



UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**TRABAJO EXPERIMENTAL PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO
DE INGENIERO CIVIL**

TEMA:

“ANÁLISIS COMPARATIVO DE LA RESPUESTA ESTRUCTURAL Y DEL NIVEL DE DESEMPEÑO DE UNA EDIFICACIÓN DE HORMIGÓN ARMADO, CONSIDERANDO DOS OPCIONES: BASE RÍGIDA E INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA”

AUTOR: Kevin Adrián Quispillo Morocho

TUTOR: Ing. Mg. Wladimir José Ramírez Cabrera

AMBATO – ECUADOR

Enero - 2022

CERTIFICACIÓN

En mi calidad de Tutor del Trabajo Experimental, previo a la obtención del título de Ingeniero Civil, con el tema: “**ANÁLISIS COMPARATIVO DE LA RESPUESTA ESTRUCTURAL Y DEL NIVEL DE DESEMPEÑO DE UNA EDIFICACIÓN DE HORMIGÓN ARMADO, CONSIDERANDO DOS OPCIONES: BASE RÍGIDA E INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA**”, elaborado por el Sr. Kevin Adrián Quispillo Morocho, portador de la cédula de ciudadanía: C.I 0503109233, estudiante de la Carrera de Ingeniería Civil, de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica.

Certifico:

- Que el presente Trabajo Experimental es original de su autor.
- Ha sido revisado cada uno de sus capítulos componentes.
- Esta concluido en su totalidad.

Ambato, Enero 2022

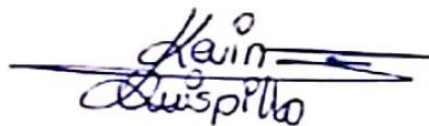
Ing. Mg. Wladimir José Ramírez Cabrera

TUTOR

AUTORÍA DE LA INVESTIGACIÓN

Yo, **Kevin Adrián Quispillo Morocho** con C.I: 0503109233, declaro que todas las actividades y contenido expuesto en el presente trabajo experimental con el tema: **“ANÁLISIS COMPARATIVO DE LA RESPUESTA ESTRUCTURAL Y DEL NIVEL DE DESEMPEÑO DE UNA EDIFICACIÓN DE HORMIGÓN ARMADO, CONSIDERANDO DOS OPCIONES: BASE RÍGIDA E INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA”**, así como también los análisis estadísticos, gráficos, conclusiones y recomendaciones son de mi exclusiva responsabilidad como autor del proyecto, a excepción de las referencias bibliográficas citadas en el mismo.

Ambato, Enero 2022



Kevin Adrián Quispillo Morocho

C.I: 0503109233

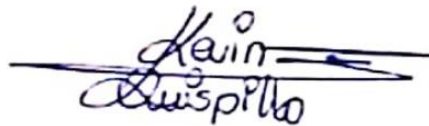
AUTOR

DERECHOS DE AUTOR

Autorizo a la Universidad Técnica de Ambato, para que haga de este Trabajo Experimental o parte de él, un documento disponible para su lectura consulta y procesos de investigación, según las normas de la Institución.

Cedo los derechos en línea patrimonial de mi Trabajo Experimental con fines de difusión pública, además apruebo la reproducción de este documento dentro de las regulaciones de la Universidad, siempre y cuando esta reproducción no suponga una ganancia económica y se realice respetando mis derechos de autor.

Ambato, Enero 2022

A handwritten signature in blue ink, reading "Kevin Quispillo", with a horizontal line drawn through it.

Kevin Adrián Quispillo Morocho

C.I: 0503109233

AUTOR

APROBACIÓN DEL TRIBUNAL DE GRADO

Los miembros del Tribunal de Grado aprueban el informe del Trabajo Experimental, realizado por el estudiante Kevin Adrián Quispillo Morocho de la Carrera de Ingeniería Civil bajo el tema: **“ANÁLISIS COMPARATIVO DE LA RESPUESTA ESTRUCTURAL Y DEL NIVEL DE DESEMPEÑO DE UNA EDIFICACIÓN DE HORMIGÓN ARMADO, CONSIDERANDO DOS OPCIONES: BASE RÍGIDA E INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA”**

Ambato, Enero 2022

Para constancia firman:

Ing. Mg. Lourdes Gabriela Peñafiel Valla
Miembro Calificador

Ing. Mg. Maritza Elizabeth Ureña Aguirre
Miembro Calificador

DEDICATORIA

Ustedes me han dedicado todo su tiempo desde que existo, ahora es momento de retribuir en algo todo ese amor recibido dedicando este trabajo que con mucho esfuerzo y dedicación acompañado de su apoyo incondicional ha logrado ser culminado.

A mis padres, Angel y Jenny

AGRADECIMIENTO

A Jehová Dios, por la vida, las bendiciones y su protección que me ha brindado durante toda mi existencia para poder concluir con esta etapa de mi vida.

A la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica de la Universidad Técnica de Ambato, que mediante sus excelentes docentes he podido irme formando como profesional adquiriendo valiosos conocimientos.

Al Ing. Mg. Wladimir Ramírez, por todo su tiempo y conocimientos impartidos durante el desarrollo del presente trabajo para lograr culminarlo con éxito.

A mis mejores amigas Dayana y Lisseth, que han estado acompañándome desde el inicio de esta etapa con sus ánimos, consejos y bromas; gracias por existir y coincidir conmigo en esta vida.

A mis grandes amigos Robert, Christian, Gaby y Cynthia, la carrera se saca adelante con un gran grupo de amigos y ustedes definitivamente son los mejores.

A Carol, gracias por haberme apoyado y ayudado con mucho cariño todo el tiempo desde que nos conocimos, fue una etapa que siempre la llevaré en el corazón.

A las personas que hicieron parte del camino, sin duda alguna su apoyo fue determinante para poder lograr terminar este objetivo en mi vida.

ÍNDICE GENERAL

CERTIFICACIÓN	ii
AUTORÍA DE LA INVESTIGACIÓN	iii
DERECHOS DE AUTOR.....	iv
APROBACIÓN DEL TRIBUNAL DE GRADO	v
DEDICATORIA	vi
AGRADECIMIENTO.....	vii
ÍNDICE GENERAL.....	viii
ÍNDICE DE TABLAS	xiii
ÍNDICE DE FIGURAS.....	xvi
RESUMEN.....	xix
ABSTRACT.....	xx
CAPÍTULO I.....	1
MARCO TEÓRICO.....	1
1.1 Antecedentes Investigativos.....	1
1.1.1 Antecedentes	1
1.1.2 Justificación.....	2
1.1.3 Fundamentación Teórica.....	3
1.1.3.1 El suelo de fundación.....	3
1.1.3.1.1 Clasificación de perfiles de suelo	3
1.1.3.1.2 Capacidad portante del suelo.....	4
1.1.3.2 Cimentación de la estructura.....	5
1.1.3.2.1 Cimentaciones superficiales	6
1.1.3.2.2 Criterios para elegir el tipo de cimentación.....	7
1.1.3.2.3 Cimentaciones profundas	7
1.1.3.3 Base rígida en el sistema suelo – estructura.	8

1.1.3.4	Interacción suelo – estructura (ISE).....	9
1.1.3.4.1	Efectos asociados a la interacción suelo estructura.....	11
1.1.3.4.2	Tipos de interacción suelo – estructura	12
1.1.3.4.3	Modelos de interacción suelo – estructura	14
1.1.3.5	Problemas por la no consideración de la interacción suelo - estructura 23	
1.1.3.5.1	Resonancia.....	23
1.1.3.5.2	Limites colindantes entre estructuras	23
1.1.3.6	Análisis lineal de una estructura	24
1.1.3.7	Evaluación de la respuesta sísmica de una estructura.....	25
1.1.3.7.1	Periodo de vibración de una estructura	25
1.1.3.7.2	Aceleración sísmica y zona sísmica	27
1.1.3.7.3	Espectro de respuesta de aceleración	28
1.1.3.7.4	Fuerza sísmica total	31
1.1.3.7.5	Deriva de piso.....	33
1.1.3.8	Análisis no lineal de una estructura	34
1.1.3.8.1	No linealidad del material	35
1.1.3.8.2	Modelos constitutivos de comportamiento de los materiales... 35	
1.1.3.8.3	Rotulas Plástica	37
1.1.3.9	Análisis no lineal estático Pushover	37
1.1.3.9.1	Capacidad	39
1.1.3.9.2	Demanda.....	40
1.1.3.9.3	Desempeño	42
1.1.4	Hipótesis.....	48
1.2	Objetivos	49
1.2.1	Objetivo General	49
1.2.2	Objetivos Específicos.....	49

CAPÍTULO II	50
METODOLOGÍA	50
2.1 Materiales y Equipos.....	50
2.1.1 Materiales.....	50
2.1.2 Equipos.....	50
2.2 Metodología	50
2.2.1 Plan de recolección de datos	50
2.2.2 Plan de procesamiento y análisis de información	51
2.2.3 Recolección de datos.....	52
2.2.3.1 Planos de la edificación	52
2.2.3.2 Ubicación.....	55
2.2.3.3 Características de la estructura	56
2.2.3.4 Materiales.....	56
2.2.3.4.1 Resistencia a la compresión del hormigón.....	56
2.2.3.4.2 Acero de refuerzo de elementos estructurales	57
2.2.3.5 Características del suelo.....	58
2.2.3.6 Cargas gravitacionales	60
2.2.3.6.1 Cuantificación de la sobrecarga.....	60
2.2.3.6.2 Cargas Vivas.....	62
2.2.3.7 Irregularidades de la estructura.....	63
2.2.3.7.1 Irregularidad en planta.....	63
2.2.3.7.2 Irregularidad en elevación	65
CAPITULO III.....	66
RESULTADOS Y DISCUSIÓN.....	66
3.1 Análisis Lineal de la estructura	66
3.1.1 Definición de materiales	66
3.1.2 Definición de secciones.....	66

3.1.3	Asignación de cargas gravitacionales	66
3.1.4	Asignación de cargas dinámicas	67
3.1.4.1	Definición del cortante basal estático	67
3.1.4.2	Espectro de respuesta sísmico.....	68
3.1.5	Modelo de base rígida	68
3.1.6	Modelo de interacción suelo – estructura.....	69
3.1.6.1	Cálculo de las masas de las zapatas aisladas	69
3.1.6.2	Cálculo de coeficientes de rigidez – Modelo D.D. Barkan	71
3.1.6.3	Cálculo de coeficientes de rigidez – Modelo de Sargsian	74
3.1.6.4	Definición de zapatas.....	75
3.1.6.5	Definición de coeficientes de rigidez.....	76
3.1.7	Análisis de resultados.....	79
3.1.7.1	Periodo de vibración	79
3.1.7.2	Acumulación de la masa	81
3.1.7.3	Cortante por piso.....	81
3.1.7.4	Desplazamientos	84
3.1.7.5	Derivas de piso.....	87
3.1.7.6	Aceleración de piso.....	89
3.1.7.7	Chequeo de elementos estructurales	91
3.1.7.8	Cuantías de acero	94
3.1.7.8.1	Vigas.....	94
3.1.7.8.2	Columnas.....	96
3.2	Análisis Estático No Lineal.....	98
3.2.1	Modelos de comportamiento de los materiales.....	99
3.2.2	Asignación de rotulas plásticas	100
3.2.3	Niveles de amenaza sísmica.....	104
3.2.4	Carga gravitacional no lineal	105

3.2.5	Carga lateral no lineal	106
3.2.6	Análisis de resultados.....	106
3.2.6.1	Curva de capacidad.....	106
3.2.6.2	Representación bilineal de la curva de capacidad	108
3.2.6.3	Evaluación del desempeño sísmico	113
3.2.6.3.1	Dirección X	114
3.2.6.3.2	Dirección Y	118
3.2.6.4	Factor de reducción de respuesta sísmica (R).....	122
CAPÍTULO IV.....		125
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....		125
4.1	Conclusiones	125
4.2	Recomendaciones.....	127
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS:.....		128
ANEXOS.....		133

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Clasificación de los perfiles de suelo	3
Tabla 2. Factores de seguridad F_s admisible.....	5
Tabla 3. Valores del coeficiente de forma de la cimentación	18
Tabla 4. Coeficientes para el periodo de vibración.....	26
Tabla 5. Factor de zona sísmica	27
Tabla 6. Valores de F_a para los distintos tipos de suelo	30
Tabla 7. Valores de F_d para los distintos tipos de suelo	30
Tabla 8. Valores de F_s para los distintos tipos de suelo.....	31
Tabla 9. Coeficiente de importancia de las edificaciones	32
Tabla 10. Factor de reducción de resistencia	33
Tabla 11. Valores de deriva máximos.....	34
Tabla 12. Niveles de amenaza sísmica Visión 2000	42
Tabla 13. Niveles de amenaza sísmica NEC-15	42
Tabla 14. Niveles de desempeño de la estructura ATC-40.....	43
Tabla 15. Niveles de desempeño Comité Visión 2000	44
Tabla 16. Niveles de desempeño NEC-15	46
Tabla 17. Límites de nivel de desempeño propuesto por ATC-40	47
Tabla 18. Límite de nivel de desempeño propuesto por Comité Visión 2000	48
Tabla 19. Especificaciones técnicas de los equipos	50
Tabla 20. Ubicación de la edificación.....	55
Tabla 21. Coordenadas de la edificación	56
Tabla 22. Descripción de alturas, áreas y usos.....	56
Tabla 23. Resistencia a compresión del hormigón.....	57
Tabla 24. Secciones y acero de refuerzo en columnas.....	57
Tabla 25. Secciones y acero de refuerzo en vigas.....	58
Tabla 26. Cuantificación de peso paredes $N_v+2.52$, $N_v+5.04$, $N_v+7.56$	60
Tabla 27. Cuantificación de peso paredes $N_v+10.08$	61
Tabla 28. Sobrecarga en losa.....	62
Tabla 29. Resumen de sobrecarga por niveles	62
Tabla 30. Cargas vivas	62
Tabla 31. Características del suelo de fundación	69

Tabla 32. Dimensiones de zapatas aisladas.....	70
Tabla 33. Masas de las zapatas.....	71
Tabla 34. Presión estática en las zapatas.....	71
Tabla 35. Coeficientes de compresión	73
Tabla 36. Coeficientes de rigidez equivalentes – Modelo D.D. Barkan.....	73
Tabla 37. Coeficientes de rigidez equivalentes – Modelo Sargsian.....	75
Tabla 38. Periodo de vibración, método 2	80
Tabla 39. Acumulación de la masa	81
Tabla 40. Desplazamientos máximos – Sentido X.....	86
Tabla 41. Desplazamientos máximos – Sentido Y.....	86
Tabla 42. Derivas inelásticas de piso – Sentido X.....	88
Tabla 43. Derivas inelásticas de piso – Sentido Y	89
Tabla 44. Fuerzas axiales en columnas	92
Tabla 45. Fuerzas cortantes en columnas.....	92
Tabla 46. Momentos actuantes en columnas.....	93
Tabla 47. Fuerzas cortantes en vigas.....	93
Tabla 48. Momentos actuantes en vigas.....	93
Tabla 49. Longitud de rotulas plásticas en vigas	100
Tabla 50. Longitud de rotulas plásticas en columnas.....	100
Tabla 51. Momento rotación para viga V1	101
Tabla 52. Momento rotación para viga V2	102
Tabla 53. Momento rotación para viga V3	103
Tabla 54. Momento rotación para columna C1.....	103
Tabla 55. Niveles de amenaza sísmica.....	104
Tabla 56. Cortante y desplazamiento último.....	107
Tabla 57. Cortante y desplazamiento último.....	108
Tabla 58. Punto de desempeño – Modelo base rígida.....	114
Tabla 59. Evaluación del desempeño sísmico – Modelo base rígida.....	115
Tabla 60. Punto de desempeño – Modelo ISE Barkan.....	115
Tabla 61. Evaluación del desempeño sísmico – Modelo ISE Barkan.....	116
Tabla 62. Punto de desempeño – Modelo ISE Sarsgian	116
Tabla 63. Evaluación del desempeño sísmico – Modelo ISE Sarsgian	117
Tabla 64. Punto de desempeño – Modelo de base rígida.....	118

Tabla 65. Evaluación del desempeño sísmico – Modelo base rígida.....	119
Tabla 66. Punto de desempeño – Modelo ISE Barkan.....	119
Tabla 67. Evaluación del desempeño sísmico – Modelo ISE Barkan.....	120
Tabla 68. Punto de desempeño – Modelo ISE Sarsgian	120
Tabla 69. Evaluación del desempeño sísmico – Modelo ISE Sarsgian	121
Tabla 70. Factor de reducción R – Sentido X	123
Tabla 71. Factor de reducción R – Sentido Y	123
Tabla 72. Factor de reducción R – Propuesta Aguiar R.....	124

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Esquema de cimentación	6
Figura 2. Esquema de pilotes hincados	8
Figura 3. Modelo de empotramiento perfecto en base de la estructura	9
Figura 4. Modelo de resortes asumiendo ISE	10
Figura 5. Factores de los que depende la ISE	11
Figura 6. Análisis de interacción cinemática	12
Figura 7. Análisis de interacción inercial.....	13
Figura 8. Combinación de interacción cinemática e inercial	14
Figura 9. Esquema de cálculo de condiciones de fijación de la estructura: a) Esquema tradicional; b) Esquema considerando la flexibilidad de la base de fundación	15
Figura 10. Esquema espacial de cálculo de cimentación tipo zapata aislada	16
Figura 11. Modelo de Winkler.....	17
Figura 12. Modelo dinámico V.A.Ilichev	20
Figura 13. Mapa de zonificación sísmica del Ecuador	27
Figura 14. Modelo de espectro elástico de aceleraciones	29
Figura 15. Modelo de esfuerzo-deformación de concreto confinado y no confinado	36
Figura 16. Curva esfuerzo-deformación del acero sometido a tensión.....	36
Figura 17. Ubicación de las rotulas plásticas	37
Figura 18. Planteamiento conceptual Pushover	38
Figura 19. Procedimiento Pushover para determinar la curva de capacidad de la edificación.....	40
Figura 20. Niveles de comportamiento sísmico esperado.....	45
Figura 21. Espectro de capacidad y demanda y punto de desempeño	47
Figura 22. Niveles de desempeño estructural	48
Figura 23. Planta baja $N_v+0.00$	52
Figura 24. Planta Alta $N_v+2.52$	53
Figura 25. Planta Alta $N_v+5.04$	53
Figura 26. Planta Alta $N_v+7.56$	54
Figura 27. Tapagrada $N_v+10.08$	54
Figura 28. Vista en elevación.....	55

Figura 29. Capacidad de carga del suelo.....	58
Figura 30. Tipos de paredes	60
Figura 31. Esquema de losa	61
Figura 32. Asignación de cargas gravitacionales.....	66
Figura 33. Definición del cortante basal	67
Figura 34. Espectro de respuesta sísmica NEC-15	68
Figura 35. Restricción en base de estructura.....	69
Figura 36. Cimentación de la estructura	70
Figura 37. Definición del material para las zapatas	76
Figura 38. Zapata central y perimetral	76
Figura 39. Definición de coeficientes de rigidez de Z1 – Modelo ISE Barkan	77
Figura 40. Coeficientes de rigidez – Modelo ISE Barkan	78
Figura 41. Coeficientes de rigidez – Modelo ISE Sargsian	78
Figura 42. Definición de coeficientes de rigidez Sargsian.....	79
Figura 43. Cortante por piso en dirección X.....	82
Figura 44. Cortante por piso en dirección Y	83
Figura 45. Desplazamientos máximos – Sentido X.....	85
Figura 46. Desplazamientos máximos – Sentido Y	85
Figura 47. Derivas inelásticas de piso – Sentido X.....	87
Figura 48. Derivas inelásticas de piso – Sentido Y.....	88
Figura 49. Aceleración por piso.....	90
Figura 50. Pórtico C, ejes 2 y 3.....	91
Figura 51. Acero en vigas – Modelo base rígida	94
Figura 52. Acero en vigas – Modelo ISE Barkan	95
Figura 53. Acero en vigas – Modelo ISE Sarsgian.....	96
Figura 54. Demanda/Capacidad – Modelo base rígida.....	97
Figura 55. Demanda/Capacidad – Modelo ISE Barkan.....	97
Figura 56. Demanda/Capacidad – Modelo ISE Sarsgian.....	98
Figura 57. Modelo de Mander para concreto confinado y no confinado.....	99
Figura 58. Modelo de Park para acero de refuerzo	99
Figura 59. Representación del diagrama momento rotación.....	101
Figura 60. Diagrama momento rotación viga V1	102
Figura 61. Diagrama momento rotación viga V2	102

Figura 62. Diagrama momento rotación viga V3	103
Figura 63. Diagrama momento rotación columna C1	104
Figura 64. Espectros correspondientes a cada nivel de amenaza sísmica.....	105
Figura 65. Asignación de carga gravitacional no lineal.....	105
Figura 66. Asignación de carga lateral no lineal.....	106
Figura 67. Curva de capacidad – Sentido X.....	107
Figura 68. Curva de capacidad sentido Y	108
Figura 69. Representación bilineal de la curva de capacidad	109
Figura 70. Representación bilineal – Modelo base rígida.....	109
Figura 71. Representación bilineal – Modelo ISE Barkan.....	110
Figura 72. Representación bilineal – Modelo ISE Sarsgian	110
Figura 73. Representación bilineal – Modelo base rígida.....	111
Figura 74. Representación bilineal – Modelo ISE Barkan.....	112
Figura 75. Representación bilineal – Modelo ISE Sarsgian	112
Figura 76. Sectorización por niveles de desempeño de modelo bilineal	113
Figura 77. Niveles de desempeño sísmico – Modelo base rígida	114
Figura 78. Niveles de desempeño sísmico – Modelo ISE Barkan	115
Figura 79. Niveles de desempeño sísmico – Modelo ISE Sarsgian.....	117
Figura 80. Niveles de desempeño sísmico – Modelo base rígida	118
Figura 81. Niveles de desempeño sísmico – Modelo ISE Barkan	119
Figura 82. Niveles de desempeño sísmico – Modelo ISE Sarsgian.....	121

RESUMEN

El presente trabajo tiene como objetivo realizar una comparación de la respuesta estructural y el nivel de desempeño de una estructura de hormigón armado considerando dos opciones: base rígida e interacción suelo – estructura (ISE).

Para el modelo tradicional de base rígida se consideran nulos los desplazamientos y giros en la base de la estructura, mientras que para el modelo de interacción suelo – estructura se aplicaron dos modelos: uno propuesto por el científico Barkan; y otro propuesto por el científico Sarsgian.

Para evaluar la respuesta estructura de la edificación se realizó un análisis lineal modal siguiendo lo especificado por la NEC-15, y se obtuvo que al considerar el efecto de flexibilidad del suelo se presenta un aumento en el periodo de vibración de hasta 30.3 por ciento y un incremento de hasta un 39 por ciento en derivas máximas de piso comparado con el modelo de base rígida. Además, se han tomado otros parámetros de comparación estructural como las fuerzas que se presentan en elementos vigas y columnas.

El nivel de desempeño estructural se lo ha obtenido al realizar un análisis no lineal estático siguiendo metodologías descritas en ATC-40 y FEMA-440, y aplicando la evaluación de desempeño estructural brindada por el Comité Visión 2000, donde se comprobó que al considerar la ISE la edificación en estudio no tiene la suficiente capacidad ante las amenazas sísmicas, contrastando lo obtenido con el modelo de base rígida el cual sí cumplen los niveles de desempeño estructural previstos.

Palabras claves: Empotramiento, base rígida, flexibilidad del suelo, ISE, respuesta estructural, desempeño estructural.

ABSTRACT

The objective of this research work is to make a comparison of the structural response and the level of performance of a reinforced concrete structure considering two options: rigid base and soil-structure interaction (ISE).

For the traditional rigid base model, the displacements and turns at the base of the structure are considered null, while for the soil-structure interaction model, two models were applied: one proposed by the scientist Barkan; and another proposed by the scientist Sarsgian.

To evaluate the structure response of the building, a modal linear analysis was carried out following what is specified by the NEC-15, and it was obtained that when considering the effect of soil flexibility, an increase in the vibration period of up to 30.3 percent and an increase of up to 39 percent in maximum floor drifts compared to the rigid base model. In addition, other structural comparison parameters have been taken, such as the forces that occur in beam and column elements.

The level of structural performance has been obtained by performing a static non-linear analysis following methodologies described in ATC-40 and FEMA-440, and applying the structural performance evaluation provided by the Vision 2000 Committee, where it was found that when considering the ISE The building under study does not have sufficient capacity to face seismic threats, contrasting what was obtained with the rigid base model, which does meet the expected structural performance levels.

Keywords: Embedment, rigid base, soil flexibility, ISE, structural response, structural performance.

CAPÍTULO I

MARCO TEÓRICO

1.1 Antecedentes Investigativos

1.1.1 Antecedentes

La respuesta de una estructura durante un evento sísmico depende de las características del terreno en movimiento, el suelo de fundación, y la estructura. Los movimientos del suelo son amplificados de forma importante por la vibración de la estructura, de manera que las aceleraciones que se presentan en la misma llegan a ser varias veces superiores a las del terreno [1].

El análisis estructural se realiza comúnmente suponiendo que el movimiento que se aplica en la base es independiente de las características de la cimentación, sin embargo, existen casos en que el movimiento en cualquier punto de la frontera suelo – estructura es sensiblemente diferente del que habría ocurrido en dicho si la estructura no estuviese presente; en estos casos se dice que existe interacción suelo – estructura [2].

Estudios realizados en Ciudad de México (México) al edificio Parque España y el edificio Durango en el año 2004, reflejan que la interacción suelo – estructura participa en aproximadamente el 41.8% y el 54.8% del desplazamiento lateral total en azotea respectivamente [3].

En nuestro país Ecuador, Calle S. y García E. [4] en 2011 han estudiado la estructura de la Catedral de la Inmaculada Concepción de la ciudad de Cuenca tomando en cuenta la flexibilidad del suelo de fundación, obteniendo un aumento de desplazamientos máximos en un 35% y 100% en los puntos más altos de las cúpulas comparado con el modelo de empotramiento perfecto. Aguiar R. y Ortiz D. [5] en 2017 han realizado un estudio de un edificio de 12 pisos en la ciudad de Manta considerado la interacción suelo estructura donde se observa que se afectó ligeramente a los valores de periodo de vibración y desplazamiento. Morales L. y Espinosa A. [6] en 2020 han considerado la interacción suelo estructura al estudiar un edificio de 8 pisos y un subsuelo en la ciudad de Quito, donde se observa que se incrementa el periodo de vibración hasta en un 46% respecto a un modelo tradicional de base rígida. Con todo esto, se infiere que la interacción suelo – estructura modifica la respuesta de la edificación.

1.1.2 Justificación

El presente trabajo busca dar un enfoque de la verdadera importancia y relevancia a un tema que pasa desapercibido mayormente por los ingenieros civiles en nuestro entorno en referencia al análisis y diseño estructural: la interacción suelo – estructura. La consideración de la flexibilidad del suelo de fundación nos lleva a un modelo más realista de lo que verdaderamente experimenta la estructura [1].

Una de las premisas para el análisis estructural de una edificación es considerar que el modelo matemático aplicado debe ser lo más cercano a la realidad, y sin duda considerar la interacción existente entre el sistema suelo - estructura nos hace conseguir resultados muy acertados. Considerando esto, es necesario que en la fase de concepción del proyecto se consideren los respectivos modelos con la flexibilidad que aporta el suelo de fundación al comportamiento global de la estructura.

Actualmente, normas internacionales de análisis estructural como la NSR-10 de Colombia [7] reconocen que las propiedades del suelo y las características de la cimentación pueden afectar de manera significativa a la respuesta de una estructura. Tomar en cuenta la interacción suelo – estructura en el análisis y diseño sísmico ha sido esquivada a nivel mundial, pero si bien esta práctica no es del todo buena en suelos relativamente firmes pero deformables, es realmente inaceptable cuando se diseña y construye en suelos muy blandos [3].

Es por esto que en nuestro país se debería considerar necesariamente para el análisis de una estructura la flexibilidad existente del suelo, ya que puede producir cambios en valores como periodos de vibración, desplazamientos y derivas, que al compararlas con lo expuesto en la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC podrían no estar en los rangos de aceptación.

Aguiar R. y Rivas A. [8] reportan que el suelo más común en Ambato corresponde a una arena limosa, siendo en su gran mayoría de tipo C y seguido de tipo D. Se observa que en esta ciudad mayormente se emplazan las estructura en suelos deformables, lo que implica que se debería tomar en cuenta el efecto de la interacción suelo – estructura para que los resultados obtenidos en nuestro análisis sean muy confiables, y en base a estos resultados obtener un buen desempeño estructural.

1.1.3 Fundamentación Teórica

1.1.3.1 El suelo de fundación

Uno de los principales factores que permite un diseño seguro y económico de la cimentación de una estructura es conocer la apropiada caracterización del suelo de fundación. Es aquí donde tiene relevancia contar con un estudio de suelos de nuestro proyecto para conocer los diferentes estratos y tipos de suelos del lugar donde se va a implantar la estructura.

1.1.3.1.1 Clasificación de perfiles de suelo

Para la caracterización de perfiles de suelos se utiliza la tabla de clasificación que se muestra en la Norma Ecuatoriana de la Construcción capítulo de Peligro Sísmico (NEC-SE-DS). Un suelo es rígido dependiendo del valor de V_s , el cual es un parámetro de velocidad de onda corte a 30 m de profundidad [6].

Tabla 1. Clasificación de los perfiles de suelo

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	1500 m/s $> V_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$N \geq 50.0$
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$S_u \geq 100$ KPa
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	360 m/s $> V_s \geq 180$ m/s
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$
E	Perfil que cumplan el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 180$ m/s
	Perfiles que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $W \geq 40\%$ $S_u < 50$ kPa
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. Se contemplan las siguientes subclases:	

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.
F2- Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H > 3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).
F3- Arcillas de muy alta plasticidad (H > 7.5 m con índice de Plasticidad IP > 75).
F4- Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H > 30m).
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.
F6- Rellenos colocados sin control ingenieril.

Fuente: NEC-SE-DS [9]

1.1.3.1.2 Capacidad portante del suelo

La capacidad portante del suelo se denomina a la capacidad que posee el suelo para soportar esfuerzos aplicados sobre éste. Al analizar esta capacidad se busca evitar que el suelo falle por cortante o un excesivo asentamiento diferencial producido por la edificación. Teniendo en cuenta esto, es entendible que la carga transmitida de la cimentación al suelo no puede ser mayor a la capacidad portante del suelo de fundación.

La capacidad portante del suelo no depende solamente de las características del suelo, además se requiere conocer el tipo de cimentación que se va a emplear en el proyecto. Con el fin de dar una mayor confiabilidad al diseño estructural se utilizan factores de seguridad que consideran las incertidumbres por obtención de datos y realización de ensayos, por esta razón se utiliza la capacidad de carga admisible del suelo que se obtiene entre la relación del esfuerzo último admisible del suelo y el factor de seguridad considerado [10].

$$q_{adm} = \frac{q_{unet}}{F_S}$$

Donde:

q_{adm} : capacidad de carga admisible del suelo

q_{unet} : capacidad última neta del suelo

Fs : Factor de Seguridad

La capacidad de carga última del suelo q_u representa el esfuerzo total que puede ser aplicado a nivel de la cimentación para alcanzar la condición de falla del sistema suelo cimentación, tomando en cuenta que si se realiza una excavación a nivel de la cimentación el esfuerzo en exceso al esfuerzo geoestático original de la cimentación es el que contribuye a la falla [11].

$$q_{net} = q_u - q_{ob}$$

Donde:

q_{net} : capacidad de carga neta del suelo

q_u : capacidad de carga última del suelo

q_{ob} : esfuerzo geoestático total removido a nivel del desplante de la cimentación

El factor de seguridad para la capacidad portante del suelo se presenta en la siguiente tabla:

Tabla 2. Factores de seguridad Fs admisible

Condición	Fs Admisible
Carga Muerta + Carga Viva Normal	3.0
Carga Muerta + Carga Viva Máxima	2.5
Carga Muerta + Carga Viva Normal + Sismo de Diseño pseudo estático	1.5

Fuente: NEC-SE-GC [11]

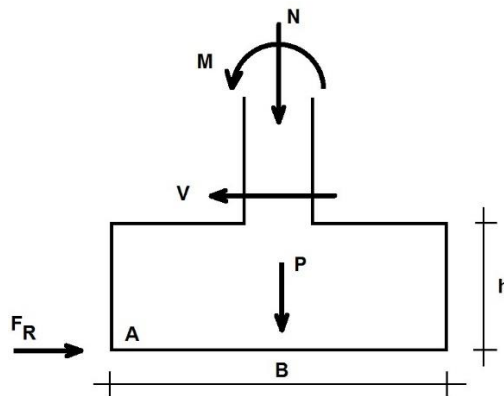
1.1.3.2 Cimentación de la estructura

Las cimentaciones son elementos estructurales que permiten transmitir las cargas de la superestructura hacia el suelo de fundación. Las cimentaciones deben diseñarse para resistir las sollicitaciones mayoradas y las acciones inducidas, que incluyen: cargas axiales, momentos y cortantes que deben ser soportados por la cimentación.

Después de establecerse la presión admisible del suelo mediante los principios de mecánica de suelos, se define el tamaño del área de la base de la cimentación considerando cargas no mayoradas (se servicio), posteriormente se determina la altura y armadura de la zapata [12].

Para el diseño de la altura y la armadura de una zapata debe determinarse la presión de contacto con el suelo debida a las cargas mayoradas aplicadas, En el caso de una cimentación aislada, cargada concéntricamente, la reacción del suelo q_{su} debida a las cargas mayoradas es $q_{su} = P_u/A$, donde P_u es la carga ultima concentrada y A es el área de la cimentación [12].

Figura 1. Esquema de cimentación



Fuente: Kevin Quispillo M.

Para poder diferenciar si se trata de una cimentación superficial y una profunda, la Norma Ecuatoriana de la Construcción en el capítulo correspondiente a Geotecnia y Cimentaciones (NEC-SE-GC) [11] establece las siguientes relaciones con el fin de establecer dicha diferencia:

Cimentación superficial:
$$\frac{Df}{B} \leq 4$$

Cimentación profunda:
$$\frac{Df}{B} > 4$$

Siendo: Df profundidad de desplante; y B ancho de cimentación.

1.1.3.2.1 Cimentaciones superficiales

Los tipos de cimentaciones superficiales usualmente empleadas son las siguientes:

- **Zapatas aisladas:** son aquellas que soportan la carga de una sola columna, constructivamente pueden ser concéntricas o excéntricas. En condiciones normales son las más económicas y fáciles de construir.
- **Zapatas combinadas:** es la cimentación que soporta dos columnas, se emplea cuando las columnas están muy cercanas y soportan cargas relativamente altas.
- **Zapatas conectadas con vigas:** sirven para minimizar el efecto de la excentricidad cuando una de las columnas es perimetral.
- **Viga de cimentación:** soporta dos o más columnas, se emplea generalmente cuando las acciones de carga y momento son relativamente altos.
- **Losa de cimentación:** soporta varias columnas y se emplea cuando la capacidad admisible del suelo es baja. Normalmente ocupa toda el área del terreno [13].

1.1.3.2.2 Criterios para elegir el tipo de cimentación

- Siempre que sea posible debe emplearse zapatas aisladas por su menor costo y porque es posible resistir con ellas no solo cargas axiales sino también momentos.
- Cuando la excentricidad producida por los momentos de flexión, es muy grande y aumenta desproporcionadamente las dimensiones de la zapata, debe examinarse la posibilidad de profundizar la cimentación y reducir sus dimensiones.
- Para columnas perimetrales, cuando la carga axial no es muy elevada es posible utilizar zapatas aisladas excéntricas, pero si por el contrario la carga axial es alta, la solución recomendable es emplear zapatas conectadas con vigas.
- Cuando las zapatas están muy cerca y se superponen entonces se emplean zapatas combinadas. En caso de tener asentamientos importantes, superiores a los admisibles, se puede emplear zapatas aisladas unidas con vigas, losas o vigas de cimentación [12].

1.1.3.2.3 Cimentaciones profundas

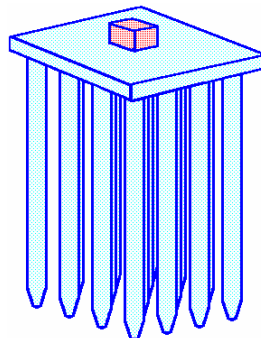
Cuando se requiere transmitir las cargas provenientes de la superestructura hacia estratos de suelos que se encuentran a profundidades mayores es necesario utilizar una cimentación profunda.

Entre las razones por las que se requiere usar cimentaciones profundas en una estructura tenemos las siguientes:

- Los estratos superficiales del suelo no tienen la capacidad de resistir el peso de la estructura mediante el uso de una cimentación superficial, por cuanto se sobrepasa su capacidad portante.
- En estructuras sobre el agua o cuando se tiene el nivel freático alto.
- Para soportar cargas muy elevadas donde necesariamente se requiere de un estrato rocoso [14].

