar que los valores del espectro de diseño de CEC-02, son menores al del NEC-11 debido a los cambios efectuados en fórmulas y en factos como ya hemos recalado en los casos anteriores tal como el caso del factor R y el cálculo del cortante basal. Se puede observar claramente que el espectro de diseño NEC-11, utilizado en los modelos, aporta más carga sísmica que el del CEC-02. Por ello no se esperan cambios radicales de fuerzas sísmicas para edificios bajos.

El factor de aceleración espectral ($S_a = 1.19$) para la NEC-11 es menor en un 58% en comparación con la CEC 2002 cuyo valor es de ($C=2.8$), cuyas fórmulas a pesar de ser diferentes guarda cierta similitud, al definir el coeficiente de suelo.

4.1.6 Los límites a las derivas de entrepiso inelásticas máximas ΔM , no han sufrido cambios en la NEC-11 con respecto CEC-02.

4.3 VERIFICACIÓN DE HIPÓTESIS

Una vez analizado e interpretado los datos, en comparación del CEC-02 y NEC-11 se puede determinar que la verificación de las derivas de piso para edificaciones de tres, seis y nueve pisos, de estructura metálica, para la ciudad de Ambato, Mediante el diseño sismo resistente, utilizando El Código Ecuatoriano de la Construcción (CEC 2002) y Las Normas Ecuatorianas de la Construcción (NEC-11), permite constatar la estabilidad adecuada en los diferentes modelos estructurales, es verdadero.

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 CONCLUSIONES

- El aumento del coeficiente sísmico se deben principalmente a la forma de su cálculo, es decir el cambio de la ecuación que plantea la NEC-11, así como también los cambios en la tablas de R; de esta forma podemos decir que en el CEC2002 tenemos el ZIC, de donde el factor zonal se multiplica por un coeficiente C y luego por I; pero en el NEC-11, tenemos ISa, de donde Sa se calcula su valor afectado por un factor η dado por la región y Fa que se lo obtiene de tablas. Además si los valores de R se han reducido y este está en el denominador consecuentemente aumenta el coeficiente.
- La aceleración es un indicador importante de comparación de las estructuras, ya que a través de este se puede cuantificar como se acelera la estructura con el sismo de diseño y estimar el nivel de pánico que podría producir en sus ocupantes, y no solo a los ocupantes sino también a los equipos y contenidos del edificio.
- El factor de aceleración espectral para la NEC-11 es menor en comparación con la CEC 2002, a pesar que las ecuaciones son diferentes guarda cierta similitud, al definir el coeficiente de suelo.
- Los códigos permiten diseñar estructuras con un cortante basal menor que el calculado con el espectro elástico de diseño, esto se debe a que la estructura puede sufrir daño (deformaciones mucho más allá del rango elástico del material) durante un sismo, pero sin colapsar.

- Para la revisión de las derivas de piso se utilizará el valor de la respuesta máxima inelástica en desplazamientos ΔM de la estructura, causada por el sismo de diseño. Las derivas obtenidas como consecuencia de la aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas ΔE , sean estáticas o dinámicas, para cada dirección de aplicación de las fuerzas laterales, se calcularán, para cada piso.
- Como ya se ha mencionado anteriormente el valor del Factor de Reducción de Respuesta Estructural (R) hace que el valor del cortante basal de la norma NEC-11 aumente significativamente con relación al valor calculado según la CEC-02, por lo tanto las secciones de los elementos estructurales se incrementan para que así cumplan las condiciones de las derivas permitidas por la norma NEC-11.

5.2 RECOMENDACIONES

- El diseñador debe comprobar que su estructura presentara deformaciones inelásticas controlables, de acuerdo a los códigos y normas sismo resistente que se esté utilizando en el diseño.
- Tomando en cuenta que lo más importante en las estructuras es la seguridad, es recomendable que todos los parámetros y factores de seguridad deben respetarse a cabalidad, para luego evaluar la respuesta sísmica y la economía del proyecto.

CAPÍTULO VI

PROPUESTA

6.1 DATOS INFORMATIVOS

TÍTULO DE LA PROPUESTA

Diseño sismo resistente para edificaciones de tres, seis y nueve pisos, de estructura metálica, utilizando CEC 2002 y NEC-11, para el control de las derivas de piso, estabilidad estructural.

BENEFICIARIOS

El presente trabajo está preparado como fuente de consulta en el área de estructuras, por tal motivo los beneficiarios son estudiantes y profesionales de Ingeniería Civil.

UBICACIÓN

Los diferentes modelos que se diseñarán tienen los parámetros para la ciudad de Ambato.

TIEMPO ESTIMADO DE EJECUCIÓN

El tiempo estimado de ejecución a partir de la propuesta es de 5 meses.

EQUIPO TÉCNICO RESPONSABLE

CALCULISTA: Ricardo Vinicio Montachana Soque

DIRECTOR: Patricio M. Vasco L. Ing. Civil.

Costo 170.00 U.S.D.

6.2 ANTECEDENTES DE LA PROPUESTA

FUENTE: Núñez, G.L. (2014). Análisis Comparativo entre la CEC 2002 Vs NEC-11, Respecto al Análisis Sísmico del Edificio Consulta Externa. (Trabajo de Graduación Previo la obtención del Título de Ingeniero Civil.). Universidad Central del Ecuador.

Entre el CEC-02 en comparación con las NEC-11, hay una gran diferencia ya que se debe a los factores que son similares en la fórmula del cortante basal para las dos normas utilizadas: el factor de importancia y uso (I), el factor de zonas sísmica (Z), coeficientes irregulares en planta y en elevación (ϕ_p y ϕ_e), el factor de reducción de respuesta sísmica (R) donde se observa que para la norma NEC-11 éste valor ha sido reducido, para el caso de estructuras metálicas, ésta reducción del valor de (R) hace que el valor del cortante basal aumente significativamente en un 70% con relación al valor calculado según la CEC-2002.

Para el espectro de diseño, se requiere el cálculo de la aceleración espectral (S_a para la NEC-11 y C para la CEC 2002) cuyas fórmulas a pesar de ser diferentes guardan ciertas similitudes y otro valor que hay que tener en cuenta es el período fundamental de la estructura que tiene diferencias en su cálculo, lo que influye en el cálculo de las fuerzas horizontales.

Control de la deriva de piso debido a que en varias ocasiones no son las fuerzas sísmicas, sino el control de deformaciones, el parámetro de diseño crítico, se enfatiza este requisito a través del cálculo de las derivas inelásticas máximas de piso. Este hecho reconoce y enfrenta los problemas que se han observado en sismos pasados, donde las deformaciones excesivas han ocasionado ingentes pérdidas por daños a elementos estructurales y no estructurales.

Las derivas obtenidas como consecuencia de la aplicación de las fuerzas laterales de diseño, sean estáticas o dinámicas, para cada dirección de aplicación de las fuerzas laterales, se calcularán, para cada piso. Como ya se ha dicho el valor de (R) hace que el valor del cortante basal de la norma NEC-11 aumente significativamente con relación al valor calculado según la CEC-2002, por lo tanto las secciones de los elementos estructurales se incrementan para que así cumplan las condiciones de las derivas permitidas por la norma NEC-11. Al reducir el valor de (R), se compensa en el diseño debido a que aumenta el límite máximo de las derivas.

FUENTE: Escobar, R. O. (2013). Comparación Del Comportamiento Estructural De Los Edificios “Hall Principal, Gobernantes Y Consulta Externa Del Hospital Regional De Ambato” Tomando En Consideración El CEC-02, La Nec-11 (Método tradicional) Vs. Método De Aislación Sísmica De Base (Nch-2745). (Trabajo de Graduación Previo la obtención del Título de Ingeniero Civil). Universidad Central del Ecuador.

El coeficiente sísmico que presenta según la Nec-11 es el doble del que presenta según el CEC-2002; por tanto como es directamente proporcional al cortante basal, presenta una fuerza sísmica también del doble, lo que aumenta la sollicitación sísmica.

Las diferencias en el aumento del coeficiente sísmico se deben principalmente a la configuración de su cálculo, es decir el cambio de la ecuación que plantea el nuevo código, así como también los cambios en la tablas de R; de esta forma podemos decir que en el CEC2002 tenemos el ZIC, de donde el factor zonal se multiplica por un coeficiente C y luego por I; pero en el NEC-11, tenemos I_{sa} , de donde S_a se calcula su valor afectado por un factor η dado por la región y F_a que se lo obtiene de tablas. Además si los valores de R se han reducido y este está en el denominador consecuentemente aumenta el coeficiente.

En algunos casos el coeficiente de estabilidad, obtenido con los parámetros NEC-11 es menor al CEC-2002, esto es comprensible ya que con la NEC-11 se tiene mayores valores de fuerzas sísmicas por niveles y este está en el denominador por lo que nos arroja valores más pequeños del índice de estabilidad.

6.3 JUSTIFICACIÓN

El presente trabajo investigativo tiene como finalidad aportar un documento con fundamentación teórica-técnica a Ingenieros Civiles, estudiantes de Ingeniería Civil y a la sociedad en general para que tengan noción de la importancia del diseño sismo resistente para edificaciones de estructura metálica y el control de derivas de piso, ya que el diseño estructural puede considerarse como un aspecto indispensable en el proyecto estructural, toda vez que un diseño estructural bien seleccionado tiende a ser tolerante de los descuidos del análisis o un pobre proceso constructivo, además el control de las derivas de piso es indispensable para la estabilidad global de la estructura, el daño a los elementos estructurales y no estructurales, también la alarma y pánico entre los ocupantes de la estructura.

6.4 OBJETIVOS

6.4.1 OBJETIVO GENERAL

- Aportar una guía técnica para el Diseño sismo resistente de edificaciones en estructura metálica.

6.4.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Modelar los edificios propuestos utilizando un software especializado para el análisis estructural.
- Diseñar Estructuras de acero bajo el CEC 2002 y NEC-11, de forma independiente.
- Obtener resultados confiables e interpretarlos.

6.5 ANÁLISIS DE FACTIBILIDAD

La propuesta es factible realizarla, puesto que desde el punto de vista técnico, como en el constructivo, tomando en cuenta y utilizando los parámetros de diseño de del CEC-11 y NEC-2011, además es un aporte en el ámbito estructural sismo-resistente, con el fin de incentivar una alternativa de cálculo y diseño para estructuras metálicas, cuyo propósito es lograr la estabilidad estructural en edificaciones de tres, seis y nueve pisos en la ciudad de Ambato.

6.6 FUNDAMENTACIÓN

En la ciudad de Ambato las edificaciones con estructuras metálicas son muy pocas, pero en la actualidad las este tipo de estructuras se considera como una alternativa viable al momento de concebir una edificación, y por esta razón me motivó tratar el problema antes mencionado, del que a continuación se describe paso a paso el análisis y diseño estructural.

6.7 METODOLOGÍA

MODELO OPERATIVO

6.7.1 DATOS GENERALES PARA EL DISEÑO

Códigos a Utilizar:

Código Ecuatoriano de la Construcción 2002 (CEC-02)

Normas Ecuatorianas de la Construcción 2011 (NEC-11)

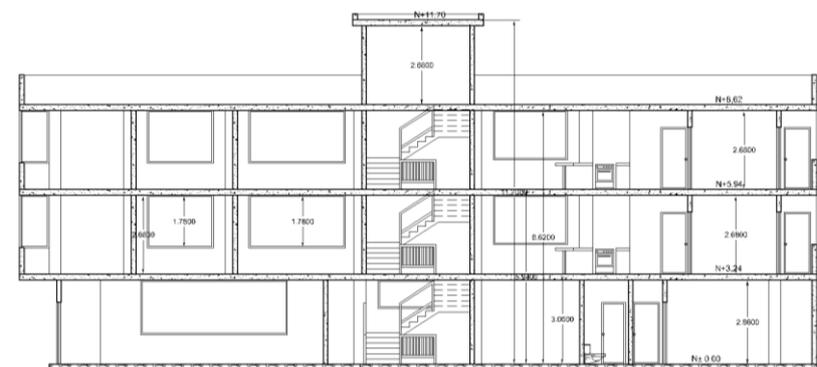
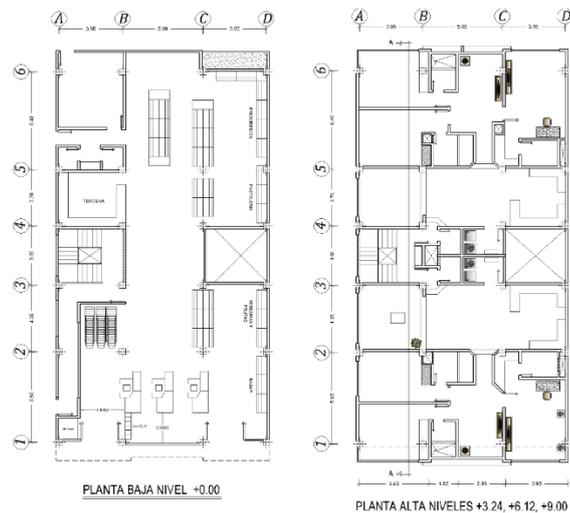
American National Standards Institute - Steel Deck Institute 2011 (ANSI/SDI)

American Concrete Institute (ACI 318-2008)

American Institute of Steel Construction (AISC 360- 2010)

Para el desarrollo del presente tema se plantea definir un edificio de Estructura de Acero, mediante el cálculo y diseño sismo resistente, utilizando los criterios de normas y códigos ya mencionados. En la Gráfico 8. Podemos ver las plantas y el corte de la edificación a ser analizada.

Modelo 1 CEC-02



CORTE TRANSVERSAL A - A

Gráfico 8.- Arquitectura del Proyecto (Modelo 3 Pisos CEC-02)

Fuente: Ricardo Montachana

6.7.2 CUANTIFICACIÓN DE CARGAS Y PREDIMENSIONAMIENTO

Para la cuantificación de cargas iniciamos definiendo el sistema de piso que utilizaremos en el edificio, para nuestro caso utilizaremos losas con placa colaborante, de igual manera definimos los pórticos tanto en el sentido XX como en el sentido YY y cuantificamos las cargas de los mismos para un análisis preliminar y de tal manera realizar el predimensionamiento de los elementos estructurales de la estructura.

El predimensionamiento de vigas y columnas es el procedimiento previo al cálculo de dimensionado que es necesario llevar a cabo en estructuras hiperestáticas antes de poder calcular con precisión los esfuerzos sobre las mismas. Con el predimensionado se establecen unas dimensiones orientativas de las secciones transversales de vigas y columnas que sirven de base para un cálculo de comprobación y reajuste de las dimensiones definitivas de las secciones.

6.7.2.1 PREDISEÑO DE LAS LOSAS (DECK)

El sistema de losa sobre placa colaborante consiste en una lámina de acero preformada adecuadamente diseñada para soportar el peso del vaciado del hormigón y cargas adicionales debido al proceso constructivo de la misma, una vez que el concreto alcanza su resistencia de diseño la adherencia entre los materiales permite construir lo que se conoce como tablero de acero para comportamiento compuesto, cumple dos funciones trabaja como formaleta y actúa como refuerzo positivo una vez que el hormigón ha fraguado. Como podemos observar en el Gráfico 9.

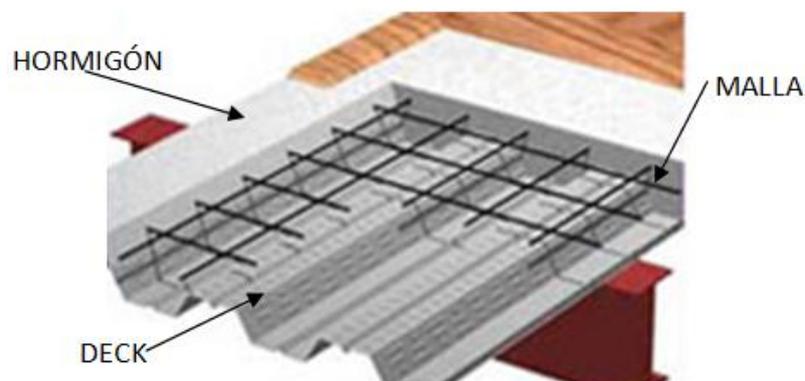


Gráfico 9.- Losa sobre Placa Colaborante (Deck)

Fuente: Catálogo NOVALOSA

Para el prediseño de las losas nos basamos en lo que dice las normas ANSI/SDI Standard for Composite Steel Floor Deck – Slabs. (American National Standards Institute - Steel Deck Institute).

Dimensiones Mínimas

“El espesor de concreto por encima de la parte superior de la cubierta de acero no deberá ser inferior a 50 mm ni la requerida por las exigencias de resistencia al fuego aplicables. Recubrimiento mínimo de hormigón de refuerzo debe estar de acuerdo con ACI 318” (ANSI/SDI, 2011, p.10).

Se recomienda utilizar las siguientes relaciones luz/espesor máximas, $100L_e/h$, a menos que se realicen verificaciones específicas de las deflexiones para las condiciones de servicio:

$100L_e/h \geq 22$ para luces simplemente apoyadas.

$100L_e/h \geq 27$ para luces con un extremo continuo

$100L_e/h \geq 32$ para luces con dos extremos continuos

L = Longitud de la Luz libre, (m)

h = Espesor nominal fuera a fuera de la losa, (cm).

Dimensiones mínimas de la placa colaborante

Según el ANSI/SDI-2011, especifica el grosor de la placa de acero en términos de espesor de diseño en lugar de calibre, en la siguiente tabla tenemos un resumen de espesores mínimos de la placa de acero (p.1)

Tabla 7.- Espesores Mínimos de la Placa Colaborante

Calibre	Espesor de diseño		Espesor mínimo	
	in	mm	in	mm
22	0.0295	0.75	0.028	0.71
20	0.0358	0.91	0.034	0.86
18	0.0474	1.20	0.045	1.14
16	0.0598	1.52	0.057	1.14

Fuente: ANSI/SDI, (2011).

Combinaciones De Carga

Para las combinaciones de carga, la hipótesis de carga utilizadas para diseño son tomadas de ANSI/SDI, Sección 2.4 Diseño.

$$1.6w_{dc} + 1.2w_{dd} + 1.4w_{lc} \quad (\text{Eq. 2.4.4}) \text{ SDI-11}$$

$$1.6w_{dc} + 1.2w_{dd} + 1.4P_{lc} \quad (\text{Eq. 2.4.5}) \text{ SDI-11}$$

$$1.2w_{dd} + 1.4w_{cdl} \quad (\text{Eq. 2.4.6}) \text{ SDI-11}$$

Dónde:

w_{dc} = peso propio del hormigón

w_{dd} = peso propio de la placa colaborante

w_{lc} = peso de construcción, carga viva (combinado con hormigón fresco) no menos de 20 libras por pie cuadrado (0,96 kPa)

w_{cdl} = peso de construcción, carga viva (en combinación con la placa colaborante), no menos de 50 libras por pie cuadrado (2,40 kPa).

P_{lc} = carga viva concentrada por unidad de ancho de sección de la placa colaborante, a 150 libras en una anchura de 1 pie (2,19 kN sobre un ancho de 1 metro)

Deflexión para la Placa Colaborante

Para controlar las deflexiones de la placa colaborante tenemos “Las Deflexiones calculadas de la placa se basarán en la carga del hormigón según lo determinado por el espesor de diseño de la losa y el peso propio de la placa de acero, cargado de manera uniforme en todos los tramos, se limitan a la menor de 1/180 de la luz libre o 3/4 de pulgada (19 mm). Las deflexiones calculadas estarán en relación con los elementos de soporte” (ANSI/SDI, 2011)

Placa Colaborante y Hormigón Como una Losa Mixta

Las especificaciones para el hormigón dice: “La resistencia a la compresión del concreto (f'_c), no será inferior a 3000 psi (21 MPa), ni menor que la requerida para la clasificación de resistencia al fuego o la durabilidad” (ANSI/SDI, 2011. p.8).

Para las deflexiones adicionales tomaremos en cuenta lo que dice la norma SDI, “Deflexiones adicionales resultantes de la fluencia lenta del hormigón, en su caso, se calculará multiplicando la deformación elástica inmediata debido a la carga sostenida por los siguientes factores:

- i. (1.0) para la duración de la carga de 3 meses.
- ii. (1.2) para la duración de la carga de 6 meses.
- iii. (1.4) para la duración de carga de 1 año.
- iv. (2.0) para la duración de la carga de 5 años.

Deflexiones de carga viva rara vez son un factor de diseño de control, la deflexión para la carga viva sobrepuesta $L/360$ típicamente se considera como aceptable” (ANSI/SDI, 2011)

Las deflexiones verticales del sistema compuesto calculadas con las cargas y propiedades establecidas y medidas con respecto a la deflexión vertical del apoyo deben limitarse a lo estipulado en la sección 9.5.2.6 del ACI-318, en la Tabla 8 del que expresa en resumen lo siguiente:

Tabla 8.- Deflexiones Máximas Admisible Calculada (ACI 318)

Tipo de elemento	Deflexión considerada	Límite de deflexión
Azoteas planas que no soporten ni estén ligadas a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños por grandes deformaciones.	Deformación inmediata debida a la sobrecarga, L	$\frac{L}{180}$
Entrepisos que no soporten ni estén ligados a elementos no Estructurales susceptibles de sufrir daños por grandes deformaciones.	Deformación inmediata debida a la sobrecarga, L	$\frac{L}{360}$
Sistema de entepiso o azotea que soporte o esté ligado a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños por grandes deformaciones.	La parte de la deformación total que ocurre después de la unión de los elementos no estructurales (la suma de la deformación a largo plazo debida a todas las cargas permanentes, y la deformación	$\frac{L}{480}$
Sistema de entepiso o azotea que soporte o esté ligado a elementos no estructurales no susceptibles de sufrir daños por grandes deformaciones.	inmediata debida a cualquier sobrecarga adicional)	$\frac{L}{240}$

Fuente: ACI 318, (2008).

En el cálculo de las deflexiones deben considerarse las cargas inmediatas y las de largo plazo; las deflexiones adicionales causadas por el flujo plástico del concreto (creep) deben considerarse multiplicando las deflexiones inmediatas causadas por las carga permanente considerada, por el coeficiente obtenido de acuerdo a lo estipulado en la sección 9.5.2.5 del ACI 318, mediante la siguiente expresión:

$$\lambda = \frac{\xi}{1+50 \rho'} \quad [\text{Eq. 9-11}] \text{ ACI318}$$

ρ' = Será el valor en la mitad de la luz para tramos simples y continuos y en el punto de apoyo en voladizos.

ξ = Factor dependiente del tiempo para cargas sostenidas, este factor toma valores de 1.0 a 2.0 dependiendo del tiempo de duración considerado.

Diseño A Flexión – Método De Los Esfuerzos Admisibles

Está basado en la fluencia del ala inferior de la lámina (fibra más alejada del eje neutro). Este método resulta adecuado cuando no hay suficientes pernos de corte sobre la viga perpendicular a la dirección de la lámina o cuando solo existen este tipo de pernos en las vigas secundarias paralelas a la dirección de la lámina o simplemente cuando no se considera en el diseño la acción compuesta de las vigas de soporte y la losa con deck y por lo tanto no existen pernos de corte sobre las vigas. La eventual presencia de los pernos de corte en número suficiente sobre las vigas perpendiculares a la dirección del tablero garantizarían el no deslizamiento relativo entre el concreto y la lámina y permitirían llegar a la sección a su resistencia ultima, en este procedimiento se combinan los esfuerzos en la lámina causados por la fundida del concreto con los esfuerzos causados por la carga de servicio actuando sobre la sección compuesta.

Los esfuerzos resultantes se comparan con valores admisibles de acuerdo con las siguientes ecuaciones:

$$\left(\frac{M_{pp}}{S_i} + \frac{M'_{pp} + M_{cv}}{S_c} \right) \leq 1.33(0.6F_y)$$

M_{pp} = Momento para la carga de peso propio W_{pp}

M'_{pp} = Momento para la carga de peso propio producido al retirar el apuntamiento.

M_{cv} = Momento para la carga sobreimpuesta

S_i = Módulo elástico de la sección de acero para el ala inferior en flexión positiva.

S_c = Módulo elástico de la sección compuesta para la fibra inferior de acero

PERALTE DE LA LOSA.

En el Gráfico 10. Tenemos uno de los tableros de la losa a diseñar donde seleccionamos la longitud libre, para poder obtener el peralte de la losa.

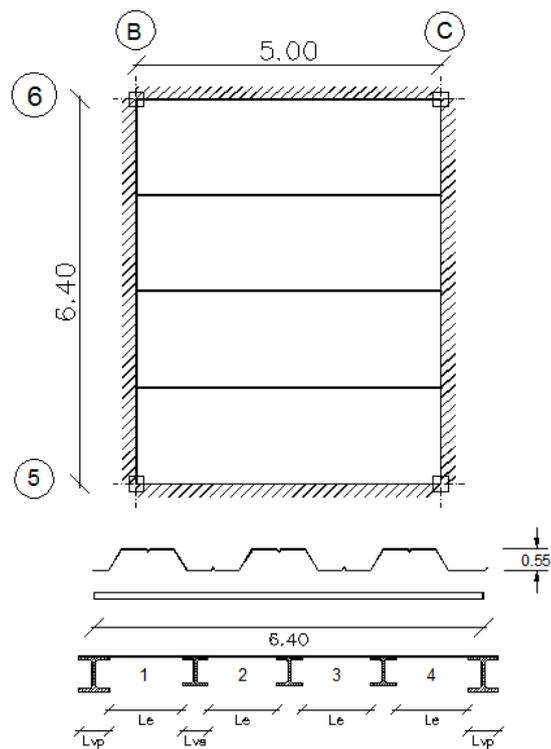


Gráfico 10.- Longitud Losa con Placa Colaborante

Fuente: Ricardo Montachana

Longitud de la Luz libre L , se toma la distancia del eje 5 al 6 del tablero en estudio, en el Gráfico 10.

$$L = 6.40m$$

Procedemos a calcular la Longitud Efectiva L_e , que corresponde a la longitud entre viguetas como se muestra en el Gráfico 10. Para lo cual relacionamos la luz libre L , para el número de vanos, nuestro caso 4 como se muestra en el Gráfico 10.

$$L_e = \frac{6.40}{4} = 1.6 \text{ m}$$

La losa en estudio tiene dos extremos continuos para ello procederemos a calcular el peralte de la losa con la siguiente ecuación:

$$\frac{100L_e}{32} \geq h$$

$$h = \frac{100 \times 1.6}{32} = 5.0 \text{ cm}$$

Peralte total de la losa

La altura de la honda seleccionaremos de las especificaciones de Novalosa, para placa colaborante.

$$h = h_{\text{Loseta}} + h_{\text{placa}}$$

$$h = 5.0\text{cm} + 5.5\text{cm} = 10.5\text{cm}$$

Para seleccionar el espesor de la plana tomaremos en cuenta las especificaciones de diseño del ANSI/SDI -2011, que nos especifica como espesor mínimo 0.75mm.

Peso de la losa

Para calcular el peso del hormigón seleccionamos de la Tabla 9, el volumen de hormigón con un espesor de losa 5cm, calculado anteriormente y tenemos el volumen de hormigón igual a 0.075 m³/m²

Tabla 9.- Propiedades De La Sección Compuesta

Espesor de la losa (cm)	Volumen de Hormigón (m ³ /m ²)	Espesor Novalosa (mm)	Propiedades de la sección compuesta	
			Sc (cm ³ /m)	Ic (cm ⁴ /m)
5	0.075	0.65	37.92	531.66
		0.75	43.89	560.59
		1.00	56.44	619.26
6	0.085	0.65	44.38	694.01
		0.75	51.34	730.73
		1.00	65.97	805.24
8	0.105	0.65	57.94	1111.88
		0.75	67.01	1168.04
		1.00	86.16	1282.43
10	0.125	0.65	72.08	1671.35
		0.75	83.39	1752.25
		1.00	107.35	1917.65
12	0.145	0.65	86.59	2393.05
		0.76	100.24	2504.08
		1.00	129.22	2731.91

Fuente: Catálogo NOVALOSA

*P. hórmiqón = Vol. Hórmiqón * Peso específico del Hórmiqón*

$$P. losa hórmiqón = 0.075 \frac{m^3}{m^2} * 2400 \frac{Kg}{m^3} = 180kg/m^2$$

En la Tabla 10, seleccionamos el peso de la placa colaborante para un espesor de 0.75mm, (especificaciones del ANSI/SDI -2011) igual a 7.47 Kg/cm²

Tabla 10.- Propiedades De La Sección Simple

PROPIEDADES DE LA SECCIÓN SIMPLE					
Espesor	Peso	I+	S+	S-	As
(mm)	(kg/m ²)	(cm ⁴ /m)	(cm ³ /m)	(cm ³ /m)	(cm ² /m)
0.65	6.38	31.56	9.66	10.41	8.13
0.75	7.47	39.37	12.43	13.29	9.51
1.00	9.82	55.99	18.43	19.34	12.51
Fy= 37Ksi (2600 kg/cm ²) V=5011.70 kgf					

Fuente: Catálogo NOVALOSA

Peso de la malla electrosoldada, según el ANSI/SDI-2011, para refuerzo de malla electrosoldada debe tener “una área mínima de 0.00075 veces el área del hormigón encima de la placa colaborante, pero no debe ser menor que una malla con un área de 59.3 mm² de acero por metro de ancho de losa”

$$A_s = 0.00075 \times 0.075 \times 100^2 = 0.562 \text{ cm}^2$$

Malla electrosoldada de 150 x 150 x 5mm (Anexo 1)

Malla electrosoldada de 150x150x5mm $A_s = 1.50 \text{ cm}^2$, Peso = 2.06 Kg/m²

Peso Propio del Hormigón	=	180.00	Kg/m ²
Peso de Placa Colaborante	=	7.47	Kg/m ²
Peso Malla Electrosoldada 150x150x4.5mm	=	2.06	Kg/m ²
Peso alisado de piso (0.05x1900)	=	95.00	Kg/m ²
Peso acabado de piso (0.025x1200)	=	30.00	Kg/m ²
Peso cielo falso	=	12.00	Kg/m ²
TOTAL	=	326.53	Kg/m²

La carga muerta D es igual a 326.53 Kg/m²

La carga muerta de pared

Para el cálculo de la carga de pared procedemos a multiplicar la altura de la pared por un metro de largo, por el espesor de la pared y por el peso específico del material.

$$D_{\text{Pared}} = (2.60 \times 1.0 \times 0.2 \times 1600) = 832.00 \text{ Kg/m}$$

Una vez que tenemos la carga de pared tenemos que distribuir la carga para el área del tablero en estudio (Gráfico 10)

$$\Delta_{\text{Pared}} = D_{\text{Pared}} * \left(\frac{L_{\text{Pared}}}{A_{\text{Tablero}}} \right)$$

Δ_{Pared} = Incremento de carga Muerta de Pared

L_{pared} = Longitud de pared que se encuentra en el tablero (16.09m, Gráfico 8)

$A_{Tablero}$ = Área del tablero en estudio (Gráfico 10)

$$\Delta_{pared} = 832 * \left(\frac{16.09}{6.40 \times 5.0} \right) = 418 \text{ Kg/m}^2$$

Carga Muerta D

$$D = 326.53 + 418.0 = 744.53 \text{ Kg/m}^2$$

Prediseño de vigas secundarias

Para el prediseño de vigas secundarias utilizaremos tomaremos en cuenta las especificaciones del AISC 360-10.

Combinación de cargas (Manual AISC. Sección 2-3)

$$qu = 1.2D + 1.6L$$

qu= carga última

D= carga muerta

L= Carga viva

$$qu = 1.2(744.53) + 1.6(200) = 1213.44 \text{ Kg/m}^2$$

El ancho cooperante A_c , es igual a 1.60 m, como podemos ver en el Gráfico 11.

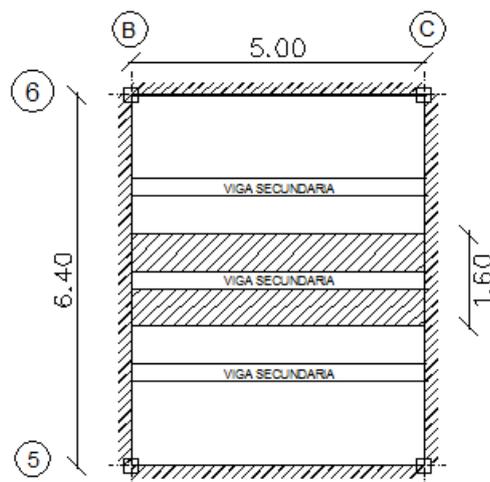


Gráfico 11.- Ancho Cooperante del Tablero

Fuente: Ricardo Montachana

Para obtener la carga que actuara en la vigueta procedemos a multiplicar la carga última (q_u) por el ancho cooperante (A_c) del Gráfico 11.

Cálculo de la carga última

$$q = q_u * A_c$$

$$q = 1213.44 \times 1.60 = 1941.50 \text{ Kg/m}$$

Para el cálculo de Momento último M_u , y cortante V_u , para viga simplemente empotrada con carga uniforme distribuida (ver Anexo 2), tenemos el siguiente gráfico:

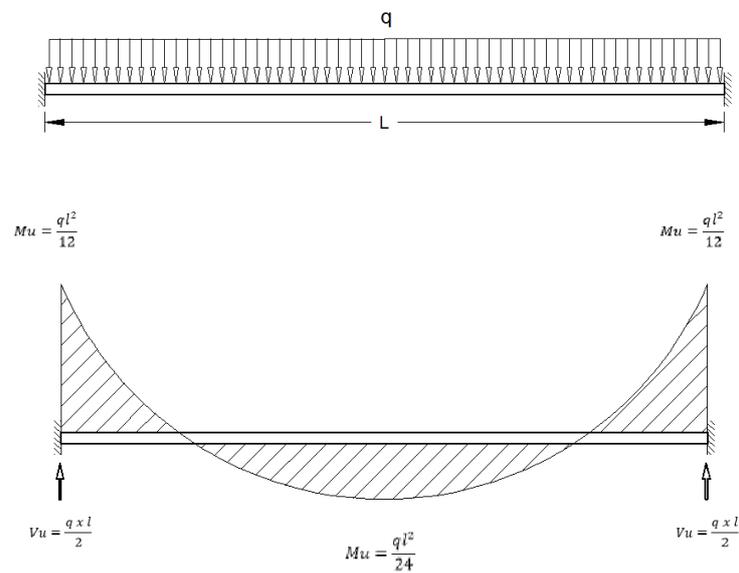


Gráfico 12.- Momento Flector y Cortante de la Viga Simple Empotrada

Fuente: Ricardo Montachana

Cálculo del Momento último M_u

$$M_u = \frac{ql^2}{24}; \quad M_u = \frac{ql^2}{12}$$

M_u = Momento máximo por flexión

q = carga última x ancho cooperante

l = longitud de la viga (5m ver Gráfico 11)

$$Mu = \frac{1941.50 \times 5^2}{12} = 4044.79 \text{ kg} - m$$

$$Vu = \frac{q \times l}{2}$$

$$Vu = \frac{1941.50 \times 5}{2} = 4853.75 \text{ kg}$$

Para el prediseño de las vigas secundarias tomaremos en cuenta las especificaciones del AISC 360-10 Capitulo F Diseño de Miembros en Flexión, utilizaremos perfiles laminados IPE.

Resistencia Nominal a Flexión

$$M_n = M_p = Z_x F_y \leq 1.65 F_y S_{xc} \quad [\text{Eq. F6-1}] \text{ AISC 360-10}$$

F_y = Tensión de fluencia mínima especificada del tipo de acero utilizado, kgf/cm²

Z_x = Módulo de sección Plástico en torno al eje x, cm³ (mm³)

M_p = Momento de flexión plástico

M_n = Momento nominal a flexión

S_{xc} = Módulo de sección elástica del ala (mm³)

M_p = Momento de flexión plástica N-m

Módulo plástico de la sección (Z)

Seleccionamos el Momento mayor calculado, para el prediseño de la viga secundaria

$$Mu = 4044.79 \text{ kg} - m$$

$$Z_{requerida} = \frac{M_p}{F_y}$$

$$Z_{requerido} = \frac{4044.79 \text{ Kg} - m * 100}{2530 \text{ Kg/cm}^2} = 160 \text{ cm}^3$$

Con el valor de $Z_{requerido}$ escogemos un valor aproximado de la Tabla 11. Perfiles Laminados IPE, con el cual verificamos si el perfil escogido es el adecuado y cumple con todos los requerimientos para el diseño.

$$Z_{requerido} = 160 \text{ cm}^3,$$

$$Z_x = 166 \text{ cm}^3 \text{ IPE 180}$$

Tabla 11.- Perfiles Laminados IPE

Denominación	Dimensiones					Sección	Peso	Tipos					
	h	s	g	t	R			Ix	Iy	Wx	Wy	Zx	Zy
	mm	mm	mm	mm	mm			cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm ³	cm ³
IPE 80	80	46	3,80	5,20	5	7,64	6,00	80	8,49	20,00	3,69	23	6
IPE 100	100	55	4,10	5,70	5	10,30	8,10	171	15,90	34,20	5,79	39	9
IPE 120	120	64	4,40	6,30	5	13,20	10,40	318	27,70	53,00	8,65	61	13
IPE 140	140	73	4,70	6,90	7	16,40	12,90	541	44,90	77,30	12,30	88	19
IPE 160	160	82	5,00	7,40	7	20,10	15,80	869	68,30	109,00	16,70	124	26
IPE 180	180	91	5,30	8,00	7	23,90	18,80	1320	101,00	140,00	22,20	166	34
IPE 200	200	100	5,60	8,50	9	28,50	22,40	1940	142,00	194,00	28,50	220	44
IPE 220	220	110	5,90	9,20	9	33,40	26,20	2770	205,00	252,00	37,30	286	57
IPE 240	240	120	6,20	9,80	12	39,10	30,70	3890	284,00	324,00	47,30	366	73
IPE 270	270	135	6,60	10,20	12	45,90	36,10	5790	420,00	429,00	62,20	484	96
IPE 300	300	150	7,10	10,70	15	53,50	42,20	8360	604,00	557,00	80,50	628	124
IPE 330	330	160	7,50	11,50	15	62,60	49,10	11770	788,00	713,00	98,50	804	152
IPE 360	360	170	8,00	12,70	118	72,70	57,10	16270	1040,00	904,00	123,00	1020	189
IPE 400	400	180	8,60	13,50	118	84,50	63,30	23130	1320,00	1160,00	146,00	1308	226
IPE 450	450	190	9,40	14,60	21	98,80	77,70	33740	1680,00	1500,00	176,00	1702	273
IPE 500	500	200	10,20	16,00	21	116,00	90,70	48200	2140,00	1930,00	214,00	2200	332
IPE 550	550	210	11,10	17,20	24	134,00	106,00	67120	2670,00	2440,00	254,00	2780	395

Fuente: Catálogo DIPAC

De la Tabla 11, obtenemos las propiedades geométricas y mecánicas del Perfil IPE 180.

IPE 180

$$d = 180 \text{ mm}$$

$$bf = 91 \text{ mm}$$

$$tf = 8.0 \text{ mm}$$

$$tw = 5.3 \text{ mm}$$

$$Ag = 23.9 \text{ cm}^2$$

$$Ix = 1320 \text{ cm}^4$$

$$Iy = 101 \text{ cm}^4$$

$$Sx = 140 \text{ cm}^3$$

$$Sy = 22.2 \text{ cm}^3$$

$$Z_x = 166 \text{ cm}^3$$

$$Z_y = 26 \text{ cm}^3$$

Comprobación de la sección seleccionada IPE para Fluencia

Calculamos el Momento de flexión plástico M_p , para la sección seleccionada IPE 180

$$M_p = Z_x F_y \leq 1.65 S_x F_y$$

$$M_p = 166 \text{ cm}^3 * 2530 \text{ Kg/cm}^2 \leq 1.65 * (140 \text{ cm}^3) * 2530 \text{ Kg/cm}^2$$

$$419980 \text{ Kg} - \text{cm} \leq 584430 \text{ Kg} - \text{cm} \quad \text{OK}$$

Procedemos a verificar si el Momento calculado es mayor que Momento Nominal a Flexión.

$$M_{p(\text{calculado})} = Z_x F_y$$

$$M_{p(\text{calculado})} = 4199.80 \text{ Kg} - \text{m}$$

$$M_{p(\text{calculado})} \geq M_p$$

$$M_n = \text{Momento Nominal (Mu = Momento Máxima = 4044.79 Kg-m)}$$

$$4199.80 > 4044.79 \quad \text{OK}$$

El perfil IPE 180 pasa por Flexión, ya que el momento calculado de la sección es mayor que el requerido.

Resistencia de Corte

Para el chequeo por corte seguiremos el AISC 360-10 Capitulo G, Diseño de Miembros en Corte.

Fluencia en corte y pandeo en corte

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v \quad [\text{Eq. G2-1}] \text{ AISC 360-10}$$

$$h/t_w \leq 2.24 \sqrt{E/F_y} \quad [\text{Eq. G2-1}] \text{ AISC 360-10}$$

$A_w =$ Área del alma, altura total por el espesor

$C_v =$ Coeficiente de corte del alma (1.0)

$h =$ Distancia libre entre alas menos el filete o radio de esquina

$t_w =$ Espesor del alma

$E =$ Modulo de elasticidad del acero A36 (2100000 Kg/cm^2)

$F_y =$ Limite de fluencia del acero (2530 Kg/cm^2)

A continuación calculamos la relación h/t_w con las secciones del perfil escogido.

$$\text{Área del alma. } h/t_w \leq 2.24 \sqrt{E/F_y}$$

$$h = 180 - (2 \times 8.0) = 164 \text{ mm}$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{164 \text{ mm}}{5.3 \text{ mm}} = 30.94 \text{ mm} \leq 2.24 \sqrt{\frac{2100000 \text{ Kg/cm}^2}{2530 \text{ Kg/cm}^2}}$$

$$30.94 \text{ mm} \leq 64.54 \quad OK$$

Calculamos área del alma, altura total por el espesor

$$A_w = h * t_w$$

$$A_w = 164 \text{ mm} * 5.3 \text{ mm} = 869.2 \text{ mm}^2$$

Calculamos la Resistencia de Corte.

$$C_v = \text{Coeficiente de corte del alma (1.0)}$$

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v$$

$$V_n = 0.6 (2530 \text{ Kg/cm}^2) * 8.692 \text{ cm}^2 * 1.00$$

$$V_n = 13194 \text{ Kg}$$

Chequeamos el cortante

$$V_n \geq \phi V_n$$

$$13194 \text{ kg} \geq 4853.75 \text{ Kg} \quad OK$$

El perfil IPE 180 pasa por Corte, debido que el cortante calculado de la sección es mayor que el requerido.

Una vez que las vigas secundarias cumplen con los requerimientos de Flexión y Corte, utilizaremos vigas secundarias de IPE180, y procedemos con el diseño de la losa con placa colaborante.

Deflexión Admisible

Para el cálculo de deflexiones necesitamos la Longitud Efectiva L_e , la misma que obtenemos restando las dimensiones de las vigas que soportan el tablero en estudio del Gráfico 10.

$$L_T = L - V_p - V_s$$

L = Longitud mayor del tablero en estudio (Gráfico 10)

V_p = dimensiones vigas principales (debido a que las vigas secundarias tienen la misma carga y un similar ancho cooperante, las vigas principales serán de IPE 180, para obtener la Longitud Efectiva L_e se tomara la mitad de la base de la viga de cada extremo debido a que la longitud $L= 6.40$ es de eje a eje, por lo tanto V_p es igual a $0.18m$)

V_s = dimensiones de vigas secundarias (IPE 180)

$$L_T = 6.40 - (0.18) - (3 \times 0.18) = 5.68m$$

Calculamos la Longitud Efectiva L_e , relacionando la longitud L_T para el número de vanos entre las vigas, Gráfico 10 (espaciamientos entre vigas 4vanos)

$$L_e = \frac{5.68}{4} = 1.42 m$$

Deflexión calculada

La Tabla 12. Diagramas de Cargas para el Diseño de Tableros Mixtos, nos presenta las ecuaciones para los diagramas de cargas, momentos flectores, reacción en los apoyos y deflexiones, para condiciones de espaciamiento simple, doble y triple, para diferentes cargas que se presentan, para el diseño de la losas con Placa Colaborante.

Tabla 12.- Diagramas de Cargas para el Diseño de Tableros Mixtos (SDI-11)

	Figura 1 Diagrama De Cargas Y Momentos Flectores	Figura 2 Diagrama De Cargas Y Reacciones En Los Apoyos	Figura 3 Diagrama De Carga Y Deflexiones
Condiciones de espaciamento simple	<p>$+M = 0.25Pl + 0.125W1l^2$</p> <p>$+M = 0.125(W1 + W2)l^2$</p>	<p>$P_{ext} = 0.5(W1)l + P$</p> <p>$P_{ext} = 0.5(W1 + W2)l$</p>	<p>$\Delta = \frac{0.0130W1l^4}{EI}$</p>
Condiciones de espaciamento doble	<p>$+M = 0.203Pl + 0.096W1l^2$</p> <p>$+M = 0.096(W1 + W2)l^2$</p> <p>$-M = 0.125(W1 + W2)l^2$</p>	<p>$P_{ext} = 0.375(W1)l + P$</p> <p>$P_{ext} = 1.25(W1)l + P$</p> <p>$P_{ext} = 0.375(W1)l$</p> <p>$P_{ext} = 1.25(W1 + W2)l$</p>	<p>$\Delta = \frac{0.0054W1l^4}{EI}$</p>
Condiciones de espaciamento triple	<p>$+M = 0.20Pl + 0.094W1l^2$</p> <p>$+M = 0.094(W1 + W2)l^2$</p> <p>$-M = 0.117(W1 + W2)l^2$</p>	<p>$P_{ext} = 0.4(W1)l + P$</p> <p>$P_{ext} = 1.1(W1)l + P$</p> <p>$P_{ext} = 0.6(W1 + w2)l$</p> <p>$P_{ext} = 1.1(W1 + W2)l$</p>	<p>$\Delta = \frac{0.0069 W1l^4}{EI}$</p>

Fuente: ANSI/SDI, (2011).

Donde:

$P = Plc =$ Carga viva de construcción

$I =$ Momento de inercia de la placa de acero

$W1 = Wdc + Wdd =$ Peso de la losa (hormigón) + Peso de la placa colaborante

$W2 = Wlc =$ Carga viva de construcción

$E =$ Modulo Elástico de la placa colaborante.

$Le =$ Longitud Efectiva.

Para el cálculo de deflexiones tomamos de la Tabla 8. El límite de deflexiones para losas planas $L/180$

$$\delta_{adm} = \frac{100 L}{180} \quad \text{o} \quad 1.9\text{cm}$$

$$\delta_{adm} = \frac{100 \times 1.42}{180} = 0.79 \text{ cm}$$

De la Tabla 12.- Diagramas de Cargas para el Diseño de Tableros Mixtos, para condiciones de espaciamiento triple tenemos:

$$\Delta = \frac{0.0069 W1 l e^4}{E I}$$

$E =$ Módulo de Elasticidad del acero (2074055 Kg/cm².)

$I =$ Momento de inercia de la placa colaborante (Tabla 10, para la placa colaborante con un espesor de 0.75, $I = 39.37 \text{ cm}^4$)

$W1 =$ Peso de la losa de hormigón + peso de la placa colaborante

$$W1 = 180 + 7.47 = 187.47 \text{ kg/m}^2$$

$$\Delta = \frac{0.0069 (187.47) \times 1.42^4 \times 10^6}{2074055 \times 39.37} = 0.064 \text{ cm}$$

$$\delta_{calculado} < \delta_{adm}$$

$0.064 < 0.79$ Cumple con la deflexión admisible.

ANÁLISIS COMO FORMALETA

Calculamos momentos positivos y negativos, para condiciones de espaciamiento triple dentro de la Tabla 12. Diagramas de Cargas para el Diseño de Tableros Mixtos

Diagrama De Cargas Y Momentos Flectores

$$+M = 0.20 Pl + 0.094Wl \times l^2$$

$$+M = 0.094(W1 + W2)l^2$$

$$-M = 0.117(W1 + W2)l^2$$

Para la envolvente de cortante y momento flector combinados tenemos:

$$M_{ux} = 1.6M_{H+Pc} + 1.4M_{cc}$$

$$V_{uy} = 1.6V_{H+Pc} + 1.4V_{cc}$$

M_{H+Pc} =Momento del hormigón más la placa colaborante

V_{H+Pc} =Cortante del hormigón más la placa colaborante

M_{cc} =Momento debido a las cargas de construcción. Para cargas de 20psf (1kPa=101.97 Kgf/m²), (valores del ANSI/SDI -2011)

$P = 2.2\text{kN}$ (224.34 kgf) aplicado en el centro de la luz, tomando un ancho de 1m, (valores del ANSI/SDI -2011)

$W2 = 20\text{psf}$ (1kPa=101.97 Kgf/m²), (valores del ANSI/SDI -2011)

V_{cc} = Cortante debido a las cargas de construcción. Se calcula con el peso propio del concreto y placa colaborante más una carga distribuida de 20psf (1kPa) en un ancho de 1.00m, (valores del ANSI/SDI -2011)

Calculamos el momento positivo (con factores de mayoración):

$$+M_{ux} = 0.20 Pl \times 1.4 + 0.094Wl \times l^2 \times 1.6$$

$$+M_{ux} = 0.20 \times 224.34 \times 1.42 \times 1.4 + 0.094 \times 187.47 \times 1.42^2 \times 1.6 = 146.05 \text{Kg} - m$$

Calculamos el momento negativo (con factores de mayoración):

$$-M_{ux} = 0.117(1.6W1 + 1.4W2)l^2$$

$$-M_{ux} = 0.117(1.6 \times 187.47 + 1.4 \times 101.97) \times 1.42^2 = 104.44 \text{ Kg} - m$$

Para el cortante mayorado de la Tabla 12.- Diagramas de Cargas para el Diseño de Tableros Mixtos tenemos:

$$V_{uy} = 0.6 \times (1.6W1 + 1.4W2) \times l$$

$$V_{uy} = 0.6 \times (1.6 \times 187.47 + 1.4 \times 101.97) \times 1.42 = 377.19 \text{ Kg}$$

Calculamos el momento nominal de la placa colaborante con el módulo de elasticidad de la sección de acero para flexión S+ y S-, de la Tabla 10, para placa colaborante con espesor de 0.75mm, tenemos:

$$S_+ = 12.43 \text{ cm}^3/\text{m}; S_- = 13.29 \text{ cm}^3/\text{m}$$

$$F_y = 37 \text{ Ksi} (2600 \text{ kg}/\text{cm}^2) \text{ Tabla 10.}$$

$$\Phi = 0.85 \text{ (valores del ANSI/SDI -2011, Sección 2.4 Diseño.)}$$

$$+\Phi M_{nx} = 0.85 \times S_+ \times F_y$$

$$+\Phi M_{nx} = 0.85 \times 12.43 \times 2600 = 27470 \text{ Kg} - \text{cm}$$

$$-\Phi M_{nx} = 0.85 \times S_- \times F_y$$

$$-\Phi M_{nx} = 0.85 \times 13.29 \times 2600 = 29371 \text{ Kg} - \text{cm}$$

Procedemos a comparar con la ecuación de la envolvente ($\Phi V_{ny} = 5011.70 \text{ kgf}$ Tabla 10), los momentos y los cortantes de la siguiente manera:

$$\left(\frac{M_{ux}}{\Phi M_{nx}} \right)^2 + \left(\frac{V_{uy}}{\Phi V_{ny}} \right)^2 \leq 1.0$$

Para Momento Negativo

$$\left(\frac{104.44}{293.71}\right)^2 + \left(\frac{377.19}{5011.70}\right)^2 = 0.13 \leq 1.0$$

Para Momento Positivo

$$\left(\frac{146.06}{274.70}\right)^2 + \left(\frac{377.19}{5011.70}\right)^2 = 0.29 \leq 1.0$$

Al hacer la comprobación podemos observar que cumple tanto para el momento positivo como para el momento negativo, la placa colaborante seleccionada es adecuada para el análisis como formaleta, en caso que no hubiera cumplido se debe colocar un apuntalamiento intermedio y volver a calcular los esfuerzos.

Cálculo de deflexiones

Calculamos momentos positivos y negativos, utilizando la Tabla 12. Diagramas de Cargas para el Diseño de Tableros Mixtos, para condiciones de espaciamiento triple.

$$+M = 0.094(W_1 + W_2)l^2$$

$$W_2 = \text{Carga de trabajo } 100 \text{ Kg/m}^2 \text{ (valores del ANSI/SDI -2011)}$$

$$+M = 0.094(187.47 + 100) \times 1.42^2 = 54.49 \text{ Kg} - \text{m}$$

$$-M = 0.117(W_1 + W_2)l^2$$

$$-M = 0.117(187.47 + 100) \times 1.42^2 = 67.82 \text{ Kg} - \text{m}$$

Cálculo de esfuerzos.

$$\delta_{adm} = 0.6 Fy$$

$$\delta_{adm} = 0.6 (2600 \text{ kg/cm}^2) = 1560 \text{ kg/cm}^2$$

$$\delta_{calculada} = \frac{-M}{S-}$$

S-, S+ = Coeficiente de corte de la placa Tabla 10. S+ = 12.43 cm³/m; S- = 13.29 cm³/m

$$\delta_{calculada} = \frac{67.82 \times 100}{13.29} = 510.31 \text{ kg/cm}^2$$

$$\delta_{calculado} < \delta_{adm}$$

$$510.31 < 1560 \text{ OK}$$

Con una carga de trabajo de 100 Kg/m², cumple las deflexiones para momento negativo.

$$\delta_{calculada} = \frac{M}{S +}$$

$$\delta_{calculada} = \frac{54.49 \times 100}{12.43} = 438.37 \text{ kg/cm}^2$$

$$\delta_{calculado} < \delta_{adm}$$

$$438.37 < 1560 \text{ OK}$$

Con una carga de trabajo de 100 Kg/m², cumple las deflexiones para momento positivo.

Esfuerzos Admisibles Para Cargas Concentradas

$$\delta_{adm} = 1.33(0.6 Fy)$$

$$\delta_{adm} = 1.33(0.6 \times 2600 \text{ kg/cm}^2) = 2074.8 \text{ kg/cm}^2$$

Momentos, Carga concentrada P=300Kg por cada metro

Carga concentrada P=300Kg por cada metro, (valores del ANSI/SDI -2011).

$$+M = 0.094Wl^2 + 0.20Pl$$

$$+M = 0.094 \times 187.47 \times 1.42^2 + 0.20 \times 300 \times 1.42 = 120.73 \text{ Kg} - \text{m}$$

$$\delta_{calculada} = \frac{M}{S +} < \delta_{adm}$$

$$\delta_{calculada} = \frac{120.73 \times 100}{12.43} = 908.45 \text{ kg/cm}^2$$

$$908.45 < 2074.8 \text{ OK}$$

$$-M = 0.117W1l^2 + 0.117Pl$$

$$-M = 0.117(187.47)1.42^2 + 0.117 \times 300 \times 1.42 = 94.07\text{Kg} - \text{m}$$

$$\delta_{calculada} = \frac{-M}{S -} < \delta_{adm}$$

$$\delta_{calculada} = \frac{94.07 \times 100}{13.29} = 707.82 \text{ kg/cm}^2$$

$$707.82 < 2074.8 \text{ OK}$$

Con una carga de 300 Kg/m², cumple las deflexiones para momento positivo y negativo.

DISEÑO COMO MATERIAL COMPUESTO

Para el diseño como material compuesto (hormigón más placa colaborante), utilizaremos el análisis por ultima resistencia

$$\phi M_{nx} = \phi A_s \times F_y \times \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

A_s = 9.51cm²/m Tabla 10, para lamina colaborante de 0.75mm de espesor

Calculo de la profundidad del eje neutro de la sección agrietada

$$a = \frac{A_s F_y}{0.85 f'c b}$$

$$a = \frac{9.51 \times 2600}{0.85 \times 210 \times 100} = 1.385\text{cm}$$

Peralte efectivo d, distancia de la fibra más comprimida al centro de gravedad de la placa colaborante, para ello tomamos el peralte de la losa calculado anteriormente h=10.5cm, altura de la cresta 5.5 cm del catálogo NOVALOSA (ver Gráfico 13)

$$d = h - \left(\frac{h_{cresta}}{2} \right)$$

$$d = 10.5 - \left(\frac{5.5}{2} \right) = 7.75 \text{ cm}$$

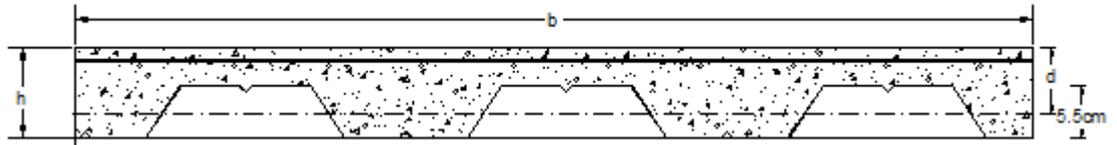


Gráfico 13.- Dimensiones Losa con Placa colaborante

Fuente: Ricardo Montachana

$$\phi M_{nx} = 0.85 \times 9.51 \times 2600 \times \left(7.75 - \frac{1.385}{2} \right) \times 10^{-2}$$

$$\phi M_{nx} = 1483.28 \text{ Kg} - \text{m}$$

Momento último

Para el Momento último utilizaremos el modelo matemático de Viga Simple Apoyada con carga uniformen distribuida (Anexo 2)

$$M_u = \frac{(1.6W1 + 1.2Cv) l^2}{8}$$

W1= Peso de la losa más el peso de mampostería

$$W1 = 326.53 + 418.0 = 744.53 \text{ Kg}/\text{m}^2$$

$$M_u = \frac{(1.6 \times 744.53 + 1.2 \times 200) \times 1.42^2}{8} = 360.74 \text{ Kg} - \text{m}$$

$$\phi M_{nx} > M_u$$

$$1483.28 > 360.74 \text{ OK}$$

El momento calculado de la sección es mayor que el requerido, por lo que cumple el análisis de la losa como material compuesto.

Deflexiones admisibles

Para el cálculo de deflexiones tomamos en cuenta de la Tabla 8, Deformación inmediata debida a la sobrecarga, L/360

$$\delta_{adm} = \frac{100 L}{360} < 1.9$$

$$\delta_{adm} = \frac{100 \times 1.42}{360} = 0.39 \text{ cm} < 1.9 \text{ cm OK}$$

Para el cálculo de deflexiones seleccionamos la ecuación de la Tabla 12. Diagramas de Cargas para el Diseño de Tableros Mixtos, para espaciamiento triple.

$$\Delta = \frac{0.0069 W 2l^4}{E I}$$

$$\Delta = \frac{0.0069 (200) \times 1.42^4 \times 10^6}{2074055 \times 39.37} = 0.07 \text{ cm} < 1.9 \text{ cm OK}$$

Las deflexiones se cumplen para el análisis como material compuesto.

