



UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

CARRERA: DE INGENIERÍA CIVIL

MODALIDAD: TESIS DE GRADO

**TESIS DE GRADO PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL**

TEMA:

“ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS DE
HORMIGÓN ARMADO DISEÑADOS POR EL MÉTODO DE DISEÑO
DIRECTO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS (DDBD) PARA TRES,
SEIS Y NUEVE PISOS”

AUTOR: Mauricio Israel Supe Camino

TUTOR: Patricio M. Vasco L. Ing. Civil

AMBATO – ECUADOR

2015

CERTIFICACIÓN

CERTIFICO:

Que la presente tesis de grado bajo el tema: **“ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO DISEÑADOS POR EL MÉTODO DE DISEÑO DIRECTO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS (DDBD) PARA TRES, SEIS Y NUEVE PISOS”**, es trabajo personal del Sr. Mauricio Israel Supe Camino, el mismo que realizó en su totalidad bajo mi dirección.

Ambato, Agosto del 2015

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

DIRECTOR DE TESIS

AUTORÍA DE LA TESIS

Yo, **MAURICIO ISRAEL SUPE CAMINO**, con C.I.1804623609, indico que los criterios, ideas, resultados y propuestas emitidos en el presente trabajo de graduación **“ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO DISEÑADOS POR EL MÉTODO DE DISEÑO DIRECTO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS (DDBD) PARA TRES, SEIS Y NUEVE PISOS”**, son de mi completa autoría.

Ambato, Agosto del 2015

.....
Mauricio Israel Supe Camino

AUTOR

DEDICATORIA

Con todo cariño y respeto dedico a mis padres Miguel A. Supe M. y María A. Camino, los cuales han sido una luz de esperanza y admiración en mi vida quienes han estado a mi lado apoyando incondicionalmente para salir ganador ya sea en los tiempos buenos como en los tiempos difíciles, a mis hermanos Wellington y Walter que siempre me alentaban a seguir adelante para no dejarme vencer tan fácilmente ante las adversidades.

AGRADECIMIENTO

Agradezco especialmente a Dios y a mis padres por darme la vida y estar en siempre presente durante mi formación académica y por inculcar buenos valores, también agradezco a los profesores que me han brindado su apoyo durante toda esta etapa estudiantil especialmente a los profesores de la Facultad de Ingeniería Civil.

De manera muy especial al Ing. Patricio Vasco por el apoyo brindado en la ejecución y culminación del proyecto investigativo

INDICE GENERAL

CAPÍTULO I	1
EL PROBLEMA	1
1.1 TEMA	1
1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	1
1.2.1 CONTEXTUALIZACIÓN	1
1.2.2 ANÁLISIS CRÍTICO	2
1.2.3 LA PROGNÓISIS	3
1.2.4 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA	4
1.2.5 INTERROGANTES SUBPROBLEMAS	4
1.2.6 DELIMITACIÓN DEL PROBLEMA	4
1.2.6.1 DELIMITACIÓN CONTENIDO	4
1.2.6.2 DELIMITACIÓN ESPACIAL	5
1.2.6.3 DELIMITACIÓN TEMPORAL	5
1.3 JUSTIFICACIÓN	5
1.4 OBJETIVOS	6
1.4.1 OBJETIVO GENERAL	6
1.4.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	6
CAPÍTULO II	7
MARCO TEÓRICO	7
2.1 ANTECEDENTES INVESTIGATIVOS	7
2.2 FUNDAMENTACIÓN FILOSÓFICA	8
2.3 FUNDAMENTACIÓN LEGAL	8
2.4 CATEGORÍAS FUNDAMENTALES	8
2.4.1 SUPRAORDINACIÓN DE VARIABLES	8
2.4.1.1 VARIABLE INDEPENDIENTE	8
2.4.1.2 VARIABLE DEPENDIENTE	9
2.4.2 DEFINICIONES	9
2.4.2.1 Estructura	9
2.4.2.2 Edificio	9

2.4.2.3 Partes Constitutivas de un Edificio	10
2.4.2.4 Parámetros de Diseño	10
2.4.2.5 Estructura Sismo-Resistente	11
2.4.2.6 Hormigón Armado	11
2.4.2.7 Parámetros de Diseño	12
2.4.2.7.1 Filosofía para el Diseño Sismo-Resistente	12
2.4.2.8 Tipos de Cargas Consideradas para el Diseño	12
2.4.2.9 Método de Diseño Directo Basado en Desplazamientos (DDBD)	13
2.4.2.10 Estados límite de diseño y niveles de desempeño	15
2.4.2.10.1 Niveles de desempeño	15
2.4.2.10.2 Estados límites de los elementos	16
2.4.2.10.3 Estados límites estructurales	17
2.4.2.11 Estructuras de múltiples grados de libertad	18
2.4.2.12 Requisitos generales para la aplicación del DDBD	19
2.4.2.13 Parámetros estructurales del DDBD	19
2.4.2.14 El método de diseño basado en fuerzas (DBF)	20
2.4.2.14.1 Deficiencias del método de Diseño Basado en Fuerzas (DBF)	20
2.4.2.15 Diagrama de flujo del Método DDBD	21
2.5 HIPÓTESIS	22
2.6 SEÑALAMIENTO DE LAS VARIABLES	22
2.6.1 VARIABLE INDEPENDIENTE	22
2.6.2 VARIABLE DEPENDIENTE	22
CAPÍTULO III	23
METODOLOGÍA	23
3.1 ENFOQUE	23
3.2 MODALIDAD BÁSICA DE LA INVESTIGACIÓN	23
3.2.1 MODALIDAD	23
3.3 NIVEL O TIPO DE INVESTIGACIÓN	23
3.4 POBLACIÓN Y MUESTRA	24
3.5 OPERACIONALIZACIÓN DE LAS VARIABLES	25
3.5.1 VARIABLE DEPENDIENTE	25
3.6 PLAN DE RECOLECCIÓN DE LA INFORMACIÓN	27

3.7 PLAN PROCESAMIENTO DE LA INFORMACIÓN	27
3.7.1 PROCESAMIENTO DE LA INFORMACIÓN	27
CAPÍTULO IV	28
ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS	28
4.1 ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS	28
4.2 INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS	35
4.3 VERIFICACIÓN DE HIPÓTESIS	35
CAPÍTULO V	36
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	36
5.1 CONCLUSIONES	36
5.2 RECOMENDACIONES	37
CAPÍTULO VI	38
PROPUESTA	38
6.1 DATOS INFORMATIVOS	38
6.2 ANTECEDENTES DE LA PROPUESTA	39
6.3 JUSTIFICACIÓN	39
6.4 OBJETIVOS	40
6.4.1 OBJETIVO GENERAL	40
6.4.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	40
6.5 ANÁLISIS DE FACTIBILIDAD	40
6.6 FUNDAMENTACIÓN	41
6.6.1 Prediseño de Elementos Estructurales	41
6.6.1.1 Prediseño de la Losa	41
6.6.2 Diseño de la losa	42
6.6.2.1 Cuantificación de cargas	42
6.6.2.2 Aplicación del Método de Marcus	43
6.6.3 Prediseño de Columnas	44
6.6.4 Prediseño de Vigas	46
6.6.5 Diseño Directo Basado en Desplazamientos (DDBD)	46
6.6.5.1 Cálculo del Espectro de Desplazamientos	47
6.6.5.2 Parámetros de Diseño del DDBD	56
6.6.6 Distribución de la Fuerza de Cortante Basal	62

6.6.7 Análisis de la Estructura Bajo Fuerzas Laterales de Diseño	63
6.7 METODOLOGÍA MODELO OPERATIVO	64
6.7.1 EDIFICIO DE TRES PISOS DISEÑADOS MEDIANTE EL MÉTODO DE DISEÑO DIRECTO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS (DDBD)	64
6.7.1.1 Prediseño de Elementos Estructurales	64
6.7.1.1 Prediseño de Losa	66
6.7.1.2 Diseño de la losa	67
6.7.1.2.1 Cuantificación de cargas	67
6.7.1.2.2 Aplicación del Método de Marcus	69
6.7.1.3 Prediseño de Columnas	72
6.7.1.4 Prediseño de Vigas	74
6.7.1.5 Diseño Directo Basado en Desplazamientos (DDBD)	79
6.7.1.5.1 Cálculo del Espectro de Desplazamientos	79
6.7.1.5.2 Parámetros de Diseño de DDBD	80
6.7.1.6 Distribución de la Fuerza de Cortante Basal	85
6.7.1.7 Análisis de la Estructura Bajo Fuerzas Laterales de Diseño	86
6.7.1.8 Análisis de resultados	100
6.7.1.9 Comprobación del diseño	106
6.7.2 EDIFICIO DE SEIS PISOS DISEÑADO MEDIANTE EL MÉTODO DE DISEÑO DIRECTO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS (DDBD)	108
6.7.2.1 Prediseño de Elementos Estructurales	108
6.7.2.2 Prediseño de Columnas	109
6.7.2.3 Prediseño de Vigas	110
6.7.2.4 Diseño Directo Basado en desplazamientos (DDBD)	116
6.7.2.4.1 Parámetros de Diseño del DDBD	116
6.7.2.5 Distribución de la Fuerza de Cortante Basal	120
6.7.2.6 Análisis de la Estructura Bajo Fuerzas Laterales de Diseño	122
6.7.2.7 Análisis de resultados	126
6.7.2.8 Comprobación del diseño	133

6.7.3 EDIFICIO DE NUEVE PISOS DISEÑADO MEDIANTE EL MÉTODO DE DISEÑO DIRECTO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS (DDBD)	134
6.7.3.1 Prediseño de Elementos Estructurales	134
6.7.3.1.1 Prediseño de losa	135
6.7.3.2 Prediseño de Columnas	136
6.7.3.3 Prediseño de Vigas	137
6.7.3.4 Diseño Directo Basado en Desplazamientos (DDBD)	143
6.7.3.4.1 Parámetros de Diseño de DDBD	143
6.7.3.5 Distribución de la Fuerza de Cortante Basal	148
6.7.3.6 Análisis de la Estructura Bajo Fuerzas Laterales de Diseño	149
6.7.3.7 Análisis de resultados	153
6.7.3.8 Comprobación del diseño	162
6.8 ADMINISTRACIÓN	164
6.9 PREVISIÓN DE LA EVALUACIÓN	164
MATERIALES DE REFERENCIA	165
1. BIBLIOGRAFÍA	165
2. ANEXOS	166
2.1 ANEXO 1	166

INDICE DE TABLAS

Tabla 1: Encuesta Pregunta N°1	28
Tabla 2: Encuesta Pregunta N°2	29
Tabla 3: Encuesta Pregunta N°3	30
Tabla 4: Encuesta Pregunta N°4	31
Tabla 5: Encuesta Pregunta N°5	32
Tabla 6: Encuesta Pregunta N°6	33
Tabla 7: Encuesta Pregunta N°7	34
Tabla 8: Tabla de Espesores Míminos de Losas	42
Tabla 9: Sobrecargas mínimas uniformes distribuidas	43
Tabla 10: Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada	48
Tabla 11: Poblaciones ecuatorianas y valor del factor Z	49
Tabla 12: Clasificación de los perfiles de suelo	50
Tabla 13: Tipo de suelo y Factores de sitio Fa	51
Tabla 14: Tipo de suelo y Factores de sitio Fd	51
Tabla 15: Tipo de suelo y Factores de sitio FS	52
Tabla 16: Tipo de uso, destino e importancia de la estructura	52
Tabla 17: Coeficientes de irregularidades en planta	53
Tabla 18: Coeficientes de irregularidades en elevación	54
Tabla 19: Coeficientes de reducción de respuesta estructural R	55
Tabla 20: Límites de deformación del material para diferentes niveles de desempeño (Priestley 2007)	56
Tabla 21: Límites de derivas de piso para diferentes niveles de desempeño	56
Tabla 22: Áreas de Acero de Refuerzo	72
Tabla 23: Resumen de Pesos y Masas Edifi. 3 Pisos	81
Tabla 24: Resumen de Pesos por Elementos Edifi. 3 Pisos	82
Tabla 25: Resumen de Masas por Elementos Edifi. 3 Pisos	82
Tabla 26: Resumen de $W\theta$ y Δ_i pórtico representativo Edifi. 3 Pisos	83
Tabla 27: Parámetros de diseño del pórtico representativo Edifi. 3 Pisos	85
Tabla 28: Fuerzas de Piso Edifi. 3 Pisos	86
Tabla 29: Datos generales de la Estructura Edifi. 3 Pisos	87
Tabla 30: Resumen de cargas Edifi. 3 Pisos	93
Tabla 31: Resumen del diseño de las columnas Edifi. 3 Pisos	101
Tabla 32: Resumen del diseño de las vigas Edifi. 3 Pisos	104
Tabla 33: Resumen de desplazamientos elásticos de piso Edifi. 3 Pisos	105
Tabla 34: Resumen de desplazamientos inelásticos de piso Edifi. 3 Pisos	107
Tabla 35: Resumen de Pesos y Masas Edifi. 6 Pisos	116
Tabla 36: Resumen de Pesos por Elementos Edifi. 6 Pisos	116
Tabla 37: Resumen de Masas por Elementos Edifi. 6 Pisos	117
Tabla 38: Resumen de $W\theta$ y Δ_i pórtico representativo Edifi. 6 Pisos	117
Tabla 39: Parámetros de diseño del pórtico representativo Edifi. 6 Pisos	120
Tabla 40: Fuerzas de Piso Edifi. 6 Pisos	121

Tabla 41: Datos generales de la Estructura Edifi. 6 Pisos	122
Tabla 42: Resumen de cargas Edifi. 6 Pisos	124
Tabla 43: Resumen del diseño de las columnas Edifi. 6 Pisos	127
Tabla 44: Resumen del diseño de las vigas Edifi. 6 Pisos	131
Tabla 45: Resumen de desplazamientos elásticos de piso Edifi. 6 Pisos	132
Tabla 46: Resumen de desplazamientos inelásticos de piso Edifi. 6 Pisos	133
Tabla 47: Resumen de Pesos y Masas Edifi. 9 Pisos	143
Tabla 48: Resumen de Pesos por Elementos Edifi. 9 Pisos	143
Tabla 49: Resumen de Masas por Elementos Edifi. 9 Pisos	144
Tabla 50: Resumen de $W\theta$ y Δ_i pórtico representativo Edifi. 9 Pisos	145
Tabla 51: Parámetros de diseño del pórtico representativo Edifi. 9 Pisos	147
Tabla 52: Fuerzas de Piso Edifi. 9 Pisos	148
Tabla 53: Datos generales de la Estructura Edifi. 9 Pisos	150
Tabla 54: Resumen de cargas Edifi. 9 Pisos	151
Tabla 55: Resumen del diseño de las columnas Edifi. 9 Pisos	155
Tabla 56: Resumen del diseño de las vigas Edifi. 9 Pisos	160
Tabla 57: Resumen de desplazamientos elásticos de piso Edifi. 9 Pisos	162
Tabla 58: Resumen de desplazamientos inelásticos de piso Edifi. 9 Pisos	163

INDICE DE GRÁFICOS

Figura 1: Fundamentos del DDBD	15
Figura 2: Esquema general del método DDBD para múltiples grados de libertad	21
Figura 3: Encuesta Pregunta N°1	28
Figura 4: Encuesta Pregunta N°2	29
Figura 5: Encuesta Pregunta N°3	30
Figura 6: Encuesta Pregunta N°4	31
Figura 7: Encuesta Pregunta N°5	32
Figura 8: Encuesta Pregunta N°6	33
Figura 9: Encuesta Pregunta N°7	34
Figura 10: Tabla de cargas uniformes	45
Figura 11: Excentricidad de la columna	45
Figura 12: Pre-dimensionamiento de Vigas	46
Figura 13: Espectro sísmico elástico de	47
Figura 14: Ecuador, zonas sísmicas de diseño	48
Figura 15: Amortiguamiento vs Ductilidad	60
Figura 16: Factor de Reducción de la Demanda Sísmica	60
Figura 17: Periodo efectivo de sistema equivalente de un grado de libertad	61
Figura 18: Espectro de desplazamiento de diseño	62
Figura 19: Tablero más crítico	66
Figura 20: Corte Losa Tipo	67
Figura 21: Modelo Matemático (Tabla 5a Marcus)	69
Figura 22: Diagrama de Momentos	70
Figura 23: Áreas tributarias	71
Figura 24: Áreas Cooperantes Columnas Interiores	72
Figura 25: Áreas Cooperantes Columnas Exteriores	73
Figura 26: Mosaico de Cargas y Áreas	75
Figura 27: Espectro de desplazamientos	80
Figura 28: Fuerzas de Piso Edifi. 3 Pisos	86
Figura 29: Ventana para definir las unidades	88
Figura 30: Ventana para Nuestro Nuevo Modelo	88
Figura 31: Ventana para Editar la Grilla	88
Figura 32: Proceso para Añadir un nuevo material	89
Figura 33: Ventana para definir el material	89
Figura 34: Proceso para Añadir una nueva sección	90
Figura 35: Ventana para definir la sección	90
Figura 36: Ventana para definir las propiedades del elemento	91
Figura 37: Proceso para dibujar los elementos estructurales	91
Figura 38: Ventana para seleccionar el elemento y dibujar	91
Figura 39: Modelo estructural con las secciones definidas Edifi. 3 Pisos	92
Figura 40: Proceso para modelación de apoyos	92
Figura 41: Ventana para elegir el tipo de apoyo	92

Figura 42: Proceso para definir los estados de carga	93
Figura 43: Proceso para definir los estados de carga laterales	93
Figura 44: Proceso para asignar las cargas actuantes	94
Figura 45: Carga Muerta Distribuida Edifi. 3 Pisos	94
Figura 46: Carga Viva Distribuida Edifi. 3 Pisos	94
Figura 47: Fuerzas Laterales Edifi. 3 Pisos	95
Figura 48: Proceso para asignar el Espectro de Respuesta	95
Figura 49: Espectro de Respuesta de Desplazamientos (DDBD)	96
Figura 50: Proceso para definir los casos del espectro de respuesta	96
Figura 51: Casos de espectro de respuesta	97
Figura 52: Proceso para definir las combinaciones de carga	98
Figura 53: Ventana de creación Combinaciones de carga	98
Figura 54: Ventana para definir la masa	99
Figura 55: Proceso de opciones de análisis	99
Figura 56: Venta de Análisis Dinámico y Efectos P- Δ	100
Figura 57: Proceso para definir el código de diseño	100
Figura 58: Porcentajes de acero en las columnas Edifi. 3 Pisos	101
Figura 59: Corte típico de las columnas Edifi. 3 Pisos	102
Figura 60: Diagrama de Interacción Primer Piso Edifi. 3 Pisos	102
Figura 61: Diagrama de Interacción Tercer Piso Edifi. 3 Pisos	103
Figura 62: Porcentajes de acero en las vigas Edifi. 3 Pisos	104
Figura 63: Armadura de las Vigas Edifi. 3 Pisos	105
Figura 64: Curva de Capacidad (ETABS) Edifi. 3 Pisos	106
Figura 65: Rotulas Plásticas (ETABS) Edifi. 3 Pisos	107
Figura 66: Espectro elástico de desplazamientos reducido Edifi. 6 Pisos	119
Figura 67: Fuerzas de Piso Edifi. 6 Pisos	121
Figura 68: Modelo estructural con las secciones definidas Edifi 6 Pisos	123
Figura 69: Carga Muerta Distribuida Edifi. 6 Pisos	124
Figura 70: Carga Viva Distribuida Edifi. 6 Pisos	125
Figura 71: Fuerzas Laterales Edifi. 6 Pisos	126
Figura 72: Porcentajes de acero en las columnas Edifi. 6 Pisos	127
Figura 73: Corte típico de las columnas Edifi. 6 Pisos	128
Figura 74: Diagrama de Interacción Primer Piso Edifi. 6 Pisos	129
Figura 75: Diagrama de Interacción Cuarto Piso Edifi. 6 Pisos	129
Figura 76: Porcentajes de acero en las vigas Edifi. 6 Pisos	130
Figura 77: Armadura de las Vigas Edifi. 6 Pisos	131
Figura 78: Armadura de las Vigas Edifi. 6 Pisos	132
Figura 79: Curva de Capacidad (ETABS) Edifi. 6 Pisos	133
Figura 80: Rotulas Plásticas (ETABS) Edifi. 6 Pisos	134
Figura 81: Espectro elástico de desplazamientos reducido Edifi. 9 Pisos	146
Figura 82: Fuerzas de Piso Edifi. 9 Pisos	149
Figura 83: Modelo estructural con las secciones definidas Edifi. 9 Pisos	151
Figura 84: Carga Muerta Distribuida Edifi. 9 Pisos	152

Figura 85: Carga Viva Distribuida Edifi. 9 Pisos	152
Figura 86: Fuerzas Laterales Edifi. 9 Pisos	153
Figura 87: Porcentajes de acero en las columnas Edifi. 9 Pisos	154
Figura 88: Corte típico de las columnas Edifi. 9 Pisos	155
Figura 89: Corte típico de las columnas Edifi. 9 Pisos	156
Figura 90: Diagrama de Interacción Primer Piso Edifi. 9 Pisos	157
Figura 91: Diagrama de Interacción Quinto Piso Edifi. 9 Pisos	157
Figura 92: Diagrama de Interacción Sexto Piso Edifi. 9 Pisos	157
Figura 93: Diagrama de Interacción Noveno Piso Edifi. 9 Pisos	158
Figura 94: Porcentajes de acero en las vigas Edifi. 9 Pisos	159
Figura 95: Armadura de las Vigas Edifi. 9 Pisos	160
Figura 96: Armadura de las Vigas Edifi. 9 Pisos	161
Figura 97: Curva de Capacidad (ETABS) Edifi. 9 Pisos	162
Figura 98: Rotulas Plásticas (ETABS) Edifi. 9 Pisos	163

RESUMEN EJECUTIVO

El presente trabajo de investigación bajo el tema “ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO DISEÑADOS POR EL MÉTODO DE DISEÑO DIRECTO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS (DDBD) PARA TRES, SEIS Y NUEVE PISOS” se basa principalmente en una alternativa de análisis y diseño de edificaciones diferente al método de diseño basado en fuerzas DBF.

Los análisis estructurales se efectuaron mediante el método de Diseño Directo Basado en Desplazamientos DDBD, que se centra especialmente en un estudio sísmico por desempeño lo cual garantiza un adecuado comportamiento de las edificaciones ante eventos sísmicos.

En la investigación se verifico el comportamiento sísmico de tres estructuras diferentes diseñadas mediante el programa computacional ETABS, donde se pudo verificar las deformaciones máximas de los edificios sin sobrepasar las derivas máximas de diseño. También se verifico nuestros diseños realizando un análisis estático no lineal (Pushover).

Para la ejecución del proyecto se acató las normas de diseño sísmico como es la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-11, Código Ecuatoriano de la Construcción CEC-2002, Código ACI 318S-11 y por último el libro de Priestley 2007(Displacement-Based Seismic Desing of Structures).

Siguiendo detalladamente los diferentes criterios de diseño establecido en el libro de Priestley y sus colaboradores como son Calvi y Kowalsky en se obtuvo los resultados esperados para que cumplan las expectativas planteadas al momento de empezar el trabajo investigativo.

CAPÍTULO I

EL PROBLEMA

1.1 TEMA

“ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO DISEÑADOS POR EL MÉTODO DE DISEÑO DIRECTO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS (DDBD) PARA TRES, SEIS Y NUEVE PISOS”

1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.2.1 CONTEXTUALIZACIÓN

En el Ecuador la actividad sísmica se ha incrementado considerablemente en los últimos años por ser una país que se encuentra ubicado en el cinturón de Fuego del Pacífico; por eso es de suma importancia tener muy claro estos antecedentes al momento de realizar los diseños estructurales, ya que de esta manera lograremos salvaguardar la vida de los ocupantes de dicha edificación. Los movimientos sísmicos desde un inicio han afectado de manera leve o grave a los edificios que se encuentra asentados en nuestro territorio.

Tradicionalmente el análisis sísmico de estructuras se ha basado en el Método de Diseño Basado en fuerzas(DBF), el método de Diseño sismo-resistente basado en fuerzas ha sido el más usado principalmente porque las actuales normas mundiales son basadas en este, pero el análisis sobre algunos tópicos de este método muestran algunas deficiencias, las cuales se ponen a consideración: la relación entre la esfuerzo y la rigidez; la dificultad para predecir el periodo natural

de las estructuras; de las características como la altura o el número de plantas, la determinación de la capacidad de ductilidad y el factor de reducción de fuerzas no están establecidos para los códigos y los investigadores; y la dificultad de determinar el desplazamiento característico y desplazamiento último de un edificio frente a la presencia de un sismo.

La necesidad de diseñar estructuras para que cumplan con un estado de deformación especificado bajo un sismo de diseño, antes que alcanzar un desplazamiento que sea menor a un límite especificado, y la posibilidad de vincular en forma directa daño vs deformación, dieron paso a un contexto en el cual se ha desarrollado el Diseño Sísmico Basado en Desempeño.

El Diseño Directo Basado en Desplazamientos (DDBD) según sus autores (Priestley, Kowalsky y Calvi, 2007) brindan un procedimiento completo para garantizar el diseño sísmico estructural de edificios de hormigón armado y acero donde los pórticos son el sistema principal del análisis. Aquí la estructura en estudio presentara las fuerzas para el nivel de desempeño “seguridad de vida” que recomienda la NEC-11.

1.2.2 ANÁLISIS CRÍTICO

En los últimos años se ha desarrollado métodos que se centran la capacidad de deformación de la estructura más que el esfuerzo frente a fuerzas laterales. La distribución de fuerzas inerciales y sus valores nominales considerando la actuación en el rango no-lineal se obtiene como consecuencia de aplicar este método, que permite controlar el nivel de daño potencial para terremotos de pequeña entidad y así también asegurar el colapso frente a terremotos de baja probabilidad de ocurrencia.

El método de Diseño Directo Basado en Desplazamientos (DDBD) es un análisis modal espectral que contabilizan los efectos de los modos superiores debidos principalmente a la altura de una edificación; cabe recalcar que dicho método es

esencialmente planar, y aplicable a estructuras que admiten pocas irregularidades en planta y elevación. Para la aplicación de la metodología basada en desplazamientos se debe considerar la misma planta, e idéntica distribución de las alturas de piso. Las normas y códigos del mundo están basados en el Método de Diseño Basado en Fuerzas (DBF) donde se fundamenta en el análisis estático y dinámico empleando la fuerza lateral equivalente de allí que recibe tal nombre, mientras que el Método de Diseño Directo Basado en Desplazamientos (DDBD) utiliza como punto de partida para un diseño sísmico el desplazamiento en vez de la fuerza que es la clave para controlar la capacidad por demanda y daño de la estructura.

Toda edificación que sea analizada y diseñada tanto en hormigón armado como en estructura metálica deben ejecutarse sin ningún tipo de problema para ello el proyectista necesita conocer los diferentes métodos de análisis ya que entre más conozca sobre los problemas, tolerancias y métodos de diseño mayor es la posibilidad que los diseños sean seguros, razonables, prácticos y económicos.

Sin duda todo proyecto se realizara dando fiel cumplimiento a las normas y códigos que se han establecido en nuestro país a lo largo del proceso investigativo de las edificaciones para que tenga un comportamiento adecuado ante fuerzas naturales; a las que eventualmente estarán sometidas durante su vida útil.

1.2.3 LA PROGNÓISIS

De no lograrse la utilización de un método de análisis sísmico que ya está establecido en nuestro medio para la realización de diseños sismo-resistentes para edificios, en el futuro dichas estructuras tendrán problemas; lo cual indica que pondremos en peligro a las personas que habitan la edificación.

Si no lograrse crear conciencia en los proyectistas seguiríamos cayendo en los mismos errores constructivos del pasado y con las consecuencias que conlleva que es poner en riesgo las vidas humanas; dichas pérdidas son irreparables.

1.2.4 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

¿Cuál es el Estudio del Comportamiento Sísmico de Estructuras de Hormigón armado Diseñados por el Método de Diseño Directo Basado en Desplazamientos (DDBD) para Tres, Seis y Nueve Pisos?

1.2.5 INTERROGANTES SUBPROBLEMAS

¿De qué se trata el Método de Diseño Directo Basado en Desplazamientos?

¿Cuáles serán los procesos lógicos, ordenados y secuenciales de análisis y diseño estructural sísmo-resistente?

¿La ingeniería sísmica involucra un diseño completo para resistir sismos de diferentes magnitudes con ciertos límites de daño?

¿Cómo crear conciencia en las personas ante los riesgos sísmicos?

1.2.6 DELIMITACIÓN DEL PROBLEMA

1.2.6.1 DELIMITACIÓN CONTENIDO

Tema: “Estudio del Comportamiento Sísmico de Estructuras de Hormigón armado Diseñados por el Método de Diseño Directo Basado en Desplazamientos (DDBD) para Tres, Seis y Nueve Pisos”

Aspecto: Análisis Sísmico

Área: Estructuras

Campo: Ingeniería Civil

1.2.6.2 DELIMITACIÓN ESPACIAL

El presente estudio se realizará en la ciudad de Ambato perteneciente a la Provincia de Tungurahua, que corresponde al Estudio del Comportamiento Sísmico de Estructuras de Hormigón armado Diseñados por el Método de Diseño Directo Basado en Desplazamientos (DDBD) para Tres, Seis y Nueve Pisos.

1.2.6.3 DELIMITACIÓN TEMPORAL

La presente investigación se llevará a cabo durante un periodo de siete meses que comprende desde Diciembre del 2014 hasta Junio del 2015.

1.3 JUSTIFICACIÓN

Ecuador se encuentra ubicado en una de las zonas de mayor peligrosidad sísmica del mundo de forma que al momento de diseñar los edificios se deberá tener muy en cuenta la acción sísmica y recordar que los sismos no son los que matan sino las estructuras cuando no son diseñadas con las debidas precauciones del caso.

Ambato en los últimos años ha estado sometido a leves fenómenos sísmicos a consecuencia del movimiento de las placas tectónicas, por ser parte de un país cuya sismicidad está asociado al Cinturón Circunpacifico o Cinturón de Fuego del Pacifico que comenzó su actividad de desplazamiento desde hace ya millones de años atrás y desde entonces ha intercalado periodos de fuerte actividad con lapsos de relativa calma, lo cual incentiva a los Ingenieros Civiles a tener más opciones de cálculo para satisfacer estas demandas sísmicas con la cual se convive a diario en todo el mundo.

Para estas amenazas sísmicas en los últimos años ha implementado métodos para contrarrestar dichas amenazas y uno de ellos es el método Diseño Directo Basado en Desplazamientos (DDBD) que es una herramienta que se ha ganado popularidad para el diseño de edificaciones regulares ya que brindan un sinnúmero de ventajas ante los métodos tradicionales basados en fuerzas.

En el diseño directo basado en desplazamientos la estructura inelástica en su máximo desplazamiento es reemplazada por un sistema elástico de un grado de libertad, que es equivalente por el uso de la rigidez secante al punto de respuesta máxima, y por el uso de amortiguamiento viscoso que equivale al amortiguamiento viscoso y hysterético en la estructura real. Este método es práctico, racional, sencillo y da solución a todos los problemas que se presentan en el método de Diseño Basado en Fuerzas (DBF).

1.4 OBJETIVOS

1.4.1 OBJETIVO GENERAL

- Estudiar el Comportamiento Sísmico de Estructuras de Hormigón armado Diseñados por el Método de Diseño Directo Basado en Desplazamientos (DDBD) para Tres, Seis y Nueve Pisos.

1.4.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Determinar un adecuado análisis y diseño sismo-resistente para estructuras de hormigón armado.
- Establecer una guía para la aplicación del método de Diseño Directo Basado en Desplazamientos según los niveles de seguridad.
- Aplicación de normas y códigos para la utilización del método por desplazamientos.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1 ANTECEDENTES INVESTIGATIVOS

La actividad sísmica en el Ecuador y otros países como en Chile, Haití, Perú, Venezuela, Colombia cada día ha sufrido un incremento considerable por el movimiento constante de las placas tectónicas; El Ecuador por estar situado en el Cinturón de Fuego Del Pacifico a menudo sufre ligeros deslizamientos las placas tectónicas, esto nos indica que la ciudad de Ambato también se encuentra en una zona de alto riesgo sísmico ya que es necesario tener siempre en cuenta la actividad sísmica para que una edificación se comporte de manera adecuada ante la acción de las fuerzas sísmicas.

Por lo que tradicionalmente el análisis de estructuras sismo-resistentes se ha basado en el método de Diseño Basado en Fuerzas (DBF) principalmente porque todas las normas del mundo se basan en este método, pero consta con algunas deficiencias en algunos tópicos de diseño.

Por ese motivo en los últimos años se han desarrollado métodos que se centran su desarrollo en la deformación de las estructuras más que el esfuerzo frente a las fuerzas laterales como es el método de que ha desarrollado Priestley y sus colaboradores en estos años como es el método Displacement-Based Seismic Desing of Estructure o como se lo conoce en la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-11 Diseño Directo Basado en Desplazamientos (DDBD); este método toma en consideración los niveles de diseño de terremotos raros y muy raros.

2.2 FUNDAMENTACIÓN FILOSÓFICA

La investigación se halla bajo el paradigma critico-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

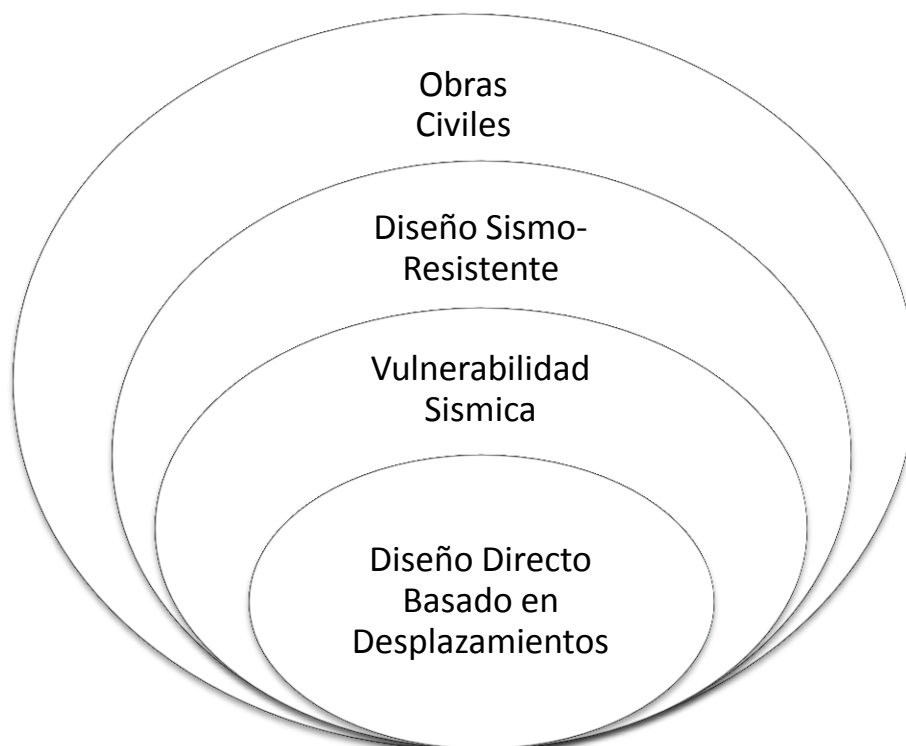
La presente investigación se basa en la siguiente norma:

- Norma Ecuatoriana De La Construcción 2011 (NEC 2011)
- Norma ACI 318-11
- Código Ecuatoriano De La Construcción (CEC 2002)
- ASCE 41-13

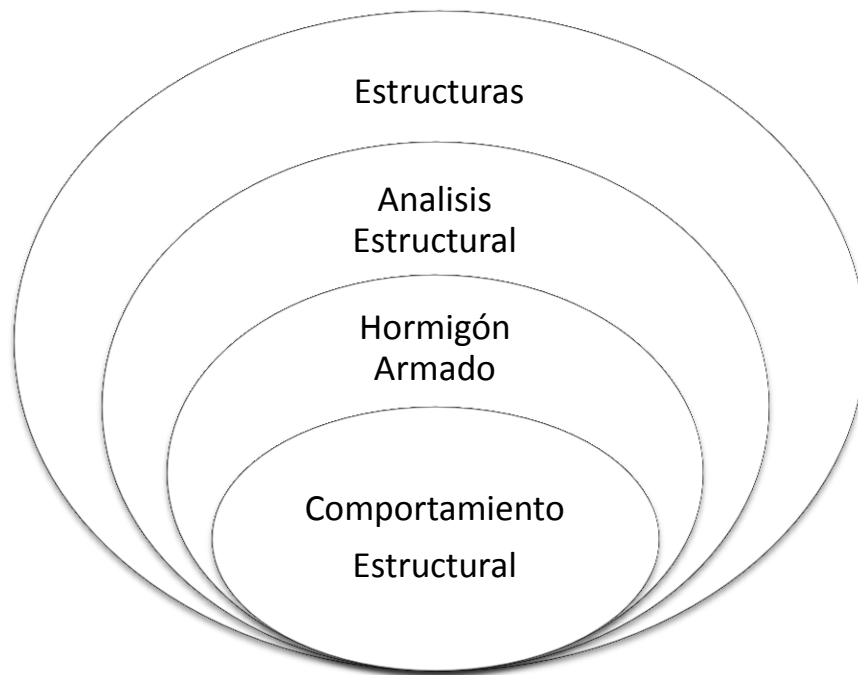
2.4 CATEGORÍAS FUNDAMENTALES

2.4.1 SUPRAORDINACIÓN DE VARIABLES

2.4.1.1 VARIABLE INDEPENDIENTE



2.4.1.2 VARIABLE DEPENDIENTE



2.4.2 DEFINICIONES

2.4.2.1 Estructura

Conjunto de elementos estructurales ensamblados para resistir cargas verticales, sísmicas y de cualquier otro tipo. Las estructuras pueden clasificarse en estructuras de edificación y otras estructuras distintas a las de edificación.

2.4.2.2 Edificio

Un edificio es una construcción dedicada a albergar distintas actividades humanas: vivienda, templo, teatro, comercio, etc. La inventiva humana ha ido mejorando las técnicas de construcción y decoración de sus partes de una edificación.

Los ingenieros estructurales se aseguran que sus diseños satisfagan un estándar para alcanzar objetivos establecidos de seguridad (por ejemplo, que la estructura no se derrumbe sin dar ningún aviso previo) o de nivel de servicio (por ejemplo, que la vibración en un edificio no moleste a sus ocupantes).

2.4.2.3 Partes Constitutivas de un Edificio

Superestructura.- Es el conjunto de elementos estructurales que están expuestas directamente a resistir las cargas, tales como, losas, vigas, viguetas, cartelas, etc.

Infraestructura.- Son los elementos estructurales encargados de transmitir las cargas de la superestructura hasta el suelo como son las columnas y cimentaciones.

2.4.2.4 Parámetros de Diseño

Una edificación está constituida por elementos estructurales (zapatas, columnas, muros, vigas, gradas, losas, etc.) y por elementos no estructurales (mamposterías, ventanas, puertas, etc.) que funcionen correctamente en todo momento durante toda su vida útil.

Elementos Estructurales

El término estructural, o componentes estructurales, se refiere a aquellas partes de un edificio que lo mantienen en pie. Esto incluye cimientos, columnas, muros portantes, vigas y diafragmas (entendidos estos como los pisos y techos diseñados para transmitir fuerzas horizontales, como las de sismos, a través de las vigas y columnas hacia los cimientos).

Elementos No Estructurales

El término no estructural se refiere a aquellos componentes de un edificio que están unidos a las partes estructurales (tabiques, ventanas, techos, puertas, cerramientos, cielos rasos, etc.), que cumplen funciones esenciales en el edificio (plomería, calefacción, aire acondicionado, conexiones eléctricas, etc.), o que simplemente están dentro de las edificaciones (equipos médicos, mecánicos, muebles, etc.); pudiendo así agruparlos en tres categorías: arquitectónicos, instalaciones y equipos.

2.4.2.5 Estructura Sismo-Resistente

Se dice que una edificación es sismo-resistente cuando se diseña y construye con una adecuada configuración estructural, con componentes de dimensiones apropiadas y materiales con una proporción y resistencia suficientes para soportar la acción de fuerzas causadas por sismos frecuentes.

Aun cuando se diseñe y construya una edificación cumpliendo con todos los requisitos que indican las normas de diseño y construcción sismo-resistente, siempre existe la posibilidad de que se presente un terremoto aún más fuerte que los que han sido previstos y que deben ser resistidos por la edificación sin que ocurran daños.

Por esta razón, no existen edificios totalmente sismo-resistentes. Sin embargo, la sismo resistencia es una propiedad o capacidad que se le provee a la edificación con el fin de proteger la vida y los bienes de las personas que la ocupan.

2.4.2.6 Hormigón Armado

La combinación del hormigón simple con el acero de refuerzo (barras corrugadas) se denomina hormigón armado donde se ve que trabaja a compresión algunos de sus elementos estructurales como por ejemplo las columnas, también a flexión como son las vigas.

Para obtener un hormigón armado de buena calidad se requiere emplear materiales con buenas propiedades mecánicas, siendo muy importante las dosificaciones que se emplearán teniendo muy en cuenta la granulometría de los áridos.

Hormigón.- El hormigón tiene resistencia a la compresión, mientras que su resistencia a la tracción es casi nula. Tengamos en cuenta que un hormigón convencional posee una resistencia a la tracción diez veces menor que a la compresión. Los refuerzos de acero en el hormigón armado otorgan ductilidad al hormigón, ya que es un material que puede quebrarse por su fragilidad.

Acero de Refuerzo.- El acero es una aleación de hierro que contiene carbono y pequeñas cantidades de otros elementos químicos metálicos. El carbono representa entre el 0,5%-1.5% de la aleación, es apto para resistir solicitaciones traccionantes por lo que se convierte en un componente ideal trabajar conjuntamente con el hormigón.

2.4.2.7 Parámetros de Diseño

2.4.2.7.1 Filosofía para el Diseño Sismo-Resistente

La estructura deberá ser proyectada, diseñada y construida de manera que:

- Resista sin daño alguno, sismos de intensidad moderada.
- Resista con daños no estructurales menores y fácilmente reparables, sismos de mediana intensidad.
- Resista con daño estructural reparable y que se garantice el servicio ininterrumpido del edificio durante sismos excepcionalmente severos.

2.4.2.8 Tipos de Cargas Consideradas para el Diseño

Carga Muerta: Las cargas muertas están constituidas por los pesos de todos los elementos estructurales de acción gravitatoria, tales como: muros, pisos, escaleras, recubrimientos, instalaciones sanitarias, eléctricas, de acondicionamiento, máquinas y todo artefacto integrado permanente a la estructura. Además no son cargas causadas por la ocupación y uso de la edificación.

Carga Viva: Son aquellas cargas producidas por el uso y ocupación de la edificación, las cargas vivas que se utilicen en el diseño de la estructura deben ser las máximas cargas que se espera ocurran en la edificación debido al uso que esta va a tener. Incluyen personas, objetos móviles o divisiones que puedan cambiar de sitio. Generalmente actúan durante períodos cortos de la vida de la estructura; se las denomina también cargas de “ocupación”.

Carga Sísmicas: Son inciertas tanto en magnitud, distribución e inclusive en el momento en que pueden actuar. Por hallarse en la zona central del país una zona de alto riesgo sísmico también se somete a la estructura a estos esfuerzos; para Ambato Zona 4. Para el diseño por sismo se utilizara lo establecido en el NEC 2011 el mismo que indica requisitos de cálculo sismo-resistente.

Carga de Viento: Son cargas dinámicas que para el diseño de la estructura debe aproximarse a cargas estáticas equivalentes a la presión ocasionada por el viento es proporcional al cuadrado de su velocidad y calcula de la superficie más expuesta produciendo el barlovento y sotavento.

2.4.2.9 Método de Diseño Directo Basado en Desplazamientos (DDBD)

El procedimiento de diseño por desplazamientos se ha desarrollado en estos últimos 10 años atrás aproximadamente, con el objetivo de corregir las deficiencias del diseño basado en fuerzas que aparece en la mayoría de Normativas Sísmicas.

El diseño Directo Basado en Desplazamientos es una aproximación en donde las fuerzas se obtienen para el nivel de desempeño escogido, y está basado en una respuesta inelástica del sistema. El objetivo es diseñar una estructura que alcance un nivel de desempeño, antes que más bien sea limitado por este. El procedimiento de diseño determina la resistencia requerida en los sitios donde se forman las rotulas plásticas para alcanzar los propósitos de diseño en términos de los objetivos desplazamientos elegidos.

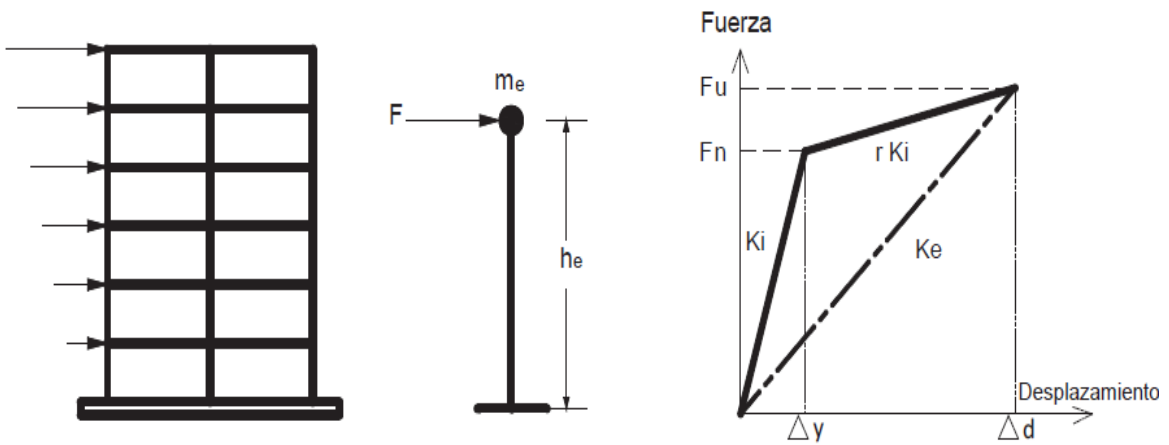
Luego debe acudir al diseño por capacidad para asegurar que las articulaciones plásticas ocurran en los sitios especificados y que formas dúctiles de deformación inelástica sean impedidas de desarrollarse.

El método de “Diseño Directo Basado en Desplazamientos *DDBD*” fue introducido por Priestley (1993). Los fundamentos y aplicación de este método, se describen ampliamente en el libro “Displacement Based Seismic Design of Structures” (Priestley et al, 2007).

El *DDBD* se fundamenta en el método de linearización equivalente propuesto por Shibata y Sosen (1976), la cual modela la estructura inelástica de varios grados de libertad (MDOF) en su máximo desplazamiento como un sistema elástico equivalente de un grado de libertad (SDOF, en inglés).

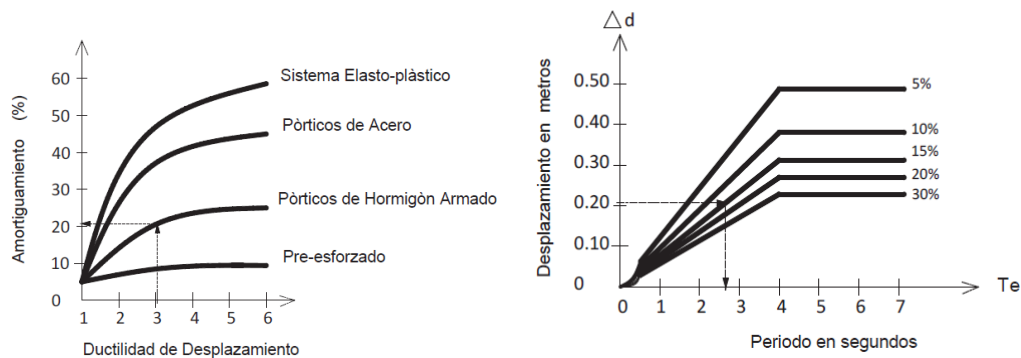
Este sistema SDOF es representado por una masa, una rigidez, una altura y un amortiguamiento efectivos o equivalentes, como se observa en la Fig. (2.2.a).

La envolvente bilineal de la respuesta de la representación SDOF en términos de fuerza lateral-desplazamiento es representada en la siguiente Fig. (2.2.b). El *DDBD* caracteriza a la estructura por una rigidez secante K_e en el máximo desplazamiento Δ_d y por un nivel de amortiguamiento viscoso equivalente $\xi_{equiv.}$, que combina el amortiguamiento elástico con la energía histerética absorbida durante la respuesta inelástica. Así como se muestra en la Fig. (2.2.c), para un nivel dado de demanda de ductilidad para un edificio de estructura metálica.



a) Simulación de un grado de libertad

b) Rigidez Efectiva K_e



c) Amortiguamiento vs Ductilidad d) Espectro de desplazamiento de diseño

Figura 1: Fundamentos del DDBD

(Figura 3.1 Priestley 2007)

El proceso de diseño es sencillo, la complejidad que existe está relacionada con la determinación de las características de la “Estructura Equivalente”, la determinación del desplazamiento de diseño, y el desarrollo del espectro en desplazamientos de diseño. Sin embargo son necesarias algunas consideraciones para la distribución de la fuerza de cortante basal de diseño VBASE para las diferentes localizaciones de masas discretizadas, y para el análisis de la estructuras bajo la distribución de fuerzas sísmicas.

La formulación del DDBD descrita anteriormente con referencia a la figura (2.10.c) y (d), tiene la ventaja de caracterizar los efectos de la ductilidad en demanda sísmica en un camino que es independiente de las características histeréticas, pues las relaciones amortiguamiento/ductilidad son generadas de forma separada para diferentes reglas histeréticas.

2.4.2.10 Estados límite de diseño y niveles de desempeño

2.4.2.10.1 Niveles de desempeño

El documento Visión 2000 desarrollado por la SEAOC (Structural Engineers Association of California) en 1995, considera cuatro niveles de Desempeño:

1.- Totalmente Operacional: La edificación en este nivel presenta daño despreciable y se mantiene segura para sus ocupantes. Aquí toda la estructura y sus servicios permanecen funcionando normalmente.

2.- Ocupación Inmediata: Las edificaciones continúan en operación con daño menor y mínima interrupción de los servicios no esenciales. La estructura en si misma ha sufrido ligeros daños con alguna fluencia del acero de refuerzo y con grietas del concreto visibles, pero no existen deformaciones estructurales permanentes. Los componentes no estructurales podrían tener daño menor (agrietamiento en paredes) que pueden ser fáciles de reparar.

3.- Seguridad de Vida: Está asociado a la ocurrencia de daños moderados en elementos estructurales y no estructurales. La rigidez lateral de la estructura y la capacidad de resistir cargas laterales adicionales, se ven reducidas, posiblemente en un gran porcentaje, sin embargo, aún permanece un margen de seguridad frente al colapso. Los daños producidos pueden impedir que la estructura sea ocupada inmediatamente después del sismo, con lo cual, es probable que sea necesario proceder a su reparación, siempre y cuando sea visible y se justifique desde el punto de vista económico, caso contrario la demolición puede ser preferible.

4.- Próximo al Colapso: La vida de las personas está en riesgo, el daño es severo, pero el colapso estructural es prevenido. La estructura es gravemente dañada, varios elementos que llevan carga vertical están al borde del colapso en algún piso, o han colapsado ya.

Los servicios de evacuación pueden verse interrumpidos por fallos locales. Bajo estas condiciones la estructura es insegura para sus ocupantes y el costo de su reparación puede no ser técnicamente viable desde el punto de vista económico.

2.4.2.10.2 Estados límites de los elementos

Priestley y sus colaboradores en su libro “Displacement Based Seismic Design of Structures” en la sección 3.3.1 definen ciertos límites de lo elementos:

a) Estado límite de Agrietamiento.-Para los miembros de concreto y mampostería la aparición de grietas generalmente marca el punto de partida para un cambio significativo en la rigidez. Para los elementos críticos que se comportan inelásticamente en frente de un sismo de diseño, este estado límite

tiene poca importancia, como es probable que se supere en la excitación sísmica menor, incluso inferior a la que corresponde al nivel EQ -I de la Visión 2000. Pero para elementos críticos que se comporten elásticamente frente a un sismo de diseño, este estado límite será importante.

b) Estado límite de fluencia.- Un segundo cambio significativo en la rigidez del hormigón y miembros de mampostería se produce el acero de refuerzo fluye.

c) Estado límite de descascaramiento.- En elementos de hormigón y mampostería el descascaramiento del recubrimiento del acero de refuerzo es muy importante, especialmente en elementos con confinamiento inadecuado o elementos sometidos a altos niveles de compresión axial, donde se pierde capacidad de resistencia y rigidez del elemento.

d) Estado límite de pandeo.- Elementos de hormigón armado o mampostería, el pandeo del acero de refuerzo longitudinal es un estado límite importante. Las medidas correctivas a menudo es probable que se requiera remover y reemplazar los elementos afectados.

e) Estado límite último.- Definir un estado límite último de los elementos es algo subjetivo y dependerá del tipo de falla que se utilice. Pero se puede decir que perderá resistencia debido a las grandes deformaciones y llevará frágil.

2.4.2.10.3 Estados límites estructurales

Priestley y sus colaboradores en su libro “Displacement Based Seismic Design of Structures” en la sección 3.3.2 definen ciertos límites de lo elementos:

a) Estado límite de servicio.- Este estado límite corresponde al nivel 1 de desempeño, no deben de ser necesario muchas reparaciones. En estructuras de hormigón y mampostería no debe presentarse descascaramiento del recubrimiento, la fluencia del acero es aceptable, el agrietamiento del hormigón será mínimo.

b) Estado límite de control de daño.- Aquí se espera cierto nivel de daño, y el costo de reparación tiene que ser significativamente menor a reemplazar el elemento estructural. Puede ser necesario reemplazar el recubrimiento de los elementos estructurales, y utilizar inyecciones para sellar grietas.

La fractura del acero transversal y el pandeo del acero longitudinal están prohibidos y el núcleo de hormigón en las zonas de rotulas plásticas no es necesario que lo sustituyan.

c) Estado límite de supervivencia.- Se debe esperar gran nivel de daño, y los costos de reparación de la estructura pueden ser extremadamente altos. Este estado límite es crítico, y si se excede la estructura ya no tendrá la capacidad de soportar cargas gravitacionales y llegara al colapso.

2.4.2.11 Estructuras de múltiples grados de libertad

Para estructuras de múltiples grados de libertad la parte inicial del proceso de diseño requiere la determinación de las características de la estructura sustituta equivalente de SDOF. Las características requeridas son la masa equivalente, el desplazamiento de diseño y el amortiguamiento efectivo. Cuando estos estén determinados, el cortante básico de diseño para la estructura equivalente puede ser determinado.

El cortante basal es entonces distribuido entre los elementos masa de la estructura real como fuerza de inercia, y la estructura se analiza bajo estas fuerzas para determinar los momentos de diseño en las zonas de aparición de las potenciales rotulas plásticas.

El desplazamiento de diseño que depende del estado limite considerado y también dependerá si las consideraciones estructurales; desde que el daño es relacionado a cualquier estado límite de desempeño.