Entre las cimentaciones profundas más conocidas tenemos a los pilotes, que se los emplea cuando el nivel de cimentación es muy profundo, son introducidos en el terreno mediante hincado o pueden ser prefabricados, su geometría puede ser circular, cuadrada, hexagonal, entre otras [15]. Los pilotes pueden trabajar apoyados sobre estratos de suelo resistentes, también por fricción con el suelo o una combinación de ambos. Estos elementos transmiten la carga de forma puntual y pueden ir acoplados a una zapata o losa de cimentación.

Figura 2. Esquema de pilotes hincados



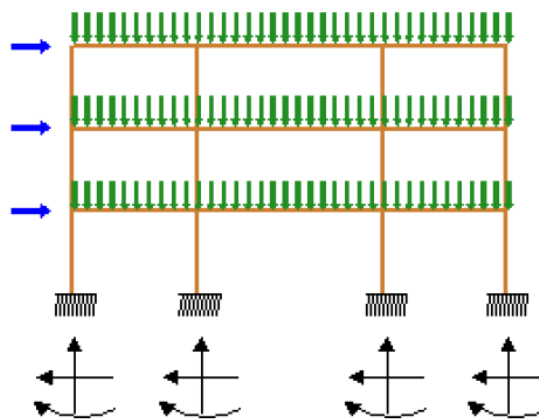
Fuente: Proaño Marcelo, *Diseño de estructuras de concreto armado* [15]

1.1.3.3 Base rígida en el sistema suelo – estructura.

Es común en la práctica profesional de varios ingenieros civiles considerar la cimentación como una base rígida o un empotramiento perfecto. De acuerdo a esta hipótesis se consideran nulos los desplazamientos y giros producidos en la base de cimentación.

La consideración de una base rígida es verdadera cuando la edificación ha sido cimentada sobre un macizo rocoso. Al producirse un requerimiento dinámico (evento sísmico), la extrema rigidez de la roca restringe el movimiento del medio, esto se traduce a que verdaderamente ocurre un empotramiento perfecto en la base de la edificación [16]. Pero esta consideración no se cumple para estructuras emplazadas en suelos de menos rigidez, y esto ocasiona una modelación estructural no acorde a lo que realmente va a estar sujeta la edificación.

Figura 3. Modelo de empotramiento perfecto en base de la estructura



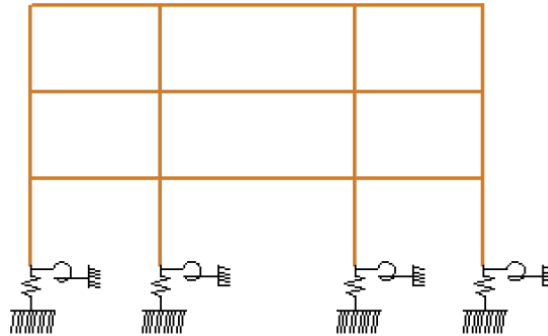
Fuente: Meli Perilla, *Diseño Estructural*

Modelar a la cimentación como un empotramiento perfecto es una simplificación de la interacción suelo – estructura al considerar la base como rígida, consideración no muy acertada por varios profesionales.

1.1.3.4 Interacción suelo – estructura (ISE)

La interacción suelo – estructura es un fenómeno de la modificación de la respuesta natural de un sistema estructural debido al suelo que afecta sus condiciones de apoyo las cuales en la mayoría de los casos se asume como un empotramiento perfecto en la base de la cimentación. En breves rasgos, puede señalarse que la interacción suelo – estructura es la consideración de la flexibilidad del suelo adyacente en la cimentación, esto significa que no existe una restricción total de los desplazamientos y giros en la base dado que existe un flujo de energía desde el suelo a la estructura y viceversa [17].

Figura 4. Modelo de resortes asumiendo ISE

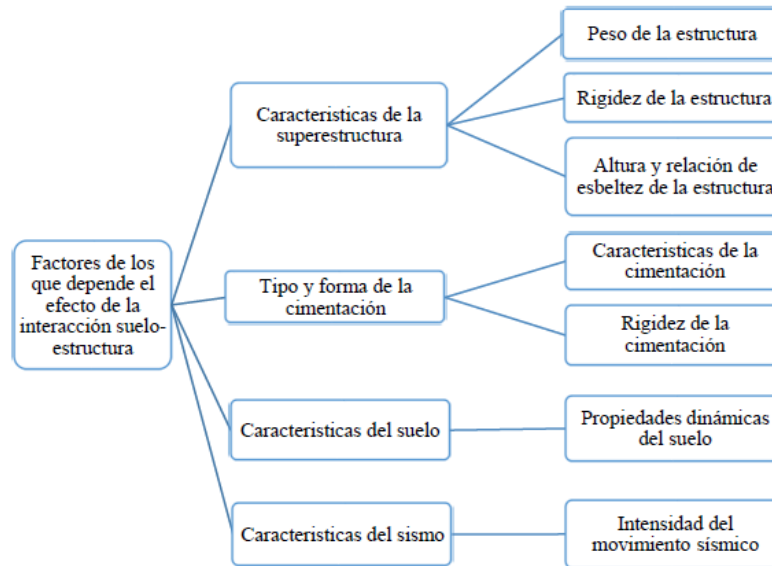


Fuente: Meli Perilla, *Diseño estructural*

En una edificación el comportamiento sísmico dependerá de cómo el movimiento del terreno producto de un sismo la afecte a través de su subestructura, Por esta razón las propiedades del suelo de cimentación, la rigidez, colocación y geometría de la cimentación, así como también el tipo de sistema estructural que la edificación disponga, participan e interactúan entre sí para definir los efectos sísmicos en ella [18]. Cuando se omite en un análisis estructural tanto las propiedades del suelo subyacente y las características de la cimentación como es el caso del análisis estructural con sistema de base rígida, pueden presentar alteraciones significativas en sus resultados.

La rigidez del conjunto estructura – suelo está fuertemente condicionada por la propia rigidez del material que configura el terreno, por lo tanto, la hipótesis de base infinitamente rígida puede resultar comprometida cuando la rigidez real del suelo no supere a la de la superestructura en varios ordenes de magnitud. La consideración del suelo como parte del sistema bajo estudio implica la consideración de los efectos dinámicos asociados a la masa que aporta [17]. Así pues, frente a la hipótesis de base rígida, la consideración de suelo flexible disminuye la rigidez global y aumenta la masa del sistema. En consecuencia, la consideración de los efectos de interacción suelo – estructura conlleva que las frecuencias naturales del sistema y las amplitudes de la respuesta dinámica son inferiores a las correspondientes a la hipótesis de base rígida.

Figura 5. Factores de los que depende la ISE



Fuente: León Juan, *Análisis comparativo del diseño de una edificación de hormigón armado considerando el sistema de base rígida versus la interacción suelo – estructura* [10].

1.1.3.4.1 Efectos asociados a la interacción suelo estructura

La respuesta de una estructura ante cargas estáticas y dinámica puede cambiar si no se tiene en cuenta los efectos de la interacción suelo – estructura, y esto dependerá gran parte de las características de la edificación a analizarse, así como también de su cimentación y el suelo de fundación donde se encuentre emplazada. Algunos aspectos a considerar son [7]:

- La presencia de suelos blandos y compresibles afecta en la distribución de esfuerzos y deformaciones bajo la cimentación, esto ante cargas verticales como horizontales.
- Se presenta un aumento en el periodo del sistema suelo – estructura al considerar la base como flexible comparándola con un modelo clásico de hipótesis de base rígida.
- El aumento del amortiguamiento viscoso equivalente del sistema estructura – cimentación – suelo respecto al amortiguamiento solo de la estructura, al involucrar la disipación adicional de energía producto de los amortiguamientos del suelo.

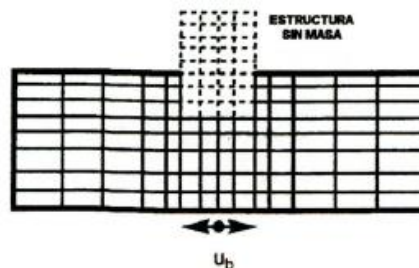
- Se presenta un aumento en los desplazamientos laterales de la estructura ante solicitaciones sísmicas, debido en gran parte a la rotación de la base por efecto de cabeceo, con cambios en las derivas (desplazamientos horizontales relativos) en función de la altura a la que se encuentren los niveles considerados.
- La variación en la distribución de fuerzas cortantes horizontales producidas por los movimientos sísmicos, entre los diferentes elementos del sistema de resistencia sísmica, especialmente cuando se combinan elementos de rigideces y sistemas de apoyo en la cimentación diferentes, como puede ser el caso de los sistemas duales.

1.1.3.4.2 Tipos de interacción suelo – estructura

Interacción Cinemática

En el campo libre, un sismo causa en el suelo desplazamientos en ambas direcciones, horizontal y vertical. Si una cimentación superficial o empotrada dentro de un depósito de suelo es tan rígida que no puede seguir el patrón de deformaciones del campo libre, se dice que su movimiento está influenciado por la interacción cinemática, incluso si se considera que no tiene masa [19].

Figura 6. Análisis de interacción cinemática



Fuente: Kramer Steven, *Geotechnical Earthquake Engineering* [20]

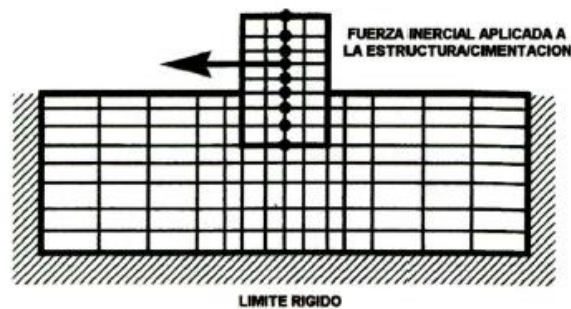
Las deformaciones debidas a la interacción cinemática, se calculan asumiendo que la cimentación tiene rigidez, pero no tiene masa.

Esta interacción cinemática puede ocasionar diferentes modos de vibración en la edificación y ocurre cuando la rigidez del sistema de cimentación impide el desarrollo del movimiento en el campo libre. Esta interacción depende de la geometría de la cimentación, la estratigrafía del subsuelo y la naturaleza.

Interacción inercial

En este caso, las estructuras y su cimentación tienen masa, y esta masa hace que tengan una respuesta dinámica. Si el suelo de apoyo es deformable, las fuerzas transmitidas a este por la cimentación producirán el movimiento de la cimentación, que no ocurriría en una estructura de base empotrada.

Figura 7. Análisis de interacción inercial



Fuente: Kramer Steven, *Geotechnical Earthquake Engineering* [20]

Es importante observar que, en el análisis de interacción inercial, la carga inercial solo es aplicada a la estructura, los efectos del suelo deformable en la respuesta resultante, son los debidos a la interacción inercial.

Debido a la inercia y elasticidad del sistema suelo – estructura, la edificación al ser excitada por un sismo transmitido a través del suelo, sufre un balanceo, el cual produce un alargamiento del periodo fundamental de vibración. El aumento en el amortiguamiento y la reducción en la ductilidad de la estructura respecto al obtenido con apoyo indeformable con producto de la interacción inercial [19].

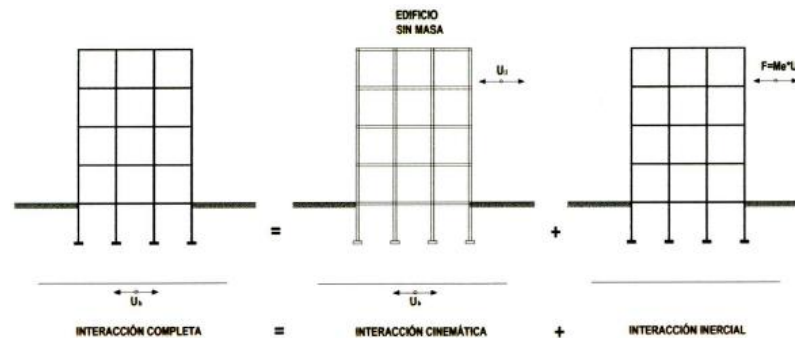
Combinación de interacción cinemática e inercial

La esencia de la interacción suelo-estructura, es que la información sismológica se da en la superficie del terreno sin la existencia de la edificación. Como consecuencia de este fenómeno físico, surge la alteración del suelo [19].

El problema completo de interacción puede ilustrarse con un esquema como el de la siguiente figura donde se indica la forma en cómo se produce el resultado del movimiento del sistema estructura-suelo-cimentación. El movimiento sísmico

combinado con el movimiento de la base produce el movimiento cinemático total del sistema [21].

Figura 8. Combinación de interacción cinemática e inercial



Fuente: Soriano Almudena, *Interacción suelo estructura. Modificación del movimiento* [21]

1.1.3.4.3 Modelos de interacción suelo – estructura

Las construcciones en zonas sísmicas se incrementan a diario en el país. En consecuencia, la seguridad estructural tiene un valor importante en el desarrollo nacional. La reducción de los costos, con la consecuente seguridad de las obras en zonas sísmicas es el problema central de la construcción. La razón fundamental en la solución de este problema es la elaboración de metodologías de cálculo sísmico de edificaciones con zapatas aisladas, considerando la real interacción suelo-estructura.

En los últimos tiempos se está dando bastante importancia al problema de interacción suelo-estructura. En un sentido más generalizado, este problema puede ser formulado como un contacto dinámico entre la base y la estructura. La actualidad de este tema consiste, en que, inclusive los primeros modelos dinámicos de interacción suelo-estructura han influido en el estado esfuerzo deformación de la edificación [6].

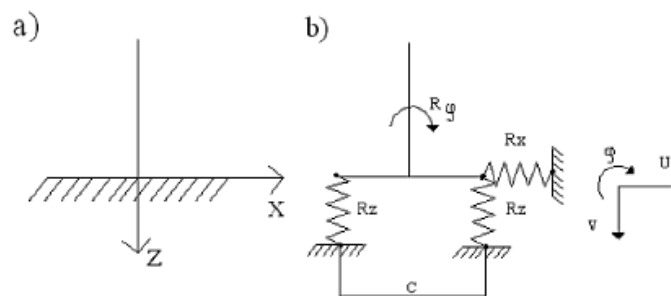
Cabe indicar que en la actualidad este problema aún está lejos de su verdadera formulación, ya que su modelo matemático correcto tiene un sinnúmero de espectros de solución que merecen un trabajo científico serio. En las investigaciones actuales se han resuelto varios aspectos de este problema. Por ejemplo, cuando la base es considerada como un semiespacio elástico y la acción sísmica como un proceso ondulatorio, se resolvieron varios problemas de difracción de ondas en la cimentación, el cual ha determinado el carácter de la acción sísmica en la edificación [22].

Otra orientación más cercana a los métodos ingenieriles, se relacionan con determinados parámetros de rigidez de la cimentación, que se determinan en base la investigaciones experimentales o procesos teórico-experimentales, que consideran el carácter ondulatorio de la acción sísmica [23]. La flexibilidad del suelo de fundación se refleja en los períodos, frecuencias y formas de vibración libre de las estructuras, que a su vez influyen en la magnitud de las fuerzas sísmicas.

La interacción suelo-estructura se usa con mucha frecuencia en la práctica y se considera un campo abierto en la investigación sísmica, representando el presente trabajo un aporte importante en la actualización de los métodos de cálculo de edificaciones con zapatas aisladas.

Para poder llegar a una formulación del problema suelo-estructura, primeramente, es necesario abordarlo de una manera sencilla, es decir, mediante el modelo de péndulo invertido con masas puntuales a nivel de entresijos. Para ello consideramos la concepción de la flexibilidad elástica de la base de fundación, permitiendo de esta manera formar un nuevo esquema de fijación de la base del péndulo invertido (fig. 3.11), donde “c” representa el ancho de la cimentación [24].

Figura 9. Esquema de cálculo de condiciones de fijación de la estructura: a) Esquema tradicional; b) Esquema considerando la flexibilidad de la base de fundación



Fuente: Villareal Genner, *Interacción suelo estructura en edificaciones con zapatas aisladas* [24]

En este nuevo esquema las conexiones son elástico-flexibles, que cumplen con las condiciones de un sistema geoméricamente invariable y surgen tres fuerzas de reacción:

$$R_x = K_x * u$$

$$R_z = K_z * v$$

$$R_\varphi = K_\varphi * \varphi$$

Donde:

K_x, K_y, K_z : coeficientes de rigidez de conexiones

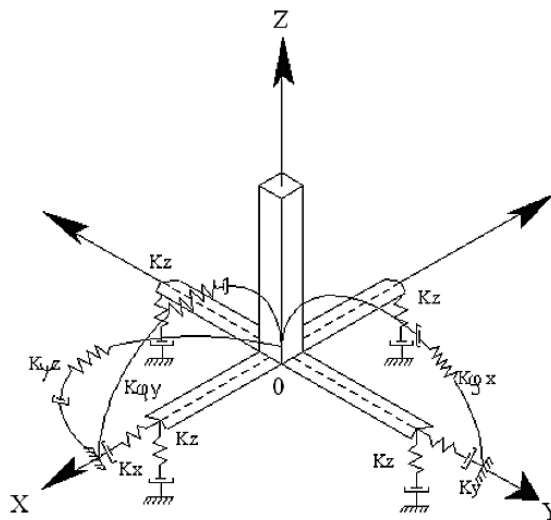
u, v : desplazamientos en las direcciones x, z

φ : ángulo de giro

Con respecto al esquema anterior en el que se considera la flexibilidad de la base de fundación, el coeficiente de rigidez K_z hace que tenga influencia en los resultados, debido a que, ante la componente horizontal de una acción sísmica, surgen fuerzas axiales en las columnas producto de la flexibilidad de la base de fundación.

Cuando el análisis del problema de la flexibilidad de la base de fundación lo llevamos del esquema plano al espacial, resulta más complejo y complicado, debido a que se debe considerar en las columnas la posibilidad de surgimiento de vibraciones torsionales [10].

Figura 10. Esquema espacial de cálculo de cimentación tipo zapata aislada



Fuente: Villareal Genner, *Interacción suelo estructura en edificaciones con zapatas aisladas* [24]

El problema principal cuando se considera la flexibilidad de la base de fundación consiste en la determinación de los coeficientes de rigidez:

K_z : coeficiente de rigidez de compresión elástica uniforme; (kN/m)

K_x, K_y : coeficientes de rigidez de desplazamiento elástico uniforme; (kN/m)

$K_{\varphi x}, K_{\varphi y}$: coeficientes de rigidez de compresión no uniforme; (kN.m)

$K_{\psi z}$: coeficiente de rigidez de desplazamiento no uniforme; (kN.m)

Para el caso de la acción sísmica en el modelo anterior se debe considerar los siguientes principios:

1. La cimentación debe ser analizada como un cuerpo absolutamente rígido
2. La cimentación debe ser descrita como una masa puntual en el centro de gravedad de la zapata aislada
3. En calidad de acción externa actúa el efecto sísmico [25].

A continuación, se presentan algunos de los modelos más destacados.

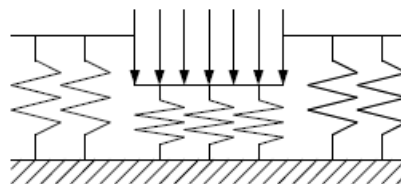
Modelo de Winkler

Conocido también como modelo del coeficiente de balasto, es uno de los métodos de cálculo más utilizados a la hora de considerar la interacción suelo-estructura, que parte de la hipótesis de que el asiento producido en un punto es directamente proporcional a la presión a la que está sometido el terreno, transmitida por la cimentación [26].

En el modelo de Winkler, se considera al suelo como un número infinito de resortes elásticos de rigidez igual al cociente entre la presión de contacto (p) y el asentamiento (y). Esta rigidez se denomina módulo o coeficiente de balasto (k_s)

$$k_s = \frac{p}{y}$$

Figura 11. Modelo de Winkler



Fuente: Santana Ariel, *Modelo de Winkler para el análisis de la respuesta dinámica de estructuras enterradas* [27]

El módulo de balasto se lo puede obtener a partir de la determinación de parámetros característicos del suelo mediante las siguientes expresiones:

$$k_s = \frac{Es}{b(1 - \mu^2)}$$

Donde:

k_s = módulo de balasto

E_s = módulo de deformación o elasticidad

μ = coeficiente de Poisson del suelo

b = ancho de la cimentación

$$k_s = \frac{Es}{\omega * A^{0.5} * (1 - \mu^2)}$$

Donde:

k_s = módulo de balasto

E_s = módulo de deformación o elasticidad

A = área de la base de cimentación

ω = coeficiente de forma de la cimentación (zapata de largo L y ancho b)

μ = coeficiente de Poisson del suelo

Tabla 3. Valores del coeficiente de forma de la cimentación

L/b	1	1.5	2	3	4	5	6	7	8	9	10
w	0.88	0.87	0.86	0.83	0.8	0.77	0.74	0.73	0.71	0.69	0.67

Fuente: Villareal Genner, *Interacción suelo estructura en edificaciones con zapatas aisladas* [24]

Modelo D.D. Barkan – O.A. Savinov

Como resultado de muchas investigaciones experimentales para determinar los coeficientes de rigidez (T/m y T.m) de las cimentaciones, el científico ruso D.D. Barkan propuso utilizar las siguientes expresiones [26]:

$$K_z = C_z A; \quad K_x = C_x A; \quad K_\varphi = C_\varphi I$$

Donde:

C_z, C_φ : coeficientes de compresión elástica uniforme y no uniforme (T/m³)

C_x : coeficiente de desplazamiento elástico uniforme (T/m³)

A : área de la base de la cimentación (m²)

I : momento de inercia de la base de la cimentación respecto al eje principal, perpendicular al plano de vibración (m⁴).

La forma final para determinar los coeficientes de compresión y desplazamiento (T/m³) de la base en el modelo D.D. Barkan-O.A. Savinov es:

$$C_z = C_0 \left[1 + \frac{2(a+b)}{\Delta \cdot A} \right] \cdot \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}}$$

$$C_x = D_0 \left[1 + \frac{2(a+b)}{\Delta \cdot A} \right] \cdot \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}}$$

$$C_\varphi = C_0 \left[1 + \frac{2(a+3b)}{\Delta \cdot A} \right] \cdot \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}}$$

Donde:

C_0, D_0 : coeficientes (T/m³) determinados a través de experimentos realizados para $\rho = \rho_0$ (T/m²)

a, b : dimensiones de la cimentación en el plano (m)

Δ : coeficiente empírico, asumido para cálculos prácticos igual a $\Delta = 1m^{-1}$

Para cálculos prácticos se recomienda utilizar las siguientes fórmulas (T/m³):

$$C_0 = 1,7 \cdot \frac{E_0}{1 - \mu^2} \cdot 10^{-3}$$

$$D_0 = 1,7 \cdot \frac{E_0}{(1 - \mu)(1 - 0,5\mu)} \cdot 10^{-3}$$

Donde:

E_0 : módulo de elasticidad, calculado experimentalmente para una presión estática del suelo de 0,1-0,2kgf/cm²

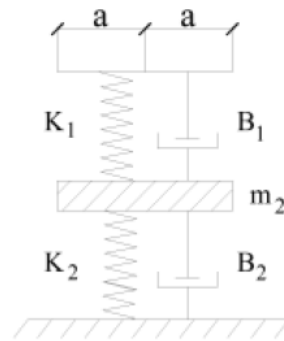
μ : coeficiente de Poisson

Modelo V.A. Ilichev

El modelo dinámico V.A. Ilichev fue elaborado para aplicarlo a problemas ondulatorios de interacción suelo-estructura, modelado como un semiespacio elástico. En un inicio el esquema de cálculo de este modelo se aplicó a problemas de vibraciones

verticales de cimentaciones circulares, apoyados sobre un semiespacio elástico isótropo [26]. El esquema de cálculo de este modelo se muestra en la Figura 12.

Figura 12. Modelo dinámico V.A.Ilichev



Fuente: Villareal Genner, *Interacción suelo estructura en edificaciones con zapatas aisladas* [24]

La parte superior del sistema es una placa sin peso, donde el resorte con rigidez K_1 y el amortiguador B_1 modelan el efecto creado por las ondas longitudinales. Los parámetros K_1 y B_1 dependen del radio de la placa, densidad del material del semiespacio y velocidad de las ondas longitudinales; y no depende del coeficiente de Poisson y velocidad de ondas transversales. A la parte inferior del sistema le corresponde el comportamiento dinámico de la placa ante las ondas transversales y de Rayleigh. Los parámetros m_2 , K_2 , B_2 , también dependen de las dimensiones de la placa y densidad del medio, pero a diferencia de los parámetros del sistema superior, dependen del coeficiente de Poisson μ y la velocidad de las ondas transversales C_2 ; más no dependen de la velocidad de las ondas longitudinales. Asimismo, en el modelo se ha dividido la influencia de las ondas longitudinales en las transversales, así como las ondas Rayleigh en el movimiento de la placa.

El modelo dinámico descrito fue determinado como un sistema con 1,5 grados de libertad, donde un grado de libertad se determina en la parte inferior del sistema y medio grado de libertad se registra en la parte superior de la misma. Luego este modelo fue generalizado a las vibraciones horizontales y rotacionales de la cimentación, apoyado sobre base elástica con ley de variación lineal de las propiedades de deformación a través de la profundidad del suelo de fundación. En particular, la variación del módulo de elasticidad $E_{(z)}$ de la base de fundación, se aproxima a la ley:

$$E_{(z)} = E_0 \left[tg\psi \cdot \frac{z}{\alpha} + 1 \right]$$

Donde:

E_0 : módulo de elasticidad (T/m²) del suelo en la superficie

z : coordenada de la profundidad del suelo de fundación, respecto a su superficie (m)

ψ : ángulo de fricción interna del suelo

$\alpha = 1m$

La aproximación definida, describe la variación de las propiedades de deformación de la base hasta una profundidad $5a$ para las vibraciones verticales, $3a$ para las rotacionales y $2a$ para las horizontales.

Donde $a = \sqrt{\frac{A}{\pi}}$, radio (m) asumido de la base de la cimentación, de área A .

Modelo A.E. Sargsian

En las investigaciones de A.E. Sargsian y A.A. Najapetian se elaboró otro modelo dinámico de interacción suelo-estructura, utilizado para fines académicos. De acuerdo a tal modelo dinámico, en su análisis se ingresan parámetros cuasiestáticos de rigidez de la base de fundación K_x, K_φ, K_z ; que se determinan por las siguientes fórmulas [26]:

$$K_x = \frac{28,8 \cdot (1 - \mu^2) \cdot \rho \cdot C_2^2 \cdot \sqrt{A}}{\pi \cdot (7 - 8\mu)}$$

$$K_\varphi = \frac{8,52 \cdot \rho \cdot C_2^2 \cdot I}{\sqrt{\pi} \cdot (1 - \mu) \cdot \sqrt{A}}$$

$$K_z = \frac{\rho \cdot C_1^2 \cdot \sqrt{A}}{\Phi \cdot (1 - \mu^2)}$$

Donde:

ρ : densidad del suelo de fundación (T.s²/m⁴)

A : área de la base de la cimentación (m²)

I : momento de inercia (m⁴) del área de la base de la cimentación respecto al eje horizontal, que pasa por el centro de gravedad perpendicular al plano de vibración

$\Phi = 0,833$

C_1 : velocidad de propagación de las ondas longitudinales en el suelo de fundación (m/s)

C_2 : de propagación de las ondas transversales (m/s).

De acuerdo a la concepción de semiespacio elástico, las velocidades de propagación de las ondas longitudinales y transversales se pueden calcular por las siguientes fórmulas:

$$C_1^2 = \frac{(1 - \mu).E}{(1 + \mu).(1 - 2\mu).\rho}$$
$$C_2^2 = \frac{E}{2.(1 + \mu).\rho}$$

Donde:

E : módulo de elasticidad del suelo de fundación.

Modelo Norma Rusa SNIP 2.02.05-87

Los coeficientes de rigidez de compresión elástica uniforme K_z (T/m); desplazamiento elástico uniforme K_x (T/m); compresión elástica no uniforme K_φ (T.m) y desplazamiento elástico no uniforme K_ψ (T.m); se calculan por las fórmulas [26]:

$$K_z = C_z A$$
$$K_x = C_x A$$
$$K_\varphi = C_\varphi I_\varphi$$
$$K_\psi = C_\psi I_\psi$$

Donde:

A : área de la base de la cimentación (m²)

I_φ : momento de inercia (m⁴) del área de la base de la cimentación respecto al eje horizontal, que pasa por el centro de gravedad perpendicular al plano de vibración

I_ψ : momento de inercia (m⁴) del área de la base de la cimentación respecto al eje vertical, que pasa por el centro de gravedad de la cimentación (momento polar de inercia).

La principal característica elástica de la cimentación, es decir el coeficiente de compresión elástica uniforme C_z (T/m³), se determina por medio de ensayos experimentales. En caso que no exista dicha información se puede determinar por la siguiente fórmula:

$$C_z = b_0 E \left(1 + \sqrt{\frac{A_{10}}{A}} \right)$$

Donde:

b_0 : coeficiente (m^{-1}) asumido para suelos arenosos igual a 1; para arenas arcillosas 1,2; para arcillas, cascajos, gravas, cantos rodados, arenas densas igual a 1,5

E : módulo de elasticidad del suelo en la base de la cimentación (T/m²)

$A_{10} = 10 \text{ m}^2$

Los coeficientes de desplazamiento elástico uniforme C_x (T/m³); compresión elástica no uniforme C_ϕ (T/m³) y desplazamiento elástico no uniforme C_ψ (T/m³); se determinan por las siguientes fórmulas:

$$C_x = 0,7C_z$$

$$C_\phi = 2C_z$$

$$C_\psi = C_z$$

1.1.3.5 Problemas por la no consideración de la interacción suelo - estructura

1.1.3.5.1 Resonancia

La resonancia es un fenómeno que ocurre en el momento que el periodo de vibración de un sistema estructural es igual o coincide que el periodo de vibración de la fuerza que actúa sobre el sistema. Si la estructura entra en resonancia los esfuerzos y desplazamientos se amplifican enormemente dando lugar a posibles daños estructurales y colapsos [28].

El efecto de la interacción suelo-estructura modifica el efecto de las ondas sísmicas que se transmiten a través del suelo, así por ejemplo una estructura alta o baja respectivamente que se encuentra cimentada en suelos blandos tiene una mayor flexibilidad en su fundación lo cual produce un no empotramiento en la base y ocasiona que vibren en forma independiente con la posibilidad de que exista una resonancia estructural.

1.1.3.5.2 Limites colindantes entre estructuras

Una de las causas por las cuales las estructuras pueden sufrir daños durante un terremoto fuerte es el fenómeno conocido como “golpeteo” (“pounding” en inglés). Como su nombre lo indica, esta situación ocurre cuando dos estructuras que están muy

cercanas son sometidas a un sismo fuerte y se impactan unas a otras. Estudiar el efecto del choque estructural en edificaciones colindantes, considerando los efectos de la interacción suelo-estructura, es importante dado que los desplazamientos máximos de los pisos varían en comparación si se asume una base rígida para el análisis estructura de las edificaciones y se tiene mucho más riesgo particularmente en estructuras con cimentaciones que no se apoyan en un estrato firme [29].

La Norma Ecuatoriana de la Construcción en el capítulo de Peligro Sísmico (NEC-SE-DS) [9] da algunas consideraciones para evitar este golpeteo que puede llegar a ser destructivo para las estructuras.

- Se deben establecer de separaciones mínimas entre estructuras para evitar el golpeteo entre estructura adyacentes, o entre partes de la estructura intencionalmente separadas, debido a las deformaciones laterales.
- Se debe considerar el efecto desfavorable en los sistemas de entrepiso de estructuras adyacentes en donde no coincidan a la misma cota de altura.
- Para los casos de coincidencia o no coincidencia, se establece la cuantificación de separación máxima en la sección 5.1.2 Separación entre estructuras adyacentes, de dicha norma.

1.1.3.6 Análisis lineal de una estructura

El análisis sísmico de una estructura se refiere al estudio que se realiza para conocer la manera en que se comporta una edificación ante las distintas sollicitaciones de carga que se le ha asignado. En contexto, este análisis sísmico de una estructura conduce a determinar las distintas fuerzas laterales a las que se ve sometida una edificación para verificar que dicha estructura cumple con las condiciones admisibles dadas por las normativas de diseño sismo resistente y normativas de diseño estructural como ACI-318-19 y la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15).

En nuestro país se usa los parámetros dados por la NEC-15, y en el capítulo de Peligro Sísmico indica los métodos para el análisis sísmico de estructura:

- Análisis estático.
- Análisis dinámico: Puede ser:
 - Análisis dinámico espectral

- Análisis dinámico paso a paso en el tiempo

Los análisis estático y dinámico propuestos en la NEC-15 son análisis lineales, es decir, el estudio de la edificación se centra en el rango lineal del material para así obtener los desplazamientos producto de las solicitaciones sísmicas. Estos dos métodos se deben aplicar como mínimo para el análisis y diseño estructural de todo tipo de edificaciones [30]. A continuación, una reseña de estos análisis:

Análisis Estático: se lo conoce también como análisis estático equivalente y trata de simular el efecto del sismo a través de suponer una distribución triangular de las cargas laterales producidas por una fuerza cortante en la base la estructura (cortante basal). A partir de esta distribución se consigue los desplazamientos de cada piso y las derivas de piso, parámetro de comparación admisible según lo expuesto en la NEC-SE-DS [9]. Punto a tomar en consideración, solo se considera un modo de vibración.

Análisis Dinámico: este análisis estructural se basa en determinar las diferentes respuestas de la edificación ante las solicitaciones de cargas sísmicas a partir de los diferentes modos de vibración que ésta posea. Permite determinar las fuerzas laterales a partir de un espectro de aceleraciones del sismo de diseño.

Para estructuras consideradas de ocupación especial y esencial la NEC-15 menciona que se deberá verificar el comportamiento inelástico para diferentes niveles de sismos. Para este análisis se verifica el desempeño sísmico mediante un análisis no lineal estático.

1.1.3.7 Evaluación de la respuesta sísmica de una estructura

La respuesta sísmica de una estructura depende de las cargas que se le apliquen y del análisis estructural que vaya a emplearse. En el rango lineal, tenemos que con los análisis estático y dinámico se evalúa que el periodo de vibración de la estructura, la fuerza cortante en la base de la estructura y las derivas de piso se encuentren dentro de los rangos admisibles definidos en la normativa NEC-15.

1.1.3.7.1 Periodo de vibración de una estructura

El periodo fundamental de vibración de una estructura es un parámetro importante para poder analizar una edificación, depende de la masa y de la rigidez de la edificación; y representa la manera de moverse por acción de las cargas aplicadas. La NEC-15 en su

capítulo de Peligro Sísmico brinda una fórmula con la que se puede estimar el periodo fundamental de vibración:

$$T = C_t * h_n^\alpha$$

Donde:

T : periodo de vibración de la estructura (s)

C_t : coeficiente que depende del tipo de edificación

h_n : altura total de la edificación

Los valores de C_t y α se obtienen de la siguiente tabla:

Tabla 4. Coeficientes para el periodo de vibración

Tipo de Estructura	C_t	α
Estructuras de Acero		
Sin Arriostramiento	0.072	0.8
Con Arriostramiento	0.073	0.75
Pórticos Especiales de Hormigón Armado		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.055	0.9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural	0.055	0.75

Fuente: NEC-SE-DS [9]

Existe un segundo método proporcionado por la misma NEC-15.

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n w_i \delta_i^2}{g \sum_{i=1}^n f_i \delta_i}}$$

Donde:

f_i : distribución aproximada de las fuerzas laterales en el piso i .

δ_i : deflexión elástica del piso i , calculada utilizando las fuerzas laterales f_i .

w_i : peso asignado al nivel i de la estructura.

Para conocer el número de modos a analizarse la normativa ecuatoriana menciona que se deben considerar todos los modos de vibración que aporten significativamente a la

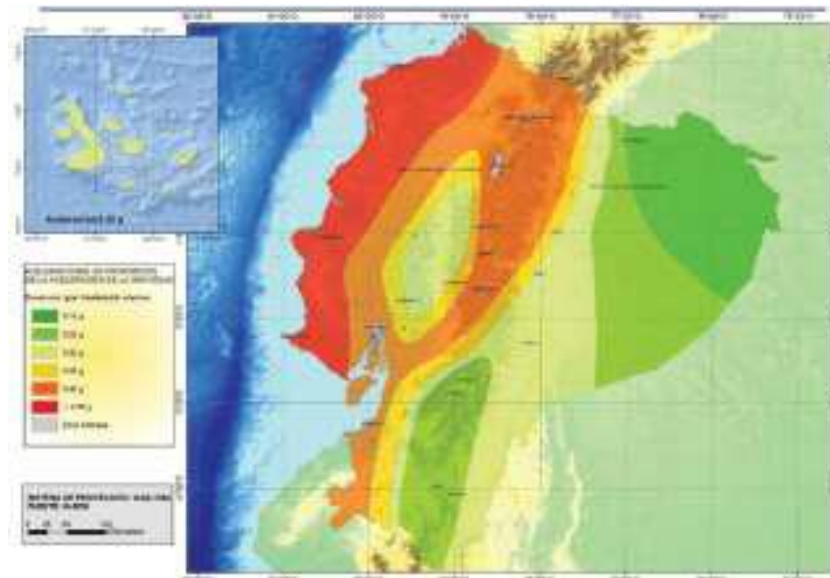
respuesta total de la estructura y acumulen el 90% de la masa total de la estructura en cada una de las direcciones horizontales consideradas.