Esfuerzo Admisible a tensión en el acero

$$W1 = 744.53 \text{ Kg/m}^2$$

$$+M = 0.094(W1 + W2)l^2 + 0.094W1l^2 + 0.20Pl + 0.094W1l^2 + 0.094W2l^2$$

$$+M = 54.49 + 120.73 + (0.094 \times 744.53 \times 1.42^2) + (0.094 \times 200 \times 1.42^2)$$

$$+M = 354.25 \text{ Kg} - \text{m}$$

$$\delta_{cal} = \frac{M}{Sc} < 0.6 Fy$$

Sc = 43.89cm³/m para espesor de la losa de hormigón de 5cm y espesor de la placa de 0.75mm ver Tabla 9.

$$\delta_{cal} = \frac{354.25 \times 100}{43.89} < 0.6 (2600)$$

$$807.13 < 1560 \text{ OK}$$

Esfuerzo admisible en el acero como material compuesto

$$\left(\frac{M_{pp}}{S_i} + \frac{M'_{pp+Mcv}}{S_c} \right) \leq 1.33(0.6Fy)$$

Momento para la carga de peso propio

$$M_{pp} = 0.094W1l^2$$

$$M_{pp} = 0.094 \times 744.53 \times 1.42^2 = 141.11 \text{ Kg} - \text{m}$$

Momento para la carga de peso propio producido al retirar el apuntamiento.

$$M'_{pp} = 0.094 \times 300 \times l^2$$

$$M'_{pp} = 0.094 \times 300 \times 1.42^2 = 56.86 \text{ Kg} - \text{m}$$

Momento para la carga sobrepuesta

$$M_{cv} = 0.094 \times W_2 \times l^2$$

$$M_{cv} = 0.094 \times 200 \times 1.42^2 = 37.91 \text{ Kg} - \text{m}$$

Cálculo de esfuerzos del material compuesto

$$\left(\frac{14111}{13.29} + \frac{5686 + 3791}{43.89} \right) \leq 1.33(0.6 \times 2600)$$

$$1277.7 \leq 2074.8 \text{ OK}$$

$$\left(\frac{M_{pp} + M'_{pp} + M_{cv}}{S_c} \right) \leq (0.6F_y)$$

$$\left(\frac{14111 + 5686 + 3791}{43.89} \right) \leq (0.6 \times 2600)$$

$$537.46 \leq 1560 \text{ OK}$$

Esfuerzo admisible a compresión del hormigón (ACI 318-08)

$$\delta_{adm} = 0.45 f'_c$$

$$\delta_{adm} = 0.45 (210) = 94.5 \text{ Kg/cm}^2$$

Módulo de elasticidad del concreto (ACI 318-08)

$$E_c = W^{1.5} \times 0.14 \sqrt{f'_c}$$

$$E_c = 2400^{1.5} \times 0.14 \sqrt{210} = 238536.34 \text{ Kg/cm}^2$$

Relación Modular

$$N = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2074055}{238536.34} = 8.69$$

$$\delta_{cal} = \left(\frac{M'_{pp} + M_{cv}}{1.57 N S_c} \right)$$

$$\delta_{cal} = \left(\frac{5686 + 3791}{1.57 \times 8.69 \times 43.89} \right) = 15.82 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\delta_{calculado} < \delta_{adm}$$

$$15.82 < 94.5 \text{ OK}$$

Por consiguiente se toma la placa colaborante (deck) G90, con un espesor de igual a 0.75mm, ancho útil de 975mm y altura de onda de 55mm.

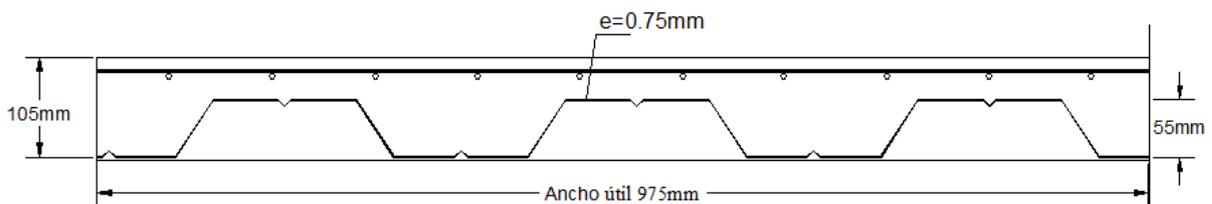


Gráfico 14.- Losa con Placa Colaborante G90 (Novalosa)

Fuente: Ricardo Montachana

6.7.2.2 CARGA MUERTA DE MAMPOSTERÍA

La carga muerta de mampostería se calcula para cada metro lineal de pared, de acuerdo al tipo de pared que se presente para el diseño, como se puede observar en la Gráfico 15, los tipos de paredes que tenemos para el proyecto, tales como paredes completas, como paredes con ventanas.

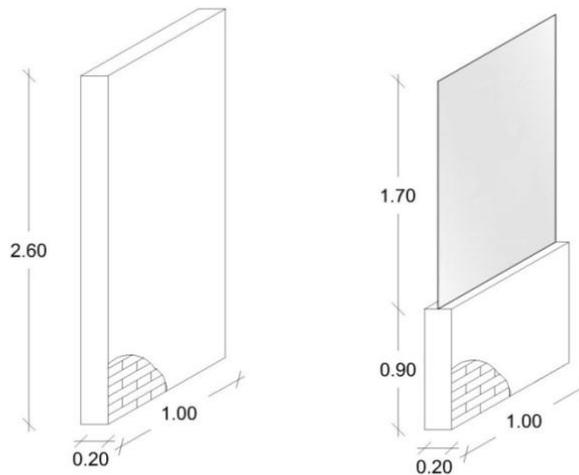


Gráfico 15.- Tipos de Mampostería

Fuente: Ricardo Montachana

Paredes completas (DP1)

$$\text{Pared 2.60m (2.60 x 1.0 x 0.2 x 1600)} = 832.00 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Total DP1} = 832.00 \text{ Kg/m}$$

Paredes con Ventana (DP2)

$$\text{Pared 0.9m (0.9 x 1.0 x 0.2 x 1600)} = 288.00 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Ventana 1.7m (1.7 x 0.006 x 2500)} = 25.50 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Total DP2} = 313.50 \text{ Kg/m}$$

6.7.2.3 CARGA VIVA

Su magnitud y distribución son inciertas en determinado momento, y además sus máximas intensidades a lo largo de la vida útil de la estructura no se conocen con precisión. Son cargas variables en magnitud y posición debidas al funcionamiento propio de la estructura.

CARGA VIVA (CEC-02)

Todos los esfuerzos permisibles, especificados en CEC-02 para el método alternativo de diseño, pueden incrementarse en un tercio cuando se consideren fuerzas de viento o sismo, sea actuando solas o cuando se combinen con cargas verticales. No se permite este

incremento para cargas verticales actuando solas, a continuaciones tenemos la Tabla 13. Cargas uniformes y Concentradas del CEC-01, sección 3.4.

Tabla 13.- Cargas uniformes y Concentradas (CEC-01)

USO U OCUPACIÓN		Carga uniforme (1) Kg/m ²	Carga concentrada kg
CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN		
Armerías		750	0
Áreas de reuniones (4) Auditorios y galerías	Áreas de asientos fijos	250	0
	Áreas de asientos móviles y otras áreas	500	0
	Escenarios y plataformas	600	0
Cornisas, marquesinas y balcones de residencias		300	0
Facilidades de salida públicas (5)		500	0
Garajes	Almacenaje general y/o reparación	500	(3)
	Almacenaje particular	250	(3)
Hospitales	Salas y cuartos	200	450 (2)
Bibliotecas	Salas de lectura	300	450 (2)
	Cuartos de anaqueles	600	700 (2)
Fabricas	Livianas	400	900 (2)
	pesadas	600	1400 (2)
Oficinas		250	900 (2)
Imprentas	Cuartos de impresión	750	1200 (2)
	Cuartos de composición y linotipos	500	900 (2)
Residencias (6)		200	0
Salas de descanso (7) Plataformas de revisión Grandes tribunas y Graderíos.		500	0
Escuelas	Aulas	200	450 (2)
Veredas y calzadas	Acceso público	1200	(3)
Bodegas	Livianas	600	
	pesadas	1200	
Almacenes	Minoristas	400	900 (2)
	Mayoristas	500	1400 (2)

Fuente: CEC, (2001).

- (1) Véase el Capítulo 6 para reducciones de la carga viva.
- (2) Véase la Sección 4.3.1 para área de aplicación de la carga.
- (3) Véase las Secciones 4.3.2 y 4.3.3 para cargas concentradas.
- (4) Las áreas de reuniones incluyen ocupaciones como: salones de baile, salas de entrenamiento, gimnasios, plazas, terrazas, y ocupaciones similares que generalmente son accesibles al público.
- (5) Las facilidades de salida incluyen usos como: corredores, balcones de salida exterior, escaleras, escapes de incendios y usos similares.
- (6) Las ocupaciones residenciales incluyen habitaciones privadas, apartamentos y cuartos de huéspedes de hoteles.

(7) Las cargas de las salas de descanso no deben ser menores que la carga para la ocupación con la cual estén asociadas, pero no necesitan exceder de 250 kg/m².

REDUCCIÓN DE LAS CARGAS VIVAS

Según el Capítulo 6. Reducción de cargas vivas en la sección 6.1 del CEC-01, en el diseño de columnas, muros, cimentaciones, celosías, vigas y losas planas, se permiten las reducciones indicadas en la tabla, de las cargas vivas unitarias para pisos y cubiertas establecidas en las Tablas 14.

Tabla 14.- Cargas Uniformes y Concentradas (CEC-01)

NÚMERO DE PISOS, INCLUYENDO LA CUBIERTA, SOPORTADOS POR EL ELEMENTO EN ANÁLISIS	% DE REDUCCIÓN DE LA CARGA VIVA UNITARIA TOTAL DE TODOS LOS PISOS SOPORTADOS POR EL ELEMENTO EN ANÁLISIS
1	0
2	10
3	20
4	30
5 a 10	40
más de 10	50

Fuente: CEC, (2001).

Excepto para sitios de reuniones públicas y para cargas vivas mayores de 500 kg/m², la carga viva de diseño sobre cualquier elemento que soporte más de 15 m² puede reducirse a razón del 0,8 % por metro cuadrado del área de piso o cubierta soportada por el elemento. La reducción no debe exceder del 40 % para elementos horizontales o elementos verticales que reciben carga de un solo nivel, del 60% para otros elementos verticales⁷.

CARGA VIVA (NEC-11)

Según las NEC-11, sección 1.1.2.2, Las sobrecargas de uso dependen de la ocupación a la que está destinada la edificación y están conformadas por los pesos de personas, muebles, equipos y accesorios móviles o temporales, mercadería en transición, y otras. Las sobrecargas mínimas a considerar son las siguientes:

⁷ (INEN, Código Ecuatoriano de la Construcción, 2001)

Tabla 15.- Sobrecargas Mínimas Uniformemente Distribuidas, Lo y concentradas, Po
(NEC-11)

OCUPACIÓN O USO	CARGA UNIFORME (KN/M2)	CARGA CONCENTRADA (KN)
Almacenes		
Venta al por menor		
Primer piso	4.80	4.50
Pisos superiores	3.60	4.50
Venta al por mayor. Todos los pisos	6.00	4.50
Armerías y salas de instrucción militar	7.20	
Bibliotecas		
Salas de lectura	2.90	4.50
Estanterías	7.20	4.50
Corredores en pisos superiores a planta baja	4.00	4.50
Bodegas de almacenamiento (serán diseñadas para la mayor carga prevista)		
Livianas	6.00	
Pesada	12.00	
Comedores y Restaurantes	4.80	
Construcción ligera de placa de piso sobre un área de 625 mm ²		0.90
Edificios de Oficinas		
Salas de archivo y computación (se diseñará para la mayor carga prevista)		
Áreas de recepción y corredores del primer piso	4.80	9.00
Oficinas	2.40	9.00
Corredores sobre el primer piso	4.00	9.00
Residencias		
Viviendas (unifamiliares y bifamiliares)		
Hoteles y residencias multifamiliares	2.00	
Habitaciones	2.00	
Salones de uso público y sus corredores	4.80	
Salas de Baile	4.80	
Unidades Educativas		
Aulas	2.00	4.50

Fuente: NEC, (2011)

REDUCCIÓN DE LAS SOBRECARGAS

Los elementos para los que el valor de $KLL \cdot AT$ es igual o mayor a los 35 m², pueden ser diseñados para una carga reducida de acuerdo con la ecuación.

$$L = L_o = \left(0.25 + \frac{4.57}{\sqrt{K_{LL} A_T}} \right) \quad [\text{Eq. 1-1}] \text{ NEC-11}$$

L sobrecarga distribuida en kN/m², aplicada sobre el área tributaria del elemento de soporte.

Lo sobrecarga distribuida sin reducir, aplicada sobre el área tributaria del elemento de soporte.

KLL factor de sobrecarga según el elemento de soporte.

AT área tributaria en metros cuadrados

L no será menor que: 0.5Lo para elementos que soportan un solo piso; y, 0.4Lo para elementos que soportan dos pisos o más⁵.

Tabla 16.- Factor de sobrecarga del elemento de soporte (NEC-11)

ELEMENTO	KLL
Columnas interiores	4
Columnas exteriores sin losas en Volado	4
Columnas de borde con losas en Volado	3
Columnas esquineras con losas en Volado	2
Vigas de borde sin losas en volado	2
Vigas interiores	2
Todos los demás elementos no identificados incluyendo: Vigas de borde con losas en volado Vigas en volado Losas en una dirección Losas en dos direcciones Elementos que no tengan mecanismos de transferencia de cortante normal a la dirección de la luz	1

Fuente: NEC, (2011)

⁵ MIDUVI, M C. (2011). *Normas Ecuatorianas de la Construcción*. Quito.

6.7.2.4 DETERMINACIÓN DE FUERZAS SÍSMICAS SEGÚN EL CEC 2002

Para la determinación de las fuerzas sísmicas se hará referencia al CEC 2002 en el capítulo 2, en la sección 6.2.1, utilizaremos la ecuación, tomando en cuenta todos los factores que recomienda el código.

CORTANTE BASAL TOTAL DE DISEÑO CEC-02

Para el cortante basal de diseño el CEC-02 establece la siguiente ecuación:

$$V = \frac{ZIC}{R \phi_P \phi_E} w \quad [\text{Eq. 4}] \text{ CEC-02}$$

Z= Factor en función de la zona sísmica

I= Importancia de la Estructura

C= Coeficiente Mínimo que Depende de la Vibración de la Estructura

R= Coeficiente de Reducción de Respuesta Estructural

ϕ_P = Coeficientes De Configuración Estructural en Planta

ϕ_E = Coeficientes De Configuración Estructural en Elevación

Factor en Función de la Zona Sísmica Factor Z para CEC-02

Para seleccionar el valor de este factor tomaremos en cuenta las tablas del CEC 2002.

En la siguiente tabla tenemos los valores de Z de acuerdo a las zonas sísmicas identificadas para el país.

Tabla 17.- Valores del Factor Z en Función de la zona sísmica (CEC-02)

Zona sísmica	I	II	III	IV
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.40

Fuente: CEC, (2002)

La Tabla 18. Nos proporciona la zona sísmica de acuerdo a la Ciudad, Provincia, Cantón y Parroquia.

Tabla 18.- Poblaciones Ecuatorianas y Valor del Factor Z (CEC-02)

CIUDAD	PROVINCIA	CANTON	PARROQUIA	ZONA
AMBATO	TUNGURAHUA	AMBATO	AMBATO	4
BADOS	TUNGURAHUA	BADOS	BADOS	4
CEVALLOS	TUNGURAHUA	CEVALLOS	CEVALLOS	4
MOCHA	TUNGURAHUA	MOCHA	MOCHA	4
PATATE	TUNGURAHUA	PATATE	PATATE	4
PELILEO	TUNGURAHUA	PELILEO	PELILEO	4
PILLARO	TUNGURAHUA	PILLARO	PILLARO	4
QUERO	TUNGURAHUA	QUERO	QUERO	4
TISALEO	TUNGURAHUA	TISALEO	TISALEO	4

Fuente: CEC, (2002)

Tipo de Uso, Destino e Importancia de la Estructura Factor I para CEC-02

Para escoger el coeficiente I debemos tener en cuenta el tipo, uso, destino e importancia que va a tener nuestro diseño.

Tabla 19.- Tipo de uso, Destino e Importancia de la Estructura (CEC-02)

CATEGORÍA	TIPO DE USO, DESTINO E IMPORTANCIA	FACTOR
1. Edificaciones esenciales y/o peligrosas	Hospitales, clínicas, centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación, transmisión y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

Fuente: CEC, (2002).

Coefficiente Mínimo que Depende De La Vibración De La Estructura C

$$C = \frac{1.25 \times S^S}{T} \leq C_m \quad [\text{Eq. 5}] \text{ CEC-02}$$

S = Coeficiente de suelo

T = Periodo de vibración de la estructura

Coeficiente De Suelo S

En la tabla siguiente tenemos los coeficientes de S y Cm para los diferentes tipos de suelos.

Tabla 20.- Coeficiente de suelo S y Coeficiente Cm (CEC-02)

Perfil tipo	Descripción	S	Cm
S1	Roca o suelo firme	1.0	2.5
S2	Suelos intermedios	1.2	3.0
S3	Suelos blandos y estrato profundo	1.5	2.8
S4	Condiciones especiales de suelo	2.0*	2.5

Fuente: CEC, (2002).

(*) = Este valor debe tomarse como mínimo, y no substituye los estudios de detalle necesarios para construir sobre este tipo de suelos.

Periodo De Vibración De La Estructura T para CEC-02

El periodo fundamental de vibración de la estructura es posible calcularlo con un método simplificado denominado Método 1 de cálculo según el CEC-02 en el capítulo 2 en la sección 6.2.4.2.1 utilizando la ecuación 8 y es útil para aplicar el método sísmico estático.

$$T = C_t (h_n)^{3/4} \quad [\text{Eq. 8}] \text{ CEC-02}$$

Ct = Coeficiente igual a 0.09 para pórticos de acero

hn = Altura máxima de la edificación de n pisos

Coefficiente de Reducción de Respuesta Estructural R para CEC-02

En la Tabla 21, debemos hacer referencia al sistema estructural que estamos analizando, además el tipo de material como: Hormigón, Acero Estructural, Madera y otras.

Tabla 21.- Valores del Coeficiente de Reducción de Respuesta Estructural R (CEC-02)

Sistema estructural	R
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas o de acero laminado en caliente, con muros estructurales de hormigón armado (sistemas duales).	12
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas o de acero laminado en caliente.	10
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas banda y muros estructurales de hormigón armado (sistemas duales).	10
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y diagonales rigidizadoras.*	10
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes de hormigón armado con vigas banda y diagonales rigidizadoras. *.	9
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes de hormigón armado con vigas banda.	8
Estructuras de acero con elementos armados de placas o con elementos de acero conformados en frío. Estructuras de aluminio.	7
Estructuras de madera	7
Estructura de mampostería reforzada o confinada	5
Estructuras con muros portantes de tierra reforzada o confinada	3

(*) = Cuando se utilizan diagonales, se debe verificar que los elementos en tensión cedan antes que los elementos en compresión. Fuente: CEC, (2002).

Coefficientes De Configuración Estructural En Planta Φ_P para CEC-02

Se estimara a partir del análisis de las características de regularidad e irregularidad de las plantas de la estructura.

Tabla 22.- Coeficientes De Configuración En Planta (CEC-2002)

Tipo		Φ_{pi}
1	<p><i>Irregularidad torsional</i> Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.</p>	0.9
2	<p><i>Entrantes excesivos en las esquinas</i> La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.</p>	0.9
3	<p><i>Discontinuidad en el sistema de piso</i> La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.</p>	0.9
4	<p><i>Desplazamiento del plano de acción de elementos verticales</i> Una estructura se considera irregular cuando existen discontinuidades en los ejes verticales, tales como desplazamientos del plano de acción de elementos verticales del sistema resistente.</p>	0.9
5	<p><i>Ejes estructurales no paralelos</i> La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.</p>	0,9
6	<p><i>Sistema de piso flexible</i> Cuando la relación de aspecto en planta de la edificación es mayor que 4:1 o cuando el sistema de piso no sea rígido en su propio plano se deberá revisar la condición de piso flexible en el modelo estructural</p>	0.9

Para sistemas duales o con diagonales, los valores de Φ_P deben incrementarse en 1.0

Fuente: CEC, (2002).

Coeficientes De Configuración Estructural En Elevación ΦE para CEC-02

Este coeficiente se estimara a partir del análisis de las características de regularidad e irregularidad en elevación de la estructura, como podemos ver en la tabla siguiente.

Tabla 23-. Coeficiente de Configuración en Elevación (CEC-2002)

Tipo	Descripción de las irregularidades en elevación	Pórticos espaciales y pórticos con vigas banda ΦE_i	Sistemas duales o con diagonales ΦE_i
1	<i>Piso blando (irregularidad en rigidez)</i> La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.	0.9	1.0
2	<i>Irregularidad en la distribución de las masas</i> La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.	0.9	1.0
3	<i>Irregularidad geométrica</i> La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso	0.9	1.0
4	<i>Desalineamiento de ejes verticales</i> La estructura se considera irregular cuando existen desplazamientos en el alineamiento de elementos verticales del sistema resistente, dentro del mismo plano en el que se encuentran, y estos desplazamientos son mayores que la dimensión horizontal del elemento. Se exceptúa la aplicabilidad de este requisito cuando los elementos desplazados solo sostienen la cubierta de la edificación sin otras cargas adicionales de tanques o equipos.	0.8	0.9
5	<i>Piso débil-Discontinuidad en la resistencia</i> La estructura se considera irregular cuando la resistencia del piso es menor que el 70% de la resistencia del piso inmediatamente superior, (entendiéndose por resistencia del piso la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada).	0.8	1.0
6	<i>Columnas cortas</i> Se debe evitar la presencia de columnas cortas, tanto en el diseño como en la construcción de las estructuras.	-	-

Fuente: CEC, (2002).

DISTRIBUCIÓN VERTICAL DE FUERZAS LATERALES PARA CEC-02

Las fuerzas laterales totales de cálculo deben ser distribuidas en la altura de la estructura, utilizando las siguientes expresiones:

$$F_t = 0.07 \times T \times V \leq 0.25 \times V \quad [\text{Eq. 11}] \text{ CEC-02}$$

F_t = Fuerza concentrada adicional a la fuerza del último piso

T = Periodo de vibración de la estructura

V = Cortante basal total de diseño

El valor F_t no debe exceder el 25% del valor de cortante basal total de diseño y se considera nulo cuando el periodo de vibración de estructura sea menor o igual a 0.70seg.

$$F_x = \frac{(V - F_t) \cdot W_x \cdot h_x}{\sum W_i \cdot h_i} \quad [\text{Eq. 12}] \text{ CEC-02}$$

F_x = Fuerza en el nivel x de la estructura aplicada sobre toda el área de ese nivel

V = Cortante Basal Total de Diseño

F_t = Fuerza concentrada adicional a la fuerza del último piso

W_i = Peso asignado a cada nivel de la estructura

h_i = Altura de cada piso de la estructura

6.7.2.5 PREPARACIÓN DE PESOS POR CADA NIVEL DE PISO

Para la preparación de pesos por cada nivel debemos contar con las respectivas solicitaciones tales como son carga Muerta (D), Carga de pared (DP) calculado anteriormente y para carga Viva (L), obtenemos de la Tabla 13, para residencias.

CARGA MUERTA	D =	0.33 Tn/m ²
CARGA VIVA	L =	0.20 Tn/m ²
CARGA PARED 1	DP1 =	0.83 Tn/m
CARGA PARED 2	DP2 =	0.31 Tn/m

Para preparar el peso por nivel de piso debemos cuantificar en longitud, área y volumen total los elementos estructurales y no estructurales que se consideran como carga permanente de la estructura, para poder obtener el peso total en cada piso multiplicamos el área del piso en estudio por la carga respectiva, una vez obtenido el peso calculamos la masa para lo cual dividimos por gravedad (9.8 m/s^2).

A continuación encontraremos el peso y la masa para cada uno de los pisos de la estructura.

Para Carga Muerta (D)

Tapa grada Nivel + 11.88 m

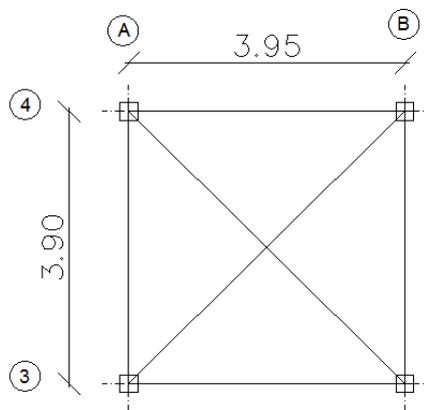


Gráfico 16.- Área Tapagradas

Fuente: Ricardo Montachana

$$\text{Área} = 15.41 \text{ m}^2$$

$$D = 15.41 \times 0.33 \text{ Tn/m}^2 = 5.09 \text{ Tn}$$

$$\text{Peso} = 5.09 \text{ Tn}$$

$$\text{Masa} = \frac{\text{Peso}}{\text{Gravedad}}$$

$$\text{Masa} = 0.52 \text{ Tn s}^2/\text{m}$$

En el siguiente gráfico tenemos la planta tipo para los niveles +9.00m, +6.12, +3.24, la cual utilizaremos para obtener el área, y proceder al cálculo de los pesos y masas de los respectivos pisos.

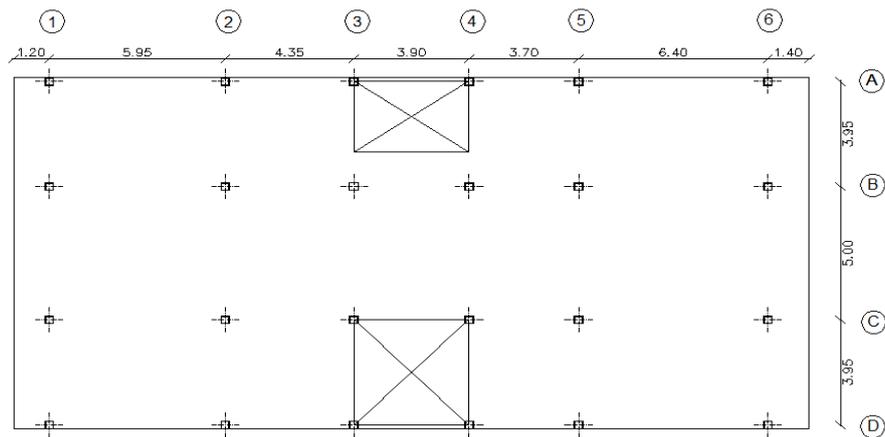


Gráfico 17.- Planta Nivel +9.00, +6.12, +3.24.

Fuente: Ricardo Montachana

Piso Nivel +9.00m

$$\text{Área Planta} = 355.08 \text{ m}^2$$

$$\text{Área Pozo} = 26.33 \text{ m}^2$$

$$\text{Área Total} = 328.75 \text{ m}^2$$

$$\text{Pared (P1)} = 12.45 \text{ m}$$

$$\text{Pared (P2)} = 75.45 \text{ m}$$

$$D = 328.75 \times 0.33 = 108.49 \text{ Tn}$$

$$DP1 = 12.45 \times 0.83 = 10.33 \text{ Tn}$$

$$DP2 = 75.45 \times 0.288 = 21.73 \text{ Tn}$$

$$D_{\text{pared}} = 32.06 / 328.75 = 0.098 \text{ Tn/m}^2$$

$$\text{Peso} = 140.55 \text{ Tn}$$

$$\text{Masa} = 14.34 \text{ Tn s}^2/\text{m}$$

Piso Niveles +3.24; +6.12

$$\text{Área Planta} = 355.08 \text{ m}^2$$

$$\text{Área Pozo} = 26.33 \text{ m}^2$$

$$\text{Área} = 328.75 \text{ m}^2$$

$$\text{Pared (P1)} = 110.24 \text{ m}$$

$$\text{Pared (P2)} = 25.10 \text{ m}$$

$$D = 328.75 \times 0.33 = 108.49 \text{ Tn}$$

$$DP1 = 110.24 \times 0.83 = 91.50 \text{ Tn}$$

$$DP2 = 25.10 \times 0.288 = 7.78 \text{ Tn}$$

$$D_{\text{pared}} = 0.098 \text{ Tn/m}^2$$

$$\text{Peso} = 207.77 \text{ Tn}$$

$$\text{Masa} = 21.10 \text{ Tn s}^2/\text{m}$$

Para Carga Viva (L)

Seleccionamos de la Tabla 13, la carga de 200 Kg/m² para Residencias, y reducimos la carga de acuerdo al Capítulo 6 Sección 6.1 del CEC, para ello de la tabla 14 para tres pisos debemos reducir el 20%, por lo tanto nuestra carga viva será de 160 Kg/m².

Tapa grada Nivel + 11.88 m

$$\text{Área} = 15.41 \text{ m}^2$$

$$L = 15.41 \times 0.16 \text{ Tn/m}^2 = 2.47 \text{ Tn}$$

$$\text{Peso} = 2.47 \text{ Tn}$$

$$\text{Masa} = \frac{\text{Peso}}{\text{Gravedad}}$$

$$\text{Masa} = 0.25 \text{ Tn s}^2/\text{m}$$

Piso Niveles +3.24; +6.12; +9.00m

$$\text{Área} = 328.75 \text{ m}^2$$

$$L = 328.75 \times 0.16 = 52.60 \text{ Tn}$$

$$\text{Peso} = 52.60 \text{ Tn}$$

$$\text{Masa} = 5.37 \text{ Tn s}^2/\text{m}$$

6.7.2.6 CÁLCULO DE FUERZAS SÍSMICAS (CEC-02)

Utilizaremos lo señalado en el CEC-02 el mismo que indica los parámetros de cálculo y diseño sismo resistente, para el cortante basal de diseño y el cálculo de las fuerzas horizontales.

$$V = \frac{ZIC}{R \Phi_P \Phi_E} w$$

Zona Sísmica	Z=	0.40	(Tabla 17)
Importancia	I=	1.00	(Tabla 19)
Perfil Del Suelo	S=	1.50	(Tabla 20)
Respuesta Estructural	R=	10.0	(Tabla 21)
Configuración Elevación	Φ_P	1.00	(Tabla 22)
Configuración Planta	Φ_E	1.00	(Tabla 23)

Cálculo de fuerzas estáticas

$$V = \frac{ZIC}{R \Phi_P \Phi_E} w$$

$$T = Ct \times (hn)^{3/4}$$

Para estructuras de acero $Ct = 0.09$ (CEC-02. Sección 6.2.4.1)

$$T = 0.09 \times (11.88)^{3/4}$$

$$T = 0.58 \text{seg}$$

$$C = \frac{1.25 \times S^S}{T} \leq Cm$$

$$C = \frac{1.25 \times 1.5^{1.5}}{0.58} \leq Cm$$

$$C = 3.96 \leq 2.80$$

C no debe exceder el valor de $Cm = 2.08$ (Tabla 20), y no menor que 0.5

$$C = 2.80$$

$$V = \frac{ZIC}{R \Phi_P \Phi_E} w$$

$$V = \frac{0.4 \times 1.0 \times 2.80}{10 \times 1.0 \times 1.0}$$

$$V = 0.112 W$$

Fuerzas Horizontales de Sismo

$$F_x = \frac{(V - Ft) \cdot W_x \cdot h_x}{\sum W_i \cdot h_i}$$

A continuación tenemos las fuerzas horizontales producidas por el sismo en cada uno de los pisos de nuestra estructura.

Cálculo del peso en el nivel +11,88

$$\text{Peso (WCM+0.25CV)} = 5.09 + (0.25 \times 2.47) = 5.70 \text{ Tn}$$

Tabla 24.- Determinación de Fuerzas Horizontales de Sismo (Modelo 3 Pisos CEC-02)

Pisos	Nivel	Peso (WCM+0.25CV)	Wi*hi	Fx
	hi (m)	Wi (Tn)	(Tn-m)	(Tn)
	11.88	5.70	67.72	1.30
3	9.00	153.70	1383.30	26.47
2	6.12	220.92	1352.03	25.87
1	3.24	220.92	715.78	13.70
		601.24	3518.83	67.34

Elaborado por: Ricardo Montachana

Cálculo del Cortante Basal

$$V = \frac{ZIC}{R \Phi_P \Phi_E} w$$

$$V = 0.112 \times 601.24 = 67.34 \text{ Tn}$$

Distribución de fuerzas laterales

$$F_t = 0.07 \times T \times V \leq 0.25 \times V$$

$$F_t = 0.07 \times 0.58 \times 67.34 \leq 0.25 \times 67.34$$

$$F_t = 2.73 \leq 16.83$$

Si $T > 0.7$ utilizamos $F_t = 2.73$, caso contrario F_t será nulo.

$$F_x = \frac{(V - F_t) * W_x * h_x}{\sum W_i * h_i}$$

$$F_x = \frac{(67.34) * 5.70 * 11.88}{3518.83} = 1.30 \text{ Tn}$$

Tenemos que determinar las fuerzas horizontales para los diferentes pisos de la estructura así como para sus ejes XX y YY, los mismos que tenemos en la Tabla 25.

Tabla 25.- Determinación de Fuerzas Horizontales de sismo E según Pórticos (Modelo 3 Pisos CEC-02)

Pisos	Nivel	Fx	E X-X	E Y-Y
	(m)	(Tn)	(Tn)	(Tn)
4	11.88	1,30	0.65	0.65
3	9.00	26.47	4.41	6.62
2	6.12	25.87	4.31	6.47
1	3.24	13.70	2.28	3.42
		67.34	11.66	17.16

Elaborado por: Ricardo Montachana

6.7.2.7 PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS

Los principios fundamentales del predimensionamiento de vigas lo comprenden:

Teoría de la flexión: explica las relaciones entre las fuerzas aplicadas y la geometría del miembro estructural (análisis estructural), con el comportamiento de su sección transversal por acción de las cargas (análisis de miembros)

Consiste en encontrar los efectos de las cargas en la estructura, en la forma de fuerza cortante y momento flector.

Depende de la geometría de la estructura (forma y tamaño generales), de los tipos de apoyo y de las cargas aplicadas sobre la estructura.

Se obtienen funciones que representan las variaciones de las magnitudes (a lo largo del elemento) de la fuerza cortante y el momento flector.

Diseño Plástico

La teoría plástica básica tiene que ver con la distribución de esfuerzos en una estructura, después de que en ciertos puntos de ésta se ha alcanzado el esfuerzo de fluencia. Según la teoría plástica, aquellas partes de una estructura que han alcanzado el esfuerzo de fluencia no pueden resistir esfuerzos adicionales; más bien esas partes fluirán la cantidad necesaria para permitir que la carga o esfuerzos adicionales sean transferidos a otras partes de la estructura donde los esfuerzos se encuentran por debajo del esfuerzo de fluencia y son capaces de absorber esfuerzos adicionales. Se puede decir que la plasticidad sirve para igualar los esfuerzos en casos de sobrecarga.

De acuerdo al AISC 360-10 Capítulo F Diseño de Miembros en Flexión, tenemos las siguientes ecuaciones:

Resistencia Nominal a Flexión

$$M_n = M_p = F_y Z_x \quad [\text{Eq. F2-1}] \text{ AISC 360-10}$$

F_y = Tensión de fluencia mínima especificada del tipo de acero utilizado, kgf/cm²

Z_x = Módulo de sección Plástico en torno al eje x, cm³ (mm³)

M_p = Momento de flexión plástico

M_n = Momento nominal a flexión

$$M_n = M_p = Z_x F_y \leq 1.65 F_y S_{xc} \quad [\text{Eq. F6-1}] \text{ AISC 360-10}$$

S_{xc} = Módulo de sección elástica del ala (mm³)

M_p = Momento de flexión plástica N-m

Resistencia de Corte

Para el chequeo por corte seguiremos el AISC 360-10 Capitulo Diseño de Miembros en Corte.

Fluencia en corte y pandeo en corte

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v \quad [\text{Eq. G2-1}] \text{ AISC 360-10}$$

A_w = Área del alma, altura total por el espesor

C_v = Coeficiente de corte del alma (1.0)

$$h/t_w \leq 2.24 \sqrt{E/F_y} \quad [\text{Eq. G2-1}] \text{ AISC 360-10}$$

h = Distancia libre entre alas menos el filete o radio de esquina

t_w = Espesor del alma

E = Modulo de elasticidad del acero

Combinaciones de Cargas

El propósito de los factores de carga es incrementar las cargas para tomar en cuenta las incertidumbres implicadas al estimar las magnitudes de las cargas vivas y muertas.

El valor del factor de carga usado para cargas muertas es menor que el usado para cargas vivas, ya que los proyectistas pueden estimar con más precisión las magnitudes de las cargas muertas que las vivas.

Las especificaciones LRFD presentan factores de carga y combinaciones de carga que fueron seleccionadas para usarse con las cargas mínimas recomendadas en el Standar de la American Society of Civil Engineers (ASCE) ASCE-7 Sección 2.3.

Las combinaciones usuales de cargas consideradas el Steel Construction Manual (AISC-M), están dadas en la Sección 2-3 del Manual AISC.

En estas fórmulas se usan las abreviaturas D para cargas muertas, L para cargas vivas, Lr para cargas vivas en techos, S para cargas de nieve y R para carga inicial de agua de lluvia o hielo, sin incluir el encharcamiento.

En estas fórmulas se usan las abreviaturas D para cargas muertas, L para cargas vivas, Lr para cargas vivas en techos, S para cargas de nieve y R para carga inicial de agua de lluvia o hielo, sin incluir el encharcamiento (McCormac, 2002, p. 54).

1. $1.4 D$ (2-3a)

2. $1.2 D + 1.6 L + 0.5 (Lr \text{ o } S \text{ o } R)$ (2-3b)

Las cargas de impacto se incluyen sólo en la segunda de esas combinaciones. Si comprenden las fuerzas de viento (W) o sismo (E), es necesario considerar las siguientes combinaciones.

3. $1.2 D + 1.6 (Lr \text{ o } S \text{ o } R) + (0.5L \text{ o } 0.5W)$ (2-3c)

4. $1.2 D + 1.0W + 0.5L + 0.5 (Lr \text{ o } S \text{ o } R)$ (2-3d)

5. $1.2 D + 1.0E + 0.5L + 0.2S$ (2-3e)

6. $0.9D + 1.0 W$ (2-3f)

7. $0.9D + 1.0E$ (2-3g)

6.7.2.7.1 CUANTIFICACIÓN DE CARGAS PARA LAS VIGAS

Para realizar el análisis y diseño sismo resistente las cargas que reciben las vigas son las áreas que contribuyen con cargas a cada una de las vigas, se debe tener cuidado en la transferencia de las cargas ya que depende del sistema de piso que se esté utilizando, para nuestro caso son diseñadas en una dirección, aspecto que debe ser tomado en cuenta previo a la cuantificación de cargas actuantes.

Para este caso y por rapidez en el cálculo se supone que la carga de paredes es uniformemente distribuida en el piso, esto tiene mucha ventaja y no produce un sobredimensionamiento, ya que brinda un margen de seguridad para todas las vigas en el caso de que existan modificaciones en la arquitectura del proyecto.

Distribución de cargas sobre vigas

De acuerdo al Gráfico 18, el mosaico de cargas donde las vigas CD y AB tienen la máxima carga transmitida debido a que la carga de la losa es transmitida por medio de las vigas secundarias.

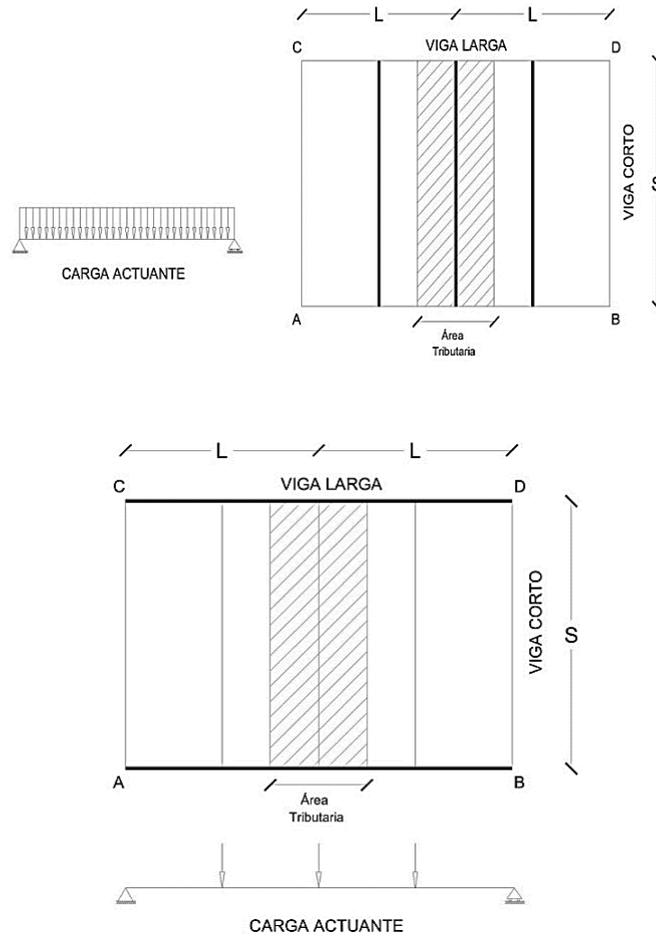


Gráfico 18.- Distribución de Cargas sobre Vigas

Fuente: Ricardo Montachana

En la Tabla 26, tenemos el resumen de la carga muerta así como de la carga viva, para cada uno de los pisos de la estructura.

Tabla 26.- Cargas y Sobrecargas Utilizadas para el Análisis Estructural

Pisos	Nivel hi (m)	D losa (kg/m ²)	L (kg/m ²)	Dpared (kg/m ²)	D total (kg/m ²)
	11.88	327.00	160.00	0.00	327.00
3	9.00	327.00	160.00	98.00	425.00
2	6.12	327.00	160.00	302.00	629.00
1	3.24	327.00	160.00	302.00	629.00

Elaborado por: Ricardo Montachana

Cálculo de Cargas Equivalentes sobre Vigas

Tenemos una planta libre del proyecto en estudio, en la que podemos fácilmente observar el mosaico de cargas para vigas que vamos a predimensionar.

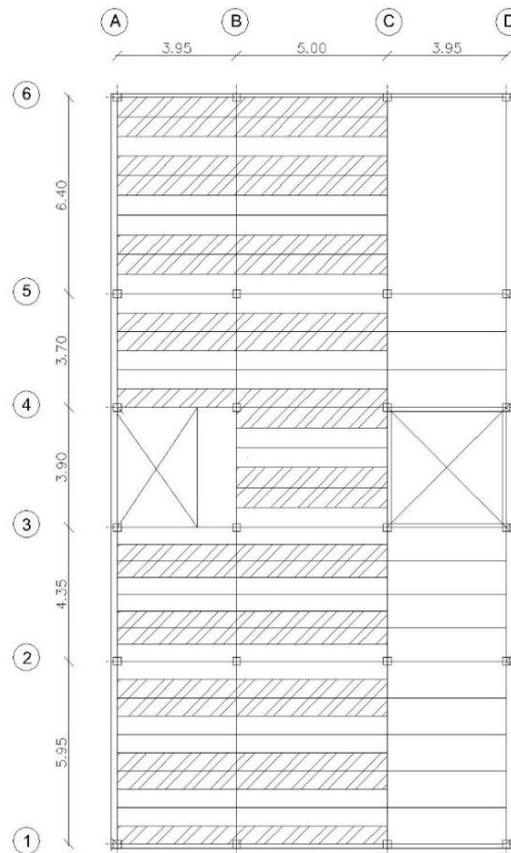


Gráfico 19.- Mosaico de Cuantificación de Cargas sobre las Vigas.

Fuente: Ricardo Montachana

Viga del Eje 3 Nivel +11.88 (Tapagrada)

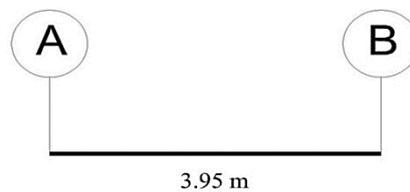


Gráfico 20.- Viga Eje 3 Nivel +11.88m Tapagradas

Fuente: Ricardo Montachana

Área Tributaria

$$A_{tri} = A_c \times \text{Longitud viga} = 4.50 \text{ m}^2$$

$$A_{tri} = 0.65 \times 3.95 = 2.57 \text{ m}^2$$

$$D = \frac{A_{trib} \times W}{l} = \frac{2.57 \times 327}{3.95} = 213 \text{ Kg/m}$$

$$L = \frac{A_{trib} \times W}{l} = \frac{2.57 \times 160}{3.95} = 104.10 \text{ Kg/m}$$

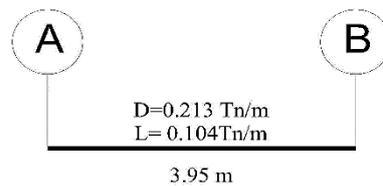


Gráfico 21.- Cargas Equivalentes en viga 2 Nivel +11.88m

Fuente: Ricardo Montachana

Viga del Eje 2 Nivel +9.00

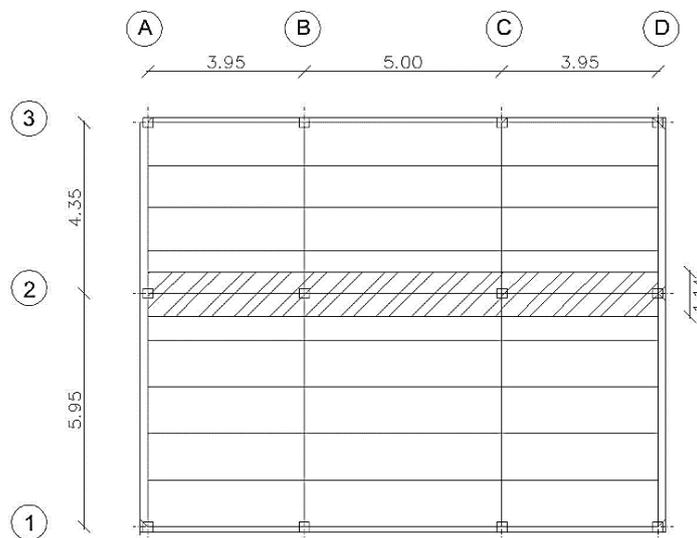


Gráfico 22.- Mosaico de cargas Viga Eje 2 Nivel +9.0 m

Fuente: Ricardo Montachana

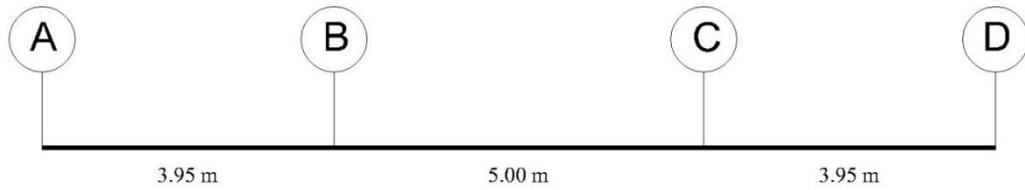


Gráfico 23.- Cargas Equivalentes en viga 2 Nivel +9.0 m

Fuente: Ricardo Montachana

Tramo A-B

Área Tributaria

$$A_{tri} = A_c \times \text{Longitud viga} = 4.50 \text{ m}^2$$

$$A_{tri} = 1.14 \times 3.95 = 4.50 \text{ m}^2$$

$$D = \frac{A_{tri} \times W}{l} = \frac{4.50 \times 425}{3.95} = 484.42 \text{ Kg/m}$$

$$L = \frac{A_{trib} \times W}{l} = \frac{4.50 \times 160}{3.95} = 182.27 \text{ Kg/m}$$

TRAMO B-C

$$D = \frac{A_{tri} \times W}{l} = \frac{5.70 \times 425}{5} = 484.50 \text{ Kg/m}$$

$$L = \frac{A_{trib} \times W}{l} = \frac{5.70 \times 160}{5} = 182.24 \text{ Kg/m}$$

TRAMO C-D

$$D = \frac{A_{tri} \times W}{l} = \frac{4.50 \times 425}{3.95} = 484.42 \text{ Kg/m}$$

$$L = \frac{A_{trib} \times W}{l} = \frac{4.50 \times 160}{3.95} = 182.27 \text{ Kg/m}$$

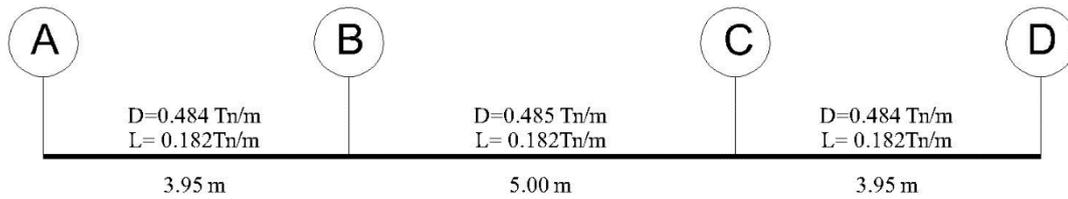


Gráfico 24.- Cargas Equivalentes en Viga Eje 2 Nivel +9.0 m

Fuente: Ricardo Montachana

Viga del Eje 2 Niveles +6.12; +3.24

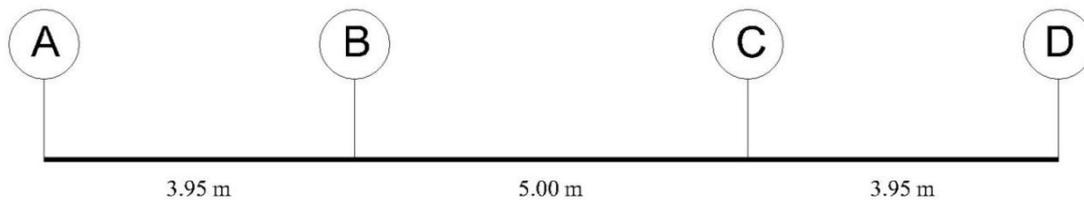


Gráfico 25.- Viga Eje 2 Nivel + 3.24; +6.12m

Fuente: Ricardo Montachana

Tramo A-B

$$D = \frac{Atri \times W}{l} = \frac{4.50 \times 629}{3.95} = 716.58 \text{ Kg/m}$$

$$L = \frac{Atrib \times W}{l} = \frac{4.50 \times 160}{3.95} = 182.27 \text{ Kg/m}$$

Tramo B-C

$$D = \frac{Atri \times W}{l} = \frac{5.70 \times 629}{5} = 717.06 \text{ Kg/m}$$

$$L = \frac{Atrib \times W}{l} = \frac{5.70 \times 160}{5} = 182.24 \text{ Kg/m}$$

TRAMO C-D

$$D = \frac{Atri \times W}{l} = \frac{4.50 \times 629}{3.95} = 716.58 \text{ Kg/m}$$

$$L = \frac{Atrib \times W}{l} = \frac{4.50 \times 160}{3.95} = 182.27 \text{ Kg/m}$$

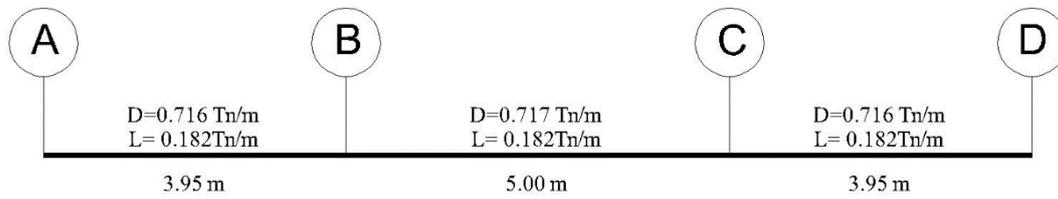


Gráfico 26.- Cargas Equivalentes en Viga Eje 2 Nivel + 3.24; +6.12m

Fuente: Ricardo Montachana

FUERZAS Y CARGAS DISTRIBUIDAS PÓRTICO 2

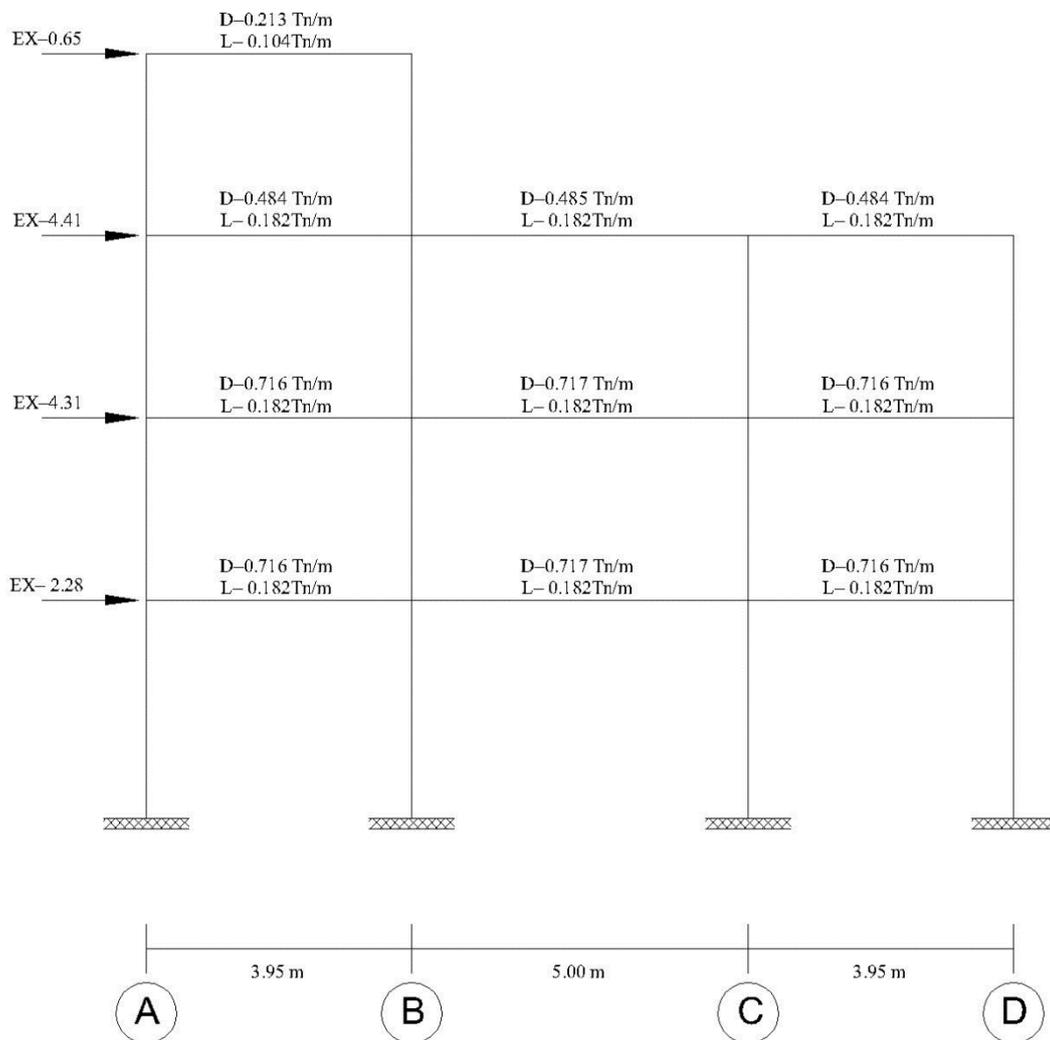


Gráfico 27.- Resumen de Cargas En Pórtico 2 eje X-X

Fuente: Ricardo Montachana

Viga del Eje B Nivel +11.88 (Tapagrada)

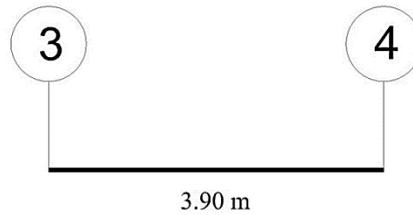


Gráfico 28.- Viga Eje C Nivel +11.88m Tapagradas

Fuente: Ricardo Montachana

Para el cálculo de la viga principal del eje B, las cargas se transmitirán a través de las vigas secundarias, para lo cual calculamos la carga para las vigas secundarias de acuerdo al ancho cooperante, luego transmitimos la carga de cada una de las vigas secundarias a la principal en cargas puntuales, para luego poder transformar la carga distribuida, como se indica a continuación.