2.4.2.12 Requisitos generales para la aplicación del DDBD

- La estructura debe tener una configuración estructural que cumpla con los requisitos de la NEC-11 de la sección 2.6.5, con el propósito de asegurar la formación de un mecanismo satisfactorio de deformación inelástica.
- Las rotulas plasticas deben formarse solo en los sitios pre-determinados por el diseñador. Esto se lograra aplicando los principios del diseño por capacidad.
- Las fuerzas de diseño de las secciones que deben permanecer elásticas deben amplificarse para incluir los efectos de los modos de vibración altos.
- Adicionalmente al cumplimiento de los límites de desempeño debe verificarse que las acciones $P-\Delta$ no causen problemas de inestabilidad.

2.4.2.13 Parámetros estructurales del DDBD

Los parámetros estructurales de una estructura equivalente de un grado de libertad serán establecidos a futuro para el cálculo del cortante basal; dichos parámetros están descritos claramente y ampliamente en el capítulo VI en la sección 6.6.5.2 del presente documento investigativo. Y los principales parámetros estructurales del método de diseño directo basado en desplazamientos son:

- Desplazamiento característico (Δ_d)
- Altura efectiva (H_e)
- Masa efectiva (M_e)
- Demanda de ductilidad (μ)
- Desplazamiento de fluencia (Δ_y)
- Factor de reducción de demanda sísmica (R_{ξ})
- Periodo efectivo (T_{eff})
- Rigidez efectiva (K_{eff})

Como podemos ver estos parámetros de diseño del método Diseño Directo Basado en Desplazamientos (DDBD) son muy importantes tener en cuenta al momento de efectuar nuestros análisis y diseños estructurales.

2.4.2.14 El método de diseño basado en fuerzas (DBF)

El método DBF aparece en la mayoría de normas y códigos vigentes a nivel mundial, es un método sencillo que se basa en el uso de fuerzas que simulan la acción del sismo sobre una estructura.

2.4.2.14.1 Deficiencias del método de Diseño Basado en Fuerzas (DBF)

Este método tiene algunas deficiencias que ponemos a consideración suya en los siguientes literales:

1.- Considera que la resistencia que se le da a la estructura (a través del acero de refuerzo) no tiene efectos sobre la rigidez de esta. Prueba de ello es que al inicio del proceso de diseño, la rigidez estimada para los elementos estructurales en función de su inercia gruesa o agrietada geométrica, pero sin consideración da la cantidad de refuerzo en el elemento.

2.- Asume que la capacidad de desplazamiento elástico es proporcional a la resistencia. Debido a que la curvatura de fluencia ϕ_y depende solo de la geometría de la sección, se dice que el desplazamiento de fluencia de un estructura Δ_y puede estimarse independientemente de la resistencia de la estructura. El considerar que la rigidez es independiente de la resistencia lleva a cometer errores en la suposición que el desplazamiento de fluencia es directamente proporcional a la resistencia de la estructura.

3.- Generaliza la capacidad de ductilidad de la estructuras al utilizar factores de reducción de resistencia, para reducir la demanda elástica de resistencia, se induce la demanda de ductilidad en la estructura. Estos factores de reducción varían dependiendo del tipo de estructura, implicando que todas las estructuras dentro de un sistema estructural alcanza la misma demanda de ductilidad durante el sino de diseño. El problema es que la ductilidad es una propiedad estructural que debe establecerse en forma individual para cada estructura y estado límite de diseño.

4.- Utiliza también factores de reducción resistencia R constantes para cada tipo de tipología estructural, lo cual implica que la demanda de ductilidad y la sobre resistencia son iguales para todos los edificios dentro de una misma categoría.

El método de diseño basado en desplazamientos DDBD brinda soluciones a estos problemas porque la reducción espectral (por amortiguamiento equivalente) se calcula en función de la demanda de la ductilidad de la estructura, caso por caso.

2.4.2.15 Diagrama de flujo del Método DDBD

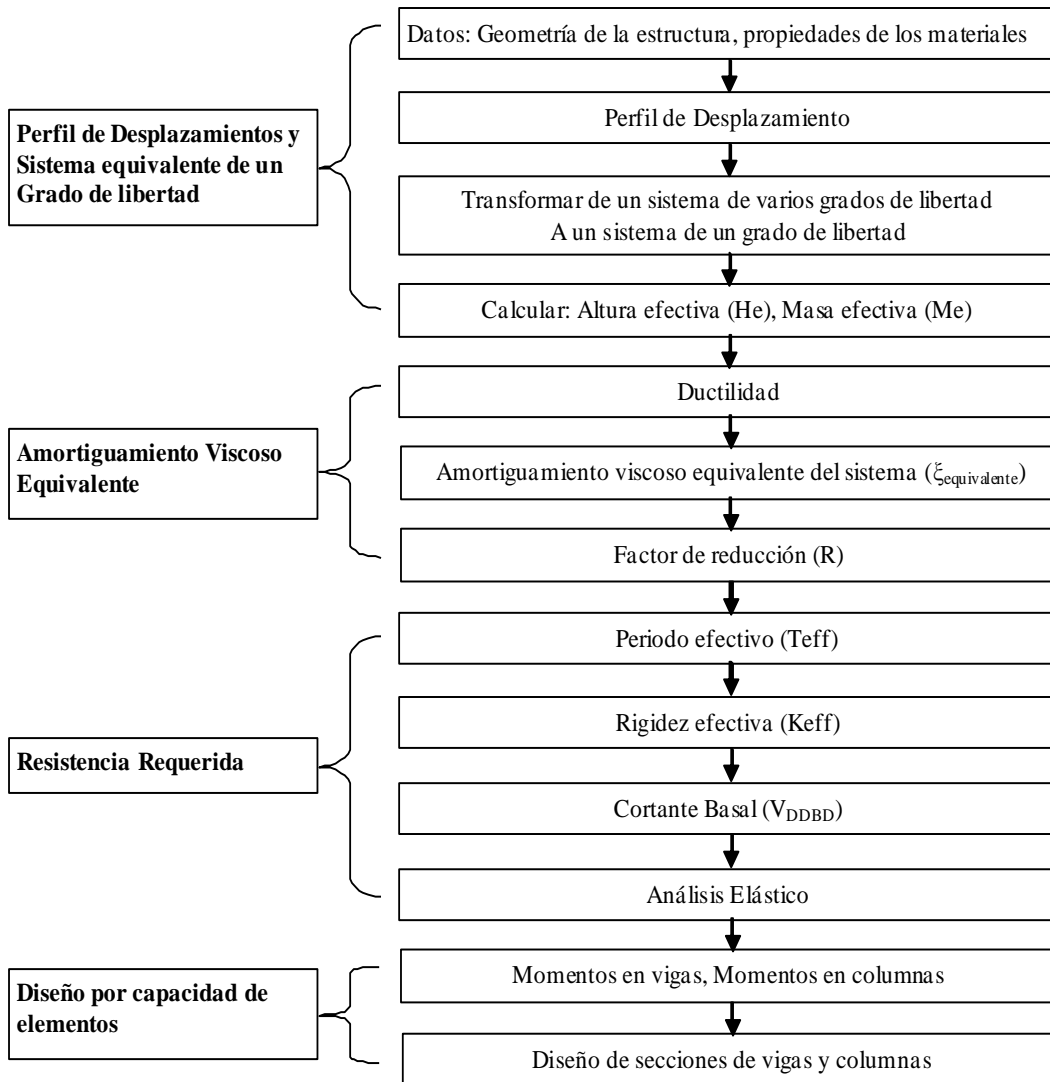


Figura 2: Esquema general del método DDBD para múltiples grados de libertad

2.5 HIPÓTESIS

El estudio del Comportamiento Sísmico de Estructuras de Hormigón Armado Diseñados por el Método de Diseño Directo Basado en Desplazamientos (DDBD) Para Tres, Seis y Nueve Pisos permitirá tener un comportamiento sísmico estructural apropiado.

2.6 SEÑALAMIENTO DE LAS VARIABLES

2.6.1 VARIABLE INDEPENDIENTE

Estudio del Comportamiento Sísmico de Estructuras de Hormigón Armado

2.6.2 VARIABLE DEPENDIENTE

Método de Diseño Directo Basado en Desplazamientos (DDBD).

CAPÍTULO III

METODOLOGÍA

3.1 ENFOQUE

En la investigación se tiene presente lo cuantitativo como cualitativo con respecto al estudio del comportamiento sísmico de estructuras de hormigón Armado diseñados por método de diseño directo basado en desplazamientos para tres, seis y nueve pisos, siendo un proceso riguroso, cuidadoso y sistematizado para la resolución de un problema en forma organizada.

3.2 MODALIDAD BÁSICA DE LA INVESTIGACIÓN

3.2.1 MODALIDAD

De conformidad con el tema propuesto la modalidad a aplicarse es la investigación de campo y bibliográfica. De campo porque será necesario estar en contacto con el lugar donde se efectuó el estudio, lo cual implica la recolección de información para efectuar el análisis. En lo referente a bibliográfica nos ayuda a entender conceptos y saciar incertidumbres que se encuentran documentadas en artículos, libros y códigos.

3.3 NIVEL O TIPO DE INVESTIGACIÓN

Los niveles de investigación que se utilizará en este estudio son: exploratorios, descriptivos y explicativos.

3.4 POBLACIÓN Y MUESTRA

3.4.1 Población

La población estará constituida, por los docentes de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica carrera de Ingeniería Civil de la Universidad Técnica de Ambato.

Para la presente investigación se cuenta con el número de 9 docentes de la carrera de Ingeniería Civil que se han especializado en el área de estructuras.

3.4.2 Muestra

Muestra es una parte del grupo en estudio la cual se obtiene de un dato estadístico, la muestra que vamos a tomar lo determinaremos mediante la siguiente formula:

$$n = \frac{m}{E^2(m - 1) + 1}$$

Dónde:

n= Muestra

m= Tamaño muestra = 9 personas

e= Error admisible 5%

$$n = \frac{9}{0.05^2(9 - 1) + 1}$$
$$n = 8$$

Se puede decir que la encuesta ira dirigida a 8 docentes de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica carrera de Ingeniería Civil

3.5 OPERACIONALIZACIÓN DE LAS VARIABLES

3.5.1 VARIABLE DEPENDIENTE

Estudio del Comportamiento Sísmico de Estructuras de Hormigón Armado

Conceptualización	Dimensiones	Indicadores	Ítems Básicos	Técnicas e Instrumentos
El comportamiento sísmico de estructuras de hormigón armado consiste en conocer los desplazamientos, distorsiones de piso y el comportamiento de los elementos estructurales ante un sismo de diseño.	Comportamiento de cada elemento	Desplazamientos	¿Cuál es el comportamiento sísmico de un edificio en hormigón armado?	Técnicas: Investigación Documentada Instrumentos: NEC, Herramientas computacionales
	Sismo de diseño	Sismos de Intensidad: - Baja - Media - Alta	¿En un diseño estructural que sismo es adecuado?	Técnicas: Investigación Documentada Instrumentos: NEC, Herramientas computacionales

3.5.2 VARIABLE INDEPENDIENTE

Método de Diseño Directo Basado en Desplazamientos (DDBD).

Conceptualización	Dimensiones	Indicadores	Ítems Básicos	Técnicas e Instrumentos
Es diseño directo basado en desplazamientos (DDBD) es una herramienta para el diseño por desempeño de estructuras que parte de un desplazamiento, que está en función del nivel de daño en la estructura y proporciona la resistencia lateral requerida.	Diseño por Desempeño	Niveles de daño	¿Cómo efectuar un diseño por desempeño correctamente?	Técnicas: Investigación Documentada Instrumentos: NEC, Herramientas computacionales
	Resistencia lateral Requerida	Estabilidad estructural	¿Cuáles son daños evidentes que se observa en nuestro medio por los sismos?	Técnicas: Investigación Documentada Instrumentos: NEC, Herramientas computacionales

3.6 PLAN DE RECOLECCIÓN DE LA INFORMACIÓN

La técnica a ejecutar será la observación directa de los acontecimientos planteados en los códigos, normas y especialmente lo que estipula en el libro “Displacement Based Design of Estruture” de Prestley, Calvi y Kowalsky (2007).

3.7 PLAN PROCESAMIENTO DE LA INFORMACIÓN

- Se realizara una revisión crítica de la información disponible.
- Estudio de datos estadísticos para la ejecución del proyecto.
- Mediante el análisis e interpretación de resultados usando como instrumentos las herramientas computacionales.

3.7.1 PROCESAMIENTO DE LA INFORMACIÓN

La interpretación de resultados, se efectuara en el siguiente orden:

- a.- Diseño sismo-resistente en Hormigón Armado
- b.- Interpretación de resultados.
- c.- Conclusiones y Recomendaciones.

CAPÍTULO IV

ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

4.1 ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS

4.1.1 PREGUNTA N°1

1. ¿Qué método de diseño cree Ud. Que garantizara un adecuado comportamiento sísmico en nuestras edificaciones de hormigón armado?

ALTERNATIVA	MUESTRA	PORCENTAJE (%)
Basado en fuerzas	3	37.50
Basado en desplazamientos	5	62.50
TOTAL	8	100.00

Tabla 1: Encuesta Pregunta N°1

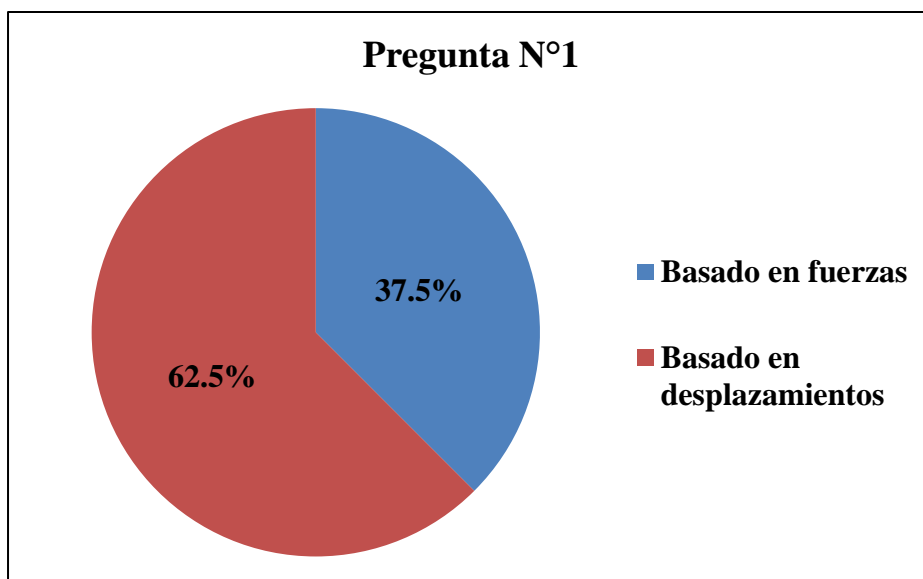


Figura 3: Encuesta Pregunta N°1

Análisis: Los resultados de la pregunta N°1, indica que el 62.5% de los encuestados prefieren utilizar el método de diseño directo basado en desplazamientos (DDBD) porque garantiza un adecuado comportamiento sísmico de nuestras edificaciones, mientras que el 37.5% todavía considera que el método de diseño basado en fuerzas (DBF) es una alternativa de diseño sismo-resistente.

4.1.2 PREGUNTA N°2

2. ¿El método de Diseño Directo Basado en Desplazamientos (DDBD) genera la resistencia lateral requerida para un sismo de diseño?

ALTERNATIVA	MUESTRA	PORCENTAJE (%)
SI	6	75.00
NO	2	25.00
TOTAL	8	100.00

Tabla 2: Encuesta Pregunta N°2

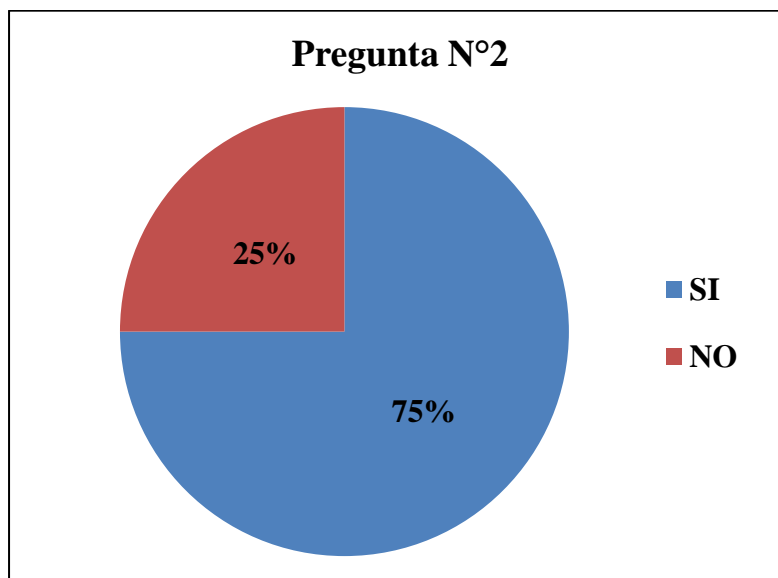


Figura 4: Encuesta Pregunta N°2

Análisis: Los resultados de la pregunta N°2, indica que el 75.0% de los encuestados afirman que el DDBD genera la resistencia lateral necesaria para un sismo de diseño que actuara durante la vida útil de la estructura, mientras que el 25.0% dice que no generara la resistencia necesaria.

4.1.3 PREGUNTA N°3

3. ¿Se requiere verificar los efectos P- Δ tanto en el DBF y en el DDBD?

ALTERNATIVA	MUESTRA	PORCENTAJE (%)
SI	7	87.50
NO	1	12.50
TOTAL	8	100.00

Tabla 3: Encuesta Pregunta N°3

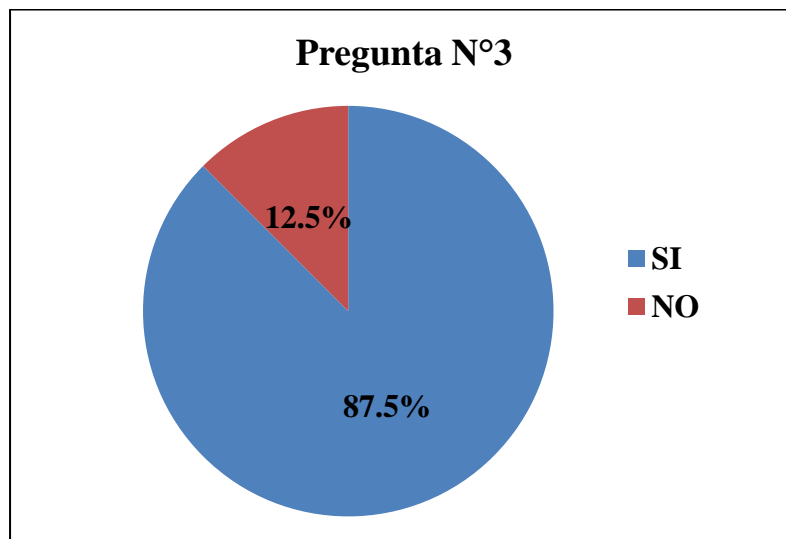


Figura 5: Encuesta Pregunta N°3

Análisis: Los resultados de la pregunta N°3, indica que el 87.5% de los encuestados mencionan que es necesario chequear los efectos P- Δ en los diseños estructurales ya sean desarrollados mediante el método de diseño basado en fuerzas DBF o el método de diseño directo basado en desplazamiento DDBD, sin embargo el 12.5% dice lo contrario.

4.1.4 PREGUNTA N°4

4. ¿El método de DDBD se diseñará para un estado límite de “seguridad de vida” donde se presentarán las deformaciones unitarias máximas?

ALTERNATIVA	MUESTRA	PORCENTAJE (%)
SIEMPRE	6	75.00
A VECES	2	25.00
TOTAL	8	100.00

Tabla 4: Encuesta Pregunta N°4

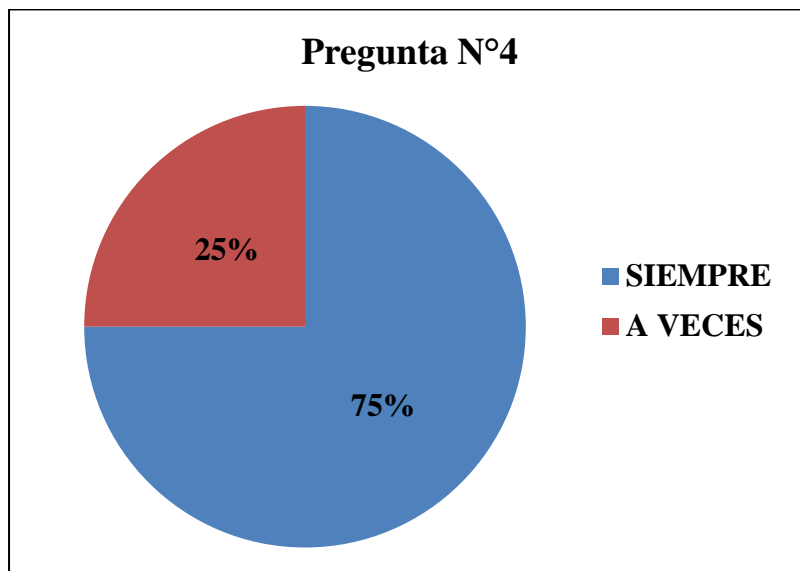


Figura 6: Encuesta Pregunta N°4

Análisis: Los resultados de la pregunta N°4, indica que el 75.0% de los encuestados recomiendan utilizar siempre un límite de desempeño “seguridad de vida” para diseñar las edificaciones y otras estructuras ya que aquí se presentarán las deformaciones unitarias máximas; esto es lo que además establece la NEC-11, pero el 25.0% de los demás encuestados dicen diseñar para otros niveles de desempeño.

4.1.5 PREGUNTA N°5

5. ¿Cree Ud. que un perfil de desplazamiento no-lineal la deriva máxima ocurre en el primer piso?

ALTERNATIVA	MUESTRA	PORCENTAJE (%)
SI	1	12.5
NO	7	87.5
TOTAL	8	100.00

Tabla 5: Encuesta Pregunta N°5

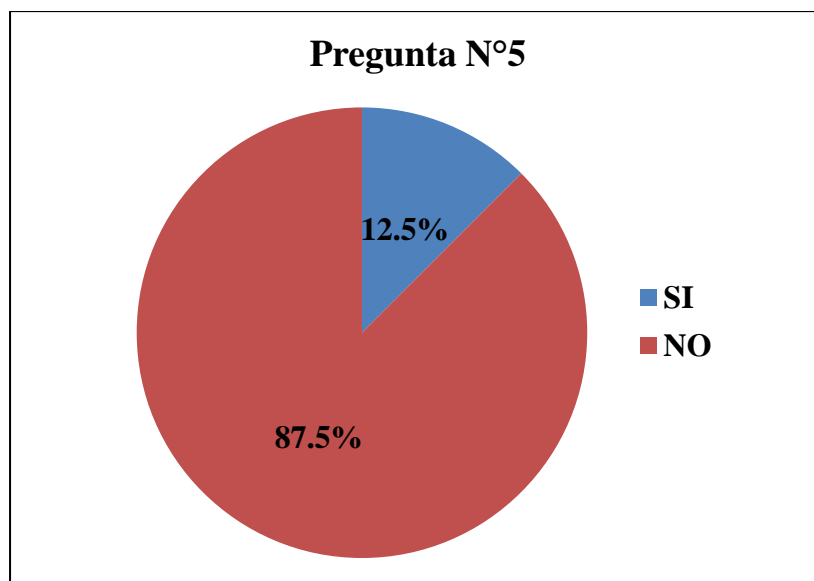


Figura 7: Encuesta Pregunta N°5

Análisis: Los resultados de la pregunta N°5, indica que el 87.5% de los encuestados consideran que la deriva máxima en un perfil de desplazamiento no-lineal no se produce en el primer piso y el 12.5% creen que si se generara en el primer nivel de la edificación.

4.1.6 PREGUNTA N°6

6. ¿Qué tipo de sismos consideraría para la ejecución del método Diseño Directo Basado en Desplazamientos (DDBD)?

ALTERNATIVA	MUESTRA	PORCENTAJE (%)
LEVES	0	0.00
FUERTES	8	100.00
TOTAL	8	100.00

Tabla 6: Encuesta Pregunta N°6

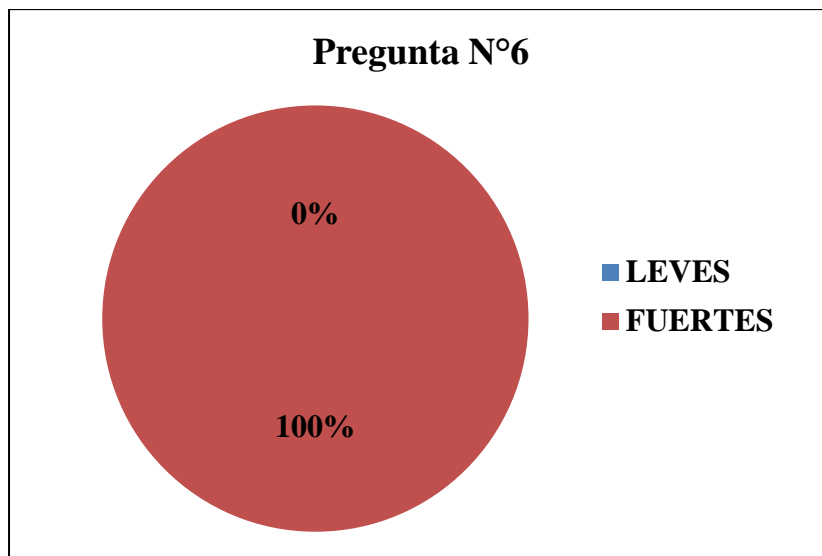


Figura 8: Encuesta Pregunta N°6

Análisis: Los resultados de la pregunta N°6, indica que el 100% de los encuestados dicen utilizar en sus diseños realizados con el método DDBD utilizar sismos de diseño fuertes porque son los que se generan los desplazamientos máximos que tendrá las estructura cuando estén actuando sobre ella en algún momento de su vida útil, siempre y cuando la estructura no colapse después del evento sísmico.

4.1.6 PREGUNTA N°7

7. ¿Para la verificación del comportamiento estructural de un edificio diseñado mediante el DDBD que método de análisis utilizaría?

ALTERNATIVA	MUESTRA	PORCENTAJE
PUSH-OVER	5	62.50
HISTORIA EN EL TIEMPO	3	37.50
TOTAL	8	100.00

Tabla 7: Encuesta Pregunta N°7

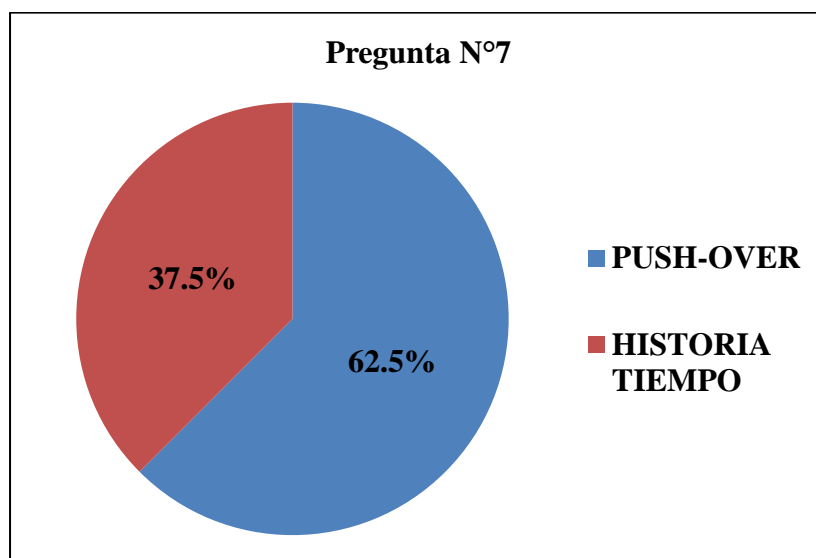


Figura 9: Encuesta Pregunta N°7

Análisis: Los resultados de la pregunta N°7, indica que el 62.5% de los encuestados utilizan el método de análisis no lineal PUSH-OVER para verificar sus diseños estructurales, sin embargo el 37.5% de resto de personas utilizan el método de análisis Historia en el Tiempo para la comprobación de los diseños.

4.2 INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

Aspecto Evaluado	Interpretación
Métodos de diseños: Diseño Directo Basado en Desplazamientos y Diseño Basado en Fuerzas	De los ocho docentes evaluados solo un 5 recomiendan utilizar el método de DDBD mientras que el resto sugiere continuar utilizando el método de DBF.
DDBD generación resistencia lateral	Una cuarta parte de los encuestados mencionan que el DDBD genera la fuerza lateral necesaria para un sismo de diseño.
Verificación de los Efectos P- Δ	Un gran número de docentes dicen que debemos chequear o verificar los efectos P- Δ en las estructuras que son analizadas con el método DDBD.
Estado límite de diseño	Para efectuar un buen diseño la NEC-11 recomienda utilizar un estado límite de diseño que es la de “seguridad de vida” donde se desea que se presenten las deformaciones máximas de los elementos y con este concuerdan los docentes con un 75%.
Sismo de diseño	La mayoría de personas sugieren utilizar sismos de diseño de magnitudes fuertes para diseñar las estructuras de hormigón armado.
Comportamiento Estructural	Casi una tercera parte de los docentes utilizan para la evaluación de estructuras un análisis Historia en el Tiempo mientras que el resto un análisis estático no lineal PUSH-OVER

4.3 VERIFICACIÓN DE HIPÓTESIS

Una vez realizado el análisis de resultados y la respectiva interpretación de datos obtenidos en la encuesta realizada, a los ingenieros estructurales de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica de la Universidad Técnica de Ambato que se han dedicado al cálculo de estructuras sismo resistentes, se concluye que el estudio del Comportamiento Sísmico de Estructuras de Hormigón Armado Diseñados por el Método de Diseño Directo Basado en Desplazamientos (DDBD) Para Tres, Seis y Nueve Pisos permitirá tener un comportamiento sísmico estructural apropiado.

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 CONCLUSIONES

- El DDBD es un método de diseño sísmico fácil de aplicar a sistemas estructurales con uno grado de libertad (pilas de puentes) o varios grados de libertad (edificaciones aporricadas) para que alcancen niveles de deriva bajo la acción del sismo de diseño.
- Las tres estructuras analizadas y diseñadas de acuerdo el método de desplazamientos tienen un desplazamiento máximo inelástico máximo; en el caso del edificio de tres piso alcanza un 83.82% del desplazamiento límite; para el edificio de seis piso alcanza un 90.58% del desplazamiento límite y finalmente para el edificio de nueve pisos alcanza un 97.09% del desplazamiento límite. Lo cual indica que nuestras estructuras se comportaran de una buena forma ante el sismo de diseño.
- Uno de los parámetros que también se puede notar un cambio con respecto a la NEC-11 es el amortiguamiento de la estructura que cambia totalmente con respecto a lo que la norma sugiere que será del 5% para el caso de estructuras de hormigón mientras que para nuestros diseños fueron cambiando según se calculaba todos los parámetros de diseño correspondientes al DDBD, logrando conseguir espectros elásticos con desplazamientos totalmente diferentes.

- El método de verificación o comprobación de nuestros diseños es el Análisis Estático No Lineal (PUSH-OVER) ya que es una alternativa muy práctica para encontrar la respuesta sísmica de una estructura, donde logramos obtener las curvas de capacidad de los edificios analizados, además logramos controlar de mejor forma los desplazamientos, deformaciones de los elementos y la formación de rótulas plásticas.
- Los análisis y diseños estructurales efectuados mediante el método de diseño directo basado en desplazamientos DDBD es una alternativa muy buena ya que se puede obtener resultados confiables y por ende el comportamiento sísmico va a ser el ideal ante eventos sísmicos a los cuales las estructuras estarán sometidas durante su vida útil.

5.2 RECOMENDACIONES

- Debemos tener muy claro que para la realización de diseños por desempeño es necesario la utilización del método DDBD el cual toma como punto de partida un desplazamiento que está en función del nivel de daño deseado en la estructura y proporciona la resistencia lateral requerida para alcanzar ese nivel de desempeño.
- El método de diseño directo basado en desplazamientos es capaz de satisfacer muchas inconsistencias del método de diseño basado en fuerzas, hay que tener en cuenta ciertos factores como por ejemplo solo se aplica para estructuras regulares en planta y elevación.
- Para evaluar el comportamiento adecuado de un sistema estructural en el rango inelástico es también recomendable realizarlo con un Análisis Historia en el Tiempo donde se utiliza los movimientos del suelo escalados al espectro de diseño correspondiente.

CAPÍTULO VI

PROPUESTA

6.1 DATOS INFORMATIVOS

Título

Estudio del Comportamiento Sísmico de Estructuras de Hormigón armado Diseñados por el Método de Diseño Directo Basado en Desplazamientos (DDBD) para Tres, Seis y Nueve Pisos.

Institución ejecutora

La propuesta se realizara con el apoyo y respaldo del Ing. Patricio Vasco como director de tesis y Mauricio Israel Supe Camino como proponente del proyecto.

Beneficiarios

Los beneficiarios directos serán los estudiantes y profesores de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica, ya que se establece una guía para diseños mediante el método de Diseño Directo Basado en Desplazamientos.

Ubicación

Las estructuras en estudio de hormigón armado de tres, seis y nueve pisos se encuentran ubicados en la Provincia de Tungurahua, Cantón Ambato con una altitud de 2570 msnm, en las coordenadas Norte: 9852510 / 9870920 y Este: 750370 / 778220.

6.2 ANTECEDENTES DE LA PROPUESTA

Como todos sabemos que el cantón Ambato se encuentra ubicado en una zona de alto riesgo sísmico, por eso es de manera primordial que toda edificación garantice su estabilidad estructural ante fuertes sollicitaciones sísmicas, logrando de esta forma salvaguardar la vida de sus ocupantes; y para ello necesitamos que nuestro diseño estructural sea sismo-resistente y para lograr esos resultados existen varios métodos de diseño.

La aplicación de métodos modernos en un análisis y diseño de edificaciones es necesario porque en la actualidad se está descubriendo una gama de soluciones ingenieriles en base a los datos sísmicos que en todo el mundo se están registrando a diario.

Por eso los calculistas deben conocer métodos diferentes como en este caso se va a estudiar el método de diseño directo basado en desplazamientos (DDBD) que es aplicable a edificaciones que admiten pocas irregularidades en planta y elevación además se debe considerar la misma distribución de alturas de piso, donde se toma en cuenta el nivel de dado que deseamos que nuestra estructura soporte con respecto a un sismo de diseño.

6.3 JUSTIFICACIÓN

Ambato se encuentra ubicado en una de las zonas de mayor peligrosidad sísmica del mundo de forma que al momento de diseñar los edificios se deberá tener muy en cuenta la acción sísmica y recordar que los sismos no son los que matan sino las estructuras cuando no son diseñadas con las debidas precauciones del caso, por eso es obligación de todos los ingenieros civiles diseñar y construir las edificaciones con métodos, aplicaciones o procedimientos actualizados para evitar poner en riesgo vidas humanas que son pérdidas irreparables.

6.4 OBJETIVOS

6.4.1 OBJETIVO GENERAL

- Estudiar el Comportamiento Sísmico de Estructuras de Hormigón armado Diseñados por el Método de Diseño Directo Basado en Desplazamientos (DDBD) para Tres, Seis y Nueve Pisos.

6.4.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Determinar un adecuado análisis y diseño sismo-resistente para estructuras de hormigón armado.
- Establecer una guía para la aplicación del método de Diseño Directo Basado en Desplazamientos según los niveles de seguridad.
- Aplicación de normas y códigos para la utilización del método por desplazamientos.

6.5 ANÁLISIS DE FACTIBILIDAD

El proyecto es factible ejecutarlo ya que es otra alternativa de cálculo estructural sismo-resistente y se aplica de acuerdo lo siguiente.

- Aplicar las normas del NEC-11, CEC 2002, ACI 318S-11 y otras normas necesarias para el desarrollo del tema planteado, donde se obtendrán resultados esperados para un excelente comportamiento estructural sísmico.
- Sin embargo se va a diseñar nuestras edificaciones según el método de diseño establecido por Priestley y sus colaboradores que son Kowalsky y Calvi que en su libro Displacement-Based Seismic Design of Structure lo detallan paso a paso.

6.6 FUNDAMENTACIÓN

6.6.1 Prediseño de Elementos Estructurales

6.6.1.1 Prediseño de la Losa

Las losas son elementos estructurales unidireccionales o bidireccionales, donde las cargas que actúan sobre ellas son esencialmente perpendiculares al plano principal de la misma razón por la cual en la norma ACI 318S-11 nos da una serie de ecuaciones para obtener el espesor de la losa en base al esfuerzo de fluencia del acero f_y , el esfuerzo de compresión del hormigón a los 28 días de edad f'_c y según la longitud del claro largo, corto; descritos en el capítulo 9 numeral 9.5.3.3.

El espesor mínimo h para losas con vigas que se extienden entre los apoyos en todos lados debe ser:

a.- Para $\alpha_{fm} \leq 0.2$ se aplican las disposiciones de 9.5.3.2.

b.- Para $\alpha_{fm} > 0.2$ pero no mayor que 2.0, h no debe ser menor que:

$$h = \frac{l_n(0.8 + \frac{f_y}{1400})}{36 + 5\beta(\alpha_{fm} - 0.2)} \quad (6.1)$$

pero no menor que 125 mm.

c.- Para $\alpha_{fm} > 2.0$ h no debe ser menor que:

$$h = \frac{l_n(0.8 + \frac{f_y}{1400})}{36 + 9\beta} \quad (6.2)$$

y no menor que 90 mm.

Dónde:

h = Es el espesor de la losa

l_n = Corresponde a la luz libre medida en dirección larga medida cara a cara de las vigas.

α_{fm} = El valor promedio de α , que es la relación entre la rigidez a flexión de una franja de losa limitada lateralmente por los ejes centrales de los paneles adyacentes a cada lado de la viga.

β = Relación de las dimensiones larga a corta de las luces libres para losas en dos direcciones.

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero en kg/cm^2

El código ACI 318S-11 también nos da una tabla de espesores mínimos de losas donde tenemos los siguientes datos:

f_y MPa †	Sin ábacos ‡			Con ábacos ‡		
	Paneles exteriores		Paneles interiores	Paneles exteriores		Paneles interiores
	Sin vigas de borde	Con vigas de borde§		Sin vigas de borde	Con vigas de borde§	
280	$\frac{\ell_n}{33}$	$\frac{\ell_n}{36}$	$\frac{\ell_n}{36}$	$\frac{\ell_n}{36}$	$\frac{\ell_n}{40}$	$\frac{\ell_n}{40}$
420	$\frac{\ell_n}{30}$	$\frac{\ell_n}{33}$	$\frac{\ell_n}{33}$	$\frac{\ell_n}{33}$	$\frac{\ell_n}{36}$	$\frac{\ell_n}{36}$
520	$\frac{\ell_n}{28}$	$\frac{\ell_n}{31}$	$\frac{\ell_n}{31}$	$\frac{\ell_n}{31}$	$\frac{\ell_n}{34}$	$\frac{\ell_n}{34}$

Tabla 8: Tabla de Espesores Mínimos de Losas
(Tabla 9.5.c ACI 318S-11)

6.6.2 Diseño de la losa

6.6.2.1 Cuantificación de cargas

Carga Muerta o Permanente

De acuerdo el NEC-11 las cargas permanentes están constituidas por los pesos de todos los elementos estructurales, tales como: muros, paredes, recubrimientos, instalaciones y cualquier artefacto integrado permanentemente a la estructura.

Carga Viva o Sobrecarga

Las sobrecargas de uso dependen de la ocupación a la que está destinada la estructura y están conformados por los pesos de personas, muebles, equipos, y accesorios móviles o temporales entre otras.

Según el NEC-11 tenemos para el caso de estudio de nuestro proyecto la siguiente tabla:

Ocupación o Uso	Carga Uniforme (KN/m ²)	Carga Concentrada (KN)
Residencias		
Viviendas (unifamiliares y bifamiliares)	2.00	
Hoteles y residencias multifamiliares		
Habitaciones	2.00	
Salones de uso público y sus corredores	4.80	

Tabla 9: Sobrecargas mínimas uniformes distribuidas
(Tabla 1.2 NEC – 2011)

En base a la tabla descrita anteriormente la carga viva es de $L=200 \text{ Kg/m}^2$ por tratarse de una residencia multifamiliar.

6.6.2.2 Aplicación del Método de Marcus

Se propone un método alternativo para calcular deformaciones en las losas armadas en dos direcciones. El método cumple con las condiciones de servicialidad y resistencia que exige el código ACI 318S-11 mencionados en el numeral 9.5.3.1.

- a) Las deformaciones calculadas no deben sobrepasar los valores de la tabla 9.5(b).
- b) Las deformaciones deben ser calculadas tomando en cuenta el tamaño y la forma de la losa, las condiciones de apoyo y la naturaleza de los empotramientos en los bordes.
- c) El módulo de elasticidad del hormigón E_c será el especificado en la Sec. 8.5.1 ($E_c = W_c^{1.5} \cdot 0.043 \cdot f_c^{0.5}$). Donde los valores de la densidad del hormigón W_c están comprendidos entre 1440 y 2560 Kg/m^3 .
- d) El momento de inercia efectivo será el especificado en la Ec. (9-8).
- e) Las deflexiones a largo plazo deberán calcularse de acuerdo con la sección 9.5.2.5.

Aparte de identificar los bordes continuos y discontinuos del tablero, los datos de entrada para la aplicación del método son:

L_x=Longitud menor del tablero

L_y= Longitud mayor del tablero

ε= Conocida en el ACI 318S-11 como β, es la relación de la dimensión larga a la corta.

6.6.3 Prediseño de Columnas

Las columnas son los miembros verticales a compresión de los marcos estructurales, que sirven para apoyar a las vigas cargadas. Transmiten las cargas de los pisos superiores hasta la planta baja y después al suelo, a través de las cimentaciones. Puesto que las columnas son elementos a compresión, la falla de una columna en un lugar crítico puede causar el colapso de toda la estructura; las fallas tanto en vigas como en columnas se debe dar en las rotulas plásticas determinadas para tener el tiempo suficiente para salvaguardar las vidas humanas esto indica que hay que mantener el criterio viga débil columna fuerte.

Antes de ingresar al pre dimensionamiento, es importante tener en cuenta estos parámetros que manifiesta el código ACI-318S-11.

21.6.1.1 La dimensión menor de la sección transversal, medida en una línea recta que pasa a través del centroíde geométrico, no debe ser menor de 300mm.

21.6.1.2 La relación entre la dimensión menor de la sección transversal y la dimensión perpendicular no debe ser menor que 0.4.

Para comenzar el proceso de prediseño de columnas se debe determinar la carga axial última P_u como se muestra en la figura 10 la cual está dada por la siguiente ecuación:

$$P_u = U * \text{Area Tributaria} * N^{\circ} \text{ Pisos} \quad (6.3)$$

Dónde:

P_u = Carga axial ultima

U = Resistencia requerida

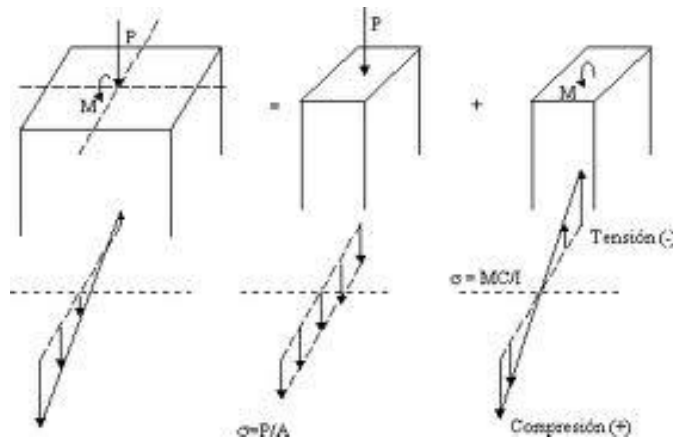


Figura 10: Tabla de cargas uniformes
Fuente: Publicación estructuras.eia.edu.co

Excentricidad

Cuando la carga no se aplica directamente en el centroíde de la columna se dice que la carga es excéntrica y genera un momento adicional que disminuye la resistencia del elemento, de igual forma, al parecer un momento en los extremos de la columna debido a varios factores, hace que la carga no actué en el centroíde de la columna como se indica en la figura 11. Esta relación del momento respecto a la carga axial se puede expresar en unidades de distancia según la propiedad del momento³, la distancia se denomina excentricidad. Cuando la excentricidad es pequeña la flexión es despreciable y cuando la excentricidad es considerable aumenta los efectos de flexión sobre la columna.

$$e = \frac{M}{P} \quad (6.4)$$

Dónde:

e= Excentricidad

M= Momento en el extremo

P= Carga Axial

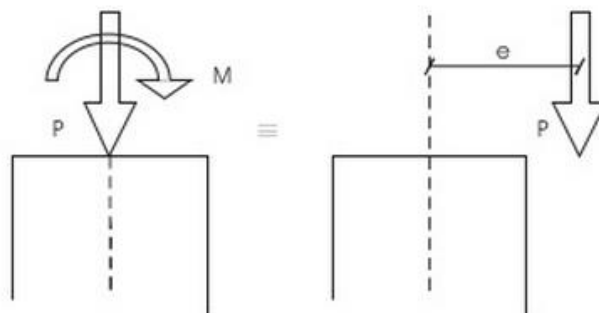


Figura 11: Excentricidad de la columna
Fuente: Sistemas Estructurales Prof. Jorge Medina

6.6.4 Prediseño de Vigas

El procedimiento para predimensionar vigas se basa en calcular las áreas cooperantes a las mismas, con las cuales se podrá obtener una carga uniforme como se muestra en la figura 12 que servirá para obtener los momentos debido a las cargas verticales. Se asume que el momento que absorbe la viga es el 70% del momento último M_u y que el resto lo absorbe la losa. Se calculan los momentos negativos por carga vertical y sismo; los momentos por sismos serán:

$M_{SISMO} = f * M_{carga\ vertical}$, donde f tiene valores de 1 para pisos superiores, entre 1.22 y 1.5 para pisos inferiores y 3 para luces cortas (Yépez 2009). Finalmente con $M_{diseño} = M_{vertical} + M_{sismo}$, y suponiendo una sección de viga $b * h$ se determinan las cuantías de acero.

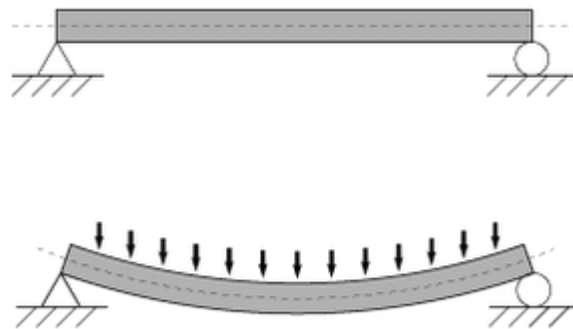


Figura 12: Pre-dimensionamiento de Vigas
Fuente: Repositorio de la EPN

6.6.5 Diseño Directo Basado en Desplazamientos (DDBD)

El método de diseño Directo Basado en Desplazamientos (DDBD) solo se aplica a edificaciones que admiten pocas irregularidades en planta y elevación además se debe considerar la misma distribución de alturas de piso.

Además es una herramienta de ingeniería sísmica basada en el desempeño, donde su aplicación se basa en un desplazamiento deseado para luego transformar la estructura real a un sistema de un grado de libertad, y finalmente obtener fuerzas de diseño sísmico.

6.6.5.1 Cálculo del Espectro de Desplazamientos

Cuando se requiera la definición de los desplazamientos espectrales elásticos para diseño, correspondiente al nivel del sismo de diseño, se utilizara el siguiente espectro elástico de diseño de desplazamientos S_d (en metros) definido para una fracción del amortiguamiento respecto al crítico igual a 0.05 (NEC-2011).

$$S_d = 0.38ZF_a T^2 \left(0.4 + 0.6 \frac{T}{T_0}\right) \quad \text{para } 0 \leq T \leq T_0 \quad (6.5)$$

$$S_d = 0.38ZF_a T^2 \quad \text{para } T_0 < T \leq T_C \quad (6.6)$$

$$S_d = 0.38ZF_d T^2 \quad \text{para } T_C < T \leq T_L \quad (6.7)$$

$$S_d = 0.38ZF_d T^2 \quad \text{para } T > T_L \quad (6.8)$$

Donde los valores de los periodos límite como son T_0 , T_C , T_L se los puede determinar con las mismas ecuaciones que se utilizan para el espectro elástico de aceleraciones que son:

$$T_C = 0.55F_s \left(\frac{F_d}{F_a}\right) \quad (6.9)$$

$$T_L = 2.4F_d \quad (6.10)$$

$$T_0 = 0.10F_s \left(\frac{F_d}{F_a}\right) \quad (6.11)$$

Dónde:

F_d = Factor de sitio que depende del tipo de suelo.

F_a = Factor de sitio que depende del tipo de suelo.

F_s = Factor del comportamiento inelástico del subsuelo y que depende del tipo de suelo.

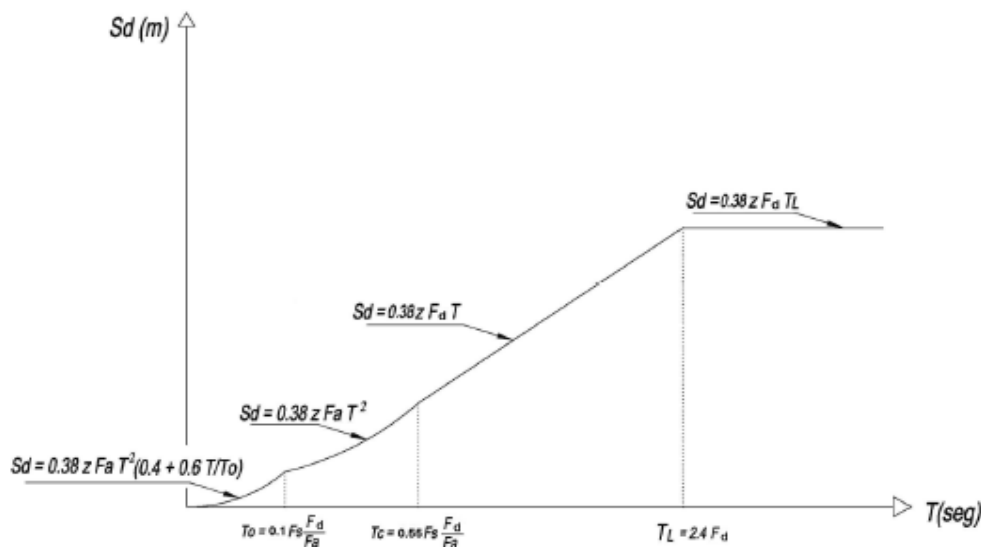


Figura 13: Espectro sísmico elástico de (Figura2.4. NEC-2011)

La NEC-2011 establece los factores de sitio (F_a , F_d , F_s) de acuerdo a las características del suelo para lo cual debemos primeramente determinar en qué zona sísmica la provincia de Tungurahua se encuentra.

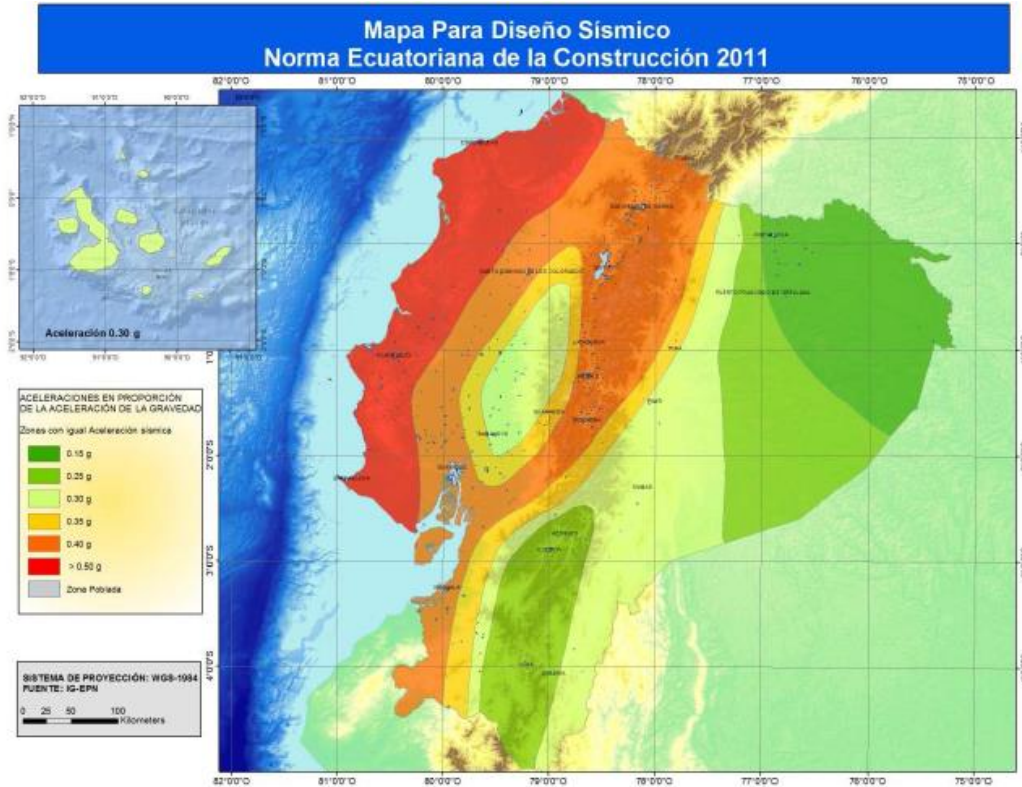


Figura 14: Ecuador, zonas sísmicas de diseño (Figura2.1. NEC-2011)

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Características del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy Alta

Tabla 10: Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada (Tabla2.1. NEC-2011)

El mapa de zonificación sísmica para diseño de la Figura 6.5 proviene del resultado del estudio de peligro sísmico para un 10% de excedencia en 50 años (periodo de retorno 475 años), que incluye una saturación a 0.50 g de los valores de aceleración sísmica en roca en el litoral ecuatoriano que caracteriza la zona VI. Con ello se reconoce que los verdaderos resultados de peligro sísmico para un periodo de retorno de 475 años para la zona VI son en realidad mayores a 0.50 g y que han sido saturados a dicho valor para ser utilizados en estructuras de edificación de uso normal, por razones de tipo económico.

POBLACIÓN	PARROQUIA	CANTÓN	PROVINCIA	Z
Comuna Tambo Loma	Pilaguin (Pilahuin)	Ambato	Tungurahua	0.35
Corazón de Jesus	Izamba	Ambato	Tungurahua	0.40
Urbanización Aeropuerto	Izamba	Ambato	Tungurahua	0.40
Pilahuin	Pilaguin (Pilahuin)	Ambato	Tungurahua	0.40
Quisapincha	Quisapincha (Quizapincha)	Ambato	Tungurahua	0.40
Juan Benigno Vela	Juan Benigno Vela	Ambato	Tungurahua	0.40
Martínez	Augusto N. Martínez	Ambato	Tungurahua	0.40
San Isidro	Picaihua	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
Huachi Grande	Huachi Grande	Ambato	Tungurahua	0.40
Santa Rosa	Santa Rosa	Ambato	Tungurahua	0.40
Ambato	Ambato	Ambato	Tungurahua	0.40
San Antonio de Pasa	Pasa	Ambato	Tungurahua	0.40
San Bartolome de Pinllo	San Bartolome de Pinllo	Ambato	Tungurahua	0.40
San Fernando	San Fernando	Ambato	Tungurahua	0.40
Cunchibamba	Cunchibamba	Ambato	Tungurahua	0.40

Tabla 11: Poblaciones ecuatorianas y valor del factor Z
(Tabla2.2. NEC-2011)

Perfil del suelo

Los efectos locales de la respuesta sísmica de la 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 natural del terreno, inclusive en el caso de edificios con sótanos. Para edificios en ladera, el ingeniero geotécnico evaluara la condición más crítica para la edificación.