1.1.3.7.2 Aceleración sísmica y zona sísmica

Se define aceleración sísmica a la medida de la aceleración que recibe el suelo durante la acción de un evento sísmico, y se la representa como una fracción de la aceleración de la gravedad, se la obtiene mediante datos proporcionados por acelerómetros de la localidad.

La zona sísmica hace referencia a los lugares donde se tiene una aceleración sísmica distinta, en nuestro país se tiene zonas de intermedia y alta influencia sísmica. Es así que se ha creado el mapa de zonificación sísmica del Ecuador y el cuadro de factor de zona sísmica Z mostrado en la NEC-15.

Figura 13. Mapa de zonificación sísmica del Ecuador



Fuente: NEC-SE-DS [9]

Tabla 5. Factor de zona sísmica

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

Fuente: NEC-SE-DS [9]

1.1.3.7.3 Espectro de respuesta de aceleración

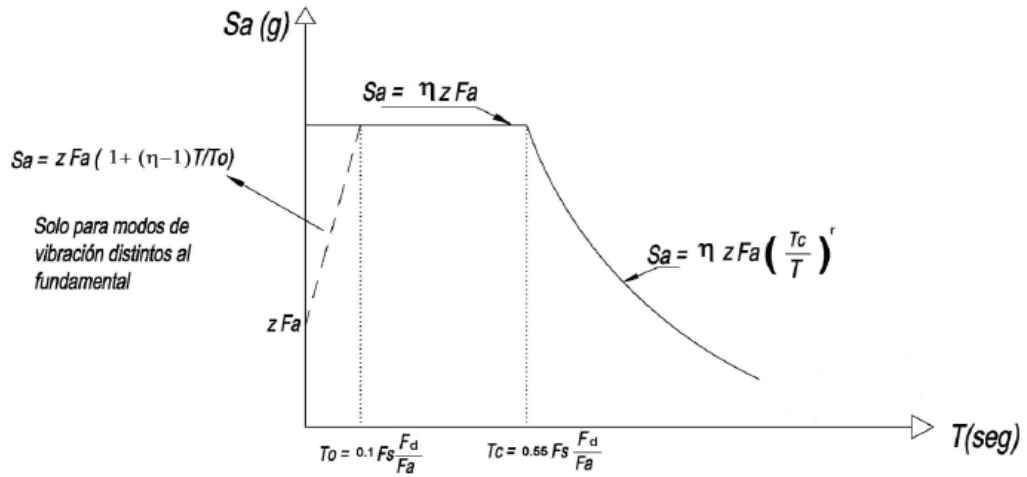
El espectro de respuesta de aceleración consiste en una gráfica que representa la aceleración vibratoria a la que responde una estructura de determinado periodo de vibración frente a un terremoto, esta grafica se la obtiene a partir de los registros de aceleración en combinación con los aportes de cada modo de vibración de la estructura, a fin de obtener un valor representativo de la respuesta de la estructura [30].

La relación de la fuerza y las deformaciones producidas en la estructura durante un sismo no siempre son de comportamiento lineal, por tanto, las normativas locales recurren a elaborar un espectro de respuesta elástico de la estructura creado a partir de las condiciones de peligro sísmico locales y del periodo de vibración de la estructura.

El uso del espectro de respuesta elástico para el análisis estructural significa que la edificación en estudio deberá ser capaz de resistir las cargas laterales producidas por el sismo sin ningún daño, lo cual se considera muy costoso y poco conveniente debido al tamaño de las secciones de los elementos estructurales. Es por esto que las normativas sismo resistentes consideran la baja probabilidad de ocurrencia de sismos de gran intensidad durante el tiempo de vida útil de la estructura, y proponen el uso de espectros inelásticos de diseño considerando la ductilidad del sistema estructural empleado en la edificación [5]. El espectro inelástico requiere la aplicación de un factor de reducción R .

La Norma Ecuatoriana de la Construcción en el capítulo de Peligro Sísmico (NEC-SE-DS) brinda un modelo de respuesta elástico de estructuras sometidas a una aceleración sísmica, el cual se puede calcular a partir de los parámetros del factor de zona sísmica, el tipo de suelo, lugar de emplazamiento de la estructura y los coeficientes de amplificación del suelo.

Figura 14. Modelo de espectro elástico de aceleraciones



Fuente: NEC-SE-DS [9]

Donde:

S_a : espectro de respuesta elástico de aceleraciones.

T : periodo fundamental de vibración de la estructura.

Z : aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño.

F_a, F_d y F_s : coeficientes de amplificación de suelo en zona de periodo corto.

η : razón entre la aceleración espectral S_a ($T=0.1s$) y el PGA para el periodo de retorno.

T_0 : periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

T_c : periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (S_a): es expresada como fracción de la aceleración de la gravedad y depende del periodo de vibración de la estructura.

Se realizar a partir de las ecuaciones planteadas por la NEC-15:

$$S_a = \eta * Z * F_a \quad \text{para } 0 \leq T \leq T_c$$

$$S_a = \eta * Z * F_a \left(\frac{T_c}{T}\right)^r \quad \text{para } T > T_c$$

Razón entre la aceleración S_a y el PGA: este valor se modifica de acuerdo a la región del Ecuador en la que se implante la estructura, y puede adoptar los siguientes valores:

$\eta = 1.80$; para provincias de la costa, excepto Esmeraldas.

$\eta = 2.48$; para provincias de la sierra, Esmeraldas y Galápagos.

$\eta = 2.60$; para provincias del oriente.

Factor r: sus valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto:

$r = 1$; para todos los suelos, excepto los de tipo E.

$r = 1.5$; para suelos tipo E

Coefficientes de amplificación del suelo Fa, Fd y Fs: estos coeficientes amplifican las ordenadas del espectro elástico de respuesta de aceleraciones (Fa) y del espectro elástico de respuesta de desplazamiento (Fd). El tercer coeficiente (Fs) considera el comportamiento no lineal de los suelos y depende de la intensidad y contenido de frecuencias de excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo.

Tabla 6. Valores de Fa para los distintos tipos de suelo

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	≥ 0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1	0.85
F	Ver Tabla 2: Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.5.4 de NEC-SE-DS					

Fuente: NEC-SE-DS [9]

Tabla 7. Valores de Fd para los distintos tipos de suelo

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	≥ 0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F	Ver Tabla 2: Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.6.4 de NEC-SE-DS					

Fuente: NEC-SE-DS [9]

Tabla 8. Valores de F_s para los distintos tipos de suelo

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	≥ 0.5
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.4
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2.0
F	Ver Tabla 2: Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.6.4 de NEC-SE-DS					

Fuente: NEC-SE-DS [9]

A partir de estos parámetros se puede construir el espectro elástico de respuesta para el sismo de diseño con un periodo de retorno de 475 años y una probabilidad del 10% de excedencia en 50 años.

1.1.3.7.4 Fuerza sísmica total

La fuerza sísmica total también se la conoce como cortante basal de diseño y representa aquella fuerza lateral que es aplicada en la base de un edificio por acción del sismo. Su expresión de cálculo es:

$$V = \frac{I Sa}{R * \phi p * \phi E} * W$$

Donde:

V : cortante basal de diseño.

I : coeficiente de importancia de la estructura.

Sa : espectro de respuesta elástico de aceleraciones, depende del periodo de vibración de la estructura.

$\phi p, \phi E$: coeficiente de irregularidad en planta y elevación respectivamente.

W : carga sísmica reactiva.

En el caso de estructuras regulares, el 80% del cortante basal (V) obtenida por el método estático debe ser igual o menor al valor total del cortante basal (V) obtenido por medio del método dinámico espectral.

En el caso de estructuras irregulares, el 85% del cortante basal (V) obtenida por el método estático debe ser igual o menor al valor total del cortante basal (V) obtenido por medio del método dinámico espectral.

Coefficiente de Importancia (I): este coeficiente permite incrementar la demanda sísmica del diseño para estructuras que deben permanecer en funcionamiento o sufrir daños menores durante y después de la ocurrencia del sismo. Esta en función del uso o importancia de la edificación.

Tabla 9. Coeficiente de importancia de las edificaciones

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coefficiente I
Edificaciones esenciales	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

Fuente: NEC-SE-DS [9]

Coefficientes de irregularidad en planta y en elevación (ϕ_p y ϕ_e): estos coeficientes penalizan a estructuras con irregularidades en planta o en elevación. La configuración geométrica permite determinar qué tan vulnerable es la misma ante la acción de fenómenos sísmicos sobre ella. Estos valores se exponen en la sección 5.2.3 Irregularidades y coeficientes de configuración estructural, en la Norma Ecuatoriana de la Construcción en el capítulo de Peligro Sísmico (NEC-SE-DS) [9].

Factor de reducción de resistencia (R): este factor permite minimizar las fuerzas sísmicas representadas en un espectro elástico llevándolas a un espectro reducido llamado inelástico para el diseño y análisis. Esto es permitido siempre que las estructuras y sus conexiones se diseñen para desarrollar un mecanismo de falla

previsible y con adecuada ductilidad, donde el daño se concentre en secciones especialmente detalladas para funcionar como rotulas plásticas.

Tabla 10. Factor de reducción de resistencia

Sistema Estructurales Dúctiles	R
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas bandas, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras	7
Pórticos resistentes a momentos	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente	8
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

Fuente: NEC-SE-DS [9]

Carga sísmica reactiva: representa la carga que reacciona en la edificación por acción del sismo de diseño y corresponde a la carga muerta de la estructura (peso propio + sobrecarga) y un 25% de la carga viva considerada.

$$W = \text{Carga total muerta de la estructura} + 25\% \text{ carga viva}$$

1.1.3.7.5 Deriva de piso

La deriva de piso representa el desplazamiento lateral relativo de un piso, por acción de una fuerza lateral con respecto al piso siguiente. Se mide en dos puntos ubicados en la misma línea vertical de la estructura. Se tiene la siguiente expresión:

$$\Delta_M = 0.75 * R * \Delta_E$$

Donde:

Δ_M : deriva máxima inelástica de piso.

Δ_E : desplazamiento obtenido en aplicación de fuerzas laterales de diseño (deriva elástica).

R: factor de reducción de resistencia.

La NEC-15 indica un límite admisible para las derivas de piso, la cual no debe exceder los siguientes valores:

Tabla 11. Valores de deriva máximos

Tipo de Estructura	Δ_M Máxima (sin unidad)
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.02
De mampostería	0.01

Fuente: NEC-SE-DS [9]

1.1.3.8 Análisis no lineal de una estructura

Es común que para el análisis de estructuras se emplee un análisis lineal, que se basa en una relación proporcional entre el esfuerzo y deformación, para determinar la respuesta estructural de dicha edificación, pero realizar este método de análisis puede generar un sobredimensionamiento de los elementos estructurales ya que son obligados a restringirse en su rango elástico [31].

Lo que determina la diferencia entre el análisis lineal y uno no lineal es la rigidez de una estructura, esta propiedad se la define como una medida de la resistencia de las deformaciones elásticas por el material, es decir, es la capacidad que tiene un elemento estructural de soportar esfuerzos sin que se produzcas grandes deformaciones; y puede ser modificado por características como su geometría, el material o el apoyo del elemento [31].

La hipótesis del análisis lineal de una estructura supone que los elementos no presentaran cambios en las propiedades del material del cual están conformados, al mantenerse en el rango lineal de la curva esfuerzo deformación se considera la rigidez constante. Por otro lado, la hipótesis del análisis no lineal de una estructura considera la variación de la rigidez de los elementos estructurales durante la deformación más allá del rango elástico.

Los ingenieros estructurales, con el fin de comprender de mejor manera el comportamiento de las estructuras en el rango no lineal al ser sometidas a cargas sísmicas han desarrollado análisis cada vez más precisos, los cuales toman en cuenta el comportamiento elasto-plástico del material; y éste se basa en tres aspectos importantes:

- El deterioro de la rigidez en la descarga inelástica.
- El cambio de rigidez por fisuras.
- El deterioro de la resistencia. [32]

1.1.3.8.1 No linealidad del material

La variación de la rigidez que se genera por las cargas externas aplicadas en una estructura genera modificaciones en las propiedades de los materiales. El método de la no linealidad del material se utiliza cuando las cargas aplicadas generan deformaciones permanentes haciendo que el material incurra en el rango inelástico [33].

Los materiales entran en un rango elasto-plástico al sobrepasar su rango elástico de forma que pierden su rigidez inicial. Cuando el material sufre un proceso de carga y descarga se evidencia un incremento en la fisuración, este comportamiento es muy característico del hormigón que se relaciona con modelos de fisuración.

El análisis no lineal es utilizado para la realización de una rehabilitación o evaluación de una estructura, y es importante que no supere estados límites de deformaciones y de fisuras en los elementos estructurales que constituyen la edificación. De esta manera se busca revisar que la estructura no presente grandes daños y se mantenga funcional durante su periodo de vida útil [33].

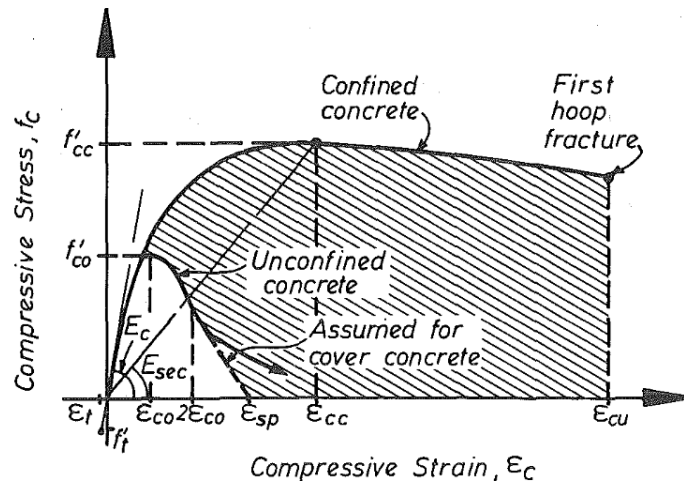
1.1.3.8.2 Modelos constitutivos de comportamiento de los materiales

Los modelos constitutivos son expresiones matemáticas que exponen la relación del esfuerzo y la deformación del material que incorporan sus propiedades para poder simular su comportamiento físico. El modelo constitutivo se lo aplica únicamente para las condiciones para las cuales fueron validados y desarrollados [34].

Hormigón

Las columnas de concreto reforzadas son regiones en donde se forman rotulas plásticas, el refuerzo debe ser dúctil para asegurar la redistribución de momento y así evitar el colapso durante un sismo. En el diseño se debe proveer de suficiente refuerzo transversal para prevenir el pandeo de las barras longitudinales y la falla por corte.

Figura 15. Modelo de esfuerzo-deformación de concreto confinado y no confinado

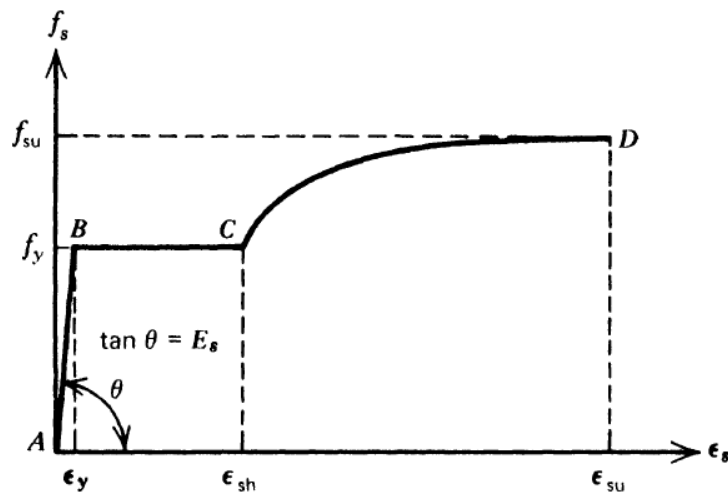


Fuente: A.J.B. Mander, M.J.N. Priestley y R. Park, Fellow [35]

Acero

El modelo de Park consiste en una aproximación de la curva esfuerzo – deformación a tensión del acero, el modelo considera las zonas elásticas lineal, zona de fluencia y la zona de endurecimiento por deformación en la cual el acero recupera su habilidad de resistir cargas.

Figura 16. Curva esfuerzo-deformación del acero sometido a tensión



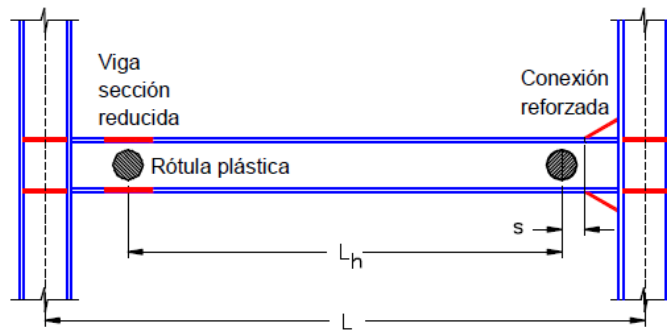
Fuente: T. Paulay y R. Park, *Reinforced Concrete Structures* [35]

1.1.3.8.3 Rotulas Plástica

Las rotulas plásticas se definen como aquellos puntos donde el elemento estructural ya no es capaz de absorber momentos de flexión y empieza a comportarse como una articulación pudiendo generar rotaciones. El análisis no lineal busca identificar la secuencia de aparición de rotulas plásticas en la estructura, ya que éstas producen mecanismos de colapso en la edificación [36].

Considerando su formación, es adecuado que las rotulas plásticas se presenten primero en vigas y no en columnas, ya que de aparecer en los elementos verticales es indicio de un colapso inminente; mientras que en vigas se requiere la formación de muchas rotulas plásticas para que el edificio colapse.

Figura 17. Ubicación de las rotulas plásticas

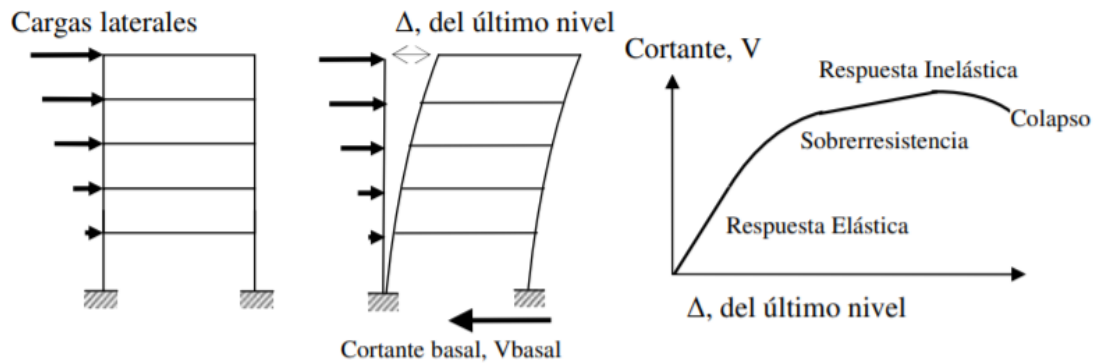


Fuente: F. Crisafulli y E. Villafañe, *Espectros de respuesta y diseño* [37]

1.1.3.9 Análisis no lineal estático Pushover

El método de análisis estático no lineal (Pushover) es un método aproximado que consiste en empujar lateralmente a la estructura mediante la aplicación de cargas laterales, controlando el proceso a través de las cargas aplicadas o de las deformaciones del edificio. El proceso se realiza paso a paso teniendo en cuenta el comportamiento no lineal de la estructura, detectando la iniciación de la fluencia, las plastificaciones de sus elementos y la formación del mecanismo de colapso [38].

Figura 18. Planteamiento conceptual Pushover



Fuente: S. Arango y A. Paz, *Propuesta metodológica para la evaluación del desempeño estructural de una estantería* [39]

El Pushover evalúa la capacidad de la estructura para resistir las fuerzas y deformaciones por sismo, la cual se determina gráficamente y requiere la construcción de dos curvas: la curva de capacidad y la curva de demanda.

A partir de la representación de los espectros de capacidad y de demanda sísmica en un mismo gráfico, puede definirse el Método del Espectro de Capacidad (CSM) como sigue: si el espectro de capacidad puede extenderse a través de la envolvente de la curva del espectro de demanda, el edificio sobrevive al sismo. La intersección de la curva de capacidad y la curva de demanda sísmica para un valor de amortiguamiento apropiado que presenta el valor de ductilidad asociado al punto de respuesta inelástica de la estructura se define como Punto de Desempeño [38].

El ATC-40 muestra tres diferentes métodos A, B y C para estimar la demanda sísmica; todos se basan en el mismo principio de intercepción de los espectros de demanda y de capacidad, pero se diferencian en su implementación. Estos métodos estandarizan y simplifican el proceso iterativo que ha de seguirse para encontrar el punto de desempeño.

El código FEMA 356 plantea que “este método puede ser implementado a través de la iteración sucesiva de valores de desplazamientos de respuesta”[40]. El desplazamiento inicial es estimado utilizando la rigidez inicial de la estructura asumiendo una respuesta elástica para un 5% de amortiguamiento crítico. La intersección del desplazamiento estimado con la curva idealizada fuerza/desplazamiento determina un

estimado corregido de la rigidez secante. El amortiguamiento viscoso efectivo es modificado en base al desplazamiento estimado. Esta modificación representa el incremento del amortiguamiento efectivo con la degradación histerética incremental. Las iteraciones continúan hasta que se obtiene una convergencia satisfactoria [38].

1.1.3.9.1 Capacidad

La capacidad de una edificación puede entenderse como una característica de la estructura ya que depende de factores como la geometría de los elementos, la cantidad de refuerzo, las propiedades de los materiales como la rigidez y ductilidad, entre otros [41]. Evaluar la capacidad de una estructura es un requisito indispensable para el análisis estático no lineal y consiste en una gráfica que representa la relación entre el cortante basal y el desplazamiento lateral máximo que ocurre en una edificación debido a las cargas laterales producidas por un sismo.

Para evaluar la capacidad de una estructura se debe obtener la curva de capacidad, la misma que está definida por los ciclos de hitéresis, es decir de la carga y descarga de los elementos, una curva de histéresis es una gráfica de esfuerzo – deformación que indica el grado de deterioro que han sufrido los materiales de la estructura hasta la evaluación. El modelo de capacidad de una estructura es una curva de capacidad idealizada definida por dos puntos de control: Capacidad de fluencia, y Capacidad última [32].

- *Capacidad de fluencia (YC)*: Es la fuerza lateral de resistencia del edificio antes que el sistema estructural haya desarrollado la respuesta no lineal.
- *Capacidad ultima (UC)*: Es la máxima carga de la edificación cuando todo el sistema estructural ha alcanzado completamente un estado plástico.

En el punto último las estructuras son capaces de asumir deformaciones sin la pérdida de estabilidad, pero su sistema estructural no proporciona ninguna resistencia adicional a la fuerza lateral del terremoto.

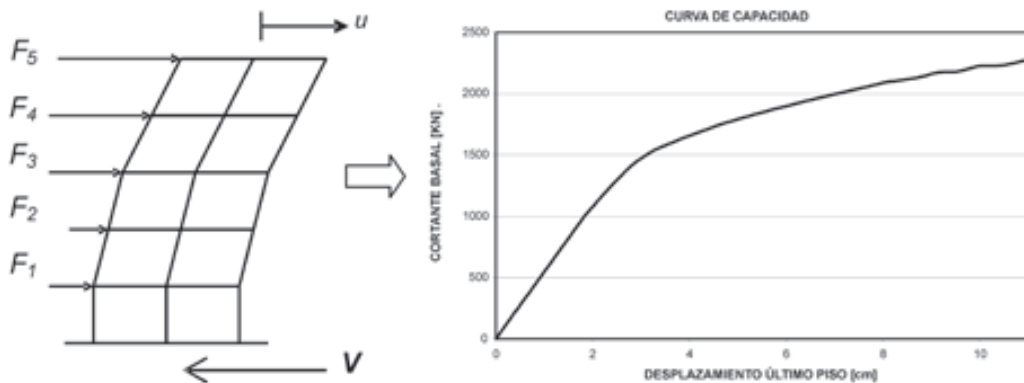
Curva de capacidad

La curva de capacidad se construye para representar la respuesta de la estructura ante la excitación sísmica, en el primer modo de vibración. Para este efecto, se supone que el primer modo de vibración es el que predomina en la respuesta estructural. Esta curva

consiste en una serie de segmentos de rectas de pendiente decreciente asociados a la progresiva degradación de rigidez, la cedencia en elementos y en general al daño [32].

La gráfica de la curva de capacidad se la obtiene graficando los máximos valores de cortante basal y desplazamiento en el último piso. Para construir la curva de capacidad se debe aplicar cargas laterales monotónicas, las cuales se van incrementando hasta llevar a la edificación al colapso. En la siguiente figura se muestra un esquema de las fuerzas que se aplican por piso a la estructura; la sumatoria de todas las fuerzas F_i es igual al cortante basal V [41].

Figura 19. Procedimiento Pushover para determinar la curva de capacidad de la edificación



Fuente: Mora Mauricio, *Deficiencias, limitaciones, ventajas y desventajas de las metodologías de análisis sísmico no lineal* [41]

La estructura responde a las cargas que se aplican lateralmente, desplazándose hasta que alcanzan un valor máximo $u_{máx}$. El par de valores u y V representa un punto en la curva de capacidad de la estructura, de manera que para ir obteniendo los demás puntos de la gráfica se deben aplicar nuevamente fuerzas laterales mayores obteniendo su respectivo valor de desplazamiento; así se lo debe realizar hasta llegar al colapso de la edificación [41].

1.1.3.9.2 Demanda

La demanda varía dependiendo del sismo al que se someta la estructura en análisis y se evalúa mediante espectros de respuesta (o diseño). El concepto de espectro de respuesta aparece como un medio conveniente para resumir la respuesta máxima de sistemas lineales y no lineales de un grado de libertad (SDF) a un movimiento sísmico en particular [41]. La demanda en una estructura depende del sismo con el que se lo

quiera analizar, esto significa que no es valor constante como en el caso de la capacidad de la estructura.

Niveles de amenaza sísmica

La amenaza sísmica está ligada a los posibles problemas que pueda ocasionar un sismo como vibraciones del terreno, asentamientos, deslizamientos entre otros. Existen niveles de amenaza sísmica que depende de la intensidad del evento telúrico y su probabilidad de ocurrencia en un determinado tiempo [32].

- **Propuesta del ATC-40**

El ATC-40 [42], utiliza 3 distintos sismos para las estructuras:

- *Sismo de servicio (SE)*: este tipo de sismo corresponde a un movimiento del terreno que tiene una probabilidad del 50% de excedencia en un periodo de 50 años y un periodo de retorno de 72 años; se califica a este sismo como frecuente ya que puede ocurrir más de una vez durante el tiempo de vida útil de la edificación.
- *Sismo de diseño (SD)*: este tipo de sismo es de intensidad entre moderada y severa, entendiéndose que al menos una vez podría ocurrir mientras la edificación se encuentra en funcionamiento, es por esto que se lo considera un sismo poco frecuente. Tiene una probabilidad del 10% de excedencia en un periodo de 50 años y un periodo de retorno de 475 años. Este sismo se lo considera para el diseño de estructuras convencionales.
- *Sismo máximo (ME)*: este tipo de sismo corresponde a un movimiento del terreno que puede ser esperado en el sitio de implantación de la estructura que tiene una probabilidad del 5% de excedencia en un periodo de 50 años y un periodo de retorno de 975 años. Este sismo se lo considera para el diseño de estructuras esenciales.

- **Propuesta Comité Visión 2000**

Los eventos telúricos de diseño son expresados en función de su intervalo de ocurrencia medio o de una probabilidad de excedencia. El Comité Visión 2000 brinda los niveles de amenaza sísmico en función de estas variables.

Tabla 12. Niveles de amenaza sísmica Visión 2000

Movimiento sísmico de diseño	Intervalo de recurrencia	Probabilidad de excedencia
Frecuente	43 años	50 % en 30 años
Ocasional	72 años	50 % en 50 años
Raro	475 años	10 % en 50 años
Muy raro	950 años	10 % en 100 años

Fuente: SEAOC Comité Visión 2000

- **Propuesta de la NEC-15**

La Norma Ecuatoriana de la Construcción establece 4 niveles de demanda y clasifica los sismos según los niveles de ocurrencia.

Tabla 13. Niveles de amenaza sísmica NEC-15

Nivel de sismo	Sismo	Probabilidad de excedencia en 50 años	Periodo de retorno T, (años)	Tasa anual de excedencia
1	Frecuente	50%	72	0.01389
2	Ocasional (moderado)	20%	225	0.00444
3	Raro (severo)	10%	475	0.00211
4	Muy raro (extremo)	2%	2500	0.00040

Fuente: NEC-SE-DS [9]

1.1.3.9.3 Desempeño

El desempeño de una estructura se lo establece en función de la cantidad de daño producido por efecto de sismo y la importancia que tienen estos efectos en la operabilidad de la edificación después del evento telúrico. A continuación, se detallan los niveles de desempeño propuestos en ATC-40, Visión 2000 y NEC-15.

Niveles de desempeño

- **Propuesta ATC-40**

La propuesta que se presenta en ATC-40 muestra una combinación de niveles teniendo en cuenta elementos estructurales y no estructurales teniendo en cuenta el comportamiento global de la estructura. Los daños estructurales se lo representan en una escala numérica que va desde el 1 (siendo el valor de menor daño) hasta el número

6 (valor de máximo daño). En cambio, los daños no estructurales se representan desde la letra A (valor de menor daño) hasta la letra E (valor de máximo daño). Es así que se obtienen cuatro niveles de desempeño fundamentales:

Nivel operacional 1-A: Este nivel está relacionado con la operabilidad de la estructura, se presentan daños estructurales y no estructurales en la edificación muy limitados, lo que no impide que la estructura sea ocupada inmediatamente luego del sismo teniendo una operabilidad completa.

Nivel de ocupación inmediata 1-B: Este nivel corresponde a las características más utilizadas para estructuras esenciales. Se espera que los diferentes espacios y sistemas de la edificación se mantengan funcionales y a pesar de presentar daños leves no comprometen la seguridad de los ocupantes.

Nivel de seguridad de vida 3-C: Este nivel presenta una probabilidad extremadamente baja de riesgo para la seguridad de los ocupantes. Se presentan daños limitados en elementos estructurales y no estructurales.

Nivel de prevención al colapso 5-E: En este nivel la seguridad de la estructura se encuentra al límite y existe una alta probabilidad de colapso de la edificación ante una réplica de sismo. Se presentan daños significativos en elementos estructurales y se requiere una evacuación de la estructura.

Tabla 14. Niveles de desempeño de la estructura ATC-40

Elementos no estructurales	Elementos estructurales					
	SP-1 Ocupación Inmediata	SP-2 Control de Daño	SP-3 Seguridad de Vida	SP-4 Seguridad Limitada	SP-5 Estabilidad Estructural	SP-6 No Considerado
NP-A Operacional	1-A Operacional	2-A	NR	NR	NR	NR
NP-B Ocupación Inmediata	1-B Ocupación Inmediata	2-B	3-B	NR	NR	NR
NP-C Seguridad	1-C	2-C	3-C Seguridad de vida	4-C	5-C	6-C
NP-D Amenaza Reducida	NR	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
NP-E No considerado	NR	NR	3-E	4-E	5-E Estabilidad estructural	No aplicable

Fuente: ATC-40

- **Propuesta Comité Visión 2000**

Define cuatro niveles de desempeño descritos a continuación:

Totalmente operacional: En este nivel la estructura permanece completamente segura para los ocupantes, todas las instalaciones y servicios tienen una total operabilidad y no existe riesgo para la seguridad de vida.

Operacional: En este nivel el daño es limitado y no compromete la seguridad de la estructura ni la de los ocupantes, se presentan daños moderados en elementos no estructurales y daños leves en elementos estructurales, por lo que se necesitaran reparaciones menores para continuar con los servicios.

Seguridad: En este nivel existen daños moderados en elementos estructurales y no estructurales viéndose comprometida en gran parte la rigidez y la resistencia de la edificación, pero mantiene una seguridad frente a un posible colapso. Puede que se necesiten realizar trabajos de rehabilitación por lo que es posible que no se pueda dar una ocupación inmediata.

Próximo al colapso: En este nivel la reducción de rigidez y resistencia compromete la estabilidad de la estructura haciendo posible un colapso viéndose comprometida la seguridad de los ocupantes. En este nivel no es viable una rehabilitación por el costo económico que representaría.

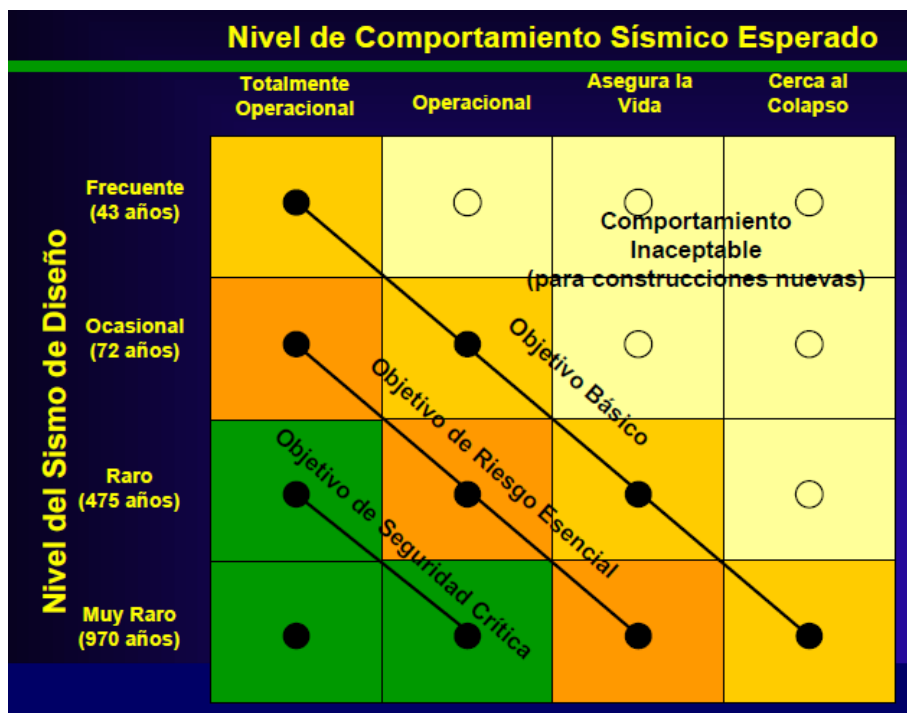
Tabla 15. Niveles de desempeño Comité Visión 2000

Estado de daño	Nivel de desempeño	Descripción de los daños
Despreciable	Totalmente Operacional	Daño estructural y no estructural despreciable o nulo. Los sistemas de evacuación y todas las instalaciones continúan prestando sus servicios
Leve	Operacional	Agrietamiento en elementos estructurales. Daño entre leve y moderado en contenidos y elementos arquitectónicos. Los sistemas de seguridad y evacuación funcionan con normalidad
Moderado	Seguridad	Daños moderados en algunos elementos. Pérdida de resistencia y rigidez del sistema resistente de cargas laterales. El sistema permanece funcional. Algunos elementos no estructurales y contenidos pueden dañarse. Puede ser necesario cerrar el edificio temporalmente
Severo	Pre-colapso	Daños severos en elementos estructurales. Fallo de elementos secundarios, no estructurales y contenidos. Puede llegar a ser necesario demoler el edificio

Completo	Colapso	Pérdida parcial o total de soporte. Colapso parcial o total. No es posible la reparación
----------	---------	--

Fuente: Comité Visión 2000

Figura 20. Niveles de comportamiento sísmico esperado



Fuente: Comité Visión 2000

- **Propuesta NEC-15**

La propuesta de la Norma Ecuatoriana de la Construcción en el capítulo de Peligro Sísmico es prácticamente una adaptación de ATC-40, y de igual manera establece 4 niveles de desempeño de acuerdo al daño que se presente en la estructura producto de la acción sísmica.

- 1-A: nivel operacional.
- 2-B: nivel de ocupación inmediata.
- 3-C: nivel de seguridad de vida.
- 5-E: nivel de prevención al colapso.