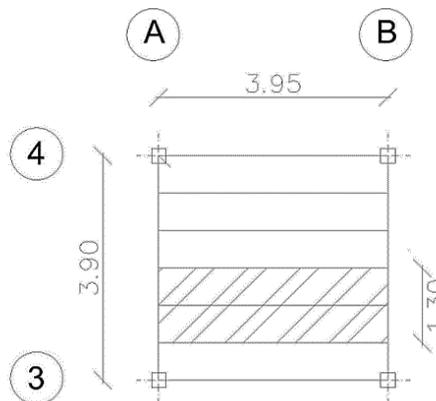


Gráfico 29.- Mosaico de Cargas Nivel +11.88m Tapagradas

Fuente: Ricardo Montachana

Carga en Viguetas (Carga Muerta)

$$Dv = \frac{Atri \times W}{l} = \frac{5.14 \times 327}{3.95} = 425.10 \text{ Kg/m}$$

$$D = \frac{Dv \times l}{2} = \frac{425.10 \times 3.95}{2} = 840 \text{ Kg (Carga puntual)}$$

$$D = \frac{840}{1.30} = 646 \text{ Kg/m}$$

Carga en Viguetas (Carga Viva)

$$Lv = \frac{Atri \times W}{l} = \frac{5.14 \times 160}{3.95} = 208 \text{ Kg/m}$$

$$L = \frac{Lv \times l}{2} = \frac{208 \times 3.95}{2} = 411 \text{ Kg}$$

$$D = \frac{441}{1.30} = 316 \text{ Kg/m}$$

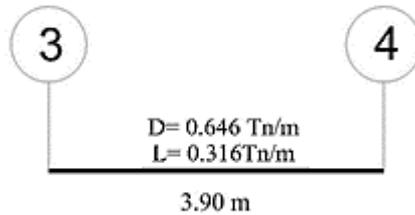


Gráfico 30.- Cargas Equivalentes en Viga C Nivel +11.88m

Fuente: Ricardo Montachana

Viga del Eje C Nivel +9.00

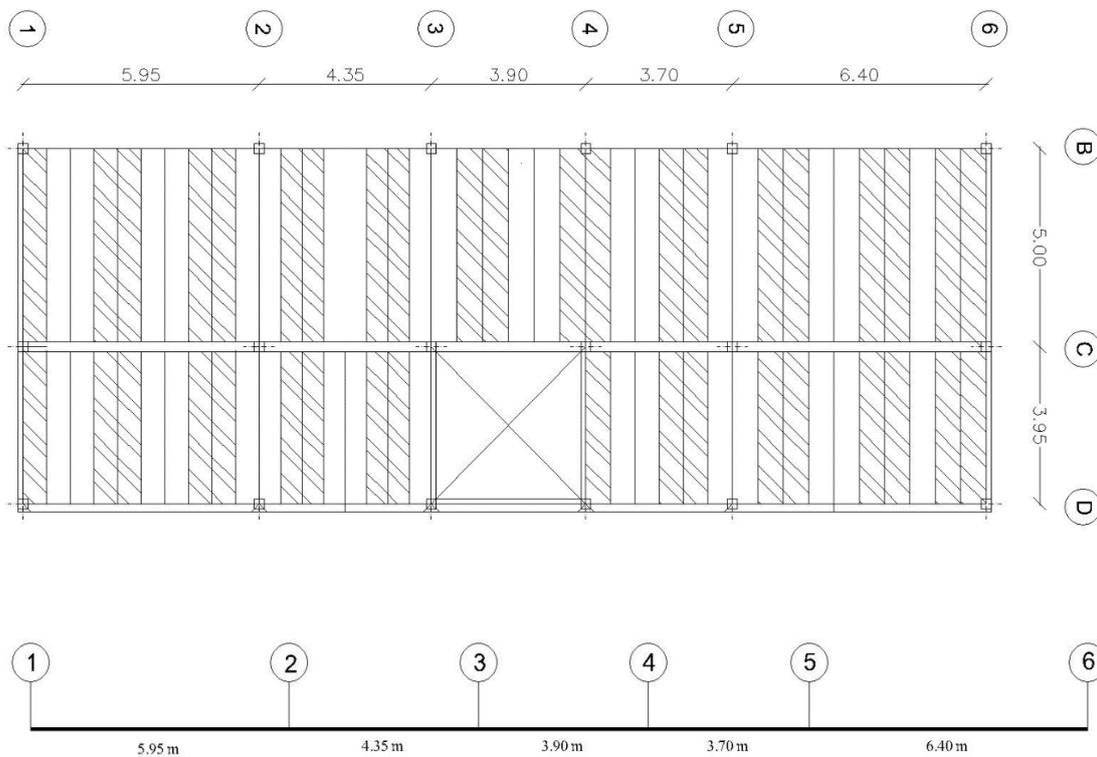


Gráfico 31.- Mosaico de Cargas Viga Eje C Nivel +9.0 m

Fuente: Ricardo Montachana

TRAMO 1-2

Carga en Viguetas (Carga Muerta)

$$Dv_1 = \frac{Atri \times W}{l} = \frac{5.95 \times 425}{5} = 506.0 \text{ Kg/m}$$

$$Dv_2 = \frac{Atri \times W}{l} = \frac{4.70 \times 425}{3.95} = 505.80 \text{ Kg/m}$$

$$D = \frac{Dv_1 \times l}{2} + \frac{Dv_2 \times l}{2} = 2264 \text{ Kg}$$

$$D = \frac{2264}{1.19} = 1902 \text{ Kg/m}$$

Carga en Viguetas (Carga Viva)

$$Lv_1 = \frac{Atri \times W}{l} = \frac{5.95 \times 160}{5} = 190.40 \text{ Kg/m}$$

$$Lv_2 = \frac{Atri \times W}{l} = \frac{4.70 \times 160}{3.95} = 190.37 \text{ Kg/m}$$

$$L = \frac{Dv_1 \times l}{2} + \frac{Dv_2 \times l}{2} = 851 \text{ Kg}$$

$$L = \frac{851}{1.19} = 715 \text{ Kg/m}$$

TRAMO 2-3

Carga en Viguetas (Carga Muerta)

$$D = \frac{Atri_1 \times W}{2} + \frac{Atri_2 \times W}{2} = \frac{5.45 \times 425}{2} + \frac{4.31 \times 425}{2} = 2068 \text{ Kg}$$

$$D = \frac{2068.59}{1.09} = 1898 \text{ Kg/m}$$

Carga en Viguetas (Carga Viva)

$$L = \frac{Atri_1 \times W}{2} + \frac{Atri_2 \times W}{2} = \frac{5.45 \times 160}{2} + \frac{4.31 \times 160}{2} = 779 \text{ Kg}$$

$$L = \frac{779}{1.09} = 715 \text{ Kg/m}$$

TRAMO 3-4

$$D = \frac{Atri_1 \times W}{2} + \frac{Atri_2 \times W}{2} = \frac{6.50 \times 425}{2} + \frac{5.14 \times 425}{2} = 2472 \text{ Kg}$$

$$D = \frac{2472}{1.30} = 1901.53 \text{ Kg/m}$$

Carga en Viguetas (Carga Viva)

$$L = \frac{Atri_1 \times W}{2} + \frac{Atri_2 \times W}{2} = \frac{6.50 \times 160}{2} + \frac{5.14 \times 160}{2} = 931 \text{ Kg}$$

$$L = \frac{913}{1.30} = 716 \text{ Kg/m}$$

TRAMO 4-5

$$D = \frac{Atri_1 \times W}{2} + \frac{Atri_2 \times W}{2} = \frac{6.15 \times 425}{2} + \frac{4.86 \times 425}{2} = 2346 \text{ Kg}$$

$$D = \frac{2346}{1.23} = 1907.32 \text{ Kg/m}$$

Carga en Viguetas (Carga Viva)

$$L = \frac{Atri_1 \times W}{2} + \frac{Atri_2 \times W}{2} = \frac{6.15 \times 160}{2} + \frac{4.86 \times 160}{2} = 882 \text{ Kg}$$

$$L = \frac{913}{1.30} = 717 \text{ Kg/m}$$

TRAMO 5-6

$$D = \frac{Atri_1 \times W}{2} + \frac{Atri_2 \times W}{2} = \frac{6.40 \times 425}{2} + \frac{5.06 \times 425}{2} = 2434 \text{ Kg}$$

$$D = \frac{2434}{1.28} = 1901.56 \text{ Kg/m}$$

Carga en Viguetas (Carga Viva)

$$L = \frac{Atri_1 \times W}{2} + \frac{Atri_2 \times W}{2} = \frac{6.40 \times 160}{2} + \frac{5.06 \times 160}{2} = 916 \text{ Kg}$$

$$L = \frac{916}{1.28} = 716 \text{ Kg/m}$$

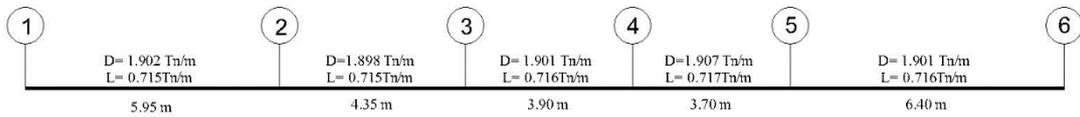


Gráfico 32.- Cargas Equivalentes en Viga Eje C Nivel +9.0 m

Fuente: Ricardo Montachana

Viga del Eje C Niveles +6.12; +3.24

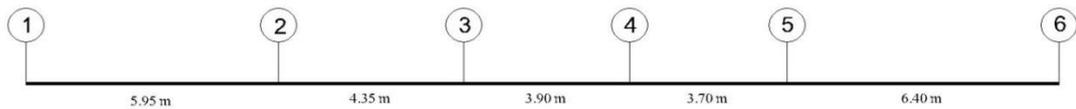


Gráfico 33.- Viga Eje C Nivel + 3.24; +6.12m

Fuente: Ricardo Montachana

TRAMO 1-2

Carga en Viguetas (Carga Muerta)

$$Dv_1 = \frac{Atri \times W}{l} = \frac{5.95 \times 629}{5} = 748.51 \text{ Kg/m}$$

$$Dv_2 = \frac{Atri \times W}{l} = \frac{4.70 \times 629}{3.95} = 748.43 \text{ Kg/m}$$

$$D = \frac{Dv_1 \times l}{2} + \frac{Dv_2 \times l}{2} = 3349.43 \text{ Kg}$$

$$D = \frac{3349.43}{1.19} = 2814.64 \text{ Kg/m}$$

Carga en Viguetas (Carga Viva)

$$Lv_1 = \frac{Atri \times W}{l} = \frac{5.95 \times 160}{5} = 190.40 \text{ Kg/m}$$

$$Lv_2 = \frac{Atri \times W}{l} = \frac{4.70 \times 160}{3.95} = 190.37 \text{ Kg/m}$$

$$L = \frac{Dv_1 \times l}{2} + \frac{Dv_2 \times l}{2} = 851 \text{ Kg}$$

$$L = \frac{851}{1.19} = 715 \text{ Kg/m}$$

TRAMO 2-3

Carga en Viguetas (Carga Muerta)

$$D = \frac{Atri_1 \times W}{2} + \frac{Atri_2 \times W}{2} = \frac{2068}{1.09} = 2808 \text{ Kg/m}$$

$$L = \frac{Atri_1 \times W}{2} + \frac{Atri_2 \times W}{2} = \frac{779}{1.09} = 715 \text{ Kg/m}$$

TRAMO 3-4

$$D = \frac{Atri_1 \times W}{2} + \frac{Atri_2 \times W}{2} = \frac{3659}{1.30} = 2815 \text{ Kg/m}$$

$$L = \frac{Atri_1 \times W}{2} + \frac{Atri_2 \times W}{2} = L = \frac{913}{1.30} = 716 \text{ Kg/m}$$

TRAMO 4-5

$$D = \frac{Atri_1 \times W}{2} + \frac{Atri_2 \times W}{2} = \frac{3472}{1.23} = 2822 \text{ Kg/m}$$

$$L = \frac{Atri_1 \times W}{2} + \frac{Atri_2 \times W}{2} = L = \frac{913}{1.30} = 717 \text{ Kg/m}$$

TRAMO 5-6

$$D = \frac{Atri_1 \times W}{2} + \frac{Atri_2 \times W}{2} = D = \frac{3603}{1.28} = 2815 \text{ Kg/m}$$

Carga en Viguetas (Carga Viva)

$$L = \frac{Atri_1 \times W}{2} + \frac{Atri_2 \times W}{2} = L = \frac{916}{1.28} = 716 \text{ Kg/m}$$

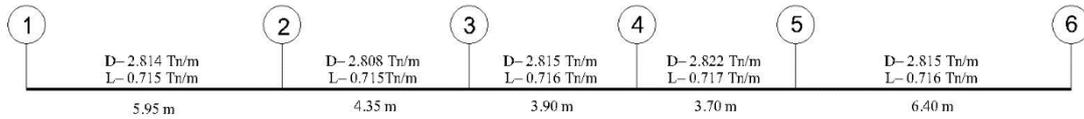


Gráfico 34.- Cargas Equivalentes en Viga Eje C Nivel + 3.24; +6.12m

Fuente: Ricardo Montachana

Procedemos a colocar las fuerzas y cargas calculadas en cada uno de los miembros del pórtico C.

FUERZAS Y CARGAS DISTRIBUIDAS PÓRTICO C

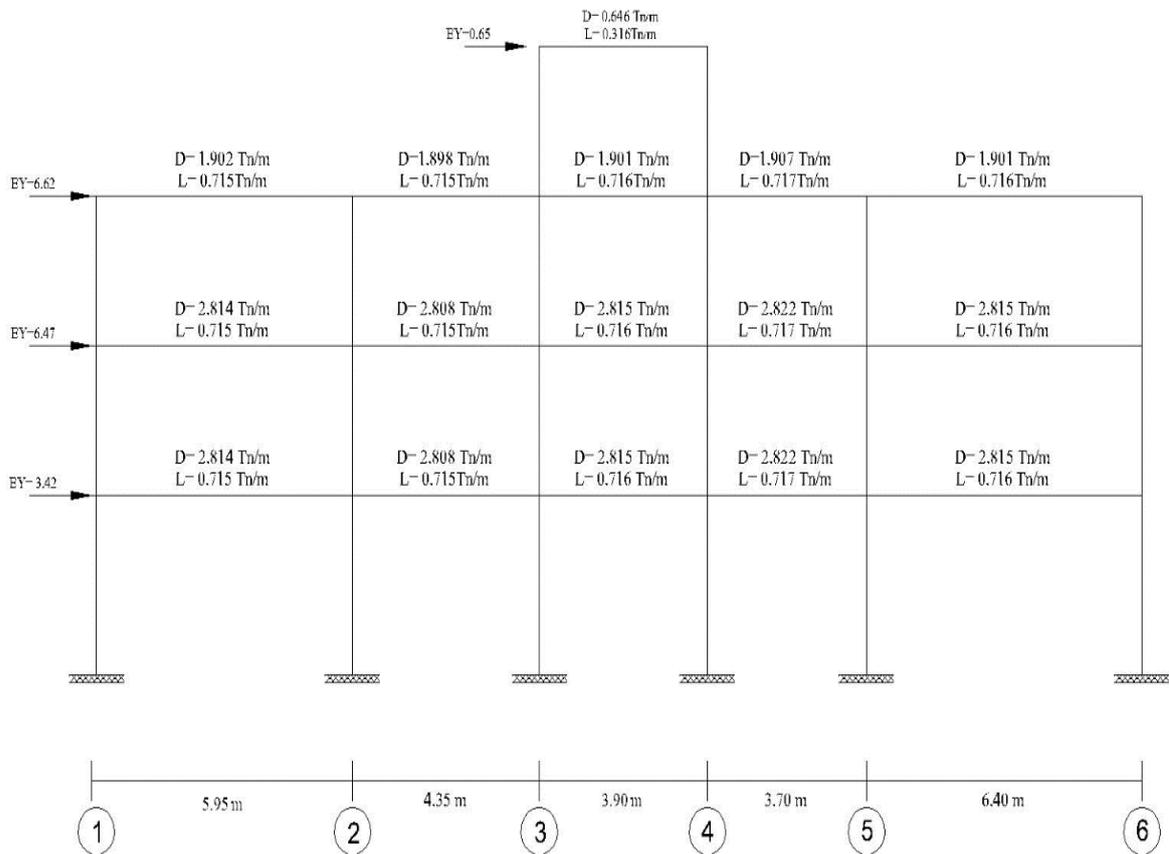


Gráfico 35.- Resumen de Fuerzas y Cargas En Pórtico 2 eje Y-Y

Fuente: Ricardo Montachana

Una vez obtenido las cargas para el pórtico 2 y C, procedemos a enumerar cada uno de los elementos estructurales de los pórticos para poder obtener los resultados del programa SAP2000.

NÚMERO DE MIEMBROS PÓRTICO 2

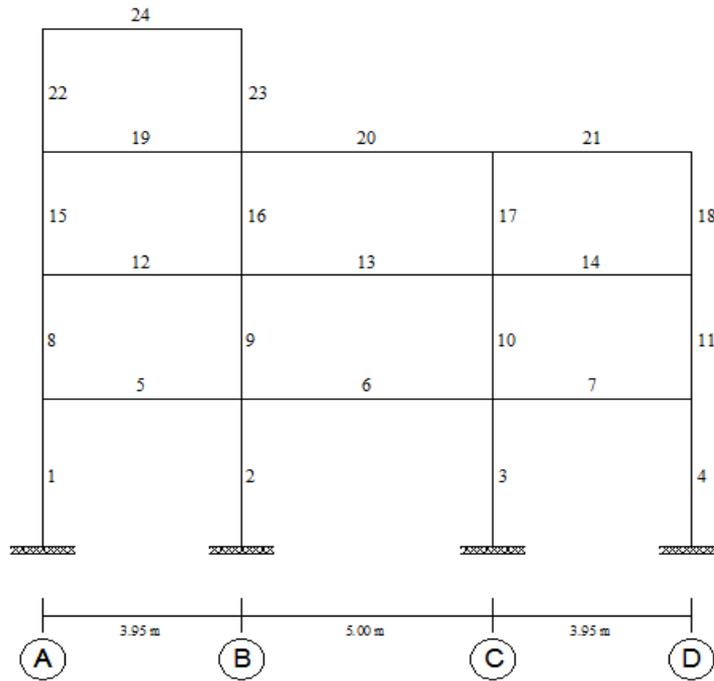


Gráfico 36.- Numeración de Elementos Estructurales para el Pórtico 2.

Fuente: Ricardo Montachana

NÚMERO DE MIEMBROS PÓRTICO C

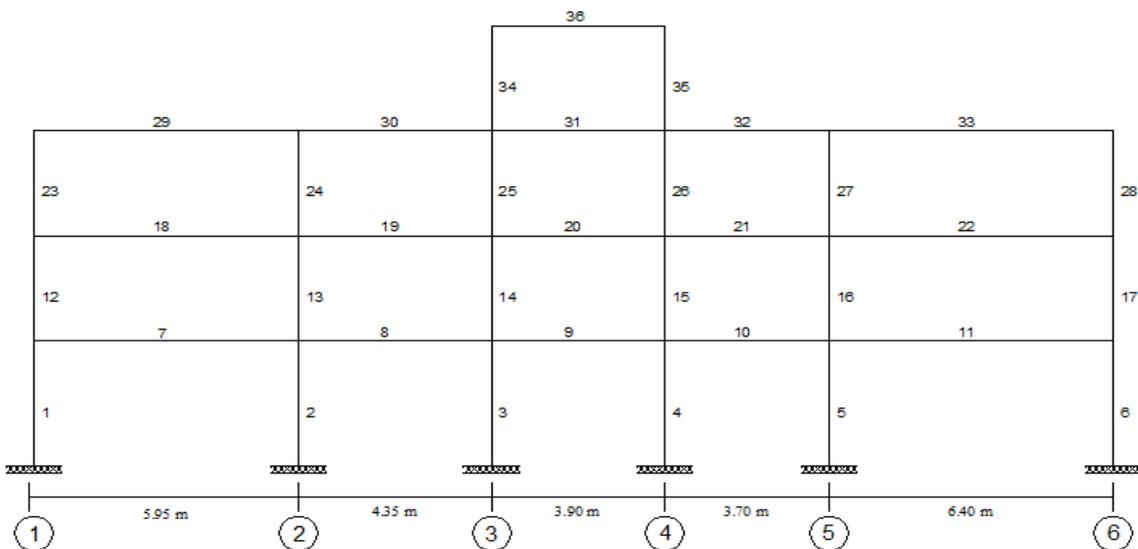


Gráfico 37.- Numeración de Elementos Estructurales para el Pórtico C

Fuente: Ricardo Montachana

Analizamos el Pórtico 2 y el Pórtico C en SAP2000, con las Fuerzas sísmicas y cargas calculadas anteriormente y obtenemos las solicitaciones de momentos, cargas axiales, corte y torsión del pórtico entregadas por análisis en el SAP 2000 (Anexo 3), procedemos a realizar el respectivo prediseño de vigas y columnas, para lo cual escogemos del Anexo 3, los valores para los miembros 5, 6 y 7 del pórtico 2, y tenemos el resumen en el gráfico siguiente.

Solicitaciones Viga Eje 2 Nivel +3.24m Para modelo 3Pisos CEC-02

A			B			C			D		
D= -536.05	D= -1274.22	D= -1487.93	D= -1494.25	D= -1277.52	D= -533.24	D= 558.52	D= 854.13	D= 558.28	D= 558.52	D= 854.13	D= 558.28
L= -130.99	L= -307.71	L= -360.31	L= -362.37	L= -308.74	L= -130.04	L= 135.61	L= 207.41	L= 135.57	L= 135.61	L= 207.41	L= 135.57
EX= 6278.98	EX= -5152.36	EX= 3497.26	EX= -3492.2	EX= 5129.19	EX= -6237.12	EX= 563.31	EX= 2.54	EX= -553.97	EX= 563.31	EX= 2.54	EX= -553.97

Gráfico 38.- Resumen de Solicitaciones para Viga Eje 2 Nivel +3.24

Fuente: Ricardo Montachana

TRAMO AB MIEMBRO 5

$$D = -536.05 \text{ Kg-m}$$

$$L = -130.99 \text{ Kg-m}$$

$$Ex = 6278.98 \text{ Kg-m}$$

Con los datos obtenidos de carga viva, carga muerta y carga sísmica de la viga Eje 2, calculados las siguientes combinaciones de carga.

1ra Combinación 1.4 D

$$1.4D = 1.4(-536.05) = -7750.47 \text{ Kg} - m$$

2da Combinación 1.2 D + 1.6 L + 0.5 (Lr o S o R)

$$1.4D + 1.6L = 1.4(-536.05) + 1.6(-130.99) = -852.84 \text{ Kg} - m$$

3ra Combinación 1.2 D + 1.6 (Lr o S o R) + (0.5L o 0.5W)

$$1.2D + 0.5L = 1.2(-536.05) + 0.5(-130.99) = -708.76 \text{ Kg} - m$$

4ta Combinación 1.2 D + 1.0W+0.5L+0.5 (Lr o S o R)

$$1.2 D + 0.5 L = 1.2(-536.05) + 0.5(-130.99) = -708.76 \text{ Kg} - m$$

5to Combinación 1.2 D + 1.0E+0.5L+0.2S

$$1.2 D + 1.0E + 0.5L =$$

$$1.2(-536.05) + 1.0(6278.98) + 0.5(-130.99) = 5570.23 \text{ Kg} - m$$

6ta Combinación 0.9D + 1.0 W

$$0.9D = 0.9(-536.05) = -482.45 \text{ Kg} - m$$

7ma Combinación 0.9D + 1.0E

$$0.9D + 1.0E = 0.9(-536.05) + 1.0(6278.98) = 5796.54 \text{ Kg} - m$$

TRAMO AB MIEMBRO 5

$$D = 558.52 \text{ Kg-m}$$

$$L = 235.61 \text{ Kg-m}$$

$$E_x = 563.31 \text{ Kg-m}$$

1ra Combinación 1.4 D

$$1.4D = 1.4(558.52) = 781.93 \text{ Kg} - m$$

2da Combinación 1.2 D + 1.6 L+0.5 (Lr o S o R)

$$1.4D + 1.6 L = 1.4(558.52) + 1.6 (235.61) = 887.20 \text{ Kg} - m$$

3ra Combinación 1.2 D + 1.6 (Lr o S o R)+ (0.5L o 0.5W)

$$1.2 D + 0.5 L = 1.2(558.52) + 0.5(235.61) = 738.03 \text{ Kg} - m$$

4ta Combinación 1.2 D + 1.0W+0.5L+0.5 (Lr o S o R)

$$1.2 D + 0.5 L = 1.2(558.52) + 0.5(235.61) = 738.03 \text{ Kg} - m$$

5to Combinación 1.2 D + 1.0E+0.5L+0.2S

$$1.2 D + 1.0E + 0.5L = 1.2(558.52) + 1.0(563.31) + 0.5(235.61) = 1301.34 \text{ Kg} - m$$

6ta Combinación 0.9D + 1.0 W

$$0.9D = 0.9(558.52) = 502.67 \text{ Kg} - m$$

7ma Combinación 0.9D + 1.0E

$$0.9D + 1.0E = 0.9(558.52) + 1.0(563.31) = 1065.98 \text{ Kg} - m$$

TRAMO AB MIEMBRO 5

$$D = -1274.22 \text{ Kg-m}$$

$$L = -307.71 \text{ Kg-m}$$

$$E_x = -5152.24 \text{ Kg-m}$$

1ra Combinación 1.4 D

$$1.4D = 1.4(-1274.22) = -1783 \text{ Kg} - m$$

2da Combinación 1.2 D + 1.6 L+0.5 (Lr o S o R)

$$1.4D + 1.6 L = 1.4(-1274.22) + 1.6(-307.71) = -2021 \text{ Kg} - m$$

3ra Combinación 1.2 D + 1.6 (Lr o S o R)+ (0.5L o 0.5W)

$$1.2 D + 0.5 L = 1.2(-1274.22) + 0.5(-307.71) = -1683 \text{ Kg} - m$$

4ta Combinación 1.2 D + 1.0W+0.5L+0.5 (Lr o S o R)

$$1.2 D + 0.5(L) = 1.2(-1274.22) + 0.5(-307.71) = -1683 \text{ Kg} - m$$

5to Combinación 1.2 D + 1.0E+0.5L+0.2S

$$1.2 D + 1.0E + 0.5L =$$

$$1.2(-1274.22) + 1.0(5152.40) + 0.5(-307.71) = -6835 \text{ Kg} - m$$

6ta Combinación 0.9D + 1.0 W

$$0.9D = 0.9(-1274.22) = -1147 \text{ Kg} - m$$

7ma Combinación 0.9D + 1.0E

$$0.9D + 1.0E = 0.9(-1274.22) + 1.0(5152.40) = 6299 \text{ Kg} - m$$

Una vez que hemos realiza las combinaciones para todos los miembros del pórtico tenemos a continuación el resumen de momentos.

MOMENTOS ÚLTIMOS DE PREDIMENSIONAMIENTO PÓRTICO 2 (KG-M)

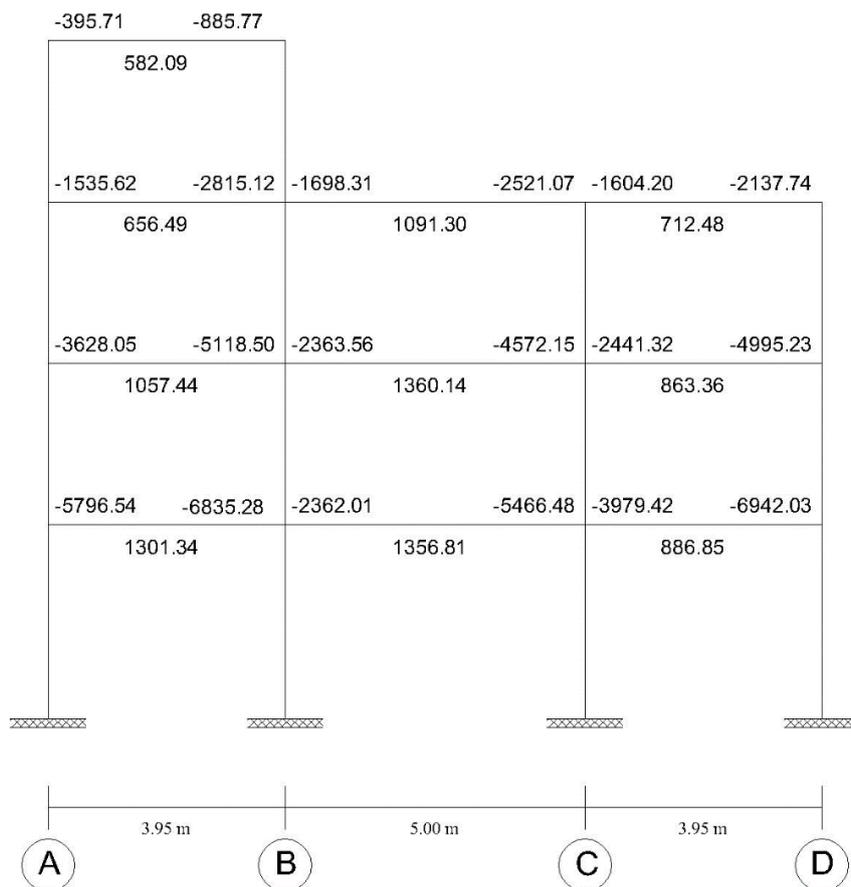


Gráfico 39.- Resumen de Momentos para el Prediseño en Pórtico 2.

Fuente: Ricardo Montachana

6.7.2.7.2 Predimensionamiento de la Sección De Viga Del Eje 2 Nivel +3.24m

Para el prediseño de vigas ocuparemos las normas del AISC 360-10 Capitulo F Diseño de Miembros en Flexión.

Datos:

$M_n = M_p = \text{Momento} = -5796.64 \text{ kg} \cdot \text{m}$

$V_u = \text{Cortante máximo} = 5099 \text{ Kg}$

Acero A36 = 2530 Kg/cm^2

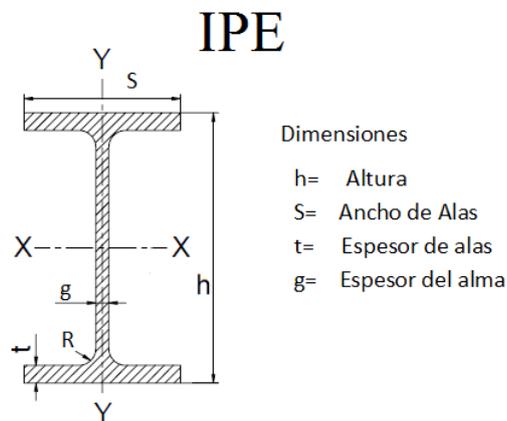


Gráfico 40.- Dimensiones Perfil de Acero IPE

Fuente: Ricardo Montachana

$$M_n = M_p = F_y Z_x$$

Modulo plástico de la sección (Z)

$$Z_{requerida} = \frac{M_p}{F_y}$$

$$Z_{requerido} = \frac{5797 \text{ Kg} \cdot \text{m} \cdot 100}{2530 \text{ Kg/cm}^2} = 229 \text{ cm}^3$$

Con el valor de $Z_{requerido}$ escogemos un valor aproximado de la Tabla 27. Perfiles Laminados IPE, con el cual verificamos si el perfil escogido es el adecuado y cumple con todos los requerimientos para el diseño.

$Z_{requerido} = 229 \text{ cm}^3$ con este valor entramos a la Tabla 27. Perfiles Laminados IPE, los perfiles que pueden cumplir estas solicitaciones son:

$Z_x = 286 \text{ cm}^3$ IPE 220

$Z_x = 366 \text{ cm}^3$ IPE 240

$Z_x = 484 \text{ cm}^3$ IPE 270

Tabla 27.- Perfiles Laminados IPE. (DIPAC)

Denominación	Dimensiones					Sección	Peso	Tipos					
	h	s	g	t	R			I _x	I _y	W _x	W _y	Z _x	Z _y
	mm	mm	mm	mm	mm			cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm ³	cm ³
IPE 80	80	46	3,80	5,20	5	7,64	6,00	80	8,49	20,00	3,69	23	6
IPE 100	100	55	4,10	5,70	5	10,30	8,10	171	15,90	34,20	5,79	39	9
IPE 120	120	64	4,40	6,30	5	13,20	10,40	318	27,70	53,00	8,65	61	13
IPE 140	140	73	4,70	6,90	7	16,40	12,90	541	44,90	77,30	12,30	88	19
IPE 160	160	82	5,00	7,40	7	20,10	15,80	869	68,30	109,00	16,70	124	26
IPE 180	180	91	5,30	8,00	7	23,90	18,80	1320	101,00	140,00	22,20	166	34
IPE 200	200	100	5,60	8,50	9	28,50	22,40	1940	142,00	194,00	28,50	220	44
IPE 220	220	110	5,90	9,20	9	33,40	26,20	2770	205,00	252,00	37,30	286	57
IPE 240	240	120	6,20	9,80	12	39,10	30,70	3890	284,00	324,00	47,30	366	73
IPE 270	270	135	6,60	10,20	12	45,90	36,10	5790	420,00	429,00	62,20	484	96
IPE 300	300	150	7,10	10,70	15	53,50	42,20	8360	604,00	557,00	80,50	628	124
IPE 330	330	160	7,50	11,50	15	62,60	49,10	11770	788,00	713,00	98,50	804	152
IPE 360	360	170	8,00	12,70	118	72,70	57,10	16270	1040,00	904,00	123,00	1020	189
IPE 400	400	180	8,60	13,50	118	84,50	63,30	23130	1320,00	1160,00	146,00	1308	226
IPE 450	450	190	9,40	14,60	21	98,80	77,70	33740	1680,00	1500,00	176,00	1702	273
IPE 500	500	200	10,20	16,00	21	116,00	90,70	48200	2140,00	1930,00	214,00	2200	332
IPE 550	550	210	11,10	17,20	24	134,00	106,00	67120	2670,00	2440,00	254,00	2780	395

Fuente: Catálogo DIPAC

Comprobaremos con $Z_x = 286 \text{ cm}^3$ IPE 220, debido a que el módulo de plasticidad es muy semejante al requerido.

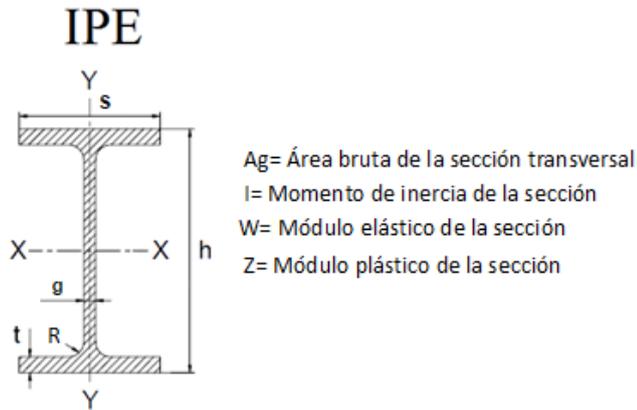


Gráfico 41.-. Dimensiones Perfil de Acero IPE

Fuente: Ricardo Montachana

De la Tabla 27, obtenemos las propiedades geométricas y mecánicas Perfil IPE 220.

IPE 220

- d= 220 mm
- bf= 110 mm
- tf= 9.2 mm
- tw= 5.9 mm
- Ag= 33.4 cm²
- I_x= 2770 cm⁴
- I_y= 205 cm⁴
- S_x= 252 cm³
- S_y= 37.3 cm³
- Z_x= 286 cm³
- Z_y= 57 cm³

Comprobación de la sección seleccionada IPE para Fluencia

Calculamos el Momento de flexión plástico M_p , para la sección seleccionada

$$M_p = Z_x F_y \leq 1.65 S_{xc} F_y$$

$$M_p = 286 \text{ cm}^3 * 2530 \text{ Kg/cm}^2 \leq 1.65 * (252 \text{ cm}^3) * 2530 \text{ Kg/cm}^2$$

$$723580 \text{ Kg} - \text{cm} \leq 1051974 \text{ Kg} - \text{cm} \quad \text{OK}$$

$$M_{p(\text{calculado})} = Z_x F_y$$

$$M_{p(\text{calculado})} = 7236 \text{ Kg} - m$$

$$M_{p(\text{calculado})} \geq M_p$$

7236 \geq 5797 OK El perfil IPE seleccionado pasa por Flexión

Resistencia de Corte

Calculamos la relación h/t_w con las secciones del perfil escogido.

$$h = 220 - (2 \times 9.2) = 201.6 \text{ mm}$$

$$\text{Área del alma. } h/t_w \leq 2.24 \sqrt{E/F_y}$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{201.6 \text{ mm}}{5.90 \text{ mm}} = 34.17 \text{ mm} \leq 2.24 \sqrt{\frac{2100000 \text{ Kg/cm}^2}{2530 \text{ Kg/cm}^2}}$$

$$34.17 \text{ mm} \leq 64.54 \quad OK$$

$$A_w = h * t_w$$

$$A_w = 201.6 \text{ mm} * 5.90 \text{ mm} = 1189 \text{ mm}^2$$

Calculamos la Resistencia de Corte.

$$C_v = \text{Coeficiente de corte del alma (1.0)}$$

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v$$

$$V_n = 0.6 (2530 \text{ Kg/cm}^2) * 11.89 \text{ cm}^2 * 1.00$$

$$V_n = 18056 \text{ Kg}$$

Chequeamos el cortante

$$V_n \geq \phi V_n$$

18056 kg \geq 5099 Kg OK El perfil IPE 220 pasa por Corte

Al comprobar por Flexión y Corte la sección del perfil, se adopta el perfil IPE 220 para las vigas del Eje 2.

6.7.2.7 PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS

De acuerdo a las especificaciones del AISC 360-10 Capítulo B Requerimientos de Diseño tenemos:

Diseño de Miembros en Compresión.

Para el diseño de miembros a compresión tomaremos el Capítulo E Diseño de Miembros en Compresión del ASISC 360-10.

La resistencia de compresión nominal P_n , es el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límites que aplican pandeo por flexión, pandeo torsional y pandeo flexotorcional.

La resistencia de compresión nominal, P_n , debe ser determinada basada en el estado límite de pandeo por flexión.

$$P_n = F_{cr} A_g \quad [\text{Eq. E3-1}] \text{ AISC 360-10}$$

Longitud Efectiva k

El factor de longitud efectiva K , Para calcular la esbeltez de columnas KL/r , se recomienda que no sea mayor que 200. AISC360-10 Capítulo E E2.Longitud efectiva.

$$\frac{K*L}{r} \leq 200 \quad [\text{E2}] \text{ AISC 360-10}$$

K = factor de longitud efectiva

L = Longitud no arriostrada lateralmente del miembro.

r = Radio de giro.

TABLE C-A-7.1 Approximate Values of Effective Length Factor, K						
Buckled shape of column is shown by dashed line	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Theoretical K value	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Recommended design value when ideal conditions are approximated	0.65	0.80	1.2	1.0	2.1	2.0
End condition code						

Gráfico 42.- Valores Aproximados del Factor de Largo Efectivo K

Fuente: AISC 360, (2010)

La tensión de pandeo por flexión, se determina de la siguiente manera:

$$\text{Cuando } \frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$F_{cr} = \left[0.658 \left(\frac{F_y}{F_e} \right) \right] F_y \quad [\text{E3-2}] \text{ AISC 360-10}$$

$$\text{Cuando } \frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$F_{cr} = 0,877 F_e \quad [\text{Eq. E3-3}] \text{ AISC 360-10}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r} \right)^2} \quad [\text{Eq. E3-4}] \text{ AISC 360-10}$$

F_{cr} = Tensión Crítica de pandeo elástico

F_e = Tensión de pandeo elástico

En la Gráfico siguiente, se muestra la fuerza de compresión para Pandeo por Flexión de miembros sin elementos esbeltos.

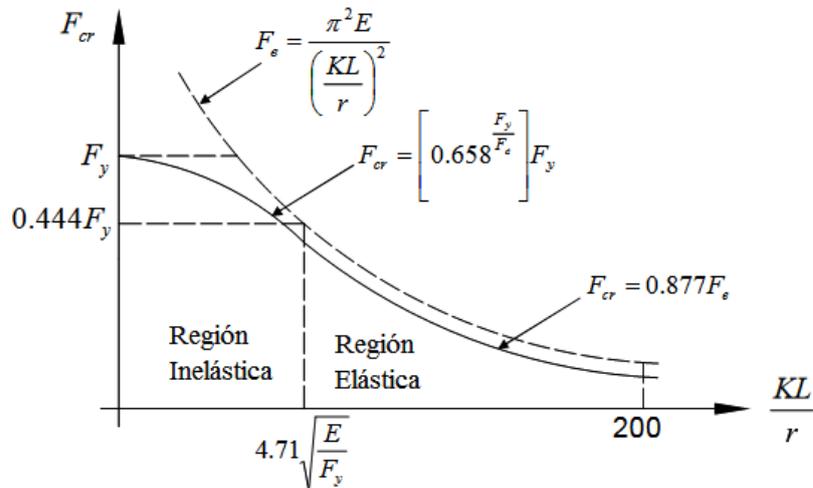


Gráfico 43.- Fuerza de Compresión para Pandeo por Flexión de miembros sin elementos Esbeltos.

Fuente: AISC 360, (2010)

Cuando $\frac{P_r}{P_c} \geq 0.2$

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0 \quad [\text{Eq. H1-1a}] \text{ AISC 360-10}$$

Cuando $\frac{P_r}{P_c} < 0.2$

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0 \quad [\text{Eq. H1-1b}] \text{ AISC 360-10}$$

P_r = resistencia de compresión axial requerida, usando combinaciones de carga

P_c = resistencia de compresión axial disponible de diseño

M_r = resistencia de flexión requerida, usando combinaciones de carga

M_c = resistencia de flexión disponible

x = subíndice de flexión en torno al eje fuerte

y = subíndice de flexión en torno al eje débil

Φ_c = factor de resistencia en compresión 0.9

Φ_b = factor de resistencia en flexión 0.9

$$M_{cy} = F_y Z_x \quad [\text{Eq. F2-1}] \text{ AISC 360-10}$$

$$P_c = F_{cr} A_g \quad [\text{Eq. E7-1}] \text{ AISC 360-10}$$

Pandeo lateral torsional

Cuando $L_b < L_p$, el estado Limite de pandeo lateral- torsional no aplica

Cuando $L_p < L_b < L_r$

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \quad [\text{Eq. F2-2}] \text{ AISC 360-10}$$

Cuando $L_b < L_r$

$$M_n = F_{cr} S_x \quad [\text{Eq. F2-3}] \text{ AISC 360-10}$$

C_b = factor de modificación por pandeo lateral-torsional igual a 1.0 para caso de momentos extremos iguales del mismo signo (momento uniforme), 2.27 para caso de momentos extremos iguales de signo opuestos (curvatura reversa por flexión) y a 1.67 cuando de los momentos extremos es igual a cero.

Longitudes limites L_p y L_r se determina a continuación

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad [\text{Eq. F2-5}] \text{ AISC 360-10}$$

$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7F_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_x h_o}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.766 \left(\frac{0.7F_y}{E} \frac{S_x h_o}{J_c} \right)^2}} \quad [\text{Eq. F2-6}] \text{ AISC 360-10}$$

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y C_W}}{S_x} \quad [\text{Eq. F2-7}] \text{ AISC 360-10}$$

Para secciones I con simetría doble: $c=1$

[Eq. F2-8a] AISC 360-10

Para canales: $c = \frac{h_o}{2} \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ [Eq. F2-8b] AISC 360-10

Para secciones H con doble simetría y alas rectangulares

$$L_r = \pi r_{ts} \sqrt{\frac{E}{0.7F_y}} \quad [\text{Eq. Sección F}] \text{ AISC 360-10}$$

$$r_{ts}^2 = \frac{I_y h_o}{2S_x} \quad [\text{Eq. Sección F}] \text{ AISC 360-10}$$

r_{ts} puede ser aproximado conservadoramente como el radio de giro del alma en compresión más un sexto del alma

$$r_{ts} = \frac{b_f}{\sqrt{12 \left(1 + \frac{1ht_w}{6b_f t_f} \right)}}$$

Para el prediseño de columnas tomamos los datos obtenidos el SAP 2000, tales como las cargas Axiales, como momentos en el eje x, como en el eje y.

6.7.2.7.3 CUANTIFICACIÓN DE CARGAS PARA COLUMNAS

De la misma manera tomamos los datos obtenidos del análisis de los pórticos en SAP2000, en este caso combinaremos los resultados del Pórtico 2 y del Pórtico C, para lo cual seleccionamos los datos para los miembros 3 del pórtico 2 y del miembro 2 del pórtico C, del Anexo 3, en este caso corresponden a la columna C2 (ver Gráfico 8)

Pórtico 2 (P2), Pórtico C (PC)

Carga Muerta

$$DP2 = -9785 \text{ Kg}$$

$$DPC = -40675 \text{ Kg}$$

$$D = DP2 + DPC$$

$$D = 9785 + 40675 \text{ Kg}$$

$$D = -50460 \text{ Kg}$$

Carga Viva

$$LP2 = -2586 \text{ Kg}$$

$$LPC = -13099 \text{ Kg}$$

$$L = LP2 + LPC$$

$$L = 2586 + 13099 = -15684 \text{ Kg}$$

Carga Sísmica

$$EP2 = 2698 \text{ Kg}$$

$$EPC = 1319 \text{ Kg}$$

$$E = EP2 + EPC$$

$$E = 2698 + 1319 = 4017 \text{ Kg}$$

1ra Combinación 1.4 D

$$1.4D = 1.4(-50460) = -70645 \text{ Kg} - m$$

2da Combinación 1.2 D + 1.6 L + 0.5 (Lr o S o R)

$$1.4D + 1.6L = 1.4(-50460) + 1.6(-15684) = -85647 \text{ Kg} - m$$

3ra Combinación 1.2 D + 1.6 (Lr o S o R) + (0.5L o 0.5W)

$$1.2D + 0.5(L) = 1.2(-50460) + 0.5(-15684) = -68395 \text{ Kg} - m$$

4ta Combinación 1.2 D + 1.0W + 0.5L + 0.5 (Lr o S o R)

$$1.2D + 0.5(L) = 1.2(-50460) + 0.5(-15684) = -68395 \text{ Kg} - m$$

5to Combinación 1.2 D + 1.0E + 0.5L + 0.2S

$$1.2D + 1.0E + 0.5L = 1.2(-50460) + 1.0(4017) + 0.5(-15684) = -64378 \text{ Kg} - m$$

6ta Combinación 0.9D + 1.0 W

$$0.9D = 0.9(-69843) = -62859 \text{ Kg} - m$$

7ma Combinación 0.9D + 1.0E

$$0.9D + 1.0E = 0.9(-50460) + 1.0(4017) = -41397 \text{ Kg} - m$$

De las diferentes combinaciones de cargas, obtenemos las solicitaciones para Momento en el eje X, como en el eje Y.

Momentos, Mx para el pórtico 2.

$$D = -83 \text{ Kg-m}$$

$$L = -20 \text{ Kg-m}$$

$$E = -4726 \text{ Kg-m}$$

Combinaciones de carga para Mx

1ra Combinación 1.4 D

$$1.4D = 1.4(-83) = -116 \text{ Kg} - m$$

2da Combinación 1.2 D + 1.6 L + 0.5 (Lr o S o R)

$$1.4D + 1.6L = 1.4(-83) + 1.6(-20) = -132 \text{ Kg} - m$$

3ra Combinación 1.2 D + 1.6 (Lr o S o R) + (0.5L o 0.5W)

$$1.2D + 0.5(L) = 1.2(-83) + 0.5(-20) = -110 \text{ Kg} - m$$

4ta Combinación 1.2 D + 1.0W + 0.5L + 0.5 (Lr o S o R)

$$1.2D + 0.5(L) = 1.2(-83) + 0.5(-20) = -110 \text{ Kg} - m$$

5to Combinación 1.2 D + 1.0E + 0.5L + 0.2S

$$1.2D + 1.0E + 0.5L = 1.2(-83) + 1.0(-4726) + 0.5(-20) = -4836 \text{ Kg} - m$$

6ta Combinación 0.9D + 1.0 W

$$0.9D = 0.9(-83) = -75 \text{ Kg} - m$$

7ma Combinación 0.9D + 1.0E

$$0.9D + 1.0E = 0.9(-83) + 1.0(-4726) = -4801 \text{ Kg} - m$$

Momentos, M_y para el pórtico C.

$$D = -1193 \text{ Kg-m}$$

$$L = -355 \text{ Kg-m}$$

$$E = -3979 \text{ Kg-m}$$

Combinaciones de carga para M_y

1ra Combinación 1.4 D

$$1.4D = 1.4(-1193) = -6231 \text{ Kg} - m$$

2da Combinación 1.2 D + 1.6 L + 0.5 (Lr o S o R)

$$1.4D + 1.6L = 1.4(-1193) + 1.6(-355) = -6908 \text{ Kg} - m$$

3ra Combinación 1.2 D + 1.6 (Lr o S o R) + (0.5L o 0.5W)

$$1.2D + 0.5(L) = 1.2(-1193) + 0.5(-155) = -5831 \text{ Kg} - m$$

4ta Combinación 1.2 D + 1.0W + 0.5L + 0.5 (Lr o S o R)

$$1.2D + 0.5(L) = 1.2(-1193) + 0.5(-155) = -5831 \text{ Kg} - m$$

5to Combinación 1.2 D + 1.0E + 0.5L + 0.2S

$$1.2D + 1.0E + 0.5L = 1.2(-4451) + 1.0(-4260) + 0.5(-979) = -5588 \text{ Kg} - m$$

6ta Combinación 0.9D + 1.0 W

$$0.9D = 0.9(-4451) = -1073 \text{ Kg} - m$$

7ma Combinación 0.9D + 1.0E

$$0.9D + 1.0E = 0.9(-4451) + 1.0(-4260) = -5053 \text{ Kg} - m$$

6.7.2.7.2 Predimensionamiento De Columnas Del Eje 2 – Eje C

Para el prediseño de columnas tomaremos las especificaciones del AISC 360-10 Capitulo B
Requerimientos de Diseño tenemos:

Datos:

$P_n =$ Carga Axial = 85647 Kg

$M_{nx} =$ Momento x = 4836 Kg-m

$M_{ny} =$ Momento y = 5588 Kg-m

Acero A36 = 2530 Kg/cm²

Perfil de Acero HEB

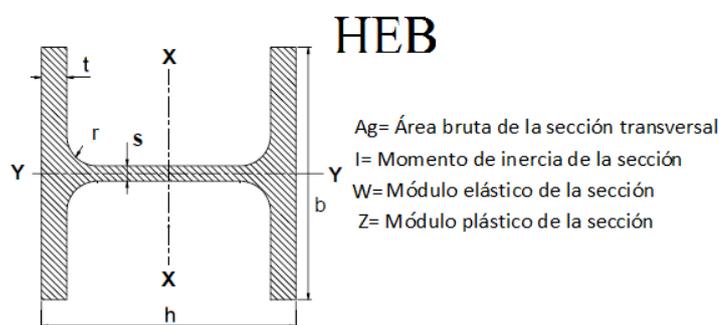


Gráfico 44.- Dimensiones Perfil de Acero HEB

Fuente: Ricardo Montachana

Asumimos un valor de KL/r , para poder seleccionar las secciones del perfil.

Asumo $\frac{KL}{r} = 80$, esta relación debe ser menor a 200

De la resistencia de compresión nominal despejaremos el área, con la cual tendremos una referencia para poder seleccionar la sección de la columna.

$$P_n = F_{cr} A_g$$

Tensión crítica de pandeo

$$F_{cr} = \left[0.658 \left(\frac{F_y}{F_e} \right) \right] F_y$$

Tensión de pandeo elástico

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 * (2100.000) Kg/cm^2}{(80)^2}$$

$$F_e = 3238.46 Kg/cm^2$$

$$F_{cr} = \left[0.658 \left(\frac{2530}{3238.46} \right) \right] 2530$$

$$F_{cr} = 1824,37 Kg/cm^2$$

Área bruta.

$$A_g = \frac{P_U}{\phi F_{cr}}$$

$$A_g = \frac{85647 Kg}{(1824.37 Kg/cm^2)}$$

$$A_g = 46.95 cm^2$$

$$A_T = \frac{46.95 cm^2}{0.3} = 156.49 cm^2$$

Calculamos el radio de giro.

$$r_y = \frac{ky \times h}{80}$$

$k = 0.65$ seleccionamos de la Gráfico 42. Valores Aproximados del Factor de Largo Efectivo K (fuente AISC 360-10), de valores recomendados de diseño cuando las condiciones reales son parecidas a las ideales y rotación y traslación impedidos.

$$r_y = \frac{0.65 \times 324}{80} = 2.63 cm$$

Con los valores obtenidos del A_g y de r_y , escogemos los valores aproximados de la Tabla 28. Perfiles laminados HEB, con el cual verificamos si el perfil escogido es el adecuado y cumple con todos los requerimientos para el diseño.

Requerimientos $A_g = 156.49 \text{ cm}^2$ $r = 2.63 \text{ cm}$

$A_g = 118 \text{ cm}^2$ $r = 6.59 \text{ cm}$ HEB 260

$A_g = 131 \text{ cm}^2$ $r = 7.09 \text{ cm}$ HEB 280

Tabla 28.- Perfiles Laminados HEB. (DIPAC)

Denominación	Dimensiones					Sección	Peso	Tipos								
	h	b	s	t	r			Ix	Iy	Wx	Wy	rx	ry	Zx	Zy	J
	mm	mm	mm	mm	mm			cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm	cm	cm ³	cm ³	
HEB 100	100	100	6,00	10,00	12	26,00	20,40	450	167	89	34	4,16	2,53	104	51	7,24
HEB 120	120	120	6,50	11,00	12	34,00	26,70	864	318	144	53	5,04	3,06	165	80	11,50
HEB 140	140	140	7,00	12,00	12	43,00	33,70	1510	550	216	79	5,93	3,58	246	119	17,50
HEB 160	160	160	8,00	13,00	15	54,30	42,60	2490	889	311	11	6,77	4,05	354	169	25,70
HEB 180	180	180	8,50	14,00	15	65,30	51,20	3830	1360	426	151	7,66	4,56	482	230	36,00
HEB 200	200	200	9,00	15,00	18	78,10	61,30	5700	2000	570	200	8,54	5,06	642	303	49,10
HEB 220	220	220	9,50	16,00	18	91,00	71,50	8090	2840	736	258	9,43	5,59	828	391	65,40
HEB 240	240	240	10,00	17,00	21	106,00	83,20	11260	3920	938	327	10,30	6,08	1046	495	85,50
HEB 260	260	260	10,00	17,50	24	118,00	93,00	14920	5130	1150	395	11,20	6,59	1282	597	100,00
HEB 280	280	280	10,50	18,00	24	131,00	103,00	19270	6590	1380	471	12,10	7,09	1534	712	118,00
HEB 300	300	300	11,00	19,00	27	149,00	117,00	25170	8560	1680	571	13,00	7,58	1868	863	149,00
HEB 320	320	320	11,50	20,00	27	161,00	127,00	30820	9240	1930	616	13,80	7,58	2140	932	186,00

Fuente: Catálogo DIPAC

Iniciamos a verificar el Perfil HEB 260, para todas las solicitaciones, requeridas.

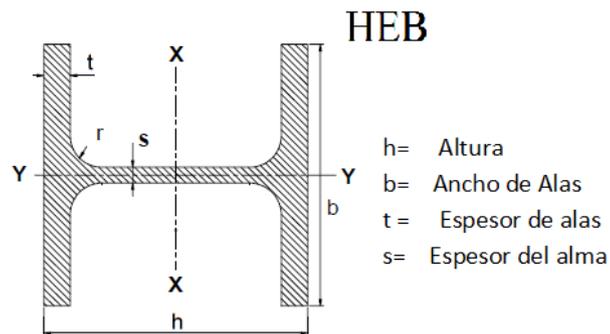


Gráfico 45.- Dimensiones Perfil de Acero HEB

Fuente: Ricardo Montachana

Propiedades de geométricas y mecánicas Perfil HEB 260

HEB 260

d=	260	mm
bf=	260	mm
tf=	17.5	mm
tw=	10	mm
Ag=	118	cm ²
rx=	11.2	cm
ry=	6.59	cm
Ix=	14920	cm ⁴
Iy=	5130	cm ⁴
Sx=	1150	cm ³
Sy=	395	cm ³
Zx=	1282	cm ³
Zy=	597	cm ³
J=	100	cm ⁴

Comprobación de la sección HEB 260

Longitud Efectiva.

$$\frac{K L}{r_x} = \frac{0.65x 324}{11.2} = 18.80$$

$$\frac{K L}{r_y} = \frac{0.65x 324}{6.59} = 31.96 \text{ (Rige)}$$

Cuando $\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

$$\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{2100000}{2530}}$$

$$31.96 \leq 136.56$$

$$F_{cr} = \left[0.658 \left(\frac{F_y}{F_e} \right) \right] F_y$$

Tensión de pandeo elástico para la sección seleccionada

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r} \right)^2}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 * (2100.000) Kg/cm^2}{(31.96)^2}$$

$$F_e = 20294 Kg/cm^2$$

Tensión crítica de pandeo elástico para la sección seleccionada

$$F_{cr} = \left[0.658 \left(\frac{2530}{20294} \right) \right] 2530$$

$$F_{cr} = 2401 Kg/cm^2$$

Resistencia de compresión de la sección.

$$\phi P_n = F_{cr} A_g$$

$$P_n = 2401 \times 118 = 283362 Kg$$

Comprobamos por Compresión

$$\phi P_n > P_r$$

P_r = resistencia de compresión axial requerida, usando combinaciones de carga

P_n = resistencia de compresión de la sección

$$283362 \geq 85647 \quad \text{OK}$$

La sección analizada pasa por compresión axial, a continuación verificaremos la sección por Flexo-Compresión.

Cuando $\frac{P_r}{P_c} \geq 0.2$

$$\frac{85647}{283362} = 0.30 \geq 0.2$$

Como la relación P_r/P_c es mayor que 0.2, debemos realizar la siguiente comprobación

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

$$P_r = 85647 Kg$$

$$P_c = 283362 \text{ Kg}$$

$$M_{rx} = 4836 \text{ Kg-m}$$

$$M_{ry} = 5588 \text{ Kg-m}$$

Cuando $L_b < L_r$

$$M_n = F_y S_x$$

Según el AISC 360 sección F2, dice: C_b = factor de modificación por pandeo lateral-torsional igual a 1.0 para caso de momentos extremos iguales del mismo signo (momento uniforme), 2.27 para caso de momentos extremos iguales de signo opuestos (curvatura reversa por flexión) y a 1.67 cuando de los momentos extremos es igual a cero.

Longitudes límites L_p y L_r se determina a continuación

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$L_p = 1.76 (6.59) \sqrt{\frac{2100000}{2530}} = 334 \text{ cm}$$

$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{J C}{S_x h_o}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 \left(\frac{0.7 F_y}{E} \frac{S_x h_o}{J C} \right)^2}}$$

$$h_o = d - t_f = 220 - 17.5 = 24.25 \text{ mm}$$

$$r_{ts}^2 = \frac{I_y h_o}{2 S_x} \quad r_{ts}^2 = \frac{5130 \times 24.25}{2(1150)} = 7.35 \text{ cm}$$

$$L_r = 1.95 \times (7.35) \frac{2100000}{0.7(2530)} \sqrt{\frac{100 \times 1.0}{1150 \times 24.25}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 \left(\frac{0.7(2530)}{2100000} \frac{1150 \times 24.25}{100 \times 1.0} \right)^2}}$$

$$L_r = 1501 \text{ cm}$$

$$M_{cx} = F_{cr} S_x$$

$$M_{cx} = 2401 \times 1150 = 27616 \text{ Kg - cm}$$

Con los datos obtenidos procedemos a realizar la comprobación.

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

$$\frac{85647}{283362} + \frac{8}{9} \left(\frac{4836}{27616} + \frac{5588}{15104} \right) \leq 1.0$$

$$0.79 \leq 1.0 \text{ OK}$$

El Perfil seleccionado cumple con las solicitaciones requeridas tanto Compresión como en Flexo-Compresión por lo que para el diseño de columnas ocuparemos Perfiles HEB 260.

En la siguiente tabla tenemos un resumen de las secciones de los miembros estructurales para cada nivel y eje.

Tabla 29.- Resumen de Secciones Obtenidas (Modelo 3 Pisos CEC-02)

Nivel	Viga	Viga	Viga	Columna
	Eje1= Eje 6	EJE 2= 3= 4=5	Eje A=B=C=D	
11.88		IPE 180	IPE 180	HEB 220
9.00	IPE 220	IPE 220	IPE 240	HEB 260
6.12	IPE 220	IPE 220	IPE 270	HEB 260
3.24	IPE 220	IPE 220	IPE 270	HEB 260

Elaborado por: Ricardo Montachana

6.7.3 ANÁLISIS ESTÁTICO ESPACIAL DEL EDIFICIO

A continuación tenemos el resumen de carga muerta, carga viva, carga muerta de pared, el peso y masa de cada nivel de la estructura en estudio.

Tabla 30.- Cargas y Sobrecargas para el Análisis Estático Espacial
(Modelo 3 Pisos CEC-02)

Pisos	Carga Muerta	Carga Viva	CM _{pared}	Peso	Masa
	(kg/m ²)	(kg/m ²)	(kg/m ²)	(Tn)	(Tn s ² /m)
4	327	160		5.09	0.52
3	327	160	98.00	140.55	14.34
2	327	160	302.00	207.77	21.20
1	327	160	302.00	207.77	21.20

Elaborado por: Ricardo Montachana

Determinación del Centro de Masas

Es el punto donde se presume concentrada toda la masa de un cuerpo, en este caso particular, la masa de cada uno de los pisos de la estructura.

La fuerza que provoca el sismo y distribuida en cada nivel se aplica en este centro de masas, y que debido a la acción sísmica se considera actuando en el sentido X y en sentido Y.

$$X_{CM} = \frac{\sum A_i x X_i}{\sum A_i} \quad [6.4.2] \text{ CEC-02}$$

$$Y_{CM} = \frac{\sum A_i x Y_i}{\sum A_i} \quad [6.4.2] \text{ CEC-02}$$

X_{CM} , Y_{CM} : Coordenadas del centro de masas

X_i , Y_i : Coordenadas del rectángulo i

A_i : Área del Rectángulo i

En el Gráfico 46, se describe las diferentes áreas que conforman la planta tipo del proyecto, en el cual podemos identificar el centro de masas de la planta (CM).

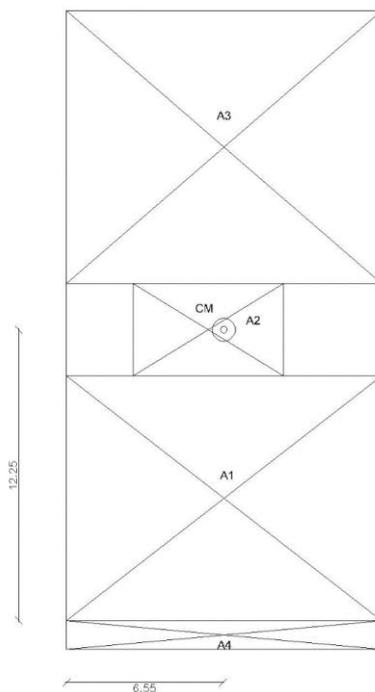


Gráfico 46.- Ubicación del Centro de Masas en Planta

Fuente: Ricardo Montachana

Centro de masas de cada nivel, es el lugar donde actúa la fuerza sísmica equivalente distribuida por niveles. Se obtiene a partir del centro geométrico de cada piso mediante el proceso indicado en la Tabla siguiente.

Tabla 31.- Áreas para el Cálculo del Centro de Masas.

N.	Área (m ²)	X (m)	Y (m)	A.X (m ³)	A.Y (m ³)
A1	135.96	6.60	5.15	897.34	700.19
A2	24.57	5.95	12.25	146.19	300.98
A3	151.80	6.60	19.95	1001.88	3028.41
A4	15.84	6.60	-0.60	104.54	-9.50
328.17				2149.95 4020.08	

Elaborado por: Ricardo Montachana

$$X_{CM} = \frac{\sum A_i x X_i}{\sum A_i} = \frac{2149.95}{328.17} \quad X_{CM} = 6.55 \text{ m}$$

$$Y_{CM} = \frac{\sum A_i x Y_i}{\sum A_i} = \frac{4020.08}{328.17} \quad Y_{CM} = 12.25 \text{ m}$$

Determinación del Centro de Rigideces

Rigidez frente a cortante

La rigidez frente a cortante es la relación entre los desplazamientos verticales de un extremo de una viga y el esfuerzo cortante aplicado en los extremos para provocar dicho desplazamiento.

$$X_{CR} = \frac{\sum K_i x X_i}{\sum K_i} \quad Y_{CR} = \frac{\sum K_i x Y_i}{\sum K_i}$$

X_{CR}, Y_{CR} : Coordenadas del Centro De Rigidez

X_i, Y_i : Coordenadas del Elemento Sismo resistente i

K_i : Rigidez a Cortante del Elemento Sismo resistente i

Rigidez a cortante en columnas $K = \frac{12EI}{L^3}$

Para columnas metálicas HEB 240 $K = \frac{12 \times 2100000 \times 14920}{(288)^3}$

$$K = 15740 \text{ Kg/cm}$$

En el Gráfico 47, se describe las diferentes áreas que conforman la planta tipo del proyecto, en el cual podemos identificar el centro de rigideces de la planta (CR).