Se definen seis tipos de perfil de suelo; los parámetros utilizados en la clasificación son los correspondientes a los 30 m superiores del perfil para los perfiles tipo A, B, C, D y E. Aquellos perfiles que tengan estratos claramente diferenciables 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.

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	$50 > \bar{N} \geq 15.0$ $100 \text{ kPa} (\approx 1 \text{ kgf/cm}^2) > \bar{S}_u \geq 50 \text{ kPa} (\approx 0.5 \text{ kgf/cm}^2)$
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 $\geq 40\%$ $\bar{S}_u < 50 \text{ kPa} (\approx 0.50 \text{ kgf/cm}^2)$
F	<p>Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista (Ver 2.5.4.9). 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>	

Tabla 12: Clasificación de los perfiles de suelo
(Tabla 2.3. NEC-2011)

Coefficientes de Amplificación del Suelo

Coefficiente Fa.- Amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleraciones para diseño en roca, tomando en cuenta los efectos del sitio.

TIPO DE PERFIL DEL SUELO	ZONA SISMICA	I	II	III	IV	V	VI
	Valor Z (Aceleración esperada en roca)	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.50
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	1.12
E		1.8	1.5	1.39	1.26	1.14	0.97
F		Ver nota	Ver nota	Ver nota	Ver nota	Ver nota	Ver nota

Tabla 13: Tipo de suelo y Factores de sitio Fa (Tabla2.5. NEC-2011)

Coefficiente Fd.- Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño de rocas, considerando los efectos del sitio.

TIPO DE PERFIL DEL SUELO	ZONA SISMICA	I	II	III	IV	V	VI
	Valor Z (Aceleración esperada en roca)	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.50
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	Ver nota	Ver nota	Ver nota	Ver nota	Ver nota

Tabla 14: Tipo de suelo y Factores de sitio Fd (Tabla2.6. NEC-2011)

Coefficiente Fs.- Considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del periodo del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo.

TIPO DE PERFIL DEL SUELO	ZONA SISMICA	I	II	III	IV	V	VI
	Valor Z (Aceleración esperada en roca)	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.50
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	2	
F	Ver nota	Ver nota	Ver nota	Ver nota	Ver nota	Ver nota	

Tabla 15: Tipo de suelo y Factores de sitio FS (Tabla2.7. NEC-2011)

Las estructuras que se están estudiando se clasificaran en una de las siguientes categorías que establece el NEC-2011 EN donde se adoptara el factor de importancia I. Tiene como propósito incrementar la demanda sísmica de diseño para estructuras, que por sus características de utilización o de importancia deben permanecer operativas o sufrir menores daños durante y después de la ocurrencia del sismo de diseño. (NEC-2011 2.6.4.2)

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Factor
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 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

Tabla 16: Tipo de uso, destino e importancia de la estructura (Tabla2.9. NEC-2011)

Para utilizar el procedimiento basado en desplazamientos se debe cumplir con los requisitos de configuración regular en planta y en elevación, sin cambios bruscos de rigidez y resistencia que puedan afectar la capacidad de ductilidad del sistema, es decir los mismos requisitos del método basado en fuerzas DBF.

Los diseñadores arquitectónicos y estructurales deben procurar que la configuración de la estructura sea simple y regular para lograr un adecuado desempeño sísmico. Deben evitarse cambios abruptos con el fin de impedir acumulación de daño en algunos componentes. Si el diseñador utiliza una configuración similar a las no recomendadas, deberá demostrar el adecuado desempeño sísmico de su estructura.

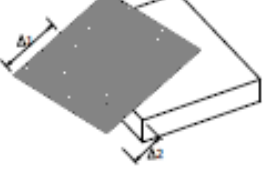
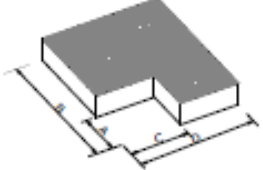
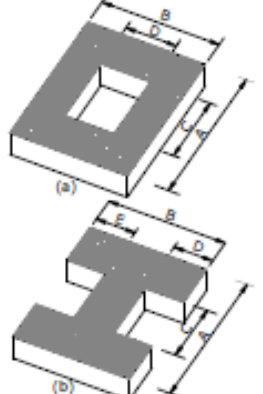
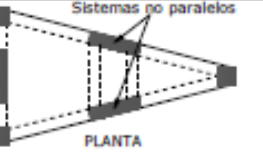
IRREGULARIDAD PENALIZADA EN PLANTA IRREGULARIDADES PERMITIDAS EN PLANTA	
<p>Tipo 1 - Irregularidad torsional $\phi_{t1}=0.9$ $\Delta > 1.2 \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2}$</p> <p>Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión 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 $\phi_{t1}=0.9$ $A > 0.15B$ 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 $\phi_{t1}=0.9$ a) $CxD > 0.5Ax B$ b) $[CxD + CxE] > 0.5Ax B$</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 $\phi_{t1}=0.9$</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>	

Tabla 17: Coeficientes de irregularidades en planta
(Tabla 2.12. NEC-2011)

Cuando una estructura no contempla ninguno de los tipos de irregularidades descritas en la tabla anterior, en ninguno de sus pisos, ϕ_P tomará el valor de 1 y se le considerara como regular en planta. (NEC-2011 2.6.6.1)

IRREGULARIDAD PENALIZADA EN ELEVACIÓN	
<p>Tipo 1 - Piso flexible $\phi_{E1}=0.9$ Rigidez $K_c < 0.70$ Rigidez K_D Rigidez $< 0.80 \frac{(K_D + K_X + K_T)}{3}$</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 $\phi_{E2}=0.9$ $m_D > 1.50 m_E$ 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 $\phi_{E3}=0.9$ $a > 1.3 b$</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>	

Tabla 18: Coeficientes de irregularidades en elevación
(Tabla 2.13. NEC-2011)

Cuando una estructura no contempla ninguno de los tipos de irregularidades descritas en la tabla anterior, en ninguno de sus niveles, ϕ_P tomará el valor de 1 y se le considerara como regular en elevación. (NEC-2011 2.6.7.1)

El NEC-2011 nos da factores de reducción de resistencia sísmica R que está delimitada en dos grupos los cuales son los sistemas estructurales dúctiles y los sistemas estructurales de ductilidad limitada.

Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural R, Sistemas Estructurales Dúctiles	
Sistemas Duales	
Pórticos especiales 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 especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	6
Pórticos resistentes a momentos	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	6
Pórticos especiales 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 especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5

Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural R, Sistemas Estructurales de Ductilidad Limitada	
Pórticos resistentes a momento	
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en el capítulo 4, limitados a viviendas de hasta 2 pisos con luces de hasta 4 metros.	3
Estructuras de acero conformado en frío, aluminio, madera, limitados a 2 pisos.	3
Muros estructurales portantes	
Mampostería no reforzada, limitada a un piso.	1
Mampostería reforzada, limitada a 2 pisos.	3
Mampostería confinada, limitada a 2 pisos.	3
Muros de hormigón armado, limitados a 4 pisos.	3

Tabla 19: Coeficientes de reducción de respuesta estructural R
(Tabla 2.14. NEC-2011)

6.6.5.2 Parámetros de Diseño del DDBD

A continuación definiremos todos parámetros de diseño que son necesarios para la obtención del cortante basal (V_{DBD}).

➤ Desplazamiento de Diseño

El desplazamiento de la estructura sustituta depende ya sea del criterio de la deformación límite del material o de la deriva del miembro más crítico de la estructura real, cualquiera de las dos sea la más crítica, como se detalla en las tablas 20 y 21 La forma de desplazamiento corresponde al primer modo inelástico en el nivel de diseño de la acción sísmica; de esta manera los cambios introducidos a la forma elástica del primer modo, producto de la variación de rigidez del miembro causada por la acción de las rotulas plásticas son tomados en cuenta desde el inicio del diseño, esta representación es congruente con la caracterización de la estructura: rigidez secante en la máxima respuesta.

MATERIAL	NIVEL 1	NIVEL 2	NIVEL 3
Hormigón Deformación por compresión	0.004	$\xi_c < 0.02$	$1.5 * \xi_c$
Acero de refuerzo Deformación por Tensión	0.015	$0.06 \xi_{su} < 0.05$	$0.09 \xi_{su} < 0.08$

Tabla 20: Limites de deformación del material para diferentes niveles de desempeño (Priestley 2007)

DERIVAS	NIVEL 1	NIVEL 2	NIVEL 3
Estructura sin mampostería no reforzada	0.010	0.025	No aplican limites
Estructura con mampostería no reforzada	0.005	0.025	No aplican limites

Tabla 21: Limites de derivas de piso para diferentes niveles de desempeño

El desplazamiento de diseño (coordenadas de desplazamiento generalizado) está dado por:

$$\Delta_d = \phi_P \phi_E \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i^2)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \quad (6.12)$$

Donde m_i y Δ_i son las masa y los desplazamientos de las n significantes ubicaciones de masas respectivamente y ϕ_P , ϕ_E son factores de irregularidad tanto en planta como en elevación ya definidos anteriormente. Para edificios de varias plantas, esto será normalmente para las n plantas del edificio.

Forma de Desplazamiento

Para un edificio regular de elementos, la siguiente ecuación, aunque aproximada, tendría que ser adecuada para propósitos de diseño:

$$\text{Para } n \leq 4 \text{ pisos} \quad \Delta_i = w_\theta H_i \theta_T \quad (6.13.a)$$

$$\text{Para } n > 4 \text{ pisos} \quad \Delta_i = w_\theta H_i \theta_T n > 4: \Delta_i = w_\theta H_i \theta_T \left(\frac{4H_n - H_i}{4H_n - H_1} \right) \quad (6.13.b)$$

$$w_\theta = 1.15 - 0.0034H_n \leq 1 \quad (6.14)$$

Donde H_i y H_n son las alturas que corresponden al piso i y al techo respectivamente. Y w_θ es el factor de amplificación dinámica de derivas mientras que θ_T es la deriva de diseño. La forma de desplazamiento para edificios menores o iguales a 4 pisos tiene un perfil lineal, mientras que para edificios de más de 4 pisos proviene el perfil es no lineal y la deriva máxima ocurre en el primer piso.

Uno de los principales parámetros de diseño es el desplazamiento de la estructura en donde se debe comprobar que la estructura presente deformaciones inelásticas controlables por ende la deriva máxima que la NEC-2011 propone es de $\Delta_M=2\%$ para nuestro estudio.

➤ Altura efectiva

La altura efectiva H_e define el centroíde de las fuerzas inerciales generadas por el primer modo de vibración y se la obtiene mediante la siguiente ecuación.

$$H_e = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i H_i)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \quad (6.15)$$

➤ **Masa efectiva**

De las consideraciones de la participación de masas en el primer modo inelástico de vibración, el sistema de masas efectivas para la estructura equivalente será:

$$m_e = \sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i) / \Delta_d \quad (6.16)$$

Donde Δ_d es el desplazamiento de diseño dado por la Ec. (6.11). El valor de la masa equivalente estará en el orden de más del 85% para edificios mayores a 20 pisos, y la masa restante participara en los modos superiores. Aunque las reglas de combinación modal, tales como el método de la raíz cuadrada de suma de cuadrados (SRSS) o el de la Combinación cuadrática completa (CQC) pueden indicar un importante incremento en la fuerza cortante basal sobre la forma del primer modo inelástico, hay mucho menos influencia en el momento de volteo basal de diseño. Así los efectos de los modos superiores en esta aproximación serán acomodados en la fase del diseño por capacidad antes que en la fase preliminar de diseño.

➤ **Desplazamiento de fluencia**

Se establece mediante un análisis estructural racional o con las ecuaciones, según sea una estructura aporticada y una con muros estructurales.

Desplazamiento de fluencia para edificios con pórticos

$$\Delta_y = \theta_y H_e \quad (6.17)$$

Siendo θ_y la deriva de fluencia que se estima de la siguiente manera de pendiendo del material a utilizarse:

a) Pórticos de concreto reforzado

$$\theta_y = 0.5 \varepsilon_y \frac{L_b}{h_b} \quad (6.18.a)$$

b) Pórticos de acero estructural

$$\theta_y = 0.65 \varepsilon_y \frac{L_b}{h_b} \quad (6.18.b)$$

Donde L_b es la longitud de la viga y h_b es el peralte de la misma, también interactúa la deformación unitaria del acero de refuerzo ε_y .

Desplazamiento de fluencia para edificios con muros estructurales

$$\Delta_y = \frac{\varepsilon_y}{l_w} H_e^2 \left(1 - \frac{H_e}{3H_n}\right) \quad (6.19)$$

➤ **Demanda de ductilidad**

La demanda de ductilidad μ se calcula como la razón entre el desplazamiento de diseño Δ_d y el desplazamiento de fluencia Δ_y .

$$\mu = \frac{\Delta_d}{\Delta_y} \quad (6.20)$$

➤ **Amortiguamiento Viscoso Equivalente**

El amortiguamiento equivalente depende del sistema estructural y de la ductilidad de demanda de desplazamiento, como se muestra en la figura 1. El amortiguamiento equivalente es la suma de un amortiguamiento elástico y otro histérico.

$$\xi_{\text{equiv}} = \xi_{\text{elástico}} + \xi_{\text{histéresis}} \quad (6.21)$$

Donde $\xi_{\text{histéresis}}$ depende de la regla de histéresis adoptada para la estructura a ser diseñada. Conociendo que la histéresis es la pérdida de energía de un elemento debido a sucesivas deformaciones y relajaciones, producto de la aplicación de cargas invertidas y repetidas en el rango inelástico y puede ser calculado según la ecuación de Takeda:

$$\xi_{\text{histéresis}} = 0.565 \left(\frac{\mu - 1}{\mu * \pi} \right) \quad (6.22)$$

Siendo μ la ductilidad de desplazamiento.

Luego para pórticos de hormigón armado se tiene:

$$\xi_{\text{equivalente}} = 0.05 + 0.565 \left(\frac{\mu - 1}{\mu * \pi} \right) \quad (6.23)$$

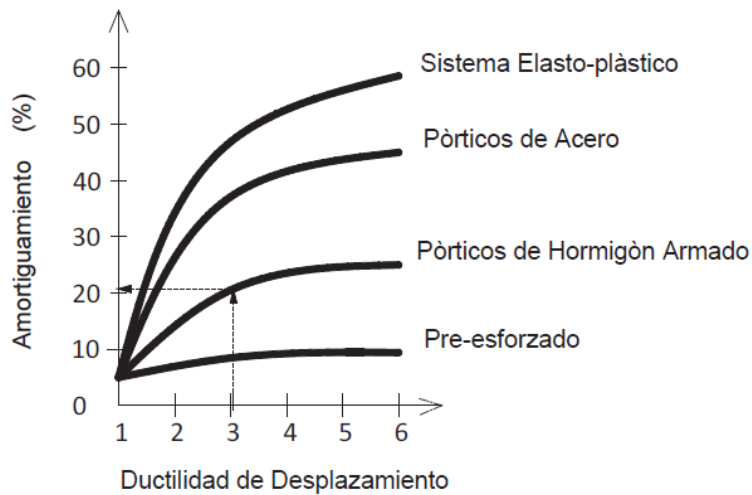


Figura 15: Amortiguamiento vs Ductilidad
(Figura 3.1.c Priestley 2007)

➤ **Factor de Reducción de Demanda Sísmica**

El factor de reducción de demanda sísmica R_{ξ} según el NEC se obtendrá de la Figura 16, en función de la demanda de ductilidad μ . El factor R_{ξ} cuantifica la reducción de las ordenadas espectrales de desplazamiento debido a la energía disipada por las estructura. Este factor ha sido derivado a partir de los modelos de amortiguamiento equivalente propuestos por Priestley (2007). Se denomina amortiguamiento equivalente al amortiguamiento viscoso que debe asignarse a un sistema elástico de un grado de libertad, con rigidez secante al desplazamiento característico, para que alcance el desplazamiento característica bajo el sismo de diseño.

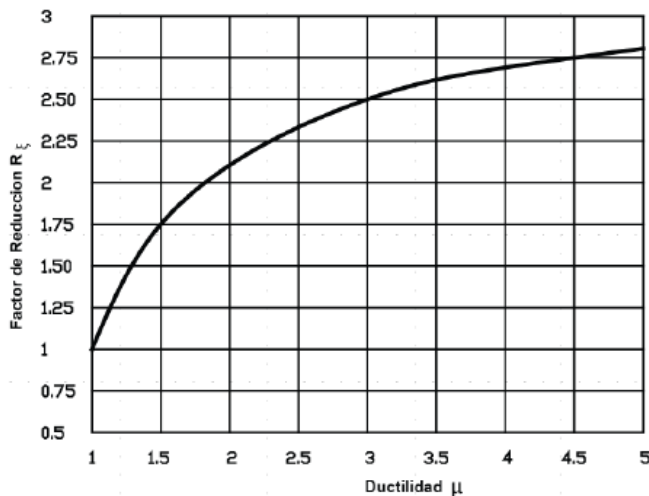


Figura 16: Factor de Reducción de la Demanda Sísmica
(Figura 2.6. NEC-2011)

➤ **Periodo efectivo**

El periodo efectivo T_{eff} que la NEC 2011 propone que se obtendrá a partir del espectro de desplazamientos proporcionados en la sección 2.5.5.2 y se calcula mediante las siguientes ecuaciones:

$$\text{Si } T_c \leq T_{eff} \leq T_L \text{ entonces } T_{eff} = \frac{\Delta_d * R_\xi}{0.38zF_d} \quad (6.24)$$

$$\text{Si } T_{eff} > T_L \text{ entonces } T_{eff} = T_L \quad (6.25)$$

Donde Z es el factor de zona sísmica y F_d es el tipo de suelo y Δ_d es la capacidad de desplazamiento.

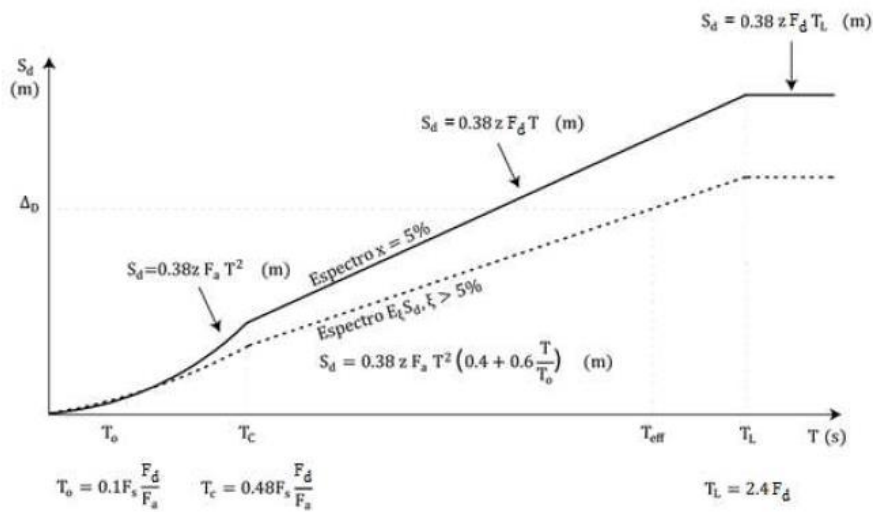


Figura 17: Periodo efectivo de sistema equivalente de un grado de libertad (Figura 2.7. NEC-2011)

➤ **Rigidez efectiva**

Con el desplazamiento en la máxima respuesta determinado, y con el amortiguamiento estimado desde la ductilidad de demanda esperada, el periodo efectivo T_e en el máximo desplazamiento de respuesta medido en la altura efectiva h_e puede ser leído en el set de espectros de desplazamientos para diferentes niveles de amortiguamiento como se observa en la Figura 18. La rigidez efectiva K_e del sistema equivalente SDOF en el máximo desplazamiento está dado por:

$$K_e = \frac{4\pi^2 * m_e}{T_e^2} \quad (6.26)$$

Donde m_e es la masa efectiva de la estructura participando en el modo fundamental de vibración.

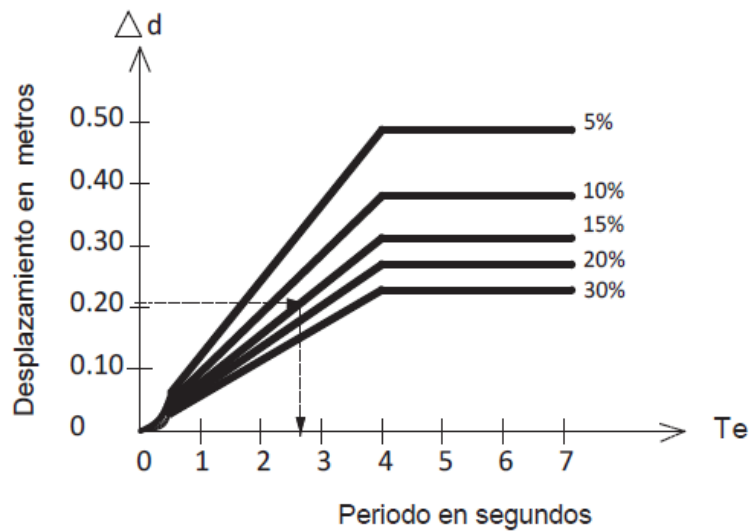


Figura 18: Espectro de desplazamiento de diseño (Figura3.1. Priestley 2007)

➤ **Cortante basal de diseño**

El cortante basal de diseño V_{DDBD} según el método DDBD, se determina a partir del desplazamiento de diseño y la rigidez efectiva mediante:

$$V_{DDBD} = K_{eff} \Delta_d \quad (6.27)$$

El cortante basal debe calcularse para las dos direcciones principales de la estructura. La aplicación del DDBD es independiente del nivel de peligro sísmico o el criterio de desempeño utilizado. Si un edificio se diseña para derivas menores a las especificadas en la NEC-2011 en la sección 2.8.3, DDBD indicara que el edificio requiere mayor resistencia lateral y, por tanto, mayor rigidez.

6.6.6 Distribución de la Fuerza de Cortante Basal

Los principios resumidos en la sección previa permiten que el cortante basal de diseño pueda ser establecido para un sistema de múltiples grados de libertad MDOF. Estas fuerzas de cortante basal pueden ser distribuidas como fuerzas de diseño para varias masas discretizadas de la estructura, con el propósito que el momento de diseño para las potenciales rotulas plásticas puedan ser estabilizadas. Asumiendo la respuesta sinusoidal esencialmente en la respuesta pico, el cortante basal puede ser distribuido en proporción a las masas y desplazamientos en las ubicaciones de las masas discretizadas. Así la fuerza de diseño de la masa i es:

Pisos 1 a n-1:

$$F_i = kV_{\text{Basal}}(m_i\Delta_i) / \sum_{i=1}^n (m_i\Delta_i) \quad (6.28.a)$$

Techo (Pisos n):

$$F_n = (1 - k)V_{\text{Base}} + kV_{\text{Basal}}(m_n\Delta_n) / \sum_{i=1}^n (m_i\Delta_i) \quad (6.28.b)$$

La NEC-2011 define el valor de $k=0.90$ para edificaciones aporticadas y para otras estructuras un valor de $k=1.0$.

Siendo F_i la fuerza en el nivel i . se observa que la ecuación anterior no está afectada por la influencia de los modos superiores.

6.6.7 Análisis de la Estructura Bajo Fuerzas Laterales de Diseño

El análisis de estructuras bajo el vector de fuerzas laterales representado por la Ecuación (6.29) para determinar el momento de diseño y las ubicaciones de las rotulas plásticas potenciales es analíticamente correcto, pero no obstante necesita algunas consideraciones conceptuales. Con el propósito de ser compatible con los conceptos de la estructura equivalente que constituye la base de DDBD, las rigideces de los elementos deben ser representativas de las rigideces secantes efectivas para la respuesta de desplazamiento de diseño.

Para elementos de hormigón armado y edificios de sistemas duales (muros y pórticos), se necesita mayor cuidado. Con el diseño de elementos viga débil/columna fuerte, las vigas estarán sujetas a la acción inelástica, y la rigidez apropiada para las vigas será:

$$E_c I_{be} = E_c * I_{cr} / \mu_b \quad (6.29)$$

Donde $E_c I_{cr}$ es la rigidez agrietada, y μ_b es la demanda de ductilidad de desplazamiento esperado en la viga. Los análisis tienen que mostrar que las fuerzas de los elementos no son particularmente sensibles al nivel de rigidez asumido, y así es aceptable asumir que la ductilidad de diseño de los elementos.

6.7 METODOLOGÍA MODELO OPERATIVO

La metodología del estudio del comportamiento sísmico de una estructura de hormigón armado es en análisis comparativo entre tres estructuras con varios niveles en elevación; además estará respaldado por cada uno de los códigos que rigen en nuestro medio como son el CEC-2002, ACI 318S-11 y por ultimo por la NEC-2011 para su respectivo desarrollo.

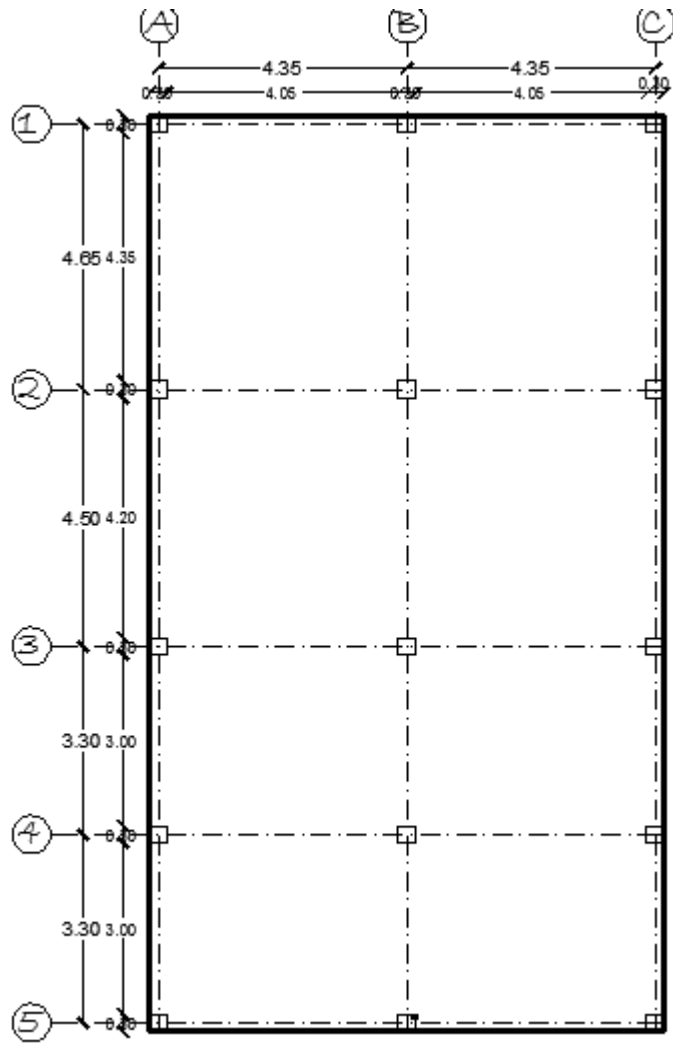
6.7.1 EDIFICIO DE TRES PISOS DISEÑADOS MEDIANTE EL MÉTODO DE DISEÑO DIRECTO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS (DDBD)

6.7.1.1 Prediseño de Elementos Estructurales

Debemos mencionar las características de los materiales para nuestro edificio y luego proceder con los cálculos correspondientes:

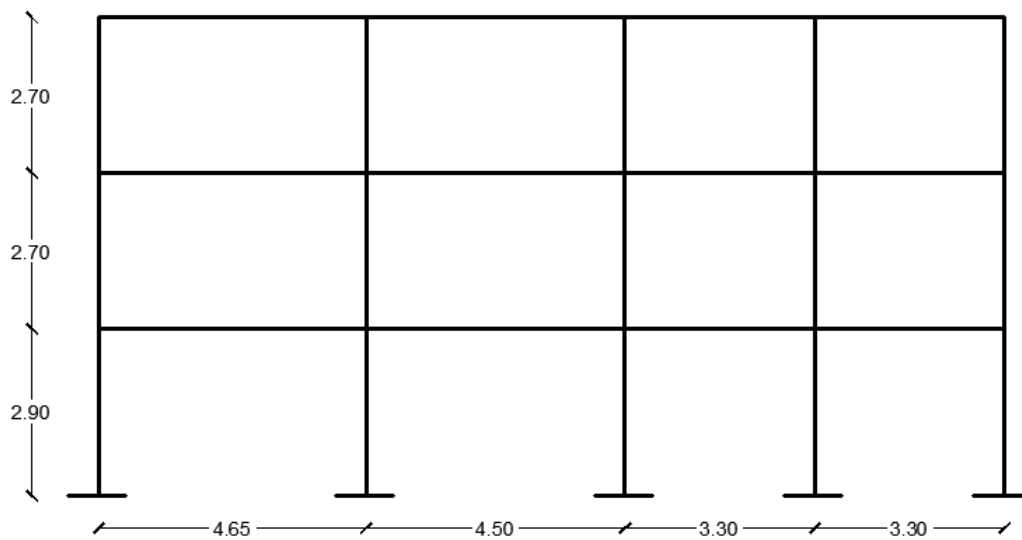
- 1.- Esfuerzo unitario de compresión del hormigón a los 28 días de edad $f'_c = 240 \text{ Kg/cm}^2$
- 2.- Esfuerzo unitario de fluencia del acero $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
- 3.- Peso específico del hormigón armado $\gamma_{HA} = w_c = 2400 \text{ Kg/cm}^3$
- 4.- Modulo de Poisson $\mu = 0.15 - 0.20$
- 5.- Modulo de elasticidad del acero $E_s = 210000 \text{ Mpa} = 210000 \text{ Kg/cm}^2$
- 6.- Modulo de elasticidad del concreto $E_c = w_c^{1.5} 0.14 \sqrt{f'_c} = 255006.07 \text{ Kg/cm}^2$

Para efectuar el Prediseño de los elementos estructurales a continuación presentamos la composición de la estructura en estudio tanto en planta como en elevación.



PLANTA DEL EDIFICIO

ESC.: 1:100



EDIFICIO EN ELEVACIÓN

ESC.: 1:100

6.7.1.1 Prediseño de Losa

Para efectuar el Prediseño de nuestra losa adoptaremos para efectos de estudios el tablero que se encuentra ubicado entre los ejes (1-2) y (B-C), siendo el tablero más crítico de nuestro edificio. Para los cálculos se tomara en cuenta las ecuaciones del ACI 318S-11 descritas en el numeral 6.6.1.1 de nuestro trabajo investigativo.

Lado Mayor Tablero: 4.50 m

Lado Menor Tablero: 4.35 m

l_n = Luz libre medida entre caras de los apoyos. = 4.50m = 450cm

β = Relación de Lado Mayor de losa entre lado menor de la losa.

$$\beta = \frac{\text{Claro Largo}}{\text{Claro Corto}} = \frac{4.50}{4.35} = 1.03$$

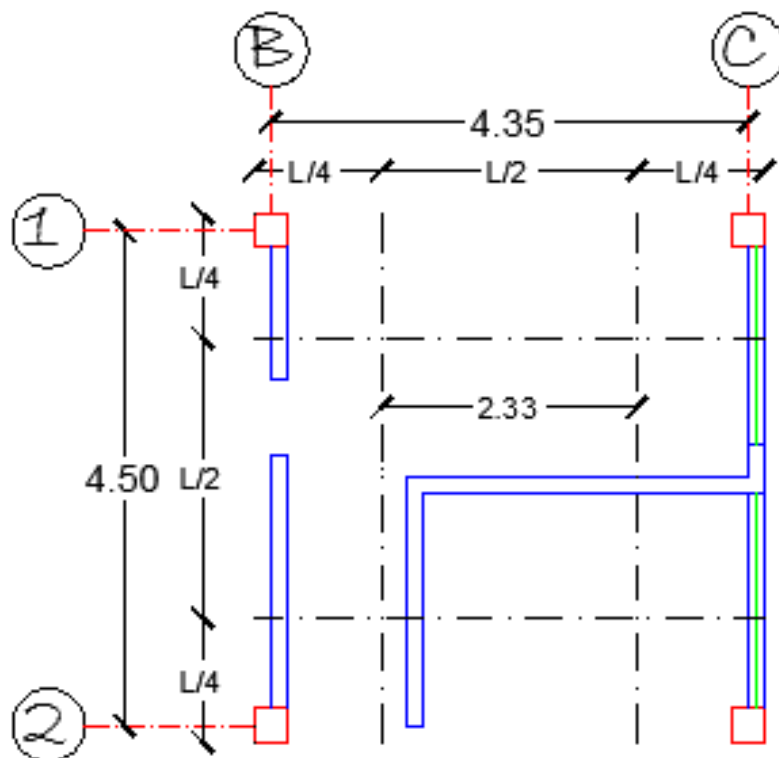


Figura 19: Tablero más crítico

$$h = \frac{l_n(0.8 + \frac{f_y}{1400})}{36 + 9\beta} \quad (6.2)$$

$$h = \frac{450 \left[(0.8 + \frac{4200}{14000}) \right]}{36 + 9 * 1.03}$$

$$h = 10.92 \text{ cm}$$

De la tabla (9.5.c) proporcionada por el código ACI 318S-11 tenemos otra forma de saber la altura de o peralte de la losa. , que es de la siguiente forma:

$$h = \frac{l_n}{33} = \frac{450}{33} = 13.64 \text{ cm} \cong 15 \text{ cm}$$

De los cálculos efectuados nuestro peralte de losa es de 15cm.

6.7.1.2 Diseño de la losa

6.7.1.2.1 Cuantificación de cargas

Datos:

$$W_{\text{Peso bloque}} = 7.00 \text{ Kg/u}$$

$$\gamma_{\text{Acabados}} = 1200 \text{ Kg/m}^3$$

$$\gamma_{\text{Alisado}} = 1900 \text{ Kg/u}$$

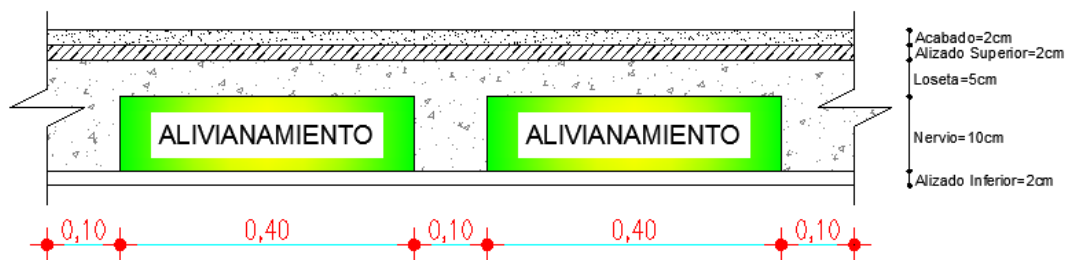


Figura 20: Corte Losa Tipo

Carga muerta (CM):

Peso propio = Altura*Ancho*Largo*P.Específico	= P/m²
Peso propio loseta = 0.05m*1.00m*1.00m*2400Kg/m ³	= 120.00 Kg
Peso propio nervios = 0.1m*0.10m*3.60m*2400Kg/m ³	= 86.40 Kg
Peso propio Alivianamientos = 8u*7Kg/u	= 56.00 Kg
Peso propio Alisado = 0.04m*1m*1m*1900Kg/m ³	= 76 Kg
Peso propio Acabado = 0.02m*1m*1m*1200Kg/m ³	= 24 Kg
Peso Total Carga Muerta (CM)	= 362.40Kg/m²

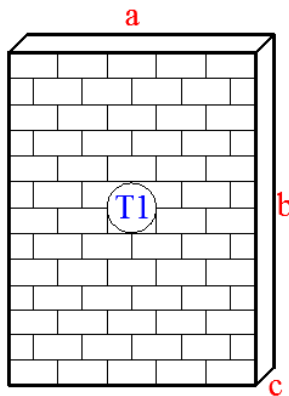
Carga viva (L):

$$L=200 \text{ Kg/m}^2 \quad (\text{Para viviendas multifamiliares}) \quad \text{NEC-2011}$$

Carga muerta de pared (CM_{Pared}):

Los tipos de pared a considerarse están en función de la magnitud del proyecto, la carga muerta de pared se cuantifica por cada metro lineal.

Pared Tipo 1

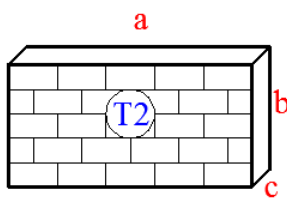


$$a=1.00\text{m} \quad b=2.70\text{m} \quad c=0.15\text{m}$$

$$\gamma_{\text{mampostería}} = 1600 \text{Kg/m}^3$$

$$\begin{aligned} PP1 &= a*b*c* \gamma_{\text{mampostería}} \\ PP1 &= 1.00*2.70*0.15*1600 \\ \mathbf{PP1} &= \mathbf{648 \text{ Kg/m}} \end{aligned}$$

Pared Tipo 2

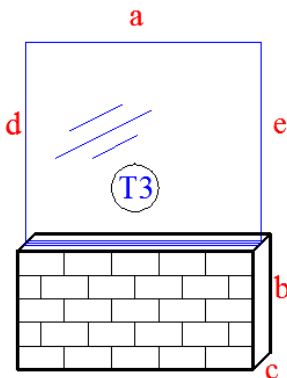


$$a=1.00\text{m} \quad b=1.00\text{m} \quad c=0.15\text{m}$$

$$\gamma_{\text{mampostería}} = 1600 \text{Kg/m}^3$$

$$\begin{aligned} PP2 &= a*b*c* \gamma_{\text{mampostería}} \\ PP2 &= 1.00*1.0*0.15*1600 \\ \mathbf{PP2} &= \mathbf{240 \text{ Kg/m}} \end{aligned}$$

Pared Tipo 3



$$a=1.00\text{m} \quad b=0.90\text{m} \quad c=0.15\text{m} \quad d=1.80\text{m}$$

$$e=0.06\text{m}$$

$$\gamma_{\text{mampostería}} = 1600 \text{Kg/m}^3 \quad \gamma_{\text{vidrio}} = 2500 \text{Kg/m}^3$$

$$\begin{aligned} PP3 &= a*b*c* \gamma_{\text{mampostería}} + a*d*e* \gamma_{\text{vidrio}} \\ PP3 &= 1*0.9*0.15*1600 + 1.0*1.8*0.006*2500 \\ \mathbf{PP3} &= \mathbf{486 \text{ Kg/m}} \end{aligned}$$

$$CM_{\text{Pared}} = \frac{\text{Peso Pared} * \text{Long. Pared}}{\text{Area Tablero}} = \frac{648.00 \text{Kg/m} * 3.30\text{m}}{4.35\text{m} * 4.50\text{m}}$$

$$CM_{\text{Pared}} = \mathbf{109.24 \text{ Kg/m}^2}$$

6.7.1.2.2 Aplicación del Método de Marcus

CARGAS DE DISEÑO:

$$CM = 362.40 \text{ Kg/m}^2$$

$$CM_{\text{pared}} = 109.24 \text{ Kg/m}^2$$

$$D = CM + CM_{\text{pared}}$$

$$D = 362.40 + 109.24 = 471.64 \text{ Kg/m}^2 \cong 472.00 \text{ Kg/m}^2$$

$$L = 200 \text{ Kg/m}^2$$

$$U = 1.2D + 1.6L \quad (\text{Ecuación 9.2 del ACI 318S-11})$$

$$U = 1.2(472.00 \text{ Kg/m}^2) + 1.6(200.00 \text{ Kg/m}^2)$$

$$U = 886.40 \text{ Kg/m}^2$$

Para proceder a aplicar el método de Marcus para el diseño del nuestro tablero crítico que se encuentra ubicado en los ejes (1-2) y (B-C), debemos verificar cuál de las tablas propuestas nos sirve de acuerdo a nuestro modelo matemático que es dos bordes mayores y uno menor empotrados.

$$l_x = 4.35 \text{ m}$$

$$l_y = 4.50 \text{ m}$$

$$\varepsilon = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4.35 \text{ m}}{4.50 \text{ m}} = 0.97 \cong 1.00 \quad (6.30)$$

$$K = U * l_x * l_y = 886.40 \text{ Kg/m}^2 * 4.35 \text{ m} * 4.50 \text{ m} = 17351.28 \text{ Kg} \quad (6.31)$$

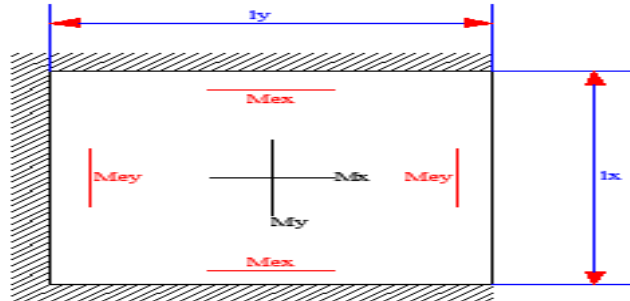


Figura 21: Modelo Matemático (Tabla 5a Marcus)

$\varepsilon =$	1	1.05	1.1	1.15	1.20	1.25	1.30	1.35	1.40	1.45	1.50	1.55	1.60
m_x	44.2	43.3	42.7	42.4	42.3	42.4	42.6	43	43.5	44	44.6	45.2	45.9
m_y	50.5	54.6	59.3	64.5	70.3	76.5	83.3	90.8	98.6	107	117	126	137
m_{ex}	18	17.8	17.7	17.8	17.9	18.1	18.3	18.6	19	19.4	19.8	20.2	20.6
m_{ey}	24	25.2	26.4	27.6	28.8	30	31.2	32.4	33.6	34.8	36	37.2	38.4
Δ_x	0.61	0.65	0.70	0.75	0.61	0.87	0.93	0.99	1.04	1.09	1.14	1.19	1.24
Δ_y	0.84	0.90	0.96	1.02	1.09	1.16	1.22	1.29	1.36	1.45	1.49	1.55	1.60

Tabla 6.15 Valores numéricos (Tabla 5a Marcus)

Momentos con vértices sin distorsión

$$M_x = \frac{K}{m_x} = \frac{17351.28 \text{ Kg}}{44.2} = 392.56 \text{ Kg} - \text{m} \quad (6.31.a)$$

$$M_y = \frac{K}{m_y} = \frac{17351.28\text{Kg}}{50.5} = 343.59 \text{ Kg} - \text{m} \quad (6.31.b)$$

$$M_{ex} = \frac{-K}{m_{ex}} = \frac{-17351.28\text{Kg}}{18} = -963.96 \text{ Kg} - \text{m} \quad (6.32.a)$$

$$M_{ey} = \frac{-K}{m_{ey}} = \frac{-17351.28\text{Kg}}{24} = -722.97 \text{ Kg} - \text{m} \quad (6.32.b)$$

Momentos máximos y mínimos

$$P = 1.6L = 1.6*200\text{Kg/m}^2 = 320 \text{ Kg/m}^2 \quad (6.33)$$

$$M_{X \max} = M_x(1 + (P/2U)\Delta_x) \quad (6.34.a)$$

$$M_{X \max} = 392.56 \left(1 + \left(\frac{320}{2 * 886.40} \right) 0.61 \right) = 435.79 \text{ Kg} - \text{m}$$

$$M_{Y \max} = M_y(1 + (P/2U)\Delta_y) \quad (6.34.b)$$

$$M_{Y \max} = 343.59 \left(1 + \left(\frac{320}{2 * 886.40} \right) 0.84 \right) = 395.69 \text{ Kg} - \text{m}$$

$$M_{X \min} = M_x(1 - (P/2U) * (2 + \Delta_x)) \quad (6.35.a)$$

$$M_{X \min} = 392.56 \left(1 - \left(\frac{320}{2 * 886.40} \right) * (2 + 0.61) \right) = 207.62 \text{ Kg} - \text{m}$$

$$M_{Y \min} = M_y(1 - (P/2U) * (2 + \Delta_y)) \quad (6.35.b)$$

$$M_{Y \min} = 343.59 \left(1 - \left(\frac{320}{2 * 886.40} \right) * (2 + 0.84) \right) = 167.45 \text{ Kg} - \text{m}$$

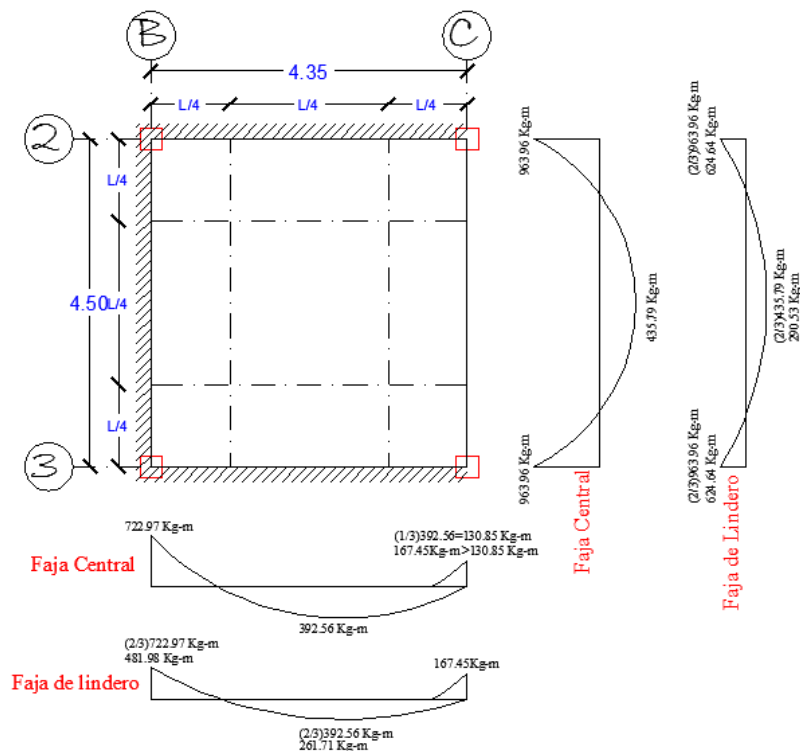


Figura 22: Diagrama de Momentos

Chequeo a Flexión

$$M_u = 963.96 \text{ Kg-m}$$

$$r = 2.5 \text{ cm}$$

$$B = 15 \text{ cm}$$

$$d = 12.5 \text{ cm}$$

$$R_u = 44.611 \text{ Tabla}$$

$$d_b = \sqrt{\frac{M_u}{R_u * B}} \quad (6.36)$$

$$d_b = \sqrt{\frac{963.96 * 100}{44.61 * 15}}$$

$$d_b = 12 \text{ cm}$$

$$b = d_b + r$$

$$H_b = 12 + 2.5$$

$$H_b = 14.5 \text{ cm}$$

$$(6.37)$$

$$H_b < H$$

$$14.5 \text{ cm} < 15.00 \text{ cm} \text{ (OK)}$$

Chequeo a Corte

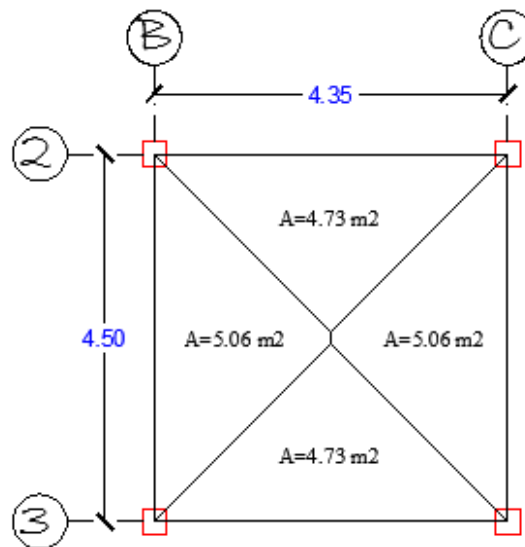


Figura 23: Áreas tributarias

$$V_u = U \frac{A}{l} \quad (6.38)$$

$$V_u = 886.4 \frac{5.06}{4.50} = 996.71 \text{ Kg}$$

$$v_u = \frac{V_u}{\phi * b * d} \quad (6.39)$$

$$v_u = \frac{996.71}{0.85 * 15 * 12.5} = 6.25 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_{admi} = 0.53 \sqrt{f'c} \quad (6.40)$$

$$v_{admi} = 0.53 \sqrt{240} = 8.21 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_u < v_{admi}$$

$$6.25 \text{ Kg/cm}^2 < 8.21 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (OK)}$$

Áreas de acero de refuerzo

$$\phi = 0.90$$

$$j_u = 0.90$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi * f_y * j_u * d} \quad (6.41)$$

Fajas	Momentos de Diseño	Áreas de acero
Faja Central en el sentido (y)	$M_{(+)} = 392.56 \text{ Kg-m}$	$A_{s_{y(+)}} = 0.92 \text{ cm}^2$
	$M_{(-)} = 722.92 \text{ Kg-m}$	$A_{s_{y(-)}} = 1.70 \text{ cm}^2$
Faja de Lindero en el sentido (y)	$M_{(+)} = 261.71 \text{ Kg-m}$	$A_{s_{y(+)}} = 0.61 \text{ cm}^2$
	$M_{(-)} = 167.45 \text{ Kg-m}$	$A_{s_{y(-)}} = 0.39 \text{ cm}^2$
Faja Central en el sentido (x)	$M_{(+)} = 435.79 \text{ Kg-m}$	$A_{s_{x(+)}} = 1.02 \text{ cm}^2$
	$M_{(-)} = 963.96 \text{ Kg-m}$	$A_{s_{x(-)}} = 2.26 \text{ cm}^2$
Faja de Lindero en el sentido (x)	$M_{(+)} = 290.53 \text{ Kg-m}$	$A_{s_{x(+)}} = 0.68 \text{ cm}^2$
	$M_{(-)} = 624.64 \text{ Kg-m}$	$A_{s_{x(-)}} = 1.47 \text{ cm}^2$

Tabla 22: Áreas de Acero de Refuerzo

6.7.1.3 Prediseño de Columnas

Se deben establecer las dimensiones de los elementos en las secciones críticas y para ello el código ACI 318S-11 nos dice que:

21.6.1.1 La dimensión menor de la sección transversal, medida en una línea recta que pasa a través del centroíde geométrico, no debe ser menor de 300mm.

21.6.1.2 La relación entre la dimensión menor de la sección transversal y la dimensión perpendicular no de ser menor que 0.40.

Columnas interiores: (B2), (B3), (B4).

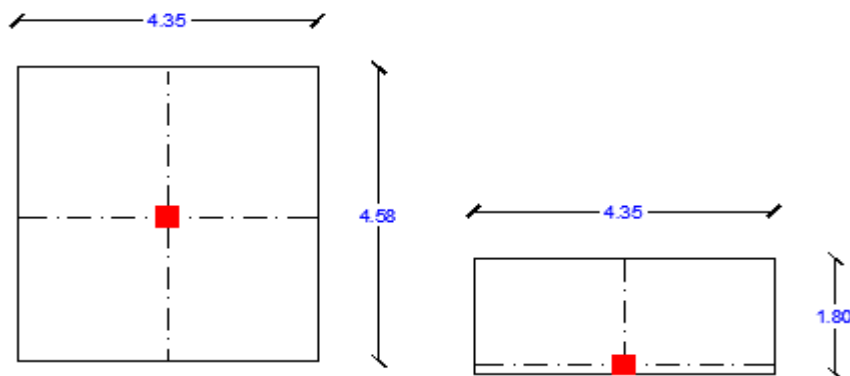


Figura 24: Áreas Cooperantes Columnas Interiores

$$U = 1.2D + 1.6L \quad (\text{Ecuación 9.2 del ACI 318S-11})$$

$$U = 1.2(363.00\text{Kg/m}^2) + 1.6(200.00\text{Kg/m}^2)$$

$$U = 755.60 \text{ Kg/m}^2$$

$$P_u = U * \text{Area Tributaria} * N^\circ. \text{ Pisos} \quad (6.42)$$

$$P_u = 755.60 \text{ Kg/m}^2 * 19.92\text{m}^2 * 3$$

$$P_u = 45161.46 \text{ Kg}$$

Para efectuar el pre-dimensionamiento utilizaremos la siguiente formula empírica siendo A la sección de la columna:

$$A = \frac{P_u}{0.3f_c} \quad (6.43)$$

$$A = \frac{45161.46 \text{ Kg}}{0.3(240 \text{ Kg/cm}^2)}$$

$$A = 627.24 \text{ cm}^2$$

Asumiendo un b=25cm, lo mínimo que exige el ACI 318S-11, y por ende sería:

$$h_{cal} = \frac{A}{b} \quad (6.44)$$

$$h_{cal} = \frac{627.24 \text{ cm}^2}{25 \text{ cm}}$$

$$h_{cal} = 25.09 \text{ cm} \cong 30 \text{ cm}$$

Entonces una vez realizado los cálculos se tiene las siguientes medidas de nuestras columnas interiores desde el nivel de fundación hasta el nivel de cubierta es de:

$$b = 30\text{cm}$$

$$H = 30\text{cm}$$

Columnas exteriores: (B1), (B5).

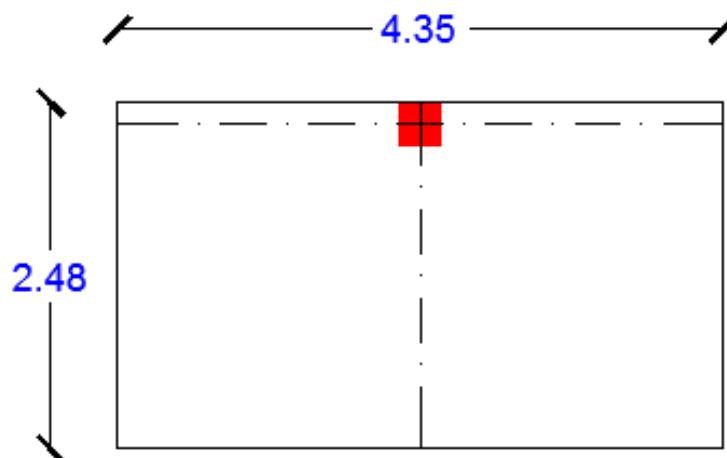


Figura 25: Áreas Cooperantes Columnas Exteriores

$$U = 1.2D + 1.6L \quad (\text{Ecuación 9.2 del ACI 318S-11})$$

$$U = 1.2(363.00\text{Kg/m}^2) + 1.6(200.00\text{Kg/m}^2)$$

$$U = 755.60 \text{ Kg/m}^2$$

$$P_u = U * \text{Area Tributaria} * N^\circ. \text{ Pisos} \quad (6.42)$$

$$P_u = 755.60 \text{ Kg/m}^2 * 10.67\text{m}^2 * 3$$

$$P_u = 24189.93 \text{ Kg}$$

Para efectuar el pre-dimensionamiento utilizaremos la siguiente formula empírica siendo A la sección de la columna:

$$A = \frac{P_u}{0.3f_c} \quad (6.43)$$

$$A = \frac{24189.93 \text{ Kg}}{0.3(240 \text{ Kg/cm}^2)}$$

$$A = 335.97 \text{ cm}^2$$

Asumiendo un b=25cm, lo mínimo que exige el ACI 318S-11, y por ende sería:

$$h_{cal} = \frac{A}{b} \quad (6.44)$$

$$h_{cal} = \frac{335.97 \text{ cm}^2}{25 \text{ cm}}$$

$$h_{cal} = 13.44 \text{ cm} \cong 20 \text{ cm}$$

Entonces una vez realizado los cálculos se tiene las siguientes medidas de nuestras columnas interiores desde el nivel de fundación hasta el nivel de cubierta es de:

$$b = 30\text{cm}$$

$$H = 30\text{cm}$$

6.7.1.4 Prediseño de Vigas

Es conveniente contar con la planta de la edificación en donde se visualice el mosaico de cargas para después determinar el pórtico que vamos a predimensionar.