Tabla 16. Niveles de desempeño NEC-15

	Nivel de Prevención al Colapso (5-E)	Nivel de Seguridad de Vida (5-E)	Nivel de Ocupación Inmediata (1-B)	Nivel Operacional (1-A)
Daño Global General	Severo Pequeña resistencia y rigidez residual, pero columnas y muros cargadores funcionando. Grandes derivas permanentes. Algunas salidas bloqueadas. Parapetos no asegurados que han fallado o tienen alguna falla incipiente. El edificio está cerca del colapso	Moderado Algo de resistencia y rigidez ha quedado en todos los pisos. Elementos que soportan cargas gravitacionales aún funcionando. Fallas en muros dentro de su plano o parapetos inclinados. Algo de deriva permanente. Daño en paredes divisorias. El edificio se mantiene económicamente reparable.	Ligero No hay deriva permanente. La estructura aún mantiene resistencia y rigidez originales. Fisuras menores en fachadas, paredes divisorias, cielos así como en elementos estructurales. Los ascensores aún pueden ser encendidos. Sistema contra incendios aun operable	Muy Ligero No hay deriva permanente. La estructura aún mantiene la resistencia y rigidez originales. Fisuras menores en fachadas, paredes divisorias, y cielos razos así como en elementos estructurales. Todos los sistemas importantes para una operación normal están en funcionamiento.
Componentes No Estructurales	Daño severo	Peligro de caída de objetos mitigado, pero bastante daño en sistemas: arquitectónico, mecánico y eléctrico	Equipos y contenido están seguros de manera general, pero algunos no operan debido a fallas mecánicas o falla de utilidad	Ocurre daño insignificante. La energía eléctrica y otros servicios están disponibles, posiblemente por servicios de reserva

Fuente: NEC-SE-RE [43]

Punto de desempeño

El punto de desempeño representa el máximo valor de desplazamiento de la estructura producido por una determinada demanda sísmica. Existen varios métodos para determinar el punto de desempeño de una estructura, a continuación, se detalla dos de ellos: Método de coeficientes de desplazamiento y Método del espectro de capacidad (MEC) [32].

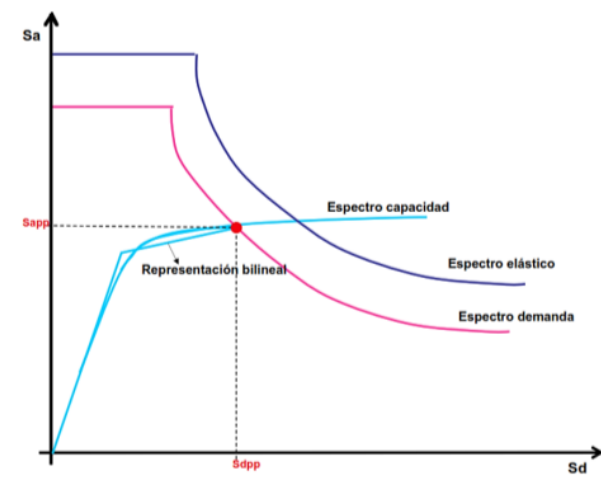
- **Método de coeficientes de desplazamiento**

El método de coeficientes de desplazamiento no necesita transformar la curva de capacidad a coordenadas espectrales, y provee un proceso numérico directo para calcular el desplazamiento de demanda; este método se limita a edificios regulares. Para su modelación se debe definir un modelo matemático de la estructura que represente adecuadamente la distribución espacial de la masa y la rigidez del sistema estructural considerando los efectos de la no linealidad, los componentes para los niveles de deformación que excedan el límite proporcional y además se deben incluir efectos P- δ en el análisis [35].

- **Método del espectro de capacidad (MEC)**

El método del espectro de capacidad es un método rápido para la evaluación del riesgo sísmico de una estructura, representa la demanda sísmica por medio de un espectro inelástico en formato ADRS (S_a - S_d), y considera la respuesta no lineal de la estructura, se lo obtiene sobreponiendo el espectro de capacidad y el espectro de demanda; el punto de intersección entre ambos espectros se le conoce como punto de desempeño [44].

Figura 21. Espectro de capacidad y demanda y punto de desempeño



Fuente: R. Moreno, *Evaluación del riesgo sísmico en edificios* [44]

Límites de los niveles de desempeño

Para poder determinar en cual nivel de desempeño se encuentra una estructura luego de ocurrida la demanda sísmica, es necesario establecer límites a cada nivel de desempeño. ATC-40 y el Comité Visión 2000 proponen límites para sus niveles de desempeño descritos.

Tabla 17. Límites de nivel de desempeño propuesto por ATC-40

Límites de deriva de entrepiso	Nivel de desempeño			
	Ocupación Inmediata	Control de daños	Seguridad de vida	Estabilidad estructural
Deriva total máxima	0.01H	0.01H-0.02H	0.02H	$0.33 \frac{V_i}{P_i}$
Deriva inelástica máxima	0.005H	0.005H-0.015H	Sin limite	Sin limite

Fuente: ATC-40 [42]

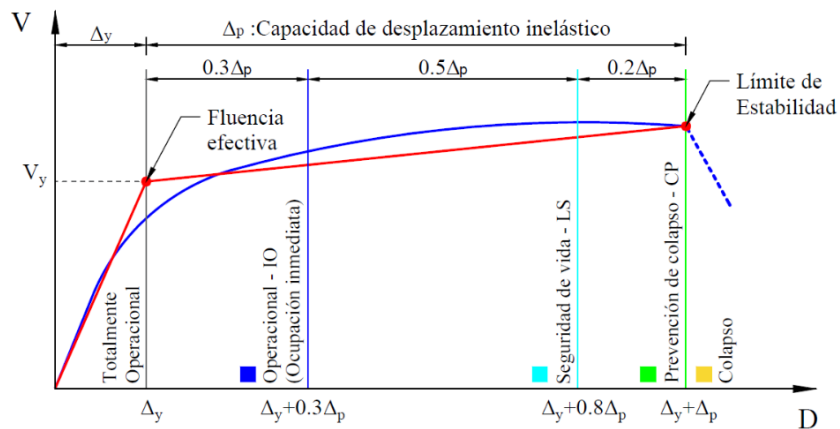
Tabla 18. Límite de nivel de desempeño propuesto por Comité Visión 2000

Nivel de desempeño	Deriva entre piso δ_i (% altura entre piso)
Totalmente operacional	0.2
Operacional	0.5
Seguridad	1.50
Próximo al colapso	2.50
Colapso	> 2.50

Fuente: Comité Visión 2000

El ATC-40 establece límites para determinar el nivel de desempeño utilizando los desplazamientos a través del punto de desempeño como se muestra en la siguiente figura:

Figura 22. Niveles de desempeño estructural



Fuente: ATC-40 [42]

1.1.4 Hipótesis

Los periodos de los modos de vibración se incrementan al considerar la interacción suelo – estructura.

El desplazamiento de la estructura es mayor, y en consecuencia las derivas, considerando la interacción suelo – estructura con respecto al sistema convencional de base rígida.

Las fuerzas internas axiales, de corte y momento máximos varían considerando la influencia de la interacción suelo – estructura en el análisis de la edificación.

La capacidad de una estructura disminuye traduciéndose esto en un menor nivel de desempeño considerando los efectos de la interacción suelo – estructura.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo General

Analizar la respuesta estructural y el nivel de desempeño de una edificación de hormigón armado, considerando dos opciones: base rígida e interacción suelo – estructura.

1.2.2 Objetivos Específicos

- Determinar la respuesta estructural de una edificación de hormigón armado considerando su base como rígida mediante un análisis lineal modal.
- Determinar la respuesta estructural de una edificación de hormigón armado considerando la interacción suelo – estructura mediante los modelos de Barkan y Sarsgian mediante un análisis lineal modal.
- Calcular el nivel de desempeño de una edificación de hormigón armado considerando su base como rígida mediante el método de análisis estático no lineal (Pushover).
- Calcular el nivel de desempeño de una edificación de hormigón armado considerando la interacción suelo – estructura mediante los modelos de Barkan y Sarsgian realizando un análisis estático no lineal (Pushover)
- Comparar los resultados obtenidos en condición de base rígida e interacción suelo – estructura de la respuesta estructural y el nivel de desempeño en los análisis planteados.

CAPÍTULO II METODOLOGÍA



2.1 Materiales y Equipos

2.1.1 Materiales

- Material bibliográfico
- Materiales de oficina (papel, lápices, esferos, calculadora, entre otros)

2.1.2 Equipos

Tabla 19. Especificaciones técnicas de los equipos

Nombre del equipo	Especificaciones
<p style="text-align: center;">Computadora</p> 	<p>Tarjeta de video: AMD Radeon R7 M265 Capacidad de disco duro: 1000 GB Modelo de procesador: Intel(R) Core(TM) i7-8750H CPU Peso: 2.38 kg Tipo de memoria interna: 8.00 GB (7.86 GB usable)</p>
<p style="text-align: center;">Software Etabs V16</p> 	<p>ETABS Ultimate 2016 – Network (Academic 10 User) Duración de la licencia: 1 año Contraseña de activación: 7b8217ce-61b7-4823-a9d4-b8c86c9f2707 Usuario ID: 6863 Nombre del usuario: Universidad Técnica de Ambato</p>

Fuente: Kevin Quispillo M.

2.2 Metodología

2.2.1 Plan de recolección de datos

A continuación, se describe la metodología para la recolección de información fundamental para cumplir con los objetivos planteados en este trabajo:

- Obtener los planos arquitectónicos y estructurales de una edificación de hormigón armado.

- Identificar los materiales y el sistema estructural de la edificación.
- Cuantificar las cargas gravitacionales de acuerdo al uso de cada área tomando como referencia los planos arquitectónicos.
- Determinar los valores de irregularidad en planta y elevación de la edificación.
- Cuantificar las cargas sísmicas de acuerdo a lo establecido en la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS.
- Obtener las características del suelo del sitio donde se encuentra implantada la edificación.

2.2.2 Plan de procesamiento y análisis de información

Para el desarrollo del presente trabajo investigativo se utilizará el software Etabs realizando tres modelos de la estructura en los que se considerará una base rígida y la interacción suelo estructura (dos modelos).

Modelo de base rígida

- Modelar la estructura en el software Etabs acorde a los planos arquitectónicos.
- Definir cargas y combinaciones en base lo cuantificado y a la normativa.
- Obtener la respuesta estructural del análisis lineal en base a la NEC-15 considerando un modelo tradicional de base rígida.
- Definir las propiedades no lineales del material y rotulas plásticas en los elementos.
- Determinar las curvas de demanda y capacidad de la edificación y obtener el punto de desempeño.
- Analizar los resultados obtenidos del modelo de base rígida.

Modelos de Interacción suelo-estructura (ISE)

- Modelar la estructura en el software Etabs acorde a los planos arquitectónicos.
- Definir cargas y combinaciones en base lo cuantificado y a la normativa.
- Calcular los coeficientes de rigidez del suelo de acuerdo al modelo de interacción suelo – estructura propuesto por el científico Barkan (primer modelo de ISE).

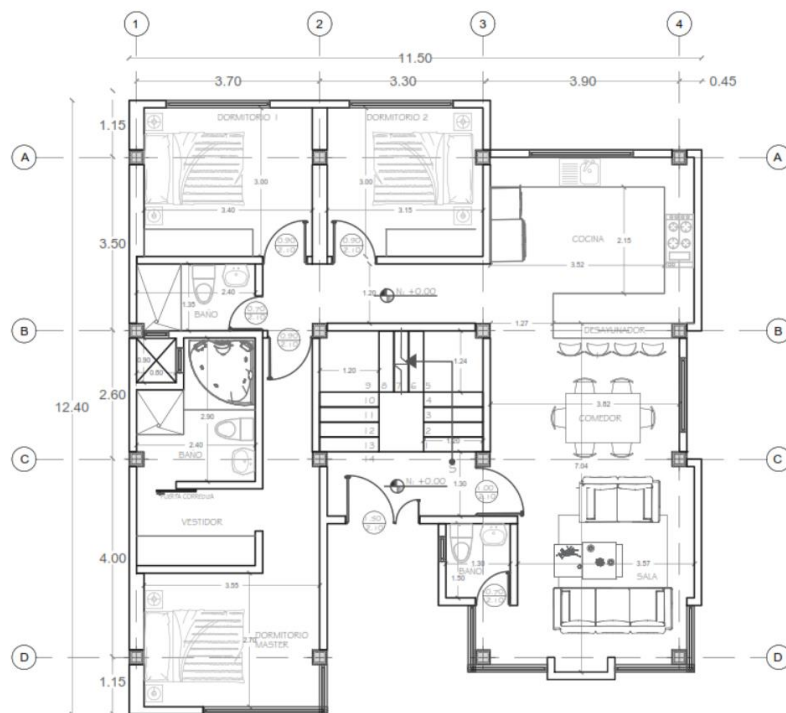
- Calcular los coeficientes de rigidez del suelo de acuerdo al modelo de interacción suelo – estructura propuesto por el científico Sarsgian (segundo modelo de ISE).
- Obtener la respuesta estructural de cada modelo del análisis lineal en base a la NEC-15 considerando una base flexible (interacción suelo-estructura).
- Definir las propiedades no lineales del material y rotulas plásticas en los elementos.
- Determinar las curvas de demanda y capacidad de la edificación y obtener el punto de desempeño.
- Analizar los resultados obtenidos de los dos modelos de ISE.

2.2.3 Recolección de datos

2.2.3.1 Planos de la edificación

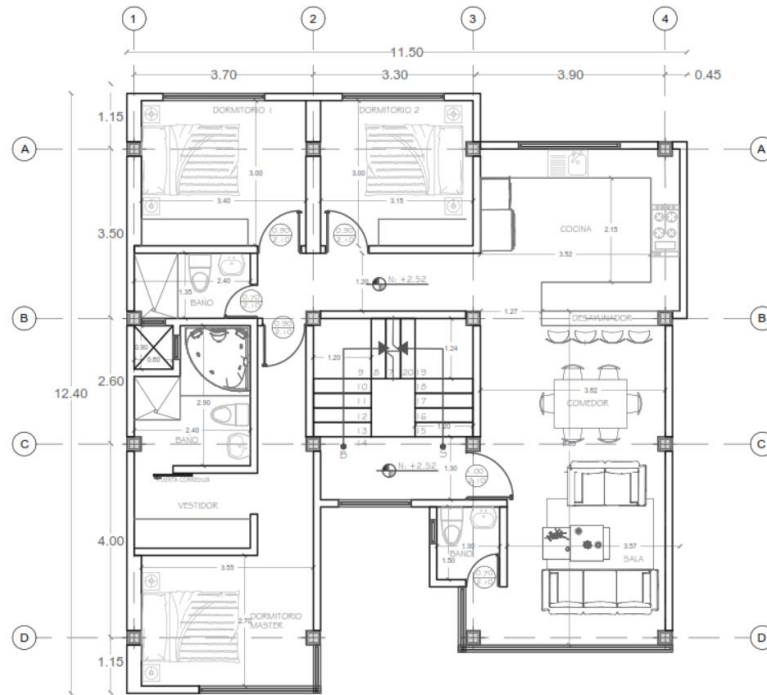
Los planos han sido proporcionados por el Ing. Oswaldo Martínez, diseñador de la estructura, y se cuenta con su autorización de uso para el desarrollo del presente trabajo, y se muestran a continuación:

Figura 23. Planta baja Nv+0.00



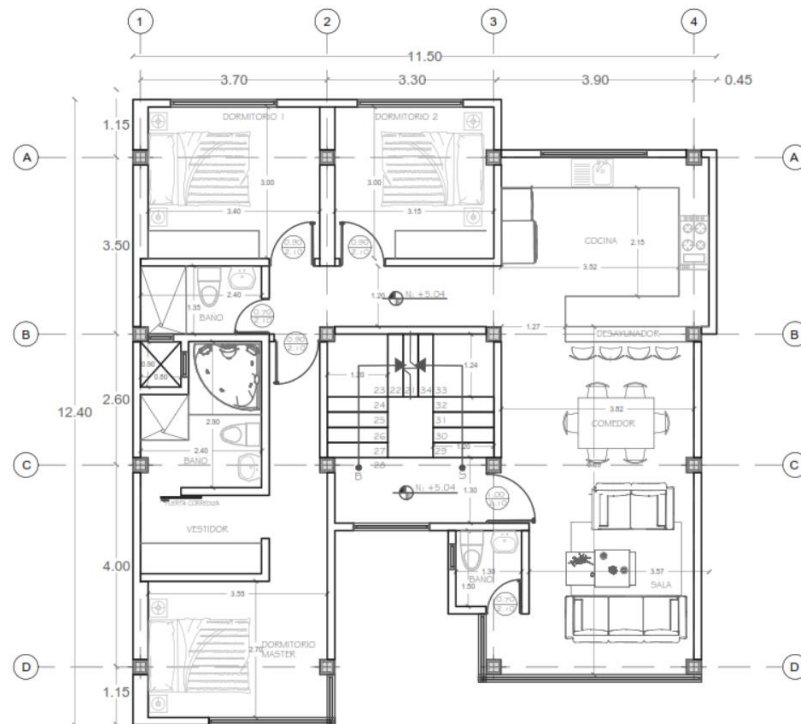
Fuente: Diseño arquitectónico del proyecto

Figura 24. Planta Alta Nv+2.52



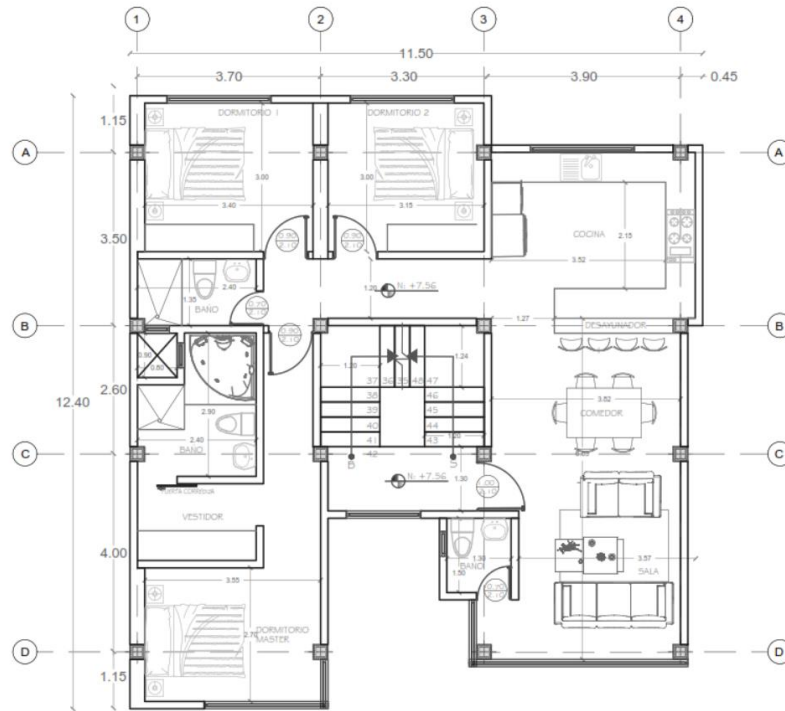
Fuente: Diseño arquitectónico del proyecto

Figura 25. Planta Alta Nv+5.04



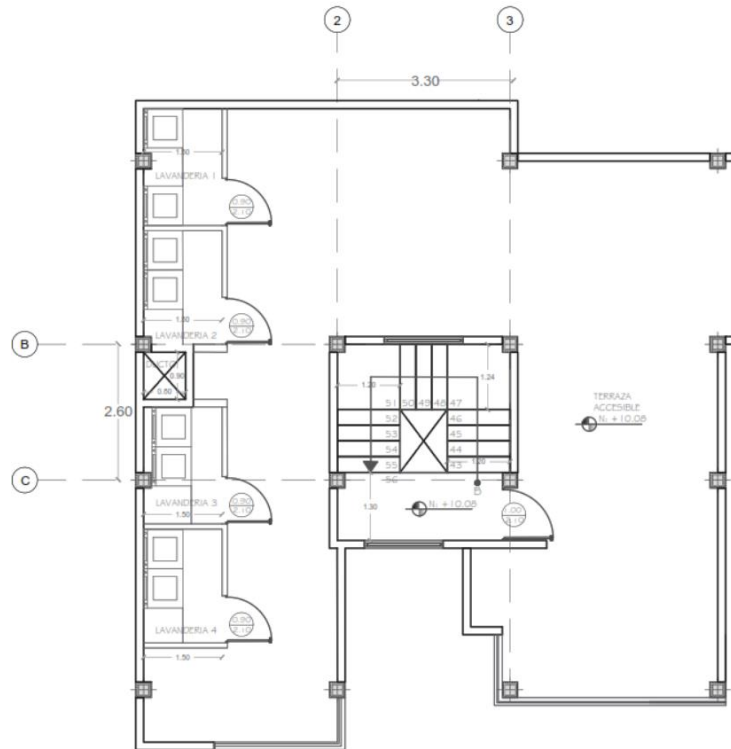
Fuente: Diseño arquitectónico del proyecto

Figura 26. Planta Alta Nv+7.56



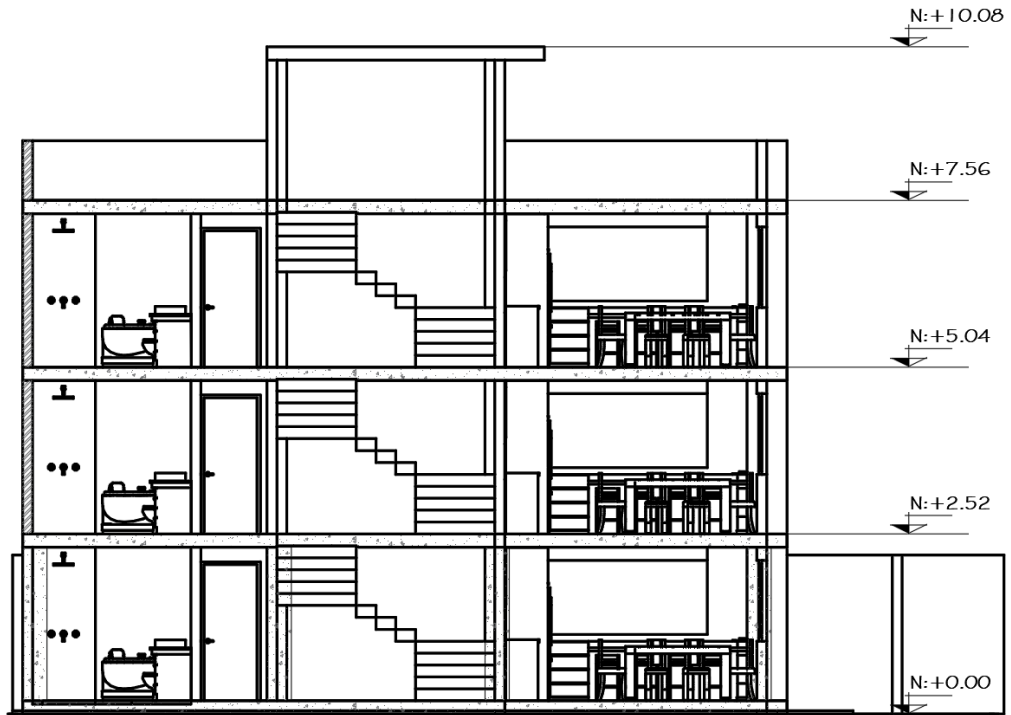
Fuente: Diseño arquitectónico del proyecto

Figura 27. Tapagrada Nv+10.08



Fuente: Diseño arquitectónico del proyecto

Figura 28. Vista en elevación



Fuente: Diseño arquitectónico del proyecto

2.2.3.2 Ubicación

La edificación se encuentra ubicada en la provincia de Tungurahua, cantón Ambato, sector San Bartolomé de Pinllo y fue construida en el 2019.

Tabla 20. Ubicación de la edificación



Fuente: Google Earth

Tabla 21. Coordenadas de la edificación

Punto	Coordenadas (WGS 84 Zona 17S)	
	Este	Norte
1	762247.42	9864037.18
2	762262.12	9864045.30
3	762253.45	9864024.12
4	762270.32	9864034.02

Fuente: Google Earth

2.2.3.3 Características de la estructura

La edificación en estudio tiene un área de construcción total de 383.71 m², de 3 pisos + tapagrada, presenta un sistema estructural de pórticos resistentes a momentos de hormigón armado con vigas descolgadas.

Tabla 22. Descripción de alturas, áreas y usos

Nivel de referencia	Altura de entepiso (m)	Área (m ²)	Uso
Nv+0.00	0.00	123.05	Dormitorio 1, dormitorio 2, dormitorio máster, cocina, comedor, sala y baño
Nv+2.52	2.52	123.05	Dormitorio 1, dormitorio 2, dormitorio máster, cocina, comedor, sala y baño
Nv+5.04	5.04	123.05	Dormitorio 1, dormitorio 2, dormitorio máster, cocina, comedor, sala y baño
Nv+7.56	7.56	14.56	Terraza accesible
Total		383.71	

Fuente: Diseño arquitectónico del proyecto

2.2.3.4 Materiales

Para obtener las propiedades de los materiales del edificio se revisó las especificaciones técnicas del proyecto.

2.2.3.4.1 Resistencia a la compresión del hormigón

El presente trabajo busca analizar una estructura tomando en cuenta la influencia de la flexibilidad del suelo y compararla con un modelo tradicional de base rígida, mas no hacer una evaluación rigurosa de la edificación en estudio, por lo que se asumirá la resistencia a la compresión del hormigón descrita en las especificaciones técnicas del proyecto. A continuación, se presenta una tabla en donde se detalla la resistencia a la compresión del hormigón de los diferentes elementos estructurales de la edificación:

Tabla 23. Resistencia a compresión del hormigón

Elemento estructural	f'c (kg/cm ²)
Plintos	210
Columnas	210
Vigas	210
Losas	210
Gradas	210

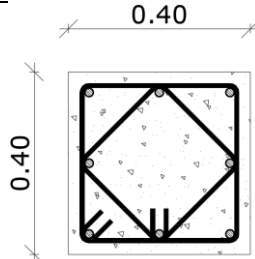
Fuente: Especificaciones técnicas del proyecto

2.2.3.4.2 Acero de refuerzo de elementos estructurales

El acero de refuerzo de los diferentes elementos estructurales tiene un límite de fluencia $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

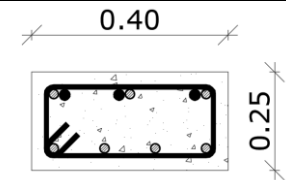
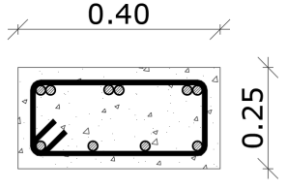
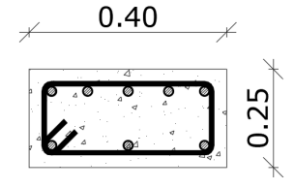
En las siguientes tablas se muestran las secciones de vigas y columnas con su respectivo acero de refuerzo obtenidos de los planos estructurales de la edificación en estudio.

Tabla 24. Secciones y acero de refuerzo en columnas

Secciones de columna				
Tipo	Ubicación	Dimensión	Armadura	Sección Transversal
C1	Nv+0.00 al Nv+10.08	40x40	8 ϕ 16	

Fuente: Diseño estructural del proyecto

Tabla 25. Secciones y acero de refuerzo en vigas

Secciones de vigas				
Tipo	Ubicación	Dimensión	Armadura	Sección Transversal
V1	Nv+2.52, Nv+5.04	40x25	As Superior: 3 ϕ 14+3 ϕ 16 As Inferior: 4 ϕ 14	
V2	Nv+7.56	40x25	As Superior: 6 ϕ 12 As Inferior: 4 ϕ 12	
V3	Nv+10.08	40x25	As Superior: 5 ϕ 12 As Inferior: 3 ϕ 12	

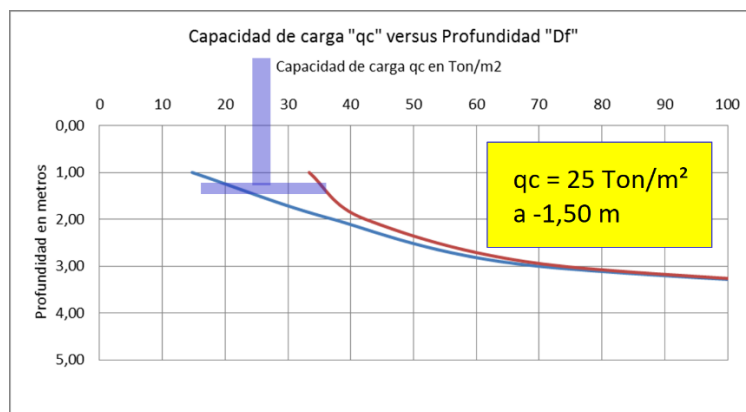
Fuente: Diseño estructural del proyecto

2.2.3.5 Características del suelo

Según el estudio de suelos de la edificación, en función de la topografía, de la información disponible, así como de la magnitud de las cargas que serán impuestas, y de las áreas particulares del proyecto se consideró necesario efectuar la exploración con dos sondeos exploratorios de seis metros de profundidad.

La capacidad de carga del suelo de fundación a la altura de -1.50m es de 25 Ton/m².

Figura 29. Capacidad de carga del suelo



Fuente: Estudio de suelos del proyecto

El estudio de suelos del proyecto presenta las siguientes características del terreno:

- La clasificación técnica de los suelos ratifica ser arena limosa donde básicamente se cimentará.
- Se obtiene una densidad del suelo igual a 0.182 Ton/m^3 y un ángulo de fricción interna igual a 24° .
- Acorde con la Clasificación de suelos del NEC-15, el subsuelo analizado corresponde a la tipología de un suelo D.
- Por correlaciones de determina un coeficiente de Poisson igual a 0.3 y un módulo de elasticidad del suelo de 70 Mpa.

Tabla 26. Módulo de elasticidad del suelo

Tipo de suelo	qu(kN/m ²)	E(MPa)
Suelos muy flojos o muy blandos	0-80	<8
Suelos flojos o blandos	80-150	8-40
Suelos medios	150-350	40-100
Suelos compactos o duros	350-500	100-500
Rocas blandas	500-5000	500-8000
Rocas duras	5000-40000	8000-15000
Rocas muy duras	>40000	>15000

Fuente: Yepes V. *Procedimientos de construcción de cimentaciones y estructuras de contención* [45]

Se tiene que $qu = 25 \text{ Ton/m}^2 \approx 250 \text{ kN/m}^2$, realizando una interpolación lineal se obtiene un módulo de elasticidad del suelo $E = 70 \text{ MPa}$.

Tabla 27. Coeficiente de Poisson del suelo

Tipo de suelo	Relación de Poisson μ
Arena suelta	0.20-0.40
Arena densa media	0.25-0.40
Arena densa	0.30-0.45
Arena limosa	0.20-0.40
Arena y grava	0.15-0.35
Arcilla suave	
Arcilla media	0.20-0.50
Arcilla firme	

Fuente: Yepes V. *Procedimientos de construcción de cimentaciones y estructuras de contención* [45]

Para el tipo de suelo arena limosa se asume un promedio de los valores del rango, es decir, se determina $\mu = 0.3$

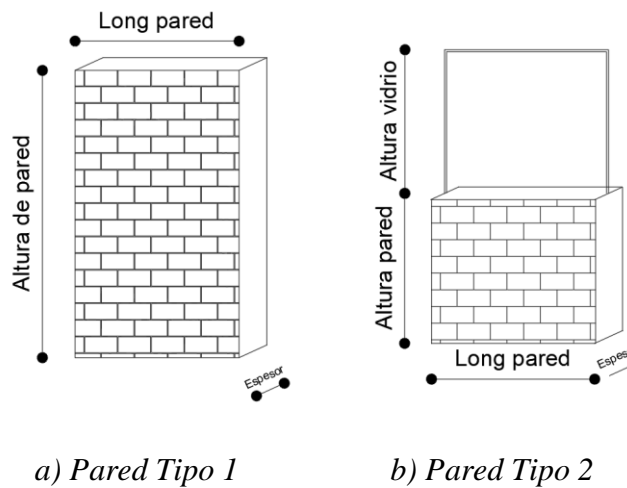
2.2.3.6 Cargas gravitacionales

2.2.3.6.1 Cuantificación de la sobrecarga

Peso propio de paredes

Para calcular el peso propio de las paredes de la edificación se toma en cuenta la distribución en los planos arquitectónicos, de donde se puede determinar la longitud, altura y espesor de las paredes. Se tiene en cuenta que existen dos diferentes tipos de paredes:

Figura 30. Tipos de paredes



Fuente: Kevin Quispillo M.

Tabla 28. Cuantificación de peso paredes Nv+2.52, Nv+5.04, Nv+7.56

Peso propio de paredes Nv+2.52							
Tipo	Elementos	Dimensiones (m)		Peso específico	Peso total	Longitud	Total
		Altura	Espesor	kg/m ³	kg/m	m	kg
1	Pared	3.32	0.15	1600	796.80	21	16732.8
2	Pared	1.52	0.15	1600	383.52	12.5	4794
	Vidrio	1.80	0.004	2600			
Total (kg)							21526.8
Área losa (m ²)							123.05
CM (kg/m ²)							174.94
Peso propio de paredes Nv+5.04							
Tipo	Elementos	Dimensiones (m)		Peso específico	Peso total	Longitud	Total
		Altura	Espesor	kg/m ³	kg/m	m	kg
1	Pared	3.32	0.15	1600	796.80	21	16732.8
2	Pared	1.52	0.15	1600	383.52	12.5	4794
	Vidrio	1.80	0.004	2600			

						Total (kg)	21526.8
						Área losa (m ²)	123.05
						CM (kg/m²)	174.94
Peso propio de paredes Nv+7.56							
Tipo	Elementos	Dimensiones (m)		Peso específico	Peso total	Longitud	Total
		Altura	Espesor	kg/m ³	kg/m	m	kg
1	Pared	3.32	0.15	1600	796.80	21	16732.8
2	Pared	1.52	0.15	1600	383.52	12.5	4794
	Vidrio	1.80	0.004	2600			
						Total (kg)	21526.8
						Área losa (m ²)	123.05
						CM (kg/m²)	174.94

Fuente: Kevin Quispillo M.

En el nivel Nv+10.08 (nivel de terraza) se ha considerado el peso de las paredes de antepecho como una carga aplicada de forma lineal (kg/m) a las vigas perimetrales.

Tabla 29. Cuantificación de peso paredes Nv+10.08

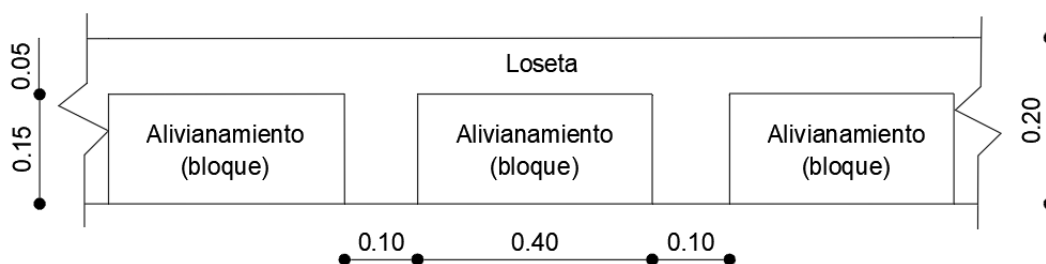
Peso propio de paredes Nv+10.08					
Tipo	Elementos	Dimensiones (m)		Peso específico	Peso total
		Altura	Espesor	kg/m ³	kg/m
1	Pared	0.80	0.15	1600	192.00

Fuente: Kevin Quispillo M.

Peso adicional de losa

La losa tiene un peso adicional que corresponde al peso de los alivianamientos, el masillado, el enlucido y los acabados colocados sobre la losa.

Figura 31. Esquema de losa



Fuente: Kevin Quispillo M.

Tabla 30. Sobrecarga en losa

Elementos	Dimensiones (m)			Peso específico	Peso Total
	Altura	Longitud	Espesor	kg/m ³	kg/m ²
Masillado	1	1	0.015	1900	28.50
Acabado	1	1	0.015	1600	24.00
Bloques	8 bloques * 15 kg				120.00
Enlucido	1	1	0.015	1900	28.50
Total					201.00

Fuente: Kevin Quispillo M.

El valor de sobrecarga en cada nivel viene dado por la sumatoria del peso propio de paredes y el peso adicional que se toma en cuenta en la losa. De esta manera se obtiene la sobrecarga total por metro cuadrado de construcción que se considerará en el presente trabajo:

Tabla 31. Resumen de sobrecarga por niveles

Nivel	Sobrecarga (kg/m ²)
Nv+10.08	201.00
Nv+7.56	375.94
Nv+5.04	375.94
Nv+2.52	375.94
Nv+0.00	-

Fuente: Kevin Quispillo M.

Para en nivel Nv+10.08 se considerará adicional una carga de 192 kg/m perteneciente al peso de paredes de antepecho que será aplicada a las vigas perimetrales de la losa en el mencionado nivel.

2.2.3.6.2 Cargas Vivas

Los valores para cargas vivas se tomaron según lo establecido en la Norma Ecuatoriana de la Construcción en el capítulo de Cargas Gravitacionales. Se muestra los valores considerados:

Tabla 32. Cargas vivas

Ocupación o uso	Carga uniforme (kg/m ²)
Dormitorio	200
Terraza accesible	300
Comedor	480
Corredores	200

Fuente: NEC-SE-CG

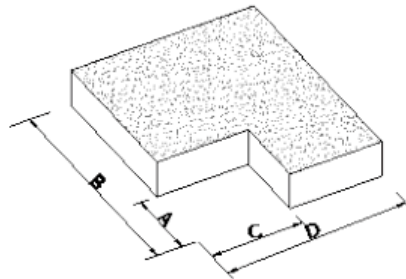
2.2.3.7 Irregularidades de la estructura

Las irregularidades de la estructura se determinaron según lo expuesto en la NEC-SE-DS literal 5.2.3. En el caso de estructuras irregulares se usarán los coeficientes de configuración estructural que “penalizan” al edificio con la finalidad de tener en cuenta la irregularidad, responsable de un comportamiento estructural deficiente ante la ocurrencia de un sismo.