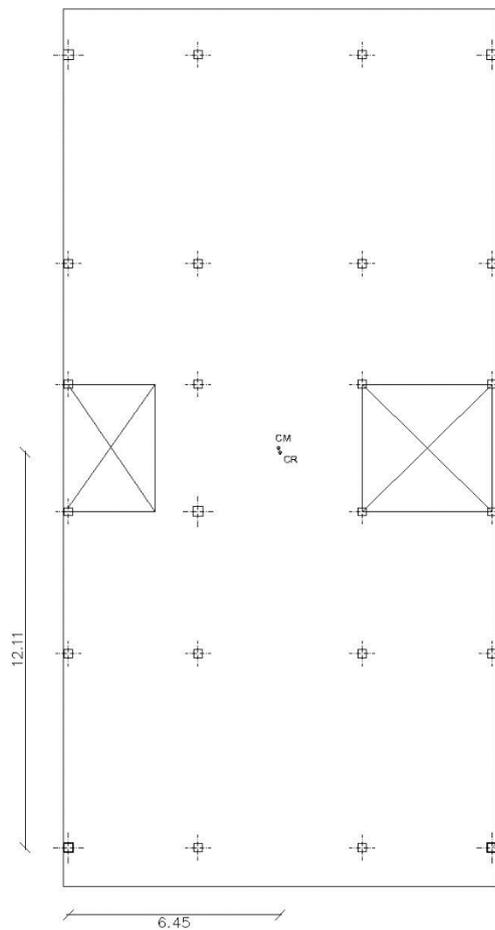


Gráfico 47.- Ubicación del Centro de Rigidez en Planta

Fuente: Ricardo Montachana

$$X_{CR} = \frac{(15740 \times 3.95) + (15740 \times 8.95) + (15740 \times 12.90)}{4 \times 15740} = 6.45 \text{ m}$$

$$Y_{CR} = \frac{(15740 \times 5.95) + (15740 \times 10.30) + (15740 \times 14.20) + (15740 \times 17.90) + (15740 \times 24.30)}{6 \times 15740}$$

$$Y_{CR} = 12.11 \text{ m}$$

Corte Sísmico por Torsión

Debido a que no coinciden, en cada nivel, los centros de rigideces (CR) con los centros de masas (CM), se produce en cada nivel un momento torsionante.

El efecto físico se manifiesta como un giro de planta i respecto a la planta inferior $i-1$, el giro se produce alrededor del centro de rigideces CR, como se describe en el siguiente Gráfico.

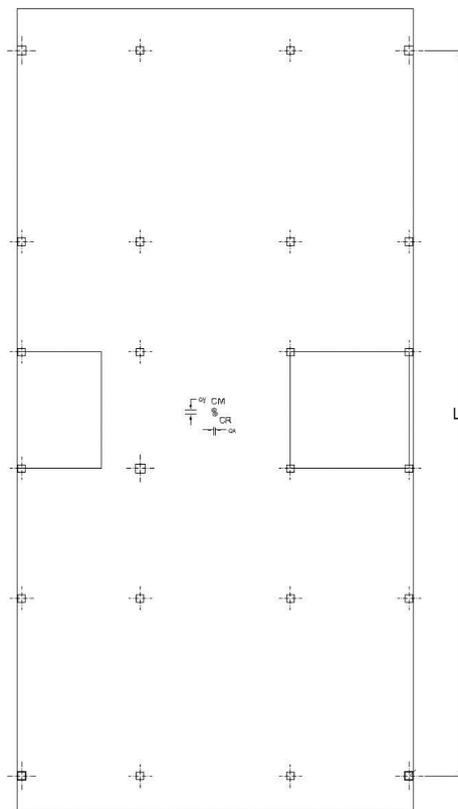


Gráfico 48.- Ubicación del Centro de Rigidez en Planta

Fuente: Ricardo Montachana

La excentricidad de cálculo queda definida por:

$$ei = ex + 0.05 * Li$$

ei Es excentricidad de cálculo

ex Distancia entre el centro de giro CR y el centro de masas de CM

Li Es la máxima dimensión en planta del nivel i

El momento torsor total en el nivel i se calculara usando la expresión:

$$M_{Ti} = F_{xi} \times ei$$

M_{Ti} Momento Torsor en el entrepiso

F_{xi} Fuerza sísmica ubicada sobre el nivel i

ei Excentricidad de cálculo en el nivel i

Centro de Masa está ubicado en:

$$X_{CM} = 6.55 \text{ m}$$

$$Y_{CM} = 12.25 \text{ m}$$

Centro de Rigideces está ubicado en:

$$X_{CR} = 6.45 \text{ m}$$

$$Y_{CR} = 12.11 \text{ m}$$

Las excentricidades calculadas son:

$$ei_x = (6.55 - 6.45) + 0.05 * 24.30$$

$$ei_x = 1.32 \text{ m}$$

$$ei_y = (12.25 - 12.11) + 0.05 * 24.30$$

$$ei_y = 1.36 \text{ m}$$

La siguiente tabla indica los momentos torsores producidas por las acciones de un sismo en sentido XX y en sentido YY.

Tabla 32.- Cálculo del Centro de Masas (Modelo 3 Pisos CEC-02)

Pisos	Fx (Tn)	ei XX (m)	ei YY (m)	Torsión XX (Tn-m)	Torsión YY (Tn-m)
	1.30	0.22	0.22	0.29	0.29
3	26.47	1.32	1.36	34.85	35.91
2	25.87	1.32	1.36	34.06	35.10
1	13.70	1.32	1.36	18.03	18.58

Elaborado por: Ricardo Montachana

6.7.4 MODELACIÓN TRIDIMENSIONAL

Para realizar la modelación tridimensional utilizaremos el programa SAP2000, y para ello se realizan los siguientes pasos:

Abrimos el programa, utilizamos la ruta File/New Model, verificamos las unidades con las que vamos a trabajar Ton, m, C escogemos la opción Grid Only, creamos la malla, donde vamos a configurar la estructura, en el eje X (planta), eje Y (planta), y el eje Z (elevación).

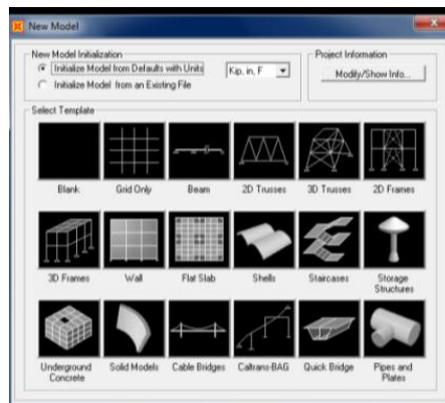


Gráfico 49.- Nuevo Modelo en SAP2000

Fuente: Modelación SAP2000

Ingresamos las coordenadas, para obtener la malla con las dimensiones correspondientes a nuestro proyecto.

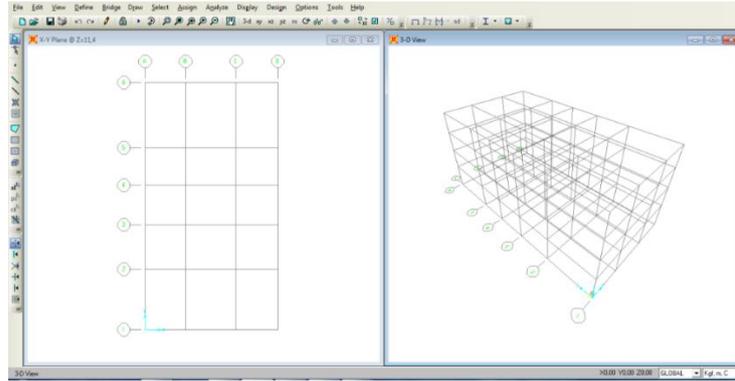


Gráfico 50.- Creación de la malla para el proyecto en SAP2000

Fuente: Modelación SAP2000

Definimos los materiales, Define/ Materials, Add New Material Quick, en Material Type, buscamos Steel, en Specification escogemos el tipo de acero ASTM A36.

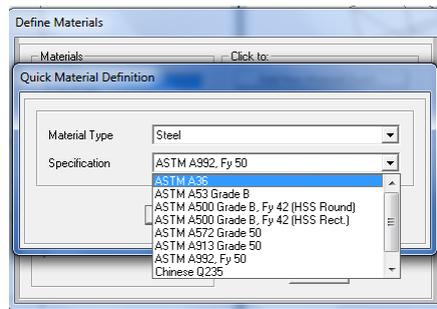


Gráfico 51.- Definición de materiales

Fuente: Modelación SAP2000

Creamos los elementos estructurales con las secciones obtenidas del prediseño, Define/ Section Properties/ Frame Sections, aquí crearemos las secciones solicitadas Add New Property.

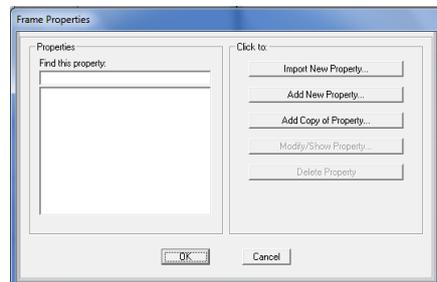


Gráfico 52.- Definición de elementos estructurales

Fuente: Modelación SAP2000

Creamos las secciones los perfiles que necesarios para el análisis de la estructura, podemos crear los perfiles o importar los perfiles de la base de datos del programa.

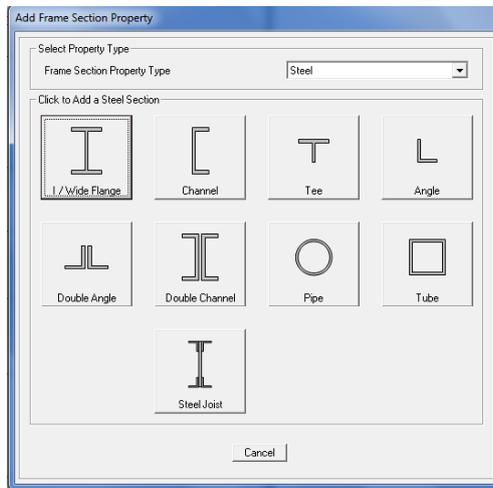


Gráfico 53.- Propiedades de las secciones

Fuente: Modelación SAP2000

Importar los perfiles de la base de datos del Programa, Import New Propert, buscamos el código al que hace referencia los perfiles utilizado.

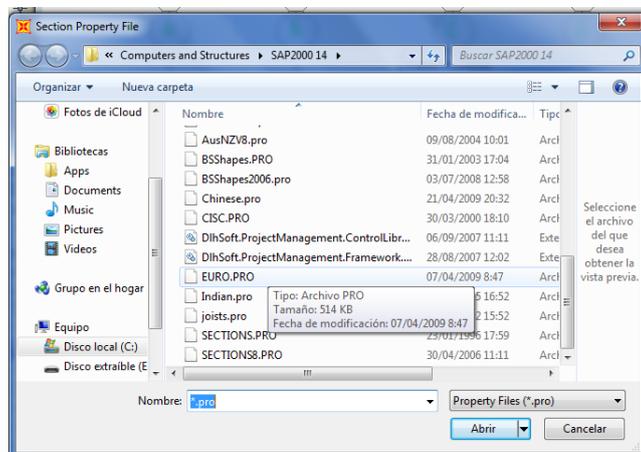


Gráfico 54.- Importación de perfiles de acero

Fuente: Modelación SAP2000

Dentro de la base de datos buscamos los tipos de perfiles que necesitamos y los incorporamos a nuestra lista.

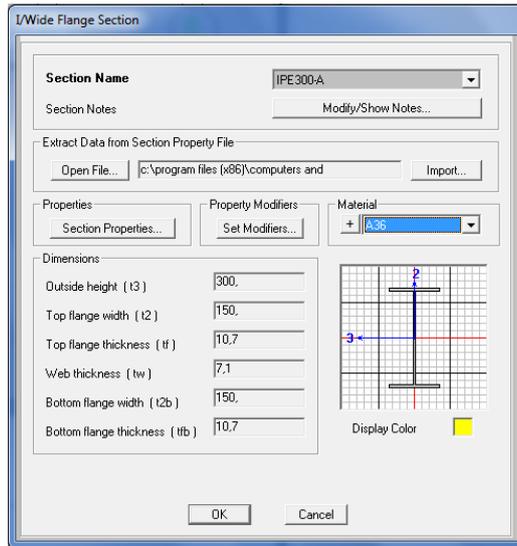


Gráfico 55.- Selección de perfiles de acero

Fuente: Modelación SAP2000

Luego dibujamos con Draw/ Draw/Cable/Tendon, y asignamos las secciones de las columnas, vigas y viguetas, en el menú Define/ Section Propertis /Frame section, se define una sección para las vigas, una para las columnas y otra para las viguetas, previamente definidas para nuestro caso.

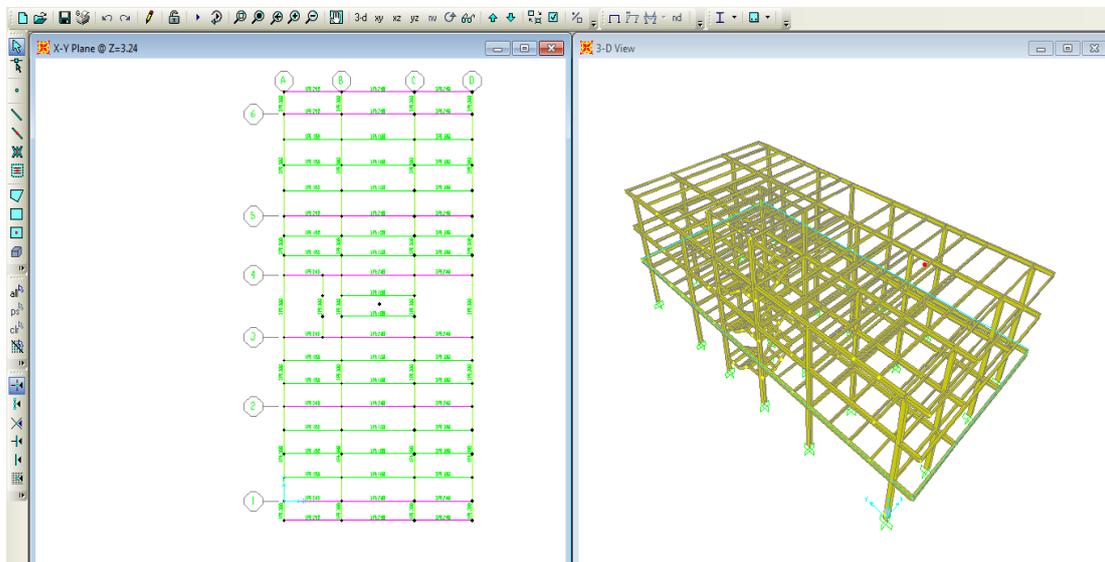


Gráfico 56.- Asignación de secciones a los elementos estructurales

Fuente: Modelación SAP2000

Restricciones, para ello seleccionamos los nudos de la base a las cuales vamos asignar las restricciones, ingresando al menú Assing/ Joint/ Restraints.



Gráfico 57.- Tipo de restricción

Fuente: Modelación SAP2000

Definir cargas: Carga muerta (DEAD), viva (LIVE), sismo (QUAKE)

Se ingresa en el menú Define/ Load, Load Patterns, aquí se define el nombre que se les asigna a las cargas tanto muertas (D) como vivas (L) y de sismo, en dirección x (Ex) y dirección y (Ey).

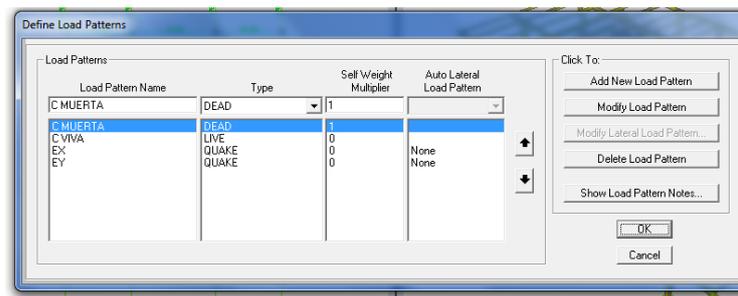


Gráfico 58.- Definición de tipos cargas

Fuente: Modelación SAP2000

Definir combinaciones de carga: Estas combinaciones puede hacerse directamente en el programa o también se puede hacer manualmente es decir se puede calcularse a partir de los esfuerzos que nos proporciona el programa tanto para carga muerta, viva como sismo y con ellos proceder a combinarlos.

Para definir las combinaciones en el programa se abre el menú Define/ Load Combinations /Add New Combo.... Se coloca el nombre de la combinación y los factores que multiplican a cada una de las cargas para establecer la combinación.

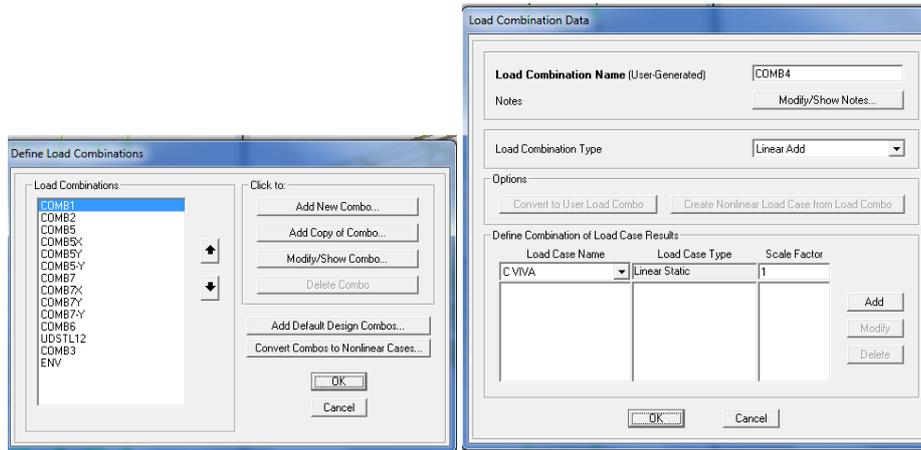


Gráfico 59.- Combinaciones de cargas

Fuente: Modelación SAP2000

Vigas secundarias:

Estas vigas se coloca en la dirección x, o sea en la mayor dimensión de la estructura, están apoyadas en las vigas principales en la dirección y, para asignar dichas vigas al programa, primero se selecciona las vigas en las cuales se apoyan las vigas secundarias, luego se entra en el menú Edit/Edit Lines/Divide Frames, en el casillero realiza la división de elementos frame en cada conexión.

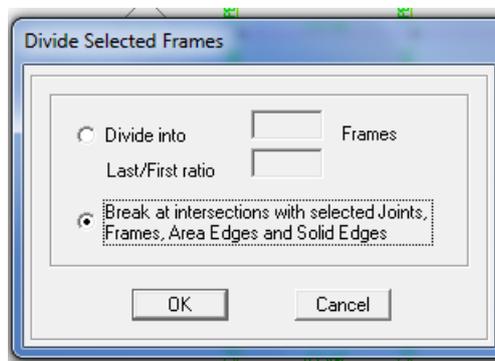


Gráfico 60.- Discretización de vigas

Fuente: Modelación SAP2000

La viga secundaria se une a la viga principal mediante una unión de tipo articulada, para ello en el programa se ingresa al menú Assign/ (Frame/Cable/Tendon)/Releases, aquí se define o se restringe a la viga los giros que se le permite realizar a la misma, para nuestro caso se le permite giro en el eje 3-3 como se muestra en la figura.

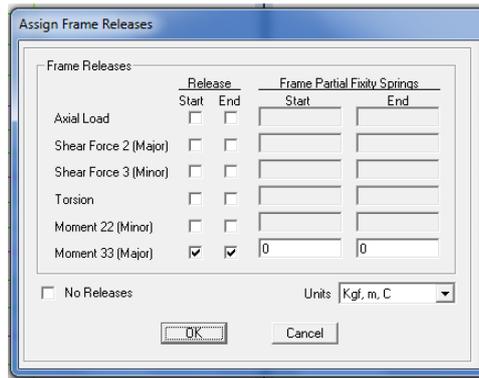


Gráfico 61.- Unión tipo articulada para vigas secundarias

Fuente: Modelación SAP2000

Asignación De Carga Viva Y Muerta

Para la asignación de cargas tanto viva como muerta sobre las vigas, se selecciona el elemento, se ingresa en el menú Assign/ (Frame Loads)/Distribuid, donde se selecciona el nombre de la carga correspondiente muerta (D) o viva (L), la dirección de la misma la cual debe ser en dirección de la gravedad, en el recuadro de Uniform Load se escribe el valor de dicha carga correspondiente a la viga seleccionada.

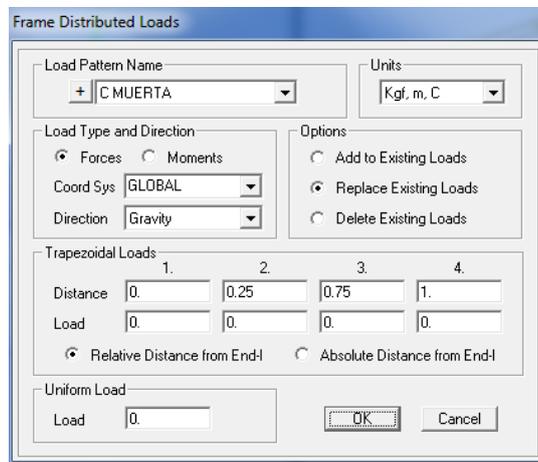


Gráfico 62.- Asignación de cargas viva y carga muerta

Fuente: Modelación SAP2000

Asignación De La Carga Sísmica

Se debe ubicar el centro de masas del piso, para ello ingresamos al menú Draw/Draw Special Joint, dibujamos el punto en cualquier lugar sobre la planta del edificio, seguidamente

seleccionamos el punto así dibujado y se despliega una ventana donde se asigna las coordenadas de centro de masa.

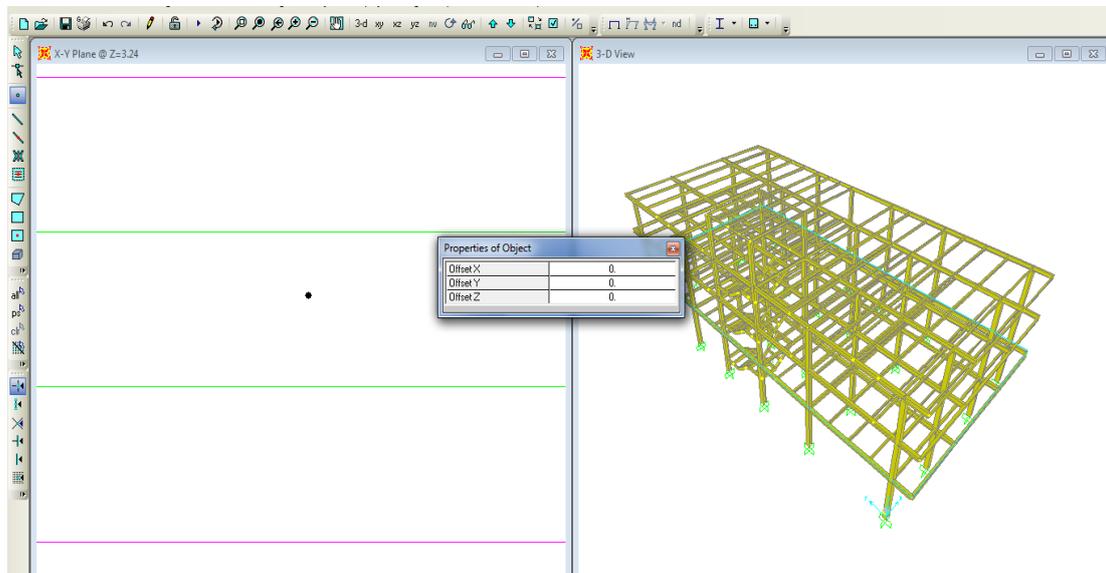


Gráfico 63.- Ubicación del centro de masas

Fuente: Modelación SAP2000

Para colocara las cargas símicas se debe asignara la condición de piso rígido a cada nivel, se define un diafragma en todos los pisos, se ingresa al menú Assing /Joint Constraints, aquí se define un Diaphram para cada uno de los pisos.

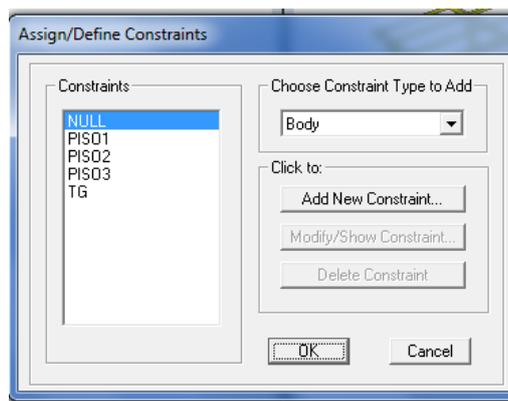


Gráfico 64.- Asignación de piso rígido

Fuente: Modelación SAP2000

Una vez realizado todo lo anterior ahora se procede a introducir las cargas de sismo en el programa, seleccionamos en un punto especial anteriormente definido, entramos en el menú Assign/Joint Loads/Forces, donde se asigna la fuerza en la dirección del sismo que

ingresemos además del momento producido alrededor del eje vertical, esto se debe realizar para todos los pisos.

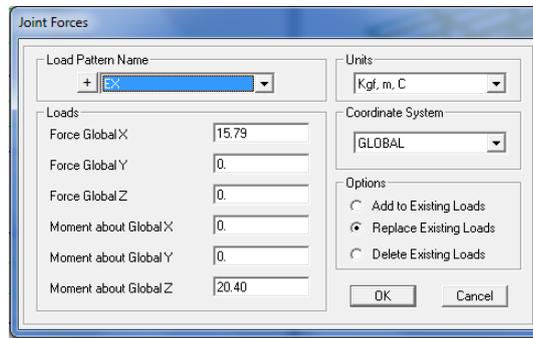


Gráfico 65.- Asignación de carga sísmica

Fuente: Modelación SAP2000

También se puede introducir las cargas sísmicas en y el momento torsor en el nudo del centro de masas definidos en fuerzas sísmicas por Define Load Patterns, en Auto lateral, Loada Pattern escogemos User Loads

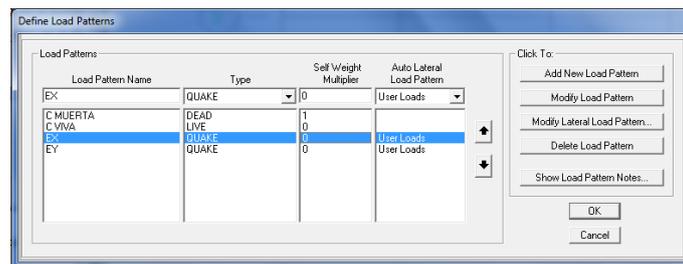


Gráfico 66.- Asignación de carga sísmica por User Loads

Fuente: Modelación SAP2000

En Modify Lateral load Pattern podemos ingresar nuestras fuerzas y momento torsor

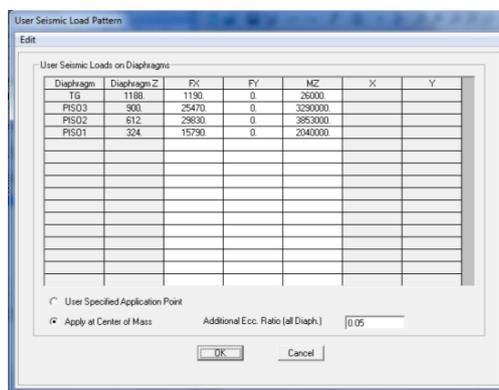


Gráfico 67.- Asignación de carga sísmica y momento torsor

Fuente: Modelación SAP2000

Para el análisis debemos definir los grados de libertad del pórtico, ingresamos al menú Analyze/set Analysis Options, en la ventana escogemos los grados de libertad para el análisis de la estructura.

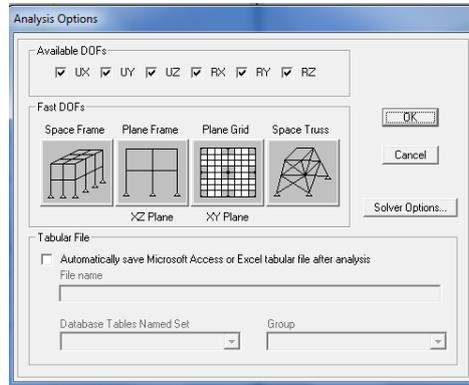


Gráfico 68.- Grados de libertad para el análisis de la estructura

Fuente: Modelación SAP2000

Debemos definir los casos de análisis en el menú Define/ Load Cases, para los cuales el programa entregara los resultados del análisis, no necesitaremos el análisis Modal.

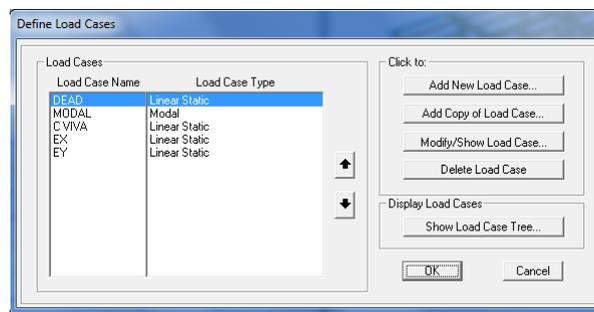


Gráfico 69.- Definición de los casos de análisis

Fuente: Modelación SAP2000

En el menú Ruta Analyze/Run Analysis o la presionando la Tecla F5, escogemos los casos a ser analizados y pulsamos Run Now

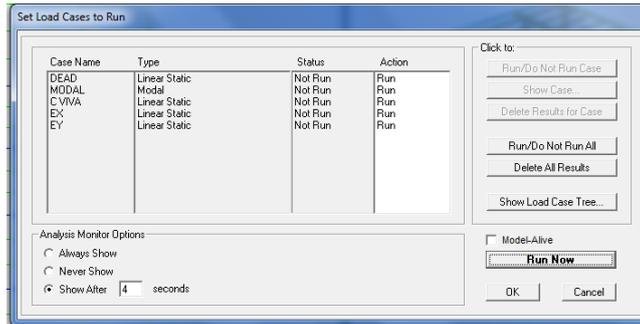


Gráfico 70.- Selección de los casos de análisis

Fuente: Modelación SAP2000

Una vez completado el análisis podemos ver los diagramas de corte, Torsión y Momento para los elementos frame para los diferentes casos de carga.

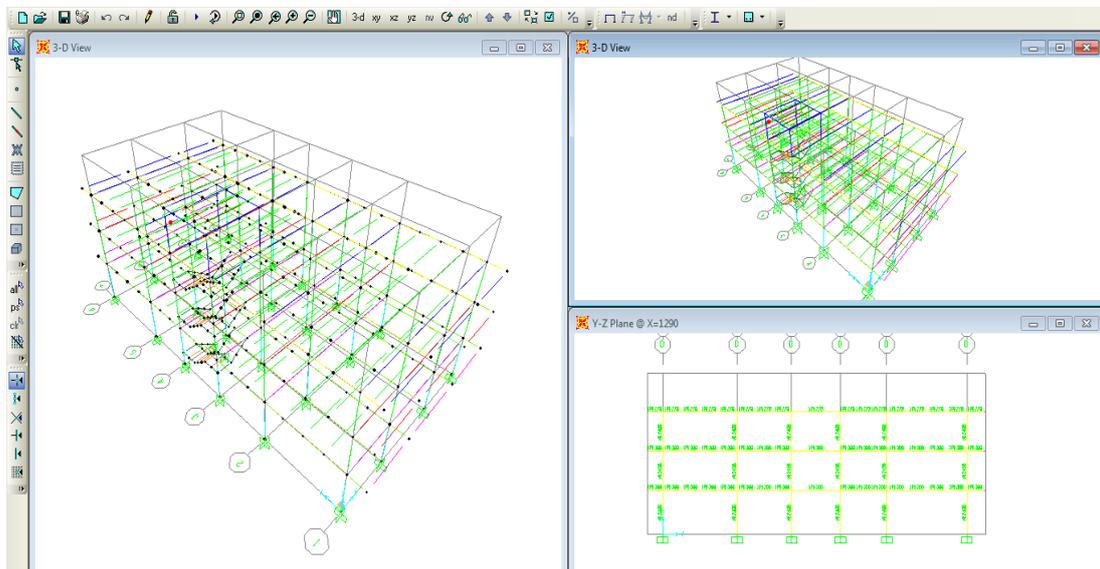


Gráfico 71.- visualización de los diagramas de corte y momento

Fuente: Modelación SAP2000

Podemos ver los resultados en las diferentes tablas que nos presenta el programa para este caso necesitamos los desplazamientos por lo que mediante el menú Display/ Show Tables, dentro de la ventana podemos seleccionar los datos deseados.

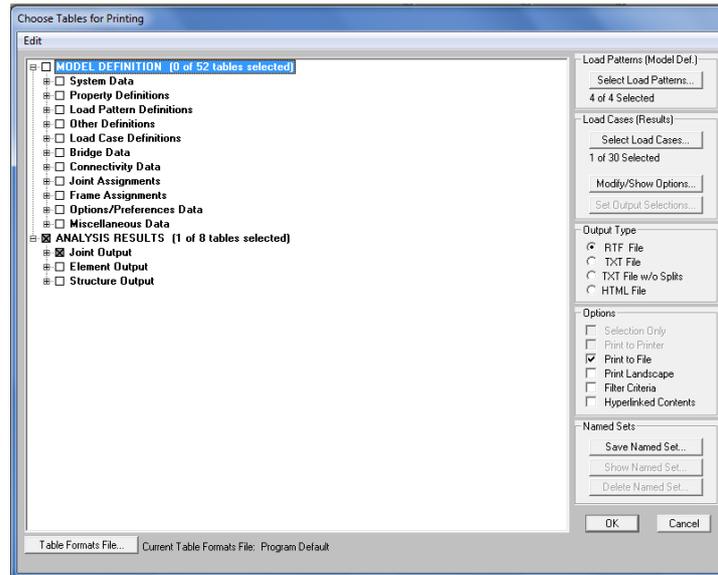


Gráfico 72.- Tablas de resultados

Fuente: Modelación SAP2000

De acuerdo a nuestros requerimientos podemos extraer las tablas necesarias para este caso presentaremos las tablas con los diferentes desplazamientos en cada uno de los pisos de la estructura.

Tabla 33.- Desplazamientos En Los Diferentes Pisos De La Estructura

Joint	OutputCase	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	cm	cm	cm	Radians	Radians	Radians
145	ENV	Max	0.223019	0.311198	0	0	0	0.0000
145	ENV	Min	-0.00053	0.00107	0	0	0	0.0000
146	ENV	Max	0.449939	0.603098	0	0	0	0.0000
146	ENV	Min	-0.00052	0.006212	0	0	0	0.0000
147	ENV	Max	0.611112	0.816223	0	0	0	0.0001
147	ENV	Min	0.000976	0.012465	0	0	0	0.0000
308	ENV	Max	0.872578	1.056864	0	0	0	0.0001
308	ENV	Min	0.033631	-0.02635	0	0	0	0.0000

Fuente: Tablas de Resultados del Análisis (SAP2000)

Efecto P-Δ

Según el CEC-02 Sección 6.7.1. Expresa, correspondiente a los efectos adicionales, en las dos direcciones principales de la estructura, causados por efectos de segundo orden que producen un incremento en las fuerzas internas, momentos y derivas de la estructura, y que deben considerarse en la evaluación de la estabilidad estructural global y en el diseño mismo

de la estructura, los efectos P-Δ, no necesitan ser considerados cuando el índice de estabilidad Qi, es menor que 0.10.

$$Q_i = \frac{P_i \Delta_i}{V_i h_i} \quad [\text{Eq. 14}] \text{ CEC-02}$$

Qi=Índice de estabilidad del piso i, es la relación entre el momento de segundo orden y el momento de primer orden.

Pi= Es la suma de la carga vertical total sin mayorar. (Picm+Picv) Tabla 34.

Δi= Deriva de piso i calculada en el centro de masas del pisos. Tabla 34.

Vi= El cortante sísmico de piso. Tabla 34.

hi= Altura del piso considerado

$$P_i = (5.70 + 2.47) = 8.17 \text{ Tn}$$

$$\Delta_i = 0.87 - 0.61 = 0.26 \text{ cm}$$

$$Q_i = \frac{P_i \Delta_i}{V_i h_i}$$

$$Q_i = \frac{8.17 \times 0.0026}{1.30 \times 11.88} = 0.0013$$

En la Tabla 34, tenemos los valores calculados para el efecto P-Δ Sentido XX,

Tabla 34.- Valores del Efecto P-Δ Sentido XX (Modelo 3 Pisos CEC-02)

Piso	Nivel (m)	H Piso (m)	Vi (Tn)	Picm (Tn)	Picv (Tn)	d (cm)	d=d _n -d _{n-1} (cm)	Δ d/H	Pi. Δi Tn-m	Vi. hi Tn-m	Qi	Cálculo
	11.88	2.88	1.30	5.70	2.47	0.87	0.261	0.001	0.02	15.39	0.001	OK
3	9.00	2.88	27.77	159.40	52.60	0.61	0.161	0.001	0.34	249.91	0.001	OK
2	6.12	2.88	53.64	380.32	52.60	0.45	0.227	0.001	0.98	328.28	0.003	OK
1	3.24	3.24	67.34	601.24	52.60	0.22	0.223	0.001	1.46	218.18	0.007	OK

Elaborado por: Ricardo Montachana

Debido a que los Índices de estabilidad Qi son menores que 0.1, No se requiere considerar el efecto P-Δ.

De acuerdo a al CEC-02, Para considerar el efecto P-Δ en la dirección de estudio, y cuando se cumple $0.1 < Q_i < 0.3$, Tanto las derivas de piso calculada, ΔEi, como las fuerzas internas

y los momentos de la estructura que aparecen como producto de las aplicaciones de las cargas laterales de diseño, se multiplica por un factor de mayoración $f_{P-\Delta}$ determinado por:

$$f_{P-\Delta} = \left(\frac{1}{1-Q_i} \right) \quad [\text{Eq. 15}] \text{ CEC-02}$$

Tabla 35.- Valores del Efecto P- Δ Sentido YY (Modelo 3 Pisos CEC-02)

Piso	Nivel (m)	H Piso (m)	Vi (Tn)	Pi _{CM} (Tn)	Pi _{CV} (Tn)	d (cm)	d=d _n -d _{n-1} (cm)	Δ d/H	Pi. Δ_i Tn-m	Vi. hi Tn-m	Qi	Cálculo
4	11.88	2.88	1.30	5.70	2.47	1.06	0.241	0.001	0.02	15.39	0.001	OK
3	9.00	2.88	27.77	159.40	52.60	0.82	0.213	0.001	0.45	249.91	0.002	OK
2	6.12	2.88	53.64	380.32	52.60	0.60	0.292	0.001	1.26	328.28	0.004	OK
1	3.24	3.24	67.34	601.24	52.60	0.31	0.311	0.001	2.03	218.18	0.009	OK

Elaborado por: Ricardo Montachana

Debido a que los Índices de estabilidad Q_i son menores que 0.1, No se requiere considerar el efecto P- Δ .

6.7.4.1 LÍMITES DE LA DERIVA DE PISO (TRES PISOS CEC-02)

Debido a que en varias ocasiones no son las fuerzas sísmicas, sino el control de deformaciones, el parámetro de diseño crítico, se enfatiza este requisito a través del cálculo de las derivas inelásticas máximas de piso. Este hecho reconoce y enfrenta los problemas que se han observado en sismos pasados, donde las deformaciones excesivas han ocasionado ingentes pérdidas por daños a elementos estructurales y no estructurales.

Para la revisión de las derivas de piso se utilizará el valor de la respuesta máxima inelástica en desplazamientos Δ_M de la estructura, causada por el sismo de diseño. Las derivas obtenidas como consecuencia de la aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas Δ_E , sean estáticas o dinámicas, para cada dirección de aplicación de las fuerzas laterales, se calcularán, para cada piso.

Según el CEC-2002 para diseño sismo resistente, Sección 6.8.2 El límite de la deriva de piso es de 0.020 para Estructuras Metálicas.

Para el caso de la CEC-2002 la deriva máxima sería:

$$\Delta_M = \Delta_E * R ; \quad \Delta_E = \frac{\Delta_M}{R}$$

$$\Delta_E = \frac{0.02}{10} = 0.002$$

Entonces las derivas de nuestra estructura no deben ser mayores que 0,002

$$\Delta_E = \frac{\text{Desplazamiento piso superior} - \text{desplazamiento piso inferior}}{\text{altura entre piso}}$$

Tabla 36.- Verificación de las derivas Máximas de piso (Modelo1, 3 Pisos CEC-02)

Piso	H Piso	Δ		d=dn-dn-1		Deriva		$\Delta_M < 0.002$	
	(m)	X-X (cm)	Y-Y (cm)	X-X	Y-Y	X-X(cm)	Y-Y(cm)	X-X	Y-Y
4	2.88	0.873	1.057	0.261	0.241	0.001	0.001	OK	OK
3	2.88	0.611	0.816	0.161	0.213	0.001	0.001	OK	OK
2	2.88	0.450	0.603	0.227	0.292	0.001	0.001	OK	OK
1	3.24	0.223	0.311	0.223	0.311	0.001	0.001	OK	OK

Elaborado por: Ricardo Montachana

Las derivas de piso para estructuras metálicas no exceden de 0.020 (CEC-02 Sección 6.8.2), por lo que nuestro análisis cumple con lo establecido en el Código Ecuatorial de la Construcción 2002.

6.7.5 ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL

El análisis modal espectral, es un método ventajoso para estimar los desplazamientos y fuerzas en los elementos de un sistema estructural. El método implica el cálculo solamente de los valores máximos de los desplazamientos y las aceleraciones en cada modo usando un espectro de diseño, el mismo que representa el promedio o la envolvente de espectros de respuesta para diversos sismos, con algunas consideraciones adicionales expuestas en los códigos de diseño.

Para realizar el análisis modal espectral se debe tomar en cuenta la masa y la inercia polar de cada uno de los pisos de la estructura.

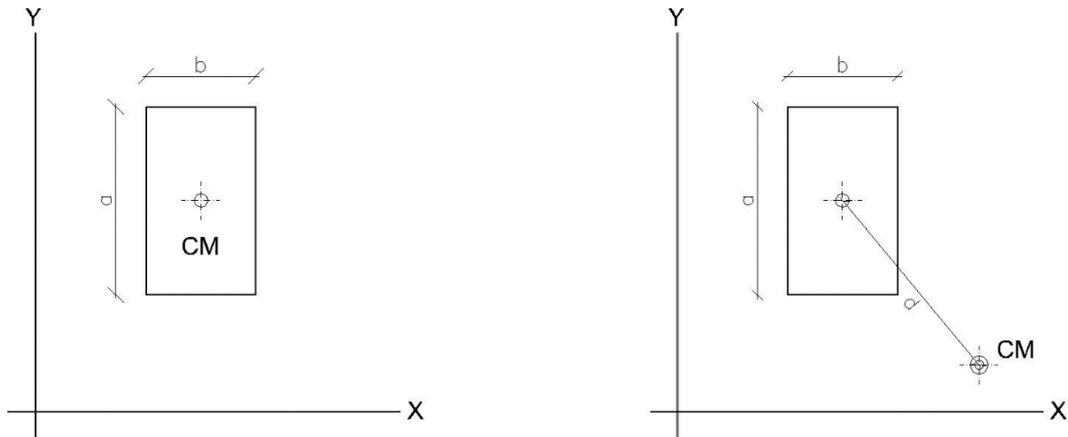


Gráfico 73.- Momentos de Inercia Polar

Fuente: Ricardo Montachana

Momento de Inercia.

$$MI = \frac{m \times (a^2 + b^2)}{12}$$

$$MI_{CM} = MI + m \times d^2$$

MI = Momento de Inercia Polar

m = Masa de la figura Rectangular

a y b = Dimensiones de la Figura

d = Distancia de la figura al Centro de Masas

En el siguiente gráfico tenemos la distribución de las áreas para el cálculo de Momento de Inercia polar, en las cuales debemos determinar las dimensiones, áreas, masas y la distancia del centroide del gráfico hacia el centro de masas de la planta en análisis.

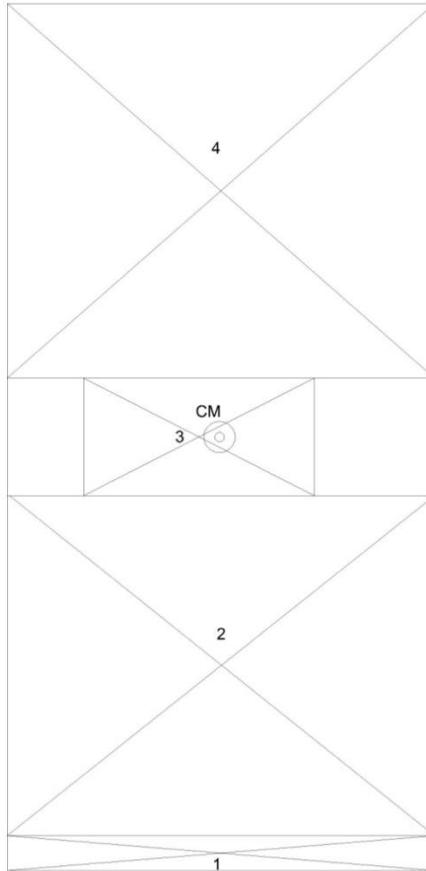


Gráfico 74.- Figuras Para el Cálculo de Momentos de Inercia polar

Fuente: Ricardo Montachana

En la siguiente tabla tenemos el cálculo del Momento Polar de cada área, para cada uno de los pisos en estudio.

Tabla 37.- Cálculo de Momentos de Inercia Polar de Entrepisos

N.	a (m)	b (m)	Área (m ²)	Masa (Tn s ² /m)	MI (Tn s ² /m)	d (m)	MICM (Tn s ² /m)
1	1.20	13.20	15.84	1.081	15.83	12.85	194.38
2	10.30	13.20	135.96	9.281	216.82	7.10	684.69
3	3.90	6.30	24.57	1.677	7.67	0.60	8.28
4	11.50	13.20	151.80	10.363	264.67	7.70	879.07

22.40

1766.43

Elaborado por: Ricardo Montachana

La Tabla siguiente, contiene los valores de masas y de momentos de inercia polar en el centro de masas, valores que serán ingresados para el análisis modal espectral.

Tabla 38.- Masas y Momentos de inercia Polar por piso

Piso	Masa (Tn s2/m)	MICM (Tn s2/m)
Nivel +11.88	0.58	13.06
Nivel +9.00	15.57	1227.78
Nivel + 6.12	22.40	1766.43
Nivel +3.24	22.40	1766.43

Elaborado por: Ricardo Montachana

Para el cálculo del espectro Inelástico de diseño, utilizaremos los siguientes datos:

Zona Sísmica	Z=	0.40	(Tabla 17)
Importancia	I=	1.00	(Tabla 19)
Perfil Del Suelo	S=	1.50	(Tabla 20)
Respuesta Estructural	R=	10.0	(Tabla 21)
Configuración Elevación	Φ_P	1.00	(Tabla 22)
Configuración Planta	Φ_E	1.00	(Tabla 23)

$$C = \frac{1.25 S^{1.25}}{T}$$

Aceleración.

$$A = \frac{Z \times I \times g \times C}{R \times \Phi_p \times \Phi_E}$$

Tomando en cuenta todo el parámetro de diseño del Código Ecuatoriano de la Construcción 2002 tenemos los periodos y aceleraciones que corresponden a nuestro Espectro Inelástico de Diseño.

Tabla 39.- Valores De La Gráfica De Espectro Inelástico De Diseño

Inelástico			
T (seg)	A (m/seg²)	T (seg)	A (m/seg²)
0.10	1.10	1.60	0.56
0.15	1.10	1.65	0.55
0.20	1.10	1.70	0.53
0.25	1.10	1.75	0.51
0.30	1.10	1.80	0.50
0.35	1.10	1.85	0.49
0.40	1.10	1.90	0.47
0.45	1.10	1.95	0.46
0.50	1.10	2.00	0.45
0.55	1.10	2.05	0.44
0.60	1.10	2.10	0.43
0.65	1.10	2.15	0.42
0.70	1.10	2.20	0.41
0.75	1.10	2.25	0.40
0.80	1.10	2.30	0.39
0.85	1.06	2.35	0.38
0.90	1.00	2.40	0.38
0.95	0.95	2.45	0.37
1.00	0.90	2.50	0.36
1.05	0.86	2.55	0.35
1.10	0.82	2.60	0.35
1.15	0.78	2.65	0.34
1.20	0.75	2.70	0.33
1.25	0.72	2.75	0.33
1.30	0.69	2.80	0.32
1.35	0.67	2.85	0.32
1.40	0.64	2.90	0.31
1.45	0.62	2.95	0.31
1.50	0.60	3.00	0.30
1.55	0.58	3.05	0.30

Elaborado por: Ricardo Montachana

La Figura 8. Nos presenta el espectro de diseño según el CEC 2002.

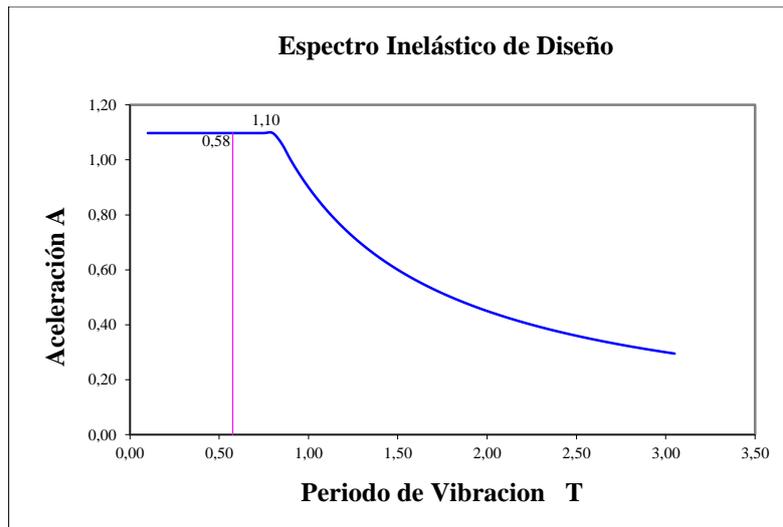


Figura 8.- Espectro Inelástico de diseño (Modelo 3 Pisos CEC-02)

Elaborado por: Ricardo Montachana

Modelo del Análisis Espectral

Para el modelo del análisis espectral ingresaremos el espectro de diseño obtenido anteriormente e ingresamos en el Sap2000.

Las masas y los momentos polares deben conectarse en los centros de masa, para ello seleccionamos el centro de masa, y luego por el menú Assind/ Joint/ Masses... asignamos los calculados para las cargas de masa y de los momentos polares para cada piso.

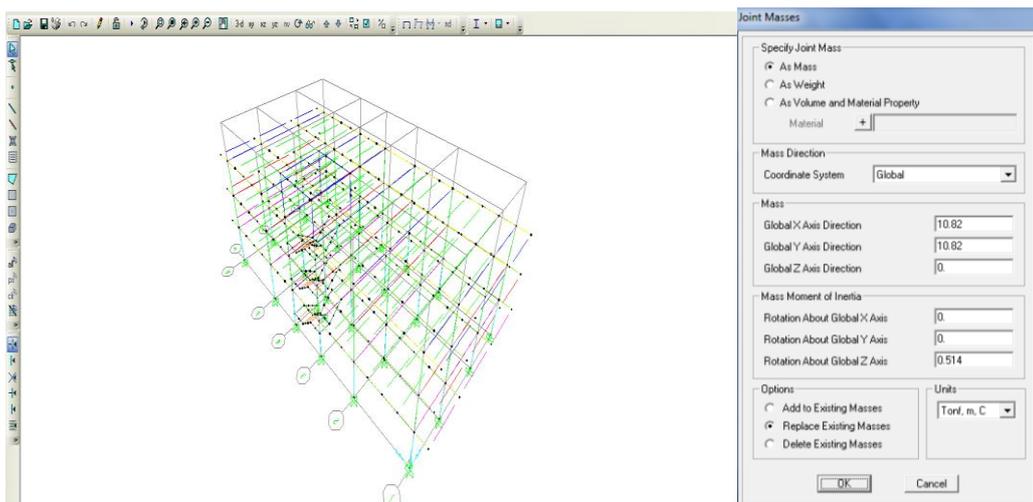


Gráfico 75.- Asignación de los momentos polares

Fuente: Modelación SAP2000

Espectro, para asignar el espectro de diseño a nuestro modelo debemos ir por el menú Assign/ Fuctions/Response Spectrum

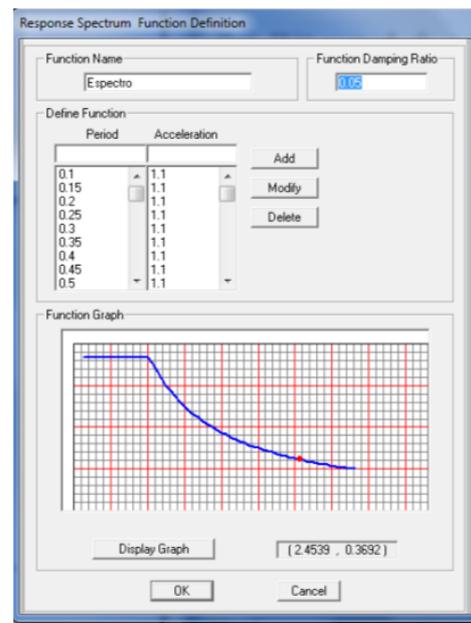
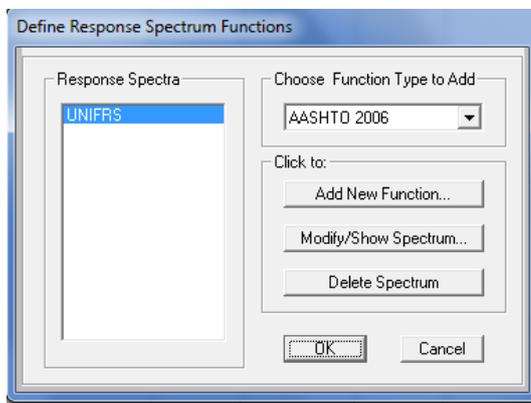
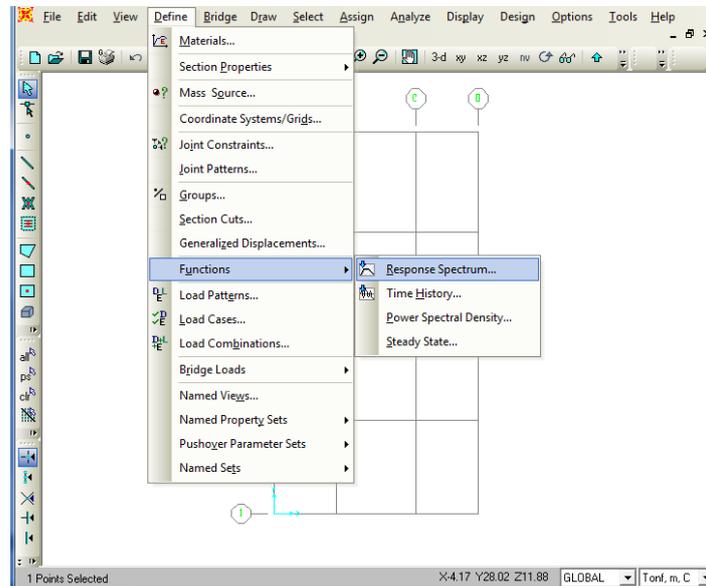


Gráfico 76.- Ingreso del espectro de diseño

Fuente: Modelación SAP2000

Definimos los casos de análisis por la ruta Define/ Analysis Cases... y añadimos nuestros casos para el análisis.

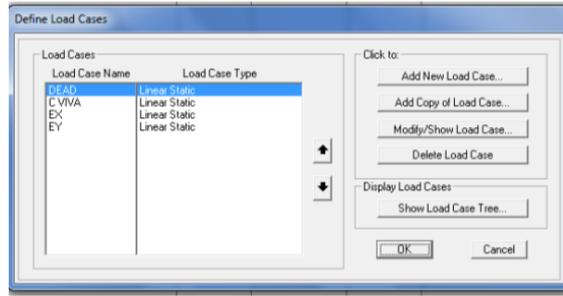


Gráfico 77.- Definición de casos de análisis

Fuente: Modelación SAP2000

Agregar el caso de carga modal, pestaña Load Case Type, e ingresamos el número de modos de vibración.

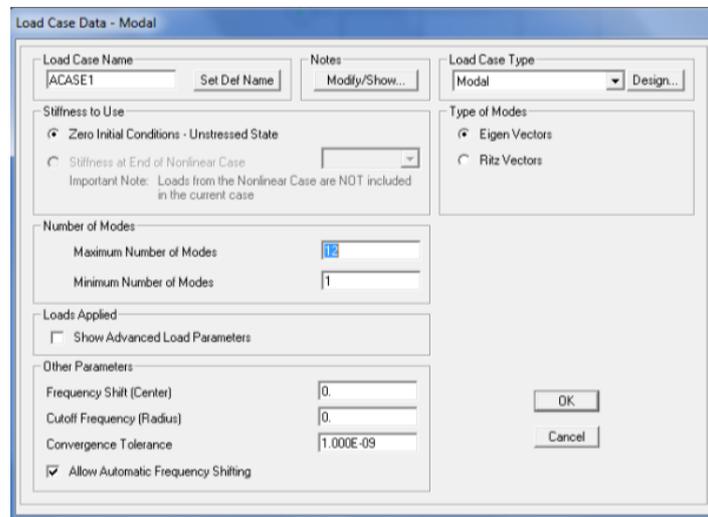


Gráfico 78.- Agregar el caso de carga modal

Fuente: Modelación SAP2000

Agregamos un análisis Response Spectrum en la pestaña Load Case Type, luego definimos las direcciones en donde se aplicara el sismo, se lo define den Load Applied, para el sentido XX así como en el sentido YY.

Añadimos las cargas en la dirección U1 y U2, con la función Espectral, el factor de escala es 1 porque estamos trabajando con el espectro de diseño.

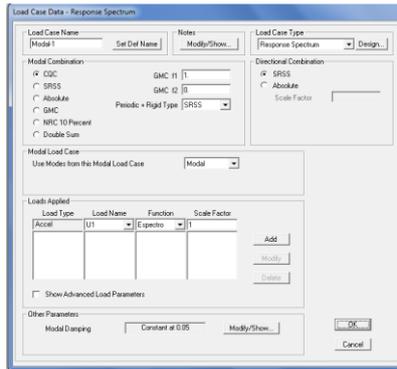


Gráfico 79.- Agregar análisis Response Spectrum

Fuente: Modelación SAP2000

Debemos definir los casos de análisis en el menú Define/ Load Cases, para los cuales el programa entregara los resultados del análisis.