Consideramos que la carga que actúa sobre la losa se reparte hacia los pórticos a 45°, debido a esto, existen dos tipos de cargas que actúan sobre las vigas de un pórtico plano: carga triangular para luz corta y carga trapezoidal para la luz larga, como se indica en la figura 26.

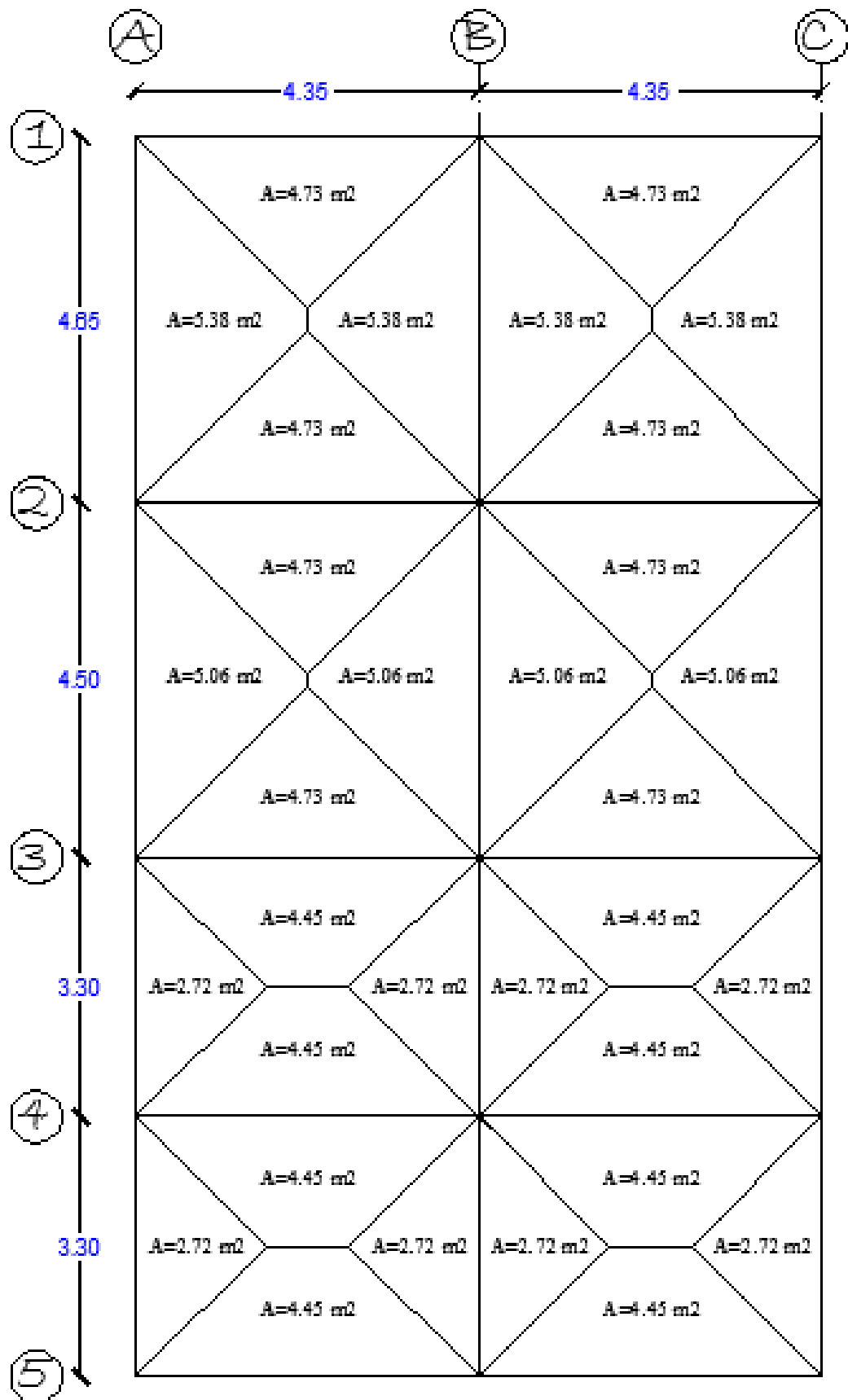
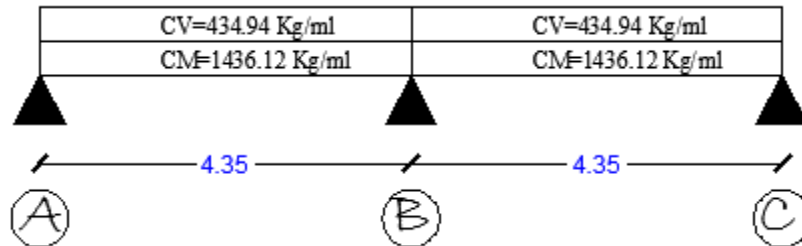


Figura 26: Mosaico de Cargas y Áreas

Procedemos a realizar el Prediseño de las vigas tanto en el sentido X-X como en el sentido Y-Y donde escogeremos la viga que soporta mayor carga.

Prediseño sentido X-X

Viga Eje 2 Nv+2.90



Tramo A-B

$$P_{CM} = \frac{\text{Área} \cdot CM}{L} \tag{6.45}$$

$$P_{CM} = \frac{(4.73+4.73) \cdot 362.4}{4.35} = 788.12 \text{ Kg/ml}$$

$$PP = 648 \text{ Kg/ml}$$

$$P_{CV} = \frac{(4.73+4.73) \cdot 200}{4.35} = 434.94 \text{ Kg/ml}$$

Tramo B-C

$$P_{CM} = \frac{(4.73+4.73) \cdot 362.4}{4.35} = 788.12 \text{ Kg/ml}$$

$$PP = 648 \text{ Kg/ml}$$

$$P_{CV} = \frac{(4.73+4.73) \cdot 200}{4.35} = 434.94 \text{ Kg/ml}$$

Una vez determinados los pesos de carga muerta y viva procedemos a calcular el momento flector por carga vertical.

$$M_F = \frac{q_u \cdot L^2}{12} \tag{6.46.a}$$

$$q_u = 1.2CM + 1.6CV$$

$$q_u = 1.2 \cdot 1436.12 + 1.6 \cdot 434.94 = 2419.25 \text{ Kg/ml}$$

$$M_F = \frac{2419.25 \cdot 4.35^2}{12} = 3814.85 \text{ Kg} - \text{m}$$

$$M_{\text{sismo}} = f \cdot M_F \tag{6.46.b}$$

$$M_{\text{sismo}} = 1.5 \cdot 3814.85 = 5722.28 \text{ Kg} - \text{m}$$

$$M_u = M_F + M_{\text{sismo}} \tag{6.46.c}$$

$$M_u = 3814.85 + 5722.28 = 9537.13 \text{ Kg} - \text{m}$$

$$b_{\text{Asum}} = 25 \text{ cm}$$

$$d_b = \sqrt{\frac{M_u}{\phi R_{ub}}} \quad (6.46.d)$$

$$d_b = \sqrt{\frac{9537.13 \cdot 100}{0.9 \cdot 44.61 \cdot 25}} = 33.77 \text{ cm}$$

$$h = d + r$$

$$h = 30.82 + 2.5 = 33.32 \text{ cm}$$

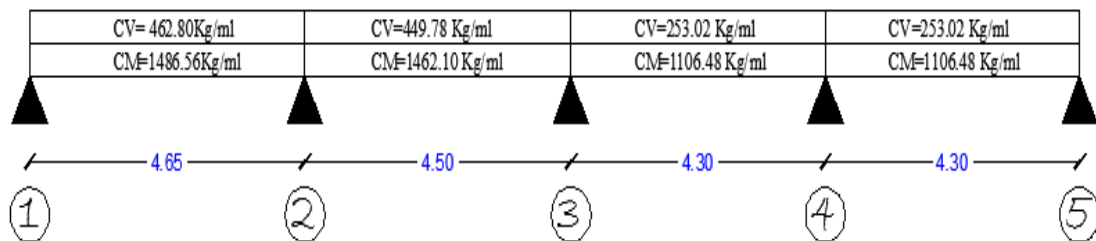
Entonces una vez realizado los cálculos se tiene las siguientes medidas de la viga Eje 2 que son las siguientes.

$$b = 25 \text{ cm}$$

$$h = 35 \text{ cm}$$

Prediseño sentido Y-Y

Viga Eje B Nv+2.90



Tramo 1-2

$$P_{CM} = \frac{\text{Área} \cdot CM}{L} \quad (6.45)$$

$$P_{CM} = \frac{(5.38+5.38) \cdot 362.4}{4.65} = 838.56 \text{ Kg/ml}$$

$$PP = 648 \text{ Kg/ml}$$

$$P_{CV} = \frac{(5.38+5.38) \cdot 200}{4.65} = 462.80 \text{ Kg/ml}$$

Tramo 2-3

$$P_{CM} = \frac{(5.06+5.06) \cdot 362.4}{4.50} = 815.00 \text{ Kg/ml}$$

$$PP = 648 \text{ Kg/ml}$$

$$P_{CV} = \frac{(5.06+5.06) \cdot 200}{4.50} = 449.78 \text{ Kg/ml}$$

Tramo 3-4

$$P_{CM} = \frac{(2.72+2.72) \cdot 362.4}{4.30} = 458.48 \text{ Kg/ml}$$

$$PP = 648 \text{ Kg/ml}$$

$$P_{CV} = \frac{(2.72+2.72)*200}{4.30} = 253.02 \text{ Kg/ml}$$

Tramo 4-5

$$P_{CM} = \frac{(2.72+2.72)*362.4}{4.30} = 458.48 \text{ Kg/ml}$$

$$PP = 648 \text{ Kg/ml}$$

$$P_{CV} = \frac{(2.72+2.72)*200}{4.30} = 253.02 \text{ Kg/ml}$$

Una vez determinados los pesos de carga muerta y viva procedemos a calcular el momento flector por carga vertical.

$$M_F = \frac{q_u * L^2}{10} \quad (6.46.a)$$

$$q_u = 1.2CM + 1.6CV$$

$$q_u = 1.2 * 1486.56 + 1.6 * 462.80 = 2524.35 \text{ Kg/ml}$$

$$M_F = \frac{2524.35 * 4.65^2}{10} = 5458.28 \text{ Kg - m}$$

$$M_{sismo} = f * M_F \quad (6.46.b)$$

$$M_{sismo} = 1.5 * 5458.28 = 8187.42 \text{ Kg - m}$$

$$M_u = M_F + M_{sismo} \quad (6.46.c)$$

$$M_u = 5458.28 + 8187.42 = 13645.70 \text{ Kg - m}$$

$$b_{Asum} = 30 \text{ cm}$$

$$d_b = \sqrt{\frac{M_u}{\phi R_{ub}}} \quad (6.46.d)$$

$$d_b = \sqrt{\frac{13645.70 * 100}{0.9 * 44.61 * 30}} = 33.65 \text{ cm}$$

$$h = d + r$$

$$h = 33.65 + 2.5 = 36.15 \text{ cm}$$

Entonces una vez realizado los cálculos se tiene las siguientes medidas de la viga Eje 2 que son las siguientes.

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$h = 35 \text{ cm}$$

6.7.1.5 Diseño Directo Basado en Desplazamientos (DDBD)

La ingeniería sísmica está buscando que las edificaciones se comporten de manera apropiada durante los eventos sísmicos que pudieran presentarse durante su vida útil y para ello a conforme al avance de desarrollo de conocimiento sísmico de las estructuras los métodos de análisis han desarrollado también y para ello se han desarrollado una infinidad de métodos de cálculo uno de ellos es el método de diseño directo basado en desplazamientos (DDBD) propuesto por Priestley.

6.7.1.5.1 Cálculo del Espectro de Desplazamientos

Las características principales del edificio en estudio es muy importante recalcar para proceder a la obtención del espectro de desplazamientos:

Uso del Edificio: Vivienda

Importancia: Normal

Ubicación: Ambato

Objetivo de diseño: Control de Daños

Sismo de Diseño: Probabilidad de excedencia en 50 años

Una vez obtenido las características del edificio la NEC-2011 nos dice que utilizemos algunos factores de sitio para elaborar el espectro de desplazamientos.

Zona sísmica V y el valor del factor $Z=0.40$ g.

El perfil del suelo es un tipo C.

Factores de Sitio $F_a=1.20$, $F_d=1.30$, $F_s=1.30$

Importancia de la estructura $I=1.00$

Configuración estructural en planta $\phi_p=1.00$

Configuración estructural en elevación $\phi_E=1.00$

Coefficiente de reducción de respuesta estructural $R=6$

Determinación de los periodos Límites

$$T_C = 0.55F_S \left(\frac{F_d}{F_a} \right) \quad (6.9)$$

$$T_C = 0.55 * 1.3 \left(\frac{1.3}{1.2} \right) = 0.77 \text{ seg}$$

$$T_L = 2.4F_d \quad (6.10)$$

$$T_L = 2.4 * 1.33.12 \text{ seg}$$

$$T_0 = 0.10F_S \left(\frac{F_d}{F_a} \right) \quad (6.11)$$

$$T_0 = 0.10 * 1.30 \left(\frac{1.30}{1.20} \right) = 0.14 \text{ seg}$$

Espectro elástico

Para proceder con el cálculo del espectro elástico de desplazamientos utilizaremos las siguientes formulas:

$$S_d = 0.38ZF_a T^2 \left(0.4 + 0.6 \frac{T}{T_0} \right) \quad \text{para } 0 \leq T \leq T_0 \quad (6.5)$$

$$S_d = 0.38ZF_a T^2 \quad \text{para } T_0 < T \leq T_C \quad (6.6)$$

$$S_d = 0.38ZF_d T \quad \text{para } T_C < T \leq T_L \quad (6.7)$$

$$S_d = 0.38ZF_d T_L \quad \text{para } T > T_L \quad (6.8)$$

T (seg)	Sd (m)
0,00	0,000
0,03	0,000
0,06	0,000
0,08	0,001
0,11	0,002
0,14	0,004
0,24	0,011
0,34	0,021
0,44	0,035
0,54	0,053
0,64	0,075
0,74	0,100
0,77	0,109
0,87	0,173
0,97	0,193
1,07	0,212
1,17	0,232
1,27	0,252
1,37	0,272
1,47	0,291
1,57	0,311
1,67	0,331
1,77	0,351
1,87	0,370
1,97	0,390
2,07	0,410
2,17	0,430
2,27	0,449
2,37	0,469
2,47	0,489
2,57	0,509
2,67	0,528
2,77	0,548
2,87	0,568
3,12	0,617
3,22	0,617
3,32	0,617
3,42	0,617
3,52	0,617
3,62	0,617
3,72	0,617
3,82	0,617
3,92	0,617
4,00	0,617

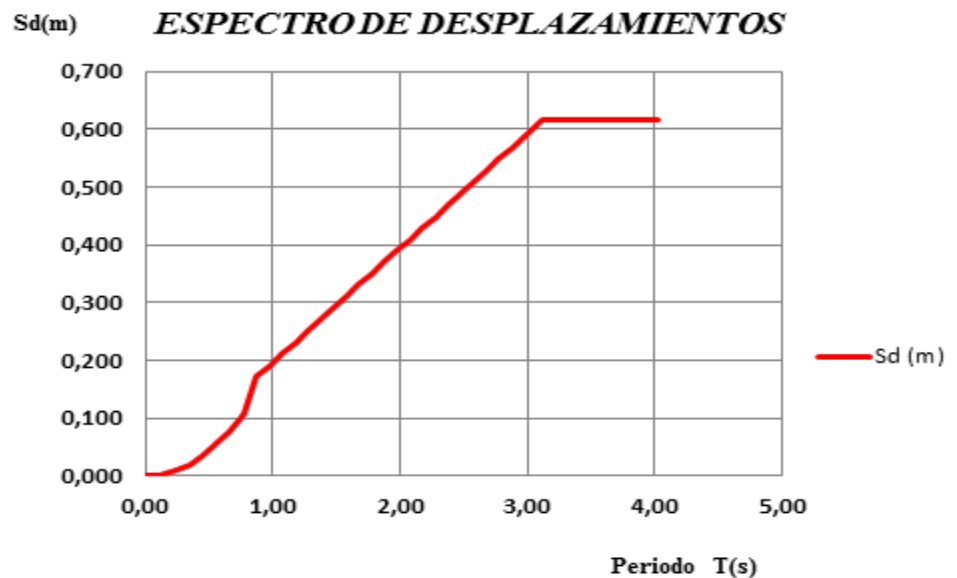


Figura 27: Espectro de desplazamientos

6.7.1.5.2 Parámetros de Diseño de DDBD

Los parámetros de diseño tienen como función principal determinar el contante basal de los pórticos estudiados y para ello necesitamos determinar los pesos y masas del edificio que están actuando en cada nivel de la estructura.

LOSA DE CUBIERTA N+8.30

Área = 145 m²
 CM = 363 Kg/m²
 CV = 200 Kg/m²
 CP2 = 240 Kg/ml
 Long = 55 m

$$W_{CM} = CM * A = 363 \text{ Kg/m}^2 * 145 \text{ m}^2 = 52635 \text{ Kg}$$

$$W_{CV} = CV * A = 200 \text{ Kg/m}^2 * 145 \text{ m}^2 = 29000 \text{ Kg}$$

$$W_{CP3} = CP3 * L = 240 \text{ Kg/m}^2 * 55 \text{ m}^2 = 13200 \text{ Kg}$$

94835 Kg

Peso total de losa de cubierta N+8.30 = 94.835 Ton

LOSA DE CUBIERTA N+2.90 y N+5.60

Área = 145 m²
 CM = 363 Kg/m²
 CV = 200 Kg/m²
 CP1 = 648 Kg/ml Long = 72 m
 CP2 = 486 Kg/ml Long = 24 m

$$W_{CM} = CM * A = 363 \text{ Kg/m}^2 * 145 \text{ m}^2 = 52635 \text{ Kg}$$

$$W_{CV} = CV * A = 200 \text{ Kg/m}^2 * 145 \text{ m}^2 = 29000 \text{ Kg}$$

$$W_{CP1} = CP1 * L = 648 \text{ Kg/m}^2 * 72 \text{ m}^2 = 46656 \text{ Kg}$$

$$W_{CP2} = CP2 * L = 486 \text{ Kg/m}^2 * 24 \text{ m}^2 = 11664 \text{ Kg}$$

139955 Kg

Peso total de losa de entrepiso N+2.90 y N+5.60 = 139.955 Ton

Resumen de Pesos y Masas por Planta:

Elemento	Peso (Ton)	Masa (Ton*seg ² /m)
Dintel Nv+8.30	94.835	9.667
Dintel Nv+5.60	139.955	14.267
Dintel Nv+2.90	139.955	14.267
Total	347.745	38.201

Tabla 23: Resumen de Pesos y Masas Edifi. 3 Pisos

Piso	Dim. Colum. (m)	Long. Colum. (m)	Peso Colum. (Ton)	Peso Colum. Piso(Ton)	b viga (m)	H viga (m)	L vigas (m)	Peso vigas (Ton)
3	0.30	0.9	0.19	2.92	0.30	0.35	97	24.44
2	0.30	2.35	0.51	7.61	0.30	0.35	97	24.44
1	0.30	2.55	0.55	8.26	0.30	0.35	97	24.44
Σ			1.34	18.79				73.32

Tabla 24: Resumen de Pesos por Elementos Edifi. 3 Pisos

Piso	Peso Losa (Ton)	Peso Colum. Piso(Ton)	Peso vigas (Ton)	Peso Total Piso(Ton)	Masa Piso (T*seg ² /m)	Masa/3 (T*seg ² /m)
3	94.835	2.92	24.44	122.20	12.46	4.15
2	139.955	7.61	24.44	172.01	17.53	5.84
1	139.955	8.26	24.44	172.66	17.60	5.87
Σ		18.79	73.32	466.87	47.59	15.86

Tabla 25: Resumen de Masas por Elementos Edifi. 3 Pisos

➤ Desplazamiento de Diseño

Para la obtención del perfil de desplazamiento que se espera que nuestro edificio alcance durante el sismo de diseño donde produce la resistencia lateral necesaria para que la edificación alcance el desempeño propuesto y para ello debemos realizar los siguientes cálculos:

Calculo del factor de amplificación dinámica de derivas

$$w_{\theta} = 1.15 - .0034H_n \leq 1 \quad (6.14)$$

$$w_{\theta} = 1.15 - .0034 * 8.30 = 1.12$$

Como W_{θ} no debe ser mayor que 1.00 ya que es lo que sugiere Priestley.

Calculo del Perfil de Desplazamientos de diseño

Para $n \leq 4$ pisos

$$\Delta_i = w_{\theta} H_i \theta_T \quad (6.13.a)$$

$$\Delta_i = 1.0 * 8.30 * 0.02 = 0.17 \text{ m}$$

A continuación se presenta un resumen del factor de amplificación dinámica y del perfil de desplazamientos para cada nivel de la estructura en estudio referente a un pórtico representativo.

Piso	Hi (m)	W _θ	θ _T	Δi	mi	mi*Δi	mi*Δi ²	mi*Δi*Hi
3	8.30	1.00	0.02	0.17	4.15	0.71	0.12	5.86
2	5.60	1.00	0.02	0.11	5.84	0.64	0.07	3.59
1	2.90	1.00	0.02	0.06	5.87	0.35	0.02	1.02
Σ					15.86	1.70	0.21	10.47

Tabla 26: Resumen de W_θ y Δi pórtico representativo Edifi. 3 Pisos

Calculo de desplazamiento Caracteristico

$$\Delta_d = \phi_P \phi_E \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i^2)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \quad (6.12)$$

$$\Delta_d = 1.0 * 1.0 \frac{0.21}{1.70} = 0.12 \text{ m}$$

➤ Masa efectiva

$$m_e = \sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i) / \Delta_d \quad (6.16)$$

$$m_e = \frac{1.70}{0.12} = 14.17 \text{ Ton} * s^2/m$$

➤ Altura efectiva

$$H_e = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i H_i)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \quad (6.15)$$

$$H_e = \frac{10.47}{1.70} = 6.15 \text{ m}$$

➤ Desplazamiento de fluencia

La deriva de fluencia (θ_y) que el Nec-2011 nos recomienda utilizar para estructuras con pórticos de concreto reforzado es:

$$\theta_y = 0.5 \epsilon_y \frac{L_b}{h_b} \quad (6.18.a)$$

$$\theta_y = 0.5 * 0.002 \frac{4.65}{0.35} = 0.013$$

$$\Delta_y = \theta_y H_e \quad (6.17)$$

$$\Delta_y = 0.013 * 6.15 = 0.080 \text{ m}$$

➤ Demanda de ductilidad

$$\mu = \frac{\Delta_d}{\Delta_y} \quad (6.20)$$

$$\mu = \frac{0.12}{0.080} = 1.50$$

➤ **Amortiguamiento Viscoso Equivalente**

$$\xi_{\text{equivalente}} = 0.05 + 0.565 \left(\frac{\mu - 1}{\mu * \pi} \right) \quad (6.23)$$

$$\xi_{\text{equivalente}} = 0.05 + 0.565 \left(\frac{1.50 - 1}{1.50 * \pi} \right) = 0.11$$

➤ **Factor de Reducción de Demanda Sísmica**

El factor de reducción de demanda sísmica R_{ξ} según el NEC-2011 se obtendrá de la Figura 16, en función de la demanda de ductilidad μ . Además se la puede calcular con la siguiente formula:

$$R_{\xi} = \left(\frac{0.07}{0.02 + \xi_{\text{equivalente}}} \right)^{0.5} \quad (6.47.a)$$

$$R_{\xi} = \left(\frac{0.07}{0.02 + 0.11} \right)^{0.5} = 0.734$$

$$\Delta_{3.12;11\%} = S_d * R_{\xi} \quad (6.47.b)$$

$$\Delta_{3.12;11\%} = 0.617 * 0.734 = 0.453 \text{ m}$$

Del espectro de desplazamientos presentado en la figura 27 se tiene un periodo de esquina $T_L=3.12$ seg y un máximo desplazamiento espectral de 0.617 m.

$$\Delta_d < \Delta_{3.12;11\%} < S_{d \text{ max}}$$

$$0.12 \text{ m} < 0.453 \text{ m} < 0.617 \text{ m} \quad (\text{OK})$$

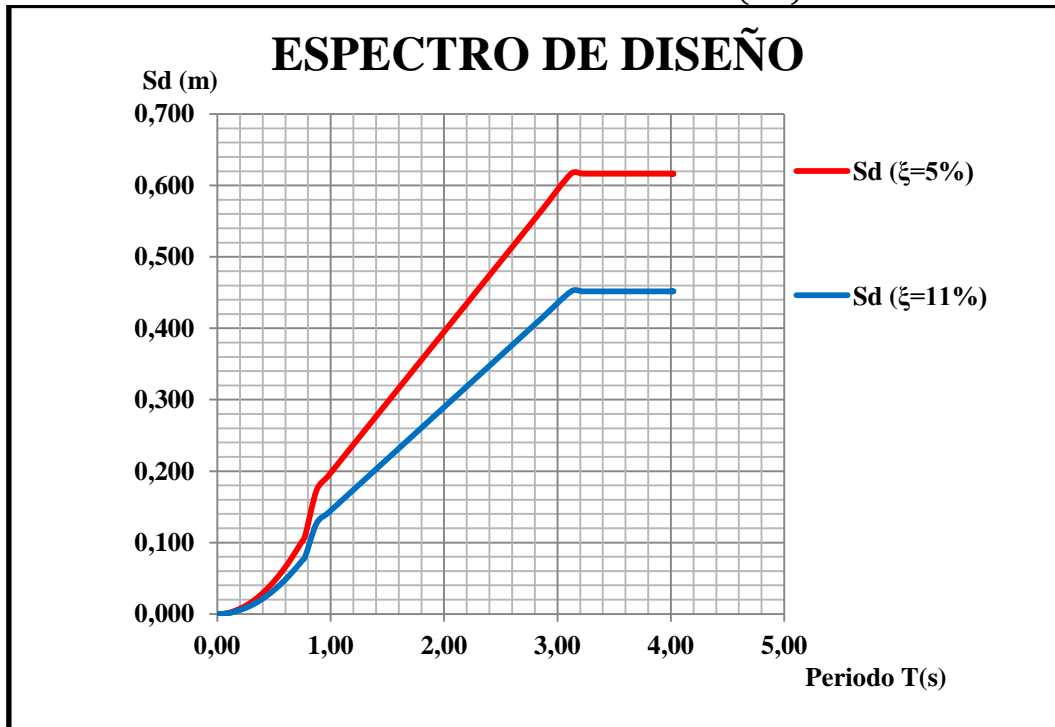


Figura 6.18. Espectro elástico de desplazamientos reducido Edifi. 3 Pisos

➤ **Periodo Efectivo**

$$\text{Si } T_c \leq T_{eff} \leq T_L \text{ entonces } T_{eff} = \frac{\Delta\% \cdot R_\xi}{0.38zF_d} \quad (6.24)$$

$$T_{eff} = \frac{0.452 \cdot 0.734}{0.38 \cdot 0.40 \cdot 1.30} = 1,683 \text{ seg}$$

$$0.77 \text{ seg} \leq 1,683 \text{ seg} \leq 3.12 \text{ seg}$$

➤ **Rigidez efectiva**

$$K_e = \frac{4\pi^2 \cdot m_e}{T_e^2} \quad (6.26)$$

$$K_e = \frac{4\pi^2 \cdot 14.17}{1,683^2} = 197.497 \text{ Ton/m}$$

➤ **Cortante basal de diseño**

$$V_{DDBD} = K_{eff} \Delta_d \quad (6.27)$$

$$V_{DDBD} = 197.497 \cdot 0.12 = 23.70 \text{ Ton}$$

Finalmente calculamos el cortante basal en función del peso (w) que porcentaje representa.

$$V_{DDBD} = \frac{23.70}{15.86 \cdot 9.81} = 0.152W$$

En la tabla 27 se presenta un resumen de los principales parámetros de diseño calculados, que definen las características de la estructura sustituta, se presenta a continuación.

Deriva Diseño	Hn (m)	M _T Ts ² /m	He (m)	Me Ts ² /m	Δ _y (m)	Δ _d (m)	Δ _{max} (m)	μ	ξ _e (%)	T _{eff} (s)	Ke (T/m)	V _{DDBD} (T)	V _{DDBD} %Peso
0.02	8.30	15.86	6.15	14.17	.080	0.12	0.17	1.50	11	1.68	197.49	23.70	0.152W

Tabla 27: Parámetros de diseño del pórtico representativo Edifi. 3 Pisos

6.7.1.6 Distribución de la Fuerza de Cortante Basal

Pisos 1 a n-1:

$$F_i = kV_{Basal} (m_i \Delta_i) / \sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i) \quad (6.28.a)$$

$$F_1 = 0.90 \cdot 23.70 \frac{0.35}{1.70} = 4.39 \text{ Ton}$$

$$F_2 = 0.90 \cdot 23.70 \frac{0.64}{1.70} = 8.03 \text{ Ton}$$

Techo (Pisos n):

$$F_n = (1 - k)V_{Base} + kV_{Basal}(m_i\Delta_i) / \sum_{i=1}^n (m_i\Delta_i) \quad (6.28.b)$$

$$F_n = (1 - 0.90)23.70 + 0.90 * 23.70 \frac{0.71}{1.70} = 11.28 \text{ Ton}$$

La NEC-2011 define el valor de $k=0.90$ para edificaciones aporticadas y para otras estructuras un valor de $k=1.0$.

Piso	$m_i\Delta_i$ (T*seg ²)	F_i (T)	Cortante de piso (T)
3	0.71	11.28	11.28
2	0.64	8.03	19.31
1	0.35	4.39	23.70
Σ	1.70	23.70	

Tabla 28: Fuerzas de Piso Edifi. 3 Pisos

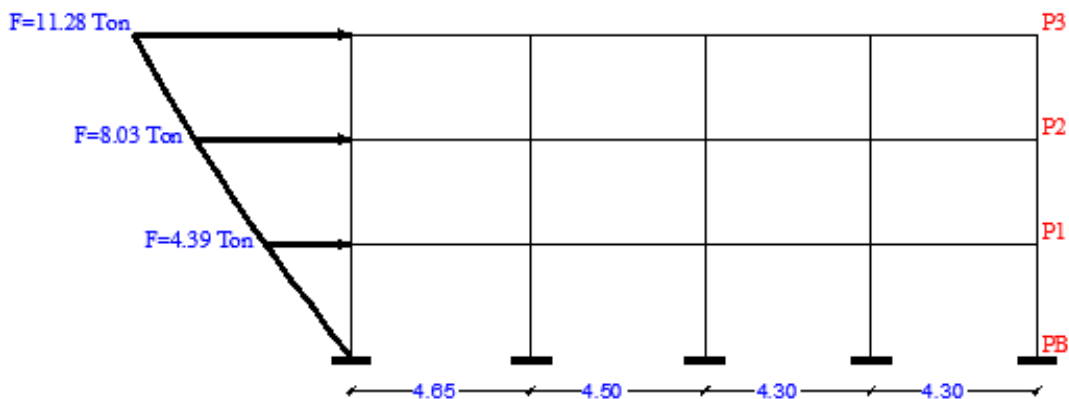


Figura 28: Fuerzas de Piso Edifi. 3 Pisos

6.7.1.7 Análisis de la Estructura Bajo Fuerzas Laterales de Diseño

Nuestro análisis será efectuado con la ayuda del programa ETABS de acuerdo a las secciones obtenidas en el prediseño anterior de columnas y vigas las cuales estarán sometidas a las cargas de diseño que se obtuvieron en nuestro pórtico equivalente de la estructura en estudio. Para empezar con nuestro análisis resumiremos los materiales y secciones de nuestra estructura:

CARACTERISTICAS	DATOS
Materiales	
Hormigón $f^c=$	240 Kg/cm ²
Acero de refuerzo $f_y=$	4200 Kg/cm ²
Geometría del Edificio	
N° de Pisos	3
N° de Vanos	4 en la dirección del pórtico representativo
Característica en elevación:	Regular
Característica en planta:	Regular
Losa de Piso:	15 cm (Alivianada)
Columnas:	30x30cm
Vigas:	25x30cm
Altura Total=	8.30 m
Masa total=	15.86 T*s ² /m
Movimiento del Suelo	
Espectro de desplazamiento:	NEC-11
Sitio:	Ambato
Suelo Tipo:	C
Periodo de Retorno:	475 años
PGA:	0.4g
Objetivo de Desempeño	
Estado Limite:	Control de Daños
Deriva Limite:	2%

Tabla 29: Datos generales de la Estructura Edifi. 3 Pisos

Con los datos anteriores procedemos a efectuar el análisis en el programa ETABS donde primero cambiamos las unidades del programa para nuestros datos de entrada, así: Kgf-m



Figura 29: Ventana para definir las unidades

Una vez ya definido las unidades de nuestro procedemos a crear un nuevo modelo en donde definiremos la grilla del pórtico equivalente de la siguiente manera:

Con la tecla Ctrl+N nos aparecerá el siguiente cuadro de dialogo donde nos pide que si queremos utilizar un modelo ya definido anteriormente pero para este caso presionamos en el botón No para empezar con un diseño nuevo.

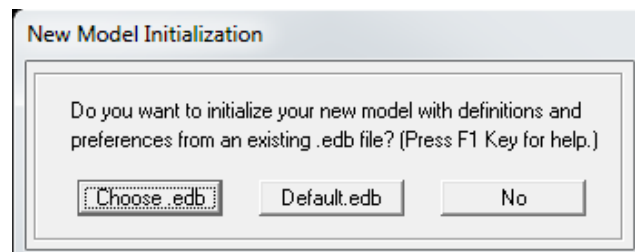


Figura 30: Ventana para Nuestro Nuevo Modelo

Aparecerá nuestra grilla en donde colocaremos el número de líneas en el sentido x que es 1 y también para el sentido en y que es 5; además nos pide el número de niveles de nuestro pórtico y la altura de entrepiso para el primer piso que es 2.90m y para las demás pisos que es 2.70 m. Y finalmente presionamos el botón Edit Grid y empezamos a colocar la distancia del pórtico tanto en planta como en altura.

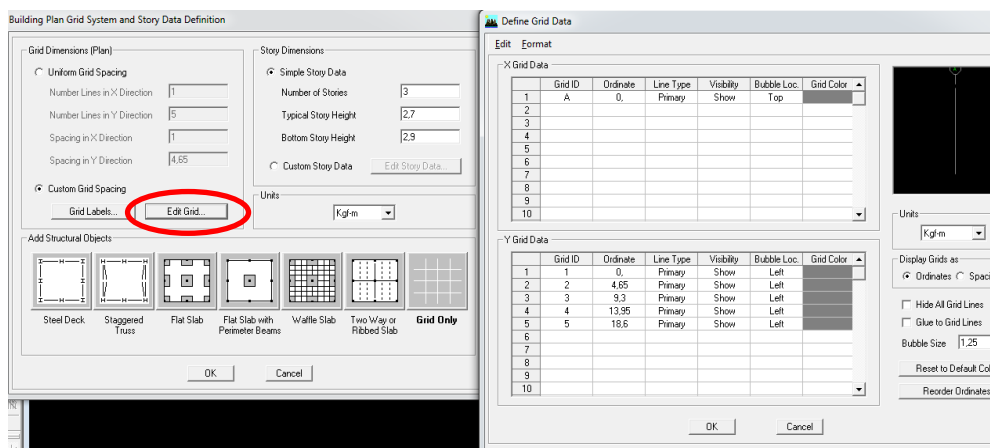


Figura 31: Ventana para Editar la Grilla

En este paso definiremos los materiales del pórtico a ser analizado para lo iremos al botón:

Define → Material Properties → Add New Material

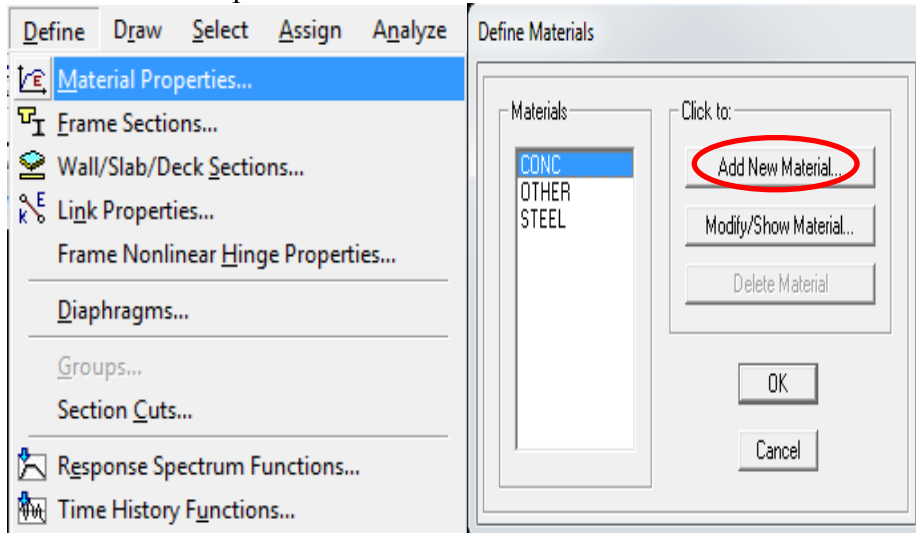


Figura 32: Proceso para Añadir un nuevo material

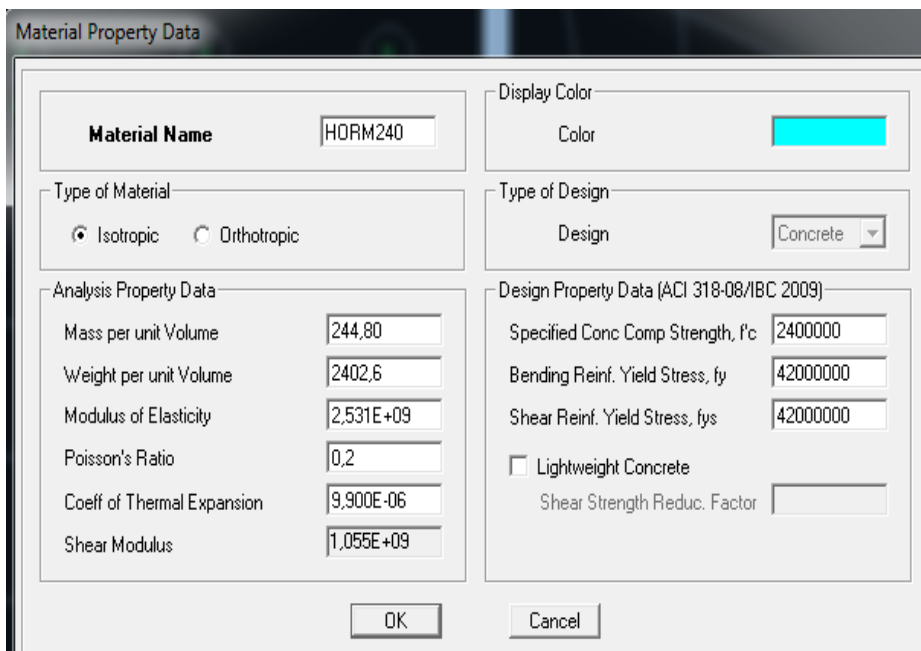


Figura 33: Ventana para definir el material

Una vez ya definido el material nos corresponde definir las secciones de los elementos estructurales que ya fueron previamente obtenidas en los prediseños y para esto realizamos lo siguiente:

Define → Frame Sections → Add Rectangular

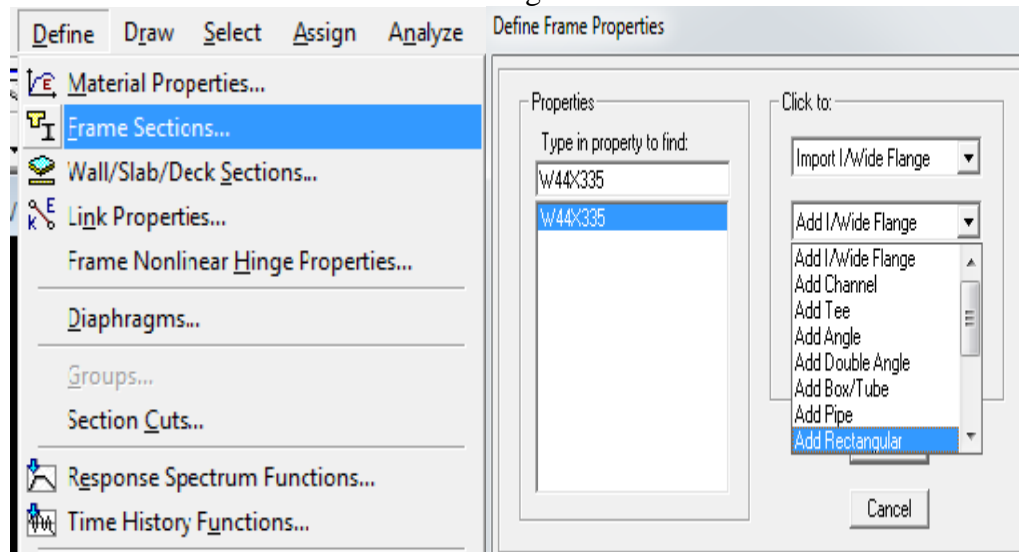


Figura 34: Proceso para Añadir una nueva sección

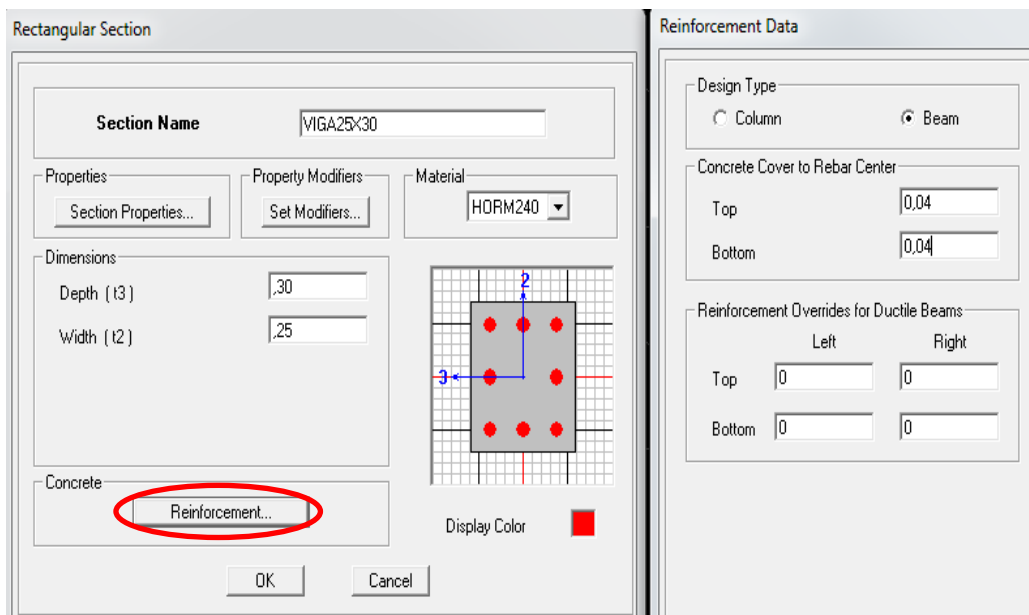


Figura 35: Ventana para definir la sección

Para el caso de estructuras de hormigón armado la NEC-2011 recomienda utilizar los valores de inercias agrietadas de los elementos estructurales en el cálculo de las derivas máximas y la rigidez los siguientes valores:

$I_c=0.50I_g$ para vigas

$I_c=0.80I_g$ para columnas

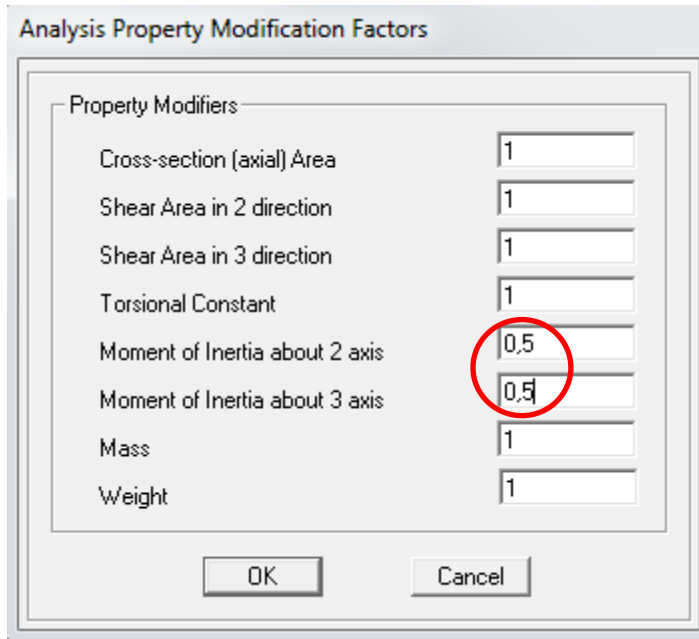


Figura 36: Ventana para definir las propiedades del elemento

Definido ya nuestra grilla, los materiales y las secciones de los elementos estructurales tanto vigas como columnas procedemos a dibujar los mismos en el siguiente orden:

Draw → Draw Line Objects → Draw Lines

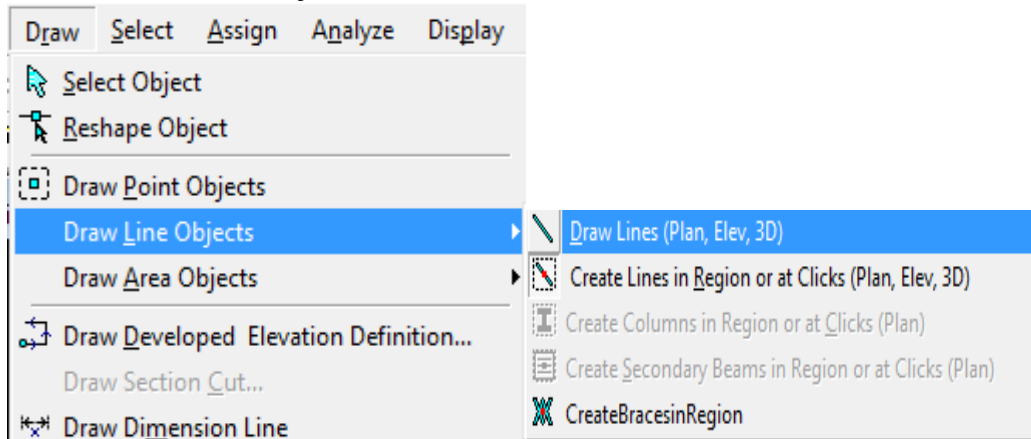


Figura 37: Proceso para dibujar los elementos estructurales

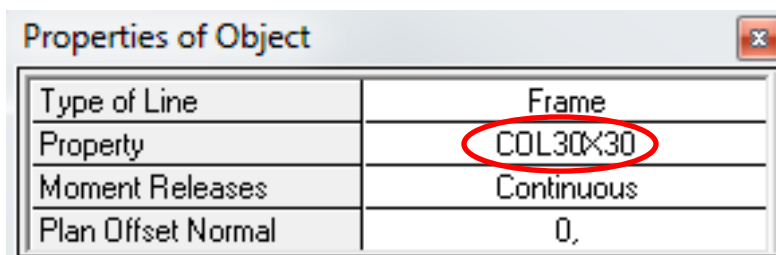


Figura 38: Ventana para seleccionar el elemento y dibujar

Una vez ya asignado las secciones de vigas y columnas a nuestro modelo de análisis queda finalmente definido de la siguiente manera como se indica en la figura 39.

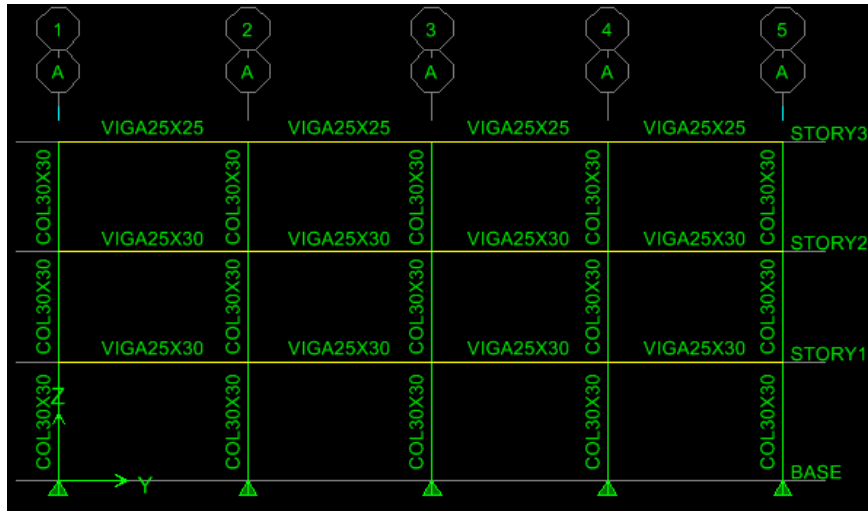


Figura 39: Modelo estructural con las secciones definidas Edifi. 3 Pisos

Ahora realizaremos la modelación de los apoyos que para nuestro pórtico es un caso de empotramiento perfecto en las columnas para lo cual debemos seleccionar los nodos base del pórtico y seguir la siguiente secuencia:

Assign → Joint/Point → Restraints (Supports)

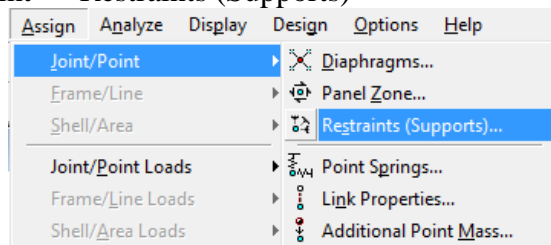


Figura 40: Proceso para modelación de apoyos

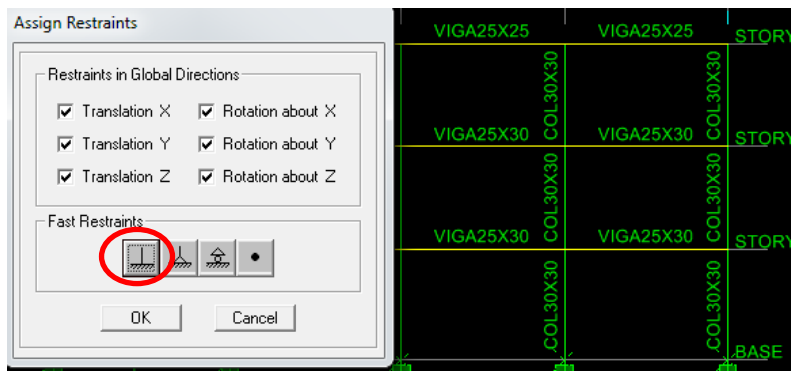


Figura 41: Ventana para elegir el tipo de apoyo

Ahora definimos los estados de carga que están presentes en nuestra estructura como es la carga muerta (CM), carga muerta de pared (CMP), carga viva (CV) Yy por ultimo las cargas sísmicas en el sentido x (SX) y en el sentido y (SY) de la siguiente manera:

Define → Static Load Cases

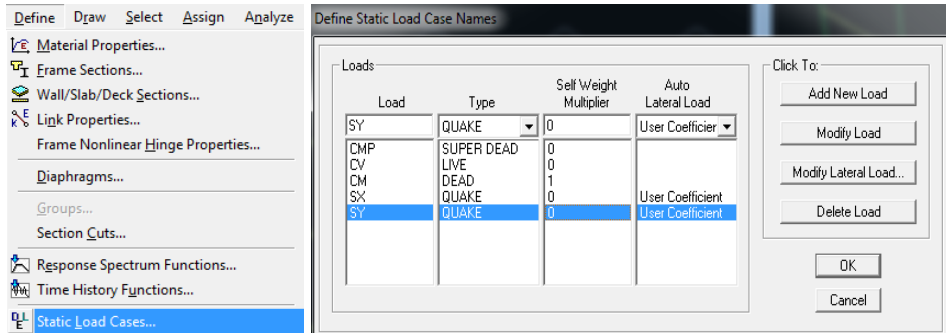


Figura 42: Proceso para definir los estados de carga

Para definir las cargas laterales como son en el sentido x e y se utiliza un coeficiente del cortante basal calculado anteriormente en el numeral 6.7.1.5.2 que es de 0.152W.