2.2.3.7.1 Irregularidad en planta

La irregularidad en planta de *Tipo 2. Retrocesos excesivos en las esquinas*, menciona que 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 [9]. Es decir, se tiene que cumplir que: $A > 0.15B$ y $C > 0.15D$

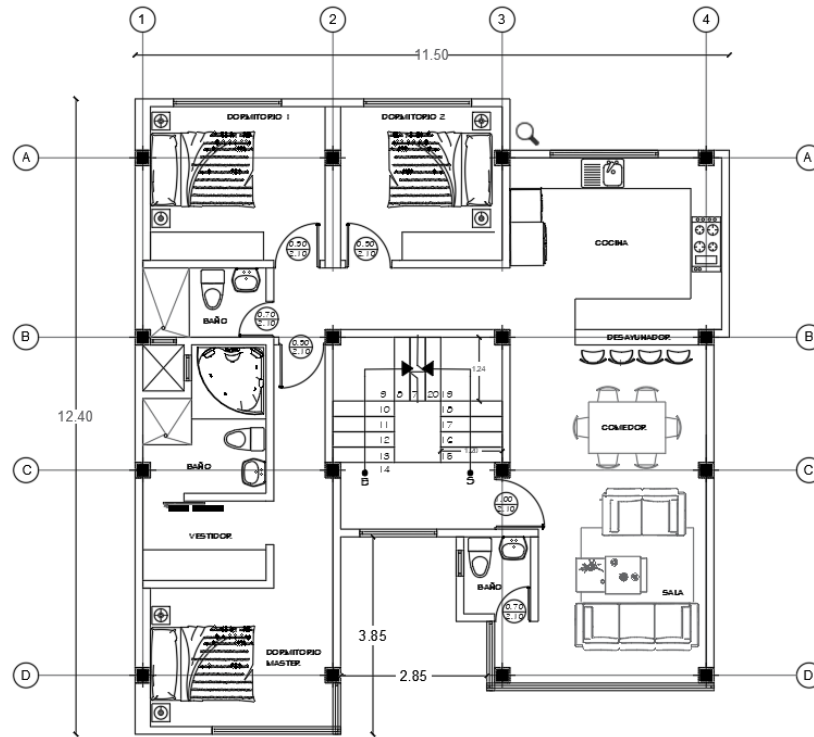
Figura 32. Irregularidad en planta Tipo 2. Retrocesos excesivos en las esquinas



Fuente: NEC-SE-DS [9]

Para el caso de la estructura en análisis, se tiene que $A = 3.85 \text{ m}$, $B = 12.40 \text{ m}$, $C = 2.85 \text{ m}$, y $D = 11.50 \text{ m}$.

Figura 33. Irregularidad en planta de estructura en estudio



Fuente: Diseño arquitectónico del proyecto

- Primera condición: $A > 0.15B$

$$3.85 \text{ m} > 0.15(12.40 \text{ m})$$

$$3.85 \text{ m} > 1.86 \text{ m}$$

Se cumple la condición

- Segunda condición: $C > 0.15D$

$$2.85 \text{ m} > 0.15(11.50 \text{ m})$$

$$2.85 \text{ m} > 1.73 \text{ m}$$

Se cumple la condición

La edificación presenta una irregularidad en planta de Tipo 2: Retrocesos excesivos en las esquinas. Se asigna el valor de $\phi_p = 0.9$.

2.2.3.7.2 Irregularidad en elevación

La edificación no presenta ninguna irregularidad en elevación. Se asigna el valor de

$$\phi_e = 1$$

CAPITULO III

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

3.1 Análisis Lineal de la estructura

Para analizar la estructura en su rango lineal se ha utilizado el software Etabs que provee un entorno práctico para el desarrollo del presente trabajo.

3.1.1 Definición de materiales

Para la modelación de la estructura en estudio es necesario la definición de los materiales con sus respectivas características en el software. Estos materiales ya fueron detallados en la sección 2.2.3.4 y se resumen a continuación:

- Hormigón $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- Acero de refuerzo $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

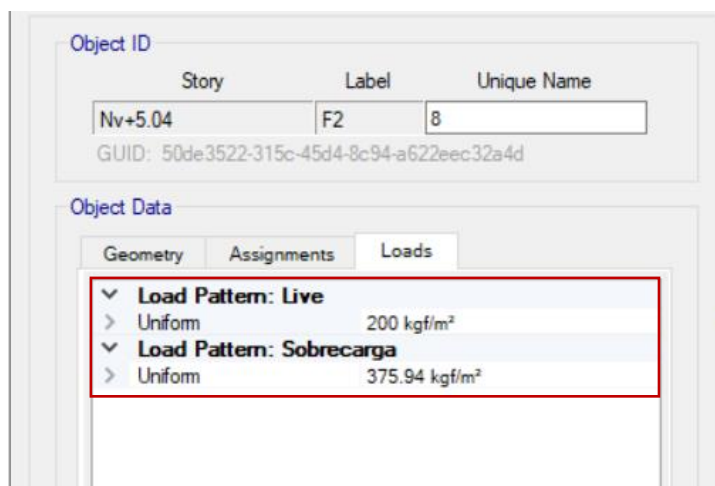
3.1.2 Definición de secciones

Se definen las secciones de acuerdo a la Tabla 24 y Tabla 25 Secciones de columna y secciones de vigas.

3.1.3 Asignación de cargas gravitacionales

Se asignan las cargas de acuerdo a lo calculado en el capítulo anterior y resumidas en la Tabla 31 y Tabla 32 correspondientes a sobrecarga y cargas vivas respectivamente.

Figura 34. Asignación de cargas gravitacionales



Fuente: Etabs

3.1.4 Asignación de cargas dinámicas

3.1.4.1 Definición del cortante basal estático

Se calcula el periodo de vibración aproximado de la estructura definido por el método 1 establecido en la NEC-SE-DS:

$$T = C_t * h_n^\alpha = 0.440s$$

Para un periodo de vibración de $T = 0.440s$ se calcula un valor de aceleración igual $S_a = 1.1904g$

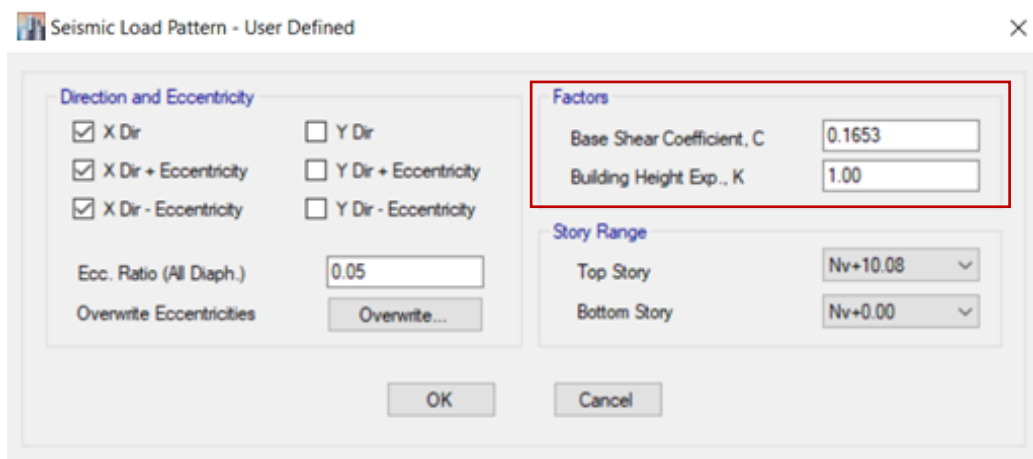
Basado en las características y uso de la estructura se determinan los coeficientes de Importancia $I = 1$, Reducción sísmica $R = 8$, Coeficiente de irregularidad en planta $\phi_p = 0.9$, y Coeficiente de irregularidad en elevación $\phi_e = 1$.

Una vez definidos todos los parámetros se procede a calcular el valor de C:

$$C = \frac{I * S_a}{R * \phi_p * \phi_e} = 0.1653$$

Este coeficiente se lo ingresa al software en las direcciones X y Y para definir el cortante basal.

Figura 35. Definición del cortante basal

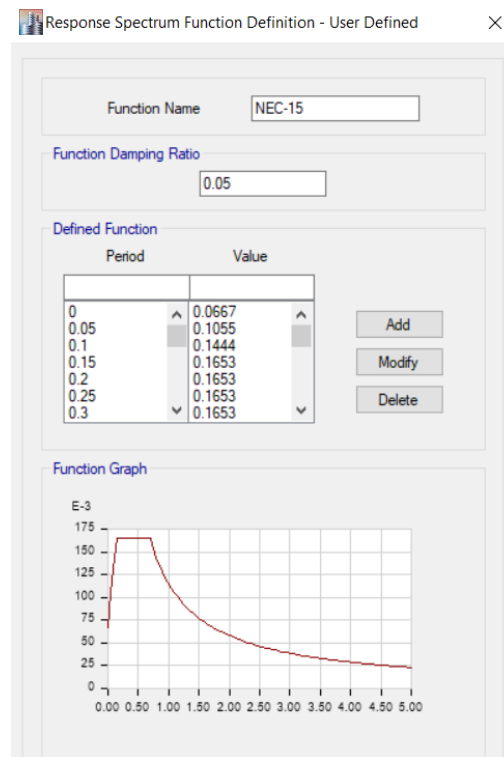


Fuente: Etabs

3.1.4.2 Espectro de respuesta sísmico

En base a la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC se construye el espectro de respuesta sísmico con los coeficientes ya definidos. El espectro es cargado al software Etabs.

Figura 36. Espectro de respuesta sísmica NEC-15

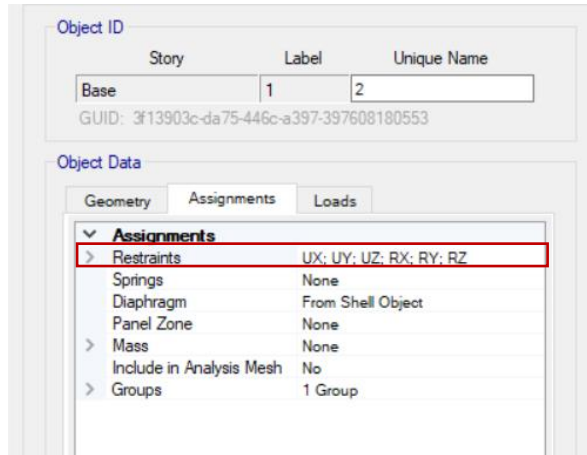


Fuente: Etabs

3.1.5 Modelo de base rígida

Se considera el modelo de base rígida como un empotramiento en las bases de las columnas de la estructura, es decir, se restringen las traslaciones y rotaciones en estos puntos de la estructura.

Figura 37. Restricción en base de estructura



Fuente: Etabs

3.1.6 Modelo de interacción suelo – estructura

A continuación, se modela la edificación teniendo en cuenta la interacción suelo – estructura, para lo cual se implementan dos modelos dinámicos desarrollados por el científico Barkan y otro desarrollado por el científico Sarsgian. Tal como se explicó en el marco teórico del presente trabajo, cada modelo busca implementar los coeficientes de rigidez del suelo en dirección X, Y y Z, y además alrededor del eje X y Y, restringiendo el giro alrededor del eje Z.

Se tienen las siguientes características del suelo de fundación.

Tabla 33. Características del suelo de fundación

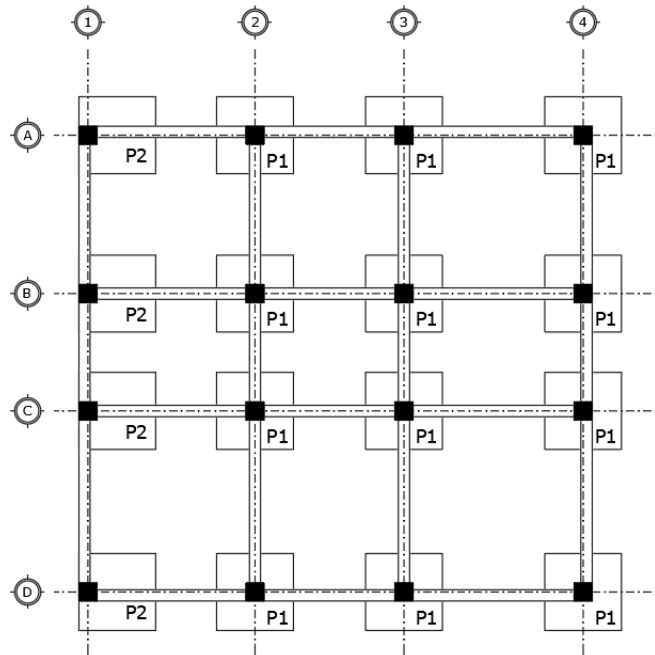
Tipo de suelo	Arena limosa		
Perfil de suelo	D		
Capacidad admisible	qa	25	Ton/m ²
Densidad del suelo	ρ	0.182	Ton/m ³
Coefficiente Poisson del suelo	μ	0.3	
Módulo de elasticidad del suelo	E	70	Mpa
Ángulo fricción interna del suelo	ϕ	24	°

Fuente: Estudio de suelos del proyecto

3.1.6.1 Cálculo de las masas de las zapatas aisladas

En la interacción suelo – estructura la cimentación debe ser descrita como una masa puntual en el centro de gravedad de la zapata aislada [24], es por esto que se debe calcular las masas para poder asignarlas en el modelo.

Figura 38. Cimentación de la estructura



Fuente: Diseño estructural del proyecto

Tabla 34. Dimensiones de zapatas aisladas

Zapata	a(m)	b(m)	c(m)
Central (P1)	1.70	1.70	0.35
Perimetral (P2)	1.70	1.70	0.35

Fuente: Diseño estructural del proyecto

Para el cálculo de masas de rotación y traslación se utilizan las siguientes expresiones:

- Masa de traslación:

$$M_T = M_x = M_y = M_z = P_{zapata}/g$$

- Masa de rotación:

$$M_{Rx} = M_T \left(\frac{c}{2}\right)^2 + \frac{M_T(b^2 + c^2)}{12}$$

$$M_{Ry} = M_T \left(\frac{c}{2}\right)^2 + \frac{M_T(a^2 + c^2)}{12}$$

$$M_{Rz} = \frac{M_T(a^2 + b^2)}{12}$$

Tabla 35. Masas de las zapatas

Zapata	Traslación	Rotación		
	M_T (T*s ² /m)	M_{Rx} (T*s ² /m)	M_{Ry} (T*s ² /m)	M_{Rz} (T*s ² /m)
Central	0.2475	0.0697	0.0697	0.1192
Perimetral	0.2475	0.0697	0.0697	0.1192

Fuente: Kevin Quispillo M.

Para el modelo de interacción suelo – estructura se incluyen las masas de las zapatas aisladas de la estructura y se definen los coeficientes de rigidez equivalentes.

3.1.6.2 Cálculo de coeficientes de rigidez – Modelo D.D. Barkan

Es necesario determinar la presión estática para cada una de las zapatas de la estructura mediante la expresión:

$$\rho = \frac{P_u + P_{zapata}}{A_{zapata}}$$

El nivel de cimentación es -1.50m, y se considera el peso de la columneta para el cálculo de la presión estática.

$$P_{col} = \gamma_{hormigón} * Vol = 0.58 \text{ Ton}$$

El peso de la zapata se lo calcula con la siguiente expresión:

$$P_{zapata} = \gamma_{hormigón} * Vol = 2.43 \text{ Ton}$$

La presión estática para cada una de las zapatas es:

Tabla 36. Presión estática en las zapatas

Zapata	P_u (Ton)	P col (Ton)	P zapata (Ton)	P total (Ton)	Área (m ²)	ρ (kg/cm ²)
Z1	22.29	0.58	2.43	25.30	2.89	0.875
Z2	22.73	0.58	2.43	25.74	2.89	0.891
Z3	21.60	0.58	2.43	24.61	2.89	0.851
Z4	20.95	0.58	2.43	23.96	2.89	0.829
Z5	23.08	0.58	2.43	26.08	2.89	0.902

Z6	34.41	0.58	2.43	37.41	2.89	1.295
Z7	32.60	0.58	2.43	35.61	2.89	1.232
Z8	33.55	0.58	2.43	36.55	2.89	1.265
Z9	22.31	0.58	2.43	25.31	2.89	0.876
Z10	40.70	0.58	2.43	43.70	2.89	1.512
Z11	36.69	0.58	2.43	39.69	2.89	1.373
Z12	30.99	0.58	2.43	33.99	2.89	1.176
Z13	21.86	0.58	2.43	24.87	2.89	0.860
Z14	30.26	0.58	2.43	33.26	2.89	1.151
Z15	28.27	0.58	2.43	31.28	2.89	1.082
Z16	20.08	0.58	2.43	23.08	2.89	0.799

Fuente: Kevin Quispillo M.

El coeficiente C_0 para arenas de grano fino, mediano y grueso e independientes de su densidad y humedad es $C_0 = 1.8 \text{ kg/cm}^3$

Seguidamente, se determina el coeficiente D_0 donde μ : coeficiente de Poisson

$$D_0 = \frac{1 - \mu}{1 - 0.5\mu} * C_0 = 1.482 \text{ kg/cm}^3$$

A continuación, se calculan los coeficientes de compresión mediante las ecuaciones:

$$C_x = D_0 \left[1 + \frac{2(a + b)}{\Delta \cdot A} \right] \cdot \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}}$$

$$C_z = C_0 \left[1 + \frac{2(a + b)}{\Delta \cdot A} \right] \cdot \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}}$$

$$C_\varphi = C_0 \left[1 + \frac{2(a + 3b)}{\Delta \cdot A} \right] \cdot \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}}$$

Donde $\rho_0 = 0.2 \text{ kg/cm}^2$ y $\Delta = 1 \text{ m}^{-1}$ (constantes)

Tabla 37. Coeficientes de compresión

Zapata	$C_x=C_y$	C_z	$C_{\phi x}$	$C_{\phi y}$
	Ton/m ³	Ton/m ³	Ton/m ³	Ton/m ³
Z1	10397.63	12625.70	21485.83	21485.83
Z2	10488.00	12735.43	21672.57	21672.57
Z3	10255.19	12452.73	21191.50	21191.50
Z4	10119.03	12287.39	20910.13	20910.13
Z5	10558.10	12820.55	21817.43	21817.43
Z6	12645.18	15354.86	26130.20	26130.20
Z7	12336.42	14979.94	25492.18	25492.18
Z8	12498.53	15176.79	25827.17	25827.17
Z9	10400.78	12629.51	21492.33	21492.33
Z10	13667.10	16595.76	28241.90	28241.90
Z11	13024.23	15815.13	26913.47	26913.47
Z12	12053.19	14636.02	24906.90	24906.90
Z13	10309.35	12518.50	21303.41	21303.41
Z14	11923.08	14478.03	24638.04	24638.04
Z15	11561.97	14039.53	23891.83	23891.83
Z16	9932.57	12060.98	20524.82	20524.82

Fuente: Kevin Quispillo M.

Por último, los coeficientes de rigidez equivalentes se determinan mediante las expresiones:

$$K_x = C_x A$$

$$K_z = C_z A$$

$$K_{\phi} = C_{\phi} I$$

Tabla 38. Coeficientes de rigidez equivalentes – Modelo D.D. Barkan

Zapata	$K_x=K_y$	K_z	$K_{\phi x}$	$K_{\phi y}$
	Ton/m	Ton/m	Ton-m	Ton-m
Z1	30049.15	36488.26	14954.32	14954.32
Z2	30310.31	36805.38	15084.29	15084.29
Z3	29637.51	35988.40	14749.46	14749.46
Z4	29244.00	35510.57	14553.62	14553.62
Z5	30512.91	37051.39	15185.11	15185.11
Z6	36544.56	44375.54	18186.83	18186.83
Z7	35652.26	43292.03	17742.77	17742.77
Z8	36120.77	43860.93	17975.93	17975.93
Z9	30058.24	36499.29	14958.84	14958.84
Z10	39497.90	47961.74	19656.60	19656.60

Z11	37640.02	45705.74	18732.00	18732.00
Z12	34833.72	42298.09	17335.41	17335.41
Z13	29794.03	36178.47	14827.35	14827.35
Z14	34457.70	41841.50	17148.28	17148.28
Z15	33414.09	40574.25	16628.92	16628.92
Z16	28705.13	34856.23	14285.45	14285.45

Fuente: Kevin Quispillo M.

Con respecto al coeficiente de rigidez equivalente para el eje Z, el modelo de D. D. Barkan O. A. Savinov restringe la rotación en Z, por esta razón no se determina y se restringe el giro en Z en la modelación de la edificación.

3.1.6.3 Cálculo de coeficientes de rigidez – Modelo de Sargsian

El modelo dinámico de interacción suelo – estructura desarrollado por los investigadores A. E. Sargsian y A.A. Najapetian requiere la determinación de las velocidades de propagación de las ondas longitudinales y transversales mediante las fórmulas:

- Velocidad 1

$$C_1^2 = \frac{(1 - \mu) \cdot E}{(1 + \mu) \cdot (1 - 2\mu) \cdot \rho}$$

$$C_1 = 227.54 \text{ m/s}$$

- Velocidad 2

$$C_2^2 = \frac{E}{2 \cdot (1 + \mu) \cdot \rho}$$

$$C_2 = 121.63 \text{ m/s}$$

Obtenidos estos valores, se procede a calcular los coeficientes de rigidez equivalentes del suelo.

$$K_x = \frac{28,8 \cdot (1 - \mu^2) \cdot \rho \cdot C_2^2 \cdot \sqrt{A}}{\pi \cdot (7 - 8\mu)}$$

$$K_z = \frac{\rho \cdot C_1^2 \cdot \sqrt{A}}{\Phi \cdot (1 - \mu^2)}$$

$$K_{\varphi} = \frac{8,52 \cdot \rho \cdot C_2^2 \cdot I}{\sqrt{\pi} \cdot (1 - \mu) \cdot \sqrt{A}}$$

Donde $\Phi = 0.833$ (constante)

Teniendo como resultado:

$$K_x = 8300.95 \text{ Ton/m}$$

$$K_z = 21132.43 \text{ Ton/m}$$

$$K_{\varphi} = 7569.81 \text{ Ton - m}$$

Tabla 39. Coeficientes de rigidez equivalentes – Modelo Sargsian

Zapata	$K_x=K_y$	K_z	$K_{\varphi x}$	$K_{\varphi y}$
	Ton/m	Ton/m	Ton-m	Ton-m
Todas	8300.95	21132.43	7569.81	7569.81

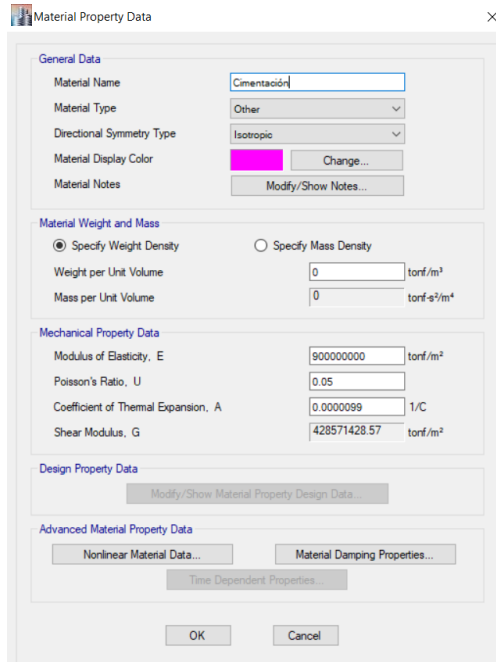
Fuente: Kevin Quispillo M.

De igual manera como con el modelo de D.D. Barkan, el coeficiente de rigidez equivalente para el eje Z del modelo de Sargsian restringe la rotación en Z, por esta razón no se determina y se restringe el giro en Z en la modelación de la edificación.

3.1.6.4 Definición de zapatas

El modelo de interacción suelo – estructura de D.D. Barkan – O.A. Savinov considera la cimentación como infinitamente rígida. Genner Villareal [26] recomienda usar un módulo de elasticidad del material igual a $9 \times 10^8 \text{ ton/m}^2$ y un coeficiente de Poisson igual a 0.05

Figura 39. Definición del material para las zapatas



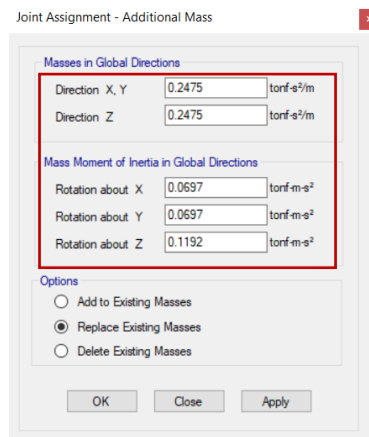
Fuente: Etabs

Teniendo definido el material de las zapatas, se procede a asignar las secciones determinadas por el diseño estructural de la edificación en estudio.

3.1.6.5 Definición de coeficientes de rigidez

Primeramente, se procede a la asignación de las masas de las zapatas calculadas previamente.

Figura 40. Zapata central y perimetral



Fuente: Etabs

Luego, se definen los coeficientes de rigidez calculados anteriormente. Para esto, en un modelo se ingresa los coeficientes calculados mediante el modelo de B.B. Barkan, y en otro modelo se ingresan los coeficientes calculados mediante el modelo de Sargsian.

Figura 41. Definición de coeficientes de rigidez de Z1 – Modelo ISE Barkan

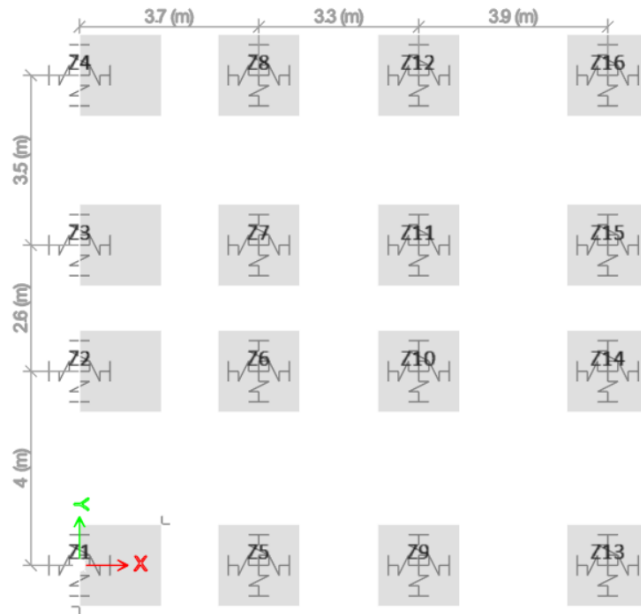
Simple Spring Stiffness in Global Directions		
Translation X	30049.15	tonf/m
Translation Y	30049.15	tonf/m
Translation Z	36488.26	tonf/m
Rotation about X-Axis	14954.32	tonf-m/rad
Rotation about Y-Axis	14954.32	tonf-m/rad
Rotation about Z-Axis	0	tonf-m/rad

Single Joint Links at Point		
Link Property	Axial Direction	Axis 2 Angle

Fuente: Etabs

De igual forma se han ingresados los demás coeficientes calculados por el modelo de Barkan al software Etabs.

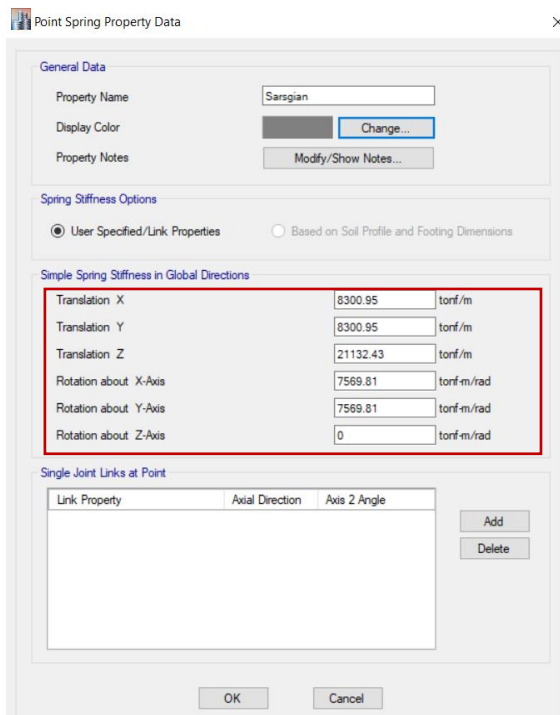
Figura 42. Coeficientes de rigidez – Modelo ISE Barkan



Fuente: Etabs

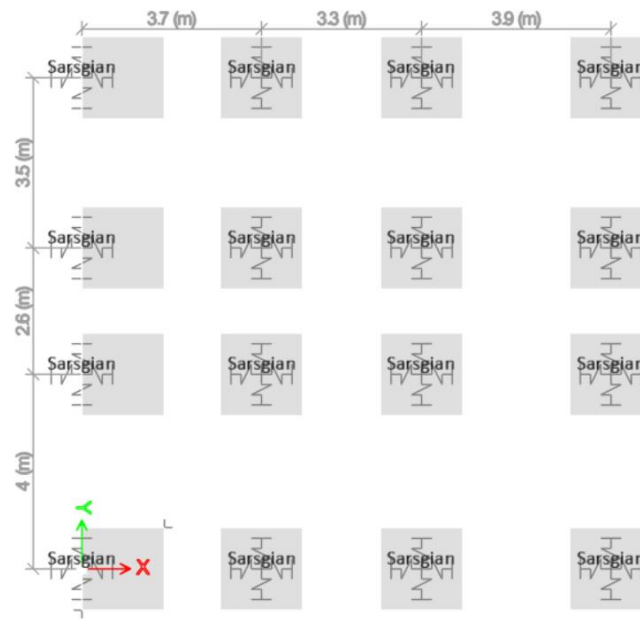
En otro modelo, se procede a ingresar los coeficientes de rigidez del suelo calculados mediante el modelo de interacción suelo – estructura propuesto por Sarsgian.

Figura 43. Coeficientes de rigidez – Modelo ISE Sarsgian



Fuente: Etabs

Figura 44. Definición de coeficientes de rigidez Sarsgian



Fuente: Etabs

3.1.7 Análisis de resultados

Una vez realizados los modelos estructurales de la edificación en estudio se procede a examinar los resultados obtenidos.

3.1.7.1 Periodo de vibración

Según la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS, el periodo de vibración se lo puede calcular mediante dos métodos. Se ha realizado el cálculo mediante el método 1, a partir del cual se obtuvo un periodo de vibración igual a $T = 0.440$ s.

Para el método 2, se debe realizar un análisis modal para obtener el valor del periodo de vibración de la estructura, el cual se muestra a continuación:

Tabla 40. Periodo de vibración, método 2

Modo	Periodo (s)		
	Base rígida	ISE Barkan	ISE Sarsgian
1	0.495	0.645	0.627
2	0.470	0.614	0.597
3	0.407	0.533	0.519
4	0.146	0.179	0.176
5	0.140	0.172	0.169
6	0.115	0.146	0.143
7	0.097	0.105	0.104
8	0.091	0.099	0.098
9	0.085	0.079	0.079
10	0.057	0.047	0.048
11	0.057	0.045	0.045
12	0.054	0.038	0.039

Fuente: Kevin Quispillo M.

Para el modelo de interacción suelo – estructura de Barkan se tiene que $T_{a2} = 0.645 s$, este valor excede al periodo de vibración del modelo de base rígida $T_{a2} = 0.495 s$ existiendo una variación de 30.3%

Para el modelo de interacción suelo – estructura de Sarsgian se tiene que $T_{a2} = 0.627 s$, este valor excede al periodo de vibración del modelo de base rígida $T_{a2} = 0.495 s$ existiendo una variación de 26.2%

En cambio, entre los dos modelos de interacción suelo – estructura existe una variación del periodo de vibración igual a 2.9%

Se puede observar que efectivamente como se menciona en la investigación realizada por Morales L. y Espinoza A. [6], el periodo de vibración de la estructura aumenta cuando se considera la flexibilidad de la base de fundación.

Ahora bien, la NEC-SE-DS menciona que el periodo de vibración calculado con el método 2 no debe ser mayor en un 30% al periodo calculado con el método 1, en este caso $T_{a2\text{máx}} = 0.572 s$. El modelo de base rígida cumple con esta condición de la normativa, mientras que los modelos de ISE no la cumplen.

3.1.7.2 Acumulación de la masa

La Norma Ecuatoriana de la Construcción en el capítulo de Peligro Sísmico considera que se deben tomar en cuenta todos los modos que involucren la masa modal acumulada de al menos el 90% de la masa total de la estructura en las direcciones horizontales principales consideradas [9].

Tabla 41. Acumulación de la masa

Modo	Base rígida		ISE Barkan		ISE Sarsgian	
	Sum UX	Sum UY	Sum UX	Sum UY	Sum UX	Sum UY
1	0.8337	0.0002	0.7724	0.0000	0.7672	0.0000
2	0.8338	0.8416	0.7724	0.7817	0.7672	0.7764
3	0.8347	0.8416	0.7743	0.7817	0.7691	0.7764
4	0.9248	0.8416	0.8961	0.7817	0.8901	0.7764
5	0.9248	0.9274	0.8961	0.9041	0.8901	0.8979
6	0.9250	0.9274	0.8995	0.9041	0.8935	0.8979
7	0.9414	0.9274	0.9395	0.9041	0.9332	0.8979
8	0.9414	0.9438	0.9395	0.9517	0.9332	0.9452
9	0.9435	0.9438	0.9505	0.9517	0.9441	0.9452
10	0.9647	0.9438	0.9842	0.9532	0.9776	0.9467
11	0.9647	0.9697	0.9863	0.9892	0.9797	0.9825
12	0.9693	0.9698	0.9941	0.9946	0.9874	0.9878

Fuente: Kevin Quispillo M.

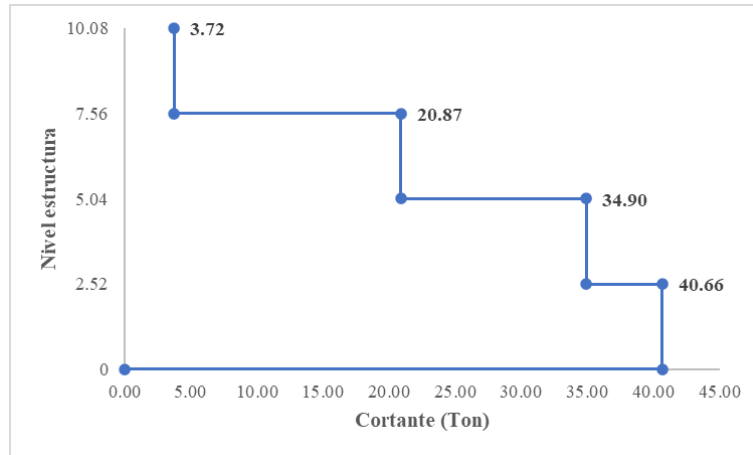
Los tres modelos acumulan más del 90% de la masa total de la estructura en los doce modos considerados. Se observa que los modelos de interacción suelo – estructura acumulan más masa con respecto al modelo de base rígida.

3.1.7.3 Cortante por piso

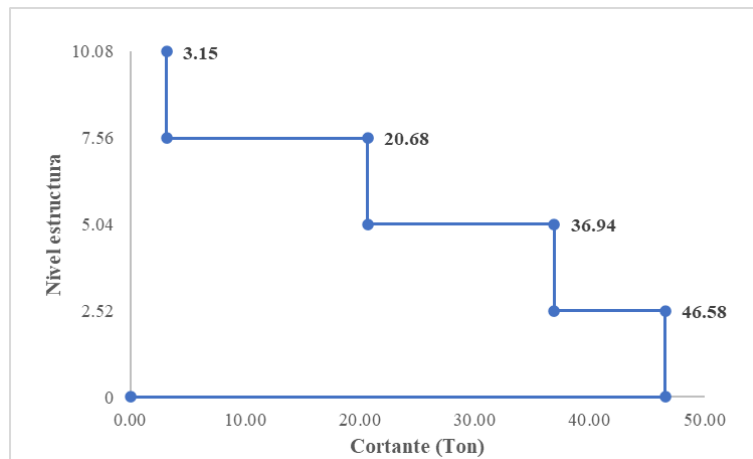
Se obtiene el cortante por piso en las direcciones X y Y del análisis modal espectral.