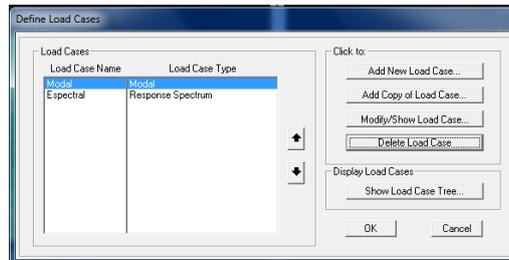


Gráfico 80.- Definición de los casos de análisis

Fuente: Modelación SAP2000

En el Menu Ruta Analyze/Run Analysis o la presionando la Tecla F5, escogemos los casos a ser analizados y pulsamos Run Now

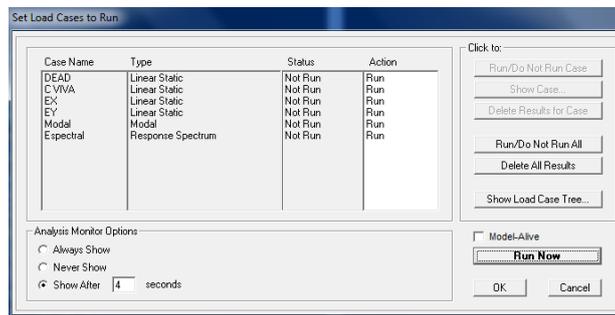


Gráfico 81.- Selección de los casos de análisis

Fuente: Modelación SAP2000

Una vez analizada la estructura revisamos el reporte del análisis, para verificar si durante el proceso existieron errores una vez completo el análisis.

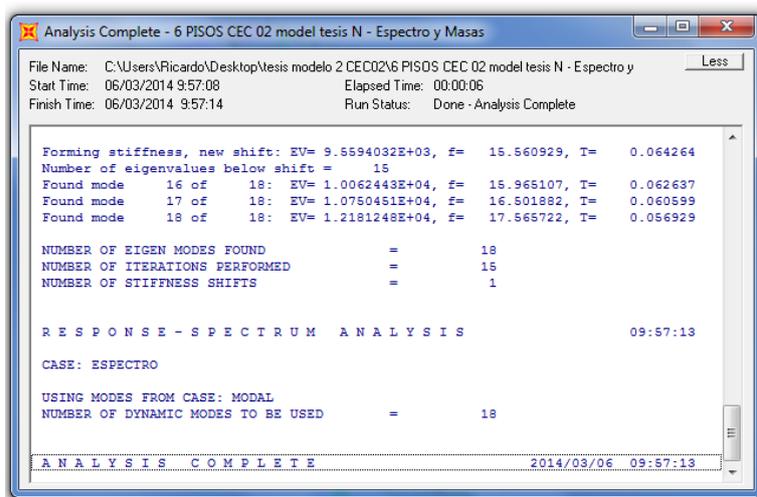


Gráfico 82.- Reporte del análisis estructural

Fuente: Modelación SAP2000

Resultados, del análisis dinámico

Tabla 40.- Desplazamientos En Los Diferentes Pisos De La Estructura (Dinámico)

Joint	OutputCase	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	cm	cm	cm	Radians	Radians	Radians
145	ESPECTRAL	Max	0.212268	0.296847	0	0	0	0.000008
146	ESPECTRAL	Max	0.427122	0.567282	0	0	0	0.000015
628	ESPECTRAL	Max	0.576979	0.75879	0	0	0	0.000018
629	ESPECTRAL	Max	0.797048	1.052882	0	0	0	0.000197

Fuente: Tablas de Resultados del Análisis (SAP2000)

En la tabla 41, podemos observar los desplazamientos del análisis estático con fuerzas laterales así como el dinámico con el espectro de diseño.

Tabla 41.- Desplazamientos Laterales Estático y Dinámico (Modelo 3 Pisos CEC-02)

Piso	h (m)	CEC-02 (Estático)		CEC-02 (Dinámico)	
		Δx (cm)	Δy (cm)	Δx (cm)	Δy (cm)
	11.88	0.87	1.06	0.80	1.05
3	9.00	0.61	0.82	0.58	0.76
2	6.12	0.45	0.60	0.43	0.57
1	3.24	0.22	0.31	0.21	0.30

Elaborado por: Ricardo Montachana

La siguiente figura representa los desplazamientos estáticos y dinámicos en el sentido XX como en el Sentido YY

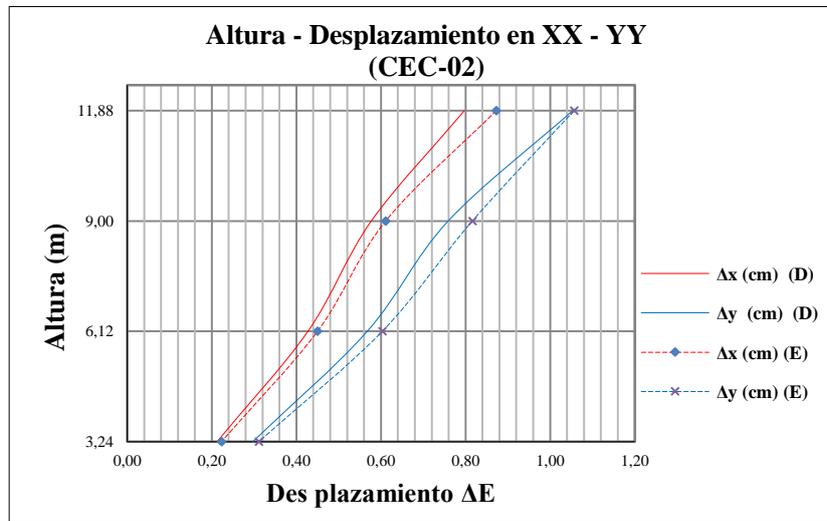


Figura 9.- Altura – Desplazamientos Sentido XX y Sentido YY (Estático y Dinámico)

Elaborado por: Ricardo Montachana

6.7.6 DATOS GENERALES PARA EL DISEÑO (SEIS PISOS CEC-02)

Modelo 2 CEC-02

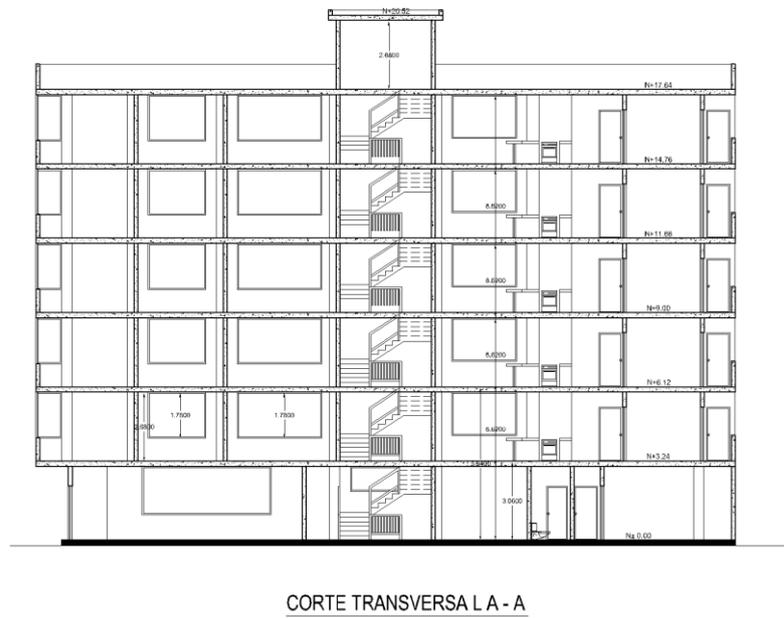
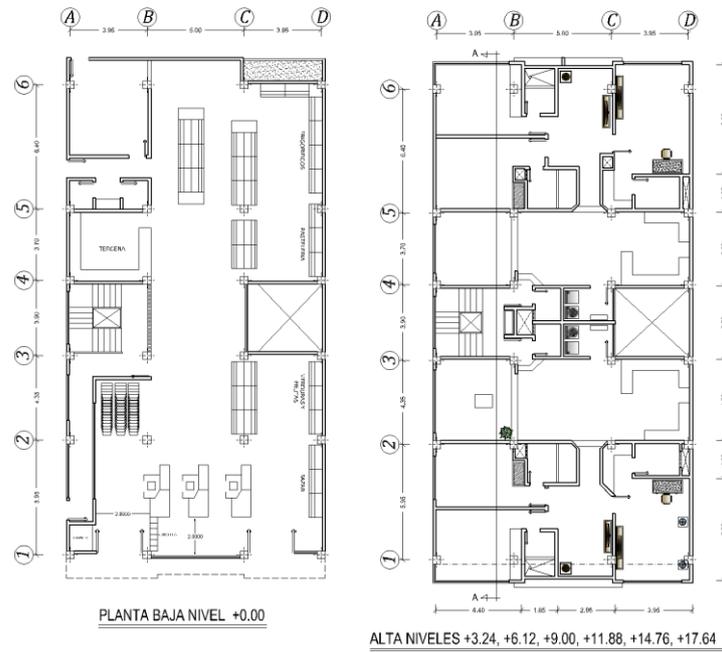


Gráfico 83.- Arquitectura del Proyecto (Modelo 6 Pisos CEC-02)

Fuente: Ricardo Montachana

PREPARACIÓN DE PESOS POR CADA NIVEL DE PISO

Para la preparación de pesos por cada nivel debemos contar con las respectivas solicitaciones tales como son carga Muerta (D), carga Viva (L), Carga de pared (DP).

CARGA MUERTA	D =	0.33 Tn/m ²
CARGA VIVA	L =	0.20 Tn/m ²
CARGA PARED 1	DP1 =	0.83 Tn/m ²
CARGA PARED 2	DP2 =	0.31 Tn/m ²

Para Carga Muerta (D)

Tapa grada Nivel + 20.52 m

$$\text{Peso} = 5.09 \text{ Tn}$$

$$\text{Masa} = 0.52 \text{ Tn s}^2/\text{m}$$

Piso Nivel +17.64m

$$\text{Peso} = 140.55 \text{ Tn}$$

$$\text{Masa} = 14.34 \text{ Tn s}^2/\text{m}$$

Piso Niveles +14.76, +11.88, +9.00, +6.12, +3.24

$$\text{Peso} = 207.77 \text{ Tn}$$

$$\text{Masa} = 21.10 \text{ Tn s}^2/\text{m}$$

Para la Carga Viva (L)

Seleccionamos de la Tabla 13, la carga de 200 Kg/m² para Residencias, y reduciremos la carga en un el 25%, por lo tanto nuestra carga viva será de 150 Kg/m².

Tapa grada Nivel + 20.52 m

$$\text{Peso} = 2.31 \text{ Tn}$$

$$\text{Masa} = 0.24 \text{ Tn s}^2/\text{m}$$

Piso Niveles +17.64m, +14.76, +11.88, +9.00, +6.12, +3.24

$$\text{Peso} = 49.31 \text{ Tn}$$

$$\text{Masa} = 5.03 \text{ Tn s}^2/\text{m}$$

CÁLCULO DE FUERZAS SÍSMICAS (CEC-02)

Utilizaremos lo señalado en el CEC-02 el mismo que indica los parámetros de cálculo y diseño sismo resistente, para el cortante basal de diseño y el cálculo de las fuerzas horizontales.

$$V = \frac{ZIC}{R \Phi_P \Phi_E} W$$

Zona Sísmica	Z=	0.40	(Tabla 17)
Importancia	I=	1.00	(Tabla 19)
Perfil Del Suelo	S=	1.50	(Tabla 20)
Respuesta Estructural	R=	10.0	(Tabla 21)
Configuración Elevación	Φ_P	1.00	(Tabla 22)
Configuración Planta	Φ_E	1.00	(Tabla 23)

Cálculo de fuerzas estáticas

$$V = \frac{ZIC}{R \Phi_P \Phi_E} W$$

$$T = C_t \times (h_n)^{3/4}$$

Para estructuras de acero $C_t = 0.09$ (CEC-02. Sección 6.2.4.1)

$$T = 0.09 \times (20.52)^{3/4}$$

$$T = 0.87 \text{ seg}$$

$$C = \frac{1.25 \times S^S}{T} \leq C_m$$

$$C = \frac{1.25 \times 1.5^{1.5}}{0.87} \leq C_m$$

$$C = 2.65 \leq 2.80$$

$$C = 2.65$$

$$V = \frac{ZIC}{R \Phi_P \Phi_E} W$$

$$V = \frac{0.4 \times 1.0 \times 2.65}{10 \times 1.0 \times 1.0}$$

$$V = 0.106 W$$

Fuerzas Horizontales de Sismo

En la siguiente tabla tenemos las fuerzas horizontales producidas por el sismo en cada uno de los pisos de nuestra estructura.

Tabla 42.- Determinación de Fuerzas Horizontales de Sismo (Modelo 6 Pisos CEC-02)

Pisos	Nivel	Peso (WCM+0.25CV)	Wi*hi	Fx
	hi (m)	Wi (Tn)	(Tn-m)	(Tn)
	20.52	5.66	116.14	9.24
6	17.64	152.88	2696.80	26.55
5	14.76	220.10	3248.68	31.98
4	11.88	220.10	2614.79	25.74
3	9.00	220.10	1980.90	19.50
2	6.12	220.10	1347.01	13.26
1	3.24	220.10	713.12	7.02
		1259.04	12717.45	133.28

Elaborado por: Ricardo Montachana

Cálculo del Cortante Basal

$$V = \frac{ZIC}{R \Phi_P \Phi_E} W$$

$$V = 0.10586 \times 1259.04 = 133.28 \text{ Tn}$$

Distribución de fuerzas laterales

$$F_t = 0.07 \times T \times V \leq 0.25 \times V$$

$$F_t = 0.07 \times 0.868 \times 133.28 \leq 0.25 \times 133.28$$

$$F_t = 8.096 \leq 33.32$$

Si $T > 0.7$ utilizamos $F_t = 8.096$, caso contrario F_t será nulo.

$$F_x = \frac{(V - F_t) * W_x * h_x}{\sum W_i * h_i}$$

$$F_x = \frac{(133.28 - 8.096) * 5.66 * 20.52}{12717.45} + 8.096 = 9.24 \text{ Tn}$$

A continuación se presenta el resumen del cálculo de la distribución de Fuerzas horizontales de sismo en el sentido XX así como en el sentido YY.

Tabla 43.- Determinación de Fuerzas Horizontales de sismo E según Pórticos

(Modelo 6 Pisos CEC-02)

Pisos	Nivel	Fx	E X-X	E Y-Y
	(m)	(Tn)	(Tn)	(Tn)
	20.52	9.24	4.62	4.62
6	17.64	26.55	4.42	6.64
5	14.76	31.98	5.33	7.99
4	11.88	25.74	4.29	6.43
3	9.00	19.50	3.25	4.87
2	6.12	13.26	2.21	3.31
1	3.24	7.02	1.17	1.75
		133.28	25.29	35.63

Elaborado por: Ricardo Montachana

CUANTIFICACIÓN DE CARGAS SOBRES LAS VIGAS

Tabla 44.- Cargas y Sobrecargas Utilizadas para el Análisis Estructural

(Modelo 6 Pisos CEC-02)

Pisos	Nivel	D losa	L	Dpared	D total
	hi (m)	(kg/m2)	(kg/m2)	(kg/m2)	(kg/m2)
	20.52	327.00	150.00		327.00
6	17.64	327.00	150.00	98.00	425.00
5	14.76	327.00	150.00	302.00	629.00
4	11.88	327.00	150.00	302.00	629.00
3	9.00	327.00	150.00	302.00	629.00
2	6.12	327.00	150.00	302.00	629.00
1	3.24	327.00	150.00	302.00	629.00

Elaborado por: Ricardo Montachana

PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS Y COLUMNAS

Del mismo modo que se realizó el predimensionamiento para el modelo estructural de 3 pisos, siguiendo el mismo procedimiento y aplicando las ecuaciones correspondientes para el prediseño de columnas y vigas tenemos el resumen de secciones para el modelo de 6 Pisos en la siguiente tabla.

Tabla 45.- Resumen de Secciones Obtenidas (Modelo 6 Pisos CEC-02)

Nivel	Viga	Viga	Viga	Columna
	Eje1= Eje 6	EJE 2= 3= 4=5	Eje A=B=C=D	
20.52		IPE 200	IPE 200	HEB 260
17.64	IPE 240	IPE 240	IPE 270	HEB 320
14.76	IPE 270	IPE 270	IPE 270	HEB 320
11.88	IPE 270	IPE 270	IPE 270	HEB 340
9.00	IPE 270	IPE 270	IPE 270	HEB 340
6.12	IPE 270	IPE 270	IPE 270	HEB 360
3,24	IPE 270	IPE 270	IPE 270	HEB 360

Elaborado por: Ricardo Montachana

6.7.6.1 ANÁLISIS ESTÁTICO ESPACIAL DEL EDIFICIO

En la Tabla 46 tenemos el resumen de carga muerta, carga viva, carga muerta de pared, el peso y masa de cada nivel de la estructura en estudio.

Tabla 46.- Cargas y Sobrecargas para el Análisis Estático Espacial
(Modelo 6 Pisos CEC-02)

Pisos	Carga Muerta	Carga Viva	CM _{pared}	Peso	Masa
	(kg/m ²)	(kg/m ²)	(kg/m ²)	(Tn)	(Tn s ² /m)
	327	150		5.09	0.52
6	327	150	103	140.55	14.34
5	327	150	416	207.77	21.20
4	327	150	416	207.77	21.20
3	327	150	416	207.77	21.20
2	327	150	416	207.77	21.20
1	327	150	416	207.77	21.20

Elaborado por: Ricardo Montachana

Determinación del Centro de Masas

Centro de masas de cada nivel, es el lugar donde actúa la fuerza sísmica equivalente distribuida por niveles, tenemos las diferentes áreas que nos permiten determinar el centro de masas.

Tabla 31.- Áreas para el Cálculo del Centro de Masas

N.	Área (m ²)	X (m)	Y (m)	A.X (m ³)	A.Y (m ³)
A1	135.96	6.60	5.15	897.34	700.19
A2	24.57	5.95	12.25	146.19	300.98
A3	151.80	6.60	19.95	1001.88	3028.41
A4	15.84	6.60	-0.60	104.54	-9.50
328.17				2149.95	4020.08

Elaborado por: Ricardo Montachana

$$X_{CM} = \frac{\sum A_i x X_i}{\sum A_i} = \frac{2149.95}{328.17} \quad X_{CM} = 6.55 \text{ m}$$

$$Y_{CM} = \frac{\sum A_i x Y_i}{\sum A_i} = \frac{4020.08}{328.17} \quad Y_{CM} = 12.25 \text{ m}$$

Determinación del Centro de Rigideces

$$X_{CR} = \frac{\sum K_i x X_i}{\sum K_i} \quad Y_{CR} = \frac{\sum K_i x Y_i}{\sum K_i}$$

Rigidez a cortante en columnas $K = \frac{12EI}{L^3}$

Para columnas metálicas HEB 360

$$K = 32513 \text{ Kg/cm}$$

$$X_{CR} = 6.45 \text{ m}$$

$$Y_{CR} = 12.11 \text{ m}$$

Corte Sísmico por Torsión

Debido a que no coinciden, en cada nivel, los centros de rigideces (CR) con los centros de masas (CM), se produce en cada nivel un momento torsionante, por lo que se debe calcular las excentricidades.

Las excentricidades calculadas son:

$$ei_x = 1.32 \text{ m}$$

$$ei_y = 1.36 \text{ m}$$

La siguiente tabla indica los momentos torsores producidas por las acciones de un sismo en sentido XX y en sentido YY.

Tabla 47.- Cálculo del Centro de Masas (Modelo 6 Pisos CEC-02)

Pisos	Fx (Tn)	ei XX (m)	ei YY (m)	Torsión XX (Tn-m)	Torsión YY (Tn-m)
	9.24	0.22	0.22	2.03	2.03
6	26.55	1.32	1.36	34.94	36.01
5	31.98	1.32	1.36	42.09	43.38
4	25.74	1.32	1.36	33.88	34.92
3	19.50	1.32	1.36	25.67	26.45
2	13.26	1.32	1.36	17.45	17.99
1	7.02	1.32	1.36	9.24	9.52

Elaborado por: Ricardo Montachana

Modelación Tridimensional

Para realizar la modelación tridimensional utilizaremos el programa SAP 2000, y siguiendo los mismos pasos de la sección 6.7.4. Tenemos nuestro modelo para la estructura de 6 Pisos.

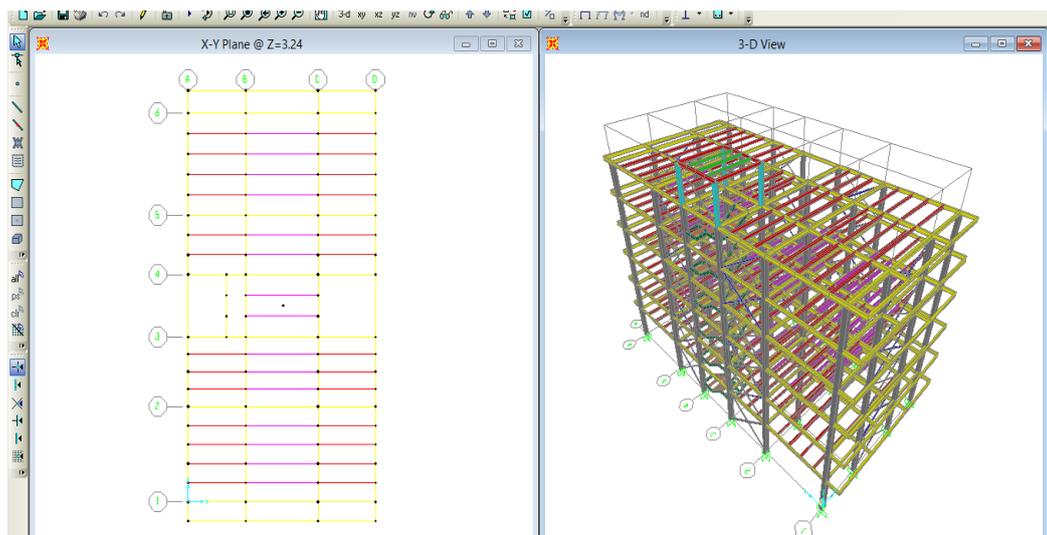


Gráfico 84.- Modelo Tridimensional (Modelo 6 Pisos CEC-02)

Fuente: Modelación SAP2000

Una vez analizada la estructura tenemos las tablas con los desplazamientos en los diferentes pisos de la estructura.

Tabla 48.- Desplazamientos En Los Diferentes Pisos De La Estructura

Joint	OutputCase	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	cm	cm	cm	Radians	Radians	Radians
145	ENV	Max	0.270097	0.370286	0	0	0	0.00003
145	ENV	Min	-0.000086	-0.001989	0	0	0	0.00000
146	ENV	Max	0.635656	0.826751	0	0	0	0.00005
146	ENV	Min	0.00047	-0.00343	0	0	0	0.00000
147	ENV	Max	1.017384	1.325365	0	0	0	0.00008
147	ENV	Min	0.001939	-0.006091	0	0	0	0.00000
626	ENV	Max	1.384562	1.827477	0	0	0	0.00011
626	ENV	Min	0.003977	-0.009285	0	0	0	0.00000
627	ENV	Max	1.719443	2.306837	0	0	0	0.00013
627	ENV	Min	0.006478	-0.012876	0	0	0	0.00000
628	ENV	Max	1.983941	2.71348	0	0	0	0.00015
628	ENV	Min	0.009274	-0.01559	0	0	0	0.00000
629	ENV	Max	2.189546	3.281955	0	0	0	0.00111
629	ENV	Min	0.062907	-0.077282	0	0	0	0.00002

Fuente: Tablas de Resultados del Análisis (SAP2000)

Efecto P-Δ

Calculamos y comprobamos los valores para efecto P-Δ Sentido XX, así como para el sentido YY

$$Q_i = \frac{P_i \Delta_i}{V_i h_i} \quad [\text{Eq. 14}] \text{ CEC-02}$$

Tabla 49.- Valores del Efecto P-Δ Sentido XX (Modelo 6 Pisos CEC-02)

Piso	Nivel (m)	H Piso (m)	Vi (Tn)	PiCM (Tn)	PiCV (Tn)	d (cm)	d=d _n -d _{n-1} (cm)	Δ d/H	Pi. Δ i Tn-m	Vi. hi Tn-m	Qi	Cálculo
7	20.52	2.88	9.24	5.66	2.31	2.19	0.206	0.001	0.02	189.58	0.000	OK
6	17.64	2.88	35.79	158.54	49.31	1.98	0.264	0.001	0.55	631.25	0.001	OK
5	14.76	2.88	67.76	378.64	49.31	1.72	0.335	0.001	1.43	1000.20	0.001	OK
4	11.88	2.88	93.50	598.74	49.31	1.38	0.367	0.001	2.38	1110.82	0.002	OK
3	9.00	2.88	113.00	818.84	49.31	1.02	0.382	0.001	3.31	1017.02	0.003	OK
2	6.12	2.88	126.26	1038.94	49.31	0.64	0.366	0.001	3.98	772.72	0.005	OK
1	3.24	3.24	133.28	1259.04	49.31	0.27	0.270	0.001	3.53	431.83	0.008	OK

Elaborado por: Ricardo Montachana

Tabla 50.- Valores del Efecto P-Δ Sentido YY (Modelo 6 Pisos CEC-02)

Piso	Nivel (m)	H Piso (m)	Vi (Tn)	PiCM (Tn)	Picv (Tn)	d (cm)	d=d _n -d _{n-1} (cm)	Δ d/H	Pi. Δ i Tn-m	Vi. hi Tn-m	Qi	Cálculo
	20.52	2.88	9.24	5.66	2.31	3.28	0.568	0.002	0.05	189.58	0.000	OK
6	17.64	2.88	35.79	158.54	49.31	2.71	0.407	0.001	0.85	631.25	0.001	OK
5	14.76	2.88	67.76	378.64	49.31	2.31	0.479	0.002	2.05	1000.20	0.002	OK
4	11.88	2.88	93.50	598.74	49.31	1.83	0.502	0.002	3.25	1110.82	0.003	OK
3	9.00	2.88	113.00	818.84	49.31	1.33	0.499	0.002	4.33	1017.02	0.004	OK
2	6.12	2.88	126.26	1038.94	49.31	0.83	0.456	0.002	4.97	772.72	0.006	OK
1	3.24	3.24	133.28	1259.04	49.31	0.37	0.370	0.001	4.84	431.83	0.011	OK

Elaborado por: Ricardo Montachana

Debido a que los Índices de estabilidad Qi son menores que 0.1, No se requiere considerar el efecto P-Δ.

6.7.6.2 LÍMITES DE LA DERIVA DE PISO (SEIS PISOS CEC-02)

Desplazamiento lateral relativo de un piso con respecto al piso consecutivo, medidos en dos puntos ubicados en la misma línea vertical de la estructura.

Para el caso de la CEC-2002 la deriva máxima sería:

$$\Delta_M = \Delta_E * R ; \quad \Delta_E = \frac{\Delta_M}{R}$$

$$\Delta_E = \frac{0.02}{10} = 0.002$$

$$\Delta = \frac{\text{Desplazamiento piso superior} - \text{desplazamiento piso inferior}}{\text{altura entre piso}}$$

Tabla 51.- Verificación de las Derivas Máximas de Piso (Modelo 6 Pisos CEC-02)

Piso	H Piso	Δ		$d=d_n-d_{n-1}$		Deriva		$\Delta_M < 0.002$	
	(m)	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y
	2.88	2.190	3.282	0.206	0.568	0.001	0.002	OK	OK
6	2.88	1.984	2.713	0.264	0.407	0.001	0.001	OK	OK
5	2.88	1.719	2.307	0.335	0.479	0.001	0.002	OK	OK
4	2.88	1.385	1.827	0.367	0.502	0.001	0.002	OK	OK
3	2.88	1.017	1.325	0.382	0.499	0.001	0.002	OK	OK
2	2.88	0.636	0.827	0.366	0.456	0.001	0.002	OK	OK
1	3.24	0.270	0.370	0.270	0.370	0.001	0.001	OK	OK

Elaborado por: Ricardo Montachana

Las derivas de piso para estructuras metálicas no exceden de 0.020 (CEC-02 Sección 6.8.2), por lo que nuestro análisis cumple con lo establecido en el Código Ecuatorial de la Construcción 2002.

6.7.6.3 ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL

En la tabla siguiente se presentan los valores de masas y de momentos de inercia polar en el centro de masas, valores que serán ingresados para el análisis modal espectral.

Tabla 52.- Masas y Momentos de inercia Polar por piso (Modelo 6 Pisos CEC-02)

Piso	Masa (Tn s2/m)	MICM (Tn s2/m)
Nivel +20.52	0.57	12.07
Nivel +17.64	15.49	1221.18
Nivel +14.76	22.32	1759.82
Nivel +11.88	22.32	1759.82
Nivel +9.00	22.32	1759.82
Nivel + 6.12	22.32	1759.82
Nivel +3.24	22.32	1759.82

Elaborado por: Ricardo Montachana

Datos para el espectro Inelástico de diseño, utilizaremos los siguientes datos:

Zona Sísmica	Z=	0.40	(Tabla 17)
Importancia	I=	1.00	(Tabla 19)
Perfil Del Suelo	S=	1.50	(Tabla 20)
Respuesta Estructural	R=	10.0	(Tabla 21)
Configuración Elevación	Φ_P	1.00	(Tabla 22)
Configuración Planta	Φ_E	1.00	(Tabla 23)

$$C = \frac{1.25 S^{1.25}}{T} \quad A = \frac{Z x I x g x C}{R x \Phi_p x \Phi_E}$$

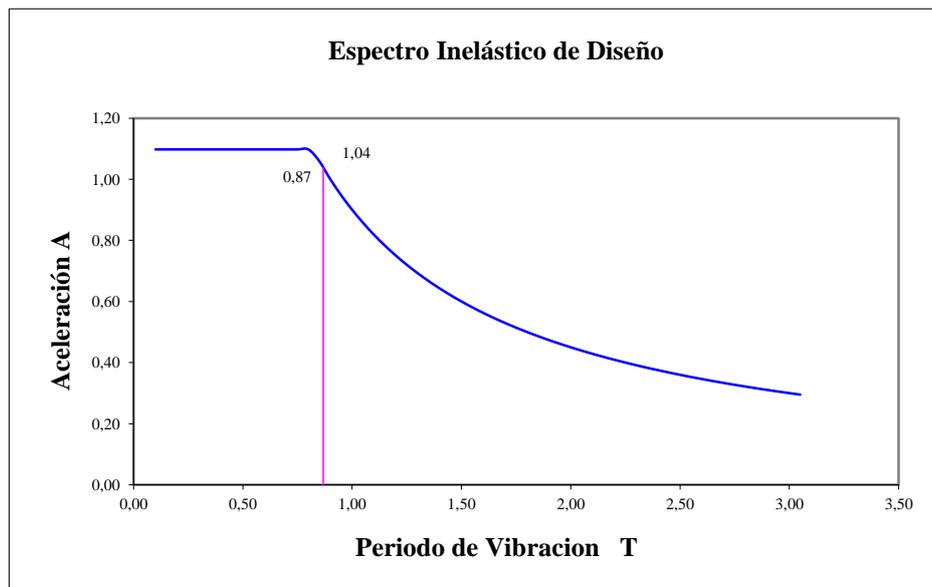


Figura 10.- Espectro Inelástico de diseño (Modelo 6 Pisos CEC-02)

Elaborado por: Ricardo Montachana

Modelo del análisis espectral

Una vez analizado nuestro modelo tenemos los siguientes resultados para los desplazamientos en sentido XX como en sentido YY.

Tabla 53.- Desplazamientos En Los Diferentes Pisos De La Estructura (Dinámico)

Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	Text	cm	cm	cm	Radians	Radians	Radians
145	Espectral	LinRespSpec	Max	0.25386	0.34397	0	0	0	0.0000
146	Espectral	LinRespSpec	Max	0.59508	0.76227	0	0	0	0.0000
147	Espectral	LinRespSpec	Max	0.94640	1.21453	0	0	0	0.0000
626	Espectral	LinRespSpec	Max	1.27884	1.66428	0	0	0	0.0000
627	Espectral	LinRespSpec	Max	1.57474	2.08550	0	0	0	0.0001
628	Espectral	LinRespSpec	Max	1.79922	2.43014	0	0	0	0.0001
629	Espectral	LinRespSpec	Max	1.85921	2.83325	0	0	0	0.0007

Fuente: Tablas de Resultados del Análisis (SAP2000)

En la siguiente tabla tenemos los desplazamientos en los sentidos XX como en YY para el CEC 2002, tanto para el análisis estático como para el análisis modal espectral.

Tabla 54.- Desplazamientos laterales Estático y Dinámico (Modelo 2, 6 Pisos CEC-02)

Desplazamientos					
Piso	h (m)	CEC-02 (Estático)		CEC-02 (Dinámico)	
		Δx (cm) (E)	Δy (cm) (E)	Δx (cm) (D)	Δy (cm) (D)
	20.52	2.19	3.28	1.86	2.83
6	17.64	1.98	2.71	1.80	2.43
5	14.76	1.72	2.31	1.57	2.09
4	11.88	1.38	1.83	1.28	1.66
3	9.00	1.02	1.33	0.95	1.21
2	6.12	0.64	0.83	0.60	0.76
1	3.24	0.27	0.37	0.25	0.34

Elaborado por: Ricardo Montachana

En la siguiente figura se muestra los desplazamientos en los sentidos XX e YY, de la estructura tanto para el modelo estático como para el dinámico.

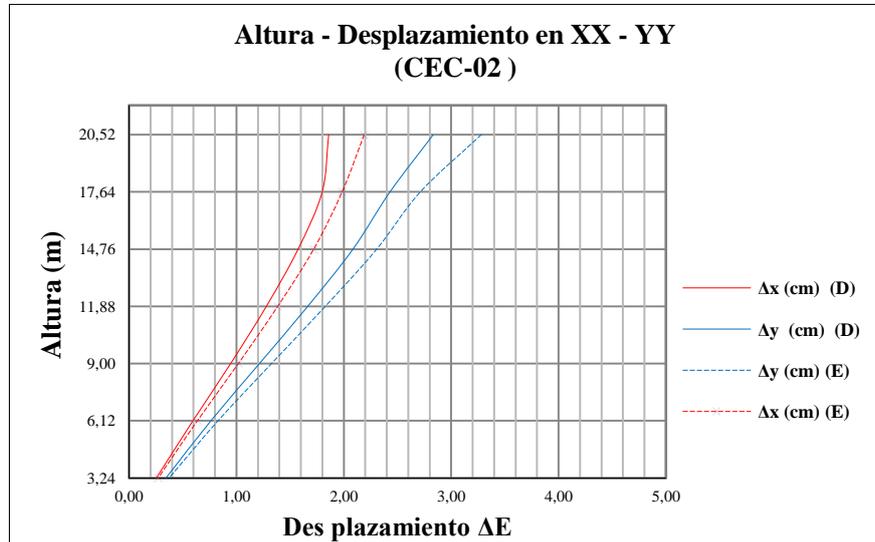


Figura 11.- Altura – Desplazamientos Lateral Sentido XX y Sentido YY (Estático y Dinámico)

Elaborado por: Ricardo Montachana

6.7.7 DATOS GENERALES PARA EL DISEÑO (NUEVE PISOS CEC-02)

Modelo 3, CEC-02

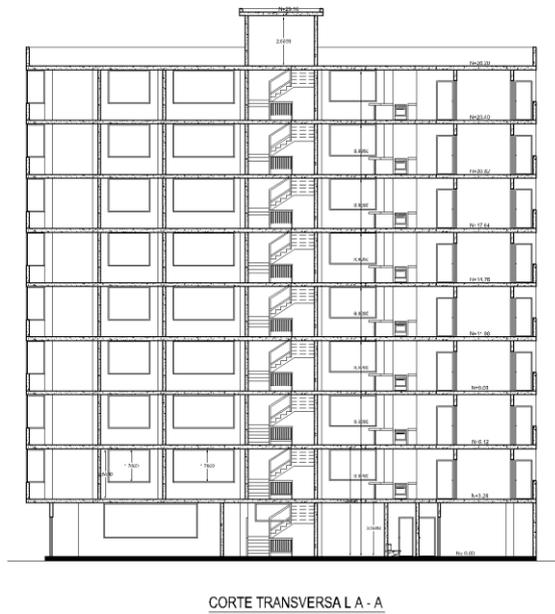
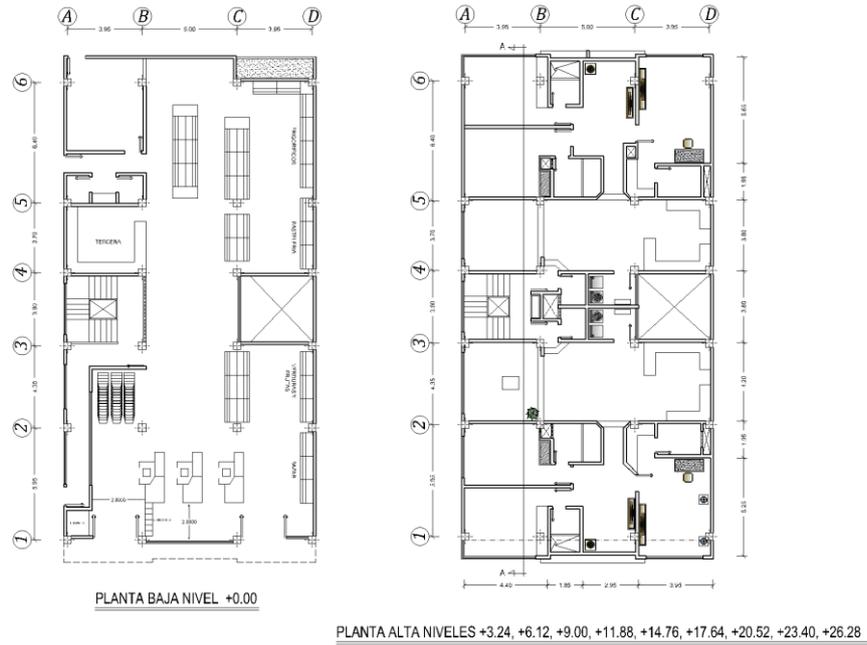


Gráfico 85.- Arquitectura del Proyecto (Modelo 9 Pisos CEC-02)

Fuente: Ricardo Montachana

PREPARACIÓN DE PESOS POR CADA NIVEL DE PISO

Para la preparación de pesos por cada nivel debemos contar con las respectivas solicitaciones tales como son carga Muerta (D), carga Viva (L), Carga de pared (DP).

CARGA MUERTA	D =	0,33 Tn/m ²
CARGA VIVA	L =	0,20 Tn/m ²
CARGA PARED 1	DP1 =	0,83 Tn/m ²
CARGA PARED 2	DP2 =	0,31 Tn/m ²

Para Carga Muerta (D)

Tapa grada Nivel + 29.16 m

Peso = 5.09 Tn

Masa= 0.52 Tn s²/m

Piso Nivel +26.28 m

Peso = 140.55 Tn

Masa= 14.34 Tn s²/m

Piso Niveles +23.40, +20.52, +17.64, +14.76, +11.88, +9.00, +6.12, +3.24 m

Peso = 207.77 Tn

Masa= 21.10 Tn s²/m

Para la Carga Viva (L)

Seleccionamos de la Tabla 13, la carga de 200 Kg/m² para Residencias, y reduciremos la carga en un el 25%, por lo tanto nuestra carga viva será de 150 Kg/m².

Tapa grada Nivel + 20.52 m

Peso = 2.31 Tn

Masa= 0.24 Tn s²/m

Piso Niveles +17.64m, +14.76, +11.88, +9.00, +6.12, +3.24

Peso = 49.31 Tn

Masa= 5.03 Tn s²/m

CÁLCULO DE FUERZAS SÍSMICAS (CEC-02)

Utilizaremos lo señalado en el CEC-02 el mismo que indica los parámetros de cálculo y diseño sísmo resistente, para el cortante basal de diseño y el cálculo de las fuerzas horizontales.

$$V = \frac{ZIC}{R \Phi_P \Phi_E} w$$

Zona Sísmica	Z=	0.40	(Tabla 17)
Importancia	I=	1.00	(Tabla 19)
Perfil Del Suelo	S=	1.50	(Tabla 20)
Respuesta Estructural	R=	10.0	(Tabla 21)
Configuración Elevación	Φ_P	1.00	(Tabla 22)
Configuración Planta	Φ_E	1.00	(Tabla 23)

Cálculo de fuerzas estáticas

$$V = \frac{ZIC}{R \Phi_P \Phi_E} w$$

$$T = C_t \times (hn)^{3/4}$$

Para estructuras de acero $C_t = 0.09$ (CEC-02. Sección 6.2.4.1)

$$T = 0.09 \times (hn)^{3/4}$$

$$T = 0.09 \times (29.16)^{3/4}$$

$$T = 1.13 \text{seg}$$

$$C = \frac{1.25 \times S^S}{T} \leq C_m$$

$$C = \frac{1.25 \times 1.5^{1.5}}{1.13} \leq C_m$$

$$C = 2.03 \leq 2.80$$

$$C = 2.03$$

$$V = \frac{ZIC}{R \Phi_P \Phi_E} W$$

$$V = \frac{0.4 \times 1.0 \times 2.03}{10 \times 1.0 \times 1.0}$$

$$V = 0.0813 W$$

Fuerzas Horizontales de Sismo

Las fuerzas horizontales producidas por el sismo en cada uno de los pisos de nuestra estructura, se presentan en la siguiente tabla.

Tabla 55.- Determinación de Fuerzas Horizontales de Sismo (Modelo 9 Pisos CEC-02)

Pisos	Nivel	Peso ($W_{CM+0.25CV}$)	$W_i \cdot h_i$	F_x
	hi (m)	W_i (Tn)	(Tn-m)	(Tn)
	29.16	5.66	165.05	13.20
9	26.28	152.88	4017.69	20.90
8	23.4	220.10	5150.34	26.79
7	20.52	220.10	4516.45	23.49
6	17.64	220.10	3882.56	20.20
5	14.76	220.10	3248.68	16.90
4	11.88	220.10	2614.79	13.60
3	9.00	220.10	1980.90	10.30
2	6.12	220.10	1347.01	7.01
1	3.24	220.10	713.12	3.71
		1919.34	27636.59	156.11

Elaborado por: Ricardo Montachana

Cálculo del Cortante Basal

$$V = 0.0813 W$$

$$V = 0.08133 \times 1919.34 = 156.11 \text{ Tn}$$

Distribución de fuerzas laterales

$$F_t = 0.07 \times T \times V \leq 0.25 \times V$$

$$F_t = 0.07 \times 1.13 \times 156.11 \leq 0.25 \times 156.11$$

$$F_t = 12.34 \leq 39.03$$

Si $T > 0.7$ utilizamos $F_t = 12.34$, caso contrario F_t será nulo.

$$F_x = \frac{(V - F_t) * W_x * h_x}{\sum W_i * h_i} + F_t$$

$$F_x = \frac{(156.11 - 12.34) * 5.09 * 29.16}{27636.59} + 12.34 = 13.20 \text{ Tn}$$

A continuación se presenta el resumen del cálculo de la distribución de Fuerzas horizontales de sismo en el sentido XX así como en el sentido YY.

Tabla 56.- Determinación de Fuerzas Horizontales de sismo E según Pórticos (Modelo 6 Pisos CEC-02)

Pisos	Nivel	F _x	E X-X	E Y-Y
	(m)	(Tn)	(Tn)	(Tn)
	29.16	13.20	6.60	6.60
9	26.28	20.90	3.48	5.23
8	23.40	26.79	4.47	6.70
7	20.52	23.49	3.92	5.87
6	17.64	20.20	3.37	5.05
5	14.76	16.90	2.82	4.22
4	11.88	13.60	2.27	3.40
3	9.00	10.30	1.72	2.58
2	6.12	7.01	1.17	1.75
1	3.24	3.71	0.62	0.93

156.11	30.42	42.33
--------	-------	-------

Elaborado por: Ricardo Montachana

CUANTIFICACIÓN DE CARGAS SOBRES LAS VIGAS

Tabla 57.- Cargas y Sobrecargas Utilizadas para el Análisis Estructural

(Modelo 6 Pisos CEC-02)

Pisos	Nivel	D losa	L	Dpared	D total
	hi (m)	(kg/m ²)	(kg/m ²)	(kg/m ²)	(kg/m ²)
	29.16	327.00	150.00		327.00
9	26.28	327.00	150.00	98.00	425.00
8	23.40	327.00	150.00	302.00	629.00
7	20.52	327.00	150.00	302.00	629.00
6	17.64	327.00	150.00	302.00	629.00
5	14.76	327.00	150.00	302.00	629.00
4	11.88	327.00	150.00	302.00	629.00
3	9.00	327.00	150.00	302.00	629.00
2	6.12	327.00	150.00	302.00	629.00
1	3.24	327.00	150.00	302.00	629.00

Elaborado por: Ricardo Montachana

PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS Y COLUMNAS

Del mismo modo que se realizó el predimensionamiento para el modelo estructural de 3 pisos, siguiendo el mismo procedimiento y aplicando las ecuaciones correspondientes para el prediseño de columnas y vigas tenemos el resumen de secciones para el modelo de 9 Pisos en la siguiente tabla.

Tabla 58.- Resumen de Secciones Obtenidas (Modelo 9 Pisos CEC-02)

Nivel	Viga	Viga	Viga	Columna
	Eje1= Eje 6	EJE 2= 3= 4=5	Eje A=B=C=D	
29.16		IPE 200	IPE 200	HEB 260
26.28	IPE 240	IPE 240	IPE 270	HEB 360
23.40	IPE 270	IPE 270	IPE 270	HEB 360
20.52	IPE 270	IPE 270	IPE 270	HEB 360
17.64	IPE 270	IPE 270	IPE 270	HEB 400
14.76	IPE 270	IPE 270	IPE 270	HEB 400
11.88	IPE 270	IPE 270	IPE 270	HEB 400
9.00	IPE 270	IPE 270	IPE 270	HEB 500
6.12	IPE 270	IPE 270	IPE 270	HEB 500
3,24	IPE 270	IPE 270	IPE 270	HEB 500

Elaborado por: Ricardo Montachana

6.7.7.1 ANÁLISIS ESTÁTICO ESPACIAL DEL EDIFICIO

El resumen de carga muerta, carga viva, carga muerta de pared, el peso y masa de cada nivel de la estructura en estudio, se presenta a continuación:

Tabla 59.- Cargas y Sobrecargas para el Análisis Estático Espacial
(Modelo 9 Pisos CEC-02)

Pisos	Carga Muerta	Carga Viva	CM _{pared}	Peso	Masa
	(kg/m ²)	(kg/m ²)	(kg/m ²)	(Tn)	(Tn s ² /m)
	327	150		5.09	0.52
9	327	150	103	140.55	14.34
8	327	150	416	207.77	21.20
7	327	150	416	207.77	21.20
6	327	150	416	207.77	21.20
5	327	150	416	207.77	21.20
4	327	150	416	207.77	21.20
3	327	150	416	207.77	21.20
2	327	150	416	207.77	21.20
1	327	150	416	207.77	21.20

Elaborado por: Ricardo Montachana

Determinación del Centro de Masas

Centro de masas de cada nivel, es el lugar donde actúa la fuerza sísmica equivalente distribuida por niveles, tenemos las diferentes áreas que nos permiten determinar el centro de masas.

Tabla 31.- Áreas para el Cálculo del Centro de Masas

N.	Área (m ²)	X (m)	Y (m)	A.X (m ³)	A.Y (m ³)
A1	135.96	6.60	5.15	897.34	700.19
A2	24.57	5.95	12.25	146.19	300.98
A3	151.80	6.60	19.95	1001.88	3028.41
A4	15.84	6.60	-0.60	104.54	-9.50
328.17				2149.95	4020.08

Elaborado por: Ricardo Montachana

$$X_{CM} = \frac{\sum A_i x X_i}{\sum A_i} \quad X_{CM} = 6.55 \text{ m}$$

$$Y_{CM} = \frac{\sum A_i x Y_i}{\sum A_i} \quad Y_{CM} = 12.25 \text{ m}$$

Determinación del Centro de Rigideces

Rigidez frente a cortante

$$X_{CR} = \frac{\sum K_i x X_i}{\sum K_i} \quad Y_{CR} = \frac{\sum K_i x Y_i}{\sum K_i}$$

Rigidez a cortante en columnas $K = \frac{12EI}{L^3}$

Para columnas metálicas HEB 450

$$K = 144209 \text{ Kg/cm}$$

$$X_{CR} = 6.45 \text{ m}$$

$$Y_{CR} = 12.11 \text{ m}$$

Corte Sísmico por Torsión

Debido a que no coinciden, en cada nivel, los centros de rigideces (CR) con los centros de masas (CM), se produce en cada nivel un momento torsionante, por lo que se debe calcular las excentricidades.

Las excentricidades calculadas son:

$$ei_x = 1.32 \text{ m}$$

$$ei_y = 1.36 \text{ m}$$

La siguiente tabla indica los momentos torsores producidas por las acciones de un sismo en sentido XX y en sentido YY.

Tabla 60.- Cálculo del Centro de Masas (Modelo 9 Pisos CEC-02)

Pisos	Fx (Tn)	ei XX (m)	ei YY (m)	Torsión XX (Tn-m)	Torsión YY (Tn-m)
	13.20	0.22	0.22	2.90	2.90
9	20.90	1.32	1.36	27.51	28.35
8	26.79	1.32	1.36	35.27	36.35
7	23.49	1.32	1.36	30.93	31.87
6	20.20	1.32	1.36	26.59	27.40
5	16.90	1.32	1.36	22.25	22.93
4	13.60	1.32	1.36	17.91	18.45
3	10.30	1.32	1.36	13.56	13.98
2	7.01	1.32	1.36	9.22	9.51
1	3.71	1.32	1.36	4.88	5.03

Elaborado por: Ricardo Montachana

Modelación Tridimensional

Para realizar la modelación tridimensional utilizaremos el programa SAP 2000, y siguiendo los mismos pasos de la sección 6.7.4. Tenemos nuestro modelo para la estructura de 9 Pisos.

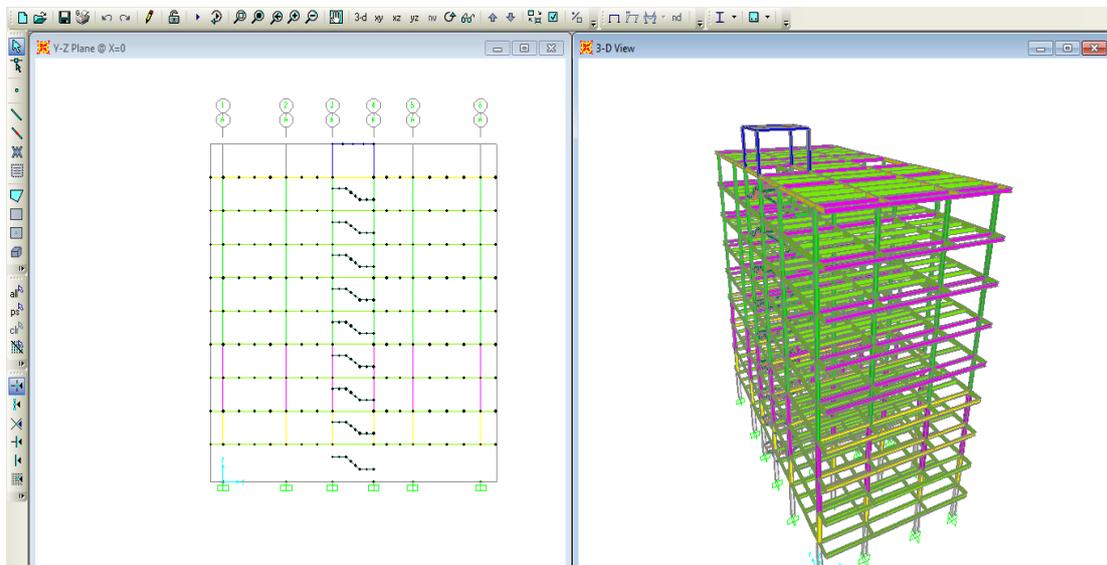


Gráfico 86.- Modelo Tridimensional (9 Pisos CEC-02)

Fuente: Modelación SAP2000

Una vez analizada la estructura tenemos las tablas con los desplazamientos en los diferentes pisos de la estructura.

Tabla 61.- Desplazamientos En Los Diferentes Pisos De La Estructura

Joint	OutputCase	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	cm	cm	cm	Radians	Radians	Radians
615	ENV	Max	0.24712	0.245826	0	0	0	0.00002
615	ENV	Min	-0.000247	0.000266	0	0	0	0.00000
616	ENV	Max	0.643581	0.555847	0	0	0	0.00005
616	ENV	Min	-0.000201	0.001578	0	0	0	0.00000
617	ENV	Max	1.099512	0.916912	0	0	0	0.00008
617	ENV	Min	0.001124	0.003662	0	0	0	0.00000
618	ENV	Max	1.598708	1.308544	0	0	0	0.00012
618	ENV	Min	0.003198	0.005341	0	0	0	0.00000
619	ENV	Max	2.119558	1.717388	0	0	0	0.00016
619	ENV	Min	0.005858	0.007187	0	0	0	0.00000
620	ENV	Max	2.631231	2.13589	0	0	0	0.00021
620	ENV	Min	0.008955	0.009211	0	0	0	0.00000
621	ENV	Max	3.118035	2.538141	0	0	0	0.00025
621	ENV	Min	0.01242	0.011342	0	0	0	0.00000
622	ENV	Max	3.557704	2.911101	0	0	0	0.00030
622	ENV	Min	0.016133	0.013583	0	0	0	0.00000
623	ENV	Max	3.934207	3.240351	0	0	0	0.00033
623	ENV	Min	0.019822	0.016215	0	0	0	0.00000
624	ENV	Max	4.247009	3.142075	0	0	0	0.00055
624	ENV	Min	0.082527	-0.070249	0	0	0	0.00001

Fuente: Tablas de Resultados del Análisis (SAP2000)

Efecto P-Δ

Calculamos y comprobamos los valores para efecto P-Δ Sentido XX, así como para el sentido YY.

$$Q_i = \frac{P_i \Delta_i}{V_i h_i}$$

[Eq. 14] CEC-02

Tabla 62.- Valores del Efecto P- Δ Sentido XX (Modelo 9 Pisos CEC-02)

Piso	H Piso (m)	Vi (Tn)	Pi _{CM} (Tn)	Pi _{CV} (Tn)	d (cm)	d=d _n -d _{n-1} (cm)	Δ d/H	Pi. Δ i Tn-m	Vi. hi Tn-m	Qi	Cálculo
	2.88	13.20	5.66	2.31	4.25	0.313	0.001	0.02	384.91	0.000	OK
9	2.88	34.10	158.54	49.31	3.93	0.377	0.001	0.78	896.15	0.001	OK
8	2.88	60.89	378.64	49.31	3.56	0.440	0.002	1.88	1424.88	0.001	OK
7	2.88	84.39	598.74	49.31	3.12	0.487	0.002	3.15	1731.62	0.002	OK
6	2.88	104.58	818.84	49.31	2.63	0.512	0.002	4.44	1844.87	0.002	OK
5	2.88	121.48	1038.94	49.31	2.12	0.521	0.002	5.67	1793.11	0.003	OK
4	2.88	135.09	1259.04	49.31	1.60	0.499	0.002	6.53	1604.83	0.004	OK
3	2.88	145.39	1479.14	49.31	1.10	0.456	0.002	6.97	1308.52	0.005	OK
2	2.88	152.40	1699.24	49.31	0.64	0.396	0.001	6.93	932.68	0.007	OK
1	3.24	156.11	1919.34	49.31	0.25	0.247	0.001	4.86	505.79	0.010	OK

Elaborado por: Ricardo Montachana

Tabla 63.- Valores del Efecto P- Δ Sentido YY (Modelo 9 Pisos CEC-02)

Piso	H Piso (m)	Vi (Tn)	Pi _{CM} (Tn)	Pi _{CV} (Tn)	d (cm)	d=d _n -d _{n-1} (cm)	Δ d/H	Pi. Δ i Tn-m	Vi. hi Tn-m	Qi	Cálculo
	2.88	13.20	5.66	2.31	3.142	-0.098	0.000	-0.01	384.91	0.000	OK
9	2.88	34.10	158.54	49.31	3.240	0.329	0.001	0.68	896.15	0.001	OK
8	2.88	60.89	378.64	49.31	2.911	0.373	0.001	1.60	1424.88	0.001	OK
7	2.88	84.39	598.74	49.31	2.538	0.402	0.001	2.61	1731.62	0.002	OK
6	2.88	104.58	818.84	49.31	2.136	0.419	0.001	3.63	1844.87	0.002	OK
5	2.88	121.48	1038.94	49.31	1.717	0.409	0.001	4.45	1793.11	0.002	OK
4	2.88	135.09	1259.04	49.31	1.309	0.392	0.001	5.12	1604.83	0.003	OK
3	2.88	145.39	1479.14	49.31	0.917	0.361	0.001	5.52	1308.52	0.004	OK
2	2.88	152.40	1699.24	49.31	0.556	0.310	0.001	5.42	932.68	0.006	OK
1	3.24	156.11	1919.34	53.66	0.246	0.246	0.001	4.85	505.79	0.010	OK

Elaborado por: Ricardo Montachana

Debido a que los Índices de estabilidad Qi son menores que 0.1, No se requiere considerar el efecto P- Δ .

6.7.7.2 LÍMITES DE LA DERIVA DE PISO (NUEVE PISOS CEC-02)

Desplazamiento lateral relativo de un piso con respecto al piso consecutivo, medidos en dos puntos ubicados en la misma línea vertical de la estructura.

Para el caso de la CEC-2002 la deriva máxima sería:

$$\Delta_M = \Delta_E * R ; \quad \Delta_E = \frac{\Delta_M}{R}$$

$$\Delta_E = \frac{0.02}{10} = 0.002$$

$$\Delta = \frac{\text{Desplazamiento piso superior} - \text{desplazamiento piso inferior}}{\text{altura entre piso}}$$

Tabla 64.- Verificación de las derivas Máximas de piso (Modelo 9 Pisos CEC-02)

Piso	H Piso	Δ		$d=d_n-d_{n-1}$		Deriva		$\Delta_M < 0.002$	
	(m)	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y
	2.88	4.247	3.142	0.313	-0.098	0.001	0.000	OK	OK
9	2.88	3.934	3.240	0.377	0.329	0.001	0.001	OK	OK
8	2.88	3.558	2.911	0.440	0.373	0.002	0.001	OK	OK
7	2.88	3.118	2.538	0.487	0.402	0.002	0.001	OK	OK
6	2.88	2.631	2.136	0.512	0.419	0.002	0.001	OK	OK
5	2.88	2.120	1.717	0.521	0.409	0.002	0.001	OK	OK
4	2.88	1.599	1.309	0.499	0.392	0.002	0.001	OK	OK
3	2.88	1.100	0.917	0.456	0.361	0.002	0.001	OK	OK
2	2.88	0.644	0.556	0.396	0.310	0.001	0.001	OK	OK
1	3.24	0.247	0.246	0.247	0.246	0.001	0.001	OK	OK

Elaborado por: Ricardo Montachana

Las derivas de piso para estructuras metálicas no exceden de 0.020 (CEC-02 Sección 6.8.2), por lo que nuestro análisis cumple con lo establecido en el Código Ecuatorial de la Construcción 2002.

6.7.7.3 ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL

A continuación se presentan los valores de masas y de momentos de inercia polar en el centro de masas, valores que serán ingresados para el análisis modal espectral.