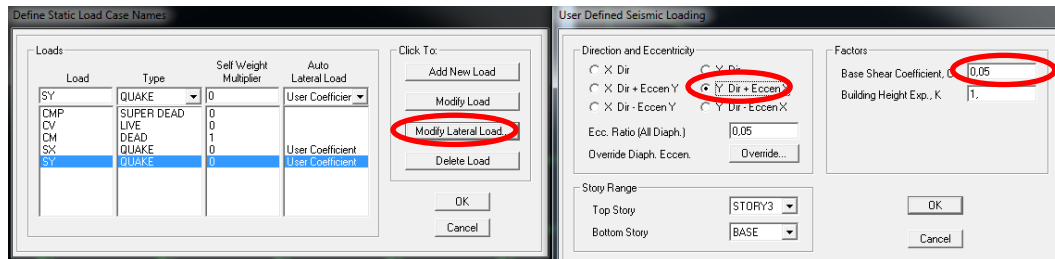


Figura 43: Proceso para definir los estados de carga laterales

El pórtico es considerado para uso de vivienda y por eso procedemos a asignar las cargas muertas, vivas y laterales en nuestro pórtico equivalente tomando en cuenta los siguientes datos y siguiendo el siguiente orden:

Piso	CM Kg/m	CV Kg/m	SY Kg
3	1486.56	462.80	11280.00
2	1486.56	462.80	8030.00
1	1486.56	462.80	4390.00
Σ	4459.68	1388.40	23700.00

Tabla 30: Resumen de cargas Edifi. 3 Pisos

Assign → Frame/Line/Loads → Distributed

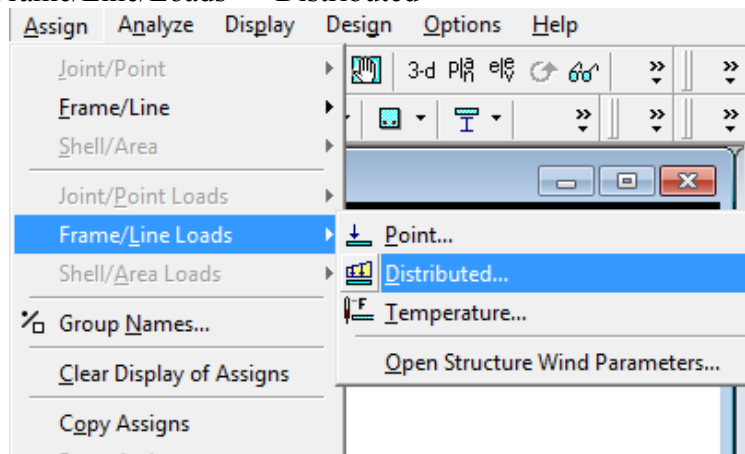


Figura 44: Proceso para asignar las cargas actuantes

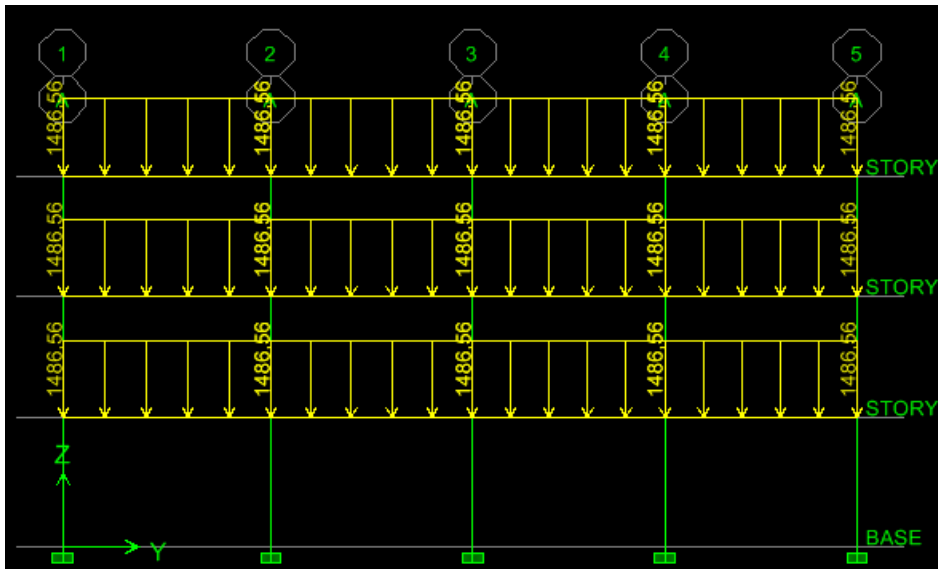


Figura 45: Carga Muerta Distribuida Edifi. 3 Pisos

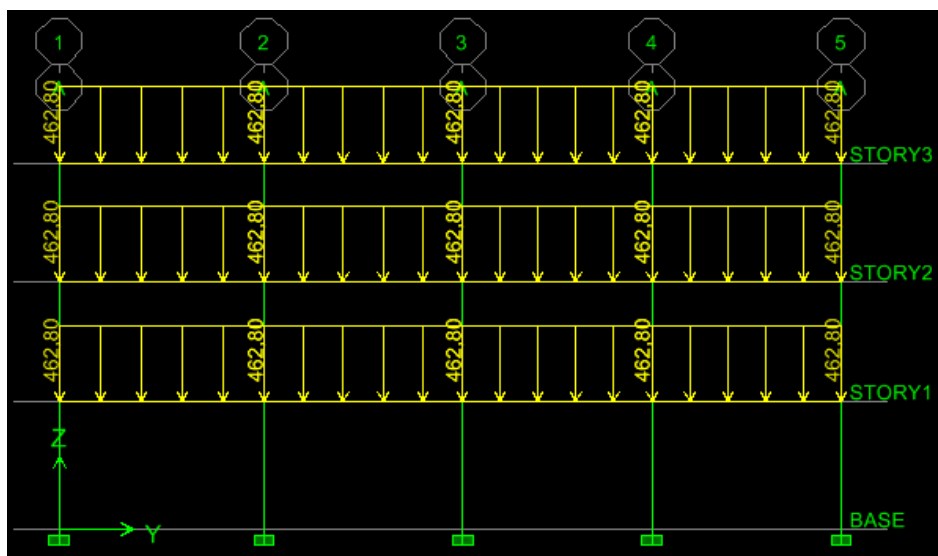


Figura 46: Carga Viva Distribuida Edifi. 3 Pisos

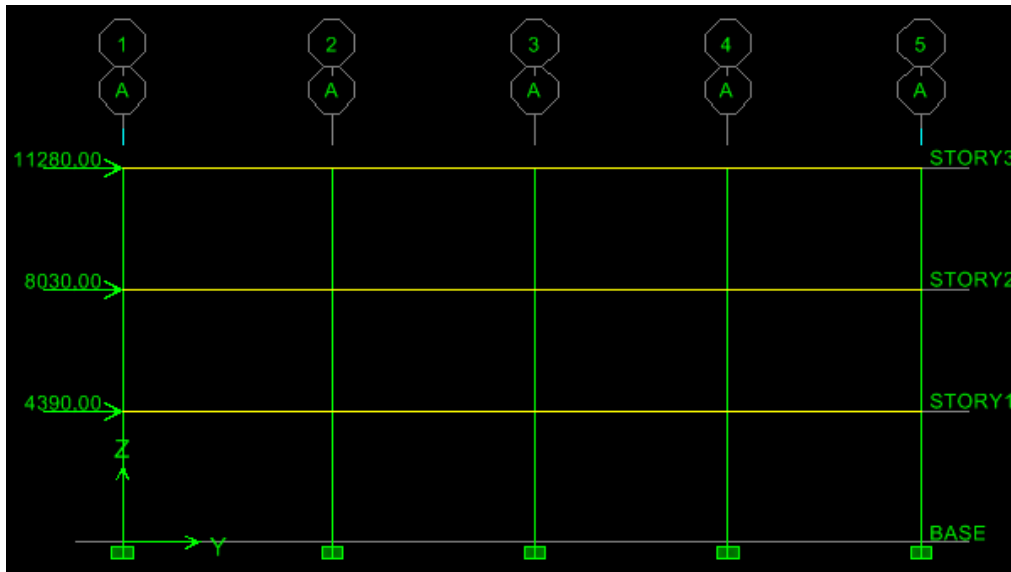


Figura 47: Fuerzas Laterales Edifi. 3 Pisos

Una vez ya insertado las cargas verticales actuantes en nuestro pórtico equivalente así como las fuerzas laterales se procede a realizar un análisis sísmoresistente dinámico y para ello debemos continuar con el siguiente paso.

El paso siguiente será el de definir nuestro espectro de desplazamientos calculados anteriormente para un amortiguamiento equivalente del 11% de acuerdo a los procesos de cálculo realizados para el DDBD que se encuentra almacenado con una extensión de texto (.txt), o también se puede introducir manualmente dato por dato ya calculado en nuestro programa de Excel.; para ello necesitamos realizar el siguiente procedimiento:

Define → Response Spectrum Functions

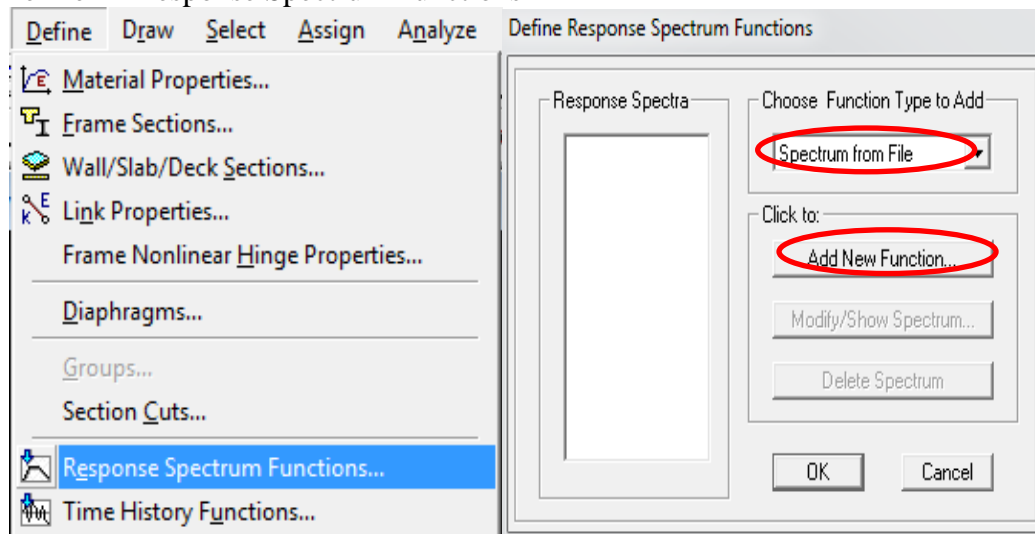


Figura 48: Proceso para asignar el Espectro de Respuesta

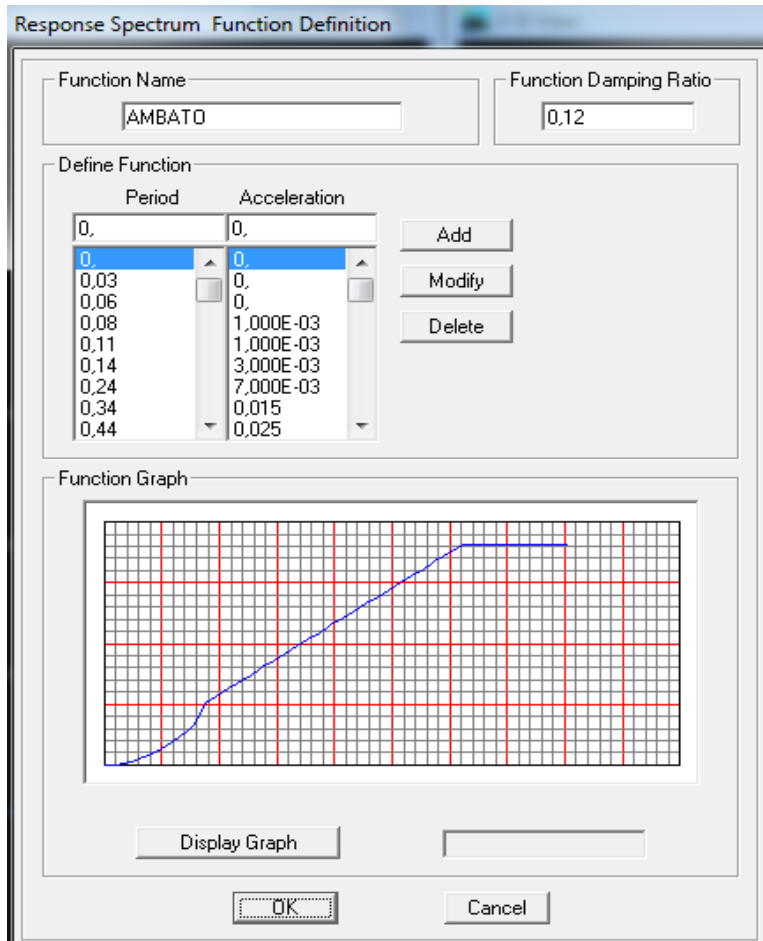


Figura 49: Espectro de Respuesta de Desplazamientos (DDBD)

Definimos ya nuestro espectro de desplazamiento de acuerdo a la NEC-2011 procedemos a añadir los casos del espectro de diseño tanto en el sentido x como en el sentido y:

Define → Response Spectrum Cases

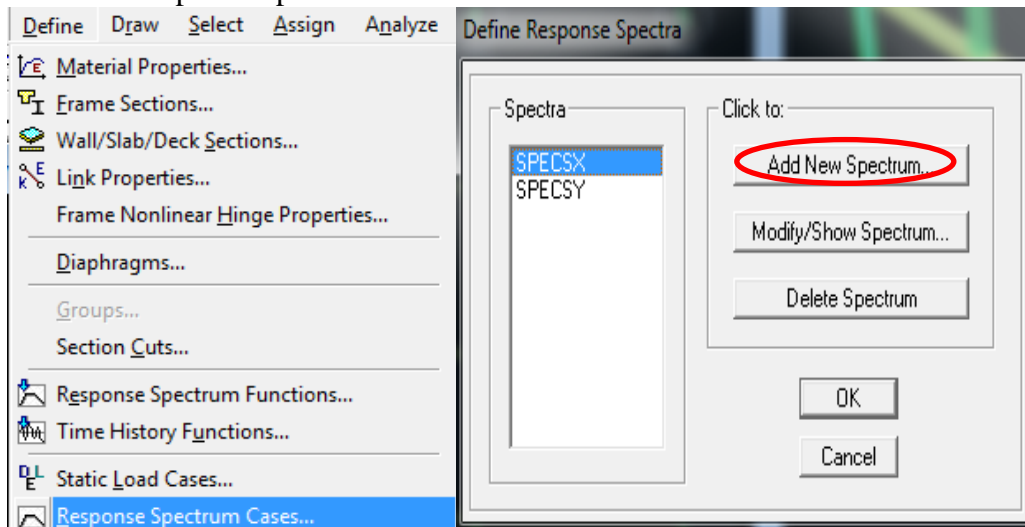


Figura 50: Proceso para definir los casos del espectro de respuesta

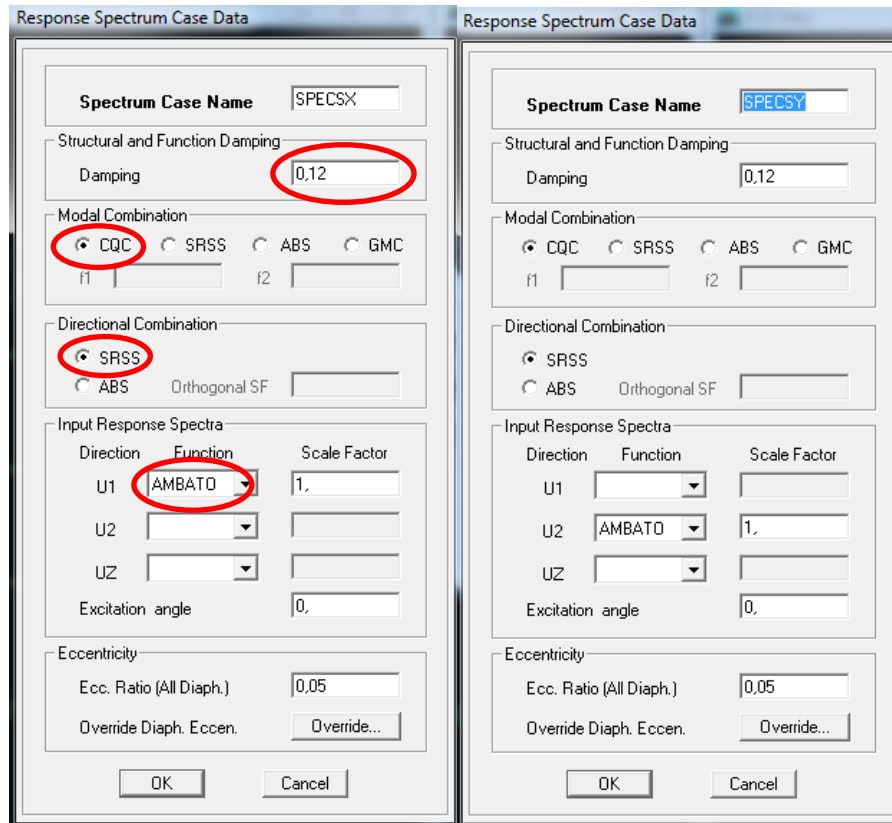


Figura 51: Casos de espectro de respuesta

Para definir los casos de del espectro tomamos un amortiguamiento equivalente del 11% (Damping) que para nuestro pórtico equivalente se calculó en la sección 6.7.1.5.2 y en lo referente a la combinación modal utilizaremos el CQC (Complete Caudratic Combination), para la Combinación direccional se usa el SRSS.

Una vez establecidos los casos de carga que afectaran la edificación se procede a definir las combinaciones de carga tomadas del CAPITULO 1 “CARGAS Y MATERIALES” de la NEC-2011, que adaptadas a nuestros casos de carga y considerando las dos direcciones y dos sentidos del sismo, se obtiene las siguientes:

1. 1.4 CM + 1.4 CMP
2. 1.2 CM + 1.2 CMP + 1.6 CV
3. 1.2 CM + 1.2 CMP + 1.0 CV
4. 1.2 CM + 1.2 CMP + 1.0 SPECSX + 1.0 CV
5. 1.2 CM + 1.2 CMP - 1.0 SPECSX + 1.0 CV
6. 1.2 CM + 1.2 CMP + 1.0 SPECSY + 1.0 CV
7. 1.2 CM + 1.2 CMP - 1.0 SPECSY + 1.0 CV
8. 0.9 CM + 0.9 CMP + 1.0 SPECSX

- 9. 0.9 CM + 0.9 CMP - 1.0 SPECSX
- 10. 0.9 CM + 0.9 CMP + 1.0 SPECSY
- 11. 0.9 CM + 0.9 CMP - 1.0 SPECSY

Para definir las combinaciones de carga, seguiremos el siguiente procedimiento:

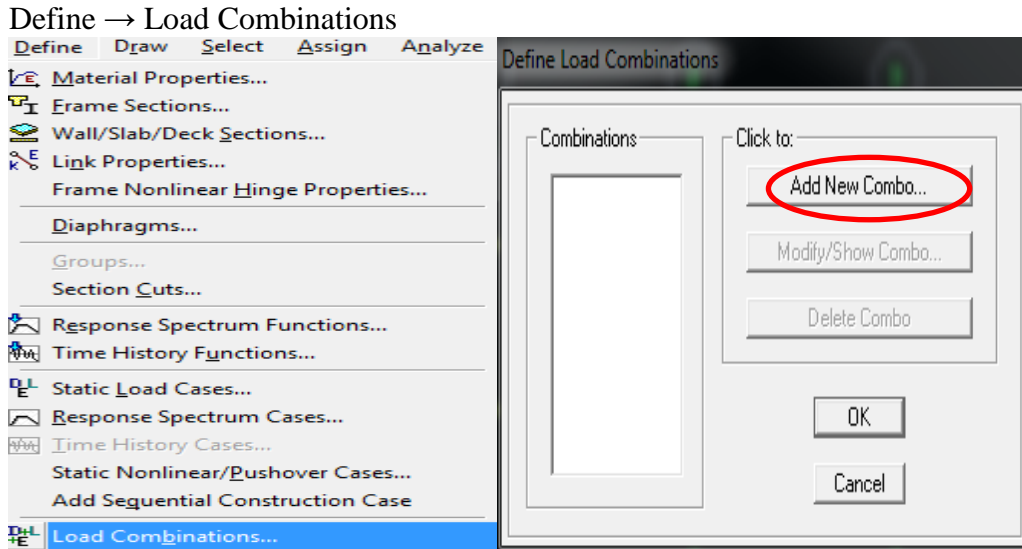


Figura 52: Proceso para definir las combinaciones de carga

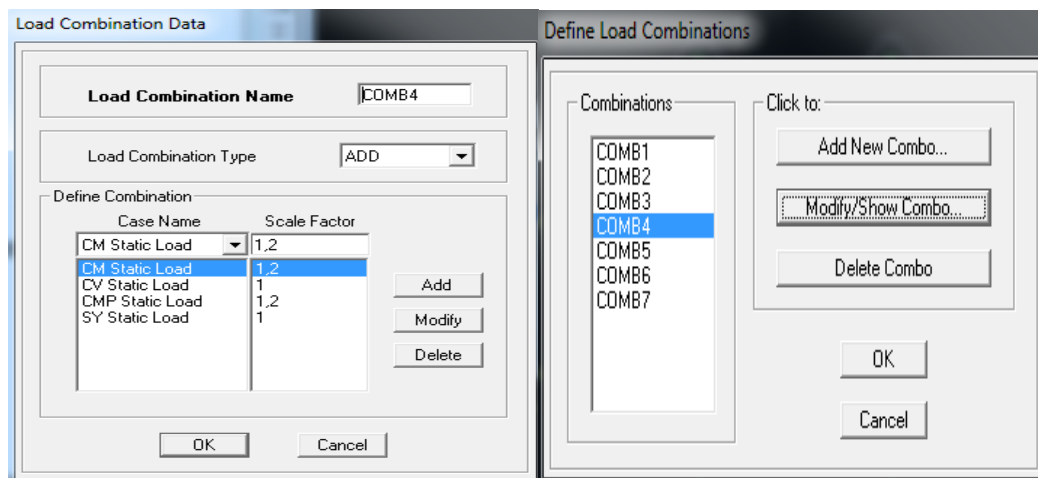


Figura 53: Ventana de creación Combinaciones de carga

En este paso necesitaremos definir la carga que forme parte de la masa de la estructura, ya que sin este paso los resultados obtenidos podrían estar lejos de la realidad y necesitamos siguiente el siguiente orden:



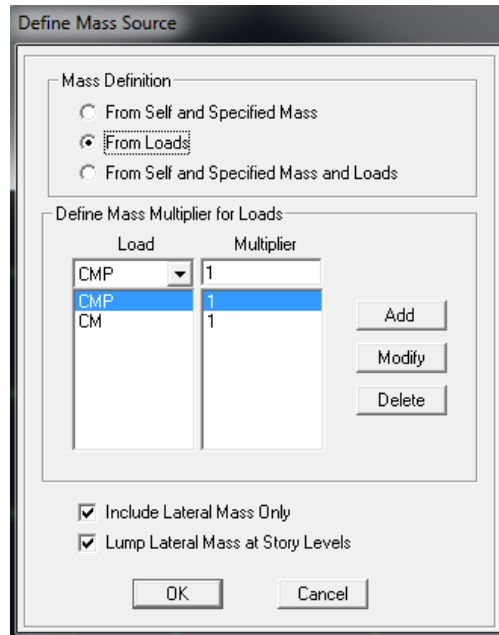


Figura 54: Ventana para definir la masa

Antes de realizar nuestro análisis debemos definir el número de modos de vibración a ser utilizados, se recomienda 3 por cada piso, para nuestro caso utilizaremos la opción YZ según nuestro pórtico equivalente y para ello realizamos lo siguiente:

Analyze → Set Analysis Options

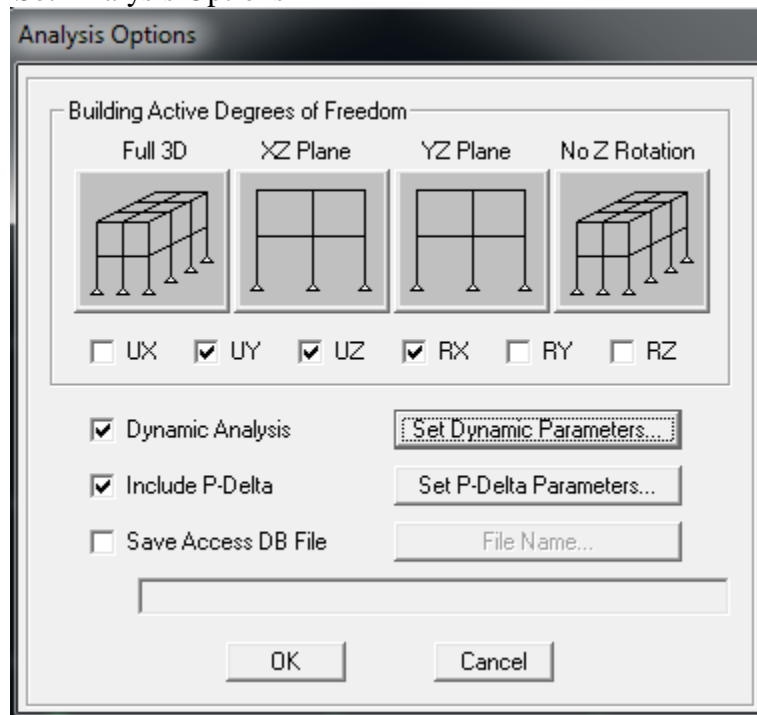


Figura 55: Proceso de opciones de análisis

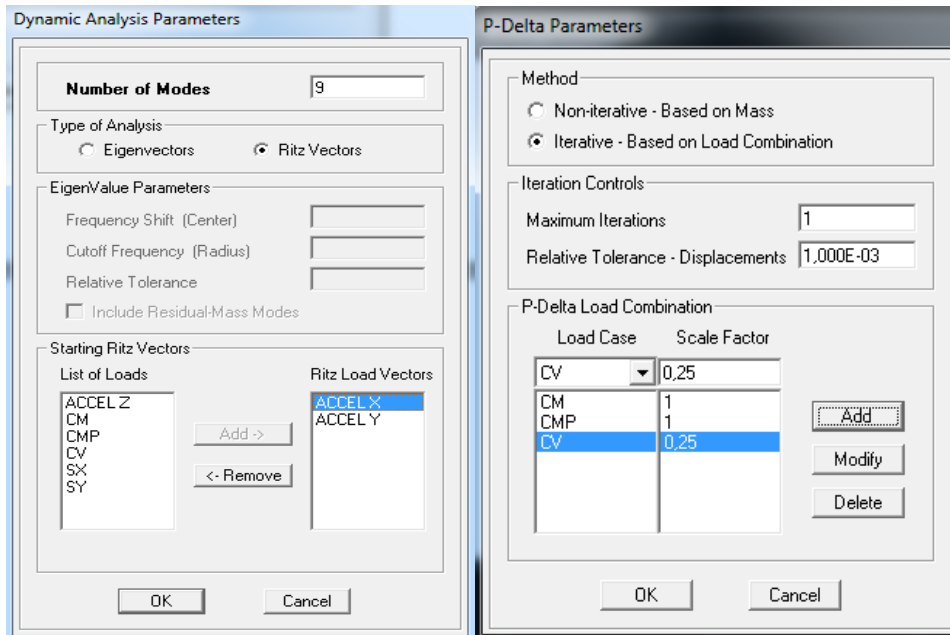


Figura 56: Venta de Análisis Dinámico y Efectos P-Δ

Por último es necesario definir el código de diseño (ACI 318-09) que el ETABS utilizara para calcular las secciones de acero de nuestro pórtico representativo.

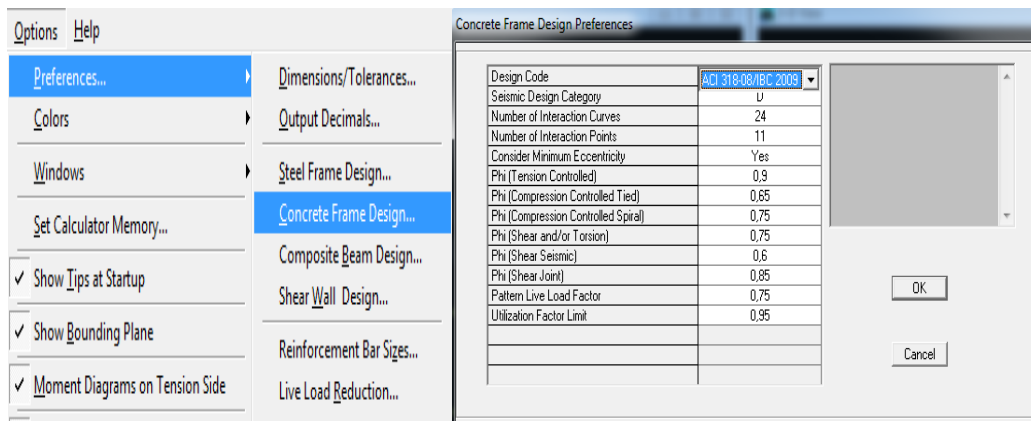


Figura 57: Proceso para definir el código de diseño

6.7.1.8 Análisis de resultados

Una vez ya finalizado el proceso de ingreso de datos a nuestra estructura representativa procedemos a ejecutar el programa ETABS para chequear los desplazamientos máximos producidos por las fuerzas laterales además de vemos verificar los porcentajes de acero requerido en las vigas y columnas claro está que se encuentre en el rango establecido como mínimos y máximas cuantías de acero de refuerzo. Se obtuvieron resultados que indican que el diseño es aceptable.

Análisis de las Columnas

Para las columnas efectuando el análisis estructural se obtuvieron los siguientes resultados con respecto a las áreas de acero de refuerzo necesario para satisfacer nuestro diseño tanto longitudinal como transversal y se representan en la tabla 31.

Rango de ductilidad

$$\rho_{min} \leq \rho \leq \rho_{max}$$

$$0.01 \leq \rho \leq 0.03$$

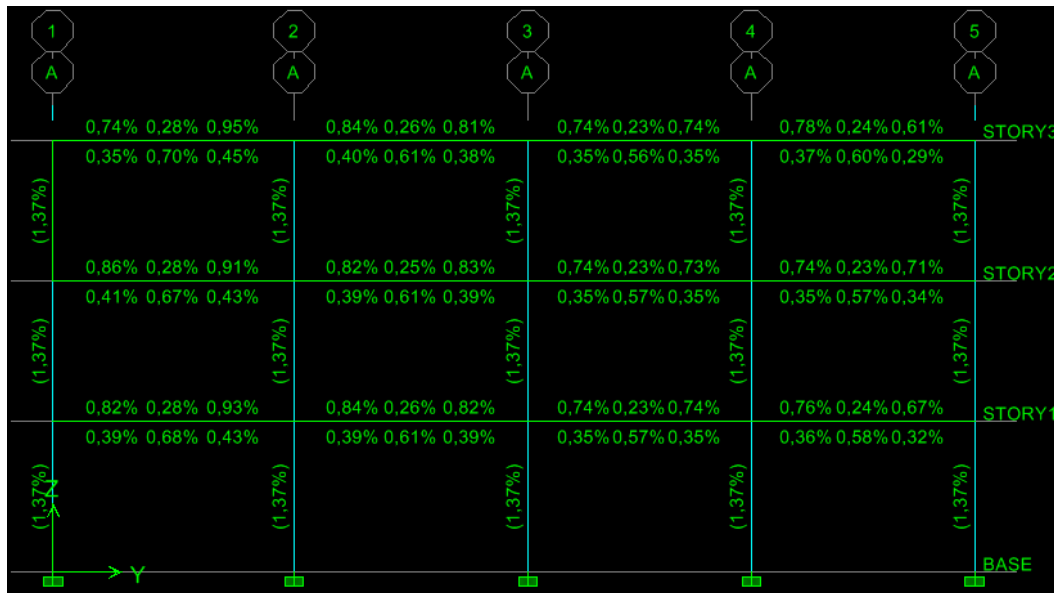


Figura 58: Porcentajes de acero en las columnas Edifi. 3 Pisos

Como podemos observar que los porcentajes de acero de las columnas del pórtico representativo están dentro del rango de ductilidad por lo que podemos concluir que nuestras dimensiones de columnas están correctas para las solicitaciones de cargas previstas en nuestra estructura durante su vida útil.

Piso	B(m)	H(m)	AREA(cm ²)	ACERO(cm ²)	ρ (%)	ACERO LONG.	ACERO TRANSV.
3	0.30	0.30	900	12.32	1.37	8 ϕ 14	4 Ramas ϕ 10
2	0.30	0.30	900	12.32	1.37	8 ϕ 14	4 Ramas ϕ 10
1	0.30	0.30	900	12.32	1.37	8 ϕ 14	4 Ramas ϕ 10

Tabla 31: Resumen del diseño de las columnas Edifi. 3 Pisos

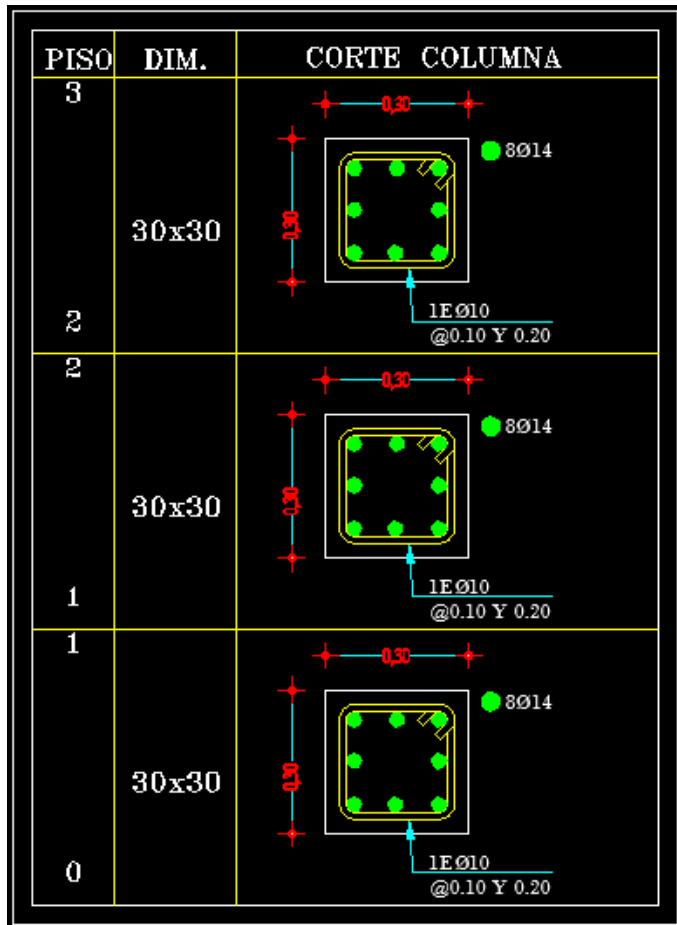


Figura 59: Corte típico de las columnas Edifi. 3 Pisos

A continuación se presenta los diagramas de interacción de las columnas establecidas para nuestro diseño estructural mediante el método DDBD.

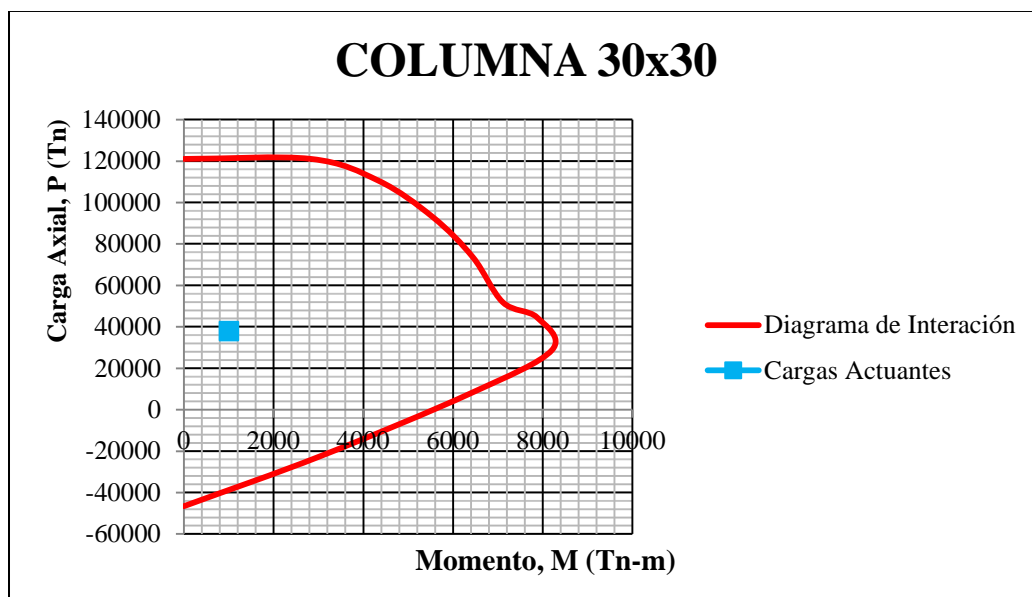


Figura 60: Diagrama de Interacción Primer Piso Edifi. 3 Pisos

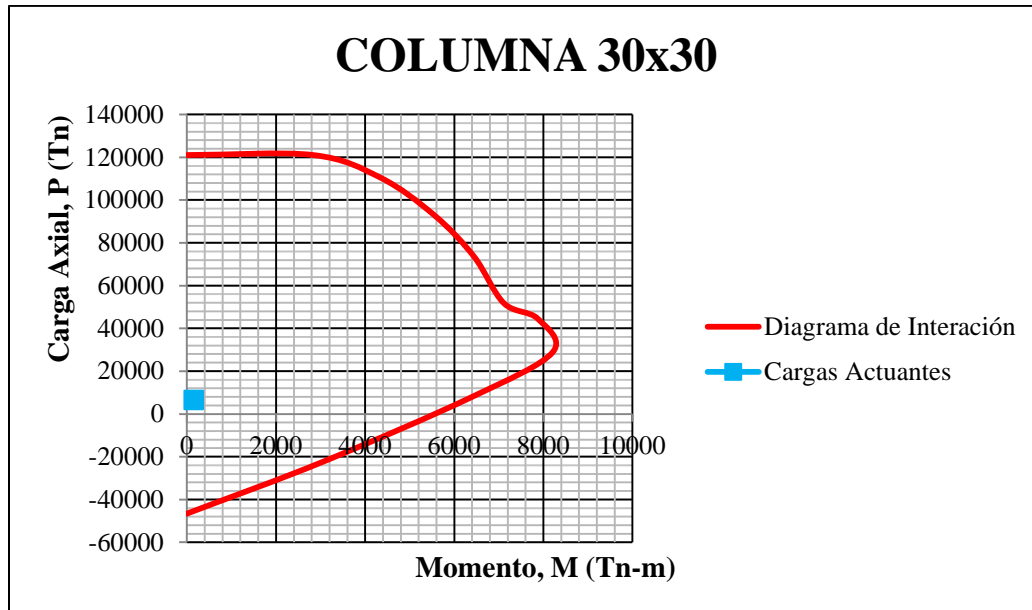


Figura 61: Diagrama de Interacción Tercer Piso Edifi. 3 Pisos

Análisis de las Vigas

Para las vigas efectuando el análisis estructural se obtuvieron los siguientes resultados con respecto a las áreas de acero de refuerzo necesario para satisfacer nuestro diseño tanto longitudinal como transversal y se representan en la siguiente tabla.

Rango de ductilidad

$$\rho_{mim} = \frac{14.1}{f_y} \quad (6.48)$$

$$\rho_{mim} = \frac{14.1}{4200} = 0.00336$$

$$\rho_{max} = 0.50(0.85 * \beta_1 * \frac{f'_c}{f_y} * \frac{6300}{6300+f_y}) \quad (6.49)$$

$$\rho_{max} = 0.50(0.85 * 0.85 * \frac{240}{4200} * \frac{6300}{6300+4200})$$

$$\rho_{max} = 0.01238$$

$$\rho_{mim} \leq \rho \leq \rho_{max}$$

$$0.00336 \leq \rho \leq 0.01238$$

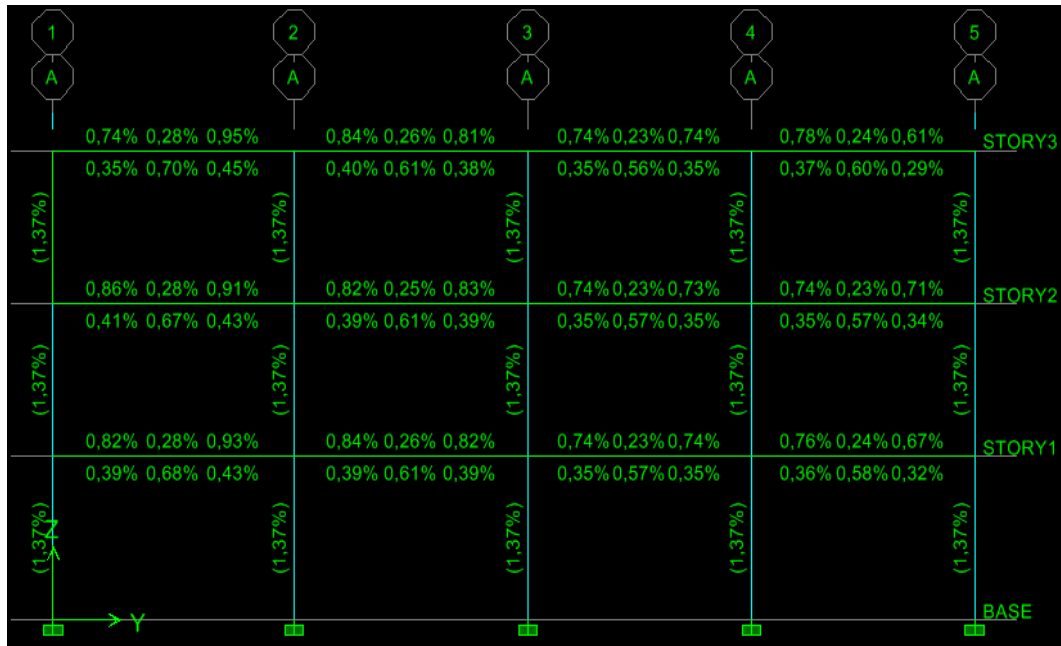


Figura 62: Porcentajes de acero en las vigas Edifi. 3 Pisos

Del a figura anterior se puede decir que las cuantías de acero de refuerzo para las vigas están dentro de los porcentajes de acero admisible para el diseño de las mismas por ende se pueden decir que las secciones establecidas en nuestro prediseño cumplen satisfactoriamente.

Piso	B(m)	H(m)	AREA(cm ²)	ACERO(cm ²)	ρ (%)	ACERO LONG.	ACERO TRANSV.
3	0.25	0.25	625	As+=4.65	0.74	3 ϕ 14	4 Ramas ϕ 10
				As-=4.39	0.70	3 ϕ 14	
2	0.25	0.25	625	As+=4.65	0.74	3 ϕ 14	4 Ramas ϕ 10
				As-=4.18	0.67	3 ϕ 14	
1	0.25	0.25	625	As+=4.76	0.76	3 ϕ 14	4 Ramas ϕ 10
				As-=4.26	0.68	3 ϕ 14	

Tabla 32: Resumen del diseño de las vigas Edifi. 3 Pisos

En la tabla 32 esta resumido el armado de las vigas del edificio para los diferentes niveles de altura tanto en el sentido longitudinal como en el sentido transversal, ahora realizaremos los costes típicos de las vigas para los diferentes niveles de alturas.

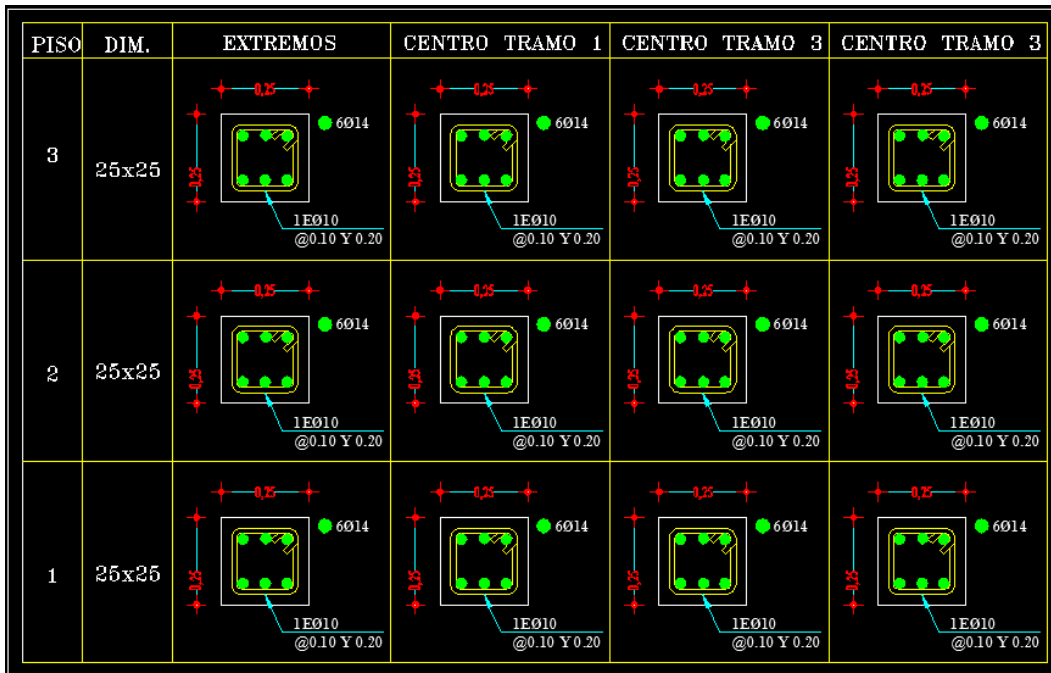


Figura 63: Armadura de las Vigas Edifi. 3 Pisos

Una vez realizado los diseños de los elementos estructurales tanto para vigas como columnas ahora procederemos a revisar los desplazamientos elásticos debido a la fuerzas del cortante basal.

Rango de desplazamientos

$$\Delta \leq \Delta_{max}$$

$$\Delta \leq 12 \text{ cm}$$

Piso	Fi (Ton)	Desplazamiento(cm)
3	11.28	8.44
2	8.03	5.87
1	4.39	2.46

Tabla 33: Resumen de desplazamientos elásticos de piso Edifi. 3 Pisos

Se puede observar que en la tabla 33 los desplazamientos elásticos son muy bajos con relación al desplazamiento máximo que la estructura presentara en algún momento de su vida y esto es un buen presagio para nuestro diseño.

6.7.1.9 Comprobación del diseño

Una vez que se ha diseñado el pórtico equivalente de nuestra estructura en estudio según el Método Directo Basado en Desplazamientos (DDBD), es necesario realizar una comprobación de desempeño del edificio en el rango inelástico, y para ello es necesario efectuar un Análisis Estático No Lineal (PUSHOVER).

El análisis no lineal estático es una alternativa muy práctica para encontrar la respuesta sísmica de una estructura en lugar que un análisis no lineal dinámico que sería lo más adecuado pero a la vez es bastante complejo. Realmente es un gran avance el análisis no lineal estático en comparación con la forma de análisis actual en que se utiliza teoría lineal y se espera daño en las estructuras de tal manera que hay bastante incongruencia. (Aguiar y Ruiz 2002).

Este análisis ayuda a obtener la curva de capacidad que será obtenida para un patrón de cargas laterales (aplicadas en el centro de masas de cada piso).

La técnica del pushover consiste en llevar a una estructura ya diseñada de la cual se tiene su armado, al colapso; esto se logra mediante la colocación de cargas laterales incrementales, estas cargas se aplican en la misma dirección hasta que la estructura colapse. (Aguiar, 2002). Una vez finalizado el ingreso de datos al ETABS nos proporciona la siguiente curva de capacidad.

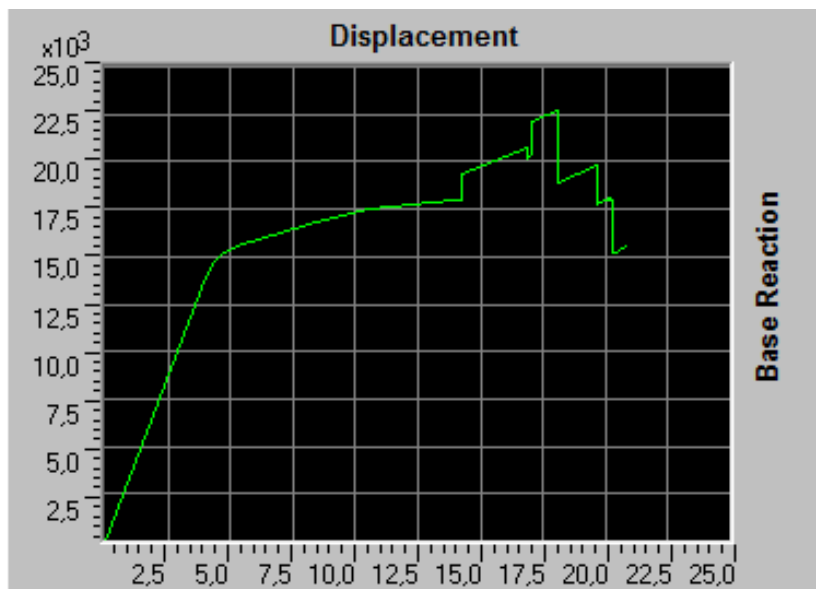


Figura 64: Curva de Capacidad (ETABS) Edifi. 3 Pisos

De la figura 64 proporcionada por el ETABS se obtuvieron los desplazamientos inelásticos que la estructura tendrá en algún momento de su vida útil antes de llegar al colapso; en la tabla 34 se representan un resumen de dichos desplazamientos.

Piso	Fi (Ton)	Desplazamiento(cm)
3	11.28	14.25
2	8.03	10.44
1	4.39	5.29

Tabla 34: Resumen de desplazamientos inelásticos de piso Edifi. 3 Pisos

En la curva de capacidad se puede observar que el desplazamiento ultimo del pórtico es de 0.16 m es decir que alcanza el 83.82% del desplazamiento límite establecido anteriormente que fue de 0.17 m.

En la siguiente figura siguiente se puede observar la formación de las rotulas plásticas y se puede apreciar que cumple el principio de la Idealización Elasto - Plástica y esto no asegura tener un buen diseño sismoresistente por desempeño.

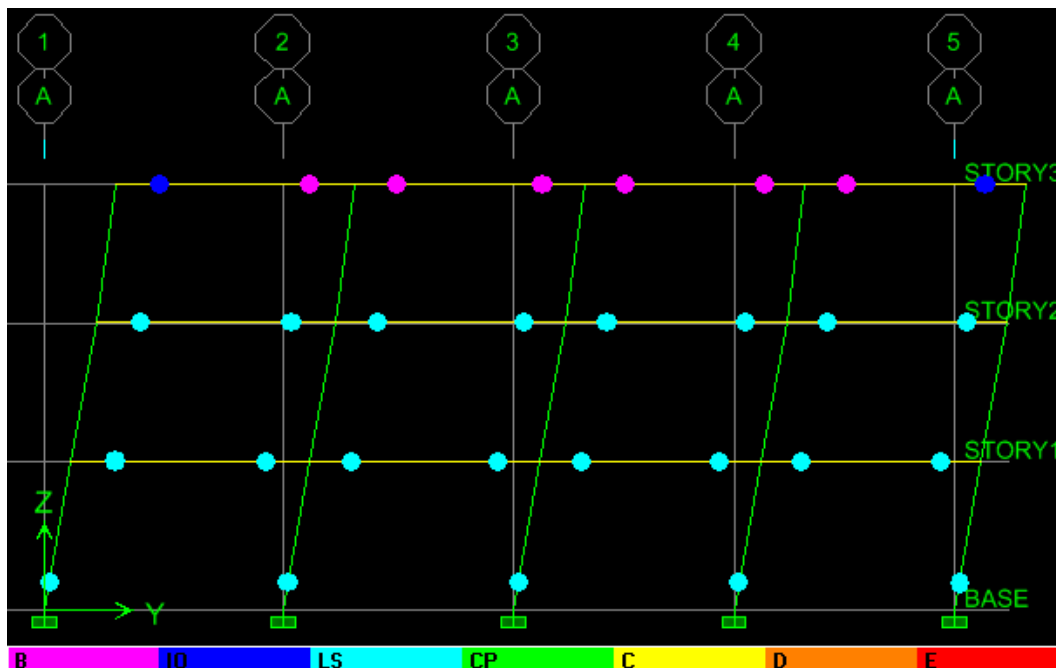
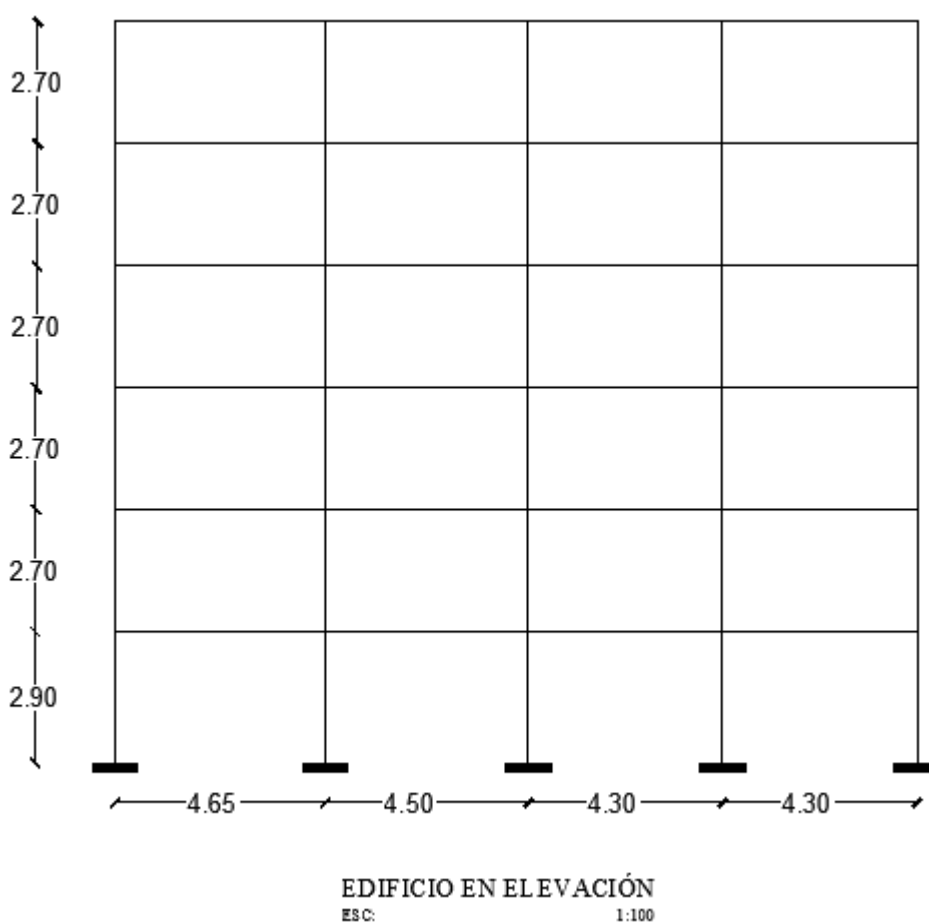


Figura 65: Rotulas Plásticas (ETABS) Edifi. 3 Pisos

6.7.2 EDIFICIO DE SEIS PISOS DISEÑADO MEDIANTE EL MÉTODO DE DISEÑO DIRECTO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS (DDBD)

6.7.2.1 Prediseño de Elementos Estructurales

Para realizar el prediseño de nuestros elementos estructurales consideramos las mismas características del edificio de tres pisos descritos anteriormente. Además tendrá la misma configuración en planta por lo que tendrá las mismas áreas cooperantes para el predimensionamiento de los elementos estructurales; lo único que cambiara es su configuración en elevación que será de seis niveles.



6.7.2.1.1 Prediseño de Losa

En nuestro prediseño anterior para el edificio de tres pisos obtuvimos un peralte de losa $h=15\text{cm}$ por lo que asumiremos el mismo peralte de losa para el edificio en estudio.

6.7.2.2 Prediseño de Columnas

Columnas interiores: (B1), (B2), (B3), (B4), (B5).

$$\begin{aligned}U &= 1.2D + 1.6L && \text{(Ecuación 9.2 del ACI 318S-11)} \\U &= 1.2(363.00\text{Kg/m}^2) + 1.6(200.00\text{Kg/m}^2) \\U &= 755.60 \text{ Kg/m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}P_u &= U * \text{Area Tributaria} * N^\circ. \text{Pisos} && (6.42) \\P_u &= 755.60 \text{ Kg/m}^2 * 19.92\text{m}^2 * 6 \\P_u &= 90309.31 \text{ Kg}\end{aligned}$$

Para efectuar el pre-dimensionamiento utilizaremos la siguiente formula empírica siendo A la sección de la columna:

$$\begin{aligned}A &= \frac{P_u}{0.3f_c} && (6.43) \\A &= \frac{90309.31 \text{ Kg}}{0.3(240 \text{ Kg/cm}^2)} \\A &= 1254.30 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

Asumiendo un b=35cm, lo mínimo que exige el ACI 318S-11, y por ende sería:

$$\begin{aligned}h_{cal} &= \frac{A}{b} && (6.44) \\h_{cal} &= \frac{1254.30 \text{ cm}^2}{35 \text{ cm}} \\h_{cal} &= 35.84 \text{ cm} \cong 35 \text{ cm} \\b &= 35\text{cm} \\H &= 35\text{cm}\end{aligned}$$

Columnas exteriores: (B1), (B5).

$$\begin{aligned}U &= 1.2D + 1.6L && \text{(Ecuación 9.2 del ACI 318S-11)} \\U &= 1.2(363.00\text{Kg/m}^2) + 1.6(200.00\text{Kg/m}^2) \\U &= 755.60 \text{ Kg/m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}P_u &= U * \text{Area Tributaria} * N^\circ. \text{Pisos} && (6.42) \\P_u &= 755.60 \text{ Kg/m}^2 * 11.53\text{m}^2 * 6 \\P_u &= 52272.41 \text{ Kg}\end{aligned}$$

Para efectuar el pre-dimensionamiento utilizaremos la siguiente formula empírica siendo A la sección de la columna:

$$\begin{aligned}A &= \frac{P_u}{0.3f_c} && (6.43) \\A &= \frac{52272.81 \text{ Kg}}{0.3(240 \text{ Kg/cm}^2)} \\A &= 726.01 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

Asumiendo un $b=30\text{cm}$, lo mínimo que exige el ACI 318S-11, y por ende sería:

$$h_{cal} = \frac{A}{b} \quad (6.44)$$

$$h_{cal} = \frac{726.01 \text{ cm}^2}{30 \text{ cm}}$$

$$h_{cal} = 24.20 \text{ cm} \cong 30 \text{ cm}$$

$$b = 30\text{cm}$$

$$H = 30\text{cm}$$

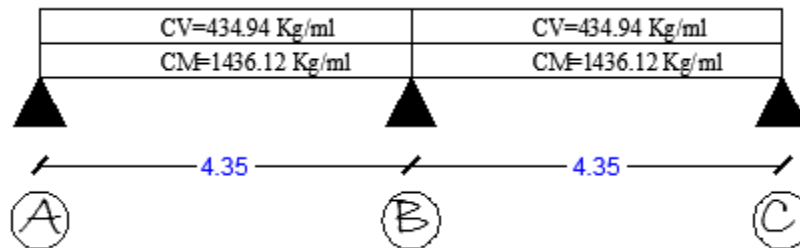
6.7.2.3 Prediseño de Vigas

Como ya se dijo utilizaremos en mismo mosaico de cargas y áreas establecidas en la figura 26 del edificio de tres niveles.