Figura 45. Cortante por piso en dirección X

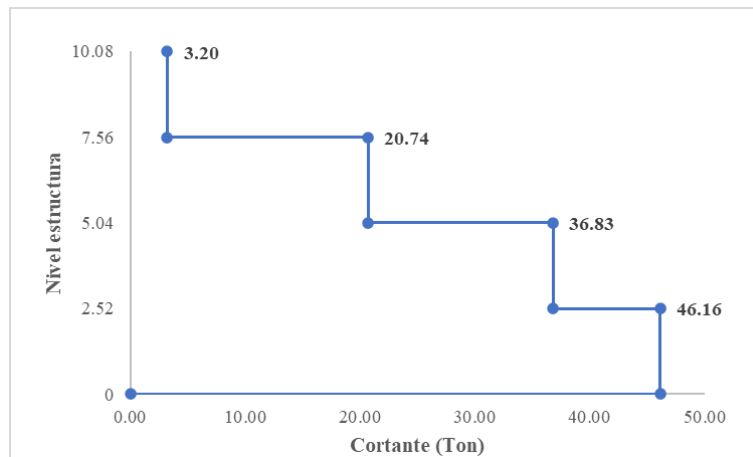
a) Modelo base rígida



b) Modelo ISE Barkan



c) Modelo ISE Saragian

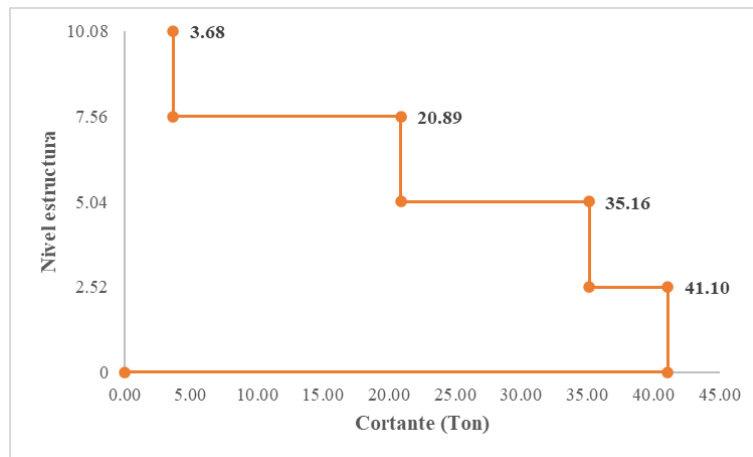


Fuente: Kevin Quispillo M.

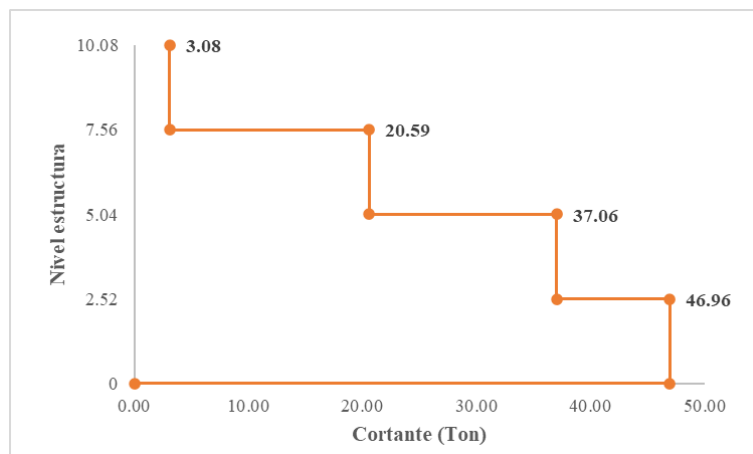
La fuerza cortante en el sentido X en la base de la estructura para el modelo de base rígida es igual a $V = 40.66 \text{ Ton}$. Teniendo en cuenta el efecto de interacción suelo – estructura, con el modelo de Barkan se tiene un valor de $V = 46.58 \text{ Ton}$, mientras que con el modelo de Sargsian se obtiene un resultado de $V = 46.16 \text{ Ton}$. Comparado con el modelo tradicional de base rígida se tiene un aumento de 14.5% y 13.5% con los modelos de ISE de Barkan y Sargsian respectivamente.

Figura 46. Cortante por piso en dirección Y

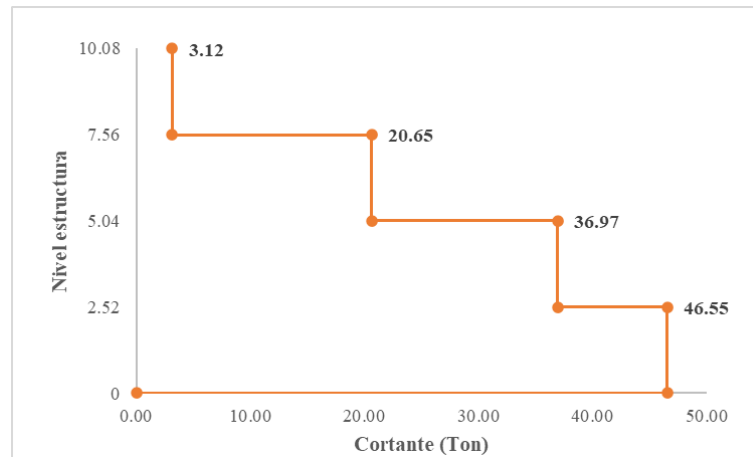
a) Modelo base rígida



b) Modelo ISE Barkan



c) Modelo ISE Sargsian



Fuente: Kevin Quispillo M.

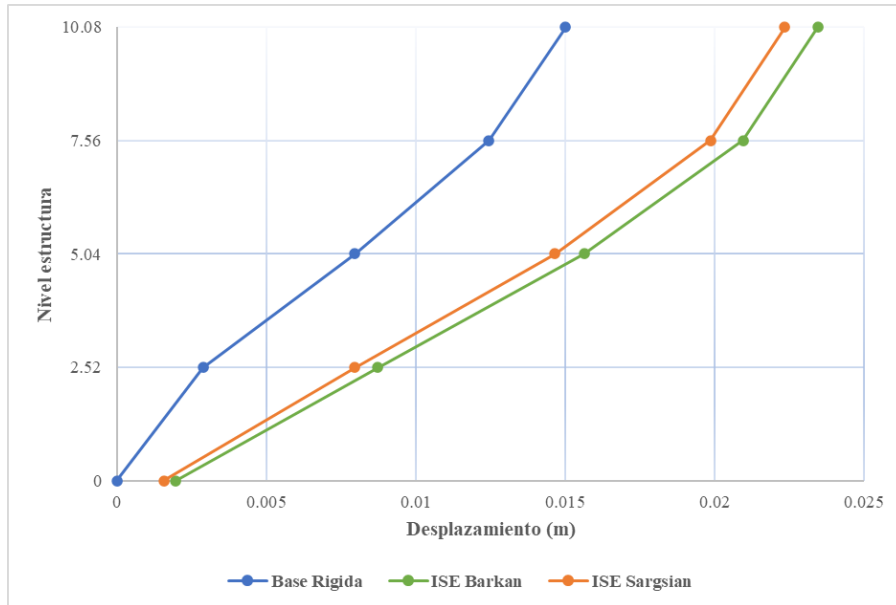
La fuerza cortante en el sentido Y en la base de la estructura para el modelo de base rígida es igual a $V = 41.10 \text{ Ton}$. Teniendo en cuenta el efecto de interacción suelo – estructura, con el modelo de Barkan se tiene un valor de $V = 46.96 \text{ Ton}$, mientras que con el modelo de Sargsian se obtiene un resultado de $V = 46.55 \text{ Ton}$. Al comparar los modelos de ISE de Barkan y Sargsian frente al modelo de base rígida se obtiene que los resultados de los modelos de base flexible aumentan un 14.2% y 13.2% respectivamente frente al modelo tradicional.

Estos incrementos en las fuerzas cortantes en la base de la estructura al considerar los efectos de la interacción suelo – estructura se producen por la mayor acumulación de masa en estos modelos.

3.1.7.4 Desplazamientos

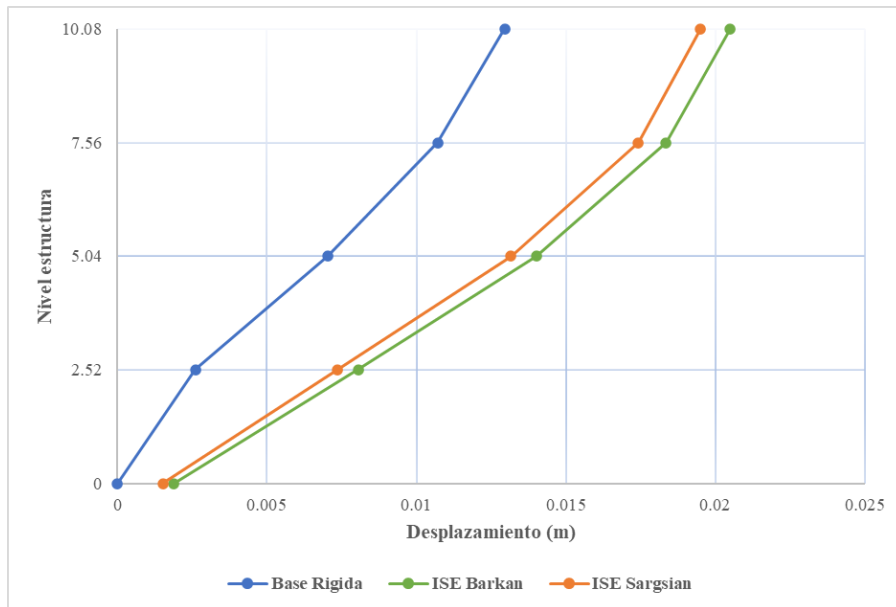
Se presentan los desplazamientos máximos obtenidos a partir del análisis modal espectral.

Figura 47. Desplazamientos máximos – Sentido X



Fuente: Kevin Quispillo M.

Figura 48. Desplazamientos máximos – Sentido Y



Fuente: Kevin Quispillo M.

Para una mejor interpretación de los resultados se presenta la siguiente tabla con los valores de desplazamientos:

Tabla 42. Desplazamientos máximos – Sentido X

Nivel estructura	Desplazamiento (m)		
	Base rígida	ISE Barkan	ISE Sargsian
Nv+10.08	0.0150	0.0234	0.0223
Nv+7.56	0.0124	0.0209	0.0199
Nv+5.04	0.0080	0.0156	0.0147
Nv+2.52	0.0029	0.0087	0.0080
Nv+0.00	0.0000	0.0020	0.0016

Fuente: Kevin Quispillo M.

Al considerar la base flexible se puede notar que se producen desplazamientos en la base de la estructura. Manteniendo la idea tradicional de considerar un empotramiento perfecto no se producen desplazamientos al nivel base, mientras que al considerar el efecto de la interacción suelo – estructura se obtiene que utilizando el modelo propuesto por Barkan se desplaza 2 mm, y considerando el modelo propuesto por Sargsian se obtiene un desplazamiento igual a 1.6 mm para el sentido X de la estructura en estudio.

Teniendo en cuenta la interacción suelo – estructura, los desplazamientos en el Nv+10.08 aumentan en un 56% y un 48.7% frente al modelo de base rígida.

Tabla 43. Desplazamientos máximos – Sentido Y

Nivel estructura	Desplazamiento (m)		
	Base rígida	ISE Barkan	ISE Sargsian
Nv+10.08	0.0130	0.0205	0.0195
Nv+7.56	0.0107	0.0184	0.0174
Nv+5.04	0.0070	0.0140	0.0132
Nv+2.52	0.0026	0.0081	0.0074
Nv+0.00	0.0000	0.0019	0.0015

Fuente: Kevin Quispillo M.

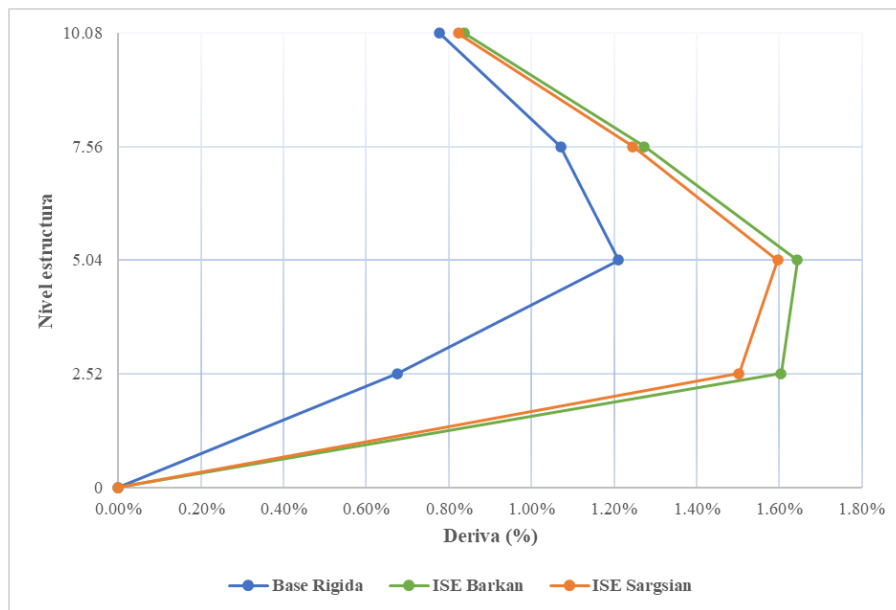
De igual manera, analizando el sentido Y de la estructura se puede observar que se producen desplazamientos al nivel base de la estructura. Teniendo en cuenta la interacción suelo – estructura mediante los modelos de Barkan y Sargsian se obtiene que se producen desplazamientos iguales a 1.9 mm y 1.5 mm respectivamente.

Se produce una variación del 57.7% al comparar el modelo de base rígida con el modelo de interacción suelo – estructura de Barkan en el Nv+10.08, mientras que al comparar el modelo ISE de Sargsian frente al modelo tradicional de empotramiento se produce una variación de 50%

3.1.7.5 Derivas de piso

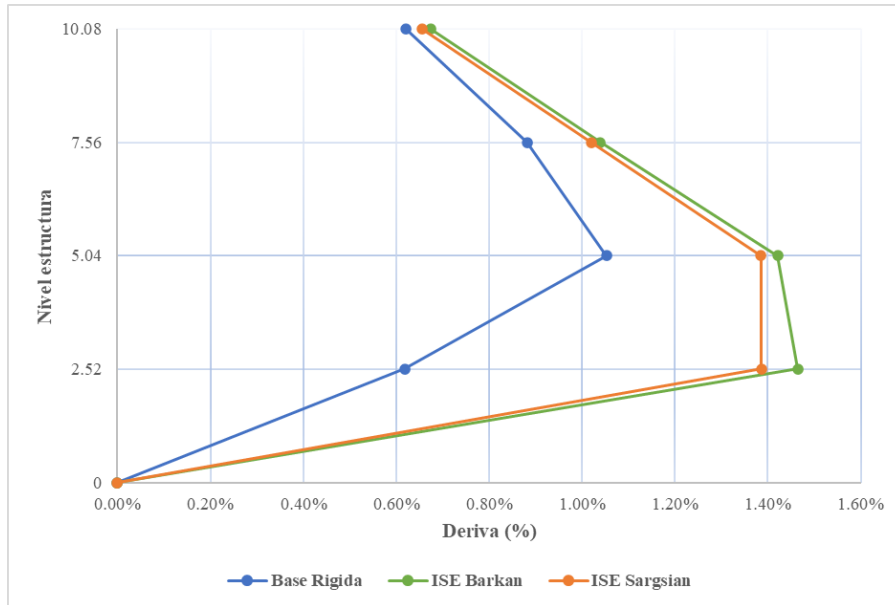
Para el análisis de las derivas de piso se utiliza el máximo valor de la respuesta inelástica en desplazamientos de la estructura generados por el sismo de diseño. Se analizan las derivas generadas por el análisis modal espectral.

Figura 49. Derivas inelásticas de piso – Sentido X



Fuente: Kevin Quispillo M.

Figura 50. Derivas inelásticas de piso – Sentido Y



Fuente: Kevin Quispillo M.

Para un mejor entendimiento, se presentan los valores de las derivas en la siguiente tabla:

Tabla 44. Derivas inelásticas de piso – Sentido X

Nivel estructura	Derivas inelásticas		
	Base rígida	ISE Barkan	ISE Sargsian
Nv+10.08	0.0078	0.0084	0.0082
Nv+7.56	0.0107	0.0127	0.0125
Nv+5.04	0.0121	0.0164	0.0160
Nv+2.52	0.0068	0.0161	0.0150
Nv+0.00	0.0000	0.0000	0.0000

Fuente: Kevin Quispillo M.

En el sentido X, en el modelo de base rígida se obtiene una deriva inelástica máxima igual a 0.0121, mientras que para el modelo ISE de Barkan se obtiene una deriva inelástica máxima igual a 0.0164 existiendo una variación de 35.5% con respecto al modelo tradicional, y para el modelo de ISE de Sargsian se obtiene una deriva inelástica máxima igual a 0.0160 lo que significa una variación de 32.2% en comparación con el modelo de base rígida.

Tabla 45. Derivas inelásticas de piso – Sentido Y

Nivel estructura	Derivas inelásticas		
	Base rígida	ISE Barkan	ISE Sargsian
Nv+10.08	0.0062	0.0068	0.0066
Nv+7.56	0.0088	0.0104	0.0102
Nv+5.04	0.0105	0.0142	0.0138
Nv+2.52	0.0062	0.0146	0.0139
Nv+0.00	0.0000	0.0000	0.0000

Fuente: Kevin Quispillo M.

Analizando el sentido Y, en el modelo de base rígida se obtiene una deriva inelástica máxima igual a 0.0105, mientras que para el modelo ISE de Barkan se obtiene una deriva inelástica máxima igual a 0.0146 existiendo una variación de 39% con respecto al modelo tradicional, y para el modelo de ISE de Sargsian se obtiene una deriva inelástica máxima igual a 0.0139 lo que significa una variación de 32.4% en comparación con el modelo de base rígida.

Las derivas han aumentado al considerar la interacción suelo – estructura con respecto al modelo de base rígida, y esto tiene relación con el aumento de desplazamientos producidos.

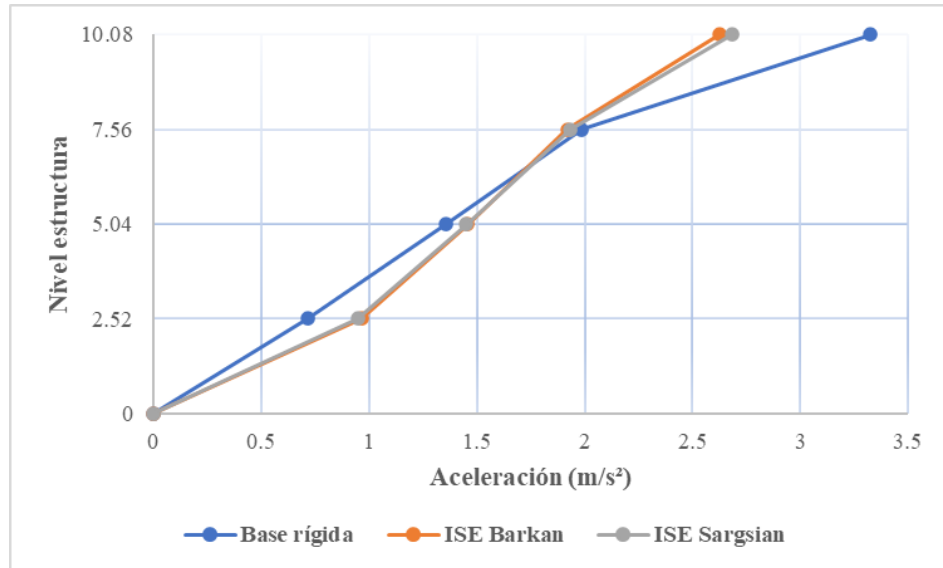
Se ha presentado en la Tabla 11 los límites de derivas máximas permitidas por la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS, y los tres modelos analizados cumplen con el límite permitido de deriva siendo menor a 2%.

3.1.7.6 Aceleración de piso

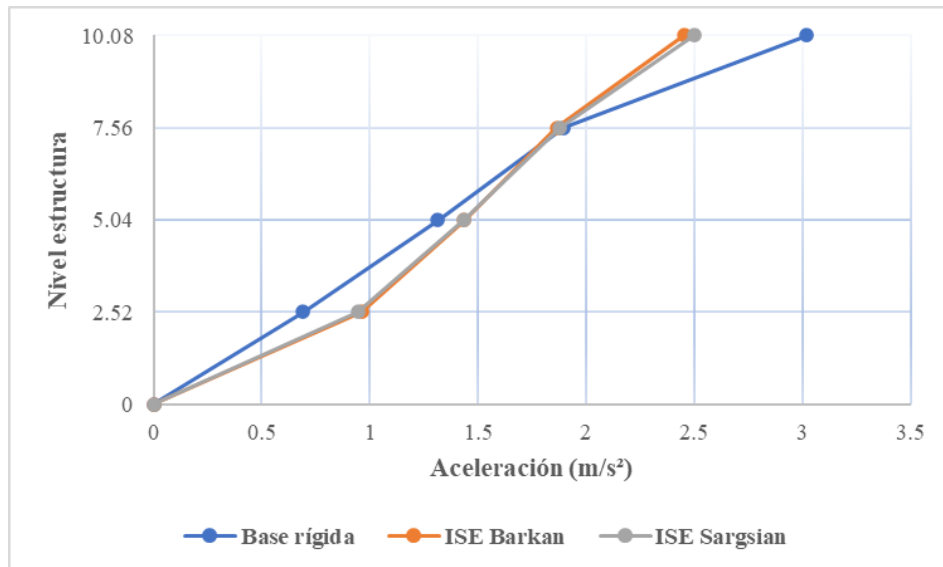
La aceleración de piso puede utilizarse para el control de daño de los contenidos de la estructura en estudio. Se la presentan los resultados a continuación:

Figura 51. Aceleración por piso

a) Sentido X



b) Sentido Y



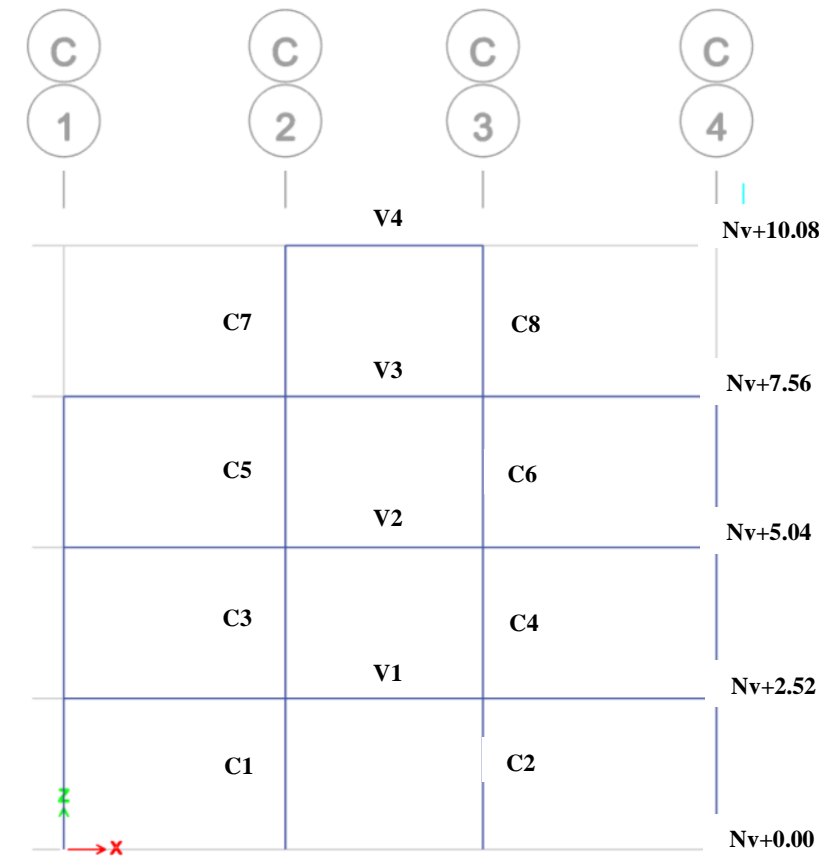
Fuente: Kevin Quispillo M.

Se puede notar que al considerar la interacción suelo – estructura la aceleración de piso aumenta en los niveles 2.52 y 5.04; mientras que se mantiene aproximadamente igual al nivel 7.56. Al ultimo nivel de la estructura 10.08 se observa que se presenta una menor aceleración de piso con respecto al modelo de base rígida.

3.1.7.7 Chequeo de elementos estructurales

Con el fin de comparar resultados, se ha tomado los elementos viga y columna del pórtico C entre los ejes 2 y 3 para realizar una comparación de las fuerzas internas que presentan los elementos estructurales en dicho pórtico con la combinación más crítica de carga.

Figura 52. Pórtico C, ejes 2 y 3



Fuente: Kevin Quispillo

- **Columnas**

A continuación, los resultados de las fuerzas internas obtenidas para las columnas consideradas:

Tabla 46. Fuerzas axiales en columnas

P máx (Ton)		Base rígida	ISE Barkan	ISE Sargsian
Nv+2.52	C1	61.74	61.20	60.84
	C2	69.71	68.90	68.89
Nv+5.04	C3	36.19	36.12	35.72
	C4	42.04	41.70	41.55
Nv+7.56	C5	19.95	20.12	19.66
	C6	21.39	21.40	21.09
Nv+10.08	C7	4.32	4.20	4.31
	C8	4.20	4.08	4.26

Fuente: Kevin Quispillo

Las fuerzas axiales máximas se presentan en las columnas del Nv+2.52 tanto en el modelo de base rígida como en los modelos de interacción suelo – estructura. Se observa que si se considera la flexibilidad de la base de fundación las fuerzas axiales disminuyen ligeramente en comparación con el modelo tradicional de base rígida.

Tabla 47. Fuerzas cortantes en columnas

V máx (Ton)		Base rígida	ISE Barkan	ISE Sargsian
Nv+2.52	C1	6.58	6.58	6.58
	C2	6.58	6.56	6.57
Nv+5.04	C3	6.58	6.58	6.58
	C4	6.58	6.58	6.58
Nv+7.56	C5	4.69	4.69	4.69
	C6	4.69	4.69	4.69
Nv+10.08	C7	4.71	5.89	4.71
	C8	4.71	5.89	4.71

Fuente: Kevin Quispillo

Las fuerzas cortantes máximas en las columnas se mantienen prácticamente iguales al considerar la interacción suelo – estructura con respecto a considerar un empotramiento perfecto, a excepción de las columnas del último nivel Nv+10.08 del modelo ISE Barkan en los que se evidencia un aumento de fuerza cortante.

Tabla 48. Momentos actuantes en columnas

M máx (Ton-m)		Base rígida	ISE Barkan	ISE Sargsian
Nv+2.52	C1	8.21	4.84	4.70
	C2	8.43	5.19	5.12
Nv+5.04	C3	5.93	5.25	5.35
	C4	6.05	5.35	5.46
Nv+7.56	C5	4.12	4.29	4.19
	C6	4.12	4.36	4.20
Nv+10.08	C7	2.55	1.82	2.47
	C8	2.51	1.84	2.41

Fuente: Kevin Quispillo

Los momentos flectores en las columnas de los niveles 2.52, 5.04 y 10.08 han disminuido en los modelos de interacción suelo – estructura, mientras que en las columnas del nivel 7.56 se puede evidenciar un ligero aumento de los momentos con respecto al modelo de base rígida.

- **Vigas**

Tabla 49. Fuerzas cortantes en vigas

V máx (Ton)		Base rígida	ISE Barkan	ISE Sargsian
Nv+2.52	V1	11.29	10.69	10.73
Nv+5.04	V2	9.23	8.85	8.87
Nv+7.56	V3	7.17	6.85	6.87
Nv+10.08	V4	5.49	6.47	5.49

Fuente: Kevin Quispillo

Se observa que la fuerza cortante máxima en las vigas consideradas es mayor en el modelo tradicional de base rígida en comparación con los modelos de interacción suelo – estructura.

Tabla 50. Momentos actuantes en vigas

M máx (Ton-m)		Base rígida	ISE Barkan	ISE Sargsian
Nv+2.52	V1	4.25	4.81	4.86
Nv+5.04	V2	3.54	3.66	3.72
Nv+7.56	V3	2.88	2.84	2.86
Nv+10.08	V4	2.22	2.45	2.49

Fuente: Kevin Quispillo

Los momentos flectores máximos en las vigas aumentan considerando la flexibilidad del suelo con respecto de considerar una base rígida.

3.1.7.8 Cuantías de acero

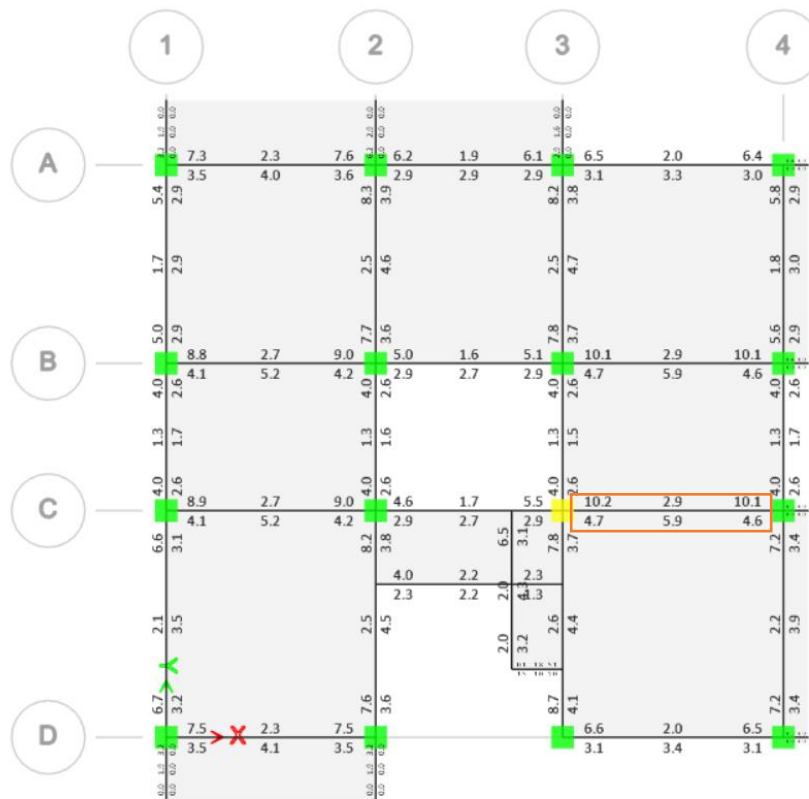
Se verifica las cuantías de acero de los elementos estructurales conforme a la combinación de carga más crítica que se presenta para cada caso. Para vigas, se realizará el cálculo de acero a flexión; mientras que para columnas se realizará un análisis de la relación demanda/capacidad con la cantidad de acero de refuerzo especificados en el diseño estructural de la edificación.

3.1.7.8.1 Vigas

Se determina para el cálculo de acero a flexión en vigas que el piso más crítico corresponde al Nv+2.52, a partir de este se realizará los cálculos y comparaciones entre los modelos. Las dimensiones de base y altura de las vigas son 40 cm y 25 cm respectivamente, se considera un recubrimiento igual a 3 cm.

- **Modelo base rígida**

Figura 53. Acero en vigas – Modelo base rígida

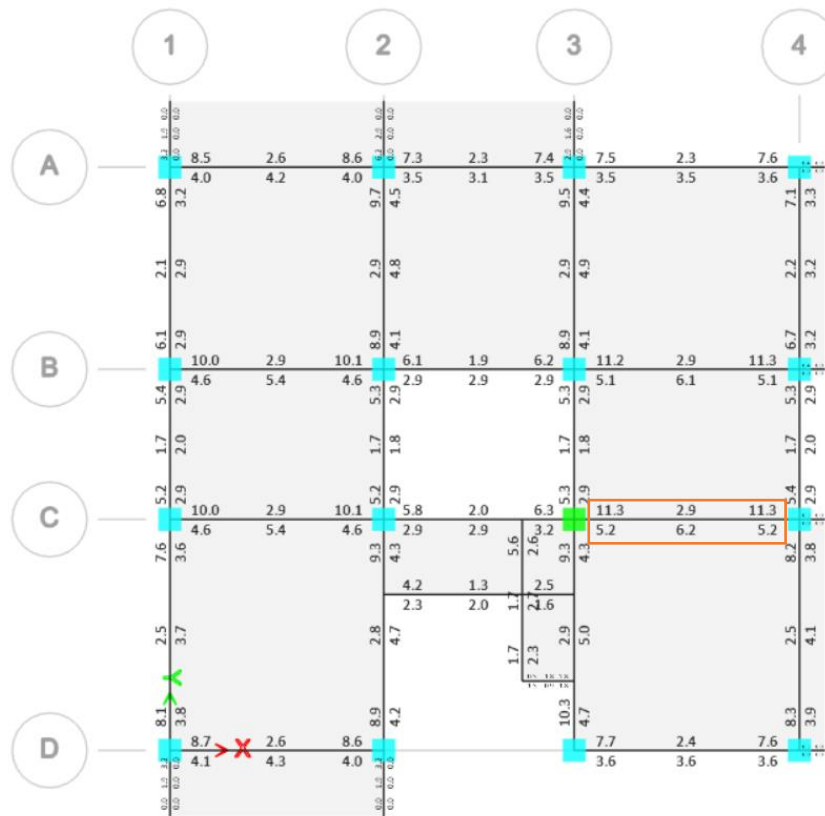


Fuente: Etabs

Se determina que la mayor cantidad de acero se presenta en la viga más demandada en el eje C entre los ejes 3 y 4. El refuerzo negativo de la viga es igual a 10.2 cm², mientras que el refuerzo positivo es igual a 4.7 cm². Se calcula la cuantía de acero a flexión en la viga siendo igual a $\rho = 0.53\%$ (acero positivo); y $\rho' = 1.16\%$ (acero negativo).

- **Modelo ISE Barkan**

Figura 54. Acero en vigas – Modelo ISE Barkan

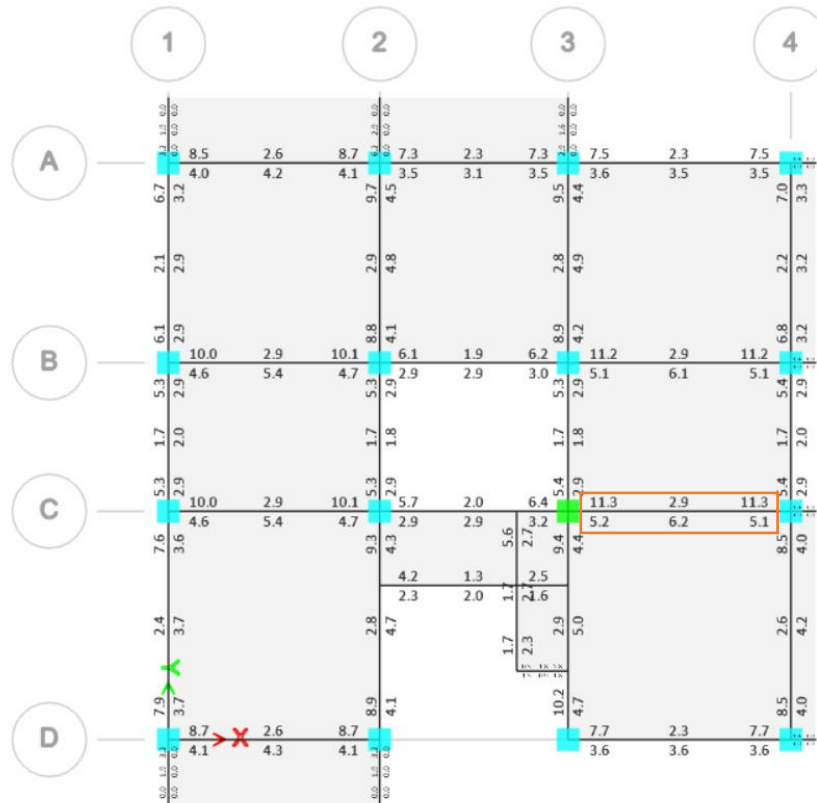


Fuente: Etabs

Se determina que la viga más demandada se encuentra en el eje C entre los ejes 3 y 4. Presenta un requerimiento de acero de refuerzo negativo igual a 11.3 cm² siendo una cuantía $\rho' = 1.28\%$; y un requerimiento de acero de refuerzo positivo igual a 5.2 cm² siendo una cuantía $\rho = 0.59\%$. Se observa que considerando la interacción suelo – estructura se demanda de una mayor cantidad de acero de refuerzo comparado con un modelo tradicional de base rígida, esto se debe a que las fuerzas internas en vigas (momentos flectores) han aumentado al considerar la flexibilidad de la base.

- **Modelo ISE Sarsgian**

Figura 55. Acero en vigas – Modelo ISE Sarsgian



Fuente: Etabs

Se determina que la viga más demandada se encuentra en el eje C entre los ejes 3 y 4. Presenta un requerimiento de acero de refuerzo negativo igual a 11.3 cm^2 siendo una cuantía $\rho' = 1.28\%$; y un requerimiento de acero de refuerzo positivo igual a 5.2 cm^2 siendo una cuantía $\rho = 0.59\%$. Estos valores son iguales a los obtenidos con el modelo interacción suelo – estructura de Barkan debido a que las fuerzas internas (momentos flectores) son prácticamente iguales en ambos modelos de ISE.