Tabla 65.- Masas y Momentos de inercia Polar por piso

Piso	Masa (Tn s2/m)	MICM (Tn s2/m)
Nivel +29.16	0.57	12.07
Nivel +26.28	15.49	1221.18
Nivel +23.40	22.32	1759.82
Nivel +20.52	22.32	1759.82
Nivel +17.64	22.32	1759.82
Nivel +14.76	22.32	1759.82
Nivel +11.88	22.32	1759.82
Nivel +9.00	22.32	1759.82
Nivel + 6.12	22.32	1759.82
Nivel +3.24	22.32	1759.82

Elaborado por: Ricardo Montachana

Para el cálculo del espectro Inelástico de diseño, utilizaremos los siguientes datos:

Zona Sísmica	Z=	0.40	(Tabla 17)
Importancia	I=	1.00	(Tabla 19)
Perfil Del Suelo	S=	1.50	(Tabla 20)
Respuesta Estructural	R=	10.0	(Tabla 21)
Configuración Elevación	Φ_P	1.00	(Tabla 22)
Configuración Planta	Φ_E	1.00	(Tabla 23)

$$C = \frac{1.25 S^{1.25}}{T} \quad A = \frac{Z x I x g x C}{R x \Phi_p x \Phi_E}$$

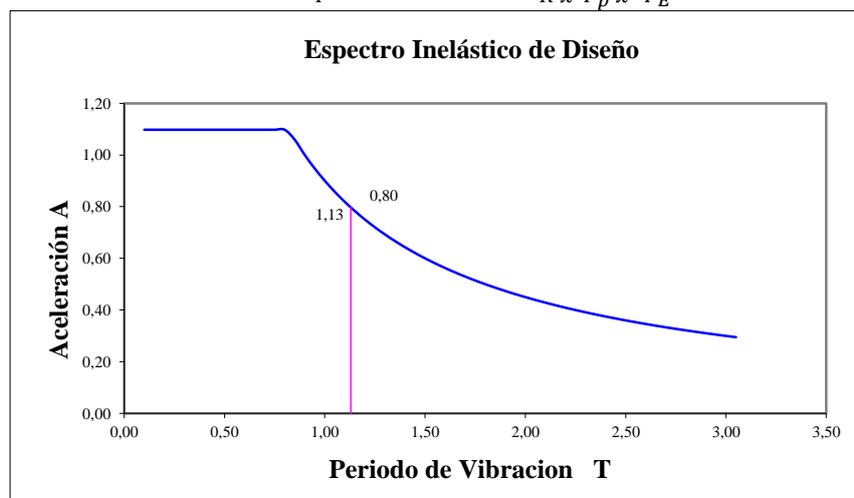


Figura 12.- Espectro Inelástico de diseño (Modelo 9 Pisos CEC-02)

Elaborado por: Ricardo Montachana

Modelo del análisis espectral

Una vez analizado nuestro modelo tenemos los siguientes resultados, desplazamientos en XX así como en YY, de los puntos establecidos en el modelo.

Tabla 66.- Desplazamientos En Los Diferentes Pisos De La Estructura (Dinámico)

Joint	OutputCase	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	cm	cm	cm	Radians	Radians	Radians
82	Espectral	Max	0.225343	0.246467	0	0	0	0.000022
97	Espectral	Max	0.583785	0.552328	0	0	0	0.000054
99	Espectral	Max	0.991931	0.905336	0	0	0	0.000092
100	Espectral	Max	1.434207	1.287214	0	0	0	0.000136
105	Espectral	Max	1.891052	1.684388	0	0	0	0.000185
106	Espectral	Max	2.335198	2.089553	0	0	0	0.000235
121	Espectral	Max	2.751663	2.476877	0	0	0	0.000285
145	Espectral	Max	3.119343	2.832851	0	0	0	0.000333
146	Espectral	Max	3.424295	3.141633	0	0	0	0.000376
147	Espectral	Max	3.525397	2.797424	0	0	0	0.000245

Fuente: Tablas de Resultados del Análisis (SAP2000)

En la siguiente tabla se presenta los desplazamientos del modelo estático y dinámico para la estructura de nueve pisos.

Tabla 67.- Desplazamientos Laterales Estático y Dinámico (Modelo 9 Pisos CEC-02)

Piso	h (m)	Desplazamientos			
		CEC-02 (Estático)		CEC-02 (Dinámico)	
		Δx (cm) (E)	Δy (cm) (E)	Δx (cm) (D)	Δy (cm) (D)
	29.16	4.25	3.14	3.53	2.80
9	26.28	3.93	3.24	3.42	3.14
8	23.40	3.56	2.91	3.12	2.83
7	20.52	3.12	2.54	2.75	2.48
6	17.64	2.63	2.14	2.34	2.09
5	14.76	2.12	1.72	1.89	1.68
4	11.88	1.60	1.31	1.43	1.29
3	9.00	1.10	0.92	0.99	0.91
2	6.12	0.64	0.56	0.58	0.55
1	3.24	0.25	0.25	0.23	0.25

Elaborado por: Ricardo Montachana

En la siguiente figura se muestra los desplazamientos en los sentidos XX e YY, de la estructura tanto para el modelo estático como para el dinámico.

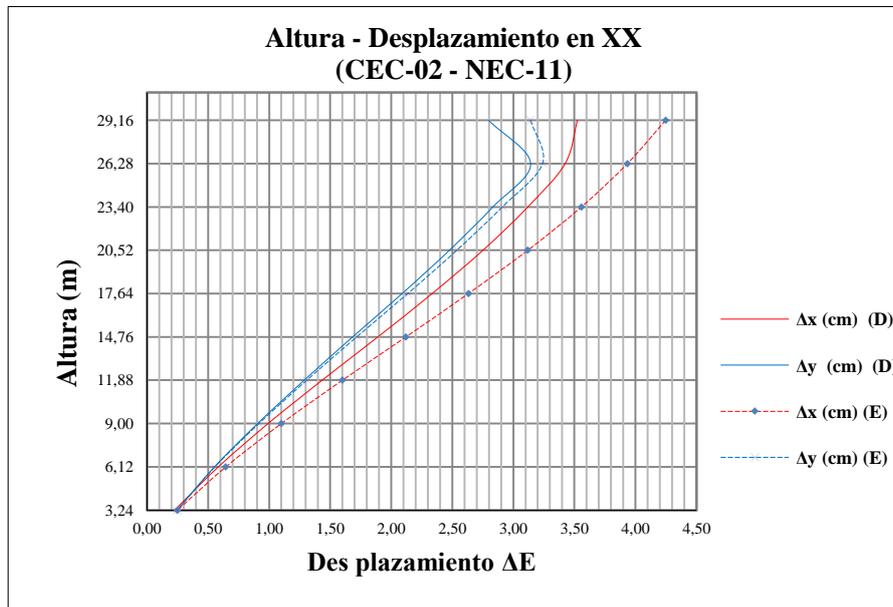


Figura 13.- Altura – Desplazamientos Lateral Sentido XX y Sentido YY (Estático y Dinámico)

Elaborado por: Ricardo Montachana

6.7.8 DATOS GENERALES PARA EL DISEÑO NEC-11

Modelo 1 NEC-11

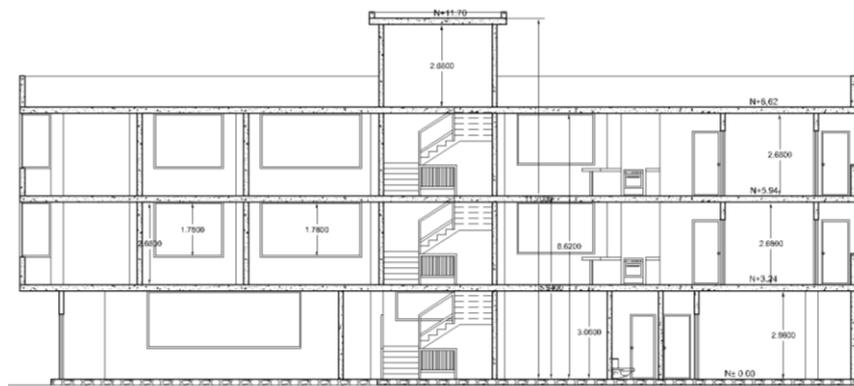
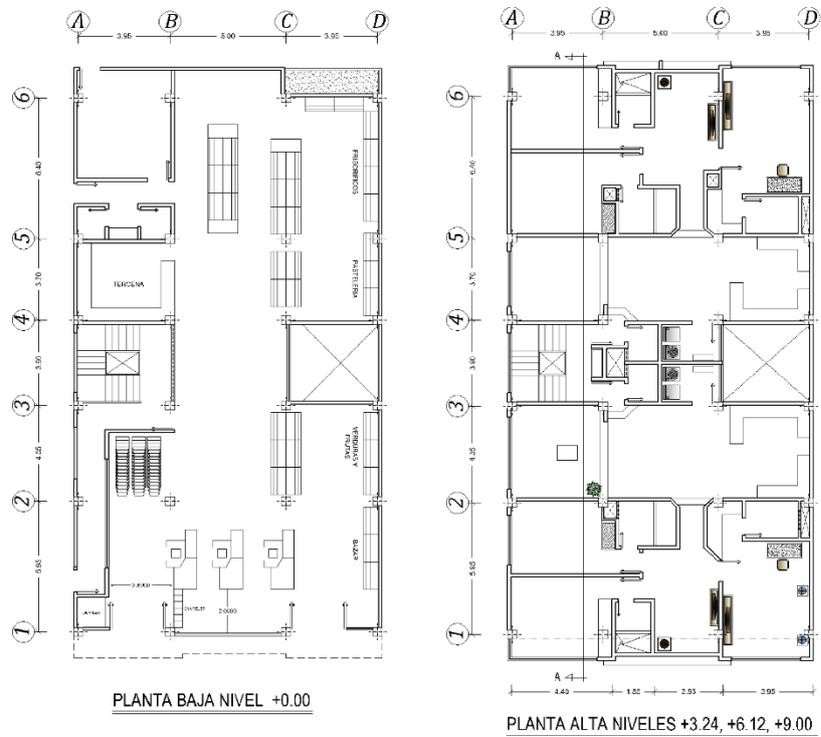


Gráfico 8.- Arquitectura del Proyecto (Modelo 3 Pisos NEC-11)

Fuente: Ricardo Montachana

6.7.8.1 DETERMINACIÓN DE FUERZAS SÍSMICAS SEGÚN NEC-11

Para determinar las fuerzas sísmicas se hará referencia al NEC-11 en el Capítulo 2, en la sección 2.7.2, para lo cual debemos tener en cuenta todos los parámetros necesarios para su cálculo.

$$V = \frac{I S_a}{R \phi_p \phi_E} W \quad [\text{Eq. 2-19}] \text{ NEC-11}$$

Factor De Importancia I

Para escoger el coeficiente I debemos tener en cuenta el tipo, uso, destino e importancia que va a tener nuestro diseño.

Tabla 68.- Tipo de uso, destino e importancia de la estructura (NEC-11)

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Factor
1. Edificaciones esenciales y/o peligrosas	Hospitales, clínicas, centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación, transmisión y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1,5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1,3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1,0

Fuente: NEC, (2011).

Aceleración Espectral Correspondiente al Espectro de Respuesta Elástico para Diseño S_a .

$$S_a = n Z F_a \quad \text{para } 0 \leq T \leq T_c \quad [\text{Eq. 2-7}] \text{ NEC-11}$$

$$S_a = n Z F_a \left(\frac{T_c}{T}\right)^r \quad \text{para } T > T_c \quad [\text{Eq. 2-8}] \text{ NEC-11}$$

η = Relación de amplificación espectral que varían dependiendo la región

(NEC-2011 2.5.5.1)

Sierra (η) = 2.48 incluidas las provincias de Esmeraldas y Galápagos.

Costa (η) = 1.8 excepto la provincia de Esmeraldas,

Oriente (η) = 2.6

Z = factor de zona sísmica

Fa = Coeficiente de amplificación de las ordenadas del espectro de respuesta de aceleraciones para diseño en roca (NEC-11 2.5.4.8).

Fd = Coeficiente de amplificación de ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca (NEC-11 2.5.4.8).

Fs = Coeficiente que considera el comportamiento no lineal de los suelos

(NEC-11 2.5.4.8).

r = Factor de acuerdo a los tipos de suelos especificados (NEC-11 2.5.4.5)

r = 1 Para suelos tipo A, B, C

r = 1.5 Para suelos D o E

Factor De Zona Sísmica Z

Tenemos los valores de Z de acuerdo a las zonas sísmicas identificadas para el país.

Tabla 69.- Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada (NEC-11)

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	> 0.50
Caracterización de la amenaza sísmica.	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy Alta

Fuente: NEC, (2011).

En la presente tabla seleccionamos la Población, Parroquia, Cantón, y Provincia, de acuerdo a los datos del proyecto.

Tabla 70.- Poblaciones ecuatorianas y valor del factor Z (NEC-11)

POBLACION	PARROQUIA	CANTÓN	PROVINCIA	Z
COMUNA TAMBO LOMA	PILAGUIN (PILAHUIN)	AMBATO	TUNGURAHUA	0.35
CORAZON DE JESUS	IZAMBA	AMBATO	TUNGURAHUA	0.40
URBANIZACION AEROPUERTO	IZAMBA	AMBATO	TUNGURAHUA	0.40
PILAHUIN	PILAGUIN (PILAHUIN)	AMBATO	TUNGURAHUA	0.40
QUINSAPINCHA	QUISAPINCHA (QUIZAPINCHA)	AMBATO	TUNGURAHUA	0.40
JUAN BENIGNO VELA	JUAN BENIGNO VELA	AMBATO	TUNGURAHUA	0.40
MARTINEZ	AUGUSTO N. MARTINEZ	AMBATO	TUNGURAHUA	0.40
SAN ISIDRO	PICAIGUA	AMBATO	TUNGURAHUA	0.40
TOTORAS	TOTORAS	AMBATO	TUNGURAHUA	0.40
AMBATILLO	AMBATILLO	AMBATO	TUNGURAHUA	0.40
ATAHUALPA	ATAHUALPA (CHISALATA)	AMBATO	TUNGURAHUA	0.40
IZAMBA	IZAMBA	AMBATO	TUNGURAHUA	0.40
SAN MIGUELITO	SAN MIGUELITO	SANTIAGO DE PILLARO	TUNGURAHUA	0.40
HUACHI GRANDE	HUACHI GRANDE	AMBATO	TUNGURAHUA	0.40
SANTA ROSA	SANTA ROSA	AMBATO	TUNGURAHUA	0.40
AMBATO	AMBATO	AMBATO	TUNGURAHUA	0.40
PELILEO GRANDE	PELILEO	SAN PEDRO DE PELILEO	TUNGURAHUA	0.40
SAN ANTONIO DE PASA	PASA	AMBATO	TUNGURAHUA	0.40
SAN BARTOLOME DE PINLOG	SAN BARTOLOME DE PINLOG	AMBATO	TUNGURAHUA	0.40
PATATE	PATATE	PATATE	TUNGURAHUA	0.40
SAN FERNANDO	SAN FERNANDO	AMBATO	TUNGURAHUA	0.40
EMILIO M. TERAN	EMILIO MARIA TERAN (RUMIPAMBA)	SANTIAGO DE PILLARO	TUNGURAHUA	0.40
MARCOS ESPINEL	MARCOS ESPINEL (CHACATA)	SANTIAGO DE PILLARO	TUNGURAHUA	0.40
BAÑOS DE AGUA SANTA	BADOS DE AGUA SANTA	BADOS DE AGUA SANTA	TUNGURAHUA	0.40
ULBA	ULBA	BADOS DE AGUA SANTA	TUNGURAHUA	0.40
RIO VERDE	RIO VERDE	BADOS DE AGUA SANTA	TUNGURAHUA	0.40
GUAMBALÓ	GUAMBALO (HUAMBALO)	SAN PEDRO DE PELILEO	TUNGURAHUA	0.40
TISALEO	TISALEO	TISALEO	TUNGURAHUA	0.40
CEVALLOS	CEVALLOS	CEVALLOS	TUNGURAHUA	0.40
QUERO	QUERO	QUERO	TUNGURAHUA	0.40
RUMIPAMBA	RUMIPAMBA	QUERO	TUNGURAHUA	0.40
COTALÓ	COTALO	SAN PEDRO DE PELILEO	TUNGURAHUA	0.40
SAN ANDRÉS	SAN ANDRES	SANTIAGO DE PILLARO	TUNGURAHUA	0.40
CUNCHIBAMBA	CUNCHIBAMBA	AMBATO	TUNGURAHUA	0.40

Fuente: NEC, (2011).

Clasificación de los Perfiles de Suelo

De la clasificación de los perfiles del suelo, para el proyecto seleccionaremos perfil de acuerdo a la descripción y definición de los diferentes suelos.

Tabla 71.- Clasificación de los Perfiles de Suelo (NEC-11)

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$\bar{V}_s \geq 1500 \text{ m/s}$
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > \bar{V}_s \geq 760 \text{ m/s}$
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760 \text{ m/s} > \bar{V}_s \geq 360 \text{ m/s}$
	perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$\bar{N} \geq 50.0$ $\bar{S}_u \geq 100 \text{ KPa} (\approx 1 \text{ kgf/cm}^2)$
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > \bar{V}_s \geq 180 \text{ m/s}$
	perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > \bar{N} \geq 50.0$ $100 \text{ KPa} (\approx 1 \text{ kgf/cm}^2) > \bar{S}_u$ $\geq 50 \text{ KPa} (\approx 0.5 \text{ kgf/cm}^2)$
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$\bar{V}_s < 180 \text{ m/s}$
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $\bar{S}_u < 50 \text{ KPa} (\approx 0.5 \text{ kgf/cm}^2)$
F	<p>Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. Se contemplan las siguientes subclases:</p> <p>F1—Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.</p> <p>F2—Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H >3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).</p> <p>F3—Arcillas de muy alta plasticidad (H >7.5 m con índice de Plasticidad IP >75)</p> <p>F4—Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H >30m)</p> <p>F5—Suelos con contrastes de impedancia α ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.</p> <p>F6—Rellenos colocados sin control ingenieril.</p>	

Fuente: NEC, (2011).

En las tablas siguientes tenemos los factores F_a , F_d y F_s , de acuerdo al tipo de suelo seleccionado.

Tabla 72.- Tipo de suelo y Factores de sitio Fa

Tipo del suelo	Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	valor Z(aceleración esperada en roca, g)	0,15	0,25	0,3	0,35	0,4	>0,5
A		0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
B		1	1	1	1	1	1
C		1,4	1,3	1,25	1,23	1,2	1,18
D		1,6	1,4	1,3	1,25	1,2	1,15
E		1,8	1,5	1,4	1,28	1,15	1,05
F		Ver nota					

Fuente: NEC, (2011).

Tabla 72.1- Tipo de suelo y Factores de sitio Fd

Tipo del suelo	Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	valor Z(aceleración esperada en roca, g)	0,15	0,25	0,3	0,35	0,4	>0,5
A		0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
B		1	1	1	1	1	1
C		1,6	1,5	1,4	1,35	1,3	1,25
D		1,9	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
E		2,1	1,75	1,7	1,65	1,6	1,5
F		Ver nota					

Fuente: NEC, (2011).

Tabla 72.2.- Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo Fs

Tipo del suelo	Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	valor (aceleración en roca, g)	0,15	0,25	0,3	0,35	0,4	>0,5
A		0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
B		0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
C		1	1,1	1,2	1,25	1,3	1,45
D		1,2	1,25	1,3	1,4	1,5	1,65
E		1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	1,2
F		Ver nota					

Fuente: NEC, (2011).

Periodo De Vibración T

El periodo de vibración de la estructura, para cada dirección principal, será estimado a partir de uno de los métodos descritos a continuación:

Método 1 Para estructuras de edificación, el valor de T puede determinarse de manera aproximada mediante la expresión.

Método 2 El periodo fundamental T puede ser calculado, utilizando las propiedades estructurales y las características de deformación de los elementos resistentes, en un análisis apropiado y adecuadamente sustentado. Este requisito puede ser cumplido mediante la utilización de la siguiente expresión, aplicada en cada dirección principal de la estructura o por medio de un análisis modal⁵.

$$T = C_t h_n^\alpha \quad [\text{Eq. 2-20}] \text{ NEC-11}$$

hn = altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura, en metros.

- Para estructuras de acero sin arriostramientos, $C_t = 0.072$ y $\alpha = 0.80$
- Para estructuras de acero con arriostramientos, $C_t = 0.073$ y $\alpha = 0.75$
- Para pórticos espaciales de hormigón armado sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras, $C_t = 0.047$ y $\alpha = 0.9$
- Para pórticos espaciales de hormigón armado con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural, $C_t = 0.049$ y $\alpha = 0.75$

Calculamos los límites para el periodo de vibración

$$T_c = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a} \quad [\text{Eq. 2-9}] \text{ NEC-11}$$

⁵ MIDUVI, M C. (2011). *Normas Ecuatorianas de la Construcción*.

Coefficiente de Reducción de Respuesta Estructural R

En la siguiente tabla, debemos hacer referencia al sistema estructural que estamos analizando, además el tipo de material como: Hormigón, Acero Estructural, Madera y otras.

Tabla 73.- Coeficiente de Reducción de Respuesta Estructural R (NEC-11)

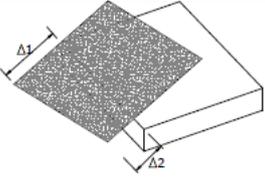
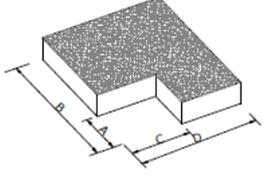
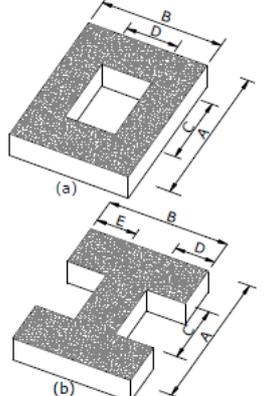
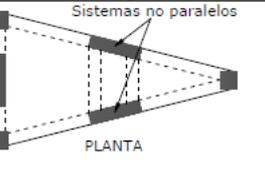
Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural R, Sistemas Estructurales Dúctiles	
Sistemas Duales	
Pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras, sean de hormigón o acero laminado en caliente.	7
Pórticos de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.	7
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).	7
Pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras	6
Pórticos resistentes a momentos	
Pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	6
Pórticos espaciales sismo-resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	6
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	6
Otros sistemas estructurales para edificaciones	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos espaciales sismo-resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5

Fuente: NEC, (2011).

Coefficientes De Configuración Estructural En Planta Φ_P

Se estimara a partir del análisis de las características de regularidad e irregularidad de las plantas de la estructura.

Tabla 74.- Coeficientes De Irregularidad En Planta (NEC-11)

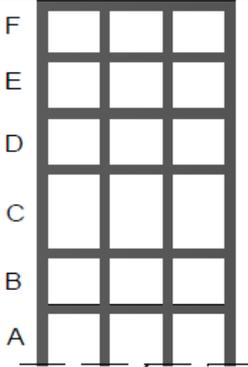
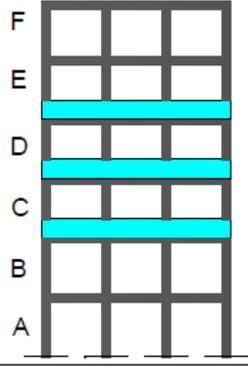
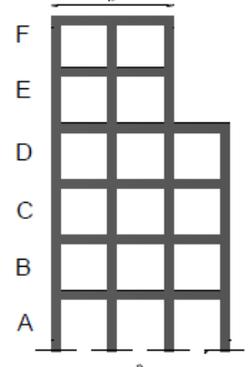
IRREGULARIDAD PENALIZADA EN PLANTA	
<p>Tipo 1 - Irregularidad torsional $\phi_{pi}=0.9$ $\Delta > 1.2 \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2}$</p> <p>Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente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

Fuente: NEC, (2011).

Coeficientes De Configuración Estructural En Elevación Φ_E

Este coeficiente se estimara a partir del análisis de las características de regularidad e irregularidad en elevación de la estructura, como podemos ver en la tabla siguiente.

Tabla 75.- Coeficientes De Irregularidad En Elevación (NEC-11)

IRREGULARIDAD PENALIZADA EN ELEVACIÓN	
<p>Tipo 1 - Piso flexible $\phi_{EI}=0.9$ Rigidez $K_c < 0.70$ Rigidez K_D $Rigidez < 0.80 \frac{(K_D + K_E + K_F)}{3}$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.</p>	
<p>Tipo 2 - Distribución de masa $\phi_{EI}=0.9$ $m_D > 1.50 m_E$ ó $m_D > 1.50 m_C$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.</p>	
<p>Tipo 3 - Irregularidad geométrica $\phi_{EI}=0.9$ $a > 1.3 b$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.</p>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

Fuente: NEC, (2011).

Distribución Vertical De Fuerzas Laterales

En ausencia de un procedimiento más riguroso, basado en los principios de la dinámica, las fuerzas laterales totales de cálculo deben ser distribuidas en la altura de la estructura, utilizando las siguientes expresiones:

$$V = \sum_{i=1}^n F_i; \quad V_x = \sum_{i=x}^n F_i; \quad F_x = \frac{W_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n W_i h_i^k} V \quad [\text{Eq. 2-23}] \text{ NEC-}$$

11

V = cortante total en la base de la estructura, definido.

F_x = fuerza lateral aplicada en el piso x de la estructura.

w_x = peso aginado al piso o nivel x de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva.

w_i = peso aginado al piso o nivel i de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W.

h_x = altura del piso x de la estructura.

h_i = altura del piso i de la estructura.

k = coeficiente relacionado con el periodo de vibración de la estructura T, que se evalúa de la siguiente manera:

- Para valores de $T \leq 0.5s$, $k=1.0$

- Para valores de $0.5s < T \leq 2.5s$, $k = 0.75 + 0.50 T$

- Para valores de $T > 2.5$, $k = 2.0$

[Eq. 2-24] NEC-11

La distribución de fuerzas verticales se asemeja a una distribución triangular, similar al modo fundamental de vibración, pero dependiente del periodo fundamental de vibración.

6.7.8.2 PREPARACIÓN DE PESOS POR CADA NIVEL DE PISO

Para la preparación de pesos por cada nivel debemos contar con las respectivas solicitudes tales como son carga Muerta (D), Carga de pared (DP) calculado anteriormente y para carga Viva (L), obtenemos de la Tabla 15, para residencias.

CARGA MUERTA	D =	0,33 Tn/m ²
CARGA VIVA	L =	0,20 Tn/m ²
CARGA PARED 1	DP1 =	0,83 Tn/m ²
CARGA PARED 2	DP2 =	0,31 Tn/m ²

Para Carga Muerta (D)

Tapa grada Nivel + 11.88 m

$$\text{Peso} = 5.09 \text{ Tn}$$

$$\text{Masa} = 0.52 \text{ Tn s}^2/\text{m}$$

Piso Nivel +9.00m

$$\text{Peso} = 140.55 \text{ Tn}$$

$$\text{Masa} = 14.34 \text{ Tn s}^2/\text{m}$$

Piso Niveles +3.24; +6.12

$$\text{Peso} = 207.77 \text{ Tn}$$

$$\text{Masa} = 21.10 \text{ Tn s}^2/\text{m}$$

Para Carga Viva (L)

Seleccionamos de la Tabla 15, la carga de 2 KN/m² para Residencias.

Los elementos para los que el valor de $K_{LL} \cdot A_T$ es igual o mayor a los 35 m², pueden ser diseñados para una carga reducida de acuerdo con la ecuación.

$$L = L_o = \left(0.25 + \frac{4.57}{\sqrt{K_{LL} A_T}} \right)$$

Debido a que el área del tapagradas es menor que 35m², se realiza la reducción de carga.

Tapa grada Nivel + 11.88 m

$$\text{Área} = 15.41 \text{ m}^2$$

$$L = 15.41 \times 0.20 \text{ Tn/m}^2 = 3.08 \text{ Tn}$$

$$\text{Peso} = 3.08 \text{ Tn}$$

$$\text{Masa} = 0.31 \text{ Tn s}^2/\text{m}$$

Piso Niveles +3.24; +6.12; +9.00m

$$\text{Área} = 328.75 \text{ m}^2$$

KLL factor de sobrecarga según el elemento de soporte (Tabla 16)

$$L = 2 \left(0.25 + \frac{4.57}{\sqrt{1 \times 328.75}} \right) = 1.004 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} = 102 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

$$L = 328.75 \times 0.102 = 33.53 \text{ Tn}$$

$$\text{Peso} = 33.53 \text{ Tn}$$

$$\text{Masa} = 3.42 \text{ Tn s}^2/\text{m}$$

6.7.8.3 CÁLCULO DE FUERZAS SÍSMICAS (NEC-11)

Utilizaremos lo señalado en las Normas Ecuatorianas de la Construcción (NEC-11), el mismo que indica los parámetros de cálculo y diseño sismo resistente, para el cortante basal de diseño y el cálculo de las fuerzas horizontales.

$$V = \frac{I S_a}{R \phi_p \phi_E} W$$

Para calcular la aceleración espectral S_a debemos basarnos en el Periodo T.

$$T = C_t h_n^\alpha$$

$$T = 0.073 \times (11.88)^{0.75} = 0.47 \text{ seg}$$

Para estructuras de acero con arriostramientos, $C_t = 0.073$ y $\alpha = 0.75$

Calculamos los límites para el período de vibración

$$T_c = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a}$$

Para el cálculo del período vibración necesitamos los coeficientes de amplificación dinámica de perfiles de suelo, para ello entramos a las tablas 72, 72.1 y 72.2, con el valor del factor

de zona sísmica igual a 0.4 para la ciudad de Ambato (Tabla 70), y Tipo D de perfil del suelo de la Tabla 71 y obtenemos:

$$F_a = 1.2; F_d = 1.4; F_s = 1.5$$

$$T_c = 0.55(1.5) \frac{1.4}{1.2} = 0.96 \text{seg}$$

$$T_L = 2.4 F_a$$

$$T_L = 2.4 (1.2) = 2.88 \text{seg}$$

Comparo T y Tc, de acuerdo a eso escojo la fórmula para calcular la aceleración espectral.

$$T = 0.47 \text{seg} \text{ y } T_c = 0.96 \text{seg}$$

$$S_a = n Z F_a \quad \text{para } 0 \leq T \leq T_c \quad [\text{Eq. 2-7}] \text{ NEC-11}$$

$$S_a = n Z F_a \left(\frac{T_c}{T}\right)^r \quad \text{para } T > T_c \quad [\text{Eq. 2-8}] \text{ NEC-11}$$

$$S_a = 2.48(0.4)(1.2) = 1.19$$

$$\eta = 2.48 \text{ (Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos)}$$

r=1, para tipo de suelo A, B o C y r=1.5, para tipo de suelo D o E.

Con los datos obtenidos procedemos a calcular el cortante basal

Factor de importancia definido	I = 1.0	(Tabla 68)
--------------------------------	---------	------------

Aceleración espectral	S _a = 1.19	
-----------------------	-----------------------	--

Reducción estructural	R = 7.0	(Tabla 73)
-----------------------	---------	------------

Configuración en planta	ϕ _p = 1.0	(Tabla 74)
-------------------------	----------------------	------------

Configuración en elevación	ϕ _E = 1.0	(Tabla 75)
----------------------------	----------------------	------------

$$V = \frac{I S_a}{R \phi_p \phi_E} W$$

$$V = \frac{1.0 \times 1.19}{7 \times 1 \times 1} W$$

$$V = 0.17 T_n \times W$$

En la siguiente tabla se presenta el resumen del cálculo de las fuerzas horizontales F_x , de acuerdo a las especificaciones del NEC-11.

Tabla 76.- Determinación de Fuerzas Horizontales de Sismo (Modelo 3 Pisos NEC-11)

Pisos	Nivel	Peso ($W_{CM+0.25CV}$)	$W_i \cdot h_i$	F_x
	h_i (m)	W_i (Tn)	(Tn-m)	(Tn)
	11.88	5.86	69.62	2.02
3	9.00	148.93	1340.37	38.98
2	6.12	216.15	1322.84	38.47
1	3.24	216.15	700.33	20.37
		587.09	3433.15	99.84

Elaborado por: Ricardo Montachana

Cálculo del Cortante Basal

$$V = 0.17 \times (587.09) = 99.84 \text{ Tn}$$

Determinación de las fuerzas horizontales

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

Para valores de $T \leq 0.5s$, $k=1.0$

Para valores de $0.5s < T \leq 2.5s$, $k = 0.75 + 0.50 T$

Para valores de $T > 2.5$, $k = 2.0$

$$0.47s < 0.5, k = 1.0$$

$$k = 1.0$$

$$F_x = \frac{5.86 \times 11.88^{1.0}}{3433.15} \times 99.84 = 2.02$$

En la siguiente tabla se presenta el resumen de las fuerzas sísmicas distribuidas en los sentidos XX e YY, de acuerdo al cortante basal calculado.

Tabla 77.- Determinación de Fuerzas Horizontales de sismo E según Pórticos

(Modelo 3 Pisos NEC-11)

Pisos	Nivel	Fx	E X-X	E Y-Y
	(m)	(Tn)	(Tn)	(Tn)
	11.88	2.02	1.01	1.01
3	9.00	38.98	6.50	9.74
2	6.12	38.47	6.41	9.62
1	3.24	20.37	3.39	5.09

99.84	17.31	25.47
-------	-------	-------

Elaborado por: Ricardo Montachana

CUANTIFICACIÓN DE CARGAS SOBRE LAS VIGAS

Tabla 78.- Cargas y Sobrecargas Utilizadas para el Análisis Estructural

(Modelo 3 Pisos NEC-11)

Pisos	Nivel	D losa	L	Dpared	D total
	hi (m)	(kg/m ²)	(kg/m ²)	(kg/m ²)	(kg/m ²)
4	11.88	327.00	102,00	0,00	327,00
3	9.00	327.00	102,00	98	425,00
2	6.12	327.00	102,00	302	629,00
1	3.24	327.00	102,00	302	629,00

Elaborado por: Ricardo Montachana

6.7.8.4 PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS

Del mismo modo que se realizó el predimensionamiento para el modelo estructural de 3 pisos, siguiendo el mismo procedimiento y aplicando las ecuaciones correspondientes para el prediseño de columnas y vigas tenemos el resumen de secciones para el modelo de 3 Pisos en la siguiente tabla.

En la siguiente tabla tenemos un resumen de las secciones de los miembros estructurales para cada nivel y eje.

Tabla 79.- Resumen de Secciones Obtenidas (Modelo 3 Pisos NEC-11)

Nivel	Viga	Viga	Viga	Columna
	Eje1= Eje 6	EJE 2= 3= 4=5	Eje A=B=C=D	
11.88		IPE 200	IPE 200	HEB 220
9.00	IPE 240	IPE 240	IPE 240	HEB 280
6.12	IPE 240	IPE 240	IPE 270	HEB 280
3,24	IPE 240	IPE 240	IPE 270	HEB 280

Elaborado por: Ricardo Montachana

6.7.8.5 ANÁLISIS ESTÁTICO ESPACIAL DEL EDIFICIO

A continuación presentamos el resumen de carga muerta, carga viva, carga muerta de pared, el peso y masa de cada nivel de la estructura en estudio.

Tabla 80.- Cargas y Sobrecargas para el Análisis Estático Espacial
(Modelo 3 Pisos NEC-11)

Pisos	Carga Muerta	Carga Viva	CM _{pared}	Peso	Masa
	(kg/m ²)	(kg/m ²)	(kg/m ²)	(Tn)	(Tn s ² /m)
	327	102		5.09	0.52
3	327	102	98.00	140.55	14.34
2	327	102	302.00	207.77	21.20
1	327	102	302.00	207.77	21.20

Elaborado por: Ricardo Montachana

Determinación del Centro de Masas

Centro de masas de cada nivel, es el lugar donde actúa la fuerza sísmica equivalente distribuida por niveles, tenemos las diferentes áreas que nos permiten determinar el centro de masas.

$$X_{CM} = \frac{\sum A_i x X_i}{\sum A_i}$$

$$Y_{CM} = \frac{\sum A_i x Y_i}{\sum A_i}$$

X_{CM}, Y_{CM}: Coordenadas del centro de masas

X_i, Y_i : Coordenadas del rectángulo i

A_i : Área del Rectángulo i

Tabla 31.- Áreas para el Cálculo del Centro de Masas

N.	Área (m ²)	X (m)	Y (m)	A.X (m ³)	A.Y (m ³)
A1	135.96	6.60	5.15	897.34	700.19
A2	24.57	5.95	12.25	146.19	300.98
A3	151.80	6.60	19.95	1001.88	3028.41
A4	15.84	6.60	-0.60	104.54	-9.50
328.17				2149.95	4020.08

Elaborado por: Ricardo Montachana

$$X_{CM} = \frac{\sum A_i x X_i}{\sum A_i} = 6.55 \text{ m}$$

$$Y_{CM} = \frac{\sum A_i x Y_i}{\sum A_i} = 12.25 \text{ m}$$

Determinación del Centro de Rigideces

Rigidez frente a cortante

La rigidez frente a cortante es la relación entre los desplazamientos verticales de un extremo de una viga y el esfuerzo cortante aplicado en los extremos para provocar dicho desplazamiento.

$$X_{CR} = \frac{\sum K_i x X_i}{\sum K_i}$$

$$Y_{CR} = \frac{\sum K_i x Y_i}{\sum K_i}$$

Rigidez a cortante en columnas $K = \frac{12EI}{L^3}$

Para columnas metálicas HEB 280 $K = 32513 \text{ Kg/cm}$

$$X_{CR} = 6.45 \text{ m}$$

$$Y_{CR} = 12.11 \text{ m}$$

Corte Sísmico por Torsión

La excentricidad de cálculo queda definida por:

$$e_i = e_x + 0.05 * L_i$$

e_i Es excentricidad de cálculo

e_x Distancia entre el centro de giro CR y el centro de masas de CM

L_i Es la máxima dimensión en planta del nivel i

El momento torsor total en el nivel i se calculara usando la expresión:

$$M_{Ti} = F_{xi} \times e_i$$

M_{Ti} Momento Torsor en el entrepiso

F_{xi} Fuerza sísmica ubicada sobre el nivel i

e_i Excentricidad de cálculo en el nivel i

Las excentricidades calculadas son:

$$e_{i_x} = 1.32 \text{ m}$$

$$e_{i_y} = 1.36 \text{ m}$$

La siguiente tabla indica los momentos torsores producidas por las acciones de un sismo en sentido XX y en sentido YY.

Tabla 81.- Cálculo del Centro de Masas (Modelo 3 Pisos CEC-02)

Pisos	F _x (Tn)	e _i XX (m)	e _i YY (m)	Torsión XX (Tn-m)	Torsión YY (Tn-m)
	2.02	0.22	0.22	0.45	0.45
3	38.98	1.32	1.36	51.31	52.88
2	38.47	1.32	1.36	50.64	52.19
1	20.37	1.32	1.36	26.81	27.63

Elaborado por: Ricardo Montachana

6.7.8.6 MODELACIÓN TRIDIMENSIONAL

Como podemos observar en el gráfico tenemos las tablas con los desplazamientos.

Tabla 82.- Desplazamientos En Los Diferentes Pisos De La Estructura

Joint	OutputCase	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	cm	cm	cm	Radians	Radians	Radians
145	ENV	Max	0.285484	0.371204	0	0	0	0.0000
145	ENV	Min	-0.00099	0.001831	0	0	0	0.0000
146	ENV	Max	0.579243	0.731604	0	0	0	0.0001
146	ENV	Min	-0.00199	0.007081	0	0	0	0.0000
147	ENV	Max	0.787206	1.0071	0	0	0	0.0001
147	ENV	Min	-0.00171	0.013187	0	0	0	0.0000
308	ENV	Max	1.128095	1.382263	0	0	0	0.0002
308	ENV	Min	0.031199	-0.02964	0	0	0	0.0000

Fuente: Tablas de Resultados del Análisis (SAP2000)

Efecto P-Δ

Según el CEC-02 Sección 6.7.1. Expresa, correspondiente a los efectos adicionales, en las dos direcciones principales de la estructura, causados por efectos de segundo orden que producen un incremento en las fuerzas internas, momentos y derivas de la estructura, y que deben considerarse en la evaluación de la estabilidad estructural global y en el diseño mismo de la estructura, los efectos P-Δ, no necesitan ser considerados cuando el índice de estabilidad Q_i , es menor que 0.10.

$$Q_i = \frac{P_i \Delta_i}{V_i h_i} \quad [\text{Eq. 14}] \text{ CEC-02}$$

En la tabla 83, tenemos los valores calculados para el efecto P-Δ Sentido XX,

Tabla 83.- Valores del Efecto P-Δ Sentido XX (Modelo 3 Pisos NEC-11)

Piso	H Piso (m)	V _i (Tn)	P _{iCM} (Tn)	P _{iCV} (Tn)	d (cm)	d=d _n -d _{n-1} (cm)	Δ d/H	P _i Δ _i Tn-m	V _i h _i Tn-m	Q _i	Cálculo
	2.88	2.02	5.86	3.08	1.13	0.341	0.001	0.03	24.05	0.001	OK
3	2.88	41.00	154.79	33.53	0.79	0.208	0.001	0.39	369.03	0.001	OK
2	2.88	79.47	370.94	33.53	0.58	0.294	0.001	1.19	486.37	0.002	OK
1	3.24	99.84	587.09	33.53	0.29	0.285	0.001	1.77	323.48	0.005	OK

Elaborado por: Ricardo Montachana

Tabla 84.- Valores del Efecto P-Δ Sentido YY (Modelo 3 Pisos NEC-11)

Piso	H Piso (m)	Vi (Tn)	Pi _{CM} (Tn)	Pi _{CV} (Tn)	d (cm)	d=d _n -d _{n-1} (cm)	Δ d/H	Pi. Δ i Tn-m	Vi. hi Tn-m	Qi	Cálculo
	2.88	2.02	5.86	3.08	1.38	0.375	0.001	0.03	24.05	0.001	OK
3	2.88	41.00	154.79	33.53	1.01	0.275	0.001	0.52	369.03	0.001	OK
2	2.88	79.47	370.94	33.53	0.73	0.360	0.001	1.46	486.37	0.003	OK
1	3.24	99.84	587.09	33.53	0.37	0.371	0.001	2.30	323.48	0.007	OK

Elaborado por: Ricardo Montachana

Debido a que los Índices de estabilidad Qi son menores que 0.1, No se requiere considerar el efecto P-Δ.

6.7.8.7 LÍMITES DE LA DERIVA DE PISO

Desplazamiento lateral relativo de un piso con respecto al piso consecutivo, medidos en dos puntos ubicados en la misma línea vertical de la estructura.

De acuerdo a las especificaciones de la NEC-11, sección 2.6.2 el máximo valor de deriva es de 0.02 para Estructuras de Metálicas.

Para el caso de la NEC-11 la deriva máxima sería:

$$\Delta_M = \Delta_E * 0.75 R ; \quad \Delta_E = \frac{\Delta_M}{0.75 R}$$

$$\Delta_E = \frac{0.02}{0.75 * 7} = 0.0038$$

$$\Delta = \frac{\text{Desplazamiento piso superior} - \text{desplazamiento piso inferior}}{\text{altura entre piso}}$$

Tabla 85.- Verificación de las derivas Máximas de piso (Modelo 3 Pisos NEC-11)

Piso	H Piso (m)	Δ		d=d _n -d _{n-1}		Deriva		Δ _M < 0.003	
		X-X	Y-Y	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y
4.00	2.88	1.128	1.382	0.341	0.375	0.001	0.001	OK	OK
3.00	2.88	0.787	1.007	0.208	0.275	0.001	0.001	OK	OK
2.00	2.88	0.579	0.732	0.294	0.360	0.001	0.001	OK	OK
1.00	3.24	0.285	0.371	0.285	0.371	0.001	0.001	OK	OK

Elaborado por: Ricardo Montachana

Las derivas de piso para estructuras metálicas no exceden de 0.0038, por lo que nuestro análisis cumple con lo establecido en la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2011.

6.7.8.8 ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL

El método implica el cálculo solamente de los valores máximos de los desplazamientos y las aceleraciones en cada modo usando un espectro de diseño, el mismo que representa el promedio o la envolvente de espectros de respuesta para diversos sismos, con algunas consideraciones adicionales expuestas en los códigos de diseño.

En la siguiente tabla tenemos el cálculo del Momento Polar de cada área dividida en nuestra planta tipo.

Tabla 86.- Cálculo de Momentos de Inercia Polar de Entrepisos

N.	a (m)	b (m)	Área (m ²)	Masa (Tn s ² /m)	MI (Tn s ² /m)	d (m)	MICM (Tn s ² /m)	
1	1.2	13.2	15.84	1.058	15.49	12.85	190.17	
2	10.3	13.2	135.96	9.080	212.12	7.10	669.85	
3	3.9	6.3	24.57	1.641	7.51	0.60	8.10	
4	11.5	13.2	151.80	10.138	258.93	7.70	860.02	
				21.92				1728.14

Elaborado por: Ricardo Montachana

Contiene los valores de masas y de momentos de inercia polar en el centro de masas, valores que serán ingresados para el análisis modal espectral.

Tabla 87.- Masas y Momentos de Inercia Polar por piso

Piso	Masa (Tn s ² /m)	MICM (Tn s ² /m)
Nivel +11.88	0.59	13.42
Nivel +9.00	15.09	1189.50
Nivel + 6.12	21.92	1728.14
Nivel +3.24	21.92	1728.14

Elaborado por: Ricardo Montachana

Para el cálculo del espectro Inelástico de diseño, utilizaremos los siguientes datos:

Factor de importancia definido	$I = 1.0$	(Tabla 68)
Aceleración espectral	$S_a = 1.19$	
Reducción estructural	$R = 7$	(Tabla 73)
Configuración en planta	$\Phi_p = 1.0$	(Tabla 74)
Configuración en elevación	$\Phi_E = 1.0$	(Tabla 75)

$$S_a = n Z F_a \quad \text{para } 0 \leq T \leq T_c$$

$$S_a = n Z F_a \left(\frac{T_c}{T}\right)^r \quad \text{para } T > T_c$$

$$A = \frac{S_a \times I \times g}{R \times \Phi_p \times \Phi_E}$$

Tomando en cuenta todos los parámetros de diseño del NEC-11, tenemos los periodos y aceleraciones que corresponden a nuestro Espectro Inelástico de Diseño.

Tabla 88.- Valores De La Gráfica De Espectro Inelástico De Diseño

Inelástico			
T (seg)	A (m/seg²)	T (seg)	A (m/seg²)
0.10	1.67	2.05	0.54
0.15	1.67	2.10	0.52
0.20	1.67	2.15	0.50
0.25	1.67	2.20	0.48
0.30	1.67	2.25	0.47
0.35	1.67	2.30	0.45
0.40	1.67	2.35	0.44
0.45	1.67	2.40	0.42
0.50	1.67	2.45	0.41
0.55	1.67	2.50	0.40
0.60	1.67	2.55	0.39
0.65	1.67	2.60	0.38
0.70	1.67	2.65	0.36
0.75	1.67	2.70	0.35
0.80	1.67	2.75	0.35
0.85	1.67	2.80	0.34
0.90	1.67	2.85	0.33
0.95	1.67	2.90	0.32
1.00	1.57	2.95	0.31
1.05	1.46	3.00	0.30
1.10	1.36	3.05	0.30
1.15	1.28	3.10	0.29
1.20	1.20	3.15	0.28
1.25	1.13	3.20	0.27
1.30	1.06	3.25	0.27
1.35	1.00	3.30	0.26
1.40	0.95	3.35	0.26
1.45	0.90	3.40	0.25
1.50	0.86	3.45	0.25
1.55	0.82	3.50	0.24
1.60	0.78	3.55	0.24
1.65	0.74	3.60	0.23
1.70	0.71	3.65	0.23
1.75	0.68	3.70	0.22
1.80	0.65	3.75	0.22
1.85	0.63	3.80	0.21
1.90	0.60	3.85	0.21
1.95	0.58	3.90	0.20
2.00	0.56	3.95	0.20

Elaborado por: Ricardo Montachana

La siguiente figura presenta el espectro de diseño Inelástico según las Normas Ecuatorianas de la Construcción.

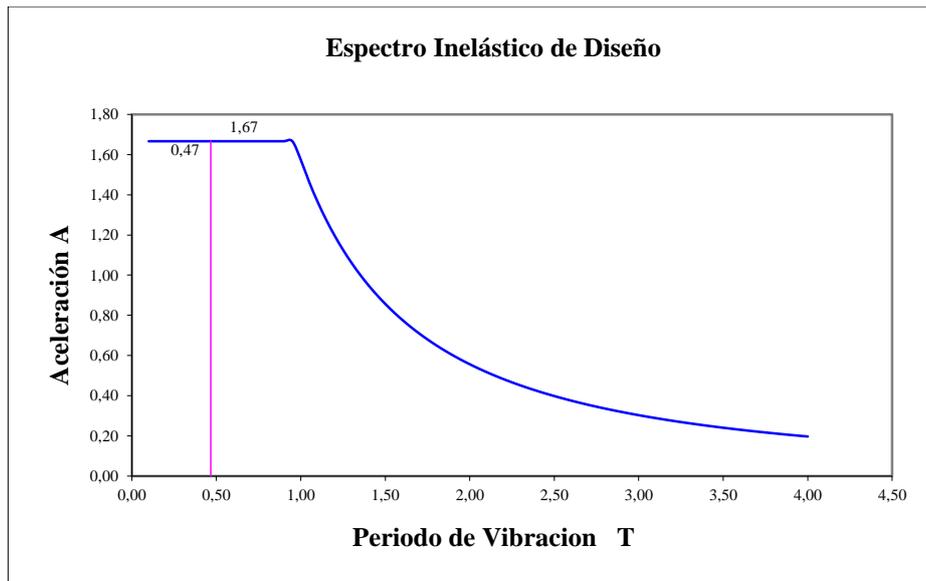


Figura 14.- Espectro Inelástico de diseño (Modelo 3 Pisos NEC-11)

Elaborado por: Ricardo Montachana

Modelo del Análisis Espectral

Resultados.

Tabla 89.- Desplazamientos En Los Diferentes Pisos De La Estructura (Dinámico)

Joint	OutputCase	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	cm	cm	cm	Radians	Radians	Radians
145	ESPECTRAL	Max	0.272928	0.352017	0	0	0	0.00001
146	ESPECTRAL	Max	0.552903	0.686966	0	0	0	0.00002
628	ESPECTRAL	Max	0.748878	0.939403	0	0	0	0.00002
629	ESPECTRAL	Max	1.062066	1.403091	0	0	0	0.00033

Fuente: Tablas de Resultados del Análisis (SAP2000)

Tabla 90.- Desplazamientos laterales Estático y Dinámico (Modelo 3 Pisos NEC-11)

Desplazamientos					
Piso	h (m)	NEC-11 (E)		NEC-11 (D)	
		Δx (cm) (E)	Δy (cm) (E)	Δx (cm) (D)	Δy (cm) (D)
	11.88	1.13	1.38	1.06	1.40
3	9.00	0.79	1.01	0.75	0.94
2	6.12	0.58	0.73	0.55	0.69
1	3.24	0.29	0.37	0.27	0.35

Elaborado por: Ricardo Montachana

La Figura 15 muestra los desplazamientos en los sentidos XX e YY, de la estructura tanto para el modelo estático como para el dinámico.

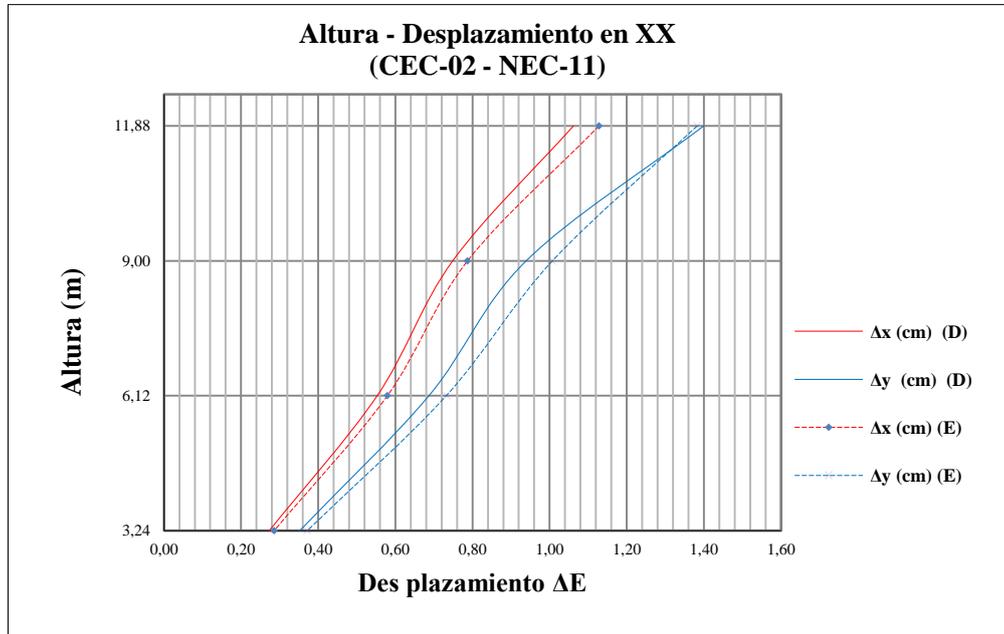


Figura 15.- Altura – Desplazamientos Lateral Sentido XX y Sentido YY (Estático y Dinámico, Modelo 3 Pisos NEC-11)

Elaborado por: Ricardo Montachana

6.7.9 DATOS GENERALES PARA EL DISEÑO (SEIS PISOS NEC-11)

Modelo 2 NEC-11

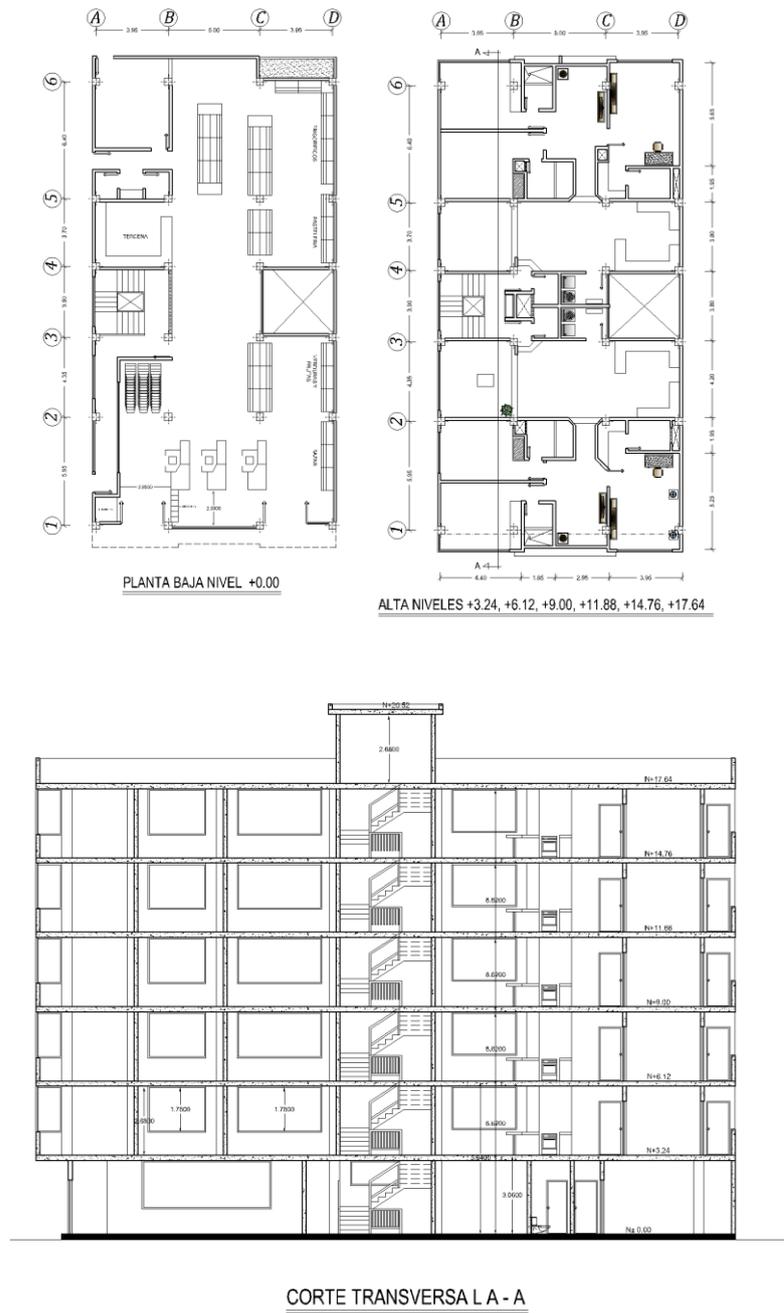


Gráfico 82.- Arquitectura del Proyecto (Modelo 6 Pisos NEC-11)

Fuente: Ricardo Montachana

PREPARACIÓN DE PESOS POR CADA NIVEL DE PISO

Para la preparación de pesos por cada nivel debemos contar con las respectivas solicitaciones tales como son carga Muerta (D), carga Viva (L), Carga de pared (DP).

CARGA MUERTA	D =	0,33 Tn/m ²
CARGA VIVA	L =	0,20 Tn/m ²
CARGA PARED 1	DP1 =	0,83 Tn/m ²
CARGA PARED 2	DP2 =	0,31 Tn/m ²

Tapa grada Nivel + 20.52 m

$$\text{Peso} = 5.09 \text{ Tn}$$

$$\text{Masa} = 0.52 \text{ Tn s}^2/\text{m}$$

Piso Nivel +17.64m

$$\text{Peso} = 140.55 \text{ Tn}$$

$$\text{Masa} = 14.34 \text{ Tn s}^2/\text{m}$$

Piso Niveles +14.76, +11.88, +9.00, +6.12, +3.24

$$\text{Peso} = 207.77 \text{ Tn}$$

$$\text{Masa} = 21.10 \text{ Tn s}^2/\text{m}$$

Para Carga Viva (L)

Seleccionamos de la Tabla 15, la carga de 2 KN/m² para Residencias.

Los elementos para los que el valor de $K_{LL} \cdot A_T$ es igual o mayor a los 35 m², pueden ser diseñados para una carga reducida de acuerdo con la ecuación.

$$L = L_o = \left(0.25 + \frac{4.57}{\sqrt{K_{LL} A_T}} \right)$$

Tapa grada Nivel + 20.52 m

$$\text{Peso} = 3.08 \text{ Tn}$$

$$\text{Masa} = 0.31 \text{ Tn s}^2/\text{m}$$

Piso Niveles +17.64m, +14.76, +11.88, +9.00, +6.12, +3.24

$$\text{Área} = 15.41 \text{ m}^2$$

$$\text{Peso} = 33.53 \text{ Tn}$$

$$\text{Masa} = 3.42 \text{ Tn s}^2/\text{m}$$

CÁLCULO DE FUERZAS SÍSMICAS (NEC-11)

Utilizaremos lo señalado en las Normas Ecuatorianas de la Construcción (NEC-11), el mismo que indica los parámetros de cálculo y diseño sismo resistente, para el cortante basal de diseño y el cálculo de las fuerzas horizontales.

$$V = \frac{I S_a}{R \phi_p \phi_E} W$$

Para calcular la aceleración espectral S_a debemos basarnos en el Periodo T .

$$T = C_t h_n^\alpha$$

$$T = 0.073 \times (20.52)^{0.75} = 0.70 \text{ seg}$$

Para estructuras de acero con arriostramientos, $C_t = 0.073$ y $\alpha = 0.75$

Calculamos los límites para el periodo de vibración

Para el cálculo del período vibración necesitamos los coeficientes de amplificación dinámica de perfiles de suelo, para ello entramos a las tablas 72, 72.1 y 72.2, con el valor del factor de zona sísmica igual a 0.4 para la ciudad de Ambato (Tabla 70), y Tipo D de perfil del suelo de la Tabla 71 y obtenemos:

$$F_a = 1.2; F_d = 1.4; F_s = 1.5$$

$$T_c = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a}$$

$$T_c = 0.55(1.5) \frac{1.4}{1.2} = 0.96 \text{ seg}$$

$$T_L = 2.4 F_a$$

$$T_L = 2.4 (1.2) = 2.88 \text{seg}$$

Comparo T y Tc, de acuerdo a eso escojo la fórmula para calcular la aceleración espectral.

$$S_a = n Z F_a \quad \text{para } 0 \leq T \leq T_c \quad [\text{Eq. 2-7}] \text{ NEC-11}$$

$$S_a = n Z F_a \left(\frac{T_c}{T}\right)^r \quad \text{para } T > T_c \quad [\text{Eq. 2-8}] \text{ NEC-11}$$

$$S_a = 2.48(0.4)(1.2) = 1.19$$

$\eta = 2.48$ (Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos)

$r=1$, para tipo de suelo A, B o C y $r=1.5$, para tipo de suelo D o E.