Procedemos a realizar el Prediseño de las vigas tanto en el sentido X-X como en el sentido Y-Y donde escogeremos la viga que soporta mayor carga.

Prediseño sentido X-X

Viga Eje 2 Nv+2.90



Tramo A-B

$$P_{CM} = \frac{\text{Área} \cdot CM}{L} \quad (6.45)$$

$$P_{CM} = \frac{(4.73+4.73) \cdot 362.4}{4.35} = 788.12 \text{ Kg/ml}$$

$$PP = 648 \text{ Kg/ml}$$

$$P_{CV} = \frac{(4.73+4.73) \cdot 200}{4.35} = 434.94 \text{ Kg/ml}$$

Tramo B-C

$$P_{CM} = \frac{(4.73+4.73) \cdot 362.4}{4.35} = 788.12 \text{ Kg/ml}$$

$$PP = 648 \text{ Kg/ml}$$

$$P_{CV} = \frac{(4.73+4.73) \cdot 200}{4.35} = 434.94 \text{ Kg/ml}$$

Una vez determinados los pesos de carga muerta y viva procedemos a calcular el momento flector por carga vertical.

$$M_F = \frac{q_u * L^2}{12} \quad (6.46.a)$$

$$q_u = 1.2CM + 1.6CV$$

$$q_u = 1.2 * 1436.12 + 1.6 * 434.94 = 2419.25 \text{ Kg/ml}$$

$$M_F = \frac{2419.25 * 4.35^2}{12} = 3814.85 \text{ Kg - m}$$

$$M_{\text{sismo}} = f * M_F \quad (6.46.b)$$

$$M_{\text{sismo}} = 1.5 * 3814.85 = 5722.28 \text{ Kg - m}$$

$$M_u = M_F + M_{\text{sismo}} \quad (6.46.c)$$

$$M_u = 3814.85 + 5722.28 = 9537.13 \text{ Kg - m}$$

$$b_{\text{Asum}} = 25 \text{ cm}$$

$$d_b = \sqrt{\frac{M_u}{\phi R_{\text{Rub}}}} \quad (6.46.d)$$

$$d_b = \sqrt{\frac{9537.13 * 100}{0.9 * 44.61 * 25}} = 33.77 \text{ cm}$$

$$h = d + r$$

$$h = 30.82 + 2.5 = 33.32 \text{ cm}$$

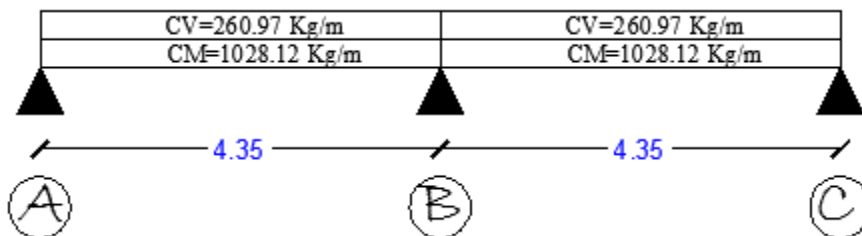
Entonces una vez realizado los cálculos se tiene las siguientes medidas de la viga Eje 2 que son las siguientes.

$$b = 25 \text{ cm}$$

$$h = 35 \text{ cm}$$

Prediseño sentido X-X

Viga Eje 2 Nv+16.40



Tramo A-B

$$P_{\text{CM}} = \frac{\text{Área} * \text{CM}}{L} \quad (6.45)$$

$$P_{\text{CM}} = \frac{(4.73 + 4.73) * 362.4}{4.35} = 788.12 \text{ Kg/ml}$$

$$PP = 240 \text{ Kg/ml}$$

$$P_{CV} = \frac{(4.73+4.73)*120}{4.35} = 260.97 \text{ Kg/ml}$$

Tramo B-C

$$P_{CM} = \frac{(4.73+4.73)*362.4}{4.35} = 788.12 \text{ Kg/ml}$$

$$PP = 240 \text{ Kg/ml}$$

$$P_{CV} = \frac{(4.73+4.73)*120}{4.35} = 260.97 \text{ Kg/ml}$$

Una vez determinados los pesos de carga muerta y viva procedemos a calcular el momento flector por carga vertical.

$$M_F = \frac{q_u * L^2}{12} \quad (6.46.a)$$

$$q_u = 1.2CM + 1.6CV$$

$$q_u = 1.2 * 1028.12 + 1.6 * 260.97 = 1651.30 \text{ Kg/ml}$$

$$M_F = \frac{1651.30 * 4.35^2}{12} = 2603.89 \text{ Kg - m}$$

$$M_{sismo} = f * M_F \quad (6.46.b)$$

$$M_{sismo} = 1.5 * 2603.89 = 3905.84 \text{ Kg - m}$$

$$M_u = M_F + M_{sismo} \quad (6.46.c)$$

$$M_u = 2603.89 + 3905.84 = 6509.73 \text{ Kg - m}$$

$$b_{Asum} = 25 \text{ cm}$$

$$d_b = \sqrt{\frac{M_u}{\phi R_{ub}}} \quad (6.46.d)$$

$$d_b = \sqrt{\frac{6509.73 * 100}{0.9 * 44.61 * 20}} = 25.47 \text{ cm}$$

$$h = d + r$$

$$h = 25.46 + 2.5 = 27.97 \text{ cm}$$

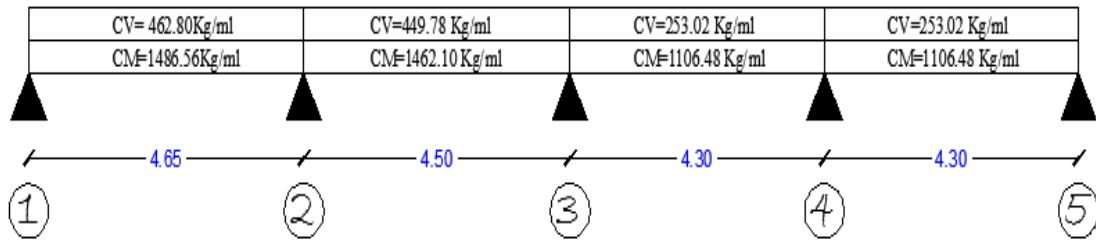
Entonces una vez realizado los cálculos se tiene las siguientes medidas de la viga Eje 2 que son las siguientes.

$$b = 25 \text{ cm}$$

$$h = 30 \text{ cm}$$

Prediseño sentido Y-Y

Viga Eje B Nv+2.90



Tramo 1-2

$$P_{CM} = \frac{\text{Área} \cdot CM}{L} \quad (6.45)$$

$$P_{CM} = \frac{(5.38+5.38) \cdot 362.4}{4.65} = 838.56 \text{ Kg/ml}$$

$$PP = 648 \text{ Kg/ml}$$

$$P_{CV} = \frac{(5.38+5.38) \cdot 200}{4.65} = 462.80 \text{ Kg/ml}$$

Tramo 2-3

$$P_{CM} = \frac{(5.06+5.06) \cdot 362.4}{4.50} = 815.00 \text{ Kg/ml}$$

$$PP = 648 \text{ Kg/ml}$$

$$P_{CV} = \frac{(5.06+5.06) \cdot 200}{4.50} = 449.78 \text{ Kg/ml}$$

Tramo 3-4

$$P_{CM} = \frac{(2.72+2.72) \cdot 362.4}{4.30} = 458.48 \text{ Kg/ml}$$

$$PP = 648 \text{ Kg/ml}$$

$$P_{CV} = \frac{(2.72+2.72) \cdot 200}{4.30} = 253.02 \text{ Kg/ml}$$

Tramo 4-5

$$P_{CM} = \frac{(2.72+2.72) \cdot 362.4}{4.30} = 458.48 \text{ Kg/ml}$$

$$PP = 648 \text{ Kg/ml}$$

$$P_{CV} = \frac{(2.72+2.72) \cdot 200}{4.30} = 253.02 \text{ Kg/ml}$$

Una vez determinados los pesos de carga muerta y viva procedemos a calcular el momento flector por carga vertical.

$$M_F = \frac{q_u \cdot L^2}{10} \quad (6.46.a)$$

$$q_u = 1.2CM + 1.6CV$$

$$q_u = 1.2 \cdot 1486.56 + 1.6 \cdot 462.80 = 2524.35 \text{ Kg/ml}$$

$$M_F = \frac{2524.35 \cdot 4.65^2}{10} = 5458.28 \text{ Kg} - \text{m}$$

$$M_{\text{sismo}} = f \cdot M_F \quad (6.46.b)$$

$$M_{\text{sismo}} = 1.5 \cdot 5458.28 = 8187.42 \text{ Kg} - \text{m}$$

$$M_u = M_F + M_{\text{sismo}} \quad (6.46.c)$$

$$M_u = 5458.28 + 8187.42 = 13645.70 \text{ Kg} - \text{m}$$

$$b_{\text{Asum}} = 30 \text{ cm}$$

$$d_b = \sqrt{\frac{M_u}{\phi R_{ub}}} \quad (6.46.d)$$

$$d_b = \sqrt{\frac{13645.70 \cdot 100}{0.9 \cdot 44.61 \cdot 30}} = 33.65 \text{ cm}$$

$$h = d + r$$

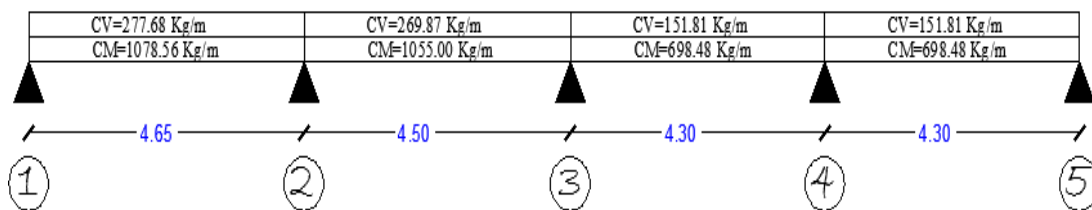
$$h = 33.65 + 2.5 = 36.15 \text{ cm}$$

Entonces una vez realizado los cálculos se tiene las siguientes medidas de la viga Eje 2 que son las siguientes.

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$h = 35 \text{ cm}$$

Viga Eje B Nv+16.40



Tramo 1-2

$$P_{CM} = \frac{\text{Área} \cdot CM}{L} \quad (6.45)$$

$$P_{CM} = \frac{(5.38 + 5.38) \cdot 362.4}{4.65} = 838.56 \text{ Kg/ml}$$

$$PP = 240 \text{ Kg/ml}$$

$$P_{CV} = \frac{(5.38 + 5.38) \cdot 120}{4.65} = 277.68 \text{ Kg/ml}$$

Tramo 2-3

$$P_{CM} = \frac{(5.06 + 5.06) \cdot 362.4}{4.50} = 815.00 \text{ Kg/ml}$$

$$PP = 240 \text{ Kg/ml}$$

$$P_{CV} = \frac{(5.06+5.06)*120}{4.50} = 269.87 \text{ Kg/ml}$$

Tramo 3-4

$$P_{CM} = \frac{(2.72+2.72)*362.4}{4.30} = 458.48 \text{ Kg/ml}$$

$$PP = 240 \text{ Kg/ml}$$

$$P_{CV} = \frac{(2.72+2.72)*120}{4.30} = 151.81 \text{ Kg/ml}$$

Tramo 4-5

$$P_{CM} = \frac{(2.72+2.72)*362.4}{4.30} = 458.48 \text{ Kg/ml}$$

$$PP = 240 \text{ Kg/ml}$$

$$P_{CV} = \frac{(2.72+2.72)*120}{4.30} = 151.81 \text{ Kg/ml}$$

Una vez determinados los pesos de carga muerta y viva procedemos a calcular el momento flector por carga vertical.

$$M_F = \frac{q_u * L^2}{10} \tag{6.46.a}$$

$$q_u = 1.2CM + 1.6CV$$

$$q_u = 1.2 * 1078.56 + 1.6 * 277.68 = 1738.56 \text{ Kg/ml}$$

$$M_F = \frac{1738.56 * 4.65^2}{10} = 3759.20 \text{ Kg - m}$$

$$M_{sismo} = f * M_F \tag{6.46.b}$$

$$M_{sismo} = 1.5 * 3759.20 = 5638.80 \text{ Kg - m}$$

$$M_u = M_F + M_{sismo} \tag{6.46.c}$$

$$M_u = 3759.20 + 5638.80 = 9398.00 \text{ Kg - m}$$

$$b_{Asum} = 30 \text{ cm}$$

$$d_b = \sqrt{\frac{M_u}{\phi R_{ub}}} \tag{6.46.d}$$

$$d_b = \sqrt{\frac{13645.70 * 100}{0.9 * 44.61 * 30}} = 27.5 \text{ cm}$$

$$h = d + r$$

$$h = 27.5 + 2.5 = 30 \text{ cm}$$

Entonces una vez realizado los cálculos se tiene las siguientes medidas de la viga Eje 2 que son las siguientes.

$$b = 30\text{cm}$$

$$h = 30\text{cm}$$

6.7.2.4 Diseño Directo Basado en desplazamientos (DDBD)

6.7.2.4.1 Parámetros de Diseño del DDBD

Los parámetros de diseño tienen como función principal determinar el contante basal de los pórticos estudiados y para ello necesitamos determinar los pesos y masas del edificio que están actuando en cada nivel de la estructura.

A continuación presentaremos un cuadro de pesos y masas que se encuentran actuando sobre nuestra estructura para ello realizamos el mismo procedimiento de cálculo efectuado para el edificio de tres pisos.

Resumen de Pesos y Masas por Planta:

Piso	Pared Tipo	Longitud Pared	Peso Pared	Peso (Ton)	Masa (Ton*seg ² /m)
Nv+16.40	T2	55	240	94.84	9.67
Nv+13.70	T1	84	648	136.07	13.87
Nv+11.00	T1	84	648	136.07	13.87
Nv+8.30	T1	84	648	136.07	13.87
Nv+5.60	T1	84	648	136.07	13.87
Nv+2.90	T1	84	648	136.07	13.87

Tabla 35: Resumen de Pesos y Masas Edifi. 6 Pisos

Piso	B Colm. (m)	H Colum. (m)	Long. Colm. (Ton)	Peso Colum. (Ton)	Peso Colum. Piso (T)	B Viga (m)	H Viga (m)	Long. Vigas (m)	Peso Vigas (Ton)
6	0.25	0.25	0.90	0.14	2.03	0.30	0.30	97.00	20.952
5	0.25	0.25	2.35	0.35	5.29	0.30	0.35	97.00	24.444
4	0.30	0.30	2.35	0.51	7.61	0.30	0.35	97.00	24.444
3	0.30	0.30	2.35	0.51	7.61	0.30	0.35	97.00	24.444
2	0.35	0.35	2.35	0.69	10.36	0.30	0.35	97.00	24.444
1	0.35	0.35	2.55	0.75	11.25	0.30	0.35	97.00	24.444
Σ				2.94	44.15				143.17

Tabla 36: Resumen de Pesos por Elementos Edifi. 6 Pisos

Piso	Peso Losa (Ton)	Peso Colum. Piso (T)	Peso Vigas (Ton)	Peso Total (Ton)	Masa Piso (Ton*seg2/m)	Masa/NºPorti. (Ton*seg2/m)
6	94.84	2.03	20.95	117,81	12.01	4.00
5	136.07	5.29	24.44	165,80	16.90	5.63
4	136.07	7.61	24.44	168,13	17.14	5.71
3	136.07	7.61	24.44	168,13	17.14	5.71
2	136.07	10.36	24.44	170,87	17.42	5.81
1	136.07	11.25	24.44	171,76	17.51	5.84
Σ	775.17	44.15	143.17	962,49	98.11	32.70

Tabla 37: Resumen de Masas por Elementos Edifi. 6 Pisos

➤ **Desplazamiento de Diseño**

Calculo del factor de amplificación dinámica de derivas

$$w_{\theta} = 1.15 - .0034H_n \leq 1 \quad (6.14)$$

$$w_{\theta} = 1.15 - .0034 * 16.40 = 1.09$$

Como W_{θ} no debe ser mayor que 1.00 ya que es lo que sugiere Priestley.

Calculo del Perfil de Desplazamientos de diseño

Para $n \leq 4$ pisos

$$\Delta_i = w_{\theta} H_i \theta_T \frac{4H_n - H_i}{4H_n - H_1} \quad (6.13.b)$$

$$\Delta_i = 1.0 * 16.40 * 0.02 \frac{4*16.40 - 16.40}{4*16.40 - 2.90} = 0.26 \text{ m}$$

A continuación se presenta un resumen del factor de amplificación dinámica y del perfil de desplazamientos para cada nivel de la estructura en estudio referente a un pórtico representativo.

Piso	H _i (m)	W _θ	θ _T	Δ _i	m _i	m _i *Δ _i	m _i *Δ _i ²	m _i *Δ _i *H _i
6	16.40	1.00	0.02	0.26	4.00	1.03	0.26	16.84
5	13.70	1.00	0.02	0.23	5.63	1.27	0.29	17.45
4	11.00	1.00	0.02	0.19	5.71	1.09	0.21	12.00
3	8.30	1.00	0.02	0.15	5.71	0.86	0.13	7.17
2	5.60	1.00	0.02	0.11	5.81	0.62	0.07	3.47
1	2.9	1.00	0.02	0.06	5.84	0.34	0.02	0.98
Σ					32.70	5.21	0.98	57.92

Tabla 38: Resumen de W_{θ} y Δ_i pórtico representativo Edifi. 6 Pisos

Calculo de desplazamiento Caracteristico

$$\Delta_d = \phi_P \phi_E \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i^2)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \quad (6.12)$$

$$\Delta_d = 1.0 * 1.0 \frac{0.98}{5.21} = 0.19 \text{ m}$$

➤ **Masa efectiva**

$$m_e = \sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i) / \Delta_d \quad (6.16)$$

$$m_e = \frac{5.21}{0.19} = 27.84 \text{ Ton} * \text{s}^2/\text{m}$$

➤ **Altura efectiva**

$$H_e = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i H_i)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \quad (6.15)$$

$$H_e = \frac{57.92}{5.21} = 11.11 \text{ m}$$

➤ **Desplazamiento de fluencia**

La deriva de fluencia (θ_y) que el Nec-2011 nos recomienda utilizar para estructuras con pórticos de concreto reforzado es:

$$\theta_y = 0.5 \varepsilon_y \frac{L_b}{h_b} \quad (6.18.a)$$

$$\theta_y = 0.5 * 0.002 \frac{4.65}{0.35} = 0.013$$

$$\Delta_y = \theta_y H_e \quad (6.17)$$

$$\Delta_y = 0.013 * 11.11 = 0.148 \text{ m}$$

➤ **Demanda de ductilidad**

$$\mu = \frac{\Delta_d}{\Delta_y} \quad (6.20)$$

$$\mu = \frac{0.19}{0.148} = 1.269$$

➤ **Amortiguamiento Viscoso Equivalente**

$$\xi_{\text{equivalente}} = 0.05 + 0.565 \left(\frac{\mu - 1}{\mu * \pi} \right) \quad (6.23)$$

$$\xi_{\text{equivalente}} = 0.05 + 0.565 \left(\frac{1.269 - 1}{1.269 * \pi} \right) = 0.09$$

➤ **Factor de Reducción de Demanda sísmica**

El factor de reducción de demanda sísmica R_ξ según el NEC-2011 se obtendrá de la Figura 16, en función de la demanda de ductilidad μ . Además se la puede calcular con la siguiente formula:

$$R_\varepsilon = \left(\frac{0.07}{0.02 + \xi_{\text{equivalente}}} \right)^{0.5} \quad (6.47.a)$$

$$R_\varepsilon = \left(\frac{0.07}{0.02 + 0.09} \right)^{0.5} = 0.805$$

$$\Delta_{3.12;9\%} = S_d * R_\varepsilon \quad (6.47.b)$$

$$\Delta_{3.12;9\%} = 0.617 * 0.805 = 0.496 \text{ m}$$

Del espectro de desplazamientos presentado en la figura 27 se tiene un periodo de esquina $T_L=3.12$ seg y un máximo desplazamiento espectral de 0.617 m.

$$\Delta_d < \Delta_{3.12;9\%} < S_{d \text{ max}}$$

$$0.12 \text{ m} < 0.496 \text{ m} < 0.617 \text{ m} \quad (\text{OK})$$

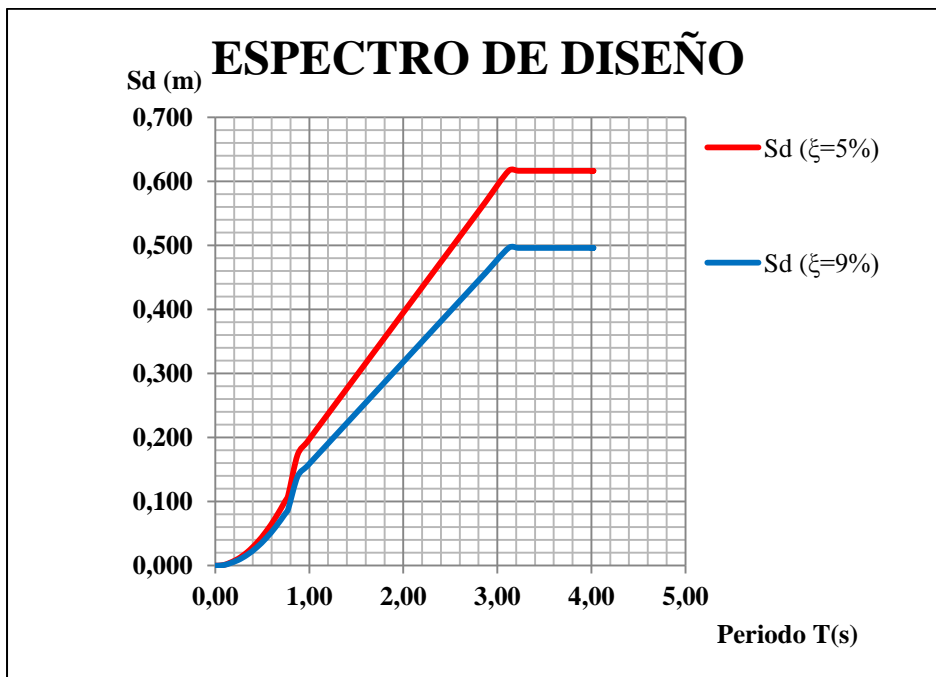


Figura 66: Espectro elástico de desplazamientos reducido Edifi. 6 Pisos

➤ **Periodo efectivo**

Si $T_c \leq T_{eff} \leq T_L$ entonces $T_{eff} = \frac{\Delta_{\%} * R_\xi}{0.38zF_d}$ (6.24)

$$T_{eff} = \frac{0.496 * 0.805}{0.38 * 0.40 * 1.30} = 2.02 \text{ seg}$$

$$0.77 \text{ seg} \leq 2.02 \text{ seg} \leq 3.12 \text{ seg}$$

➤ **Rigidez efectiva**

$$K_e = \frac{4\pi^2 * m_e}{T_e^2} \quad (6.26)$$

$$K_e = \frac{4\pi^2 * 27.84}{2.02^2} = 269.22 \text{ Ton/m}$$

➤ **Cortante basal de diseño**

$$V_{DDBD} = K_{eff} \Delta_d \quad (6.27)$$

$$V_{DDBD} = 269.22 * 0.19 = 50.41 \text{ Ton}$$

Finalmente calculamos el cortante basal en función del peso (w) que porcentaje representa.

$$V_{DDBD} = \frac{50.41}{32.70 * 9.81} = 0.157W$$

En la tabla 39 se presenta un resumen de los principales parámetros de diseño calculados, que definen las características de la estructura sustituta, se presenta a continuación.

PARAMETROS DE DISEÑO		
Desplazamiento característico (Δ_d)	0.19	m
Masa Efectiva (M_e)	27.84	Ton*s ² /m
Altura Efectiva (H_e)	11.11	m
Deriva de Fluencia (θ_y)	0.013	
Desplazamiento de Fluencia (Δ_y)	0.148	m
Demanda de Ductilidad (μ)	1.269	
Amortiguamiento Equivalente (ξ_{equiv})	0.09	%
Factor de Reducción (R_ξ)	0.805	
Desplazamiento Para un ($\Delta_{\xi_{equiv}}$)	0.496	m
Periodo Efectivo (T_{eff})	2.021	seg
Rigidez Efectiva (K_e)	269.2	Ton/m
Cortante Basal de diseño (V_{DDBD})	50.41	Ton
V_{DDBD} en Función del Peso	0.157	%

Tabla 39: Parámetros de diseño del pórtico representativo Edifi 6 Pisos

6.7.2.5 Distribución de la Fuerza de Cortante Basal

Pisos 1 a n-1:

$$F_i = kV_{Basal}(m_i \Delta_i) / \sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i) \quad (6.28.a)$$

$$F_1 = 0.90 * 50.41 \frac{0.34}{5.21} = 2.94 \text{ Ton} \quad F_2 = 0.90 * 50.41 \frac{0.62}{5.21} = 5.40 \text{ Ton}$$

$$F_3 = 0.90 * 50.41 \frac{0.86}{5.21} = 7.52 \text{Ton} \quad F_4 = 0.90 * 50.41 \frac{1.09}{5.21} = 9.49 \text{Ton}$$

$$F_5 = 0.90 * 50.41 \frac{1.27}{5.21} = 11.08 \text{Ton}$$

Techo (Pisos n):

$$F_n = (1 - k)V_{\text{Base}} + kV_{\text{Basal}}(m_i \Delta_i) / \sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i) \quad (6.28.b)$$

$$F_6 = (1 - 0.90)50.41 + 0.90 * 50.41 \frac{1.03}{5.21} = 13.98 \text{Ton}$$

La NEC-2011 define el valor de $k=0.90$ para edificaciones aporticadas y para otras estructuras un valor de $k=1.0$.

Piso	$m_i \Delta_i$ (T*seg ²)	F_i (Ton)	V Piso (Ton)
6	1,03	13,98	13,98
5	1,27	11,08	25,06
4	1,09	9,49	34,56
3	0,86	7,52	42,08
2	0,62	5,40	47,48
1	0,34	2,94	50,41
Σ	5,21	50,41	

Tabla 40: Fuerzas de Piso Edifi. 6 Pisos

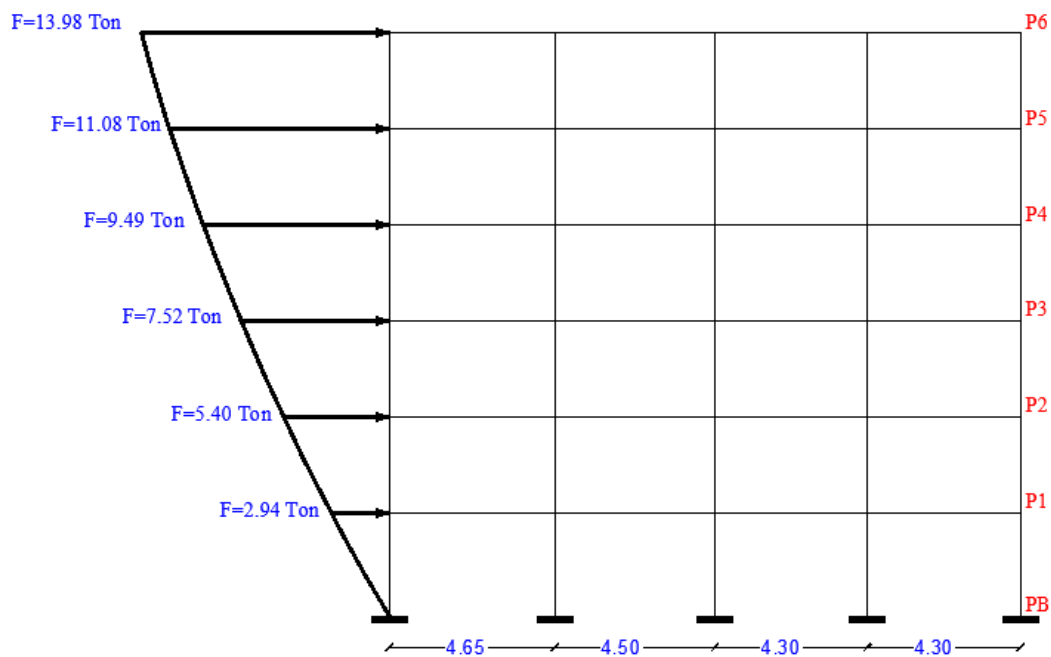


Figura 67: Fuerzas de Piso Edifi. 6 Pisos

6.7.2.6 Análisis de la Estructura Bajo Fuerzas Laterales de Diseño

Nuestro análisis será efectuado con la ayuda del programa ETABS de acuerdo a las secciones obtenidas en el prediseño anterior de columnas y vigas las cuales estarán sometidas a las cargas de diseño que se obtuvieron en nuestro pórtico equivalente de la estructura en estudio. Para empezar con nuestro análisis resumiremos los materiales y secciones de nuestra estructura:

CARACTERISTICAS	DATOS
Materiales	
Hormigón $f^c=$	240 Kg/cm ²
Acero de refuerzo $f_y=$	4200 Kg/cm ²
Geometría del Edificio	
Nº de Pisos	6
Nº de Vanos	4 en la dirección del pórtico representativo
Característica en elevación:	Regular
Característica en planta:	Regular
Losa de Piso:	15 cm (Alivianada)
Columnas:	35x35cm
Vigas:	30x35cm
Altura Total=	16.40 m
Masa total=	32.70 T*s ² /m
Movimiento del Suelo	
Espectro de desplazamiento:	NEC-11
Sitio:	Ambato
Suelo Tipo:	C
Periodo de Retorno:	475 años
PGA:	0.4g
Objetivo de Desempeño	
Estado Limite:	Control de Daños
Deriva Limite:	2%

Tabla 41: Datos generales de la Estructura Edifi. 6 Pisos

Una vez ya definido los datos de nuestra estructura procedemos a realiza r el análisis en el programa ETABS siguiendo los pasos de análisis y diseño establecidos para la estructura de tres niveles; por lo que empezaremos definiendo las dimensiones de los elementos estructurales y las cargas a las que se encuentran sometidas.

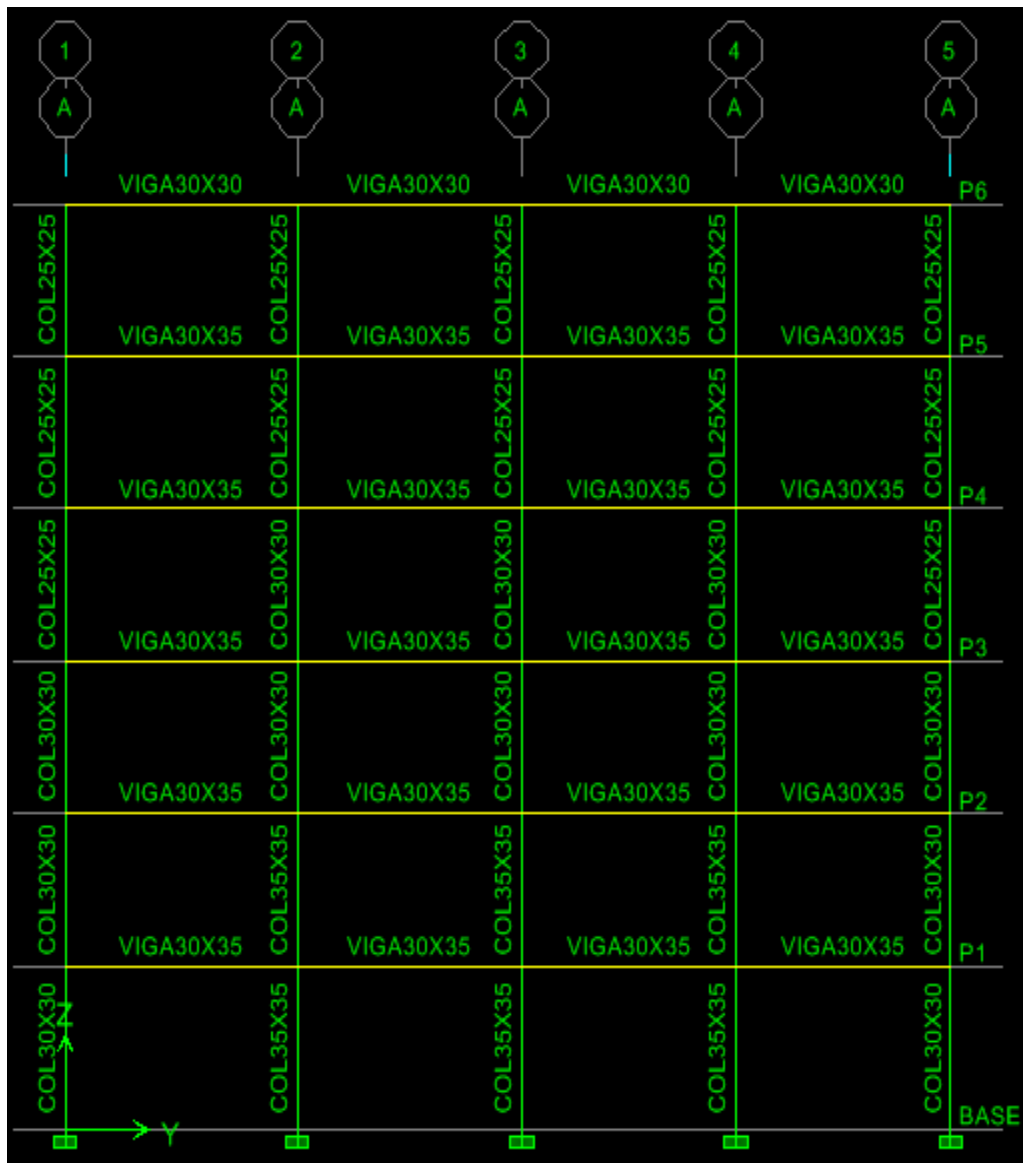


Figura 68: Modelo estructural con las secciones definidas Edifi 6 Pisos

Definida ya nuestras secciones de los elementos definimos las cargas actuantes en la estructura ya sea carga muerta (D), carga viva (L) y carga sísmica (SY) para esto realizaremos el siguiente cuadro de cargas:

PISO	CM Kg/m	CV Kg/m	SY KG
6	1078,56	277,68	13980,00
5	1486,56	462,80	11080,00
4	1486,56	462,80	9490,00
3	1486,56	462,80	7520,00
2	1486,56	462,80	5400,00
1	1486,56	462,80	2940,00
Σ	8511,36	2591,68	50410,00

Tabla 42: Resumen de cargas Edifi. 6 Pisos

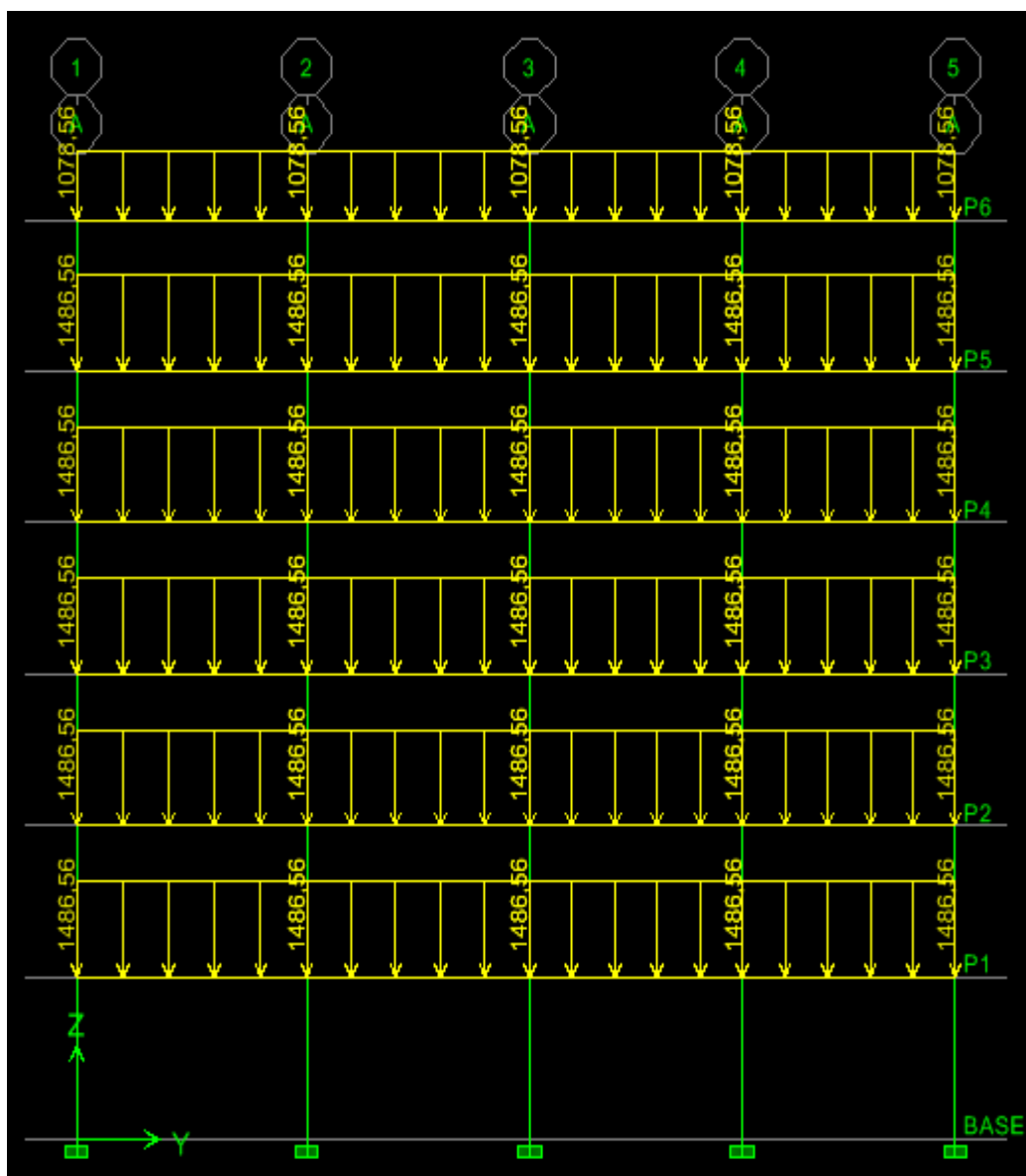


Figura 69: Carga Muerta Distribuida Edifi. 6 Pisos

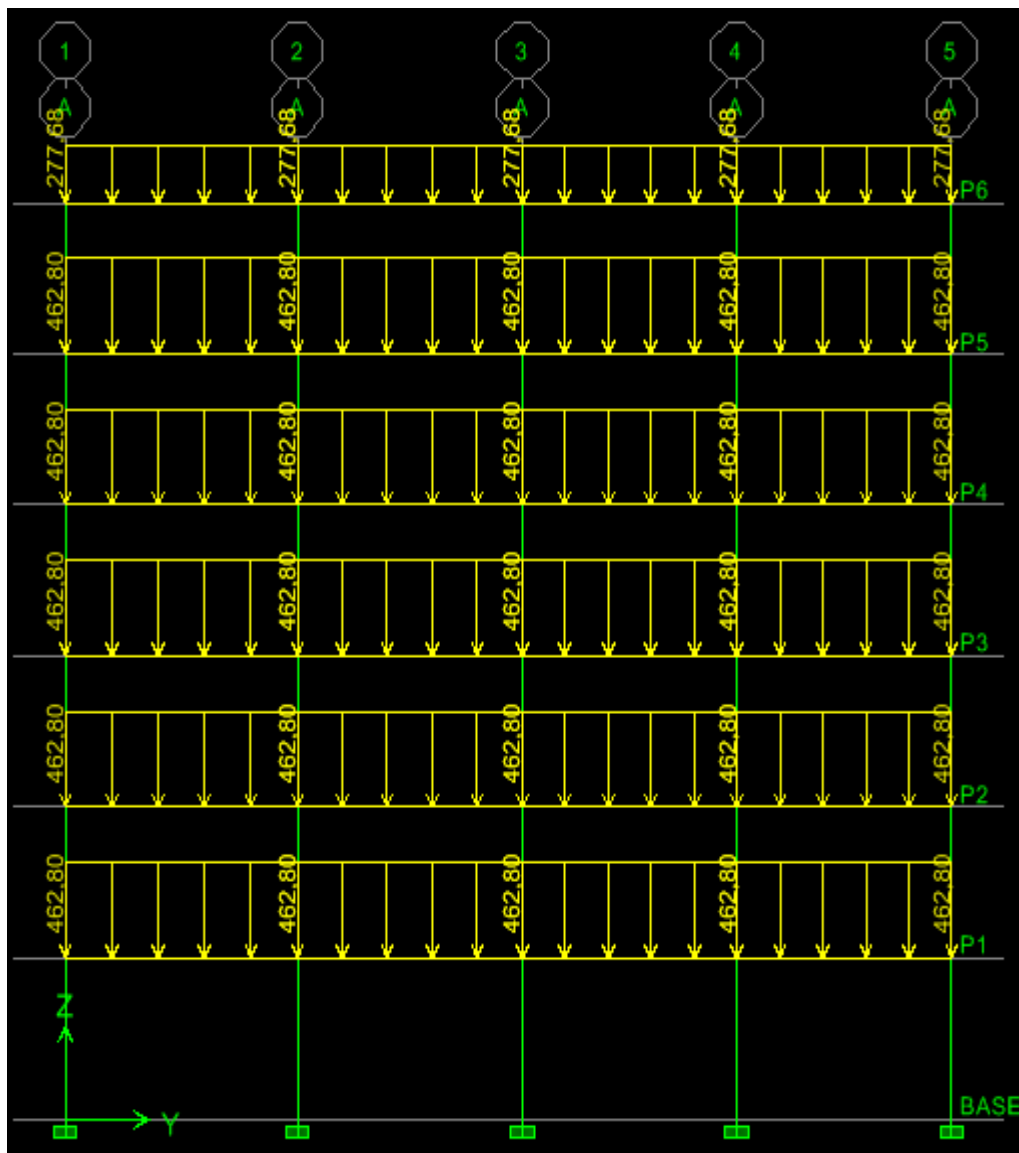


Figura 70: Carga Viva Distribuida Edifi. 6 Pisos

En el programa ETABS una vez ya definido las cargas gravitacionales de servicio como es la carga muerta (D) y la carga viva (L) se procede de manera inmediata a ingresar las fuerzas laterales calculadas anteriormente. Estas fuerzas laterales son las que producirán las derivas máximas de diseño establecido en la NEC-11 y también generaran las deformaciones máximas que el edificio tendrá ante eventos sísmicos durante su vida útil.

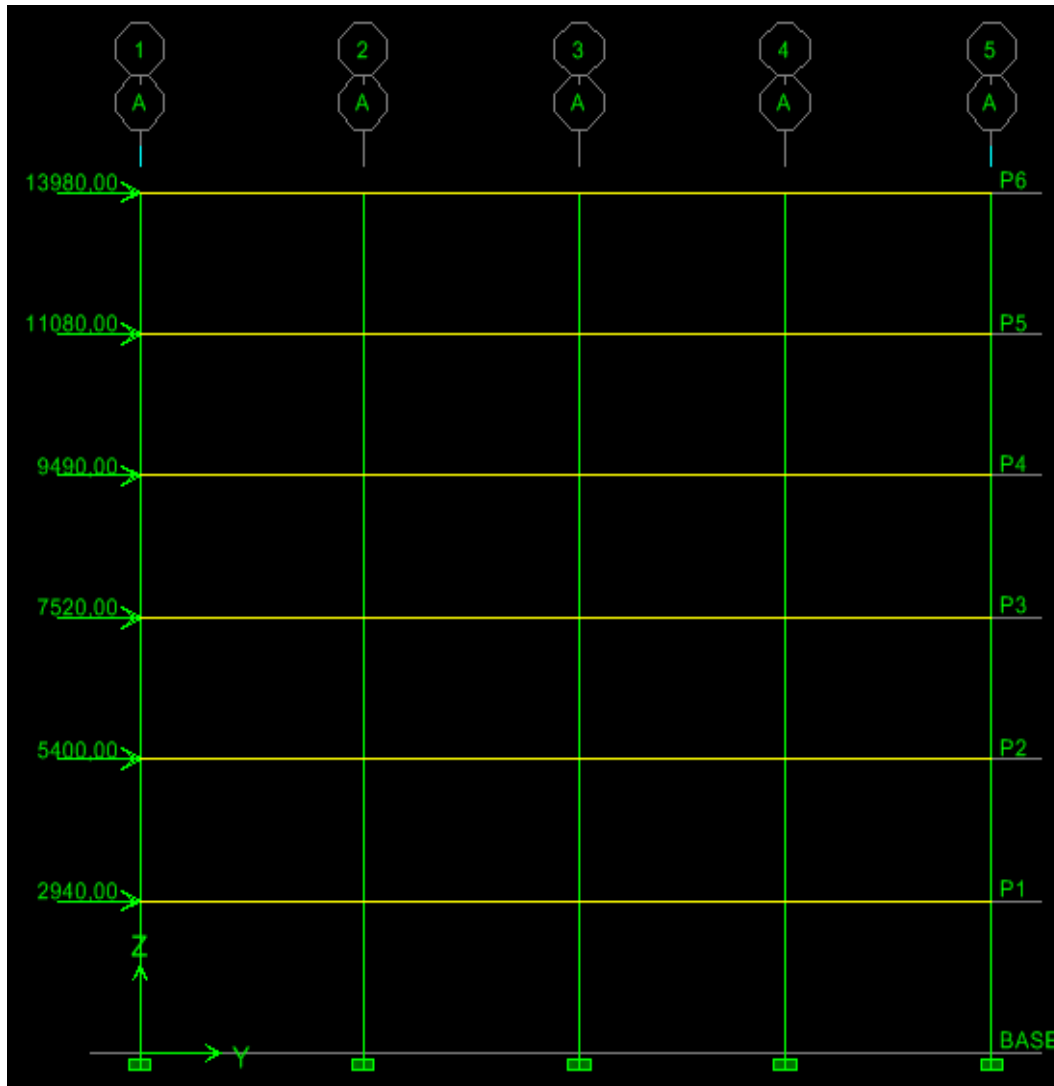


Figura 71: Fuerzas Laterales Edifi. 6 Pisos

6.7.2.7 Análisis de resultados

Una vez ya finalizado el proceso de ingreso de datos a nuestra estructura representativa procedemos a ejecutar el programa ETABS para chequear los desplazamientos máximos producidos por las fuerzas laterales además de vemos verificar los porcentajes de acero requerido en las vigas y columnas.

Análisis de las Columnas

Para las columnas efectuando el análisis estructural se obtuvieron los siguientes resultados con respecto a las áreas de acero de refuerzo necesario para satisfacer nuestro diseño tanto longitudinal como transversal y se representan en la tabla 43.

Rango de ductilidad

$$\rho_{min} \leq \rho \leq \rho_{max}$$

$$0.01 \leq \rho \leq 0.03$$

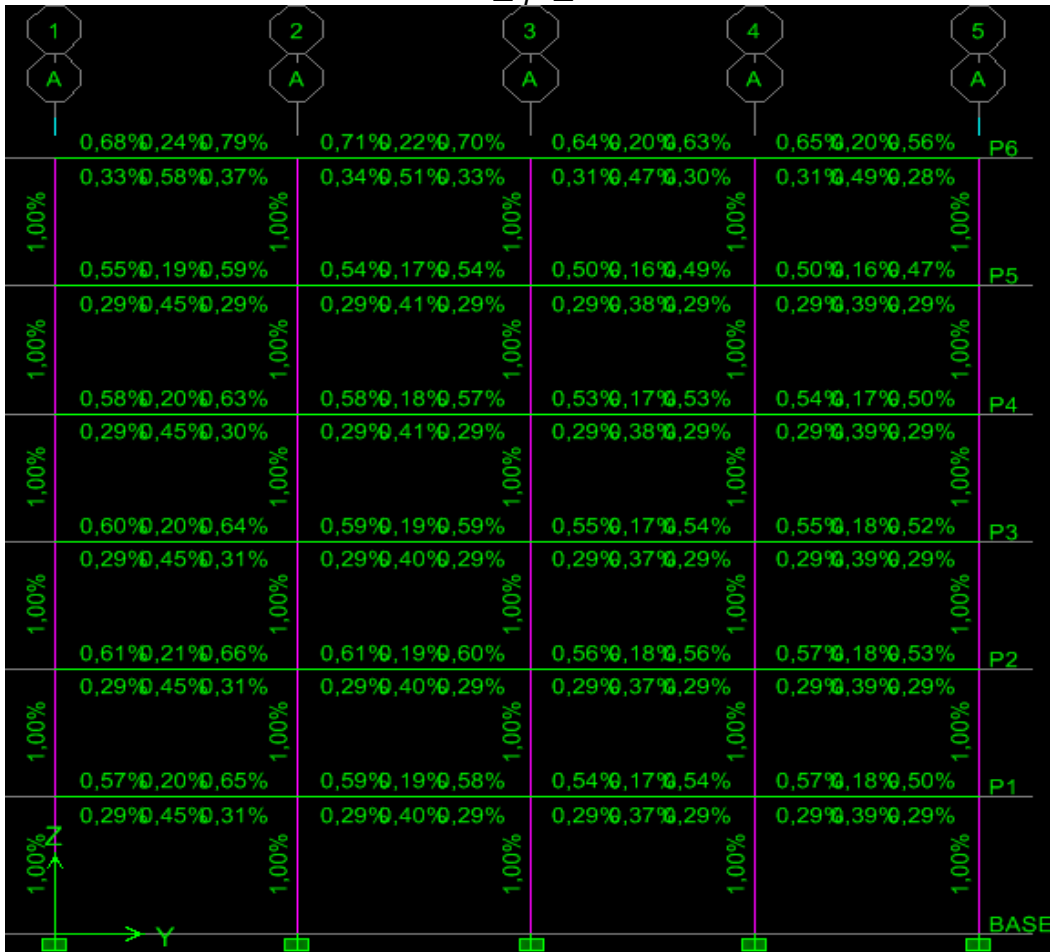


Figura 72: Porcentajes de acero en las columnas Edifi. 6 Pisos

Como podemos observar que los porcentajes de acero de las columnas del p3rtico representativo est3n dentro del rango de ductilidad por lo que podemos concluir que nuestras dimensiones de columnas est3n correctas para las solicitaciones de cargas previstas en nuestra estructura durante su vida 3til.

Piso	B(m)	H(m)	AREA(cm ²)	ACERO(cm ²)	ρ(%)	ACERO LONG.	ACERO TRANSV.
6	0.40	0.40	1600	16.08	1.01	8φ16	5 Ramas φ 10
5	0.40	0.40	1600	16.08	1.01	8φ16	5 Ramas φ 10
4	0.40	0.40	1600	16.08	1.01	8φ16	5 Ramas φ 10
3	0.40	0.40	1600	20.32	1.27	8φ18	5 Ramas φ 10
2	0.40	0.40	1600	20.32	1.27	8φ18	5 Ramas φ 10
1	0.40	0.40	1600	20.32	1.27	8φ18	5 Ramas φ 10

Tabla 43: Resumen del dise1o de las columnas Edifi. 6 Pisos

PISO	DIM.	CORTE COLUMNA
6	40x40	<p>8Ø16 1EØ10 @0.10 Y 0.20 1Bincha Ø10 @0.10 Y 0.20</p>
5	40x40	<p>8Ø16 1EØ10 @0.10 Y 0.20 1Bincha Ø10 @0.10 Y 0.20</p>
4	40x40	<p>8Ø16 1EØ10 @0.10 Y 0.20 1Bincha Ø10 @0.10 Y 0.20</p>
4	40x40	<p>8Ø16 1EØ10 @0.10 Y 0.20 1Bincha Ø10 @0.10 Y 0.20</p>
3	40x40	<p>8Ø16 1EØ10 @0.10 Y 0.20 1Bincha Ø10 @0.10 Y 0.20</p>
3	40x40	<p>8Ø18 1EØ10 @0.10 Y 0.20 1Bincha Ø10 @0.10 Y 0.20</p>
2	40x40	<p>8Ø18 1EØ10 @0.10 Y 0.20 1Bincha Ø10 @0.10 Y 0.20</p>
2	40x40	<p>8Ø18 1EØ10 @0.10 Y 0.20 1Bincha Ø10 @0.10 Y 0.20</p>
1	40x40	<p>8Ø18 1EØ10 @0.10 Y 0.20 1Bincha Ø10 @0.10 Y 0.20</p>
1	40x40	<p>8Ø18 1EØ10 @0.10 Y 0.20 1Bincha Ø10 @0.10 Y 0.20</p>
0	40x40	<p>8Ø18 1EØ10 @0.10 Y 0.20 1Bincha Ø10 @0.10 Y 0.20</p>

Figura 73: Corte típico de las columnas Edifi. 6 Pisos

A continuación se presenta los diagramas de interacción de las columnas establecidas para nuestro diseño estructural mediante el método DDBD.