3.1.7.8.2 Columnas

Se ha determinado que el pórtico más demandado se ubica en el eje C. La sección de columna es igual a $40 \times 40 \text{ cm}$ con un armado de acero de refuerzo $8\phi 16 \text{ mm}$ (detallado en la Tabla 24). Se verifica la relación demanda/capacidad para el chequeo a flexo compresión en columnas.

- **Modelo base rígida**

Figura 56. Demanda/Capacidad – Modelo base rígida



Fuente: Etabs

Las columnas más demandadas se encuentran en el primer nivel de la estructura, la columna C3 del Nv+2.52 es la más demandada con una relación D/C igual a 0.709. Ninguna columna sobrepasa su capacidad ante la demanda expuesta.

- **Modelo ISE Barkan**

Figura 57. Demanda/Capacidad – Modelo ISE Barkan



Fuente: Etabs

Las columnas más demandadas se encuentran en el segundo nivel de la estructura, la columna C3 del nivel Nv+5.04 es la más demandada con una relación D/C igual a 0.598, existiendo una variación de 18.5% con respecto al modelo de base rígida.

- **Modelo ISE Sarsgian**

Figura 58. Demanda/Capacidad – Modelo ISE Sarsgian



Fuente: Etabs

Las columnas más demandadas se encuentran en el segundo nivel de la estructura, la columna C3 del nivel Nv+5.04 es la más demandada con una relación D/C igual a 0.604, existiendo una variación de 17.4% con respecto al modelo de base rígida. Se verifica que al considerar el efecto de interacción suelo – estructura la demanda es menor que considerar un empotramiento en la base de la estructura.

3.2 Análisis Estático No Lineal

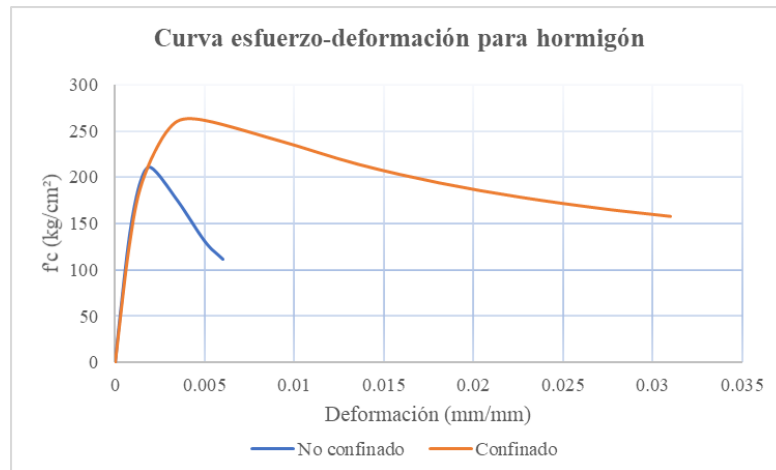
Una vez realizado el análisis lineal modal espectral se procede a realizar un análisis estático no lineal para poder obtener la curva de capacidad de la estructura en estudio y determinar el punto de desempeño para distintos niveles de amenaza sísmica establecidas en la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC.

Se determinará el punto de desempeño siguiendo el procedimiento de linealización equivalente propuesta en FEMA 440.

3.2.1 Modelos de comportamiento de los materiales

Para definir el comportamiento del hormigón se utiliza el modelo propuesto por Mander para un hormigón confinado que depende del refuerzo transversal de los elementos viga y columna en la estructura. En el siguiente gráfico se presenta el diagrama esfuerzo – deformación del hormigón para una resistencia igual a 210 kg/cm²:

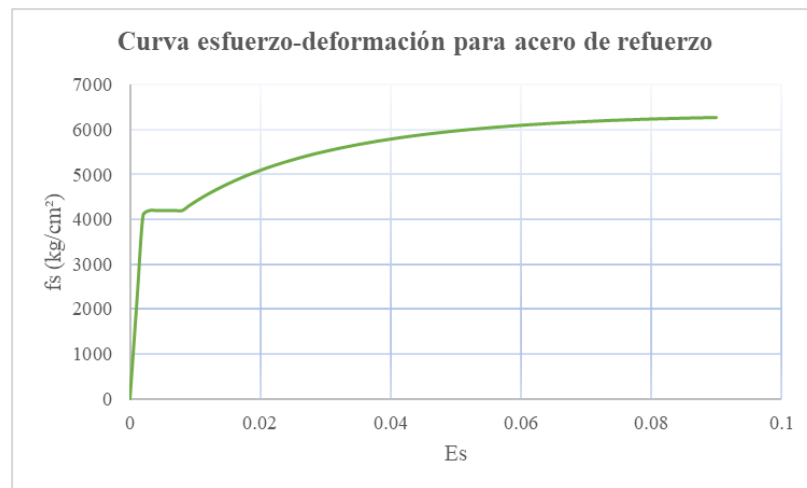
Figura 59. Modelo de Mander para concreto confinado y no confinado



Fuente: Kevin Quispillo M.

Para definir el comportamiento del acero de refuerzo se ha utilizado el modelo propuesto por Park. En el siguiente gráfico se presenta la curva esfuerzo – deformación para el acero de resistencia a la fluencia igual a 4200 kg/cm².

Figura 60. Modelo de Park para acero de refuerzo



Fuente: Kevin Quispillo M.

Los modelos de comportamiento de los materiales han sido verificados correctamente en el software Etabs.

3.2.2 Asignación de rotulas plásticas

Para definir las rotulas plásticas se utilizan las secciones de los elementos vigas y columnas con sus respectivos armados de acero establecidas anteriormente.

- **Longitud de rotulas plásticas**

La siguiente expresión propuesta por Paulay y Priestley (1992) se utilizará para calcular la longitud de rotula plástica tanto para vigas como para columnas:

$$L_p = 0.08 * L + 0.002 * d_b * f_{yd}$$

Donde:

L : longitud libre del elemento (m)

d_b : es el diámetro menor de la armadura longitudinal principal (m)

f_{yd} : esfuerzo de fluencia del acero (MPa)

Tabla 51. Longitud de rotulas plásticas en vigas

Vigas sentido X				
Ubicación Eje	Distancia libre (m)	Lp (m)	Li	Lj
1 - 2	3.70	0.31	0.08	0.92
2 - 3	3.30	0.28	0.08	0.92
3 - 4	3.90	0.32	0.08	0.92
Vigas sentido Y				
Ubicación Eje	Distancia libre (m)	Lp (m)	Li	Lj
A - B	3.50	0.29	0.08	0.92
B - C	2.60	0.22	0.08	0.92
C - D	4.00	0.33	0.08	0.92

Fuente: Kevin Quispillo M.

Tabla 52. Longitud de rotulas plásticas en columnas

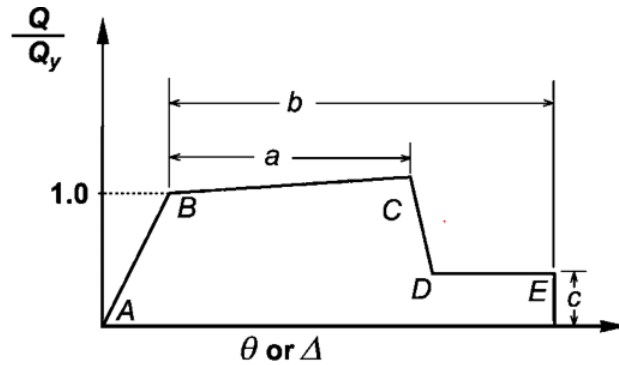
Columnas			
Distancia libre (m)	Lp (m)	Li	Lj
2.52	0.21	0.09	0.91

Fuente: Kevin Quispillo M.

- **Diagrama momento rotación**

Se calculan los diagramas momento rotación conforme a lo especificado en ASCE 41-13, con el propósito de representar el comportamiento de las rotulas plásticas de los elementos estructurales.

Figura 61. Representación del diagrama momento rotación



Fuente: ASCE 41-13

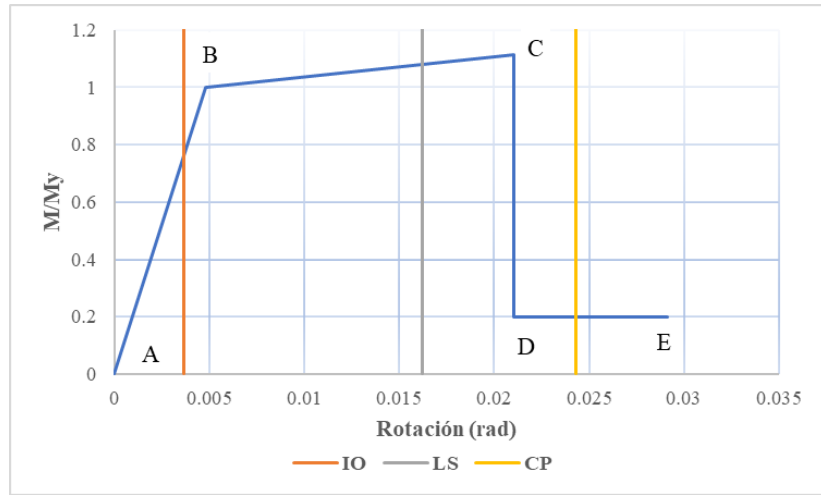
El ASCE 41-13 presenta las tablas 10-7 (vigas) y 10-8 (columnas) que tienen un respaldo teórico y experimental, por medio de las cuales se puede encontrar de forma sencilla las relaciones momento rotación. Para el caso de vigas, se deben evaluar 3 condiciones: $\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$; *reforzamiento transversal*; y $\frac{V}{b_w d \sqrt{f'c}}$; para encontrar los valores de a , b y c con los que se define el diagrama momento rotación. Además, se obtienen los valores de criterio de aceptación IO (ocupación inmediata), LS (seguridad de vida) y CP (prevención al colapso).

Tabla 53. Momento rotación para viga V1

	Momento (Ton-m)	M/My	Rotación (rad)
A	0	0	0
B	7.1455	1.0000	0.0048
C	7.9467	1.1121	0.0210
D	1.4291	0.2000	0.0210
E	1.4291	0.2000	0.0291

Fuente: Kevin Quispillo M.

Figura 62. Diagrama momento rotación viga V1



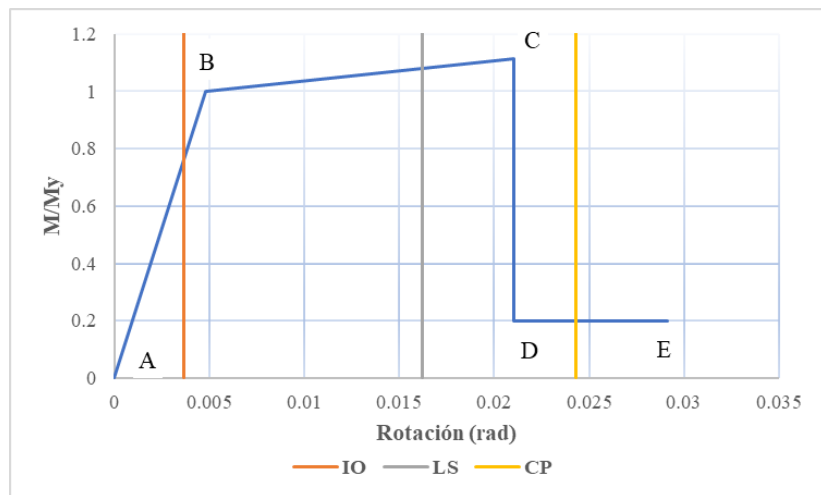
Fuente: Kevin Quispillo M.

Tabla 54. Momento rotación para viga V2

	Momento (Ton-m)	M/My	Rotación (rad)
A	0	0	0
B	5.3549	1.0000	0.0036
C	6.3436	1.1846	0.0236
D	1.0710	0.2000	0.0236
E	1.0710	0.2000	0.0336

Fuente: Kevin Quispillo M.

Figura 63. Diagrama momento rotación viga V2



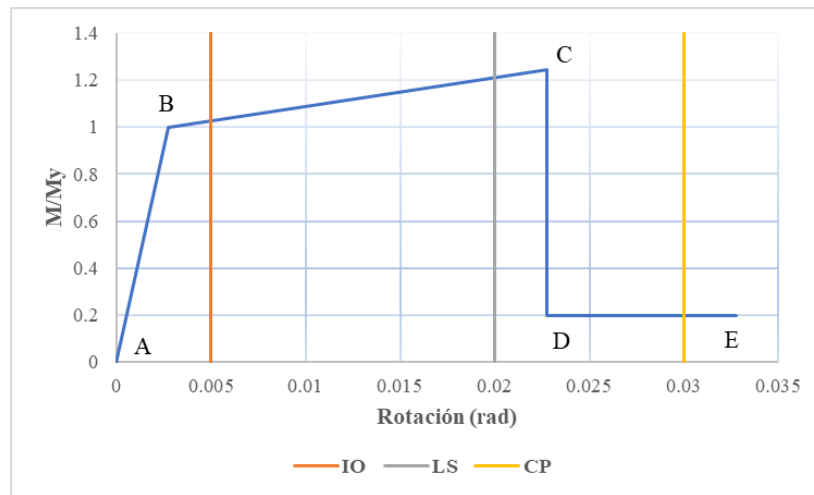
Fuente: Kevin Quispillo M.

Tabla 55. Momento rotación para viga V3

	Momento	M/My	Rotación
A	0	0	0
B	4.0739	1.0000	0.0027
C	5.0626	1.2427	0.0227
D	0.8148	0.2000	0.0227
E	0.8148	0.2000	0.0327

Fuente: Kevin Quispillo M.

Figura 64. Diagrama momento rotación viga V3



Fuente: Kevin Quispillo M.

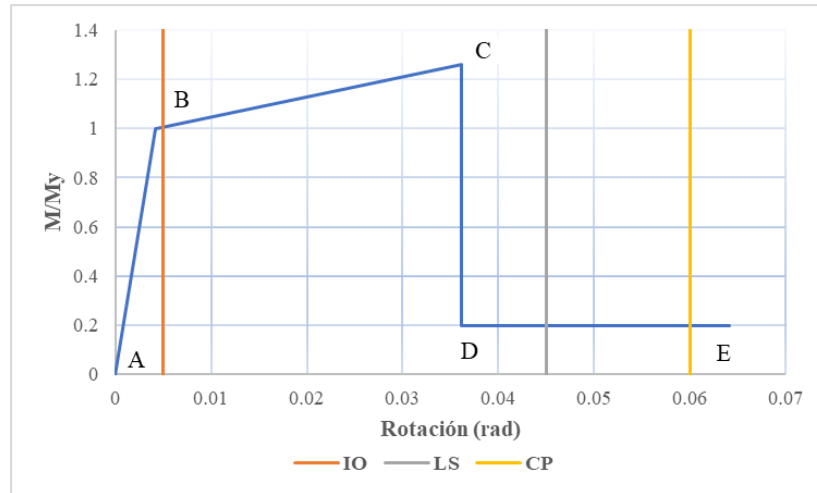
Para obtener el diagrama momento rotación para columnas se deben evaluar 3 condiciones: $\frac{P}{A_g f'_c}$; $\rho = \frac{A_v}{b_w s}$; y $\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$, y a partir de éstas se establecen los valores a , b y c con las que se calculan los valores de momento y rotación. De igual manera, se obtienen los valores de IO, LS y CP para los criterios de aceptación.

Tabla 56. Momento rotación para columna C1

	Momento	M/My	Rotación
A	0	0	0
B	25.0640	1.0000	0.0041
C	31.5438	1.2585	0.0361
D	5.0128	0.2000	0.0361
E	5.0128	0.2000	0.0641

Fuente: Kevin Quispillo M.

Figura 65. Diagrama momento rotación columna C1



Fuente: Kevin Quispillo M.

Se ha definido en el software Etabs las longitudes relativas y las propiedades de las rotulas plásticas conforme a lo expuesto.

3.2.3 Niveles de amenaza sísmica

La Norma Ecuatoriana de la Construcción en el capítulo de Riesgo Sísmico (NEC-SE-RE) define 4 niveles de amenaza sísmica que se presentan a continuación:

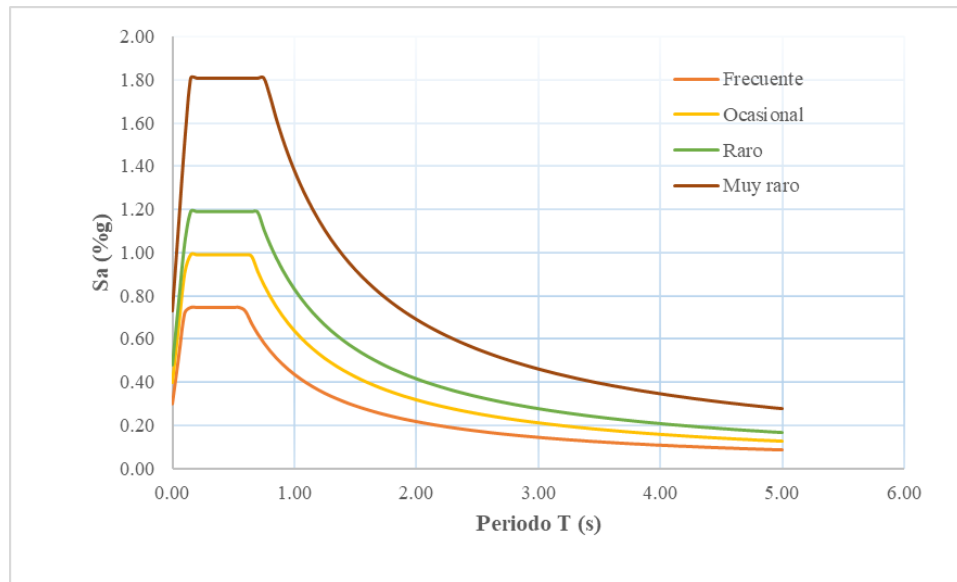
Tabla 57. Niveles de amenaza sísmica

Nivel de sismo	Probabilidad de excedencia en 50 años	Periodo de retorno T_r (años)	Tasa de excedencia ($1/T_r$)
Muy raro	2%	2500	0.00040
Raro	10%	475	0.00211
Ocasional	20%	225	0.00444
Frecuente	50%	72	0.01389

Fuente: NEC-SE-RE

Mediante las curvas de peligro sísmico que se establecen en la norma NEC-SE-DS se obtienen los espectros para cada nivel de amenaza sísmica para el sitio de emplazamiento de la estructura, los cuales han sido exportados hacia el software Etabs para definir los niveles de amenaza sísmica.

Figura 66. Espectros correspondientes a cada nivel de amenaza sísmica

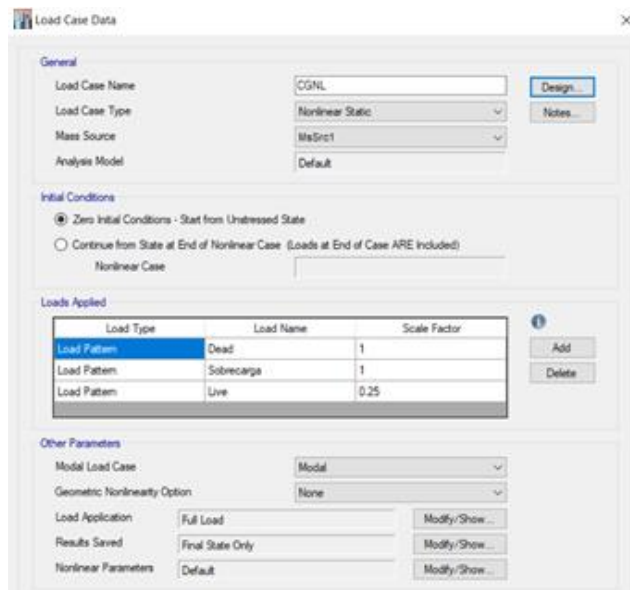


Fuente: Kevin Quispillo M.

3.2.4 Carga gravitacional no lineal

Se define un caso de carga gravitacional el cual deforma la estructura para luego aplicarse la carga lateral producida por el sismo. FEMA 356 en la sección 3.2.8 considera a la carga gravitacional como tipo no lineal con una combinación del 100% de la carga viva y un 25% de carga muerta.

Figura 67. Asignación de carga gravitacional no lineal



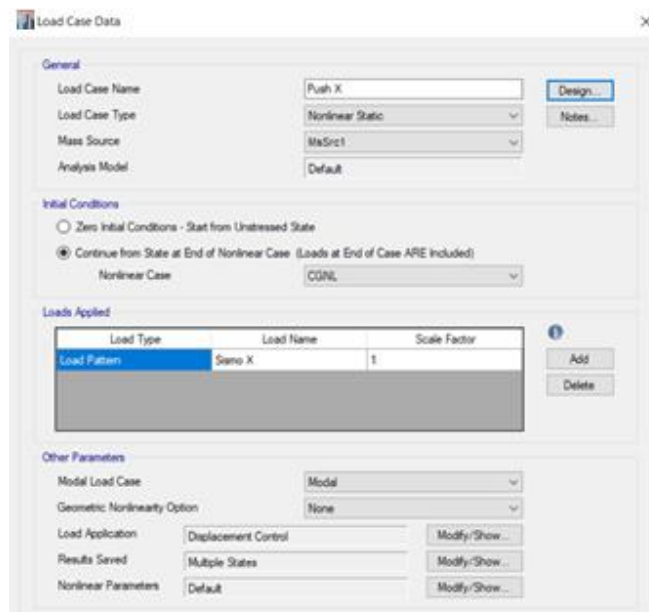
Fuente: Etabs

3.2.5 Carga lateral no lineal

Se define un caso de carga lateral el cual iniciará cuando finalice la deformación por carga gravitacional no lineal. En el software se definen dos patrones de carga para definir los efectos del sismo estático en las direcciones X y Y de la estructura, los cuales están en función de la fuerza cortante de cada piso.

Se define la carga lateral no lineal a partir del patrón de cargas creado anteriormente, y esta carga es controlada por desplazamientos la cual se monitorea por un nodo ubicado en el último piso de la estructura cerca del centro de masas.

Figura 68. Asignación de carga lateral no lineal



Fuente: Etabs

3.2.6 Análisis de resultados

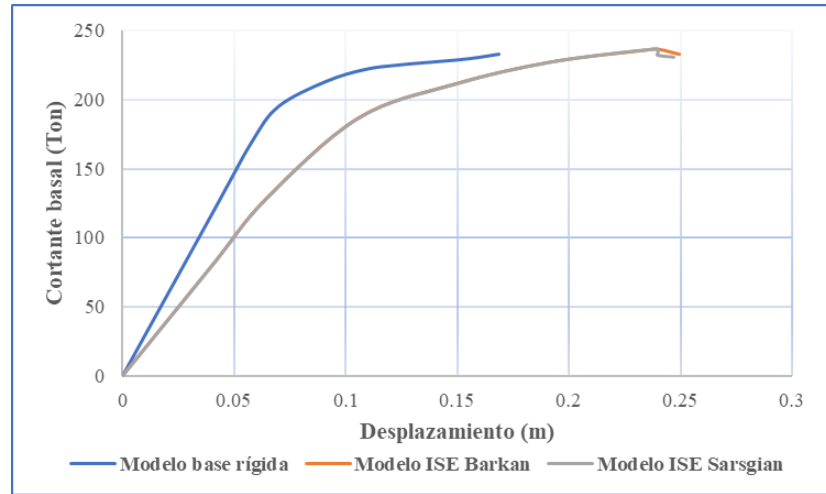
Una vez establecidos los parámetros para el análisis no lineal estático se procede a recolectar los resultados obtenidos y determinar el punto de desempeño para cada nivel de amenaza sísmica.

3.2.6.1 Curva de capacidad

La curva de capacidad de la estructura relaciona el cortante total en la base con el desplazamiento en el último piso de la edificación.

- **Sentido X**

Figura 69. Curva de capacidad – Sentido X



Fuente: Kevin Quispillo M.

A continuación, se muestran los valores de cortante último V_{ux} y su respectivo desplazamiento último Δ_{ux} para cada modelo de la estructura:

Tabla 58. Cortante y desplazamiento último

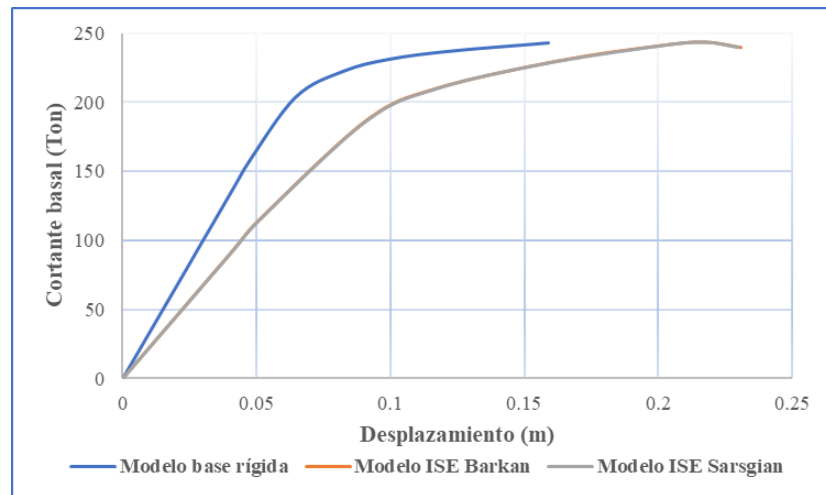
	Modelo base rígida	Modelo ISE Barkan	Modelo ISE Sarsgian
V_{ux}	233.12	233.05	230.84
Δ_{ux}	0.168	0.249	0.247

Fuente: Kevin Quispillo M.

Mediante el análisis lineal se comprobó que la estructura tiene un mayor desplazamiento ante el cortante basal aplicado al considerar el efecto de la interacción suelo – estructura, y este mismo caso se presenta en el rango no lineal al obtener que un mayor desplazamiento último ante valores similares de cortante basal. La curva de capacidad de los dos modelos de ISE son semejantes.

- **Sentido Y**

Figura 70. Curva de capacidad sentido Y



Fuente: Kevin Quispillo M.

A continuación, se muestran los valores de cortante último V_{uy} y su respectivo desplazamiento último Δ_{uy} para cada modelo de la estructura:

Tabla 59. Cortante y desplazamiento último

	Modelo base rígida	Modelo ISE Barkan	Modelo ISE Sarsgian
V_{uy}	243.14	239.70	239.62
Δ_{uy}	0.159	0.231	0.230

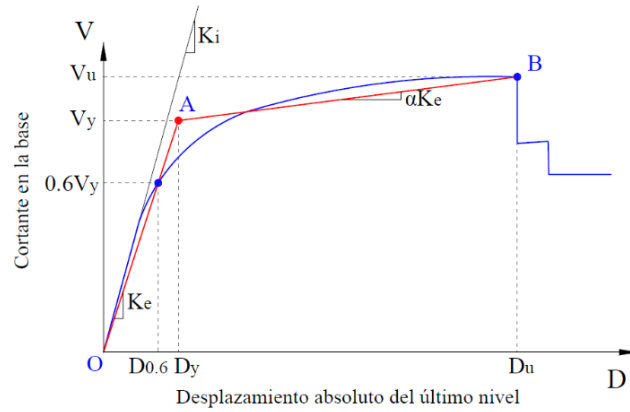
Fuente: Kevin Quispillo M.

De igual forma, se presenta un mayor desplazamiento último ante valores similares de cortante basal al considerar la flexibilidad del base comparado con un modelo de base rígida. La curva de capacidad en ambos modelos de ISE son prácticamente iguales.

3.2.6.2 Representación bilineal de la curva de capacidad

La representación bilineal de la curva de capacidad simplifica el comportamiento no lineal de la estructura. Se procede con el método propuesto por FEMA 356.

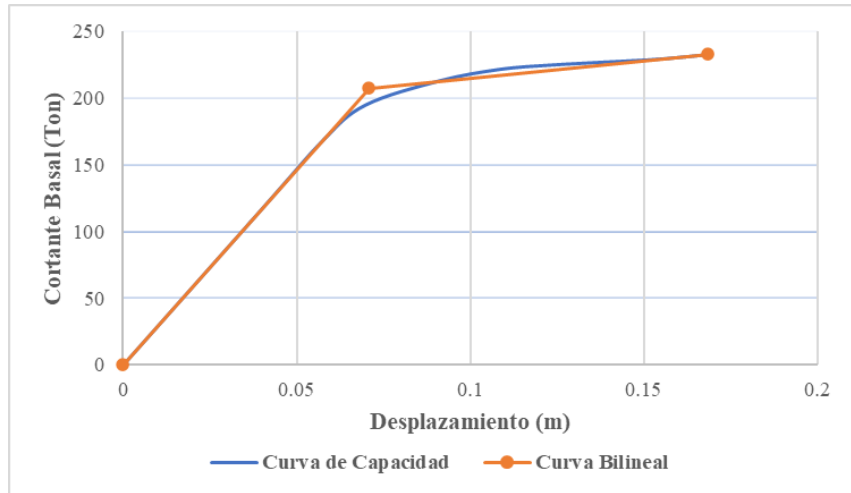
Figura 71. Representación bilineal de la curva de capacidad



Fuente: FEMA 356

- **Sentido X**

Figura 72. Representación bilineal – Modelo base rígida



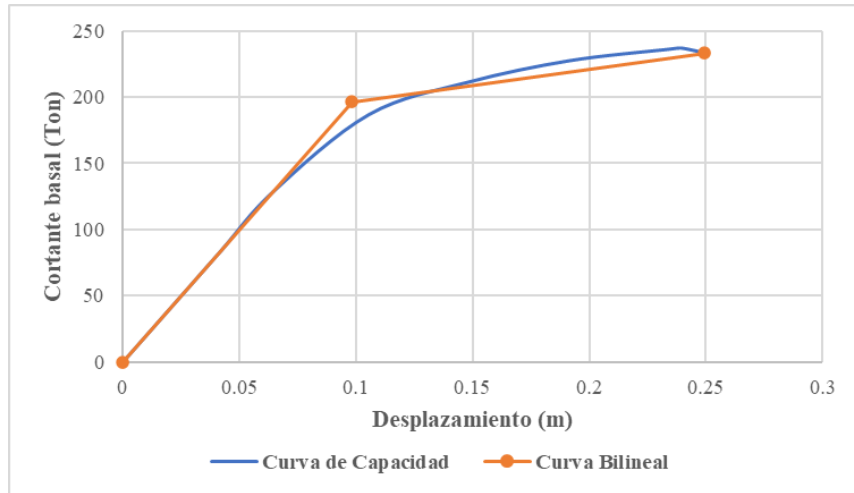
Fuente: Kevin Quispillo M.

Desplazamiento último: $(D_u, V_u) = (0.168m, 233.12 \text{ Ton})$

Punto de fluencia efectiva: $(D_y, V_y) = (0.071m, 207.53 \text{ Ton})$

Rigidez lateral efectiva: $K_e = \frac{0.6V_y}{D_{0.6}} = 2933.11 \text{ Ton/m}$

Figura 73. Representación bilineal – Modelo ISE Barkan



Fuente: Kevin Quispillo M.

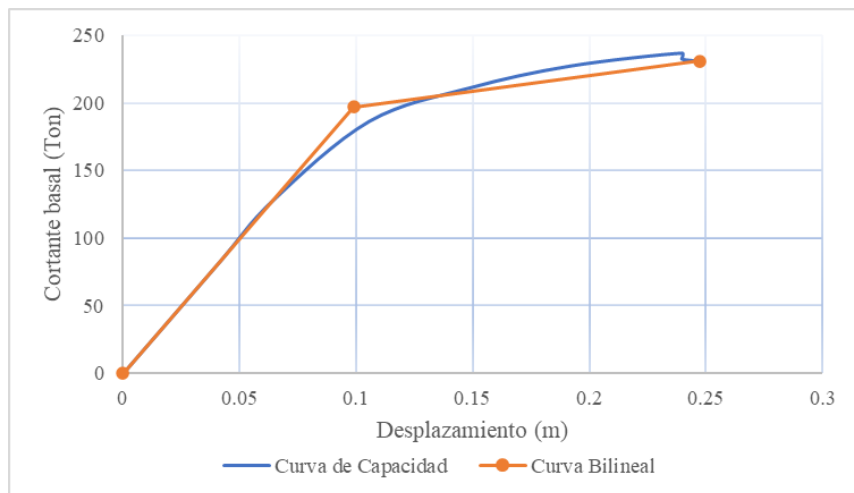
Desplazamiento último: $(D_u, V_u) = (0.249m, 233.05 \text{ Ton})$

Punto de fluencia efectiva: $(D_y, V_y) = (0.098m, 196.24 \text{ Ton})$

$$K_e = \frac{0.6V_y}{D_{0.6}} = 1997.29 \text{ Ton/m}$$

Rigidez lateral efectiva:

Figura 74. Representación bilineal – Modelo ISE Sarsgian



Fuente: Kevin Quispillo M.

Desplazamiento último: $(D_u, V_u) = (0.247m, 230.84 \text{ Ton})$

Punto de fluencia efectiva: $(D_y, V_y) = (0.099m, 197.06 \text{ Ton})$

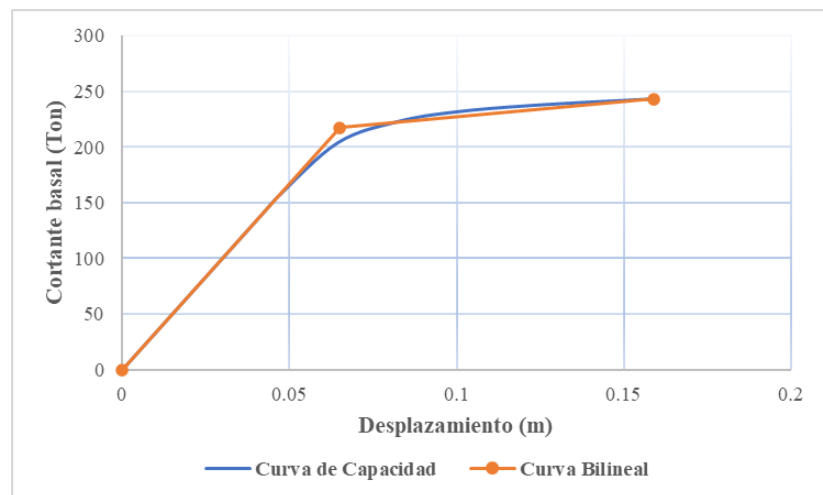
Rigidez lateral efectiva:
$$K_e = \frac{0.6V_y}{D_{0.6}} = 1990.72 \text{ Ton/m}$$

Analizando el sentido X, el desplazamiento último del modelo ISE de Barkan aumenta en un 48.2% respecto al desplazamiento último del modelo de base rígida. Mientras que este mismo parámetro del modelo ISE de Sarsgian aumenta en un 47% comparado con el modelo tradicional de base empotrada. Los valores de cortante último de los 3 modelos son muy cercanos entre sí.

El desplazamiento del punto de fluencia del modelo ISE de Barkan aumenta en un 38% respecto al mismo punto de desplazamiento del modelo de base rígida. El desplazamiento del punto de fluencia del modelo ISE de Sarsgian aumenta un 39.4% comparado con el modelo de base rígida. Mientras que el cortante del punto de fluencia del modelo tradicional es superior en un 5.7% y 5.3% respecto a los modelos ISE de Barkan y Sarsgian respectivamente.

- **Sentido Y**

Figura 75. Representación bilineal – Modelo base rígida



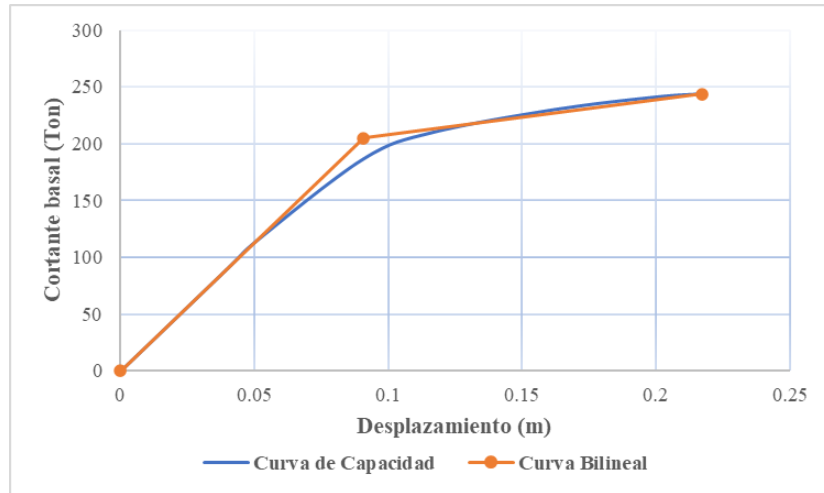
Fuente: Kevin Quispillo M.