Con los datos obtenidos procedemos a calcular el cortante basal

Factor de importancia definido $I = 1.0$ (Tabla 68)

Aceleración espectral $S_a = 1.19$

Reducción estructural $R = 7$ (Tabla 73)

Configuración en planta $\phi_p = 1.0$ (Tabla 74)

Configuración en elevación $\phi_E = 1.0$ (Tabla 75)

$$V = \frac{I S_a}{R \phi_p \phi_E} W$$

$$V = \frac{1.0 \times 1.19}{7 \times 1 \times 1} W$$

$$V = 0.17 T_n \times W$$

Fuerzas Horizontales de Sismo

En la siguiente tabla tenemos las fuerzas horizontales producidas por el sismo de diseño en cada uno de los pisos de nuestra estructura.

Tabla 91.- Determinación de Fuerzas Horizontales de Sismo (Modelo 6 Pisos NEC-11)

Pisos	Nivel	Peso ($W_{CM+0.25CV}$)	$W_i \cdot h_i^k$	Fx
	hi (m)	Wi (Tn)	(Tn-m)	(Tn)
	20.52	5.86	163.60	2.15
6	17.64	148.93	3519.70	46.22
5	14.76	216.15	4197.37	55.12
4	11.88	216.15	3304.47	43.40
3	9.00	216.15	2433.55	31.96
2	6.12	216.15	1591.04	20.89
1	3.24	216.15	789.46	10.37
		1235.54	15999.19	210.11

Elaborado por: Ricardo Montachana

Cálculo del Cortante Basal

$$V = 0.17 \times (1235.54) = 210.11 \text{ Tn}$$

Determinación de las fuerzas horizontales

$$F_x = \frac{W_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n W_i h_i^k} V$$

Para valores de $T \leq 0.5s$, $k=1.0$

Para valores de $0.5s < T \leq 2.5s$, $k = 0.75 + 0.50 T$

Para valores de $T > 2.5$, $k = 2.0$

$$0.5s < 0.70 \leq 2.5s, \quad k = 0.75 + 0.50 (0.70)$$

$$k = 1.102$$

$$F_x = \frac{5.86 \times 20.52^{1.102}}{15999.19} \times 210.11 = 2.15$$

El resumen de las fuerzas sísmicas distribuidas en los sentidos XX e YY, de acuerdo al cortante basal calculado, se presenta a continuación:

Tabla 92.- Determinación de Fuerzas Horizontales de sismo E según Pórticos

(Modelo 6 Pisos NEC-11)

Pisos	Nivel	Fx	E X-X	E Y-Y
	(m)	(Tn)	(Tn)	(Tn)
	20.52	2.15	1.07	1.07
6	17.64	46.22	7.70	11.56
5	14.76	55.12	9.19	13.78
4	11.88	43.40	7.23	10.85
3	9.00	31.96	5.33	7.99
2	6.12	20.89	3.48	5.22
1	3.24	10.37	1.73	2.59

210.11	35.73	53.07
--------	-------	-------

Elaborado por: Ricardo Montachana

CUANTIFICACIÓN DE CARGAS SOBRES LAS VIGAS

Tabla 93.- Cargas y Sobrecargas Utilizadas para el Análisis Estructural

(Modelo 6 Pisos NEC-11)

Pisos	Nivel	D losa	L	Dpared	D total
	hi (m)	(kg/m ²)	(kg/m ²)	(kg/m ²)	(kg/m ²)
	20.52	327.00	102.00		327.00
6	17.64	327.00	102.00	98	425.00
5	14.76	327.00	102.00	302	629.00
4	11.88	327.00	102.00	302	629.00
3	9.00	327.00	102.00	302	629.00
2	6.12	327.00	102.00	302	629.00
1	3.24	327.00	102.00	302	629.00

Elaborado por: Ricardo Montachana

PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS Y COLUMNAS

Del mismo modo que se realizó el predimensionamiento para el modelo estructural de 3 pisos, siguiendo el mismo procedimiento y aplicando las ecuaciones correspondientes para el prediseño de columnas y vigas tenemos el resumen de secciones para el modelo de 6 Pisos en la siguiente tabla.

Tabla 94.- Resumen de Secciones Obtenidas (Modelo 6 Pisos NEC-11)

Nivel	Viga	Viga	Viga	Columna
	Eje1= Eje 6	EJE 2= 3= 4=5	Eje A=B=C=D	
20.52		IPE 200	IPE 200	HEB 260
17.64	IPE 240	IPE 240	IPE 270	HEB 320
14.76	IPE 270	IPE 270	IPE 270	HEB 320
11.88	IPE 270	IPE 270	IPE 270	HEB 360
9.00	IPE 270	IPE 270	IPE 270	HEB 360
6.12	IPE 270	IPE 270	IPE 270	HEB 450
3,24	IPE 270	IPE 270	IPE 270	HEB 450

Elaborado por: Ricardo Montachana

6.7.9.1 ANÁLISIS ESTÁTICO ESPACIAL DEL EDIFICIO

En la tabla siguiente tenemos el resumen de carga muerta, carga viva, carga muerta de pared, el peso y masa de cada nivel de la estructura en estudio.

Tabla 95.- Cargas y Sobrecargas para el Análisis Estático Espacial
(Modelo 6 Pisos NEC-11)

Pisos	Carga Muerta	Carga Viva	CM _{pared}	Peso	Masa
	(kg/m ²)	(kg/m ²)	(kg/m ²)	(Tn)	(Tn s ² /m)
	327	102		5.09	0.52
6	327	102	98.00	140.55	14.34
5	327	102	302.00	207.77	21.20
4	327	102	302.00	248,12	21.20
3	327	102	302.00	248,12	21.20
2	327	102	302.00	248,12	21.20
1	327	102	302.00	248,12	21.20

Elaborado por: Ricardo Montachana

Determinación del Centro de Masas

Centro de masas de cada nivel, es el lugar donde actúa la fuerza sísmica equivalente distribuida por niveles, tenemos las diferentes áreas que nos permiten determinar el centro de masas.

Tabla 31.- Áreas para el Cálculo del Centro de Masas

N.	Área (m ²)	X (m)	Y (m)	A.X (m ³)	A.Y (m ³)
A1	135.96	6.60	5.15	897.34	700.19
A2	24.57	5.95	12.25	146.19	300.98
A3	151.80	6.60	19.95	1001.88	3028.41
A4	15.84	6.60	-0.60	104.54	-9.50
328.17				2149.95	4020.08

Elaborado por: Ricardo Montachana

$$X_{CM} = \frac{\sum A_i x X_i}{\sum A_i} = 6.55 \text{ m} \quad Y_{CM} = \frac{\sum A_i x Y_i}{\sum A_i} = 12.25 \text{ m}$$

Determinación del Centro de Rigideces

Rigidez frente a cortante

La rigidez frente a cortante es la relación entre los desplazamientos verticales de un extremo de una viga y el esfuerzo cortante aplicado en los extremos para provocar dicho desplazamiento.

$$X_{CR} = \frac{\sum K_i x X_i}{\sum K_i} \quad Y_{CR} = \frac{\sum K_i x Y_i}{\sum K_i}$$

Rigidez a cortante en columnas $K = \frac{12EI}{L^3}$

$$K = 60848 \text{ Kg/cm}$$

$$X_{CR} = 6.45 \text{ m}$$

$$Y_{CR} = 12.11 \text{ m}$$

Corte Sísmico por Torsión

La excentricidad de cálculo queda definida por:

$$ei_x = 1.32 \text{ m}$$

$$ei_y = 1.36 \text{ m}$$

La siguiente tabla indica los momentos torsores producidas por las acciones de un sismo en sentido XX y en sentido YY.

Tabla 96.- Cálculo del Centro de Masas (Modelo 6 Pisos NEC-11)

Pisos	Fx (Tn)	ei XX (m)	ei YY (m)	Torsión XX (Tn-m)	Torsión YY (Tn-m)
	2.15	0.22	0.22	0.47	0.47
6	46.22	1.32	1.36	60.85	62.71
5	55.12	1.32	1.36	72.56	74.78
4	43.40	1.32	1.36	57.12	58.87
3	31.96	1.32	1.36	42.07	43.36
2	20.89	1.32	1.36	27.50	28.35
1	10.37	1.32	1.36	13.65	14.07

Elaborado por: Ricardo Montachana

Modelación Tridimensional

Para realizar la modelación tridimensional utilizaremos el programa SAP 2000, y siguiendo los mismos pasos de la sección 6.7.4. Tenemos nuestro modelo para la estructura de 6 Pisos.

Como podemos observar tenemos las tablas con los desplazamientos.

Tabla 97.- Desplazamientos En Los Diferentes Pisos De La Estructura

Joint	OutputCase	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	cm	cm	cm	Radians	Radians	Radians
145	ENV	Max	0.3085	0.4372	0	0	0	0.0000
145	ENV	Min	-0.0004	-0.0014	0	0	0	0.0000
146	ENV	Max	0.7432	1.0078	0	0	0	0.0001
146	ENV	Min	-0.0003	-0.0029	0	0	0	0.0000
147	ENV	Max	1.2218	1.6603	0	0	0	0.0001
147	ENV	Min	0.0001	-0.0056	0	0	0	0.0000
626	ENV	Max	1.7017	2.3377	0	0	0	0.0002
626	ENV	Min	0.0012	-0.0088	0	0	0	0.0000
627	ENV	Max	2.1779	3.0285	0	0	0	0.0002
627	ENV	Min	0.0033	-0.0122	0	0	0	0.0000
628	ENV	Max	2.5517	3.6037	0	0	0	0.0003
628	ENV	Min	0.0067	-0.0149	0	0	0	0.0000
629	ENV	Max	2.7161	4.1684	0	0	0	0.0013
629	ENV	Min	0.0601	-0.1035	0	0	0	0.0000

Fuente: Tablas de Resultados del Análisis (SAP2000)

Efecto P-Δ

Calculamos y comprobamos los valores para efecto P-Δ Sentido XX, así como para el sentido YY.

Tabla 98.- Valores del Efecto P-Δ Sentido XX (Modelo 6 Pisos NEC-11)

Piso	H Piso (m)	Vi (Tn)	Pi _{CM} (Tn)	Pi _{CV} (Tn)	d (cm)	d=d _n -d _{n-1} (cm)	Δ d/H	Pi. Δ i Tn-m	Vi. hi Tn-m	Qi	Cálculo
	2.88	2.15	5.86	3.08	2.72	0.164	0.001	0.01	44.09	0.000	OK
6	2.88	48.37	154.79	33.53	2.55	0.374	0.001	0.70	853.28	0.001	OK
5	2.88	103.49	370.94	33.53	2.18	0.476	0.002	1.93	1527.58	0.001	OK
4	2.88	146.89	587.09	33.53	1.70	0.480	0.002	2.98	1745.07	0.002	OK
3	2.88	178.85	803.24	33.53	1.22	0.479	0.002	4.00	1609.65	0.002	OK
2	2.88	199.74	1019.39	33.53	0.74	0.435	0.002	4.58	1222.44	0.004	OK
1	3.24	210.11	1235.54	33.53	0.31	0.309	0.001	3.92	680.76	0.006	OK

Elaborado por: Ricardo Montachana

Tabla 99.- Valores del Efecto P-Δ Sentido YY (Modelo 6 Pisos NEC-11)

Piso	H Piso (m)	Vi (Tn)	Pi _{CM} (Tn)	Pi _{CV} (Tn)	d (cm)	d=d _n -d _{n-1} (cm)	Δ d/H	Pi. Δ i Tn-m	Vi. hi Tn-m	Qi	Cálculo
	2.88	2.15	5.86	3.08	4.17	0.565	0.002	0.05	44.09	0.001	OK
6	2.88	48.37	154.79	33.53	3.60	0.575	0.002	1.08	853.28	0.001	OK
5	2.88	103.49	370.94	33.53	3.03	0.691	0.002	2.79	1527.58	0.002	OK
4	2.88	146.89	587.09	33.53	2.34	0.677	0.002	4.20	1745.07	0.002	OK
3	2.88	178.85	803.24	33.53	1.66	0.653	0.002	5.46	1609.65	0.003	OK
2	2.88	199.74	1019.39	33.53	1.01	0.571	0.002	6.01	1222.44	0.005	OK
1	3.24	210.11	1235.54	33.53	0.44	0.437	0.001	5.55	680.76	0.008	OK

Elaborado por: Ricardo Montachana

Debido a que los Índices de estabilidad Qi son menores que 0.1, No se requiere considerar el efecto P-Δ.

6.7.9.2 LÍMITES DE LA DERIVA DE PISO

Desplazamiento lateral relativo de un piso con respecto al piso consecutivo, medidos en dos puntos ubicados en la misma línea vertical de la estructura.

Para el caso de la NEC-11 la deriva máxima sería:

$$\Delta_M = \Delta_E * 0.75 R ; \quad \Delta_E = \frac{\Delta_M}{0.75 R}$$

$$\Delta_E = \frac{0.02}{0.75 * 7} = 0.0038$$

$$\Delta = \frac{\text{Desplazamiento piso superior} - \text{desplazamiento piso inferior}}{\text{altura entre piso}}$$

Tabla 100.- Verificación de las derivas Máximas de piso (Modelo 6 Pisos NEC-11)

Piso	H Piso	Δ		$d=d_n-d_{n-1}$		Deriva		$\Delta_M < 0.0038$	
	(m)	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y
	2.88	2.716	4.168	0.164	0.565	0.001	0.002	OK	OK
6.00	2.88	2.552	3.604	0.374	0.575	0.001	0.002	OK	OK
5.00	2.88	2.178	3.029	0.476	0.691	0.002	0.002	OK	OK
4.00	2.88	1.702	2.338	0.480	0.677	0.002	0.002	OK	OK
3.00	2.88	1.222	1.660	0.479	0.653	0.002	0.002	OK	OK
2.00	2.88	0.743	1.008	0.435	0.571	0.002	0.002	OK	OK
1.00	3.24	0.309	0.437	0.309	0.437	0.001	0.001	OK	OK

Elaborado por: Ricardo Montachana

Las derivas de piso para estructuras metálicas no exceden de 0.0038, por lo que nuestro análisis cumple con lo establecido en la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2011.

6.7.9.3 ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL

A continuación se presentan los valores de masas y de momentos de inercia polar en el centro de masas, valores que serán ingresados para el análisis modal espectral.

Tabla 101.- Masas y Momentos de inercia Polar por piso (Modelo 6 Pisos NEC-11)

Piso	Masa (Tn s2/m)	MICM (Tn s2/m)
Nivel +20.52	0.59	13.42
Nivel +17.64	15.09	1189.50
Nivel +14.76	21.92	1728.14
Nivel +11.88	21.92	1728.14
Nivel +9.00	21.92	1728.14
Nivel + 6.12	21.92	1728.14
Nivel +3.24	21.92	1728.14

Elaborado por: Ricardo Montachana

Para el cálculo del espectro Inelástico de diseño, utilizaremos los siguientes datos:

Factor de importancia definido	$I = 1.0$	(Tabla 68)
Aceleración espectral	$S_a = 1.19$	
Reducción estructural	$R = 7$	(Tabla 73)
Configuración en planta	$\Phi_p = 1.0$	(Tabla 74)
Configuración en elevación	$\Phi_E = 1.0$	(Tabla 75)

$$S_a = n Z F_a \quad \text{para } 0 \leq T \leq T_c$$

$$S_a = n Z F_a \left(\frac{T_c}{T}\right)^r \quad \text{para } T > T_c$$

$$A = \frac{S_a \times I \times g}{R \times \Phi_p \times \Phi_E}$$

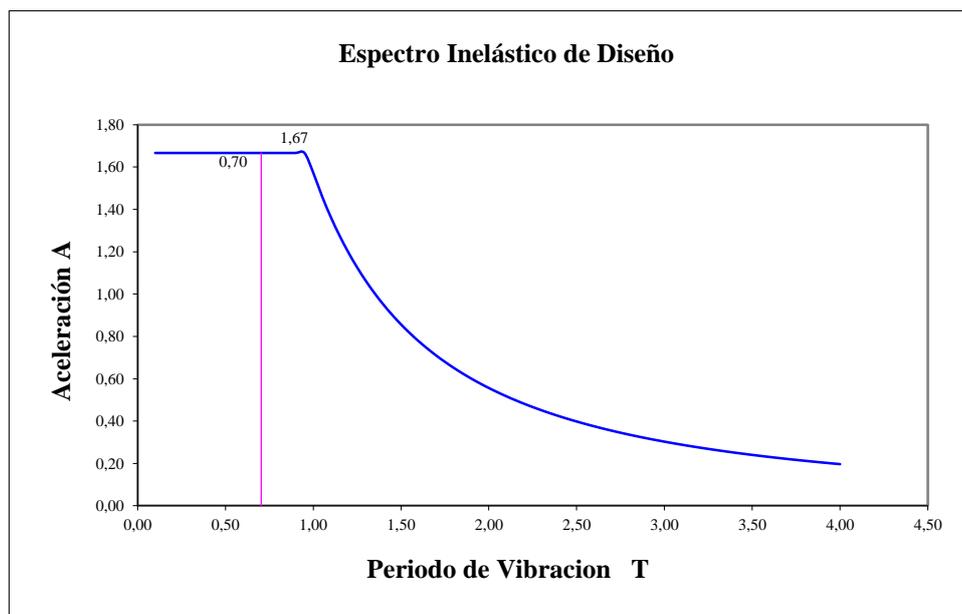


Figura 16.-Espectro Inelástico de diseño (Modelo 6 Pisos NEC-11)

Elaborado por: Ricardo Montachana

Modelo del análisis espectral

Una vez analizado nuestro modelo tenemos los siguientes resultados:

Tabla 102.- Desplazamientos En Los Diferentes Pisos De La Estructura (Dinámico)

Joint	OutputCase	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	cm	cm	cm	Radians	Radians	Radians
145	Espectral	Max	0.27004	0.37861	0	0	0	0.0000
146	Espectral	Max	0.64938	0.87089	0	0	0	0.0000
147	Espectral	Max	1.06532	1.43486	0	0	0	0.0000
626	Espectral	Max	1.48200	2.02287	0	0	0	0.0001
627	Espectral	Max	1.89616	2.62614	0	0	0	0.0001
628	Espectral	Max	2.22101	3.13026	0	0	0	0.0001
629	Espectral	Max	2.29998	3.74097	0	0	0	0.0010

Fuente: Tablas de Resultados del Análisis (SAP2000)

Tabla 103.- Desplazamientos laterales Estático y Dinámico (Modelo 6 Pisos NEC-11)

Desplazamientos					
Piso	h (m)	NEC-11 (E)		NEC-11 (D)	
		Δx (cm) (E)	Δy (cm) (E)	Δx (cm) (D)	Δy (cm) (D)
	20.52	2.72	4.17	2.30	3.74
6	17.64	2.55	3.60	2.22	3.13
5	14.76	2.18	3.03	1.90	2.63
4	11.88	1.70	2.34	1.48	2.02
3	9.00	1.22	1.66	1.07	1.43
2	6.12	0.74	1.01	0.65	0.87
1	3.24	0.31	0.44	0.27	0.38

Elaborado por: Ricardo Montachana

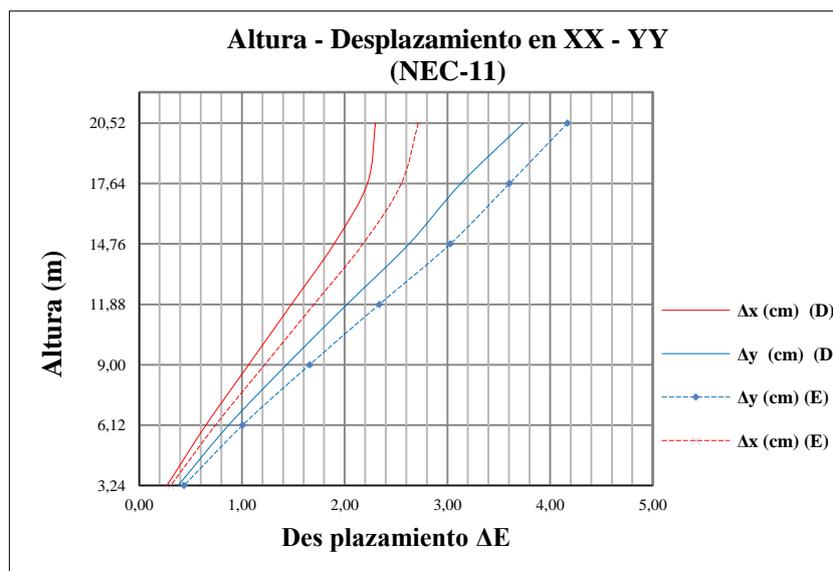
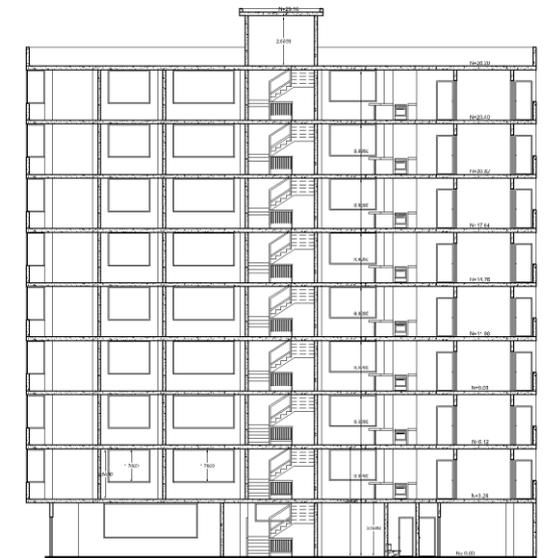
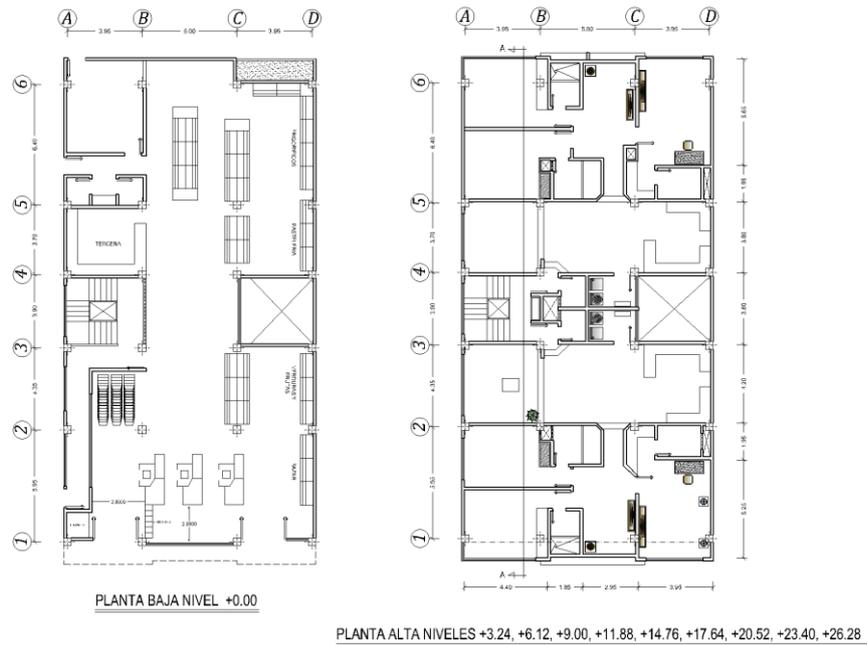


Figura 17.- Altura – Desplazamientos Lateral Sentido XX y Sentido YY (Estático y Dinámico, Modelo 6 Pisos NEC-11)

6.7.10 DATOS GENERALES PARA EL DISEÑO (NUEVE PISOS NEC-11)

Modelo 3 NEC-11



CORTE TRANSVERSA L A - A

Gráfico 84.- Arquitectura del Proyecto (Modelo 9 Pisos NEC-11)

Fuente: Ricardo Montachana

PREPARACIÓN DE PESOS POR CADA NIVEL DE PISO

Para la preparación de pesos por cada nivel debemos contar con las respectivas solicitaciones tales como son carga Muerta (D), carga Viva (L), Carga de pared (DP).

CARGA MUERTA	D =	0.33 Tn/m ²
CARGA VIVA	L =	0.20 Tn/m ²
CARGA PARED 1	DP1 =	0.83 Tn/m ²
CARGA PARED 2	DP2 =	0.31 Tn/m ²

Para Carga Muerta (D)

Tapa grada Nivel + 29.16 m

$$\text{Peso} = 5.09 \text{ Tn}$$

$$\text{Masa} = 0.52 \text{ Tn s}^2/\text{m}$$

Piso Nivel +26.28 m

$$\text{Peso} = 140.55 \text{ Tn}$$

$$\text{Masa} = 14.34 \text{ Tn s}^2/\text{m}$$

Piso Niveles +23.40, +20.52, +17.64, +14.76, +11.88, +9.00, +6.12, +3.24 m

$$\text{Peso} = 207.77 \text{ Tn}$$

$$\text{Masa} = 21.10 \text{ Tn s}^2/\text{m}$$

Para Carga Viva (L)

Seleccionamos de la Tabla 15, la carga de 2 KN/m² para Residencias.

Los elementos para los que el valor de $K_{LL} \cdot A_T$ es igual o mayor a los 35 m², pueden ser diseñados para una carga reducida de acuerdo con la ecuación.

$$L = L_o = \left(0.25 + \frac{4.57}{\sqrt{K_{LL} A_T}} \right)$$

Tapa grada Nivel + 29.16 m

$$\text{Área} = 15.41 \text{ m}^2$$

$$\text{Peso} = 3.08 \text{ Tn}$$

$$\text{Masa} = 0.31 \text{ Tn s}^2/\text{m}$$

Piso Niveles +26.28, +23.40, +20.52, +17.64, +14.76, +11.88, +9.00, +6.12, +3.24 m

$$\text{Área} = 328.75 \text{ m}^2$$

$$L = 2 \left(0.25 + \frac{4.57}{\sqrt{1 \times 328.75}} \right) = 1.004 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} = 102 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

$$L = 328.75 \times 0.102 = 33.53 \text{ Tn}$$

$$\text{Peso} = 33.53 \text{ Tn}$$

$$\text{Masa} = 3.42 \text{ Tn s}^2/\text{m}$$

CÁLCULO DE FUERZAS SÍSMICAS

Utilizaremos lo señalado en las Normas Ecuatorianas de la Construcción (NEC-11), el mismo que indica los parámetros de cálculo y diseño sismo resistente, para el cortante basal de diseño y el cálculo de las fuerzas horizontales.

$$V = \frac{I S_a}{R \phi_p \phi_E} W$$

Para calcular la aceleración espectral S_a debemos basarnos en el Periodo T .

$$T = C_t h_n^\alpha$$

$$T = 0.073 \times (29.16)^{0.75} = 0.92 \text{ seg}$$

Para estructuras de acero sin arriostramientos, $C_t = 0.072$ y $\alpha = 0.80$

Calculamos los límites para el periodo de vibración

$$T_c = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a}$$

Para el cálculo del período vibración necesitamos los coeficientes de amplificación dinámica de perfiles de suelo, para ello entramos a las tablas 72, 72.1 y 72.2, con el valor del factor

de zona sísmica igual a 0.4 para la ciudad de Ambato (Tabla 70), y Tipo D de perfil del suelo de la Tabla 71 y obtenemos:

$$F_a = 1.2; F_d = 1.4; F_s = 1.5$$

$$T_c = 0.55(1.5) \frac{1.4}{1.2} = 0.96 \text{seg}$$

$$T_L = 2.4 F_a$$

$$T_L = 2.4 (1.2) = 2.88 \text{seg}$$

Comparo T y T_c, de acuerdo a eso escojo la fórmula para calcular la aceleración espectral.

$$S_a = n Z F_a \quad \text{para } 0 \leq T \leq T_c \quad [\text{Eq. 2-7}] \text{ NEC-11}$$

$$S_a = n Z F_a \left(\frac{T_c}{T}\right)^r \quad \text{para } T > T_c \quad [\text{Eq. 2-8}] \text{ NEC-11}$$

$$S_a = 2.48(0.4)(1.2) = 1.19$$

$\eta = 2.48$ (Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos)

$r=1$, para tipo de suelo A, B o C y $r=1.5$, para tipo de suelo D o E.

Con los datos obtenidos procedemos a calcular el cortante basal

Factor de importancia definido	$I = 1.0$	(Tabla 68)
--------------------------------	-----------	------------

Aceleración espectral	$S_a = 1.19$	
-----------------------	--------------	--

Reducción estructural	$R = 7$	(Tabla 73)
-----------------------	---------	------------

Configuración en planta	$\phi_p = 1.0$	(Tabla 74)
-------------------------	----------------	------------

Configuración en elevación	$\phi_E = 1.0$	(Tabla 75)
----------------------------	----------------	------------

$$V = \frac{I S_a}{R \phi_p \phi_E} W$$

$$V = \frac{1.0 \times 1.19}{7 \times 1 \times 1} W$$

$$V = 0.17 T_n \times W$$

Fuerzas Horizontales de Sismo

A continuación tenemos las fuerzas horizontales producidas por el sismo en cada uno de los pisos de nuestra estructura

Tabla 104.- Determinación de Fuerzas Horizontales de Sismo (Modelo 9 Pisos NEC-11)

Pisos	Nivel	Peso ($W_{CM+0.25CV}$)	$W_i \cdot h_i^k$	F_x
	h_i (m)	W_i (Tn)	(Tn-m)	(Tn)
	29.16	5.86	344.66	2.26
9	26.28	148.93	7725.32	50.68
8	23.40	216.15	9745.27	63.93
7	20.52	216.15	8315.54	54.55
6	17.64	216.15	6927.06	45.45
5	14.57	216.15	5585.14	36.64
4	11.88	216.15	4296.89	28.19
3	9.00	216.15	3072.55	20.16
2	6.12	216.15	1928.26	12.65
1	3.24	216.15	894.34	5.87
		1883.99	48835.03	320.39

Elaborado por: Ricardo Montachana

Cálculo del Cortante Basal

$$V = 0.17 \times (1884) = 320.39 \text{ Tn}$$

Determinación de las fuerzas horizontales

$$F_x = \frac{W_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n W_i h_i^k} V$$

Para valores de $T \leq 0.5s$, $k=1.0$

Para valores de $0.5s < T \leq 2.5s$, $k = 0.75 + 0.50 T$

Para valores de $T > 2.5$, $k = 2.0$

$$0.5s < 0.81 \leq 2.5s, \quad k = 0.75 + 0.50 (0.92), \quad k = 1.208$$

$$F_x = \frac{5.86 \times 29.16^{1.208}}{48835.03} \times 320.39 = 2.26$$

Tabla 105.- Determinación de Fuerzas Horizontales de sismo E según Pórticos

(Modelo 9 Pisos NEC-11)

Pisos	Nivel	Fx	E X-X	E Y-Y
	(m)	(Tn)	(Tn)	(Tn)
	29.16	2.26	1.13	1.13
9	26.28	50.68	8.45	12.67
8	23.40	63.93	10.66	15.98
7	20.52	54.55	9.09	13.64
6	17.64	45.45	7.57	11.36
5	14.57	36.64	6.11	9.16
4	11.88	28.19	4.70	7.05
3	9.00	20.16	3.36	5.04
2	6.12	12.65	2.11	3.16
1	3.24	5.87	0.98	1.47

320.39	54.15	80.66
--------	-------	-------

Elaborado por: Ricardo Montachana

CUANTIFICACIÓN DE CARGAS SOBRES LAS VIGAS

Tabla 106.- Cargas y Sobrecargas Utilizadas para el Análisis Estructural

(Modelo 9 Pisos NEC-11)

Pisos	Nivel	D losa	L	Dpared	D total
	hi (m)	(kg/m ²)	(kg/m ²)	(kg/m ²)	(kg/m ²)
	29.16	327.00	102.00		327.00
9	26.28	327.00	102.00	98.00	425.00
8	23.40	327.00	102.00	302.00	629.00
7	20.52	327.00	102.00	302.00	629.00
6	17.64	327.00	102.00	302.00	629.00
5	14.57	327.00	102.00	302.00	629.00
4	11.88	327.00	102.00	302.00	629.00
3	9.00	327.00	102.00	302.00	629.00
2	6.12	327.00	102.00	302.00	629.00
1	3.24	327.00	102.00	302.00	629.00

Elaborado por: Ricardo Montachana

PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS Y COLUMNAS

Del mismo modo que se realizó el predimensionamiento para el modelo estructural de 3 pisos, siguiendo el mismo procedimiento y aplicando las ecuaciones correspondientes para

el prediseño de columnas y vigas tenemos el resumen de secciones para el modelo de 6 Pisos en la siguiente tabla.

Tabla 107.- Resumen de Secciones Obtenidas (Modelo 9 Pisos NEC-11)

Nivel	Viga	Viga	Viga	Columna
	Eje1= Eje 6	EJE 2= 3= 4=5	Eje A=B=C=D	
29.16		IPE 200	IPE 200	HEB 260
26.88	IPE 270	IPE 270	IPE 270	HEB 400
23.40	IPE 270	IPE 270	IPE 270	HEB 400
20.52	IPE 270	IPE 270	IPE 270	HEB 400
17.64	IPE 270	IPE 270	IPE 270	HEB 450
14.76	IPE 270	IPE 270	IPE 270	HEB 450
11.88	IPE 270	IPE 270	IPE 270	HEB 450
9.00	IPE 270	IPE 270	IPE 270	HEB 550
6.12	IPE 270	IPE 270	IPE 270	HEB 550
3,24	IPE 270	IPE 270	IPE 270	HEB 550

Elaborado por: Ricardo Montachana

6.7.10.1 ANÁLISIS ESTÁTICO ESPACIAL DEL EDIFICIO

En la tabla siguiente tenemos el resumen de carga muerta, carga viva, carga muerta de pared, el peso y masa de cada nivel de la estructura en estudio.

Tabla 108.- Cargas y Sobrecargas para el Análisis Estático Espacial

(Modelo 9Pisos NEC-11)

Pisos	Carga Muerta	Carga Viva	CM _{pared}	Peso	Masa
	(kg/m ²)	(kg/m ²)	(kg/m ²)	(Tn)	(Tn s ² /m)
	327	102		5.09	0.52
9	327	102	98.00	144.04	14.34
8	327	102	302.00	207.77	21.20
7	327	102	302.00	207.77	21.20
6	327	102	302.00	207.77	21.20
5	327	102	302.00	207.77	21.20
4	327	102	302.00	207.77	21.20
3	327	102	302.00	207.77	21.20
2	327	102	302.00	207.77	21.20
1	327	102	302.00	207.77	21.20

Elaborado por: Ricardo Montachana

Determinación del Centro de Masas

Centro de masas de cada nivel, es el lugar donde actúa la fuerza sísmica equivalente distribuida por niveles, tenemos las diferentes áreas que nos permiten determinar el centro de masas.

Tabla 31.- Áreas para el Cálculo del Centro de Masas

N.	Área (m ²)	X (m)	Y (m)	A.X (m ³)	A.Y (m ³)
A1	135.96	6.60	5.15	897.34	700.19
A2	24.57	5.95	12.25	146.19	300.98
A3	151.80	6.60	19.95	1001.88	3028.41
A4	15.84	6.60	-0.60	104.54	-9.50
328.17				2149.95	4020.08

Elaborado por: Ricardo Montachana

$$X_{CM} = \frac{\sum A_i x X_i}{\sum A_i} = 6.55 \text{ m}$$

$$Y_{CM} = \frac{\sum A_i x Y_i}{\sum A_i} = 12.25 \text{ m}$$

Determinación del Centro de Rigideces

Rigidez frente a cortante

La rigidez frente a cortante es la relación entre los desplazamientos verticales de un extremo de una viga y el esfuerzo cortante aplicado en los extremos para provocar dicho desplazamiento.

$$X_{CR} = \frac{\sum K_i x X_i}{\sum K_i}$$

$$Y_{CR} = \frac{\sum K_i x Y_i}{\sum K_i}$$

Rigidez a cortante en columnas

$$K = \frac{12EI}{L^3}$$

$$K = 144209 \text{ Kg/cm}$$

$$X_{CR} = 6.45 \text{ m}$$

$$Y_{CR} = 12.11 \text{ m}$$

Corte Sísmico por Torsión

Las excentricidades calculadas son:

$$ei_x = 1.32 \text{ m}$$

$$ei_y = 1.36 \text{ m}$$

La siguiente tabla indica los momentos torsores producidas por las acciones de un sismo en sentido XX y en sentido YY.

Tabla 109.- Cálculo del Centro de Masas (Modelo 6 Pisos NEC-11)

Pisos	Fx (Tn)	ei XX (m)	ei YY (m)	Torsión XX (Tn-m)	Torsión YY (Tn-m)
	2.26	0.22	0.22	0.50	0.50
9	50.68	1.32	1.36	66.72	68.76
8	63.93	1.32	1.36	84.16	86.74
7	54.55	1.32	1.36	71.81	74.01
6	45.45	1.32	1.36	59.82	61.65
5	36.64	1.32	1.36	48.23	49.71
4	28.19	1.32	1.36	37.11	38.24
3	20.16	1.32	1.36	26.53	27.35
2	12.65	1.32	1.36	16.65	17.16
1	5.87	1.32	1.36	7.72	7.96

Elaborado por: Ricardo Montachana

Modelación Tridimensional

Como podemos observar tenemos las tablas con los desplazamientos.

Tabla 110.- Desplazamientos En Los Diferentes Pisos De La Estructura

Joint	OutputCase	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	cm	cm	cm	Radians	Radians	Radians
615	ENV	Max	0.421875	0.507839	0	0	0	0.0000
615	ENV	Min	-0.000645	0.000231	0	0	0	0.0000
616	ENV	Max	1.129085	1.178907	0	0	0	0.0001
616	ENV	Min	-0.00183	0.001613	0	0	0	0.0000
617	ENV	Max	1.986714	1.984716	0	0	0	0.0002
617	ENV	Min	-0.001618	0.00368	0	0	0	0.0000
618	ENV	Max	2.964884	2.87434	0	0	0	0.0003
618	ENV	Min	-0.000617	0.005377	0	0	0	0.0000
619	ENV	Max	4.02201	3.812261	0	0	0	0.0005
619	ENV	Min	0.000977	0.007222	0	0	0	0.0000
620	ENV	Max	5.081953	4.758356	0	0	0	0.0006
620	ENV	Min	0.003012	0.009229	0	0	0	0.0000
621	ENV	Max	6.102054	5.720284	0	0	0	0.0007
621	ENV	Min	0.005449	0.011446	0	0	0	0.0000
622	ENV	Max	7.033742	6.609791	0	0	0	0.0009
622	ENV	Min	0.008146	0.01382	0	0	0	0.0000
623	ENV	Max	7.842543	7.385921	0	0	0	0.0010
623	ENV	Min	0.010373	0.016671	0	0	0	0.0000

Fuente: Tablas de Resultados del Análisis (SAP2000)

Efecto P-Δ

Calculamos y comprobamos los valores para efecto P-Δ Sentido XX, así como para el sentido YY.

Tabla 111.- Valores del Efecto P-Δ Sentido XX (Modelo 6 Pisos NEC-11)

Piso	H Piso (m)	Vi (Tn)	Pi _{CM} (Tn)	Pi _{CV} (Tn)	d (cm)	d=d _n -d _{n-1} (cm)	Δ d/H	Pi. Δ i Tn-m	Vi. hi Tn-m	Qi	Cálculo
10	2.88	2.26	5.86	3.08	8.207	0.365	0.001	0.03	65.94	0.000	OK
9	2.88	52.94	154.79	33.53	7.843	0.809	0.003	1.52	1391.36	0.001	OK
8	2.88	116.88	370.94	33.53	7.034	0.932	0.003	3.77	2734.95	0.001	OK
7	2.88	171.43	587.09	33.53	6.102	1.020	0.004	6.33	3517.81	0.002	OK
6	2.88	216.88	803.24	33.53	5.082	1.060	0.004	8.87	3825.74	0.002	OK
5	2.88	253.52	1019.39	33.53	4.022	1.057	0.004	11.13	3741.96	0.003	OK
4	2.88	281.71	1235.54	33.53	2.965	0.978	0.003	12.41	3346.72	0.004	OK
3	2.88	301.87	1451.69	33.53	1.987	0.858	0.003	12.74	2716.81	0.005	OK
2	2.88	314.52	1667.84	33.53	1.129	0.707	0.002	12.03	1924.85	0.006	OK
1	3.24	320.39	1883.99	33.53	0.422	0.422	0.001	8.09	1038.05	0.008	OK

Elaborado por: Ricardo Montachana

Tabla 112.- Valores del Efecto P-Δ Sentido YY (Modelo 6 Pisos NEC-11)

Piso	H Piso (m)	Vi (Tn)	Pi _{CM} (Tn)	Pi _{CV} (Tn)	d (cm)	d=d _n -d _{n-1} (cm)	Δ d/H	Pi. Δ i Tn-m	Vi. hi Tn-m	Qi	Cálculo
10	2.88	2.26	5.86	3.08	6.42	0.965	0.003	0.09	65.94	0.001	OK
9	2.88	52.94	154.79	33.53	7.39	0.776	0.003	1.46	1391.36	0.001	OK
8	2.88	116.88	370.94	33.53	6.61	0.890	0.003	3.60	2734.95	0.001	OK
7	2.88	171.43	587.09	33.53	5.72	0.962	0.003	5.97	3517.81	0.002	OK
6	2.88	216.88	803.24	33.53	4.76	0.946	0.003	7.92	3825.74	0.002	OK
5	2.88	253.52	1019.39	33.53	3.81	0.938	0.003	9.88	3741.96	0.003	OK
4	2.88	281.71	1235.54	33.53	2.87	0.890	0.003	11.29	3346.72	0.003	OK
3	2.88	301.87	1451.69	33.53	1.98	0.806	0.003	11.97	2716.81	0.004	OK
2	2.88	314.52	1667.84	33.53	1.18	0.671	0.002	11.42	1924.85	0.006	OK
1	3.24	320.39	1883.99	33.53	0.51	0.508	0.002	9.74	1038.05	0.009	OK

Elaborado por: Ricardo Montachana

Debido a que los Índices de estabilidad Qi son menores que 0.1, No se requiere considerar el efecto P-Δ.

6.7.10.2 LÍMITES DE LA DERIVA DE PISO

Desplazamiento lateral relativo de un piso con respecto al piso consecutivo, medidos en dos puntos ubicados en la misma línea vertical de la estructura.

Para el caso de la NEC-11 la deriva máxima sería:

$$\Delta_M = \Delta_E * 0.75 R ; \quad \Delta_E = \frac{\Delta_M}{0.75 R}$$

$$\Delta_E = \frac{0.02}{0.75 * 7} = 0.0038$$

$$\Delta = \frac{\text{Desplazamiento piso superior} - \text{desplazamiento piso inferior}}{\text{altura entre piso}}$$

Tabla 113.- Verificación de las derivas Máximas de piso (Modelo 9 Pisos NEC-11)

Piso	H Piso (m)	Δ_M		$d=d_n-d_{n-1}$		Deriva		$\Delta_M < 0.0038$	
		X-X	Y-Y	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y
	2.88	8.207	6.421	0.365	0.965	0.0013	0.0033	OK	OK
9.00	2.88	7.843	7.386	0.809	0.776	0.0028	0.0027	OK	OK
8.00	2.88	7.034	6.610	0.932	0.890	0.0032	0.0031	OK	OK
7.00	2.88	6.102	5.720	1.020	0.962	0.0035	0.0033	OK	OK
6.00	2.88	5.082	4.758	1.060	0.946	0.0037	0.0033	OK	OK
5.00	2.88	4.022	3.812	1.057	0.938	0.0037	0.0033	OK	OK
4.00	2.88	2.965	2.874	0.978	0.890	0.0034	0.0031	OK	OK
3.00	2.88	1.987	1.985	0.858	0.806	0.0030	0.0028	OK	OK
2.00	2.88	1.129	1.179	0.707	0.671	0.0025	0.0023	OK	OK
1.00	3.24	0.422	0.508	0.422	0.508	0.0013	0.0016	OK	OK

Elaborado por: Ricardo Montachana

Las derivas de piso para estructuras metálicas no exceden de 0.0038, por lo que nuestro análisis cumple con lo establecido en la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2011.

6.7.10.3 ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL

A continuación se presentan los valores de masas y de momentos de inercia polar en el centro de masas, valores que serán ingresados para el análisis modal espectral.

Tabla 114.- Masas y Momentos de inercia Polar por piso

Piso	Masa (Tn s ² /m)	MICM (Tn s ² /m)
Nivel +29.16	0.59	13.42
Nivel +26.28	15.09	1189.50
Nivel +23.40	21.92	1728.14
Nivel +20.52	21.92	1728.14
Nivel +17.64	21.92	1728.14
Nivel +14.76	21.92	1728.14
Nivel +11.88	21.92	1728.14
Nivel +9.00	21.92	1728.14
Nivel + 6.12	21.92	1728.14
Nivel +3.24	21.92	1728.14

Elaborado por: Ricardo Montachana

Para el cálculo del espectro Inelástico de diseño, utilizaremos los siguientes datos:

Factor de importancia definido	I = 1.0	(Tabla 68)
Aceleración espectral	S _a = 1.19	
Reducción estructural	R = 7	(Tabla 73)
Configuración en planta	∅ _p = 1.0	(Tabla 74)
Configuración en elevación	∅ _E = 1.0	(Tabla 75)

$$S_a = n Z F_a \quad \text{para } 0 \leq T \leq T_c$$

$$S_a = n Z F_a \left(\frac{T_c}{T}\right)^r \quad \text{para } T > T_c$$

$$A = \frac{S_a \times I \times g}{R \times \Phi_p \times \Phi_E}$$

En la siguiente figura nos presenta el espectro de diseño Inelástico según las Normas Ecuatorianas de la Construcción.

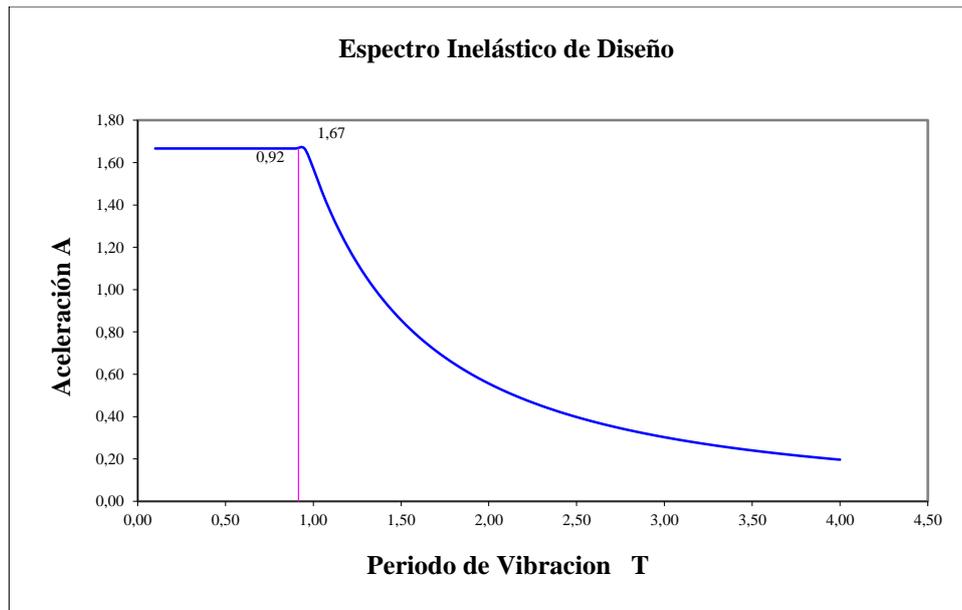


Figura 18.-Espectro Inelástico de diseño (Modelo 9 Pisos NEC-11)

Elaborado por: Ricardo Montachana

Modelo del análisis espectral

Una vez analizado nuestro modelo tenemos los siguientes resultados:

Tabla 115.- Desplazamientos En Los Diferentes Pisos De La Estructura (Dinámico)

Joint	OutputCase	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians
82	Espectral	Max	0.31771	0.40472	0	0	0	0.000025
97	Espectral	Max	0.847479	0.931608	0	0	0	0.000067
99	Espectral	Max	1.486257	1.559834	0	0	0	0.00012
100	Espectral	Max	2.211735	2.251381	0	0	0	0.000185
105	Espectral	Max	2.994526	2.979343	0	0	0	0.00026
106	Espectral	Max	3.779621	3.713574	0	0	0	0.00034
121	Espectral	Max	4.535958	4.460853	0	0	0	0.000422
145	Espectral	Max	5.22739	5.152475	0	0	0	0.000502
146	Espectral	Max	5.827653	5.755456	0	0	0	0.000578
147	Espectral	Max	6.013266	5.116312	0	0	0	0.000355

Fuente: Tablas de Resultados del Análisis (SAP2000)

Tabla 116.- Desplazamientos laterales Estático y Dinámico (Modelo 9 Pisos NEC-11)

Piso	h (m)	NEC-11 (E)		NEC-11 (D)	
		Δx (cm) (E)	Δy (cm) (E)	Δx (cm) (D)	Δy (cm) (D)
	29.16	8.21	6.42	6.01	5.12
9	26.28	7.84	7.39	5.83	5.76
8	23.40	7.03	6.61	5.23	5.15
7	20.52	6.10	5.72	4.54	4.46
6	17.64	5.08	4.76	3.78	3.71
5	14.76	4.02	3.81	2.99	2.98
4	11.88	2.96	2.87	2.21	2.25
3	9.00	1.99	1.98	1.49	1.56
2	6.12	1.13	1.18	0.85	0.93
1	3.24	0.42	0.51	0.32	0.40

Elaborado por: Ricardo Montachana

En la siguiente figura se muestra los desplazamientos en los sentidos XX e YY, de la estructura tanto para el modelo estático como para el dinámico.

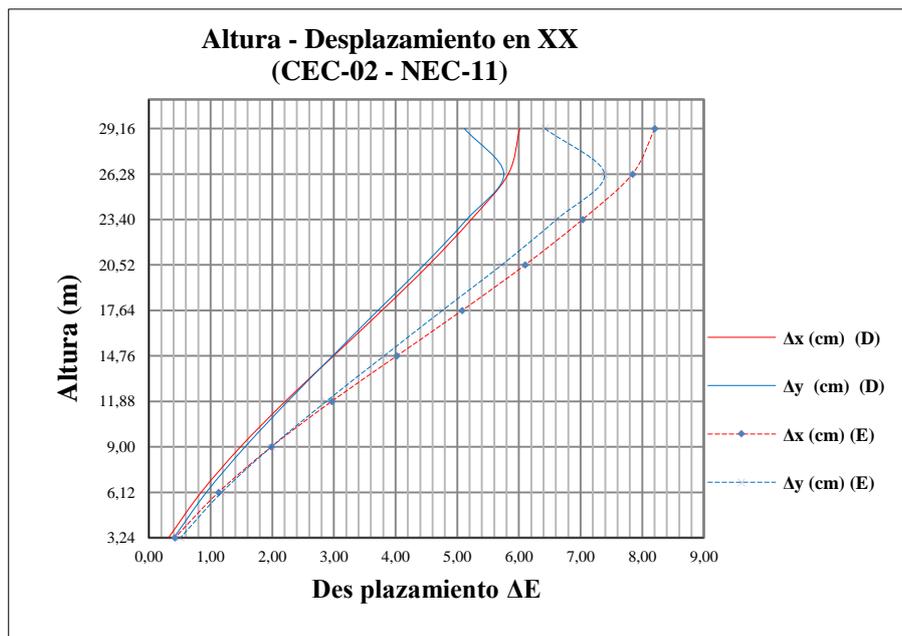


Figura 19.- Altura – Desplazamientos Lateral Sentido XX y Sentido YY (Estático y Dinámico, Modelo 9 Pisos NEC-11)

Elaborado por: Ricardo Montachana

RESULTADOS

6.7.11 ÍNDICE DE ESTABILIDAD

De acuerdo al Código Ecuatoriano de la Construcción 2002 (CEC-02) sección 6.7.2 y la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2011 (NEC-11) sección 2.7.5.4, expresa que el Índice de Estabilidad Q_i , no debe exceder el valor de 0.30.

$$Q_i = \frac{P_i \Delta_i}{V_i h_i}$$

Q_i =Índice de estabilidad del piso i , es la relación entre el momento de segundo orden y el momento de primer orden.

P_i = Es la suma de la carga vertical total sin mayoría.

Δ_i = Deriva de piso i calculada en el centro de masas del pisos.

V_i = El cortante sísmico de piso

Índice Estabilidad Modelo 3 Pisos

Tabla 117.- Índice de Estabilidad (Modelo 3 Pisos)

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO								
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL								
TABLA DE CHEQUEO DEL ÍNDICE DE ESTABILIDAD ESTRUCTURAL								
Piso h(m)	CEC-02				NEC-11			
	Fi	Qi	Qi	< 0.30	Fi	Qi	Qi	< 0.30
	Ton	xx	yy		Ton	xx	yy	
11.88	1.30	0.001	0.001	Cumple	2.02	0.001	0.001	Cumple
9.00	27.77	0.001	0.002	Cumple	41.00	0.001	0.001	Cumple
6.12	53.64	0.003	0.004	Cumple	79.47	0.002	0.003	Cumple
3.24	67.34	0.007	0.009	Cumple	99.84	0.005	0.007	Cumple

Elaborado por: Ricardo Montachana

Índice Estabilidad Modelo 6 Pisos

Tabla 118.- Índice de Estabilidad (Modelo 6 Pisos)

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO								
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL								
TABLA DE CHEQUEO DEL ÍNDICE DE ESTABILIDAD ESTRUCTURAL								
Piso h(m)	CEC-02				NEC-11			
	Fi	Qi	Qi	< 0.30	Fi	Qi	Qi	< 0.30
	Ton	xx	yy		Ton	xx	yy	
20.52	9.24	0.000	0.000	Cumple	2.15	0.000	0.001	Cumple
17.64	35.79	0.001	0.001	Cumple	48.37	0.001	0.001	Cumple
14.76	67.76	0.001	0.002	Cumple	103.49	0.001	0.002	Cumple
11.88	93.50	0.002	0.003	Cumple	146.89	0.002	0.002	Cumple
9.00	113.00	0.003	0.004	Cumple	178.85	0.003	0.003	Cumple
6.12	126.26	0.005	0.006	Cumple	199.74	0.004	0.005	Cumple
3.24	133.28	0.008	0.011	Cumple	210.11	0.006	0.008	Cumple

Elaborado por: Ricardo Montachana

Índice Estabilidad Modelo 9 Pisos

Tabla 119.- Índice de Estabilidad (Modelo 9 Pisos)

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO								
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL								
TABLA DE CHEQUEO DEL ÍNDICE DE ESTABILIDAD ESTRUCTURAL								
Piso h(m)	CEC-02				NEC-11			
	Fi	Qi	Qi	< 0.30	Fi	Qi	Qi	< 0.30
	Ton	xx	yy		Ton	xx	yy	
29.16	13.20	0.000	0.000	Cumple	2.26	0.000	0.001	Cumple
26.28	34.10	0.001	0.001	Cumple	52.94	0.001	0.001	Cumple
23.40	60.89	0.001	0.001	Cumple	116.88	0.001	0.001	Cumple
20.52	84.39	0.002	0.002	Cumple	171.43	0.002	0.002	Cumple
17.64	104.58	0.002	0.002	Cumple	216.88	0.002	0.002	Cumple
14.76	121.48	0.003	0.002	Cumple	253.52	0.003	0.003	Cumple
11.88	135.09	0.004	0.003	Cumple	281.71	0.004	0.003	Cumple
9.00	145.39	0.005	0.004	Cumple	301.87	0.005	0.004	Cumple
6.12	152.40	0.007	0.006	Cumple	314.52	0.006	0.006	Cumple
3.24	156.11	0.010	0.010	Cumple	320.39	0.008	0.009	Cumple

Elaborado por: Ricardo Montachana

6.7.12 CONTROL DE DERIVA DE PISO CEC-02 Y NEC-11

Según el Código Ecuatoriano de la Construcción 2002 (CEC-02) sección 6.8.2 y la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2011 (NEC-11) sección 2.6.2, reconocen que los límite a las derivas de entrepiso inelásticas máximas Δ_M es de 0.002.

Valores de Δ_M Máximos, Expresados como Fracción de la Altura de Piso

Estructura de	Δ_M máxima
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.020

Fuente: NEC-11

Deriva de Piso Modelo 3 Pisos

Tabla 120.- Control de Deriva de Piso (Modelo 3 Pisos)

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO										
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL										
TABLA DE CHEQUEO DE DERIVA DE PISO										
h (m)	CEC-02					NEC-11				
	R = 10		$\Delta_M = \Delta_E * R$		Limite	R = 7		$\Delta_M = \Delta_E * 0.75 R$		Limite
	Δ_E		Δ_M			Δ_E		Δ_M		
	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y	< 0.02	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y	< 0.02
11.88	0.0009	0.0008	0.0091	0.0084	Cumple	0.0012	0.0013	0.0062	0.0068	Cumple
9.00	0.0006	0.0007	0.0056	0.0074	Cumple	0.0007	0.0010	0.0038	0.0050	Cumple
6.12	0.0008	0.0010	0.0079	0.0101	Cumple	0.0010	0.0013	0.0054	0.0066	Cumple
3.24	0.0007	0.0010	0.0069	0.0096	Cumple	0.0009	0.0011	0.0046	0.0060	Cumple

Elaborado por: Ricardo Montachana

Deriva de Piso Modelo 6 Pisos

Tabla 121.- Control de Deriva de Piso (Modelo 6 Pisos)

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO										
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL										
TABLA DE CHEQUEO DE DERIVA DE PISO										
h (m)	CEC-02					NEC-11				
	R = 10		$\Delta_M = \Delta_E * R$		Limite	R = 7		$\Delta_M = \Delta_E * R$		Limite
	Δ_E		Δ_M			Δ_E		Δ_M		
	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y	< 0.02	X-X	Y-Y	X-X	X-X	< 0.02
20.52	0.0007	0.0020	0.0071	0.0197	Cumple	0.0006	0.0020	0.0030	0.0103	Cumple
17.64	0.0009	0.0014	0.0092	0.0141	Cumple	0.0013	0.0020	0.0068	0.0105	Cumple
14.76	0.0012	0.0017	0.0116	0.0166	Cumple	0.0017	0.0024	0.0087	0.0126	Cumple
11.88	0.0013	0.0017	0.0127	0.0174	Cumple	0.0017	0.0024	0.0087	0.0123	Cumple
9.00	0.0013	0.0017	0.0133	0.0173	Cumple	0.0017	0.0023	0.0087	0.0119	Cumple
6.12	0.0013	0.0016	0.0127	0.0158	Cumple	0.0015	0.0020	0.0079	0.0104	Cumple
3.24	0.0008	0.0011	0.0083	0.0114	Cumple	0.0010	0.0013	0.0050	0.0071	Cumple

Elaborado por: Ricardo Montachana

Deriva de Piso Modelo 9 Pisos

Tabla 122.- Control de Deriva de Piso (Modelo 9 Pisos)

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO										
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL										
TABLA DE CHEQUEO DE DERIVA DE PISO										
h (m)	CEC-02					NEC-11				
	R = 10		$\Delta_M = \Delta_E * R$		Limite	R = 7		$\Delta_M = \Delta_E * R$		Limite
	Δ_E		Δ_M			Δ_E		Δ_M		
	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y	< 0.02	X-X	Y-Y	X-X	X-X	< 0.02
29.16	0.0011	0.0003	0.0109	0.0034	Cumple	0.0013	0.0033	0.0066	0.0176	Cumple
26.28	0.0013	0.0011	0.0131	0.0114	Cumple	0.0028	0.0027	0.0147	0.0141	Cumple
23.40	0.0015	0.0013	0.0153	0.0130	Cumple	0.0032	0.0031	0.0170	0.0162	Cumple
20.52	0.0017	0.0014	0.0169	0.0140	Cumple	0.0035	0.0033	0.0186	0.0175	Cumple
17.64	0.0018	0.0015	0.0178	0.0145	Cumple	0.0037	0.0033	0.0193	0.0172	Cumple
14.76	0.0018	0.0014	0.0181	0.0142	Cumple	0.0037	0.0033	0.0193	0.0171	Cumple
11.88	0.0017	0.0014	0.0173	0.0136	Cumple	0.0034	0.0031	0.0178	0.0162	Cumple
9.00	0.0016	0.0013	0.0158	0.0125	Cumple	0.0030	0.0028	0.0156	0.0147	Cumple
6.12	0.0014	0.0011	0.0138	0.0108	Cumple	0.0025	0.0023	0.0129	0.0122	Cumple
3.24	0.0008	0.0008	0.0076	0.0076	Cumple	0.0013	0.0016	0.0068	0.0082	Cumple

Elaborado por: Ricardo Montachana

CONCLUSIONES

Como se observa los valores en tabla establecidos tanto para la CEC-02 como para la NEC-11, hay una gran diferencia ya que se debe a lo siguiente:

Dentro de los factores que son similares en la fórmula del cortante basal para las dos normas utilizadas: el factor de importancia y uso ($I=1.5$), el factor de zonas sísmica ($Z=0.4$), coeficientes irregulares en planta y en elevación ($\phi_p=1$ y $\phi_e=1$), el factor de reducción de respuesta sísmica (R) donde se observa que para la norma NEC-11 éste valor ha sido reducido de 10 a 7 para el caso de estructuras de acero, ésta reducción del valor de (R) hace que el valor del cortante basal aumente significativamente en un 60% con relación al valor calculado según la CEC-2002.