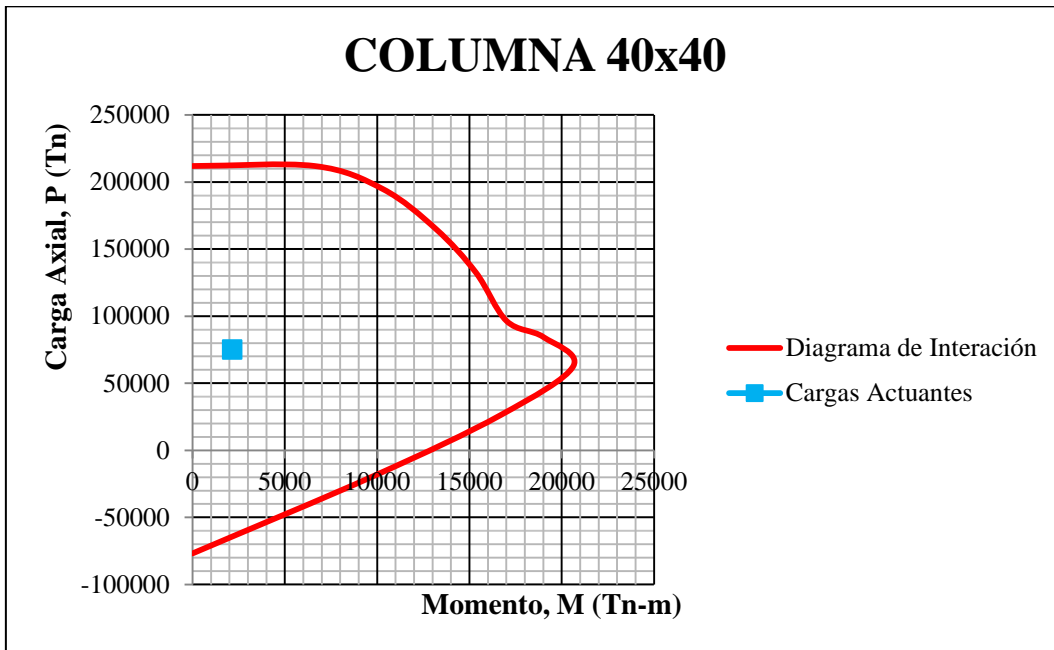


Figura 74: Diagrama de Interacción Primer Piso Edifi. 6 Pisos

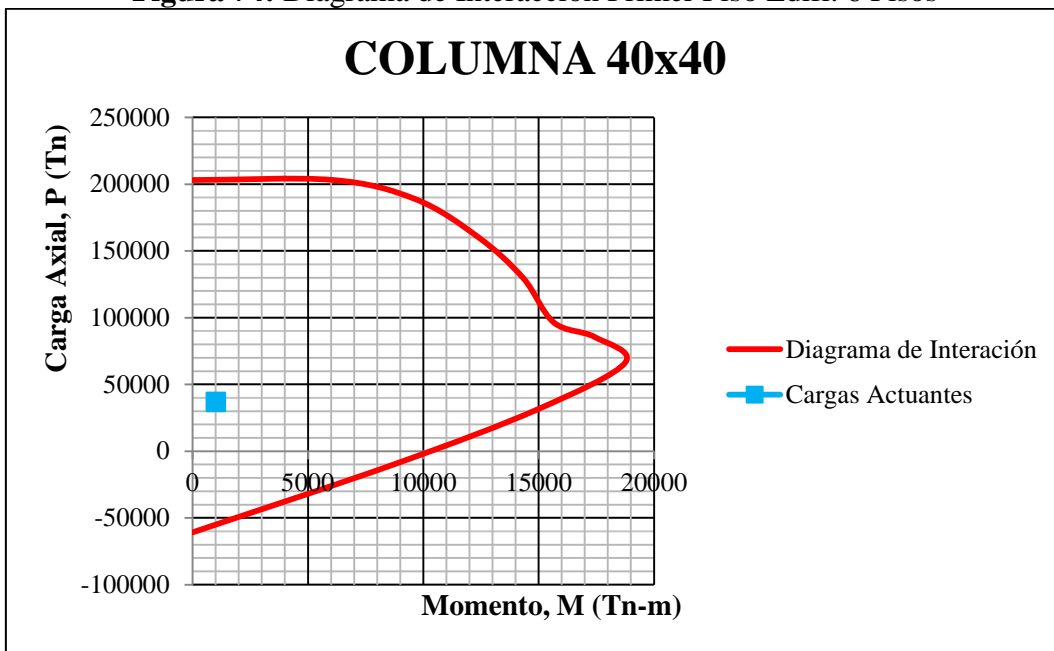


Figura 75: Diagrama de Interacción Cuarto Piso Edifi. 6 Pisos

Análisis de las Vigas

Para las vigas efectuando el análisis estructural se obtuvieron los siguientes resultados con respecto a las áreas de acero de refuerzo necesario para satisfacer nuestro diseño tanto longitudinal como transversal y se representan en figura 76.

Rango de ductilidad

$$\rho_{mim} = \frac{14.1}{f_y} \quad (6.48)$$

$$\rho_{mim} = \frac{14.1}{4200}$$

$$\rho_{mim} = 0.00336$$

$$\rho_{max} = 0.50(0.85 * \beta_1 * \frac{f'_c}{f_y} * \frac{6300}{6300+f_y}) \quad (6.49)$$

$$\rho_{max} = 0.50(0.85 * 0.85 * \frac{240}{4200} * \frac{6300}{6300+4200})$$

$$\rho_{max} = 0.01238$$

$$\rho_{mim} \leq \rho \leq \rho_{max}$$

$$0.00336 \leq \rho \leq 0.01238$$

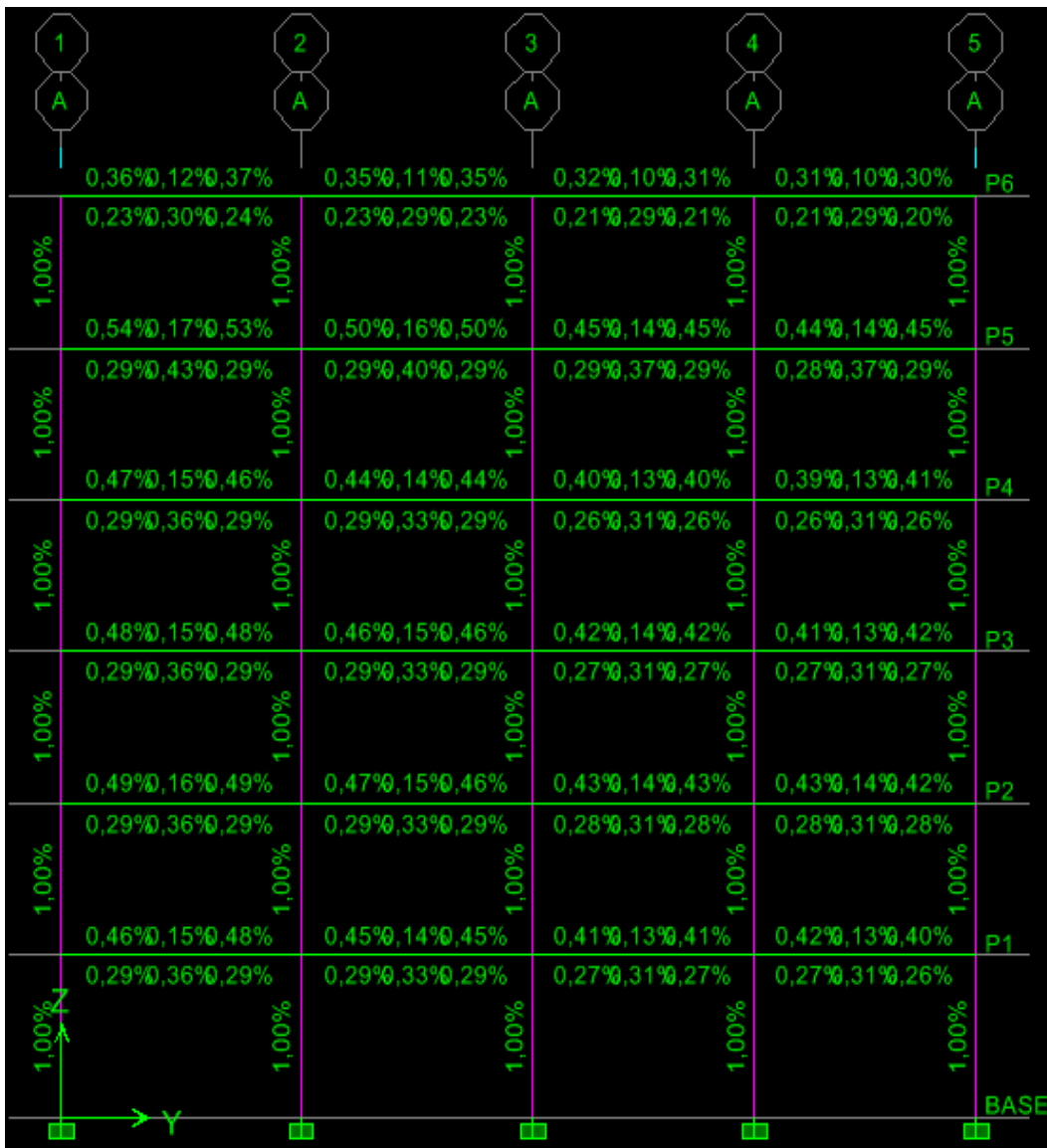


Figura 76: Porcentajes de acero en las vigas Edifi. 6 Pisos

De la figura anterior se puede decir que las cuantías de acero de refuerzo para las vigas están dentro de los porcentajes de acero admisible para el diseño de las mismas por ende se pueden decir que las secciones establecidas en nuestro prediseño cumplen satisfactoriamente. Y por eso detalladamente presentamos en la tabla 44 las cuantías de acero y el área necesaria del acero de refuerzo.

Piso	B(m)	H(m)	AREA(cm ²)	ACERO(cm ²)	ρ(%)	ACERO LONG.	ACERO TRANSV.
6	0.25	0.30	750	As+=2.68 As-=2.24	0.36 0.30	3φ12 3φ12	4 Ramas φ 10
5	0.25	0.30	750	As+=4.05 As-=3.23	0.54 0.43	4φ12 3φ12	4 Ramas φ 10
4	0.30	0.30	900	As+=4.23 As-=3.26	0.47 0.36	4φ12 3φ12	4 Ramas φ 10
3	0.30	0.30	900	As+=4.36 As-=3.26	0.48 0.36	4φ12 3φ12	4 Ramas φ 10
2	0.30	0.30	900	As+=4.39 As-=3.26	0.49 0.36	4φ12 3φ12	4 Ramas φ 10
1	0.30	0.30	900	As+=4.15 As-=3.28	0.46 0.36	4φ12 3φ12	4 Ramas φ 10

Tabla 44: Resumen del diseño de las vigas Edifi. 6 Pisos

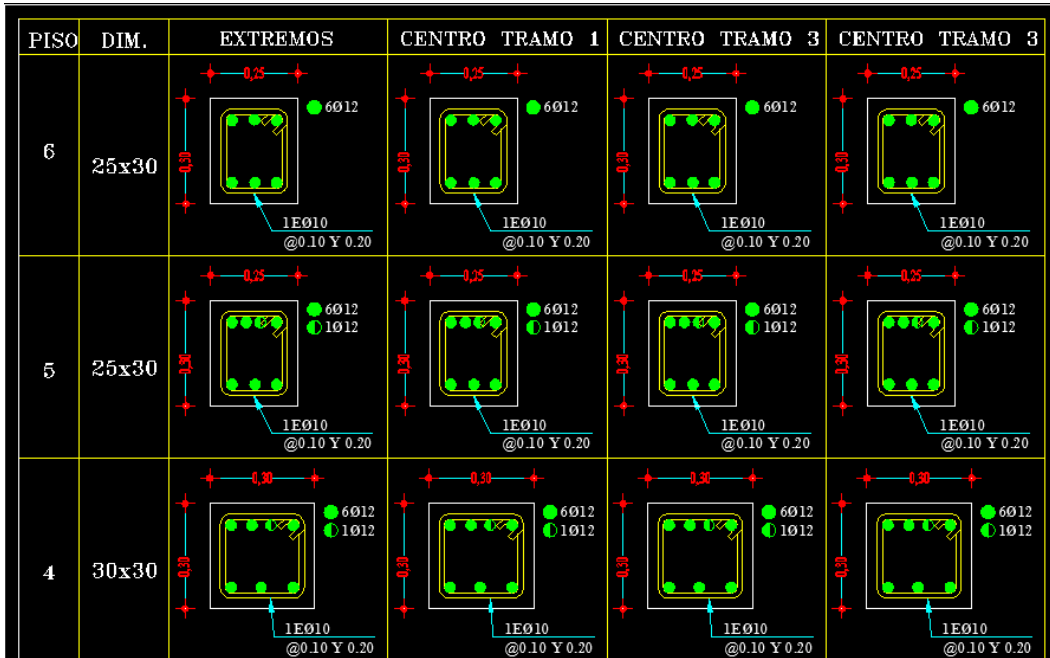


Figura 77: Armadura de las Vigas Edifi. 6 Pisos

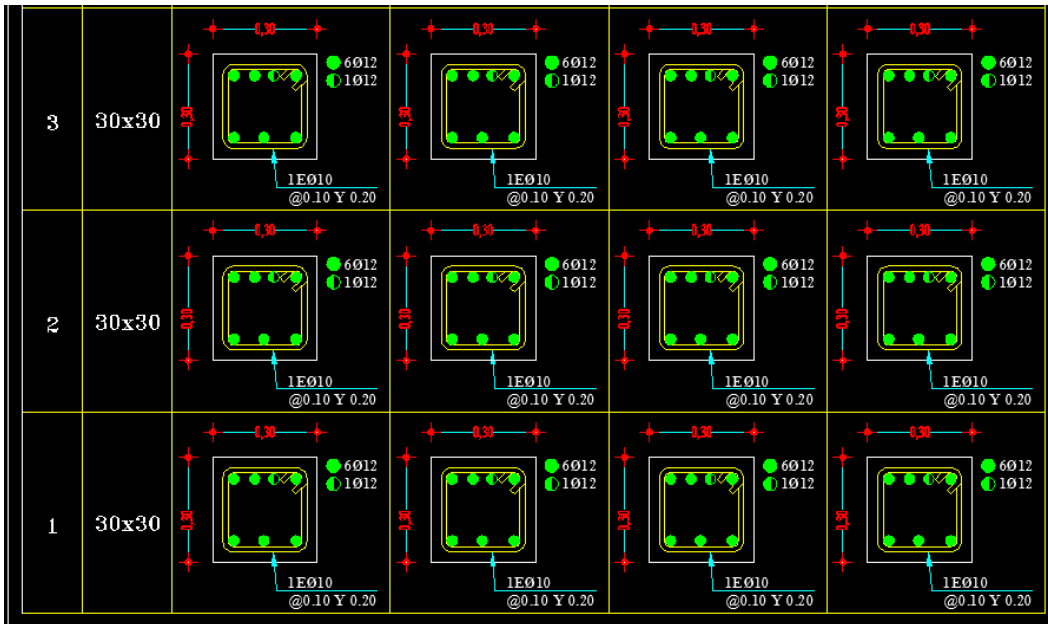


Figura 78: Armadura de las Vigas Edifi. 6 Pisos

Una vez realizado los diseños de los elementos estructurales tanto para vigas como columnas ahora procederemos a revisar los desplazamientos elásticos debido a la fuerzas del cortante basal.

Rango de desplazamientos

$$\Delta \leq \Delta_{max}$$

$$\Delta \leq 19 \text{ cm}$$

PISO	Fi (Ton)	Desplazamiento(cm)
6	13.98	18.54
5	11.08	16.52
4	9.49	13.72
3	7.52	10.19
2	5.40	6.16
1	2.94	3.40

Tabla 45: Resumen de desplazamientos elásticos de piso Edifi. 6 Pisos

Se puede observar que en la tabla 45 los desplazamientos elásticos son muy bajos con relación al desplazamiento máximo que la estructura presentara en algún momento de su vida y esto es un buen presagio para nuestro diseño.

6.7.2.8 Comprobación del diseño

Una vez que se ha diseñado el pórtico equivalente de nuestra estructura en estudio según el Método Directo Basado en Desplazamientos (DDBD), es necesario realizar una comprobación de desempeño del edificio en el rango inelástico, y para ello es necesario efectuar un Análisis Estático No Lineal (PUSHOVER).

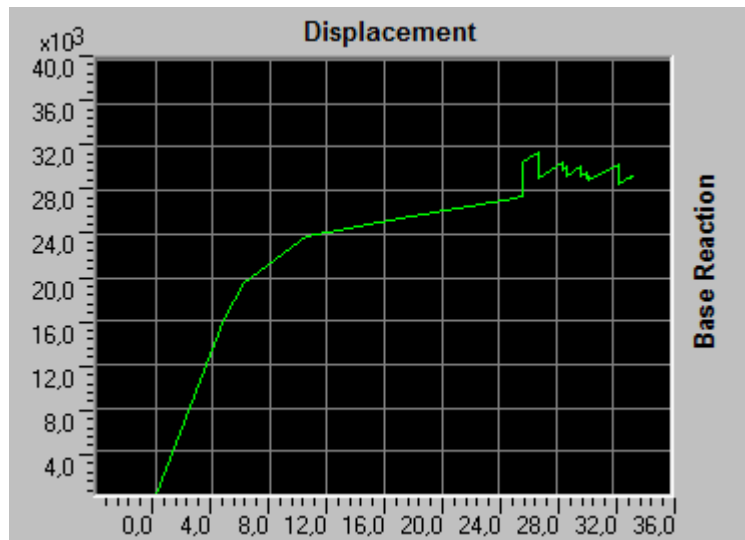


Figura 79: Curva de Capacidad (ETABS) Edifi. 6 Pisos

De la figura 6.67 proporcionada por el ETABS se obtuvieron los desplazamientos inelásticos que la estructura tendrá en algún momento de su vida útil antes de llegar al colapso; en la tabla 46 se representan un resumen de dichos desplazamientos.

PISO	Fi (Ton)	Desplazamiento(cm)
6	13.98	25.71
5	11.08	23.89
4	9.49	20.59
3	7.52	15.56
2	5.40	9.44
1	2.94	3.63

Tabla 46: Resumen de desplazamientos inelásticos de piso Edifi. 6 Pisos

En la curva de capacidad se puede observar que el desplazamiento ultimo del pórtico es de 0.2355 m es decir que alcanza el 90.58% del desplazamiento límite en el perfil de desplazamientos establecido en la tabla 38 que fue de 0.26 m.

En la siguiente figura siguiente se puede observar la formación de las rotulas plásticas y se puede apreciar que cumple el principio de la Idealización Elasto - Plástica y esto no asegura tener un buen diseño sismoresistente por desempeño.

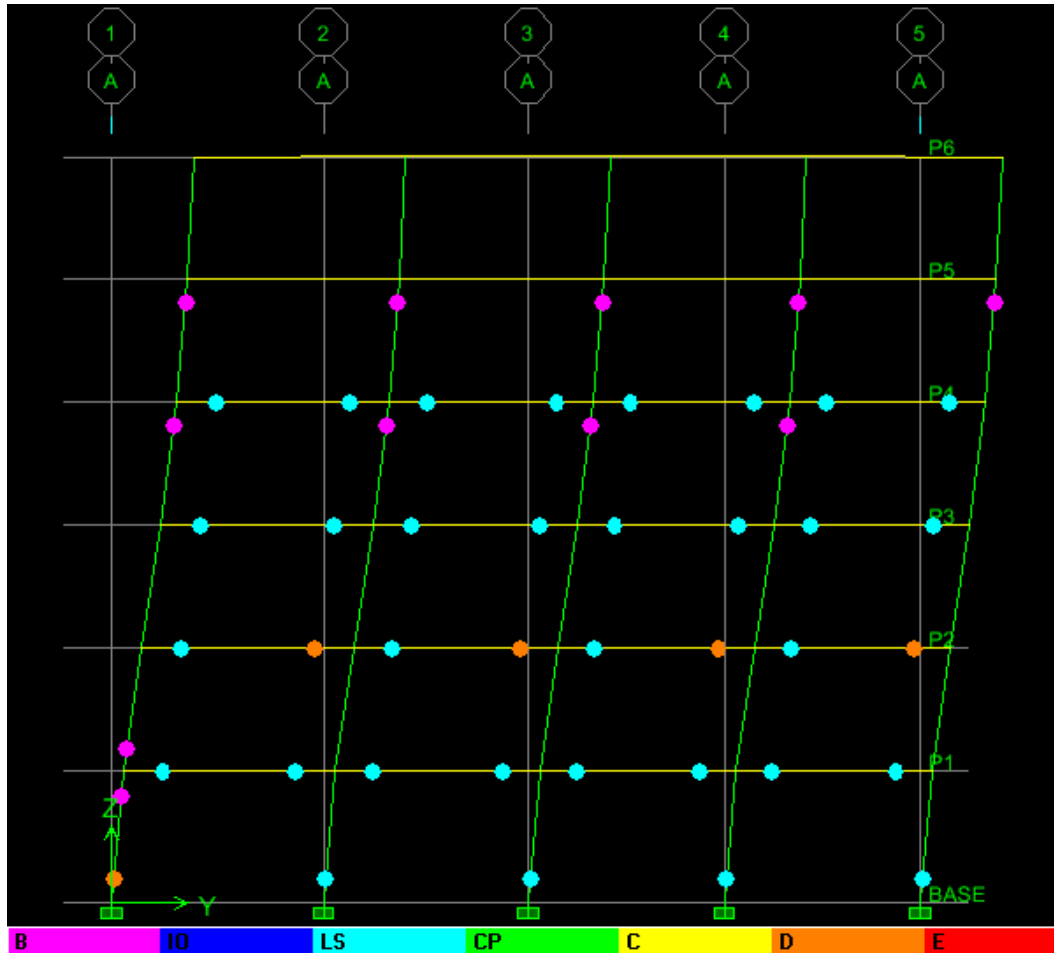
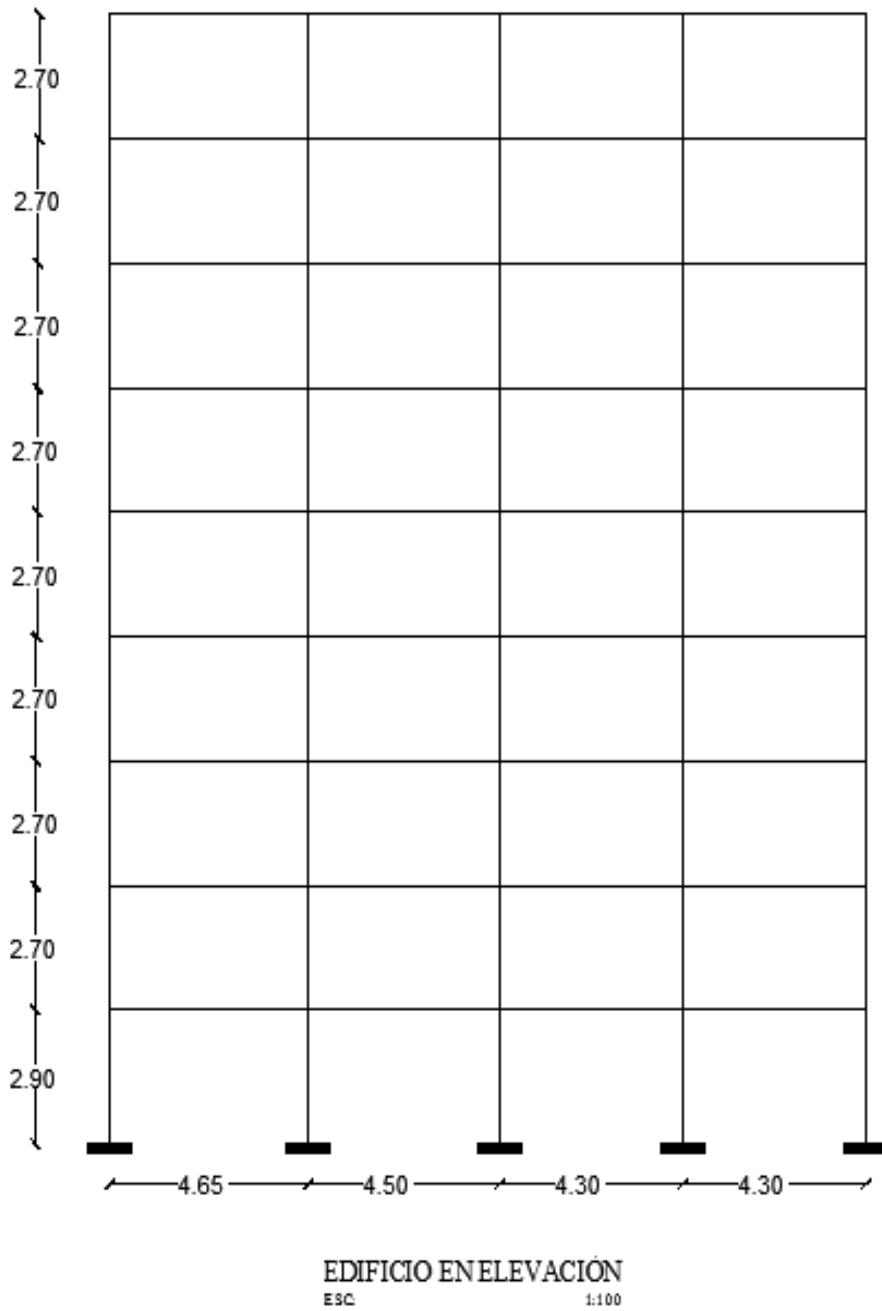


Figura 80: Rotulas Plásticas (ETABS) Edifi. 6 Pisos

6.7.3 EDIFICIO DE NUEVE PISOS DISEÑADO MEDIANTE EL MÉTODO DE DISEÑO DIRECTO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS (DDBD)

6.7.3.1 Prediseño de Elementos Estructurales

Para realizar el prediseño de nuestros elementos estructurales consideramos las mismas características del edificio de tres pisos descritos anteriormente. Además tendrá la misma configuración en planta por lo que tendrá las mismas áreas cooperantes para el pre-dimensionamiento de los elementos estructurales; lo único que cambiara es su configuración en elevación que será de seis niveles.



6.7.3.1.1 Prediseño de losa

En nuestro prediseño anterior para el edificio de tres pisos obtuvimos un peralte de losa $h=15\text{cm}$ por lo que asumiremos el mismo peralte de losa para el edificio en estudio.

6.7.3.2 Prediseño de Columnas

Columnas interiores: (B1),(B2), (B3), (B4), (B5).

$$\begin{aligned}U &= 1.2D + 1.6L && \text{(Ecuación 9.2 del ACI 318S-11)} \\U &= 1.2(363.00\text{Kg/m}^2) + 1.6(200.00\text{Kg/m}^2) \\U &= 755.60 \text{ Kg/m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}P_u &= U * \text{Area Tributaria} * N^\circ. \text{Pisos} && (6.42) \\P_u &= 755.60 \text{ Kg/m}^2 * 19.92\text{m}^2 * 9 \\P_u &= 135463.97 \text{ Kg}\end{aligned}$$

Para efectuar el pre-dimensionamiento utilizaremos la siguiente formula empírica siendo A la sección de la columna:

$$\begin{aligned}A &= \frac{P_u}{0.3f_c} && (6.43) \\A &= \frac{135463.97 \text{ Kg}}{0.3(240 \text{ Kg/cm}^2)} \\A &= 1881.44 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

Asumiendo un b=45cm, lo mínimo que exige el ACI 318S-11, y por ende sería:

$$\begin{aligned}h_{cal} &= \frac{A}{b} && (6.44) \\h_{cal} &= \frac{1881.44 \text{ cm}^2}{45 \text{ cm}} \\h_{cal} &= 41.81 \text{ cm} \cong 45 \text{ cm} \\b &= 45\text{cm} \\H &= 45\text{cm}\end{aligned}$$

Columnas exteriores: (B1), (B5).

$$\begin{aligned}U &= 1.2D + 1.6L && \text{(Ecuación 9.2 del ACI 318S-11)} \\U &= 1.2(363.00\text{Kg/m}^2) + 1.6(200.00\text{Kg/m}^2) \\U &= 755.60 \text{ Kg/m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}P_u &= U * \text{Area Tributaria} * N^\circ. \text{Pisos} && (6.42) \\P_u &= 755.60 \text{ Kg/m}^2 * 11.53\text{m}^2 * 9 \\P_u &= 78408.61 \text{ Kg}\end{aligned}$$

Para efectuar el pre-dimensionamiento utilizaremos la siguiente formula empírica siendo A la sección de la columna:

$$\begin{aligned}A &= \frac{P_u}{0.3f_c} && (6.43) \\A &= \frac{78408.61 \text{ Kg}}{0.3(240 \text{ Kg/cm}^2)} \\A &= 1089.01 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

Asumiendo un $b=35\text{cm}$, lo mínimo que exige el ACI 318S-11, y por ende sería:

$$h_{cal} = \frac{A}{b} \quad (6.44)$$

$$h_{cal} = \frac{1089.01 \text{ cm}^2}{35 \text{ cm}}$$

$$h_{cal} = 31.11 \text{ cm} \cong 35 \text{ cm}$$

$$b = 35\text{cm}$$

$$H = 35\text{cm}$$

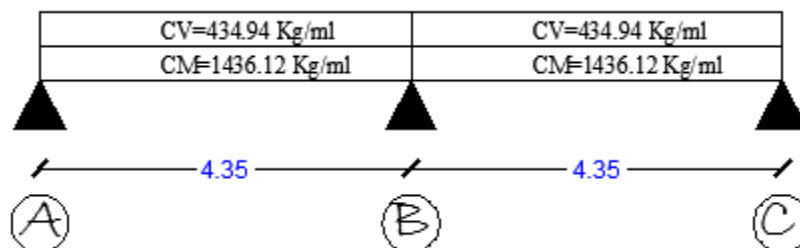
6.7.3.3 Prediseño de Vigas

Como ya se dijo utilizaremos en mismo mosaico de cargas y áreas establecidas en la figura 26 del edificio de tres niveles.

Procedemos a realizar el Prediseño de las vigas tanto en el sentido X-X como en el sentido Y-Y donde escogeremos la viga que soporta mayor carga.

Prediseño sentido X-X

Viga Eje 2 Nv+2.90



Tramo A-B

$$P_{CM} = \frac{\text{Área} \cdot CM}{L} \quad (6.45)$$

$$P_{CM} = \frac{(4.73+4.73) \cdot 362.4}{4.35} = 788.12 \text{ Kg/ml}$$

$$PP = 648 \text{ Kg/ml}$$

$$P_{CV} = \frac{(4.73+4.73) \cdot 200}{4.35} = 434.94 \text{ Kg/ml}$$

Tramo B-C

$$P_{CM} = \frac{(4.73+4.73) \cdot 362.4}{4.35} = 788.12 \text{ Kg/ml}$$

$$PP = 648 \text{ Kg/ml}$$

$$P_{CV} = \frac{(4.73+4.73) \cdot 200}{4.35} = 434.94 \text{ Kg/ml}$$

Una vez determinados los pesos de carga muerta y viva procedemos a calcular el momento flector por carga vertical.

$$M_F = \frac{q_u * L^2}{12} \quad (6.46.a)$$

$$q_u = 1.2CM + 1.6CV$$

$$q_u = 1.2 * 1436.12 + 1.6 * 434.94 = 2419.25 \text{ Kg/ml}$$

$$M_F = \frac{2419.25 * 4.35^2}{12} = 3814.85 \text{ Kg - m}$$

$$M_{\text{sismo}} = f * M_F \quad (6.46.b)$$

$$M_{\text{sismo}} = 1.5 * 3814.85 = 5722.28 \text{ Kg - m}$$

$$M_u = M_F + M_{\text{sismo}} \quad (6.46.c)$$

$$M_u = 3814.85 + 5722.28 = 9537.13 \text{ Kg - m}$$

$$b_{\text{Asum}} = 25 \text{ cm}$$

$$d_b = \sqrt{\frac{M_u}{\phi R_{ub}}} \quad (6.46.d)$$

$$d_b = \sqrt{\frac{9537.13 * 100}{0.9 * 44.61 * 25}} = 33.77 \text{ cm}$$

$$h = d + r$$

$$h = 30.82 + 2.5 = 33.32 \text{ cm}$$

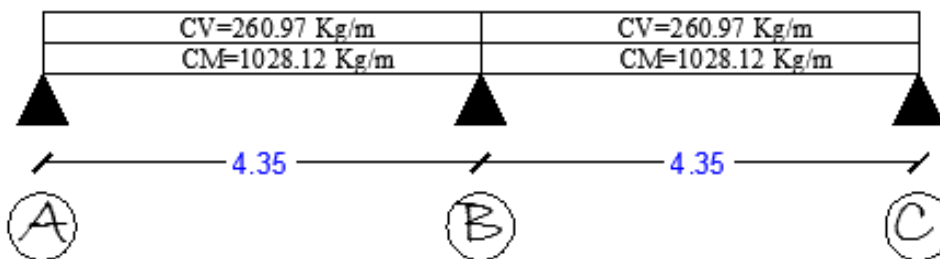
Entonces una vez realizado los cálculos se tiene las siguientes medidas de la viga Eje 2 que son las siguientes.

$$b = 25 \text{ cm}$$

$$h = 35 \text{ cm}$$

Prediseño sentido X-X

Viga Eje 2 Nv+24.50



Tramo A-B

$$P_{CM} = \frac{\text{Área} \cdot CM}{L} \quad (6.45)$$

$$P_{CM} = \frac{(4.73+4.73) \cdot 362.4}{4.35} = 788.12 \text{ Kg/ml}$$

$$PP = 240 \text{ Kg/ml}$$

$$P_{CV} = \frac{(4.73+4.73) \cdot 120}{4.35} = 260.97 \text{ Kg/ml}$$

Tramo B-C

$$P_{CM} = \frac{(4.73+4.73) \cdot 362.4}{4.35} = 788.12 \text{ Kg/ml}$$

$$PP = 240 \text{ Kg/ml}$$

$$P_{CV} = \frac{(4.73+4.73) \cdot 120}{4.35} = 260.97 \text{ Kg/ml}$$

Una vez determinados los pesos de carga muerta y viva procedemos a calcular el momento flector por carga vertical.

$$M_F = \frac{q_u \cdot L^2}{12} \quad (6.46.a)$$

$$q_u = 1.2CM + 1.6CV$$

$$q_u = 1.2 \cdot 1028.12 + 1.6 \cdot 260.97 = 1651.30 \text{ Kg/ml}$$

$$M_F = \frac{1651.30 \cdot 4.35^2}{12} = 2603.89 \text{ Kg} - \text{m}$$

$$M_{\text{sismo}} = f \cdot M_F \quad (6.46.b)$$

$$M_{\text{sismo}} = 1.5 \cdot 2603.89 = 3905.84 \text{ Kg} - \text{m}$$

$$M_u = M_F + M_{\text{sismo}} \quad (6.46.c)$$

$$M_u = 2603.89 + 3905.84 = 6509.73 \text{ Kg} - \text{m}$$

$$b_{\text{Asum}} = 25 \text{ cm}$$

$$d_b = \sqrt{\frac{M_u}{\phi R_{ub}}} \quad (6.46.d)$$

$$d_b = \sqrt{\frac{6509.73 \cdot 100}{0.9 \cdot 44.61 \cdot 20}} = 25.47 \text{ cm}$$

$$h = d + r$$

$$h = 25.46 + 2.5 = 27.97 \text{ cm}$$

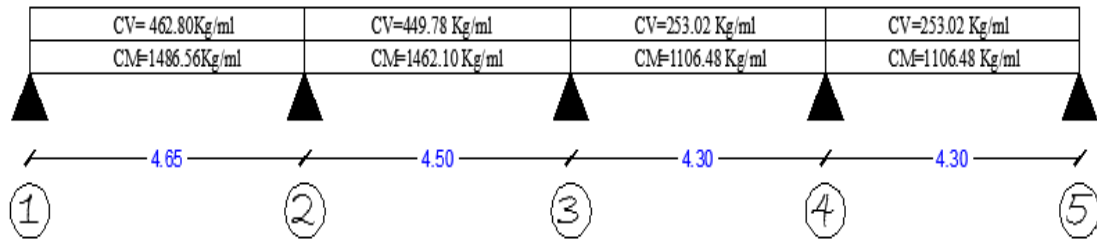
Entonces una vez realizado los cálculos se tiene las siguientes medidas de la viga Eje 2 que son las siguientes.

$$b = 25\text{cm}$$

$$h = 30\text{cm}$$

Prediseño sentido Y-Y

Viga Eje B Nv+2.90



Tramo 1-2

$$P_{CM} = \frac{\text{Área} \cdot CM}{L} \tag{6.45}$$

$$P_{CM} = \frac{(5.38+5.38) \cdot 362.4}{4.65} = 838.56 \text{ Kg/ml}$$

$$PP = 648 \text{ Kg/ml}$$

$$P_{CV} = \frac{(5.38+5.38) \cdot 200}{4.65} = 462.80 \text{ Kg/ml}$$

Tramo 2-3

$$P_{CM} = \frac{(5.06+5.06) \cdot 362.4}{4.50} = 815.00 \text{ Kg/ml}$$

$$PP = 648 \text{ Kg/ml}$$

$$P_{CV} = \frac{(5.06+5.06) \cdot 200}{4.50} = 449.78 \text{ Kg/ml}$$

Tramo 3-4

$$P_{CM} = \frac{(2.72+2.72) \cdot 362.4}{4.30} = 458.48 \text{ Kg/ml}$$

$$PP = 648 \text{ Kg/ml}$$

$$P_{CV} = \frac{(2.72+2.72) \cdot 200}{4.30} = 253.02 \text{ Kg/ml}$$

Tramo 4-5

$$P_{CM} = \frac{(2.72+2.72) \cdot 362.4}{4.30} = 458.48 \text{ Kg/ml}$$

$$PP = 648 \text{ Kg/ml}$$

$$P_{CV} = \frac{(2.72+2.72) \cdot 200}{4.30} = 253.02 \text{ Kg/ml}$$

Una vez determinados los pesos de carga muerta y viva procedemos a calcular el momento flector por carga vertical.

$$M_F = \frac{q_u * L^2}{10} \quad (6.46.a)$$

$$q_u = 1.2CM + 1.6CV$$

$$q_u = 1.2 * 1486.56 + 1.6 * 462.80 = 2524.35 \text{ Kg/ml}$$

$$M_F = \frac{2524.35 * 4.65^2}{10} = 5458.28 \text{ Kg - m}$$

$$M_{\text{sismo}} = f * M_F \quad (6.46.b)$$

$$M_{\text{sismo}} = 1.5 * 5458.28 = 8187.42 \text{ Kg - m}$$

$$M_u = M_F + M_{\text{sismo}} \quad (6.46.c)$$

$$M_u = 5458.28 + 8187.42 = 13645.70 \text{ Kg - m}$$

$$b_{\text{Asum}} = 30 \text{ cm}$$

$$d_b = \sqrt{\frac{M_u}{\phi R_{ub}}} \quad (6.46.d)$$

$$d_b = \sqrt{\frac{13645.70 * 100}{0.9 * 44.61 * 30}} = 33.65 \text{ cm}$$

$$h = d + r$$

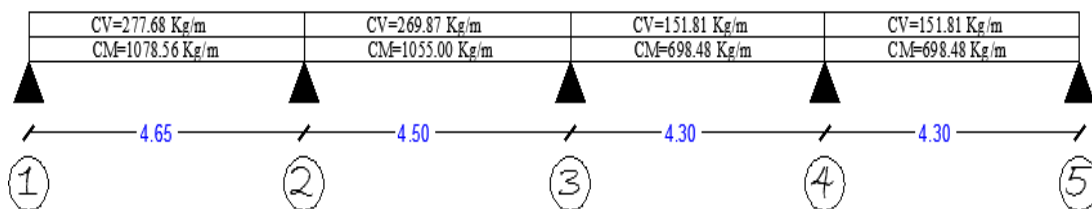
$$h = 33.65 + 2.5 = 36.15 \text{ cm}$$

Entonces una vez realizado los cálculos se tiene las siguientes medidas de la viga Eje 2 que son las siguientes.

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$h = 35 \text{ cm}$$

Viga Eje B Nv+24.50



Tramo 1-2

$$P_{CM} = \frac{\text{Área} * CM}{L} \quad (6.45)$$

$$P_{CM} = \frac{(5.38 + 5.38) * 362.4}{4.65} = 838.56 \text{ Kg/ml}$$

$$PP = 240 \text{ Kg/ml}$$

$$P_{CV} = \frac{(5.38+5.38)*120}{4.65} = 277.68 \text{ Kg/ml}$$

Tramo 2-3

$$P_{CM} = \frac{(5.06+5.06)*362.4}{4.50} = 815.00 \text{ Kg/ml}$$

$$PP = 240 \text{ Kg/ml}$$

$$P_{CV} = \frac{(5.06+5.06)*120}{4.50} = 269.87 \text{ Kg/ml}$$

Tramo 3-4

$$P_{CM} = \frac{(2.72+2.72)*362.4}{4.30} = 458.48 \text{ Kg/ml}$$

$$PP = 240 \text{ Kg/ml}$$

$$P_{CV} = \frac{(2.72+2.72)*120}{4.30} = 151.81 \text{ Kg/ml}$$

Tramo 4-5

$$P_{CM} = \frac{(2.72+2.72)*362.4}{4.30} = 458.48 \text{ Kg/ml}$$

$$PP = 240 \text{ Kg/ml}$$

$$P_{CV} = \frac{(2.72+2.72)*120}{4.30} = 151.81 \text{ Kg/ml}$$

Una vez determinados los pesos de carga muerta y viva procedemos a calcular el momento flector por carga vertical.

$$M_F = \frac{q_u * L^2}{10} \tag{6.46.a}$$

$$q_u = 1.2CM + 1.6CV$$

$$q_u = 1.2*1078.56 + 1.6*277.68 = 1738.56 \text{ Kg/ml}$$

$$M_F = \frac{1738.56*4.65^2}{10} = 3759.20 \text{ Kg - m}$$

$$M_{sismo} = f * M_F \tag{6.46.b}$$

$$M_{sismo} = 1.5 * 3759.20 = 5638.80 \text{ Kg - m}$$

$$M_u = M_F + M_{sismo} \tag{6.46.c}$$

$$M_u = 3759.20 + 5638.80 = 9398.00 \text{ Kg - m}$$

$$b_{Asum} = 30 \text{ cm}$$

$$d_b = \sqrt{\frac{M_u}{\phi R_{ub}}} \tag{6.46.d}$$

$$d_b = \sqrt{\frac{13645.70*100}{0.9*44.61*30}} = 27.5 \text{ cm}$$

$$h = d + r$$

$$h = 27.5 + 2.5 = 30 \text{ cm}$$

Entonces una vez realizado los cálculos se tiene las siguientes medidas de la viga Eje 2 que son las siguientes.

$$b = 30\text{cm}$$

$$h = 30\text{cm}$$

6.7.3.4 Diseño Directo Basado en Desplazamientos (DDBD)

6.7.3.4.1 Parámetros de Diseño de DDBD

Los parámetros de diseño tienen como función principal determinar el contante basal de los pórticos estudiados y para ello necesitamos determinar los pesos y masas del edificio que están actuando en cada nivel de la estructura.

Resumen de Pesos y Masas por Planta:

Piso	Pared Tipo	Long. Pared	Peso Pared	Peso (Ton)	Masa (Ton*seg ² /m)
Nv+24.59	T2	55	240	94.84	9.67
Nv+21.80	T1	84	648	136.07	13.87
Nv+19.10	T1	84	648	136.07	13.87
Nv+16.40	T1	84	648	136.07	13.87
Nv+13.70	T1	84	648	136.07	13.87
Nv+11.00	T1	84	648	136.07	13.87
Nv+8.30	T1	84	648	136.07	13.87
Nv+5.60	T1	84	648	136.07	13.87
Nv+2.90	T1	84	648	136.07	13.87

Tabla 47: Resumen de Pesos y Masas Edifi. 9 Pisos

Piso	B Colm. (m)	H Colm. (m)	Long. Colm. (Ton)	Peso Colm. (Ton)	Peso Colm. Piso (T)	B Viga (m)	H Viga (m)	Long. Vigas (m)	Peso Vigas (Ton)
9	0.30	0.30	0.90	0.19	2.92	0.30	0.30	97.00	2.952
8	0.30	0.30	2.35	0.51	7.61	0.30	0.35	97.00	24.444
7	0.30	0.30	2.35	0.51	7.61	0.30	0.35	97.00	24.444
6	0.35	0.35	2.35	0.69	10.36	0.30	0.35	97.00	24.444
5	0.35	0.35	2.35	0.69	10.36	0.30	0.35	97.00	24.444
4	0.35	0.35	2.35	0.69	10.36	0.30	0.35	97.00	24.444
3	0.45	0.45	2.35	1.14	17.13	0.30	0.35	97.00	24.444
2	0.45	0.45	2.35	1.14	17.13	0.30	0.35	97.00	24.444
1	0.45	0.45	2.55	1.24	18.59	0.30	0.35	97.00	24.444
Σ				6.81	102.09				216.50

Tabla 48: Resumen de Pesos por Elementos Edifi. 9 Pisos

Piso	Peso Losa (Ton)	Peso Colum. Piso (T)	Peso Vigas (Ton)	Peso Total (Ton)	Masa Piso (Ton*seg2/m)	Masa/N°Porti. (Ton*seg2/m)
9	94.84	2,92	20.95	118.70	12.10	4.03
8	136.07	7,61	24.44	168.13	17.14	5.71
7	136.07	7,61	24.44	168.13	17.14	5.71
6	136.07	10,36	24.44	170.87	17.42	5.81
5	136.07	10,36	24.44	170.87	17.42	5.81
4	136.07	10,36	24.44	170.87	17.42	5.81
3	136.07	17,13	24.44	177.64	18.11	6.04
2	136.07	17,13	24.44	177.64	18.11	6.04
1	136.07	18,59	24.44	179.10	18.26	6.09
Σ	1183.37	102.09	216.50	1501.96	153.11	51.04

Tabla 49: Resumen de Masas por Elementos Edifi. 9 Pisos

➤ Desplazamiento de Diseño

Para la obtención del perfil de desplazamiento que se espera que nuestro edificio alcance durante el sismo de diseño donde produce la resistencia lateral necesaria para que la edificación alcance el desempeño propuesto y para ello debemos realizar los siguientes cálculos:

Calculo del factor de amplificación dinámica de derivas

$$w_{\theta} = 1.15 - .0034H_n \leq 1 \quad (6.14)$$

$$w_{\theta} = 1.15 - .0034 * 24.50 = 1.07$$

Como W_{θ} no debe ser mayor que 1.00 ya que es lo que sugiere Priestley.

Calculo del Perfil de Desplazamientos de diseño

Para $n \leq 4$ pisos

$$\Delta_i = w_{\theta} H_i \theta_T \frac{4H_n - H_i}{4H_n - H_1} \quad (6.13.b)$$

$$\Delta_i = 1.0 * 24.50 * 0.02 \frac{4*24.50 - 24.50}{4*24.50 - 2.90} = 0.38 \text{ m}$$

A continuación se presenta un resumen del factor de amplificación dinámica y del perfil de desplazamientos para cada nivel de la estructura en estudio referente a un pórtico representativo.

Piso	Hi (m)	Wθ	θT	Δi	mi	mi*Δi	mi*Δi^2	mi*Δi*Hi
9	24.50	1.00	0.02	0.38	4.03	1.52	0.58	3734
8	21.80	1.00	0.02	0.35	5.71	1.99	0.69	43.42
7	19.10	1.00	0.02	0.32	5.71	1.81	0.57	34.51
6	16.40	1.00	0.02	0.28	5.81	1.63	0.46	26.74
5	13.70	1.00	0.02	0.24	5.81	1.41	0.34	19.28
4	11.00	1.00	0.02	0.20	5.81	1.17	0.23	12.83
3	8.30	1.00	0.02	0.16	6.04	0.94	0.15	7.83
2	5.60	1.00	0.02	0.11	6.04	0.66	0.07	3.67
1	2.9	1.00	0.02	0.06	6.09	0.35	0.02	1.02
Σ					51,04	11,48	3,11	186,64

Tabla 50: Resumen de Wθ y Δi pórtico representativo Edifi. 9 Pisos

Calculo de desplazamiento Caracteristico

$$\Delta_d = \phi_P \phi_E \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i^2)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \quad (6.12)$$

$$\Delta_d = 1.0 * 1.0 \frac{3.11}{11.48} = 0.27$$

➤ Masa efectiva

$$m_e = \sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i) / \Delta_d \quad (6.16)$$

$$m_e = \frac{11.48}{0.27} = 42.30 \text{ Ton} * s^2/m$$

➤ Altura efectiva

$$H_e = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i H_i)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \quad (6.15)$$

$$H_e = \frac{186.64}{11.48} = 16.26 \text{ m}$$

➤ Desplazamiento de fluencia

La deriva de fluencia (θ_y) que el Nec-2011 nos recomienda utilizar para estructuras con pórticos de concreto reforzado es:

$$\theta_y = 0.5 \varepsilon_y \frac{L_b}{h_b} \quad (6.18.a)$$

$$\theta_y = 0.5 * 0.002 \frac{4.65}{0.35} = 0.013$$

$$\Delta_y = \theta_y H_e \quad (6.17)$$

$$\Delta_y = 0.013 * 16.26 = 0.216 \text{ m}$$

➤ **Demanda de ductilidad**

$$\mu = \frac{\Delta_d}{\Delta_y} \quad (6.20)$$

$$\mu = \frac{0.27}{0.216} = 1.256$$

➤ **Amortiguamiento Viscoso Equivalente**

$$\xi_{\text{equivalente}} = 0.05 + 0.565 \left(\frac{\mu - 1}{\mu * \pi} \right) \quad (6.23)$$

$$\xi_{\text{equivalente}} = 0.05 + 0.565 \left(\frac{1.256 - 1}{1.256 * \pi} \right) = 0.087$$

➤ **Factor de Reducción de Demanda Sísmica**

$$R_\varepsilon = \left(\frac{0.07}{0.02 + \xi_{\text{equivalente}}} \right)^{0.5} \quad (6.47.a)$$

$$R_\varepsilon = \left(\frac{0.07}{0.02 + 0.087} \right)^{0.5} = 0.81$$

$$\Delta_{3.12;8.7\%} = S_d * R_\varepsilon \quad (6.47.b)$$

$$\Delta_{3.12;8.7\%} = 0.617 * 0.81 = 0.50 \text{ m}$$

Del espectro de desplazamientos presentado en la figura 27 se tiene un periodo de esquina $T_L=3.12$ seg y un máximo desplazamiento espectral de 0.617 m.

$$\Delta_d < \Delta_{3.12;8.7\%} < S_{d \text{ max}}$$

$$0.12 \text{ m} < 0.50 \text{ m} < 0.617 \text{ m} \quad (\text{OK})$$

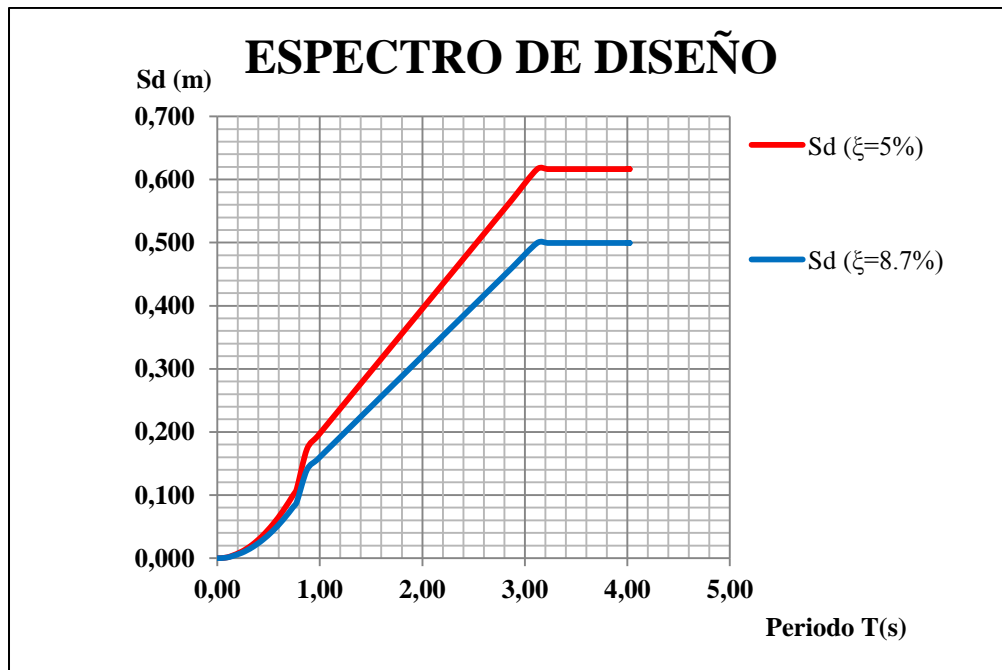


Figura 81: Espectro elástico de desplazamientos reducido Edifi. 9 Pisos

➤ **Periodo efectivo**

$$\text{Si } T_c \leq T_{eff} \leq T_L \text{ entonces } T_{eff} = \frac{\Delta\% \cdot R\xi}{0.38zF_d} \quad (6.24)$$

$$T_{eff} = \frac{0.50 \cdot 0.81}{0.38 \cdot 0.40 \cdot 1.30} = 2.04 \text{ seg}$$

$$0.77 \text{ seg} \leq 2.04 \text{ seg} \leq 3.12 \text{ seg}$$

➤ **Rigidez efectiva**

$$K_e = \frac{4\pi^2 \cdot m_e}{T_e^2} \quad (6.26)$$

$$K_e = \frac{4\pi^2 \cdot 42.30}{2.04^2} = 398.1 \text{ Ton/m}$$

➤ **Cortante basal de diseño**

$$V_{DDBD} = K_{eff} \Delta_d \quad (6.27)$$

$$V_{DDBD} = 398.1 \cdot 0.27 = 108 \text{ Ton}$$

Finalmente calculamos el cortante basal en función del peso (w) que porcentaje representa.

$$V_{DDBD} = \frac{108}{51.04 \cdot 9.81} = 0.216W$$

En la tabla 51 se presenta un resumen de los principales parámetros de diseño calculados, que definen las características de la estructura sustituta, se presenta a continuación.

PARAMETROS DE DISEÑO		
Desplazamiento característico (Δ_d)	0.27	m
Masa Efectiva (M_e)	42.30	Ton*s ² /m
Altura Efectiva (H_e)	16.26	m
Deriva de Fluencia (θ_y)	0.013	
Desplazamiento de Fluencia (Δ_y)	0.216	m
Demanda de Ductilidad (μ)	1.256	
Amortiguamiento Equivalente (ξ_{equiv})	0.087	%
Factor de Reducción ($R\xi$)	0.81	
Desplazamiento Para un ($\Delta\xi_{equiv}$)	0.50	m
Periodo Efectivo (T_{eff})	2.048	seg
Rigidez Efectiva (K_e)	398.1	Ton/m
Cortante Basal de diseño (V_{DDBD})	108	Ton
V_{DDBD} en Función del Peso	0.216	%

Tabla 51: Parámetros de diseño del pórtico representativo Edifi. 9 Pisos

6.7.3.5 Distribución de la Fuerza de Cortante Basal

Pisos 1 a n-1:

$$F_i = kV_{\text{Basal}}(m_i\Delta_i) / \sum_{i=1}^n (m_i\Delta_i) \quad (6.28.a)$$

$$F_1 = 0.90 * 108 \frac{0.35}{11.48} = 2.98 \text{ Ton}$$

$$F_2 = 0.90 * 108 \frac{0.66}{11.48} = 5.55 \text{ Ton}$$

$$F_3 = 0.90 * 108 \frac{0.94}{11.48} = 7.99 \text{ Ton}$$

$$F_4 = 0.90 * 108 \frac{1.17}{11.48} = 9.88 \text{ Ton}$$

$$F_5 = 0.90 * 108 \frac{1.41}{11.48} = 11.92 \text{ Ton}$$

$$F_6 = 0.90 * 108 \frac{1.63}{11.48} = 13.81 \text{ Ton}$$

$$F_7 = 0.90 * 108 \frac{1.81}{11.48} = 15.30 \text{ Ton}$$

$$F_8 = 0.90 * 108 \frac{1.99}{11.48} = 16.87 \text{ Ton}$$

Techo (Pisos n):

$$F_n = (1 - k)V_{\text{Base}} + kV_{\text{Basal}}(m_i\Delta_i) / \sum_{i=1}^n (m_i\Delta_i) \quad (6.28.b)$$

$$F_9 = (1 - 0.90)108 + 0.90 * 108 \frac{1.52}{11.48} = 23.71 \text{ Ton}$$

La NEC-2011 define el valor de $k=0.90$ para edificaciones aporricadas y para otras estructuras un valor de $k=1.0$.