Para el factor de reducción de respuesta sísmica (R) se observa que para la nueva norma NEC-11 este valor ha sido reducido en un 30% en comparación con la norma CEC 2002 siendo el valor de 10 a 7 para el caso de estructuras de hormigón con muros estructurales, lo que influye en el cálculo de las fuerzas horizontales.

Es indispensable controlar los desplazamientos laterales de las estructuras, ya que, son estos los que muchas veces hacen que las edificaciones colapsen, causando grandes pérdidas económicas y fatales daños a sus ocupantes.

Los resultados que nos proporciona el SAP 2000 son confiables y de fácil interpretación para el usuario, esto es de gran ayuda para el diseño de estructuras sismo resistente, además ayuda a ahorrar tiempo en la elaboración del proyecto estructural.

6.8 ADMINISTRACIÓN DE LA PROPUESTA

El control y administración del presente trabajo está a cargo del Ing. Patricio Vasco como tutor de mi persona Ricardo Vinicio Montachana Soque, quien realicé la investigación previa a la obtención del título de Ingeniero Civil.

6.9. PREVISIÓN DE LA EVALUCIÓN

PREGUNTAS BÁSICAS	EXPLICACIÓN
1.- ¿Qué evaluar?	Derivas de piso que se presentan en los diferentes modelos estructurales.
2.- ¿Por qué evaluar?	Por qué se necesita conocer Los desplazamientos horizontales que presentan los modelos estructurales.
3.- ¿Para qué evaluar?	Dependiendo de los desplazamientos que presenten los modelos dar soluciones a las mismas.
4.- ¿Con que criterios?	Pertinencia, coherencia, efectividad, eficiencia y eficacia.
5.- ¿Indicadores?	Cuantitativos
6.- ¿Quién evaluar?	Egresado Ricardo Montachana
7.- ¿Cuándo evaluar?	Una vez analizados las estructuras
8.- ¿Cómo evaluar?	Comparando con parámetros establecidos por el CEC-02 y NEC-11
9.- ¿Fuentes de información?	Libros , profesionales, internet
10.- ¿Con que evaluar?	Programa especializado

En el desarrollo de la presente investigación se tomó como referencia técnica el código CEC-02 y NEC-11, que ha servido de base para el cálculo y diseño estructural sismo resistente.

BIBLIOGRAFÍA

- Aguiar, R. (2008). *Análisis Sísmico De Edificios*. Quito: Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército.
- American National Standards Institute - Steel Deck Institute. (2011). *ANSI/SDI-11*.
- Charles G. Salmon, J. E. (s.f.). *Steel Structure Desing and Behavior* (4ª ed.). Harper-Collins College Publishers.
- Construction American Intitute of Steel. (2011). *AISC 360*.
- Construction American Intitute of Steel. (2011). *Manual AISC*.
- Escobar, R. O. (2013). *Comparación Del Comportamiento Estructural De Los Edificios "Hall Principal, Gobernantes Y Consulta Externa Del Hospital Regional De Ambato" Tomando En Consideración El CEC-02, La Nec-11 (Método tradicional) Vs. Método De Aislación Sísmica De Base (Nch-2745)*. (Trabajo de Graduación Previo la obtención del Título de Ingeniero Civil). Universidad Central del Ecuador.
- INEN. (2001). *Código Ecuatoriano de la Construcción Capítulo1 Cargas y Materiales*. Quito.
- INEN. (2002). *Código Ecuatoriano de la Construcción 2002, Requisitos generales de diseño*. Quito.
- Joseph E.Bowles. (1993). *Diseño de Acero Estructural*. México. Q.F.: Limusa S.A.
- Manrique Ángel. (2010). *Diseño Simplificado de Elementos de Acero Estructural*.
- McCormac, J. C. (2002). *Diseño de Estructuras de Acero Método LRFD* (2ª ed.). México D.F.: Alfaomega.
- McGraw-Hill. (2006). *Estructuras de Acero Comportamiento y LRFD*. (1ra, Ed.) México D.F.: McGraw-Hill/Interamericana Editores S.A.
- MIDUVI, Cámara de la Construcción de Quito. (2011). *Normas Ecuatorianas de la Construcción 2011 Capítulo1Cargas y Materiales*. Quito.
- MIDUVI, Cámara de la Construcción de Quito. (2011). *Normas Ecuatorianas de la Construcción 2011 Capítulo2 Peligro Sísmico y Requerimiento de Diseño Sismo Resistente*. Quito.
- Núñez, G.L. (2014). *Análisis Comparativo entre la CEC 2002 Vs NEC-11, Respecto al Análisis Sísmico del Edificio Consulta Externa*. (Trabajo de Graduación Previo la obtención del Título de Ingeniero Civil.). Universidad Central del Ecuador.
- Piralla, M. (2004). *Diseño Estructural* (2ª ed.). México D.F.: Limusa Noriega Editores.

ANEXOS

ANEXO 1

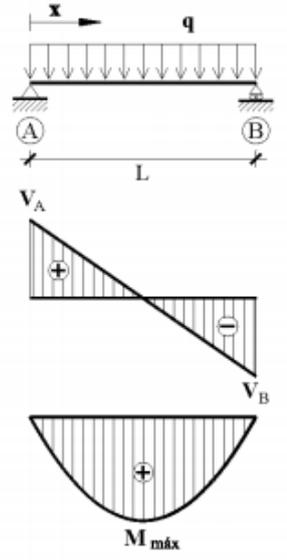
Especificaciones malla Electrosoldada Estándar

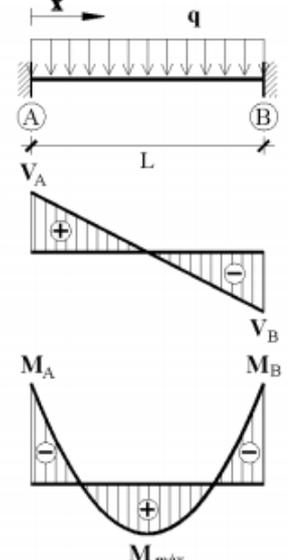
MALLA Tipo de malla	DIÁMETRO		SEPARACIÓN		PESO	
	Ø Longitud mm	Ø Transversal mm	SL Longitudinal cm	ST Transversal cm	Kg / Plancha	Kg / m ²
R-53	4,5	4,5	30	30	12,53	0,84
R-64	3,5	3,5	15	15	15,17	1,01
R-84	4,0	4,0	15	15	19,81	1,32
R-106	4,5	4,5	15	15	25,07	1,67
R-131	5,0	5,0	15	15	30,95	2,06
R-158	5,5	5,5	15	15	37,45	2,50
R-188	6,0	6,0	15	15	44,57	2,97
R-257	7,0	7,0	15	15	60,66	4,04
R-335	8,0	8,0	15	15	79,23	5,28
R-424 *	9,0	9,0	15	15	100,28	6,69
R-524 *	10,0	10,0	15	15	123,80	8,25
R-126	4,0	4,0	10	10	29,48	1,97
R-196	5,0	5,0	10	10	46,06	3,07
R-238 *	5,5	5,5	10	10	55,73	3,72
R-283	6,0	6,0	10	10	66,32	4,42
R-385 *	7,0	7,0	10	10	90,27	6,02
R-636 *	9,0	9,0	10	10	149,22	9,95

Fuente: Catálogo ARMEX

ANEXO 2

Vigas Simplemente Apoyadas Y Empotradas Con Carga Distribuida En Todo El Vano

VIGA SIMPLE APOYADA: carga uniforme q en todo el vano.																	
	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr style="background-color: #eee;"> <th colspan="2" style="text-align: center; padding: 5px;">Reacciones y solicitaciones</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="padding: 5px;">Reacciones:</td> <td style="padding: 5px;">$R_A = R_B = \frac{qL}{2}$</td> </tr> <tr> <td style="padding: 5px;">Cortantes:</td> <td style="padding: 5px;">$V_{AB} = q \left(\frac{L}{2} - x \right) \quad V_A = -V_B = \frac{qL}{2}$</td> </tr> <tr> <td style="padding: 5px;">Flectores:</td> <td style="padding: 5px;">$M_{AB} = \frac{qx}{2}(L-x)$ $M_{\text{máx}} = \frac{qL^2}{8} \quad \text{para } x = \frac{L}{2}$</td> </tr> </tbody> </table> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr style="background-color: #eee;"> <th colspan="2" style="text-align: center; padding: 5px;">Deformaciones</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="padding: 5px;">Giros:</td> <td style="padding: 5px;">$\varphi_A = -\frac{qL^3}{24EI} \quad \varphi_B = \frac{qL^3}{24EI}$</td> </tr> <tr> <td style="padding: 5px;">Elástica:</td> <td style="padding: 5px;">$y_{AB} = \frac{qx}{24EI}(x^3 - 2Lx^2 + L^3)$</td> </tr> <tr> <td style="padding: 5px;">Flecha máxima:</td> <td style="padding: 5px;">$y_{\text{máx}} = \frac{5qL^4}{384EI} \quad \text{para } x = \frac{L}{2}$</td> </tr> </tbody> </table>	Reacciones y solicitaciones		Reacciones:	$R_A = R_B = \frac{qL}{2}$	Cortantes:	$V_{AB} = q \left(\frac{L}{2} - x \right) \quad V_A = -V_B = \frac{qL}{2}$	Flectores:	$M_{AB} = \frac{qx}{2}(L-x)$ $M_{\text{máx}} = \frac{qL^2}{8} \quad \text{para } x = \frac{L}{2}$	Deformaciones		Giros:	$\varphi_A = -\frac{qL^3}{24EI} \quad \varphi_B = \frac{qL^3}{24EI}$	Elástica:	$y_{AB} = \frac{qx}{24EI}(x^3 - 2Lx^2 + L^3)$	Flecha máxima:	$y_{\text{máx}} = \frac{5qL^4}{384EI} \quad \text{para } x = \frac{L}{2}$
Reacciones y solicitaciones																	
Reacciones:	$R_A = R_B = \frac{qL}{2}$																
Cortantes:	$V_{AB} = q \left(\frac{L}{2} - x \right) \quad V_A = -V_B = \frac{qL}{2}$																
Flectores:	$M_{AB} = \frac{qx}{2}(L-x)$ $M_{\text{máx}} = \frac{qL^2}{8} \quad \text{para } x = \frac{L}{2}$																
Deformaciones																	
Giros:	$\varphi_A = -\frac{qL^3}{24EI} \quad \varphi_B = \frac{qL^3}{24EI}$																
Elástica:	$y_{AB} = \frac{qx}{24EI}(x^3 - 2Lx^2 + L^3)$																
Flecha máxima:	$y_{\text{máx}} = \frac{5qL^4}{384EI} \quad \text{para } x = \frac{L}{2}$																

VIGA SIMPLE EMPOTRADA: carga uniforme q en todo el vano.															
	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr style="background-color: #eee;"> <th colspan="2" style="text-align: center; padding: 5px;">Reacciones y solicitaciones</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="padding: 5px;">Reacciones:</td> <td style="padding: 5px;">$R_A = R_B = \frac{qL}{2}$</td> </tr> <tr> <td style="padding: 5px;">Cortantes:</td> <td style="padding: 5px;">$V_{AB} = q \left(\frac{L}{2} - x \right) \quad V_A = -V_B = \frac{qL}{2}$</td> </tr> <tr> <td style="padding: 5px;">Flectores:</td> <td style="padding: 5px;">$M_{AB} = -\frac{q}{12}(L^2 - 6Lx + 6x^2) \quad M_A = M_B = -\frac{qL^2}{12}$ $M_{\text{máx}} = \frac{qL^2}{24} \quad \text{para } x = \frac{L}{2} \quad M_x = 0 \quad \text{para } x = 0,2113L$</td> </tr> </tbody> </table> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr style="background-color: #eee;"> <th colspan="2" style="text-align: center; padding: 5px;">Deformaciones</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="padding: 5px;">Elástica:</td> <td style="padding: 5px;">$y_{AB} = \frac{qL^4}{24EI} \left(\frac{x}{L} - \frac{x^2}{L^2} \right)^2$</td> </tr> <tr> <td style="padding: 5px;">Flecha máxima:</td> <td style="padding: 5px;">$y_{\text{máx}} = \frac{qL^4}{384EI} \quad \text{para } x = \frac{L}{2}$</td> </tr> </tbody> </table>	Reacciones y solicitaciones		Reacciones:	$R_A = R_B = \frac{qL}{2}$	Cortantes:	$V_{AB} = q \left(\frac{L}{2} - x \right) \quad V_A = -V_B = \frac{qL}{2}$	Flectores:	$M_{AB} = -\frac{q}{12}(L^2 - 6Lx + 6x^2) \quad M_A = M_B = -\frac{qL^2}{12}$ $M_{\text{máx}} = \frac{qL^2}{24} \quad \text{para } x = \frac{L}{2} \quad M_x = 0 \quad \text{para } x = 0,2113L$	Deformaciones		Elástica:	$y_{AB} = \frac{qL^4}{24EI} \left(\frac{x}{L} - \frac{x^2}{L^2} \right)^2$	Flecha máxima:	$y_{\text{máx}} = \frac{qL^4}{384EI} \quad \text{para } x = \frac{L}{2}$
Reacciones y solicitaciones															
Reacciones:	$R_A = R_B = \frac{qL}{2}$														
Cortantes:	$V_{AB} = q \left(\frac{L}{2} - x \right) \quad V_A = -V_B = \frac{qL}{2}$														
Flectores:	$M_{AB} = -\frac{q}{12}(L^2 - 6Lx + 6x^2) \quad M_A = M_B = -\frac{qL^2}{12}$ $M_{\text{máx}} = \frac{qL^2}{24} \quad \text{para } x = \frac{L}{2} \quad M_x = 0 \quad \text{para } x = 0,2113L$														
Deformaciones															
Elástica:	$y_{AB} = \frac{qL^4}{24EI} \left(\frac{x}{L} - \frac{x^2}{L^2} \right)^2$														
Flecha máxima:	$y_{\text{máx}} = \frac{qL^4}{384EI} \quad \text{para } x = \frac{L}{2}$														

Fuente: Apuntes de Hormigón Armado

Escuela Politécnica superior- Universidad de Alicante (2013)

ANEXO 3

Resultados de momentos, cargas axiales, corte y torsión del pórtico entregadas por análisis en el programa SAP2000.

TABLE: Element Forces - Frames									
Frame	Station	OutputCase	CaseType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Text	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf-m
1	0	DEAD	LinStatic	-4,5061	-0,096	0	0	0	-0,10196
1	3,24	DEAD	LinStatic	-4,368	-0,096	0	0	0	0,20923
1	0	CV	LinStatic	-1,1459	-0,0236	0	0	0	-0,02502
1	3,24	CV	LinStatic	-1,1459	-0,0236	0	0	0	0,05131
1	0	SISXX	LinStatic	6,0161	2,6971	0	0	0	4,98031
1	3,24	SISXX	LinStatic	6,0161	2,6971	0	0	0	-3,75821
2	0	DEAD	LinStatic	-10,4839	-0,0379	0	0	0	-0,04042
2	3,24	DEAD	LinStatic	-10,3458	-0,0379	0	0	0	0,08239
2	0	CV	LinStatic	-2,7654	-0,0093	0	0	0	-0,00996
2	3,24	CV	LinStatic	-2,7654	-0,0093	0	0	0	0,02027
2	0	SISXX	LinStatic	-3,1147	3,1414	0	0	0	5,43975
2	3,24	SISXX	LinStatic	-3,1147	3,1414	0	0	0	-4,73844
3	0	DEAD	LinStatic	-9,9233	0,038	0	0	0	0,04021
3	3,24	DEAD	LinStatic	-9,7852	0,038	0	0	0	-0,08295
3	0	CV	LinStatic	-2,5856	0,0094	0	0	0	0,00988
3	3,24	CV	LinStatic	-2,5856	0,0094	0	0	0	-0,02043
3	0	SISXX	LinStatic	2,6977	3,1329	0	0	0	5,42448
3	3,24	SISXX	LinStatic	2,6977	3,1329	0	0	0	-4,72613
4	0	DEAD	LinStatic	-3,8777	0,0959	0	0	0	0,10151
4	3,24	DEAD	LinStatic	-3,7396	0,0959	0	0	0	-0,20933
4	0	CV	LinStatic	-0,9415	0,0235	0	0	0	0,02488
4	3,24	CV	LinStatic	-0,9415	0,0235	0	0	0	-0,05138
4	0	SISXX	LinStatic	-5,5991	2,6786	0	0	0	4,94458
4	3,24	SISXX	LinStatic	-5,5991	2,6786	0	0	0	-3,7341
5	0	DEAD	LinStatic	0,128	-1,2953	0	0	0	-0,53605
5	1,975	DEAD	LinStatic	0,128	0,1869	0	0	0	0,55852
5	3,95	DEAD	LinStatic	0,128	1,6691	0	0	0	-1,27422
5	0	CV	LinStatic	0,0307	-0,3147	0	0	0	-0,13099
5	1,975	CV	LinStatic	0,0307	0,0447	0	0	0	0,13561
5	3,95	CV	LinStatic	0,0307	0,4042	0	0	0	-0,30771
5	0	SISXX	LinStatic	-1,4916	2,894	0	0	0	6,27898
5	1,975	SISXX	LinStatic	-1,4916	2,894	0	0	0	0,56331
5	3,95	SISXX	LinStatic	-1,4916	2,894	0	0	0	-5,15236
6	0	DEAD	LinStatic	0,1812	-1,8749	0	0	0	-1,48793
6	2,5	DEAD	LinStatic	0,1812	0,0013	0	0	0	0,85413
6	5	DEAD	LinStatic	0,1812	1,8774	0	0	0	-1,49425
6	0	CV	LinStatic	0,0437	-0,4546	0	0	0	-0,36031
6	2,5	CV	LinStatic	0,0437	0,0004137	0	0	0	0,20741

6	5	CV	LinStatic	0,0437	0,4554	0	0	0	-0,36237
6	0	SISXX	LinStatic	-1,1402	1,3979	0	0	0	3,49726
6	2,5	SISXX	LinStatic	-1,1402	1,3979	0	0	0	0,00254
6	5	SISXX	LinStatic	-1,1402	1,3979	0	0	0	-3,49219
7	0	DEAD	LinStatic	0,1252	-1,6706	0	0	0	-1,27752
7	1,975	DEAD	LinStatic	0,1252	-0,1884	0	0	0	0,55828
7	3,95	DEAD	LinStatic	0,1252	1,2938	0	0	0	-0,53324
7	0	CV	LinStatic	0,0297	-0,4047	0	0	0	-0,30874
7	1,975	CV	LinStatic	0,0297	-0,0452	0	0	0	0,13557
7	3,95	CV	LinStatic	0,0297	0,3142	0	0	0	-0,13004
7	0	SISXX	LinStatic	-0,7839	2,8775	0	0	0	5,12919
7	1,975	SISXX	LinStatic	-0,7839	2,8775	0	0	0	-0,55397
7	3,95	SISXX	LinStatic	-0,7839	2,8775	0	0	0	-6,23712
8	0	DEAD	LinStatic	-3,0727	-0,224	0	0	0	-0,32682
8	2,88	DEAD	LinStatic	-2,95	-0,224	0	0	0	0,3183
8	0	CV	LinStatic	-0,8311	-0,0543	0	0	0	-0,07968
8	2,88	CV	LinStatic	-0,8311	-0,0543	0	0	0	0,07664
8	0	SISXX	LinStatic	3,1221	1,9086	0	0	0	2,52077
8	2,88	SISXX	LinStatic	3,1221	1,9086	0	0	0	-2,97614
9	0	DEAD	LinStatic	-6,8018	-0,0911	0	0	0	-0,13133
9	2,88	DEAD	LinStatic	-6,679	-0,0911	0	0	0	0,13113
9	0	CV	LinStatic	-1,9066	-0,0223	0	0	0	-0,03232
9	2,88	CV	LinStatic	-1,9066	-0,0223	0	0	0	0,03203
9	0	SISXX	LinStatic	-1,6185	2,7901	0	0	0	3,91119
9	2,88	SISXX	LinStatic	-1,6185	2,7901	0	0	0	-4,12426
10	0	DEAD	LinStatic	-6,2372	0,094	0	0	0	0,13379
10	2,88	DEAD	LinStatic	-6,1144	0,094	0	0	0	-0,13681
10	0	CV	LinStatic	-1,7255	0,0234	0	0	0	0,0332
10	2,88	CV	LinStatic	-1,7255	0,0234	0	0	0	-0,03411
10	0	SISXX	LinStatic	1,218	2,7765	0	0	0	3,89524
10	2,88	SISXX	LinStatic	1,218	2,7765	0	0	0	-4,10121
11	0	DEAD	LinStatic	-2,4458	0,2212	0	0	0	0,32391
11	2,88	DEAD	LinStatic	-2,3231	0,2212	0	0	0	-0,31307
11	0	CV	LinStatic	-0,6273	0,0532	0	0	0	0,07866
11	2,88	CV	LinStatic	-0,6273	0,0532	0	0	0	-0,0747
11	0	SISXX	LinStatic	-2,7216	1,8947	0	0	0	2,50303
11	2,88	SISXX	LinStatic	-2,7216	1,8947	0	0	0	-2,95377
12	0	DEAD	LinStatic	-0,0263	-1,3309	0	0	0	-0,61441
12	1,975	DEAD	LinStatic	-0,0263	0,1513	0	0	0	0,55052
12	3,95	DEAD	LinStatic	-0,0263	1,6334	0	0	0	-1,21186
12	0	CV	LinStatic	0,0025	-0,3261	0	0	0	-0,15614
12	1,975	CV	LinStatic	0,0025	0,0333	0	0	0	0,13296
12	3,95	CV	LinStatic	0,0025	0,3928	0	0	0	-0,28785
12	0	SISXX	LinStatic	-3,4044	1,9497	0	0	0	4,18102
12	1,975	SISXX	LinStatic	-3,4044	1,9497	0	0	0	0,33034
12	3,95	SISXX	LinStatic	-3,4044	1,9497	0	0	0	-3,52034
13	0	DEAD	LinStatic	-0,0128	-1,8759	0	0	0	-1,4883

13	2,5	DEAD	LinStatic	-0,0128	0,0002577	0	0	0	0,85628
13	5	DEAD	LinStatic	-0,0128	1,8764	0	0	0	-1,48959
13	0	CV	LinStatic	0,0117	-0,4551	0	0	0	-0,361
13	2,5	CV	LinStatic	0,0117	-0,00005192	0	0	0	0,20788
13	5	CV	LinStatic	0,0117	0,4549	0	0	0	-0,36074
13	0	SISXX	LinStatic	-2,1014	1,0406	0	0	0	2,59857
13	2,5	SISXX	LinStatic	-2,1014	1,0406	0	0	0	-0,00285
13	5	SISXX	LinStatic	-2,1014	1,0406	0	0	0	-2,60427
14	0	DEAD	LinStatic	-0,0087	-1,6358	0	0	0	-1,22214
14	1,975	DEAD	LinStatic	-0,0087	-0,1536	0	0	0	0,54495
14	3,95	DEAD	LinStatic	-0,0087	1,3285	0	0	0	-0,61528
14	0	CV	LinStatic	0,0094	-0,3935	0	0	0	-0,29138
14	1,975	CV	LinStatic	0,0094	-0,0341	0	0	0	0,13089
14	3,95	CV	LinStatic	0,0094	0,3254	0	0	0	-0,15676
14	0	SISXX	LinStatic	-0,8733	1,9544	0	0	0	3,54125
14	1,975	SISXX	LinStatic	-0,8733	1,9544	0	0	0	-0,31863
14	3,95	SISXX	LinStatic	-0,8733	1,9544	0	0	0	-4,17851
15	0	DEAD	LinStatic	-1,619	-0,1977	0	0	0	-0,29612
15	2,88	DEAD	LinStatic	-1,4963	-0,1977	0	0	0	0,27326
15	0	CV	LinStatic	-0,505	-0,0568	0	0	0	-0,0795
15	2,88	CV	LinStatic	-0,505	-0,0568	0	0	0	0,08394
15	0	SISXX	LinStatic	1,1724	1,0031	0	0	0	1,20488
15	2,88	SISXX	LinStatic	1,1724	1,0031	0	0	0	-1,68397
16	0	DEAD	LinStatic	-3,1697	-0,1046	0	0	0	-0,14532
16	2,88	DEAD	LinStatic	-3,0469	-0,1046	0	0	0	0,15597
16	0	CV	LinStatic	-1,0588	-0,0316	0	0	0	-0,04113
16	2,88	CV	LinStatic	-1,0588	-0,0316	0	0	0	0,04987
16	0	SISXX	LinStatic	-0,7094	1,4871	0	0	0	1,99465
16	2,88	SISXX	LinStatic	-0,7094	1,4871	0	0	0	-2,28814
17	0	DEAD	LinStatic	-2,6022	0,0899	0	0	0	0,13064
17	2,88	DEAD	LinStatic	-2,4794	0,0899	0	0	0	-0,12819
17	0	CV	LinStatic	-0,877	0,0257	0	0	0	0,03526
17	2,88	CV	LinStatic	-0,877	0,0257	0	0	0	-0,0388
17	0	SISXX	LinStatic	0,3042	1,5484	0	0	0	2,0443
17	2,88	SISXX	LinStatic	0,3042	1,5484	0	0	0	-2,41507
18	0	DEAD	LinStatic	-0,9945	0,2124	0	0	0	0,30221
18	2,88	DEAD	LinStatic	-0,8718	0,2124	0	0	0	-0,30962
18	0	CV	LinStatic	-0,302	0,0626	0	0	0	0,08207
18	2,88	CV	LinStatic	-0,302	0,0626	0	0	0	-0,09831
18	0	SISXX	LinStatic	-0,7672	1,0215	0	0	0	1,22474
18	2,88	SISXX	LinStatic	-0,7672	1,0215	0	0	0	-1,71704
19	0	DEAD	LinStatic	-0,1045	-0,8973	0	0	0	-0,39613
19	1,975	DEAD	LinStatic	-0,1045	0,1247	0	0	0	0,36682
19	3,95	DEAD	LinStatic	-0,1045	1,1467	0	0	0	-0,88869
19	0	CV	LinStatic	-0,0197	-0,3116	0	0	0	-0,13161
19	1,975	CV	LinStatic	-0,0197	0,0479	0	0	0	0,12883
19	3,95	CV	LinStatic	-0,0197	0,4073	0	0	0	-0,32065

19	0	SISXX	LinStatic	-3,6621	0,8811	0	0	0	1,89214
19	1,975	SISXX	LinStatic	-3,6621	0,8811	0	0	0	0,15189
19	3,95	SISXX	LinStatic	-3,6621	0,8811	0	0	0	-1,58837
20	0	DEAD	LinStatic	-0,3023	-1,2801	0	0	0	-0,96346
20	2,5	DEAD	LinStatic	-0,3023	0,0135	0	0	0	0,6198
20	5	DEAD	LinStatic	-0,3023	1,3072	0	0	0	-1,03114
20	0	CV	LinStatic	-0,0883	-0,4499	0	0	0	-0,33885
20	2,5	CV	LinStatic	-0,0883	0,0051	0	0	0	0,21721
20	5	CV	LinStatic	-0,0883	0,4601	0	0	0	-0,36422
20	0	SISXX	LinStatic	-2,5698	0,463	0	0	0	1,21328
20	2,5	SISXX	LinStatic	-2,5698	0,463	0	0	0	0,05585
20	5	SISXX	LinStatic	-2,5698	0,463	0	0	0	-1,10159
21	0	DEAD	LinStatic	-0,2124	-1,1722	0	0	0	-0,90294
21	1,975	DEAD	LinStatic	-0,2124	-0,1502	0	0	0	0,40295
21	3,95	DEAD	LinStatic	-0,2124	0,8718	0	0	0	-0,30962
21	0	CV	LinStatic	-0,0626	-0,4169	0	0	0	-0,32542
21	1,975	CV	LinStatic	-0,0626	-0,0575	0	0	0	0,14309
21	3,95	CV	LinStatic	-0,0626	0,302	0	0	0	-0,09831
21	0	SISXX	LinStatic	-1,0215	0,7672	0	0	0	1,31348
21	1,975	SISXX	LinStatic	-1,0215	0,7672	0	0	0	-0,20178
21	3,95	SISXX	LinStatic	-1,0215	0,7672	0	0	0	-1,71704
22	0	DEAD	LinStatic	-0,599	-0,0932	0	0	0	-0,12288
22	2,88	DEAD	LinStatic	-0,4762	-0,0932	0	0	0	0,14552
22	0	CV	LinStatic	-0,1934	-0,037	0	0	0	-0,04766
22	2,88	CV	LinStatic	-0,1934	-0,037	0	0	0	0,05898
22	0	SISXX	LinStatic	0,2912	0,2552	0	0	0	0,20817
22	2,88	SISXX	LinStatic	0,2912	0,2552	0	0	0	-0,52668
23	0	DEAD	LinStatic	-0,6201	0,0932	0	0	0	0,0812
23	2,88	DEAD	LinStatic	-0,4973	0,0932	0	0	0	-0,1872
23	0	CV	LinStatic	-0,2016	0,037	0	0	0	0,03167
23	2,88	CV	LinStatic	-0,2016	0,037	0	0	0	-0,07498
23	0	SISXX	LinStatic	-0,2912	0,3948	0	0	0	0,51351
23	2,88	SISXX	LinStatic	-0,2912	0,3948	0	0	0	-0,62364
24	0	DEAD	LinStatic	-0,0932	-0,4762	0	0	0	-0,14552
24	1,975	DEAD	LinStatic	-0,0932	0,0106	0	0	0	0,31434
24	3,95	DEAD	LinStatic	-0,0932	0,4973	0	0	0	-0,1872
24	0	CV	LinStatic	-0,037	-0,1934	0	0	0	-0,05898
24	1,975	CV	LinStatic	-0,037	0,0041	0	0	0	0,12805
24	3,95	CV	LinStatic	-0,037	0,2016	0	0	0	-0,07498
24	0	SISXX	LinStatic	-0,3948	0,2912	0	0	0	0,52668
24	1,975	SISXX	LinStatic	-0,3948	0,2912	0	0	0	-0,04848
24	3,95	SISXX	LinStatic	-0,3948	0,2912	0	0	0	-0,62364

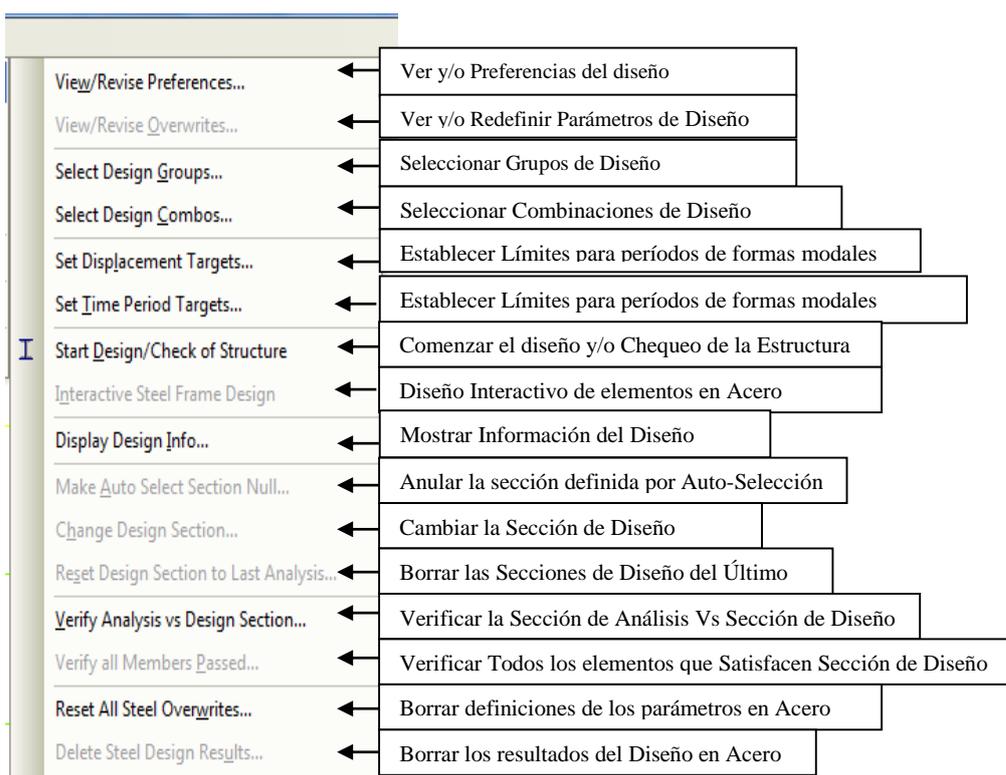
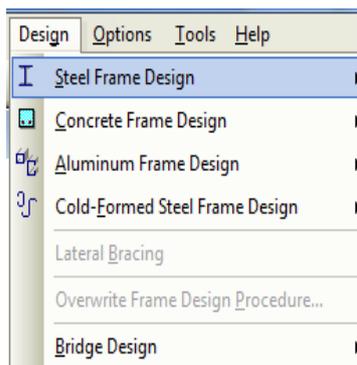
Fuente: Tablas de Resultados del Análisis (SAP2000)

ANEXO 4

Diseño de los elementos estructurales con SAP 2000.

Debido a que el diseño es similar al predimensionamiento realizado, procederemos a realizar el diseño en el SAP 2000.

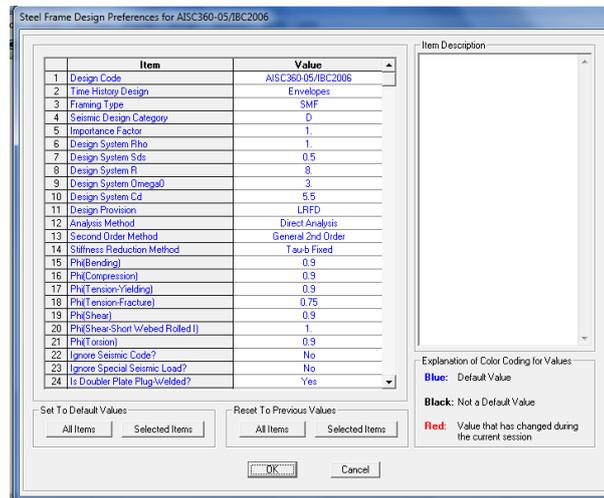
Nos vamos al menú Desing, escogemos la opción Steel Frame Desing, aquí tenemos:



Fuente: Modelación SAP2000

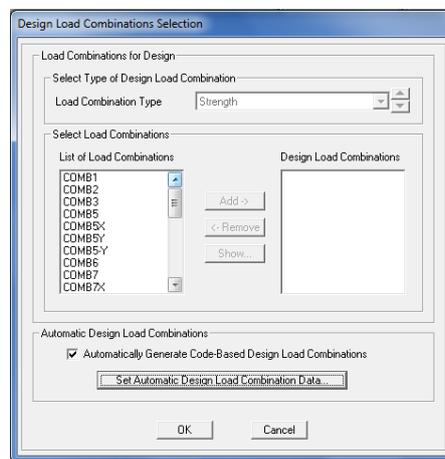
View/Revise Preferences: Ver y/o Redefinir Preferencias de Diseño.

Aquí puede especificar o redefinir en la casilla correspondiente, el Código de Diseño a usar, Tipo de Estructuras, Factores Sísmicos, Tipo de Análisis (LRFD o ASD), Factores de Minoración de Resistencia, Máximo valor de Relación Demanda / Capacidad, Coeficientes, y varios detalles del Código de Diseño en Acero seleccionado. Los Ítems mencionados anteriormente dependerán de la Norma o Código seleccionado.



Fuente: Modelación SAP2000

Select Design Combinations: Seleccionar Grupos de Diseño

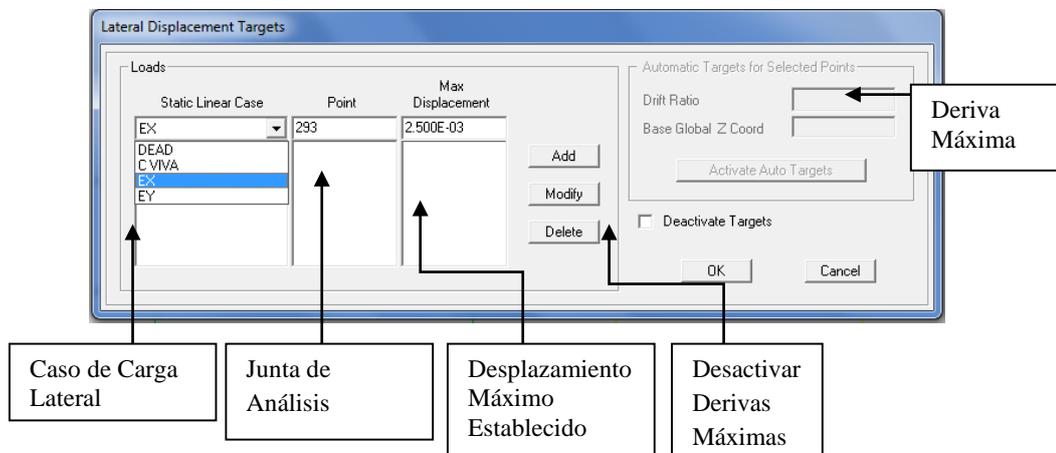


Fuente: Modelación SAP2000

Set Lateral Displacement Targets: Límite de Desplazamiento Lateral.

A través de este formulario el programa diseña toda la estructura utilizando un parámetro de autoselección en los diferentes elementos de la misma, considerando las derivas o desplazamientos máximos previamente establecidos en las juntas correspondientes, y a su vez cumpliendo con los criterios de resistencia y flechas permitidas. Es decir, La estructura

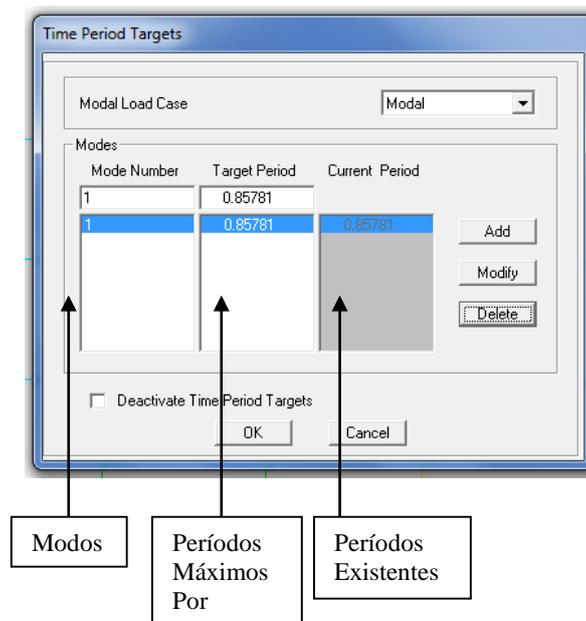
queda diseñada para cumplir con la Resistencia requerida, Flechas máximas permitidas y la Desplazabilidad máxima establecida.



Fuente: Modelación SAP2000

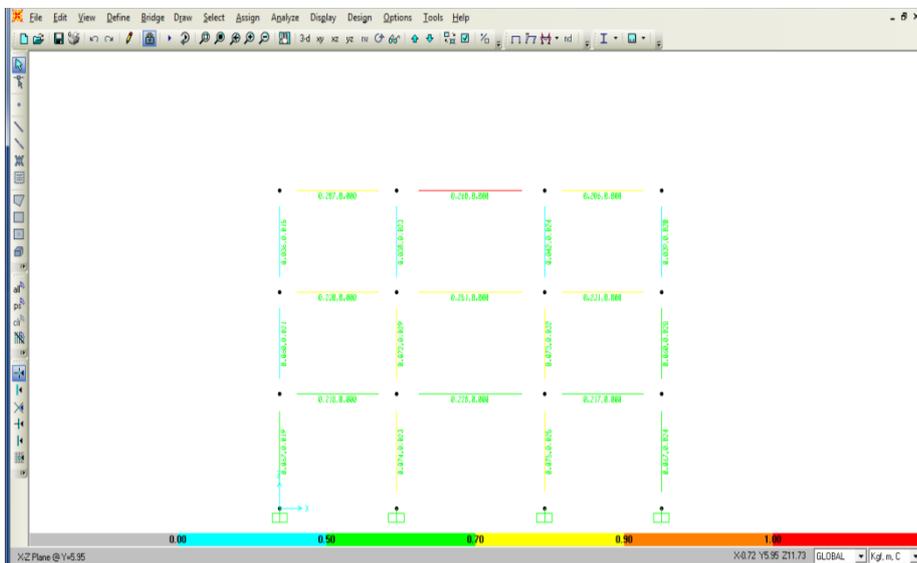
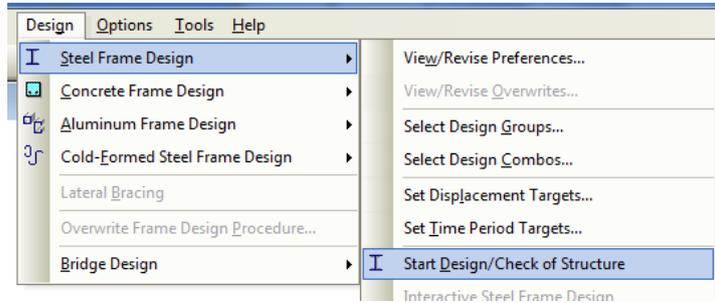
Set Time Period Targets: Establecer Límites de periodos de formas modales.

A través de este formulario el programa diseña toda la estructura utilizando un parámetro de autoselección en los diferentes elementos de la misma, considerando los Modos de Vibración previamente establecidos para cada forma modal, y a su vez cumpliendo con los criterios de resistencia y flechas permitidas. Es decir, La estructura queda diseñada para cumplir con la Resistencia requerida, Flechas máximas permitidas y los períodos Máximos Establecidos para cada forma modal.



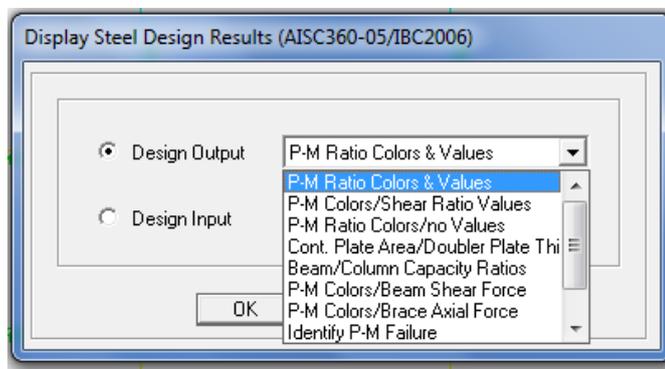
Fuente: Modelación SAP2000

Start Design/Check of Structure: Iniciar el Diseño y/o revisar la estructura contemplando los grupos, combinaciones, coeficientes y definiciones particulares realizadas previamente en la misma siguiendo los lineamientos normativos establecidos.



Fuente: Modelación SAP2000

Display Design Info: Mostrar la información del Diseño de acuerdo a la Norma Aplicada.



Fuente: Modelación SAP2000

P-M Ratio Colors & Values: Valores de Relación Demanda/Capacidad a Fuerza Axial y Flexión, con indicación de colores.

P-M Colors / Shear Ratio Values: Colores de Relación Demanda/Capacidad a Fuerza Axial y Flexión. Valores de Relación Demanda/Capacidad a Corte.

P-M Ratio Colors / No Values: Colores de Relación Demanda/Capacidad a Fuerza Axial y Flexión (sin valores)

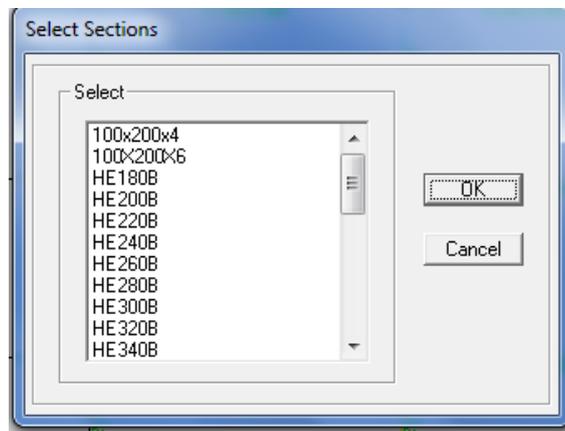
Cont. Plate Area / Doubler Plate Thickness: Area requerida de planchas de Continuidad y Espesor requerido de planchas (dobles) adosadas al alma.

Beam/Column Capacity Ratios: Relación de capacidad dada por la sumatoria de Momentos Resistentes en Vigas / Momentos Resistentes en Columnas que concurren a un Nodo, en cada plano.

P-M Colors / Beam Shear Forces: Colores de Relación Demanda/Capacidad a Fuerza Axial y Flexión. Valores de fuerzas de Corte en Vigas.

P-M Colors / Brace Axial Forces: Colores de Relación Demanda/Capacidad a Fuerza Axial y Flexión. Valores de fuerzas Axiales en Arriostramientos.

Change Design Section: Cambiar la sección del Diseño



Fuente: Modelación SAP2000

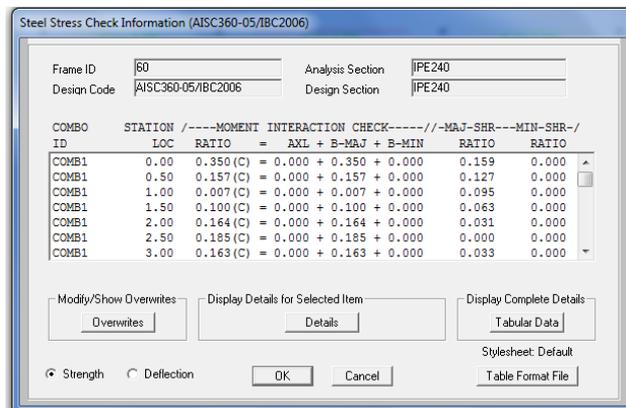
Es importante destacar que SAP2000 determina el coeficiente de Suficiencia (C.S) de cada uno de los elementos (Vigas y Columnas) que pertenecen a la estructura de conformidad con las combinaciones y la Norma Establecida. El Coeficiente de Suficiencia expresa la relación crítica de Demanda/Capacidad en la Interacción de la fuerza axial y los momentos actuando simultáneamente, así como las flechas máximas permitidas, debido a ello, en cualquier caso debe ser igual o menor a 1.00.



Para el Caso de un Sistema tipo “SMF” “Special Moment Frames” el programa Verifica si:

- 1) Los perfiles para las Vigas y Columnas son compactos Sísmicos
- 2) Las vigas posean adecuado soporte lateral.
- 3) El criterio Columna Fuerte-Viga Débil en cada Junta, de una manera simplificada considerando un valor de sobre-resistencia (R_y).
- 4) Las planchas de refuerzo en la Zona del Panel.

Dando clic derecho sobre la viga o columna podemos revisar el diseño.



Fuente: Modelación SAP2000

De esta forma podemos verificar las secciones tomadas en el prediseño, realizado anteriormente.

ANEXO 5

DISEÑO DE VIGA CON NEC-13

Para el Diseño de vigas tomaremos en cuenta las especificaciones que dicta las NEC-13, Capítulo 5 Estructuras de acero, Sección 5.2.

Resistencia Nominal

La resistencia nominal, R_n , de los Sistemas Resistentes a Cargas Sísmicas (SRCS), miembros y conexiones deberán cumplir con la Especificación, a menos que esta Disposición indique algo diferente.

Resistencia Disponible

La resistencia disponible, R_d , es definida como la resistencia de diseño, ΦR_n , para diseño de acuerdo con el método de diseño por factores de carga y resistencia (DFCR) y la resistencia admisible, R_n/Ω , de acuerdo con el método de diseño por resistencia admisible (DRA). La resistencia disponible de los SRCS, miembros y conexiones deberán cumplir con la Especificación, a menos que esta Disposición indique algo diferente.

Esfuerzo de Fluencia Probable

El esfuerzo de fluencia probable, F_{yp} , de un material deberá determinarse como $R_y F_y$ en donde F_y es el mínimo esfuerzo de fluencia especificado del acero y R_y es el factor de esfuerzo de fluencia probable. R_y se define como la relación entre el esfuerzo de fluencia probable y el mínimo esfuerzo de fluencia especificado F_y del material.

Las especificaciones de la American Society of Testing and Materials (ASTM), proporcionan las propiedades mecánicas mínimas del esfuerzo de fluencia, F_y , y de la resistencia a la tensión, F_u , de los aceros. Los ingenieros utilizan el valor mínimo de F_y y F_u para el diseño, en lugar de utilizar los valores reales que se obtienen a partir de los ensayos a tracción realizados al material y que están estipulados en los certificados de fábrica emitidos por las acereras.

Tabla A.1. Resumen de las Propiedades de las planchas de Acero Evaluadas

(Tomado de Cassagne 2009)

Especificación ASTM		Mínimo (ksi)	Media (ksi)	Máximo (ksi)
ASTM A36	Esfuerzo de Fluencia	36.00	47.12	63.00
	Resistencia a la Tensión	51.00	64.76	84.00
	Fy/Fu (%)	56.00	73.00	98.00
ASTM A572 Gr 50	Esfuerzo de Fluencia	49.00	55.36	70.00
	Resistencia a la Tensión	67.00	82.26	94.00
	Fy/Fu (%)	59.00	67.00	82.00
ASTM A588 Gr 50	Esfuerzo de Fluencia	50.00	58.38	73.00
	Resistencia a la Tensión	71.00	81.26	90.00
	Fy/Fu (%)	62.00	72.00	87.00

Fuente: NEC, (2011).

Tabla A.2. Propiedades a Tensión Especificadas por la Norma ASTM

(Tomado de las Especificaciones ASTM 2005)

Especificación ASTM	Esfuerzo de Fluencia (Fy) (ksi)	Resistencia a la Tensión (Fu)
ASTM A36	36	58 – 80
ASTM A572 Gr 50	50	65
ASTM A572 Gr 50	50	70

Fuente: NEC, (2011).

Tabla A.3. Valores de Factores de Fluencia y Tensión Probables para las planchas de los aceros ASTM A36, A572 Gr 50 y A588 Gr 50

Especificación ASTM	Factor de Fluencia Probable (Ry)	Factor de Tensión Probable (Rt)
ASTM A36	1.3	1.15
ASTM A572 Gr 50	1.1	1.25
ASTM A572 Gr 50	1.15	1.15

Fuente: NEC, (2011).

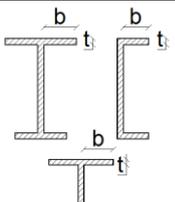
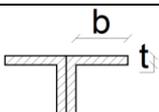
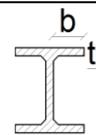
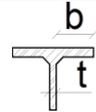
Clasificación De Las Secciones Según Su Relación Ancho-Espesor

Secciones Compactas

Cuando sea requerido por estas Disposiciones, los miembros del SRCS deben tener alas continuamente conectadas al alma o almas y las relaciones ancho-espesor de sus elementos a compresión no deben exceder las relaciones máximas ancho-espesor, λ_{ps} , de las Tablas B4.1a y B4.1b de la Especificación (AISC).

Tabla A.4. Máximas Relaciones Ancho-Espesor para Elementos a Compresión

(Adoptado de ANSI/AISC 341-10)

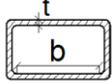
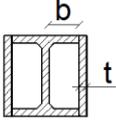
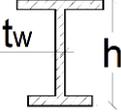
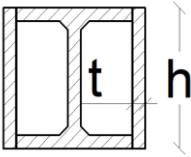
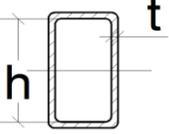
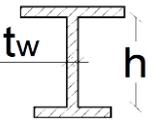
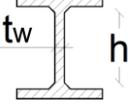
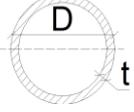
	Tipo de elemento	Relación ancho-espesor	Límites	Ejemplo
			λ_{ps}	
Elementos no Rigidizados	Flexión en alas de vigas "I" roladas o armadas, canales y vigas "T"	b/t	$0.30 \sqrt{E/F_y}$	
	Lados de ángulos simples o dobles con separadores			
	Lados salientes de pares de ángulos en contacto continuo			
	Alma de vigas "T"	b/t	$0.45 \sqrt{E/F_y}$	
	Alas de secciones para pilotes "H"	d/t	$0.30 \sqrt{E/F_y}^{(a)}$	
	Barras planas	b/t	2.5	

Nota: Ver continuación de Tabla A.4 para Elementos Rigidizados

Fuente: NEC, (2011).

Tabla A.4. Máximas Relaciones Ancho-Espesor para Elementos a Compresión

(Adoptado de ANSI/AISC 341-10)

Elementos Rigidizados	Paredes de HSS rectangulares	b/t	$0.55 \sqrt{E/F_y}^{(b)}$	
	Alas de perfiles "I" encajonados, y secciones cajón armadas	b/t		
	Placas laterales de secciones laminadas "I" encajonadas y paredes de perfiles armados encajonados usados como arriostramientos diagonales	h/t		
	Almas de perfiles "I" armados o rolados usados para vigas o columnas [c]	h/ tw	Para $C_a \leq 0.125$ $2.42 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (1 - 0.93C_a)$	
	Placas laterales de secciones laminadas "I" encajonados usados como vigas columnas	h/t	Para $C_a > 0.125$ $0.77 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (2.93C_a)$ $\geq 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	Almas de secciones cajón armadas usados como vigas o columnas	h/t	Donde: $C_a = \frac{P_u}{\phi_b P_y}$ (DFCR) $C_a = \frac{\Omega P_u}{P_y}$ (DRA)	
	Almas de perfiles "I" rolados o armados usados como arriostramientos diagonales	h/ tW	$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	Almas de secciones para pilotes "H"	h/ tW	$0.94 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Paredes de HSS de sección circular	D/t	$0.038 E/F_y$		

- (a) Para perfiles T de miembros sujetos a compresión, la máxima relación ancho-espesor para miembros con gran ductilidad, para el alma de la "T" puede ser incrementado a $0.38\sqrt{E/F_y}$ si se satisfacen las siguientes condiciones:
- (1) Pandeo en el miembro a compresión ocurre alrededor del plano del alma
 - (2) La carga a compresión es transferida al final de la conexión, solo a la cara exterior del alma, de la T, dando como resultado una conexión excéntrica que reduzca los esfuerzos de compresión en la punta del alma de la T.
- b) La máxima relación ancho-espesor de las alas de una viga "I" enrolada y una viga cajón armada para las columnas en un Pórtico Especial a Momento no debe exceder $0.6\sqrt{E/F_y}$
- (c) Para las vigas "I" roladas usadas en sistemas PEM, donde C_a es menor o igual a 0.125, la máxima relación ancho-espesor h/t_w no debe exceder $2.45\sqrt{E/F_y}$.

Fuente: NEC, (2011).

Arriostamiento Para La Estabilidad En Vigas

El arriostamiento para la estabilidad de vigas de acero estructural sujetas a flexión deber ser suministrado para restringir el pandeo torsional lateral (PTL) tal como se indica en esta Sección.

$$M_p = M_u = R_y F_y Z \quad [\text{Eq. 5-1a}] \text{ NEC-13}$$

M_p = Resistencia nominal plástica a la flexión

M_u = Resistencia a la flexión requerida usando las combinaciones de carga DFCD

R_y = Factor de esfuerzo de Fluencia probable

F_y = Mínimo esfuerzo de fluencia especificado para el tipo de acero usado

Z = Módulo plástico de sección

Resistencia Requerida A Cortante

Para determinar la resistencia requerida de corte utilizaremos las siguientes ecuaciones:

$$V_p = 0.6F_y A_w \quad [\text{Eq. 5-11}] \text{ NEC-13}$$

$$A_w = (d - 2t_f)t_w \quad [\text{Eq. 5-11}] \text{ NEC-13}$$

DISEÑO DE COLUMNAS.

Las columnas que son parte del SRCS deben tener una adecuada resistencia para evitar pandeo global o fractura por tensión. Las fuerzas requeridas para el diseño de las columnas, que se presentan a continuación, representan límites razonables en las fuerzas axiales que pueden experimentar las columnas y se espera que diseñar para estas fuerzas prevenga la falla global de la columna.

$$P_c = F_{yc} A_g \text{ y } P_{rc} = P_{uc},$$

[Sección 5.3.2.2] NEC-13

P_c = Resistencia axial disponible de una columna

P_{rc} = Resistencia a la compresión requerida usando las combinaciones de carga DRA o DFCR

P_{uc} = Resistencia a la compresión requerida usando las combinaciones de carga DFCR de la columna

Las columnas que son parte del SRCS deben tener una adecuada resistencia para evitar pandeo global o fractura por tensión. Las fuerzas requeridas para el diseño de las columnas, que se presentan a continuación, representan límites razonables en las fuerzas axiales que pueden experimentar las columnas y se espera que diseñar para estas fuerzas prevenga la falla global de la columna.

Cuando, $P_u / \phi_c P_n (DFCR) > 0.4$

$$\phi_c P_n = 0.90 (DFCR)$$

P_a = Resistencia a carga axial requerida de una columna usando las combinaciones de carga DRA, N (kips)

P_n = Resistencia nominal a carga axial de una columna, (N) kips, considerando que el factor de longitud efectiva K es igual a 1.0

P_u = Resistencia a carga axial requerida de una columna usando las combinaciones de carga DFCR, (N) kips

Se deben cumplir los siguientes requerimientos:

(1) Las resistencias axiales requeridas a compresión y a tensión, consideradas sin la aplicación de momento flector alguno, deben ser determinadas usando las combinaciones de

carga estipuladas en la presente Norma. La contribución de los momentos flectores se ignora ya que generalmente los momentos son máximos en los extremos de la columna y típicamente están en doble curvatura por lo que su contribución al pandeo de la columna no es tan importante como en el caso de columnas sujetas a curvatura simple. Este método de desprestigiar los momentos flectores y utilizar un valor de $K = 1.0$ da como resultado un diseño conservador.

(2) Las resistencias axiales requeridas a compresión y a tensión no deben exceder cualquiera de los siguientes valores:

(a) La máxima carga transferida a la columna considerando $1.1R_y$ (DFCR) multiplicada por las resistencias nominales de las vigas o elementos de arriostamientos conectados a la columna del edificio.

Secciones Compactas

Cuando sea requerido por estas Disposiciones, los miembros del SRCs deben tener alas continuamente conectadas al alma o almas y las relaciones ancho-espesor de sus elementos a compresión no deben exceder las relaciones máximas ancho-espesor, λ_p , de las Tablas B4.1a y B4.1b de la Especificación (AISC).