Piso	$m_i \cdot \Delta_i$ (T*seg ²)	Fi (Ton)	V Piso (Ton)
9	1.52	23.71	23.71
8	1.99	16.87	40.58
7	1.81	15.30	55.88
6	1.63	13.81	69.69
5	1.41	11.92	81.61
4	1.17	9.88	91.49
3	0.94	7.99	99.48
2	0.66	5.55	105.03
1	0.35	2.98	108.01
Σ	11.48	108.01	

Tabla 52: Fuerzas de Piso Edifi. 9 Pisos

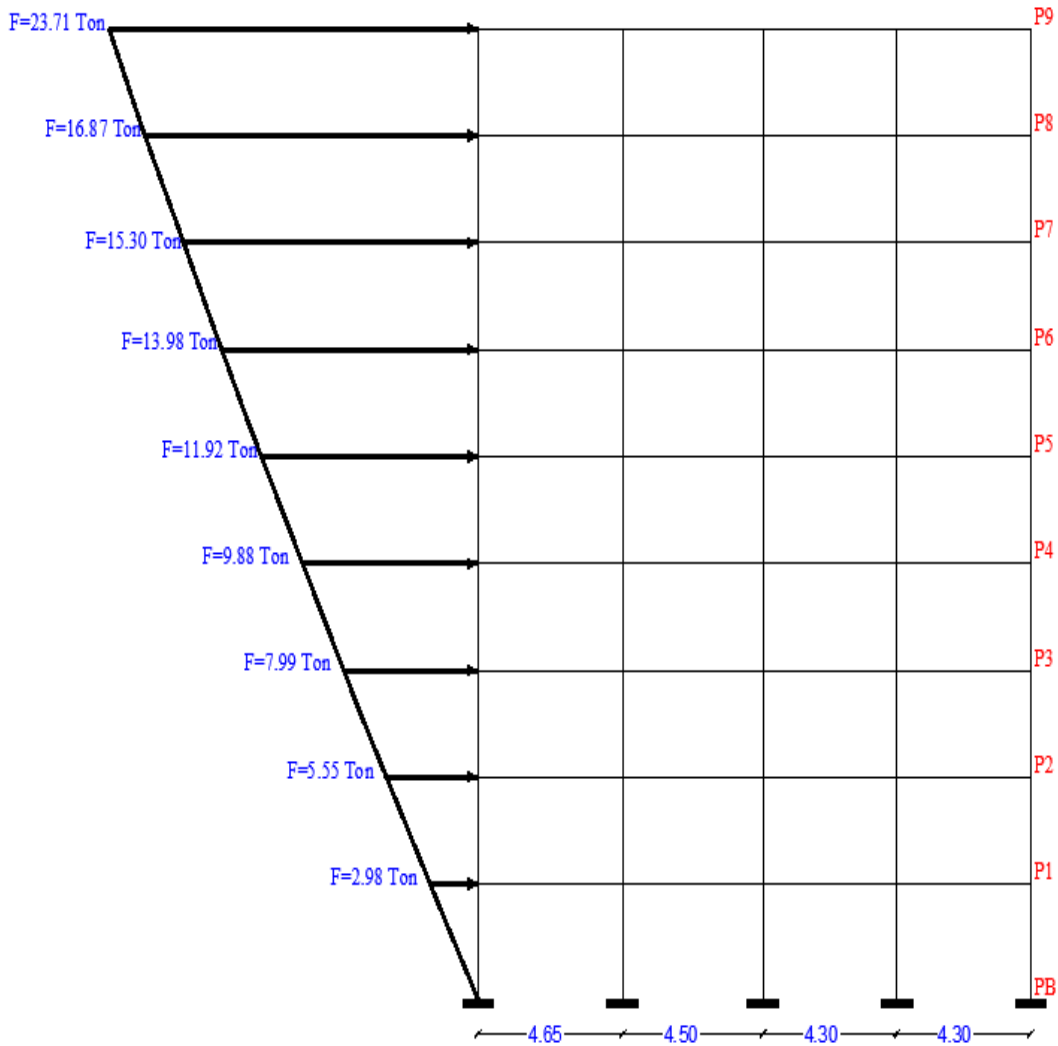


Figura 82: Fuerzas de Piso Edifi. 9 Pisos

6.7.3.6 Análisis de la Estructura Bajo Fuerzas Laterales de Diseño

Nuestro análisis será efectuado con la ayuda del programa ETABS de acuerdo a las secciones obtenidas en el prediseño anterior de columnas y vigas las cuales estarán sometidas a las cargas de diseño que se obtuvieron en nuestro pórtico equivalente de la estructura en estudio. Para empezar con nuestro análisis resumiremos los materiales y secciones de nuestra estructura:

CARACTERISTICAS	DATOS
Materiales	
Hormigón $f^c=$	240 Kg/cm ²
Acero de refuerzo $f_y=$	4200 Kg/cm ²
Geometría del Edificio	
N° de Pisos	9
N° de Vanos	4 en la dirección del pórtico representativo
Característica en elevación:	Regular
Característica en planta:	Regular
Losa de Piso:	15 cm (Alivianada)
Columnas:	45x45cm
Vigas:	30x35cm
Altura Total=	24.50 m
Masa total=	51.04 T*s ² /m
Movimiento del Suelo	
Espectro de desplazamiento:	NEC-11
Sitio:	Ambato
Suelo Tipo:	C
Periodo de Retorno:	475 años
PGA:	0.4g
Objetivo de Desempeño	
Estado Limite:	Control de Daños
Deriva Limite:	2%

Tabla 53: Datos generales de la Estructura Edifi. 9 Pisos

Una vez ya definido los datos de nuestra estructura procedemos a realizar el análisis en el programa ETABS siguiendo los pasos de análisis y diseño establecidos para la estructura de tres niveles; por lo que empezaremos definiendo las dimensiones de los elementos estructurales y las cargas a las que se encuentran sometidas.

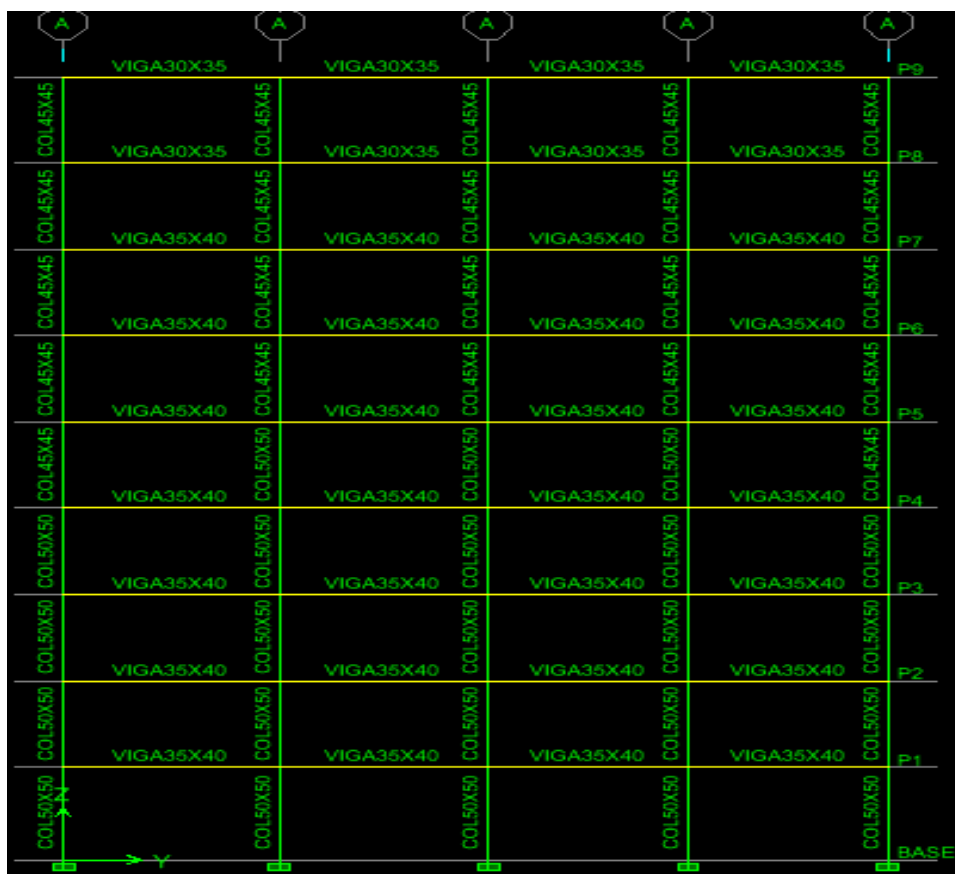


Figura 83: Modelo estructural con las secciones definidas Edifi. 9 Pisos

Definida ya nuestras secciones de los elementos definimos las cargas actuantes en la estructura ya sea carga muerta (D), carga viva (L) y carga sísmica (SY) para esto realizaremos el siguiente cuadro de cargas:

PISO	CM Kg/m	CV Kg/m	SY KG
9	1078.56	277,68	23710.00
8	1486.56	462.80	16870.00
7	1486.56	462.80	15300.00
6	1486.56	462.80	13980.00
5	1486.56	462.80	11920.00
4	1486.56	462.80	9880.00
3	1486.56	462.80	7990.00
2	1486.56	462.80	5550.00
1	1486.56	462.80	2980.00
Σ	12971.04	3980.08	108010.00

Tabla 54: Resumen de cargas Edifi. 9 Pisos

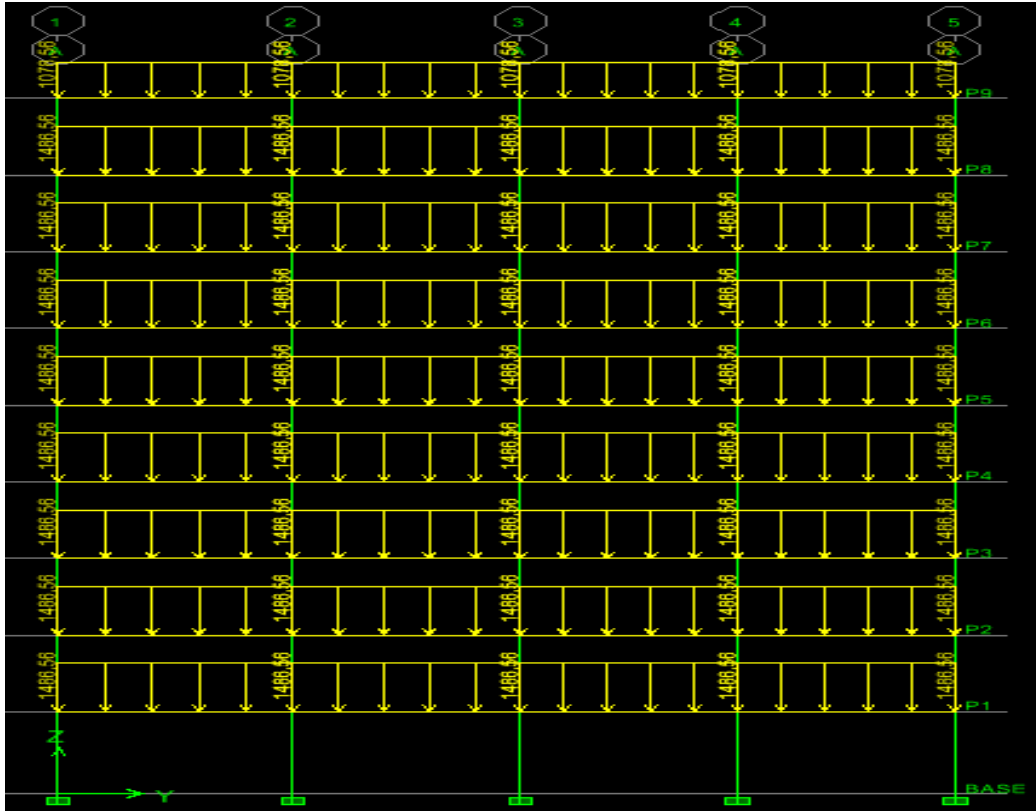


Figura 84: Carga Muerta Distribuida Edifi. 9 Pisos

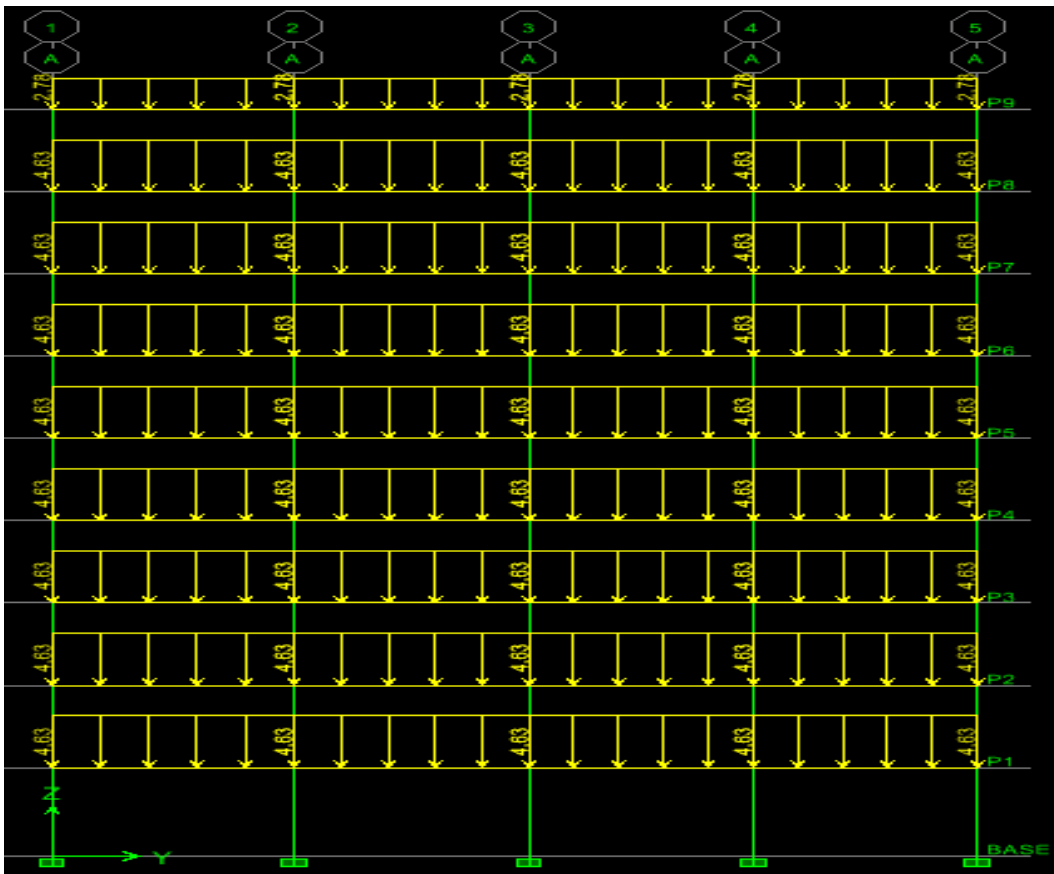


Figura 85: Carga Viva Distribuida Edifi. 9 Pisos

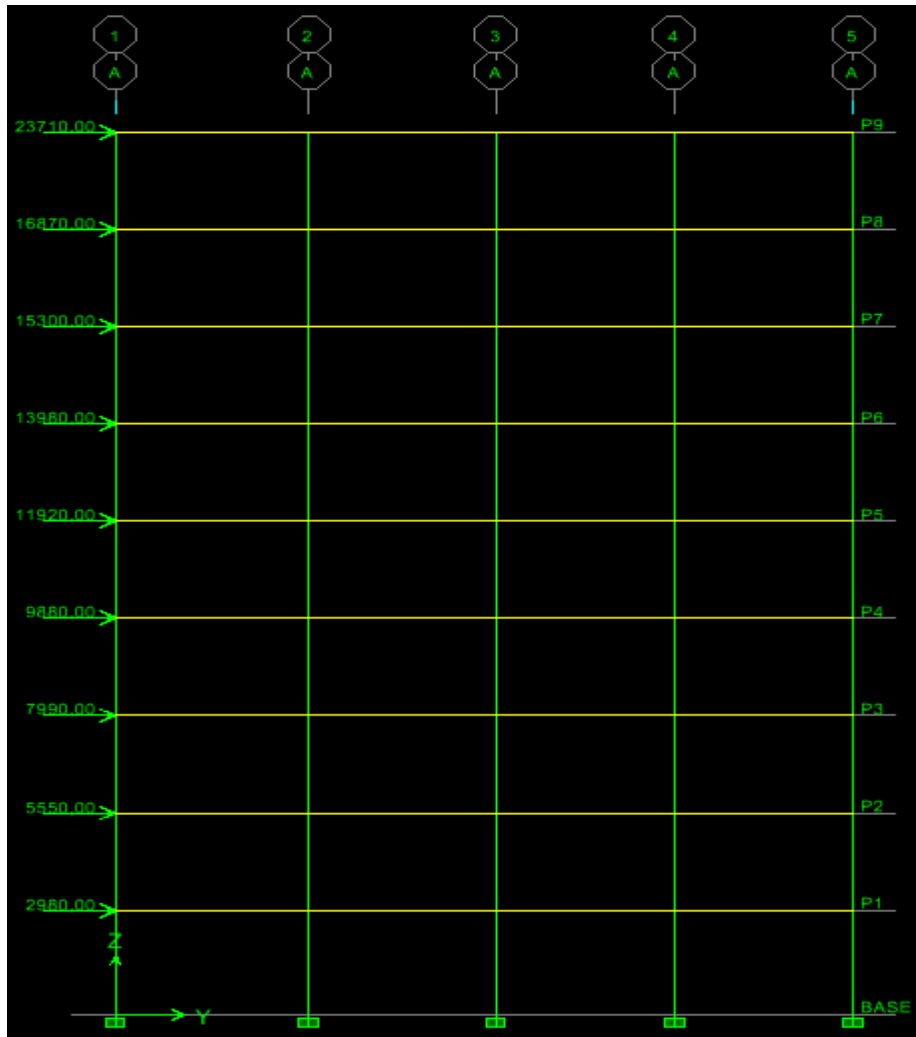


Figura 86: Fuerzas Laterales Edifi. 9 Pisos

6.7.3.7 Análisis de resultados

Una vez ya finalizado el proceso de ingreso de datos a nuestra estructura representativa procedemos a ejecutar el programa ETABS para chequear los desplazamientos máximos producidos por las fuerzas laterales además de vemos verificar los porcentajes de acero requerido en las vigas y columnas.

Análisis de las Columnas

Para las columnas efectuando el análisis estructural se obtuvieron los siguientes resultados con respecto a las áreas de acero de refuerzo necesario para satisfacer nuestro diseño tanto longitudinal como transversal y se representan en la tabla 55.

Rango de ductilidad

$$\rho_{min} \leq \rho \leq \rho_{max}$$

$$0.01 \leq \rho \leq 0.03$$

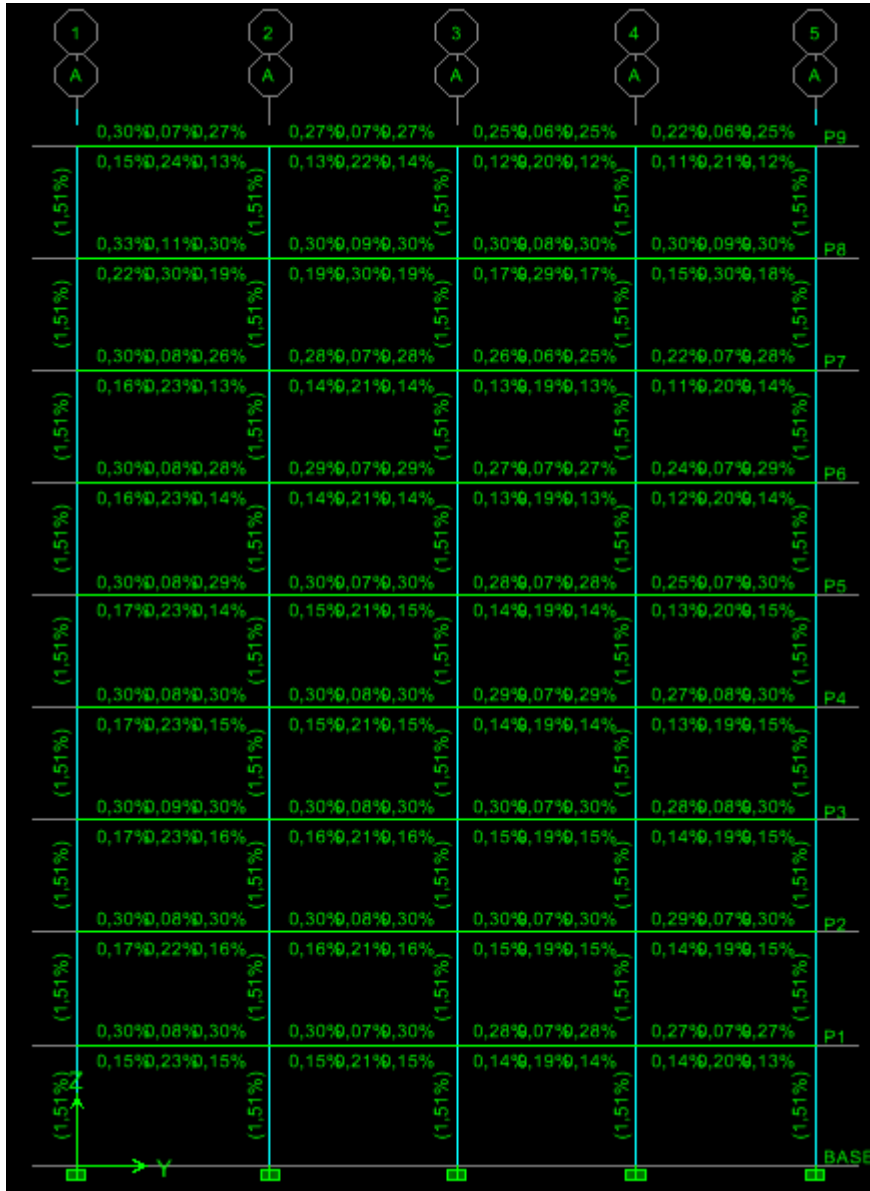


Figura 87: Porcentajes de acero en las columnas Edifi. 9 Pisos

Como podemos observar que los porcentajes de acero de las columnas del p3rtico representativo est3n dentro del rango de ductilidad por lo que podemos concluir que nuestras dimensiones de columnas est3n correctas para las solicitaciones de cargas previstas en nuestra estructura durante su vida 3til.

Piso	B(m)	H(m)	AREA(cm ²)	ACERO(cm ²)	ρ(%)	ACERO LONG.	ACERO TRANSV.
9	0.45	0.45	2025	30.48	1.51	12φ18	8 Ramas φ 10
5 ⁸	0.45	0.45	2025	30.48	1.51	12φ18	8 Ramas φ 10
7	0.45	0.45	2025	30.48	1.51	12φ18	8 Ramas φ 10
6	0.45	0.45	2025	30.48	1.51	12φ18	8 Ramas φ 10
5	0.50	0.50	2500	37.68	1.51	12φ20	8 Ramas φ 10
4	0.50	0.50	2500	37.68	1.51	12φ20	8 Ramas φ 10
3	0.50	0.50	2500	37.68	1.51	12φ20	8 Ramas φ 10
2	0.50	0.50	2500	37.68	1.51	12φ20	8 Ramas φ 10
1	0.50	0.50	2500	37.68	1.51	12φ20	8 Ramas φ 10

Tabla 55: Resumen del diseño de las columnas Edifi. 9 Pisos

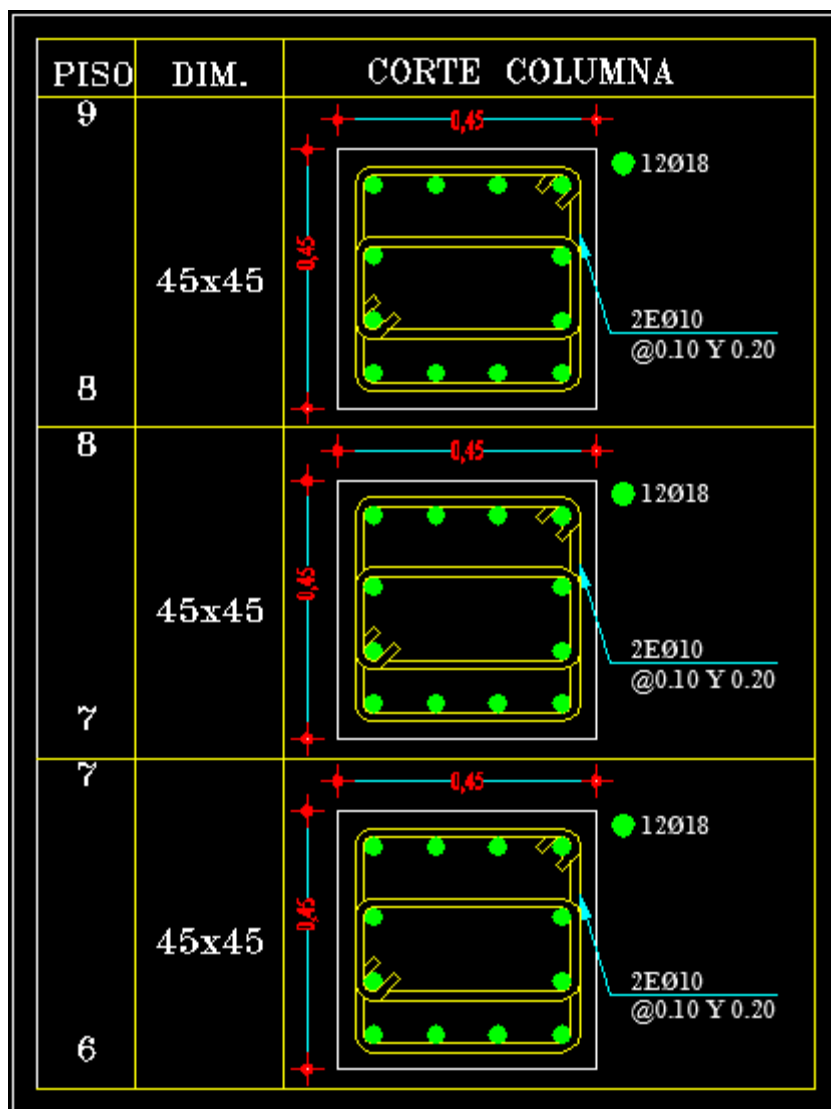


Figura 88: Corte típico de las columnas Edifi. 9 Pisos

PISO	DIM.	COORTE COLUMNA
6	45x45	
5	50x50	
4	50x50	
3	50x50	
2	50x50	
1	50x50	
0	50x50	

Figura 89: Corte típico de las columnas Edifi. 9 Pisos

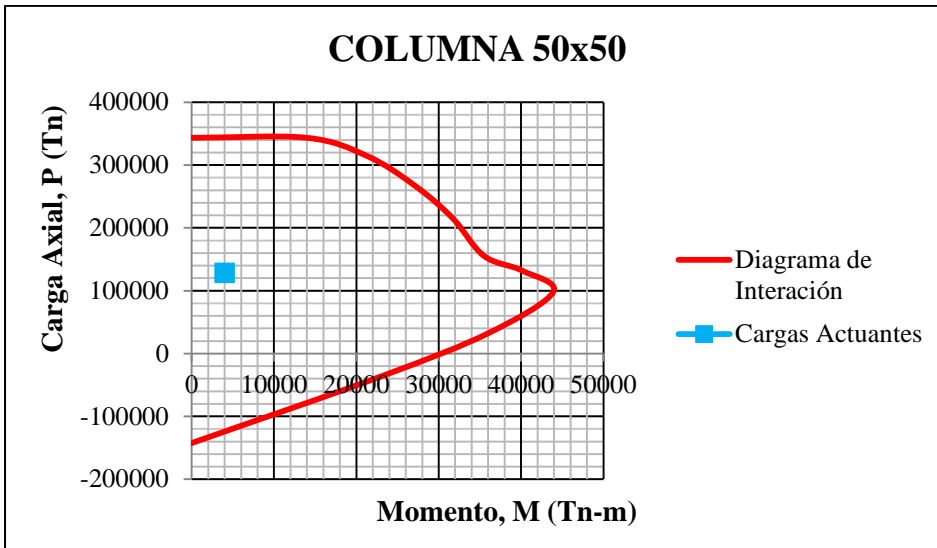


Figura 90: Diagrama de Interacción Primer Piso Edifi. 9 Pisos

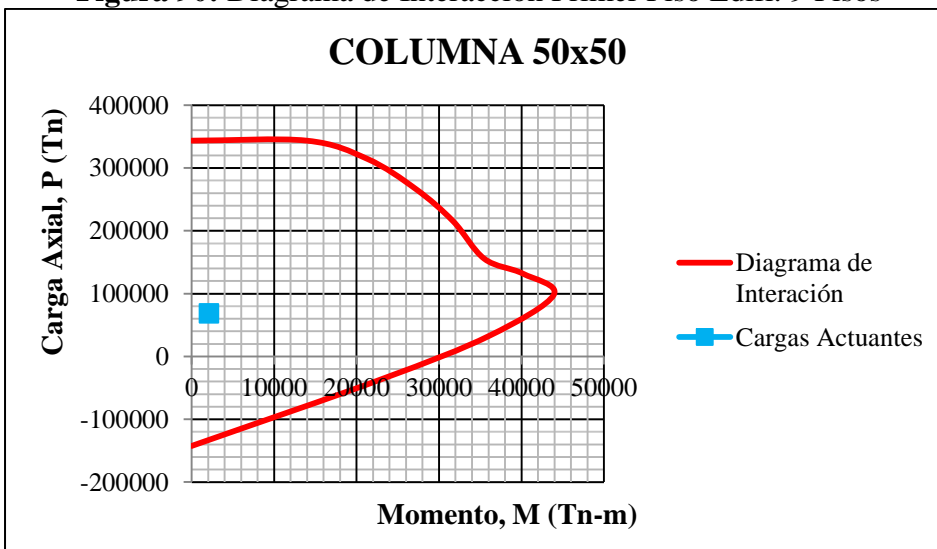


Figura 91: Diagrama de Interacción Quinto Piso Edifi. 9 Pisos

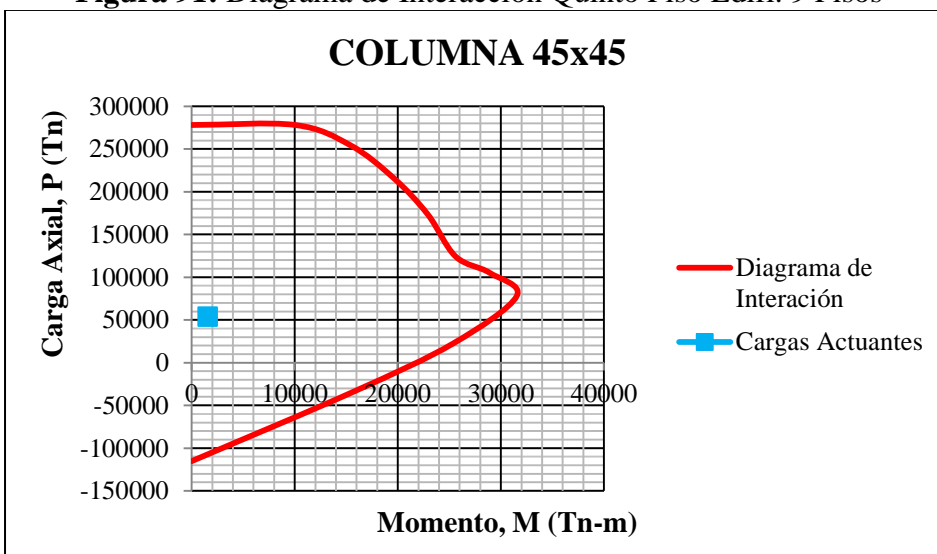


Figura 92: Diagrama de Interacción Sexto Piso Edifi. 9 Pisos

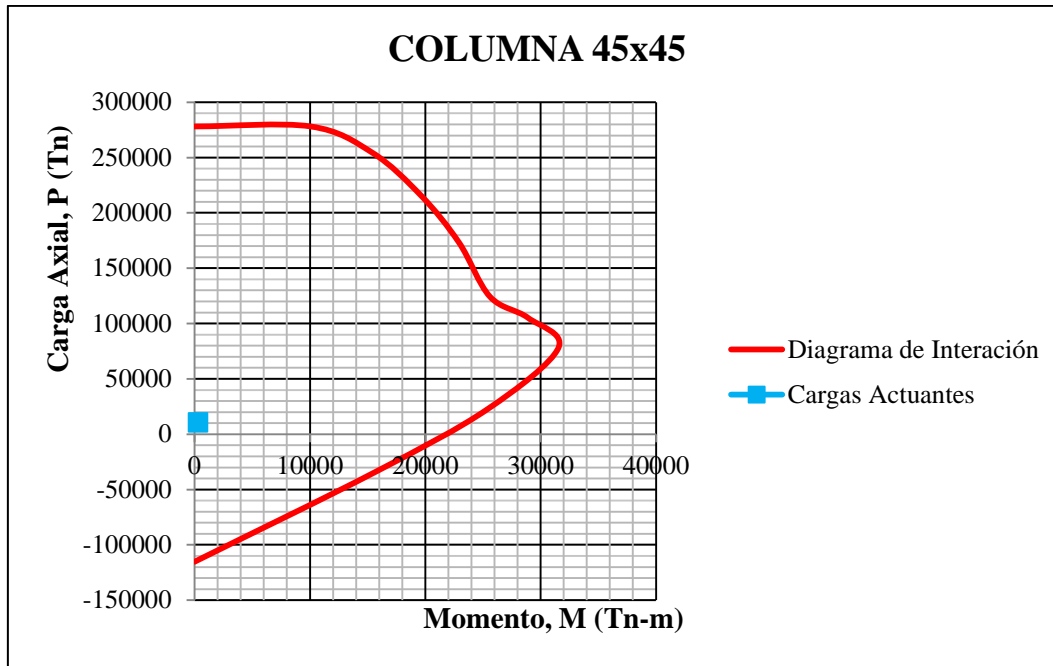


Figura 93: Diagrama de Interacción Noveno Piso Edifi. 9 Pisos

Análisis de las Vigas

Para las vigas efectuando el análisis estructural se obtuvieron los siguientes resultados con respecto a las áreas de acero de refuerzo necesario para satisfacer nuestro diseño tanto longitudinal como transversal y se representan en la siguiente tabla.

Rango de ductilidad

$$\rho_{mim} = \frac{14.1}{f_y} \quad (6.48)$$

$$\rho_{mim} = \frac{14.1}{4200}$$

$$\rho_{mim} = 0.00336$$

$$\rho_{max} = 0.50(0.85 * \beta_1 * \frac{f'_c}{f_y} * \frac{6300}{6300+f_y}) \quad (6.49)$$

$$\rho_{max} = 0.50(0.85 * 0.85 * \frac{240}{4200} * \frac{6300}{6300+4200})$$

$$\rho_{max} = 0.01238$$

$$\rho_{min} \leq \rho \leq \rho_{max}$$

$$0.00336 \leq \rho \leq 0.01238$$

	1	2	3	4	5
	0,30%0,07%0,27%	0,27%0,07%0,27%	0,25%0,06%0,25%	0,22%0,06%0,25%	Pg
(1,51%)	0,15%0,24%0,13%	0,13%0,22%0,14%	0,12%0,20%0,12%	0,11%0,21%0,12%	P8
(1,51%)	0,33%0,11%0,30%	0,30%0,09%0,30%	0,30%0,08%0,30%	0,30%0,09%0,30%	P7
(1,51%)	0,22%0,30%0,19%	0,19%0,30%0,19%	0,17%0,29%0,17%	0,15%0,30%0,18%	P6
(1,51%)	0,30%0,08%0,26%	0,28%0,07%0,28%	0,26%0,06%0,25%	0,22%0,07%0,28%	P5
(1,51%)	0,16%0,23%0,13%	0,14%0,21%0,14%	0,13%0,19%0,13%	0,11%0,20%0,14%	P4
(1,51%)	0,30%0,08%0,28%	0,29%0,07%0,29%	0,27%0,07%0,27%	0,24%0,07%0,29%	P3
(1,51%)	0,16%0,23%0,14%	0,14%0,21%0,14%	0,13%0,19%0,13%	0,12%0,20%0,14%	P2
(1,51%)	0,30%0,08%0,29%	0,30%0,07%0,30%	0,28%0,07%0,28%	0,25%0,07%0,30%	P1
(1,51%)	0,17%0,23%0,14%	0,15%0,21%0,15%	0,14%0,19%0,14%	0,13%0,20%0,15%	P1
(1,51%)	0,30%0,08%0,30%	0,30%0,08%0,30%	0,29%0,07%0,29%	0,27%0,08%0,30%	P1
(1,51%)	0,17%0,23%0,15%	0,15%0,21%0,15%	0,14%0,19%0,14%	0,13%0,19%0,15%	P1
(1,51%)	0,30%0,09%0,30%	0,30%0,08%0,30%	0,30%0,07%0,30%	0,28%0,08%0,30%	P1
(1,51%)	0,17%0,23%0,16%	0,16%0,21%0,16%	0,15%0,19%0,15%	0,14%0,19%0,15%	P1
(1,51%)	0,30%0,08%0,30%	0,30%0,08%0,30%	0,30%0,07%0,30%	0,29%0,07%0,30%	P1
(1,51%)	0,17%0,22%0,16%	0,16%0,21%0,16%	0,15%0,19%0,15%	0,14%0,19%0,15%	P1
(1,51%)	0,30%0,08%0,30%	0,30%0,07%0,30%	0,28%0,07%0,28%	0,27%0,07%0,27%	P1
(1,51%)	0,15%0,23%0,15%	0,15%0,21%0,15%	0,14%0,19%0,14%	0,14%0,20%0,13%	BASE

Figura 94: Porcentajes de acero en las vigas Edifi. 9 Pisos

Del a figura anterior se puede decir que las cuantías de acero de refuerzo para las vigas están dentro de los porcentajes de acero admisible para el diseño de las mismas por ende se pueden decir que las secciones establecidas en nuestro prediseño cumplen satisfactoriamente.

Piso	B(m)	H(m)	AREA(cm ²)	ACERO(cm ²)	ρ(%)	ACERO LONG.	ACERO TRANSV.
9	0.30	0.35	1050	As+=3.11 As-=2.57	0.30 0.24	3φ12 3φ12	4 Ramas φ 10
8	0.30	0.35	1050	As+=3.47 As-=3.11	0.33 0.30	2φ12+1 φ14 3φ12	4 Ramas φ 10
7	0.35	0.40	1400	As+=4.22 As-=3.23	0.30 0.23	2φ14+1 φ12 3φ12	4 Ramas φ 10
6	0.35	0.40	1400	As+=4.22 As-=3.22	0.30 0.23	2φ14+1 φ12 3φ12	4 Ramas φ 10
5	0.35	0.40	1400	As+=4.22 As-=3.21	0.30 0.23	2φ14+1 φ12 3φ12	4 Ramas φ 10
4	0.35	0.40	1400	As+=4.22 As-=3.17	0.30 0.23	2φ14+1 φ12 3φ12	4 Ramas φ 10
3	0.35	0.40	1400	As+=4.22 As-=3.16	0.30 0.23	2φ14+1 φ12 3φ12	4 Ramas φ 10
2	0.35	0.40	1400	As+=4.22 As-=3.15	0.30 0.22	2φ14+1 φ12 3φ12	4 Ramas φ 10
1	0.35	0.40	1400	As+=4.22 As-=3.16	0.30 0.23	2φ14+1 φ12 3φ12	4 Ramas φ 10

Tabla 56: Resumen del diseño de las vigas Edifi. 9 Pisos

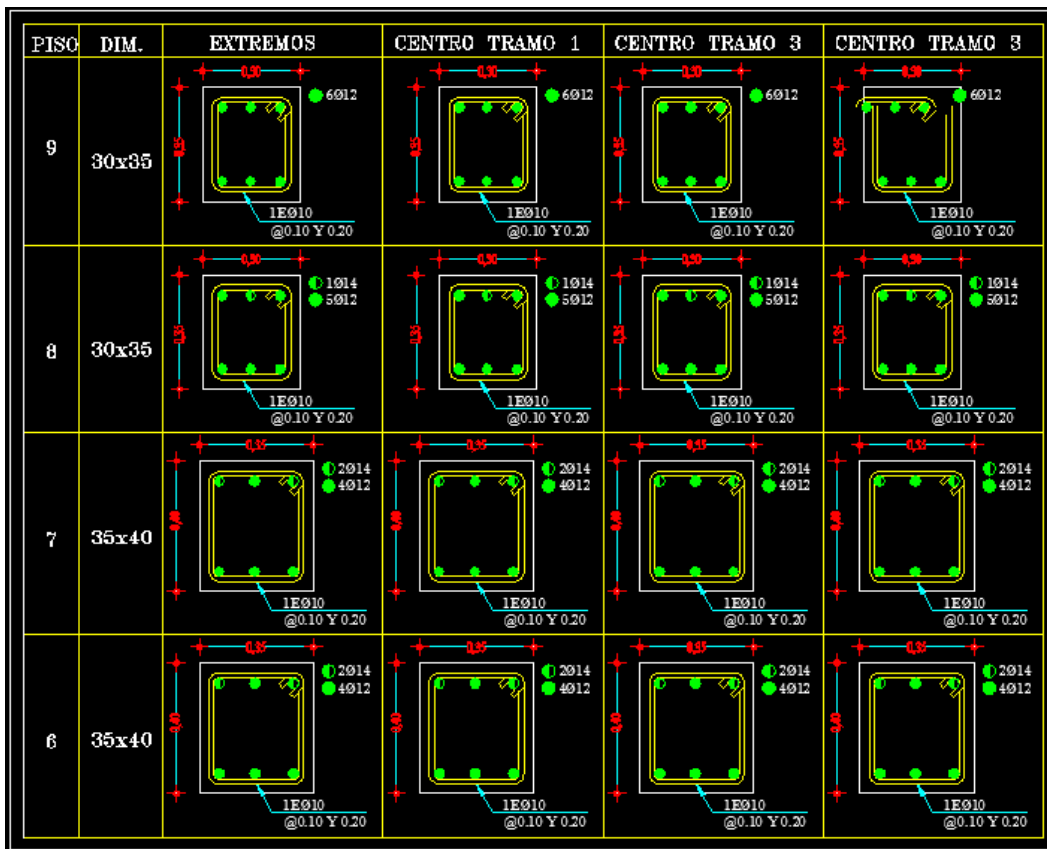


Figura 95: Armadura de las Vigas Edifi. 9 Pisos

PISO	DIM.	EXTREMOS	CENTRO TRAMO 1	CENTRO TRAMO 3	CENTRO TRAMO 3
5	35x40				
4	35x40				
3	35x40				
2	35x40				
2	35x40				
1	35x40				

Figura 96: Armadura de las Vigas Edifi. 9 Pisos

Una vez realizado los diseños de los elementos estructurales tanto para vigas como columnas ahora procederemos a revisar los desplazamientos elásticos debido a la fuerzas del cortante basal.

Rango de desplazamientos

$$\begin{aligned} \Delta &\leq \Delta_{max} \\ \Delta &\leq 19 \text{ cm} \end{aligned}$$

PISO	Fi (Ton)	Desplazamiento(cm)
9	23.71	23.94
8	16.87	22.42
7	15.30	20.46
6	13.81	18.12
5	11.92	15.27
4	9.88	12.10
3	7.99	8.66
2	5.55	5.11
1	2.98	1.87

Tabla 57: Resumen de desplazamientos elásticos de piso Edifi. 9 Pisos

Se puede observar que en la tabla 57 los desplazamientos elásticos son muy bajos con relación al desplazamiento máximo que la estructura presentara en algún momento de su vida y esto es un buen presagio para nuestro diseño.

6.7.3.8 Comprobación del diseño

Una vez que se ha diseñado el pórtico equivalente de nuestra estructura en estudio según el Método Directo Basado en Desplazamientos (DDBD), es necesario realizar una comprobación de desempeño del edificio en el rango inelástico, y para ello es necesario efectuar un Análisis Estático No Lineal (PUSHOVER).

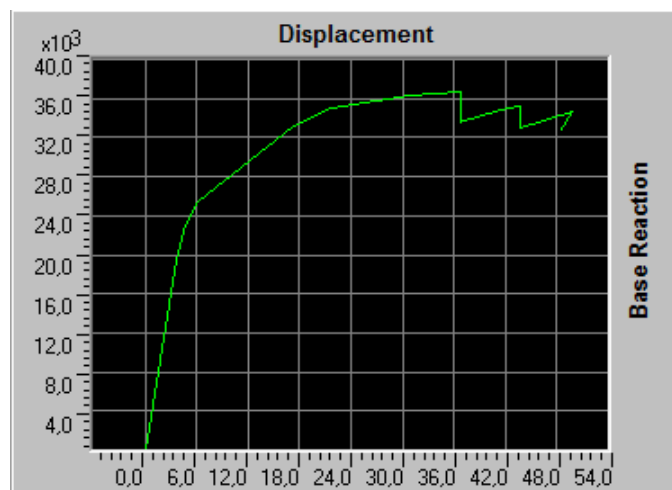


Figura 97: Curva de Capacidad (ETABS) Edifi. 9 Pisos

De la figura 6.80 proporcionada por el ETABS se obtuvieron los desplazamientos inelásticos que la estructura tendrá en algún momento de su vida útil antes de llegar al colapso.

PISO	Fi (Ton)	Desplazamiento(cm)
9	23.71	36.90
8	16.87	34.77
7	15.30	31.82
6	13.81	27.80
5	11.92	22.61
4	9.88	16.71
3	7.99	10.85
2	5.55	5.70
1	2.98	1.88

Tabla 58: Resumen de desplazamientos inelásticos de piso Edifi. 9 Pisos

En la curva de capacidad se puede observar que el desplazamiento ultimo del pórtico es de 0.369 m es decir que alcanza el 97.09% del desplazamiento límite en el perfil de desplazamientos establecido en la tabla 50 que fue de 0.38 m.

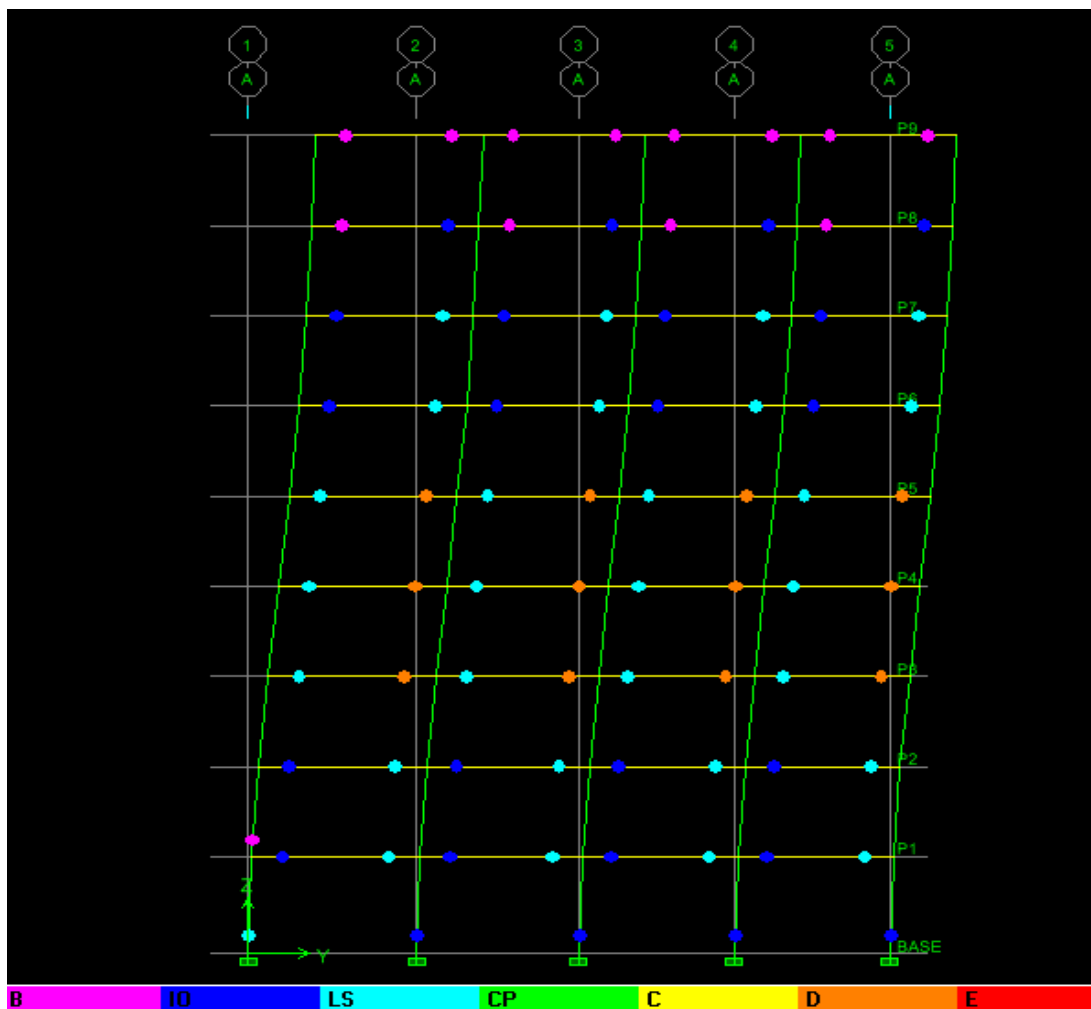


Figura 98: Rotulas Plásticas (ETABS) Edifi. 9 Pisos

Finalmente realizados los diseños estáticos y dinámicos de nuestros edificios se puede decir que la curva de capacidad de los edificios muestra resultados confiables para la formación de las rótulas plásticas y mantener los criterios de columna fuerte – viga débil, que es un diseño ideal.

6.8 ADMINISTRACIÓN

El presente trabajo de investigación fue desarrollado con la guía del Ing. Patricio Vasco en calidad de tutor del trabajo final de investigación previo a la obtención del Título de Ingeniero Civil desarrollado por el estudiante Mauricio Israel Supe Camino.

6.9 PREVISIÓN DE LA EVALUACIÓN

Las estructuras necesitan ser evaluadas su comportamiento estructural ante fuerzas sísmicas ya sean leves o fuertes después de su respectivo diseño y para ello tenemos unos dos métodos que se utilizan cotidianamente como es el método de análisis estático no lineal “PUSH-OVER”, y el método de análisis “Historia en el Tiempo”.

En el proceso de evaluación de las estructuras diseñadas por cualquier método de diseño, en este caso es el método diseño directo basado por desplazamientos DDBD es de vital importancia conocer los límites de la edificación ante eventos sísmicos; los cuales estarán presentes durante toda la vida útil de la estructura. Logrando así mejorar las condiciones de resistencia sísmica para evitar daños significativos los cuales podrían cuásar pérdidas económicas y humanas.

Hoy en día se tiene a la mano un sinnúmero de herramientas de cálculo y diseño estructural para lograr tener diseños confiables que los códigos y normas vigentes sugieren utilizarlas.

MATERIALES DE REFERENCIA

1. BIBLIOGRAFÍA

La ruta: “Norma Ecuatoriana De La Construcción 2011”

URL: ficm.uta.edu.ec/descargas.htm

La ruta: “Algunas Consideraciones Respecto De Los Efectos De Los Modos Superiores En Estructuras Aporticadas”

URL: <http://bibdigital.epn.edu.ec/handle/15000/8066>

La ruta: “Calculo y Diseño Estructural”

URL: <http://dspace.ucuenca.edu.ec/bitstream/123456789/5436/1/Tesis.pdf>

La ruta: “Displacement-Based Seismic Deaign of Structures”

URL: http://library.tee.gr/digital/m2368/m2368_calvi.pdf

La ruta: “Método de diseño por Desplazamientos”

URL: <http://upcommons.upc.edu/pfc/bitstream/2099.1/12350/4/3%20Metodo%20ddbd.pdf>

La ruta: “3.Método de Diseño por Desplazamientos”

URL: <http://es.scribd.com/doc/227289546/3-Metodo-de-Diseno-Por-Desplazamientos>

La ruta: “Método de Diseño Sísmico Basado en Desplazamientos Para Marcos de Concreto Reforzado”

URL: <http://www.smis.org.mx/rsmis/n88/Lopez.pdf>

La ruta: “Estado de Conocimiento”

URL: <http://upcommons.upc.edu/pfc/bitstream/2099.1/12350/3/2%20Estado%20del%20conocimiento.pdf>

La ruta: “Repositorio Digital Universidad Técnica de Ambato FICM”

URL: http://fdaa.uta.edu.ec/fdaalast/index.php?option=com_wrapper&view=wrapper&Itemid=195

2. ANEXOS

2.1 ANEXO 1

ENCUESTA

UNIVERSIDAD TECNICA DE AMBATO FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y MECANICA

TEMA: “ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO DISEÑADOS POR EL MÉTODO DE DISEÑO DIRECTO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS (DDBD) PARA TRES, SEIS Y NUEVE PISOS”

BANCO DE PREGUNTAS FRECUENTES QUE SE DEBEN TOMAR AL MOMENTO DE RELAJAR EL METODO DE DISEÑO DIRECTO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS (DDBD)

1. ¿Qué método de diseño cree Ud. Que garantizara un adecuado comportamiento sísmico en nuestras edificaciones de hormigón armado?

ALTERNATIVA	MUESTRA	PORCENTAJE (%)
Basado en fuerzas		
Basado en desplazamientos		
TOTAL		

2. ¿Qué método de diseño cree Ud. Que garantizara un adecuado comportamiento sísmico en nuestras edificaciones de hormigón armado?

ALTERNATIVA	MUESTRA	PORCENTAJE (%)
SI		
NO		
TOTAL		

3. ¿Se requiere verificar los efectos $P-\Delta$ tanto en el DBF y en el DDBD?

ALTERNATIVA	MUESTRA	PORCENTAJE (%)
SI		
NO		
TOTAL		

4. ¿El método de DDBD se diseñará para un estado límite de “seguridad de vida” donde se presentarán las deformaciones unitarias máximas?

ALTERNATIVA	MUESTRA	PORCENTAJE (%)
SIEMPRE		
A VECES		
TOTAL		

5. ¿Cree Ud. que un perfil de desplazamiento no-lineal la deriva máxima ocurre en el primer piso?

ALTERNATIVA	MUESTRA	PORCENTAJE (%)
SI	0	0.00
NO	8	
TOTAL		

6. ¿Qué tipo de sismos consideraría para la ejecución del método Diseño Directo Basado en Desplazamientos (DDBD)?

ALTERNATIVA	MUESTRA	PORCENTAJE (%)
LEVES		
FUERTES		
TOTAL		

7. ¿Para la verificación del comportamiento estructural de un edificio diseñado mediante el DDBD que método de análisis utilizaría?

ALTERNATIVA	MUESTRA	PORCENTAJE (%)
PSUH-OVER		
HISTORIA EN EL TIEMPO		
TOTAL		