Desplazamiento último: $(D_u, V_u) = (0.159m, 243.15 \text{ Ton})$

Punto de fluencia efectiva: $(D_y, V_y) = (0.065m, 217.37 \text{ Ton})$

Rigidez lateral efectiva:
$$K_e = \frac{0.6V_y}{D_{0.6}} = 3338.54 \text{ Ton/m}$$

Figura 76. Representación bilineal – Modelo ISE Barkan



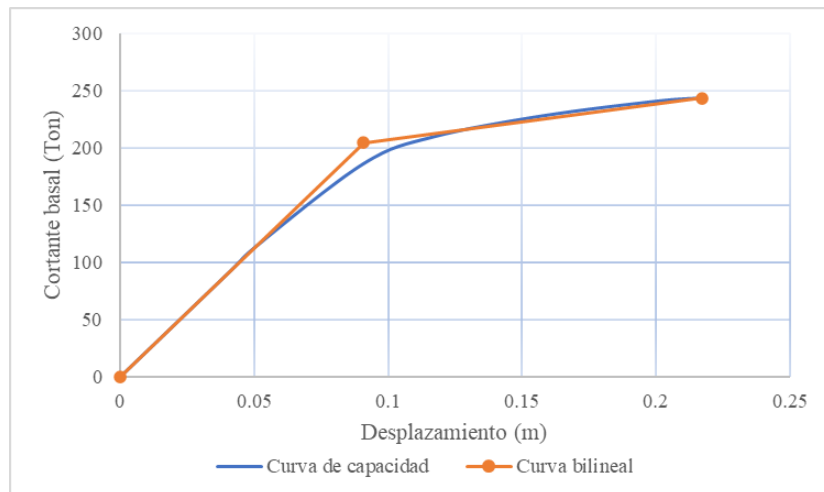
Fuente: Kevin Quispillo M.

Desplazamiento último: $(D_u, V_u) = (0.217m, 243.66 \text{ Ton})$

Punto de fluencia efectiva: $(D_y, V_y) = (0.091m, 204.86 \text{ Ton})$

Rigidez lateral efectiva: $K_e = \frac{0.6V_y}{D_{0.6}} = 2256.22 \text{ Ton/m}$

Figura 77. Representación bilineal – Modelo ISE Sarsgian



Fuente: Kevin Quispillo M.

Desplazamiento último: $(D_u, V_u) = (0.217m, 243.53 \text{ Ton})$

Punto de fluencia efectiva: $(D_y, V_y) = (0.091m, 204.22 \text{ Ton})$

Rigidez lateral efectiva: $K_e = \frac{0.6V_y}{D_{0.6}} = 2248.37 \text{ Ton/m}$

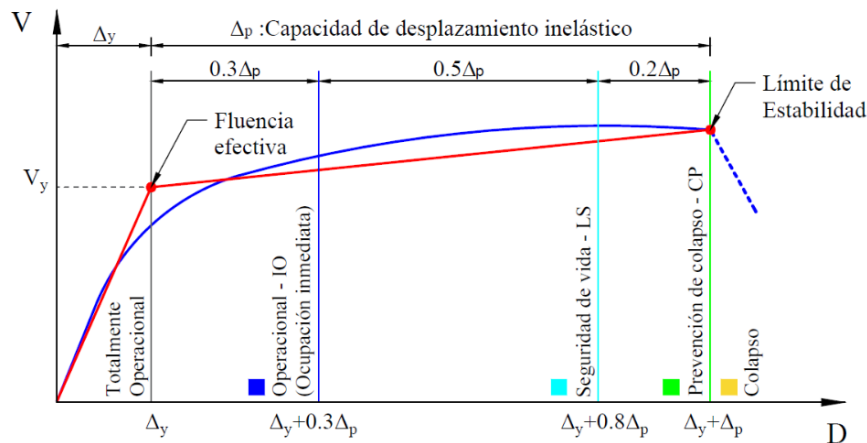
Analizando el sentido Y, el desplazamiento último del modelo ISE de Barkan y Sarsgian son los mismos valores y aumentan en un 36.4% respecto al desplazamiento último del modelo de base rígida. Mientras que los valores de cortante último de los 3 modelos son muy cercanos entre sí.

El desplazamiento del punto de fluencia del modelo ISE de Barkan y de Sarsgian son los mismos y aumentan en un 40% respecto al mismo punto de desplazamiento del modelo de base rígida. Mientras que el cortante del punto de fluencia del modelo tradicional es superior en un 6.1% y 6.4% respecto a los modelos ISE de Barkan y Sarsgian respectivamente.

3.2.6.3 Evaluación del desempeño sísmico

Para evaluar el nivel de desempeño sísmico, la norma ATC-40 propone la sectorización de la representación bilineal de la curva de capacidad que fracciona el desplazamiento inelástico presentado a continuación:

Figura 78. Sectorización por niveles de desempeño de modelo bilineal



Fuente: ATC-40

Los valores del punto de desempeño para cada nivel de amenaza sísmica se presentan en la siguiente tabla y se obtuvieron los valores de desplazamiento y fuerza de corte aplicando el método de FEMA 440 Linealización Equivalente mediante el uso del software Etabs.

3.2.6.3.1 Dirección X

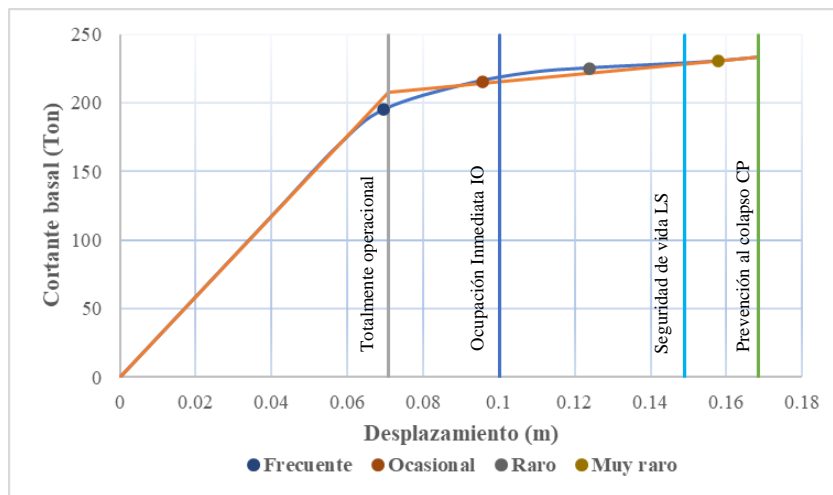
- **Modelo de base rígida**

Tabla 60. Punto de desempeño – Modelo base rígida

	Nivel de sismo	Dp (m)	V (Ton)
Modelo base rígida	Frecuente	0.070	195.11
	Ocasional	0.096	215.63
	Raro	0.124	225.36
	Muy raro	0.158	230.35

Fuente: Etabs

Figura 79. Niveles de desempeño sísmico – Modelo base rígida



Fuente: Kevin Quispillo M.

Se determina que para el modelo de base rígida se presentan los siguientes niveles de desempeño:

- ✓ Para el sismo Frecuente (72 años), el nivel de desempeño es Totalmente Operacional.
- ✓ Para el sismo Ocasional (225 años), el nivel de desempeño es Ocupación Inmediata.
- ✓ Para el sismo Raro (475 años), el nivel de desempeño es Seguridad de Vida.
- ✓ Para el sismo Muy raro (2500 años), el nivel de desempeño es Prevención al Colapso.

Se evalúa el desempeño sísmico conforme a la matriz brindada por el Comité Visión 2000 presentada en la Figura 20. Niveles de comportamiento sísmico esperado.

Tabla 61. Evaluación del desempeño sísmico – Modelo base rígida

Niveles de amenaza	Niveles de desempeño				
	Totalmente Operacional	Ocupación Inmediata (IO)	Seguridad de vida (LS)	Prevención al colapso (CP)	Colapso
Frecuente	X				
Ocasional		X			
Raro			X		
Muy raro				X	
X	Nivel esperado para estructuras normales				
	Nivel existente en la estructura de estudio				

Fuente: Kevin Quispillo M.

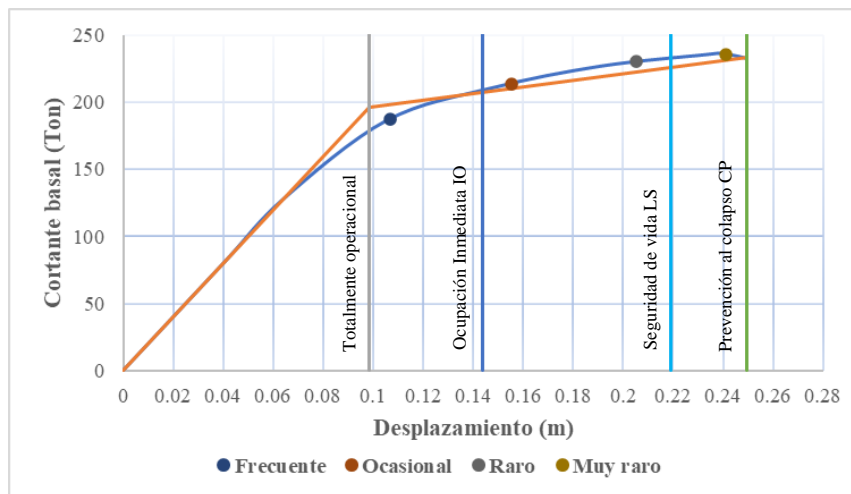
- **Modelo interacción suelo – estructura de Barkan**

Tabla 62. Punto de desempeño – Modelo ISE Barkan

	Nivel de sismo	Dp (m)	V (Ton)
Modelo ISE Barkan	Frecuente	0.107	187.34
	Ocasional	0.156	213.94
	Raro	0.205	230.10
	Muy raro	0.241	235.42

Fuente: Etabs

Figura 80. Niveles de desempeño sísmico – Modelo ISE Barkan



Fuente: Kevin Quispillo M.

Se determina que para el modelo de interacción suelo – estructura de Barkan se presentan los siguientes niveles de desempeño:

- ✓ Para el sismo Frecuente (72 años), el nivel de desempeño es Ocupación Inmediata.
- ✓ Para el sismo Ocasional (225 años), el nivel de desempeño es Seguridad de Vida.
- ✓ Para el sismo Raro (475 años), el nivel de desempeño es Seguridad de Vida.
- ✓ Para el sismo Muy raro (2500 años), el nivel de desempeño es Prevención al Colapso.

En comparación con el modelo tradicional de base rígida, se observa que al considerar la interacción suelo – estructura cambia el nivel de desempeño para los sismos Frecuente y Ocasional.

Tabla 63. Evaluación del desempeño sísmico – Modelo ISE Barkan

Niveles de amenaza	Niveles de desempeño				
	Totalmente Operacional	Ocupación Inmediata (IO)	Seguridad de vida (LS)	Prevención al colapso (CP)	Colapso
Frecuente	X				
Ocasional		X			
Raro			X		
Muy raro				X	
X	Nivel esperado para estructuras normales				
	Nivel existente en la estructura de estudio				

Fuente: Kevin Quispillo M.

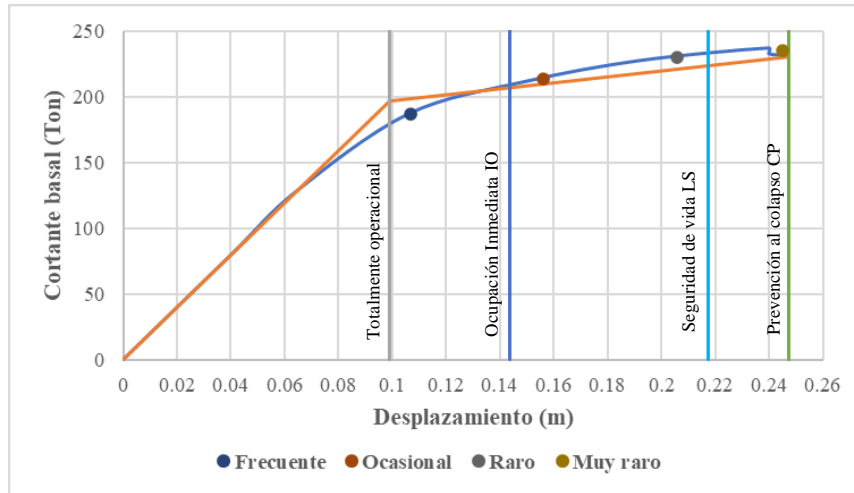
- **Modelo de interacción suelo – estructura de Sarsgian**

Tabla 64. Punto de desempeño – Modelo ISE Sarsgian

	Nivel de sismo	Dp (m)	V (Ton)
Modelo ISE Sarsgian	Frecuente	0.107	187.08
	Ocasional	0.156	213.75
	Raro	0.206	230.02
	Muy raro	0.245	234.87

Fuente: Etabs

Figura 81. Niveles de desempeño sísmico – Modelo ISE Sarsgian



Fuente: Kevin Quispillo M.

Se determina que para el modelo de interacción suelo – estructura de Sarsgian se presentan los siguientes niveles de desempeño:

- ✓ Para el sismo Frecuente (72 años), el nivel de desempeño es Ocupación Inmediata.
- ✓ Para el sismo Ocasional (225 años), el nivel de desempeño es Seguridad de Vida.
- ✓ Para el sismo Raro (475 años), el nivel de desempeño es Seguridad de Vida.
- ✓ Para el sismo Muy raro (2500 años), el nivel de desempeño es Prevención al Colapso.

Se obtienen los mismos niveles de desempeño para los diferentes niveles de amenaza sísmica considerados en los dos modelos de interacción suelo – estructura.

Tabla 65. Evaluación del desempeño sísmico – Modelo ISE Sarsgian

Niveles de amenaza	Niveles de desempeño				
	Totalmente Operacional	Ocupación Inmediata (IO)	Seguridad de vida (LS)	Prevención al colapso (CP)	Colapso
Frecuente	X				
Ocasional		X			
Raro			X		
Muy raro				X	
X	Nivel esperado para estructuras normales				
	Nivel existente en la estructura de estudio				

Fuente: Kevin Quispillo M.

3.2.6.3.2 Dirección Y

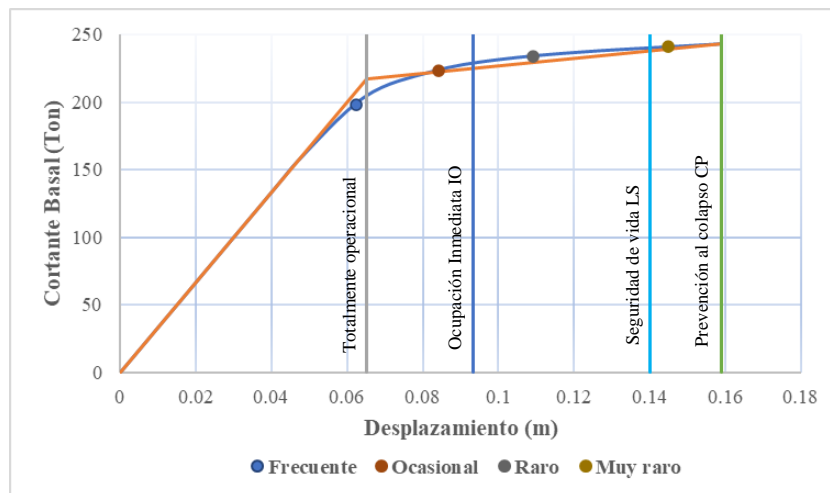
- **Modelo de base rígida**

Tabla 66. Punto de desempeño – Modelo de base rígida

	Nivel de sismo	Dp (m)	V (Ton)
Modelo base rígida	Frecuente	0.062	198.48
	Ocasional	0.084	223.54
	Raro	0.109	233.78
	Muy raro	0.145	241.28

Fuente: Etabs

Figura 82. Niveles de desempeño sísmico – Modelo base rígida



Fuente: Kevin Quispillo M.

Se determina que para el modelo de base rígida se presentan los siguientes niveles de desempeño:

- ✓ Para el sismo Frecuente (72 años), el nivel de desempeño es Totalmente Operacional.
- ✓ Para el sismo Ocasional (225 años), el nivel de desempeño es Ocupación Inmediata.
- ✓ Para el sismo Raro (475 años), el nivel de desempeño es Seguridad de Vida.
- ✓ Para el sismo Muy raro (2500 años), el nivel de desempeño es Prevención al Colapso.

Tabla 67. Evaluación del desempeño sísmico – Modelo base rígida

Niveles de amenaza	Niveles de desempeño				
	Totalmente Operacional	Ocupación Inmediata (IO)	Seguridad de vida (LS)	Prevención al colapso (CP)	Colapso
Frecuente	X				
Ocasional		X			
Raro			X		
Muy raro				X	
X	Nivel esperado para estructuras normales				
	Nivel existente en la estructura de estudio				

Fuente: Kevin Quispillo M.

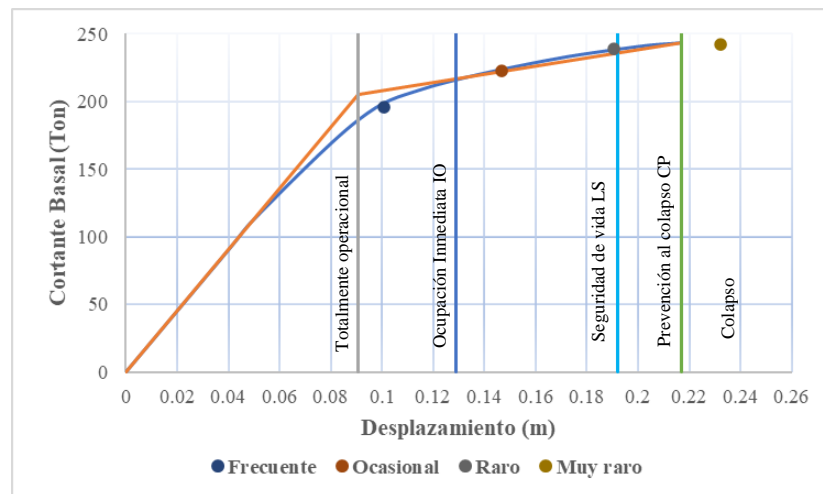
- **Modelo de interacción suelo – estructura de Barkan**

Tabla 68. Punto de desempeño – Modelo ISE Barkan

	Nivel de sismo	Dp (m)	V (Ton)
Modelo ISE Barkan	Frecuente	0.107	187.34
	Ocasional	0.147	223.01
	Raro	0.194	239.17
	Muy raro	0.232	242.57

Fuente: Etabs

Figura 83. Niveles de desempeño sísmico – Modelo ISE Barkan



Fuente: Kevin Quispillo M.

Se determina que para el modelo de interacción suelo – estructura de Barkan se presentan los siguientes niveles de desempeño:

- ✓ Para el sismo Frecuente (72 años), el nivel de desempeño es Ocupación Inmediata.
- ✓ Para el sismo Ocasional (225 años), el nivel de desempeño es Seguridad de Vida.
- ✓ Para el sismo Raro (475 años), el nivel de desempeño es Seguridad de Vida.
- ✓ Para el sismo Muy raro (2500 años), el nivel de desempeño es Colapso.

En comparación con el modelo tradicional de base rígida, se observa que al considerar la interacción suelo – estructura cambia el nivel de desempeño para los sismos Frecuente y Ocasional. Para un sismo Muy raro la estructura pasa a Colapso, esto debido a que la estructura presenta una menor capacidad en el sentido Y.

Tabla 69. Evaluación del desempeño sísmico – Modelo ISE Barkan

Niveles de amenaza	Niveles de desempeño				
	Totalmente Operacional	Ocupación Inmediata (IO)	Seguridad de vida (LS)	Prevención al colapso (CP)	Colapso
Frecuente	X				
Ocasional		X			
Raro			X		
Muy raro				X	
X	Nivel esperado para estructuras normales				
	Nivel existente en la estructura de estudio				

Fuente: Kevin Quispillo M.

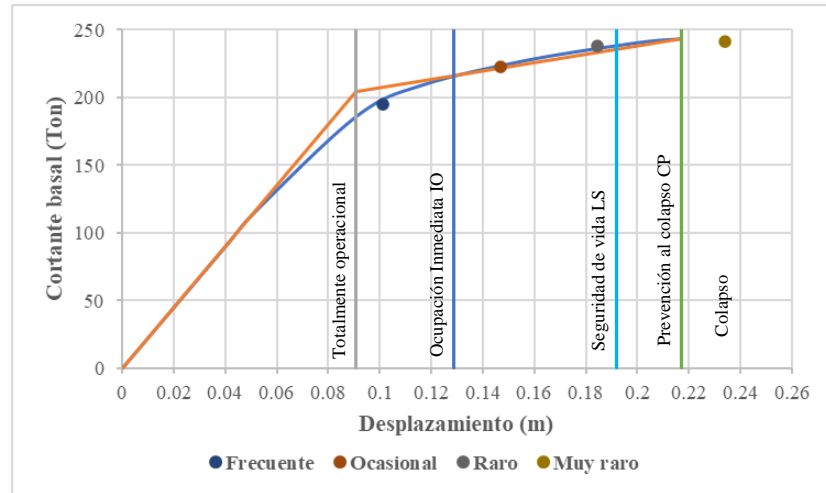
- **Modelo de interacción suelo – estructura de Sarsgian**

Tabla 70. Punto de desempeño – Modelo ISE Sarsgian

	Nivel de sismo	Dp (m)	V (Ton)
Modelo ISE Sarsgian	Frecuente	0.101	195.30
	Ocasional	0.147	222.93
	Raro	0.184	237.95
	Muy raro	0.234	241.26

Fuente: Etabs

Figura 84. Niveles de desempeño sísmico – Modelo ISE Sarsgian



Fuente: Kevin Quispillo M.

Se determina que para el modelo de interacción suelo – estructura de Sarsgian se presentan los siguientes niveles de desempeño:

- ✓ Para el sismo Frecuente (72 años), el nivel de desempeño es Ocupación Inmediata.
- ✓ Para el sismo Ocasional (225 años), el nivel de desempeño es Seguridad de Vida.
- ✓ Para el sismo Raro (475 años), el nivel de desempeño es Seguridad de Vida.
- ✓ Para el sismo Muy raro (2500 años), el nivel de desempeño es Colapso.

Se obtienen los mismos niveles de desempeño para los diferentes niveles de amenaza sísmica considerados en los dos modelos de interacción suelo – estructura.

Tabla 71. Evaluación del desempeño sísmico – Modelo ISE Sarsgian

Niveles de amenaza	Niveles de desempeño				
	Totalmente Operacional	Ocupación Inmediata (IO)	Seguridad de vida (LS)	Prevención al colapso (CP)	Colapso
Frecuente	X				
Ocasional		X			
Raro			X		
Muy raro				X	
X	Nivel esperado para estructuras normales				
	Nivel existente en la estructura de estudio				

Fuente: Kevin Quispillo M.

3.2.6.4 Factor de reducción de respuesta sísmica (R)

El factor de reducción de respuesta sísmica R propuesto por ATC-19 [46] se obtiene en función de tres variables: Factor de ductilidad R_μ , Factor de sobre-resistencia R_Ω y un Factor de Redundancia R_R .

$$R = R_\mu * R_\Omega * R_R$$

Factor de ductilidad R_μ

El factor de ductilidad considera la capacidad de deformación en el rango no lineal de la estructura, se lo obtiene de la curva de capacidad mediante la expresión:

$$R_\mu = \frac{\Delta u}{\Delta y}$$

Donde:

Δu : desplazamiento último; Δy : desplazamiento de fluencia

Factor de sobre-resistencia R_Ω

El cálculo del factor de sobre-resistencia relaciona el cortante último V_U obtenido de la curva capacidad frente al cortante de diseño V_D representado por la ecuación:

$$R_\Omega = \frac{V_U}{V_D}$$

El cortante de diseño V_D se lo obtiene del punto donde se intersecan la curva de capacidad de la estructura con la curva de demanda (espectro de diseño).

Factor de redundancia R_R

El factor de redundancia mide la capacidad que tiene una estructura de incursionar en el rango no lineal y relaciona el cortante basal máximo V_U con respecto al cortante basal alcanzado en el momento que se forma la primera rotula plástica V_1 .

$$R_R = \frac{V_U}{V_1}$$

Tabla 72. Factor de reducción R – Sentido X

	Factor de reducción de respuesta sísmica R		
	Modelo base rígida	Modelo ISE Barkan	Modelo ISE Sarsgian
Factor de ductilidad R_{μ}	2.39	2.54	2.50
Factor de sobre-resistencia R_{Ω}	1.38	1.52	1.51
Factor de redundancia R_R	1.55	1.50	1.50
R	5.11	5.79	5.66

Fuente: Kevin Quispillo M.

Analizando el sentido X de la estructura, se puede evidenciar que el modelo de interacción suelo – estructura de Barkan presenta el mayor valor R igual a 5.79, este valor excede en un 13.3% el valor de R del modelo de base rígida y en un 2.2% el modelo de ISE de Sarsgian.

Tabla 73. Factor de reducción R – Sentido Y

	Factor de reducción de respuesta sísmica R		
	Modelo base rígida	Modelo ISE Barkan	Modelo ISE Sarsgian
Factor de ductilidad R_{μ}	2.44	2.39	2.39
Factor de sobre-resistencia R_{Ω}	1.44	1.53	1.54
Factor de redundancia R_R	1.50	1.61	1.58
R	5.27	5.89	5.82

Fuente: Kevin Quispillo M.

Ahora bien, en el sentido Y de la edificación el mayor valor de R pertenece al modelo de ISE de Barkan igual a 5.89, supera en un 11.8% al valor de R del modelo tradicional de base rígida y en un 1.1% al modelo ISE de Sarsgian.

Aguiar R. [47] hace una propuesta para el cálculo del factor R que depende del periodo de vibración de la estructura:

$$R = 1 + \frac{T}{0.5T_0 + \frac{T}{8}}$$

Donde:

T : periodo de vibración de la estructura;

T_0 : periodo de vibración dependiente del tipo de suelo (0.12 para este estudio)

Tabla 74. Factor de reducción R – Propuesta Aguiar R.

	Factor de reducción de respuesta sísmica R		
	Modelo base rígida	Modelo ISE Barkan	Modelo ISE Sarsgian
Periodo de vibración	0.495	0.645	0.627
R	5.06	5.59	5.53

Fuente: Kevin Quispillo M.

Usando la propuesta de Aguiar, se obtiene que el factor mayor de R se presenta en el modelo de interacción suelo – estructura de Barkan existiendo un aumento del 10.5% y 1.1% comparado con los modelos de base rígida e ISE de Sarsgian respectivamente.

CAPÍTULO IV

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

4.1 Conclusiones

La respuesta estructural de una edificación de hormigón armado se modifica al considerar la interacción suelo – estructura mediante los modelos de Barkan y Sarsgian respecto a un modelo tradicional de base rígida:

- Al tener en cuenta la interacción suelo – estructura el periodo del primer modo de vibración se incrementa hasta en un 30.3%, la fuerza cortante en la base de la estructura presenta un aumento de hasta 14.5%, los desplazamientos al nivel más alto de la edificación presentan un aumento de hasta 57.7% y la deriva inelástica máxima de piso se incrementa hasta en un 39%, todos estos valores comparados con el modelo de base rígida.
- Las aceleraciones de piso en el primer y segundo nivel de la estructura son mayores hasta en un 35% al considerar la influencia de la interacción suelo – estructura, al tercer nivel se mantienen iguales, y al último nivel se reducen las aceleraciones hasta en un 21% en contraste con el modelo de base rígida
- En columnas, al tener en cuenta la interacción suelo – estructura las fuerzas axiales han disminuido en promedio hasta un 2%, las fuerzas de corte de mantienen prácticamente iguales, mientras que los momentos flectores han disminuido en promedio hasta en un 27% en comparación con el modelo de base rígida, lo que ha provocado que la relación demanda/capacidad (D/C) en las columnas haya disminuido hasta en un 18.5% al considerar la flexibilidad de la base de fundación.
- En vigas, al considerar la interacción suelo - estructura las fuerzas cortantes presentan una disminución en promedio de hasta 3.8%, y los momentos flectores se han incrementado en promedio hasta en un 6.9% comparados con el modelo de base rígida, lo que ha provocado las cantidades de acero de refuerzo longitudinal en vigas han aumentado en un 10.7%.

El nivel de desempeño de una estructura de hormigón armado se modifica al considerar la interacción suelo – estructura mediante los modelos de Barkan y Sarsgian respecto a un modelo tradicional de base rígida:

- Los valores de desplazamiento último de la curva de capacidad aumentan hasta en un 48.2% en el modelo de interacción suelo – estructura al compararlo con el modelo tradicional de base rígida.
- En el modelo de base rígida, el nivel de desempeño para el sismo Frecuente es Totalmente Operacional (TO); para el sismo Ocasional el nivel de desempeño es Ocupación Inmediata (IO); para el sismo Raro el nivel de desempeño es Seguridad de Vida (LS), y para el sismo Muy raro el nivel de desempeño es Colapso. Estos resultados se presentan en los dos sentidos de la estructura y cumplen con los niveles de desempeño esperados para una estructura de uso común según el Comité Visión 2000.
- En los modelos de interacción suelo – estructura, el nivel de desempeño para el sismo Frecuente es Ocupación Inmediata (IO); para el sismo Ocasional el nivel de desempeño es Seguridad de Vida (LS); para el sismo Raro el nivel de desempeño es Seguridad de Vida (LS), y para el sismo Muy raro el nivel de desempeño es Prevención al Colapso (CP). Estos niveles de desempeño se presentan en los dos sentidos de la estructura, a excepción del sismo Muy raro que el nivel de desempeño es Colapso para el sentido (Y). En el sentido (X) no cumple el nivel de desempeño esperado para los sismos Frecuente y Ocasional, mientras que en el sentido (Y) no cumple con el nivel de desempeño esperado para los sismos Frecuente, Ocasional y Muy raro según lo especificado por el Comité Visión 2000.
- El factor de reducción de respuesta sísmica R (propuesta ATC-19) aumenta al considerar los modelos de interacción suelo – estructura hasta en un 13.3% respecto al modelo de base rígida.
- El factor de reducción de respuesta sísmica R (propuesta de Aguiar R.) aumenta hasta en un 10.5% si se considera la influencia de la flexibilidad de la base de fundación frente al modelo de base rígida.

Los modelos de interacción suelo – estructura de Barkan y Sarsgian presentan valores muy cercanos entre sí, y en algunos casos incluso son iguales en los resultados obtenidos en el presente trabajo.

El efecto de la interacción suelo – estructura para el tipo de suelo y estructura considerados es evidente, incrementa valores de periodo de vibración,

desplazamientos y derivas máximas, que se traducen en una mayor inestabilidad estructural; y como consecuencia de esto, no se cumplen algunos los niveles de desempeño esperados para la edificación causando que se tengan daños en elementos estructurales y no estructurales imprevistos ante las amenazas sísmicas consideradas.

4.2 Recomendaciones

Se recomienda realizar un estudio de suelos antes de realizar un análisis y diseño sísmico, con estos parámetros del sitio de emplazamiento de la estructura se pueden calcular los coeficientes de rigidez necesarios para realizar el modelo de la edificación considerando el efecto de la interacción suelo – estructura.

Se recomienda tener en cuenta la interacción suelo – estructura para determinar límites colindantes entre edificaciones vecinas, ya que se observó que los desplazamientos aumentan pudiendo causar problemas de “pounding” (golpeo).

Se recomienda en futuras investigaciones considerar el efecto de la interacción suelo – estructura en comparaciones de tipo de económico.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS:

- [1] J. Aviles *et al.*, *Respuesta dinámica de un edificio considerando el efecto de interacción suelo-estructura*, vol. 7, no. 1. 2017.
- [2] E. Bazán and R. Meli, *Diseño sísmico de edificios*, Editorial. México, 2002.
- [3] A. Tena, “Soil-Structure Interaction . Reflections about its importance in the dynamic response of structures during earthquakes.,” *Rev. Int. Ing. Estructuras*, vol. 24, pp. 141–165, 2019.
- [4] C. Suconota and M. Arévalo, “Comportamiento estructural de la Catedral de la Imaculada Concepción considerando su ISE,” Universidad de Cuenca, 2017.
- [5] R. Aguiar and D. Ortiz, “Seismic Analysis of a Twelve Story Building of Manta City Considering Soil Structure Interaction,” *Rev. Int. Ing. Estructuras*, vol. 22, pp. 251–279, 2017.
- [6] L. Morales and A. Espinosa, “Influencia de la Interacción Suelo Estructura (ISE) de Cimentaciones Superficiales en Suelos no Cohesivos en el Comportamiento Estructural de una Edificación de 8 Pisos y un Subsuelo,” *Ingenio*, vol. 3, no. 1, pp. 5–26, 2020, doi: 10.29166/ingenio.v3i1.2391.
- [7] V. y D. T. Ministerio de Ambiente, “Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10 Título A - Requisitos generales de diseño y construcción sismo resistente,” 2010.
- [8] R. Aguiar and A. Rivas, *Microzonificación sísmica de Ambato*. 2018.
- [9] M. de D. U. y Vivienda, “Norma Ecuatoriana de la Construcción - Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente,” 2015.
- [10] J. León, “Análisis comparativo del diseño de una edificación de hormigón armado considerando el sistema de base rígida versus la interacción suelo - estructura,” Universidad Central del Ecuador, 2016.
- [11] M. de D. U. y Vivienda, “Norma Ecuatoriana de la Construcción - Geotécnica y Cimentaciones,” 2015, [Online]. Available:

<http://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2014/08/NEC-SE-CM.pdf>.

- [12] M. Guerra, *Cimentaciones Sismo Resistentes utilizando Safe*, 1ra edició. 2013.
- [13] O. Pueyo Anchuela, P. López Julián, J. Pérez Benedicto, J. Bartolomé Lafuente, and A. Pocoví Juan, “Evaluación sobre la caracterización de distintos tipos de cimentaciones superficiales por medio de georradar,” *Geogaceta*, no. 60, pp. 123–126, 2016.
- [14] J. E. Alva Hurtado, “Cimentaciones Profundas,” *Com. Peru. Mecánica suelos, Fund. y Mecánica rocas*, no. August, p. 37, 2018, [Online]. Available: http://www.jorgealvahurtado.com/files/labgeo25_a.pdf.
- [15] M. Romo Proaño, *Diseño de estructuras de concreto armado*. Escuela Politécnica del Ejército, 2008.
- [16] G. E. Pacheco, L. E. Suárez, and M. Pando, “Modelo Simplificado Para El Análisis Dinámico De Pilotes Sometidos a Carga Horizontal,” *ENIEF2007 – XVI Congr. sobre Métodos Numéricos y sus Apl.*, pp. 2754–2765, 2007, [Online]. Available: <http://www.cimec.org.ar/ojs/index.php/mc/article/viewFile/1189/1137>.
- [17] A. Santana, “Análisis de los efectos de interacción suelo-estructura en la respuesta sísmica de estructuras enterradas,” 2015.
- [18] E. M. Lopez Sotelo, “Análisis de interacción sísmica suelo estructura para reducir esfuerzos en los elementos estructurales en edificaciones regulares e irregulares con zapatas aisladas en Huaraz,” Universidad Nacional “Santiago Antúnez de Mayolo,” 2013.
- [19] S. Angamarca, “Estudio de los Efectos de Interacción Suelo - Estructura en Cimentaciones Superficiales de Edificaciones,” Universidad Técnica Particular de Loja, 2008.
- [20] S. Kramer, *Geotechnical earthquake engineering*. 1998.

- [21] A. Soriano, “Interacción suelo-estructura: modificación del movimiento,” *Física la Tierra*, vol. 0, no. 1, p. 287, 1989, doi: 10.5209/rev_FITE.1989.n1.13468.
- [22] G. Villarreal, “Interaccion Suelo-Estructura En Edificios Altos,” pp. 1–115, 2009.
- [23] Y. G. Salas Salas, “Estudio de la variación de la demanda sísmica debido a la interacción suelo - estructura en edificios de mediana altura,” Universidad del Bio-Bío, 2015.
- [24] G. Villarreal, “Interacción Suelo Estructura En Edificaciones Con Zapatas Aisladas,” *Rev. Int. Ing. Estructuras*, 2009, [Online]. Available: <http://dx.doi.org/10.24133/riie.v25i3.1689>.
- [25] R. K. Garay Chávez, “Influencia de la Interacción Suelo-Estructura en el Comportamiento Sísmico de un Edificio de 7 Niveles del Proyecto ‘Multifamiliar los Balcones del Vallle’ Barrio Columbo-Cajamarca,” 2017.
- [26] G. Villarreal, “Soil structure interaction in buildings with isolated foundations,” *Rev. Int. Ing. Estructuras*, vol. 25, pp. 311–332, 2020, doi: <http://dx.doi.org/10.24133/riie.v25i3.1689>.
- [27] A. Santana Naranjo, “Modelo Winkler para el Análisis de la Respuesta Dinámica de Estructuras Enterradas,” 2010.
- [28] J. Badillo, “Comparación del comportamiento a la resonancia entre estructuras con muros de cortes duales y estructuras con pórticos resistentes a momentos para un suelo típico de Quito,” Pontificia Universidad Católica del Ecuador, 2015.
- [29] K. Parra and J. Sarango, “Análisis estadístico del periodo experimental de vibración en edificios aporticados de hormigón armado en el Distrito Metropolitano de Quito,” *Congr. REDU VI 2018*, 2018, [Online]. Available: <http://bibdigital.epn.edu.ec/handle/15000/14781>.
- [30] S. J. Mancheno Torres, “Análisis Del Desempeño Sísmico Del Edificio De

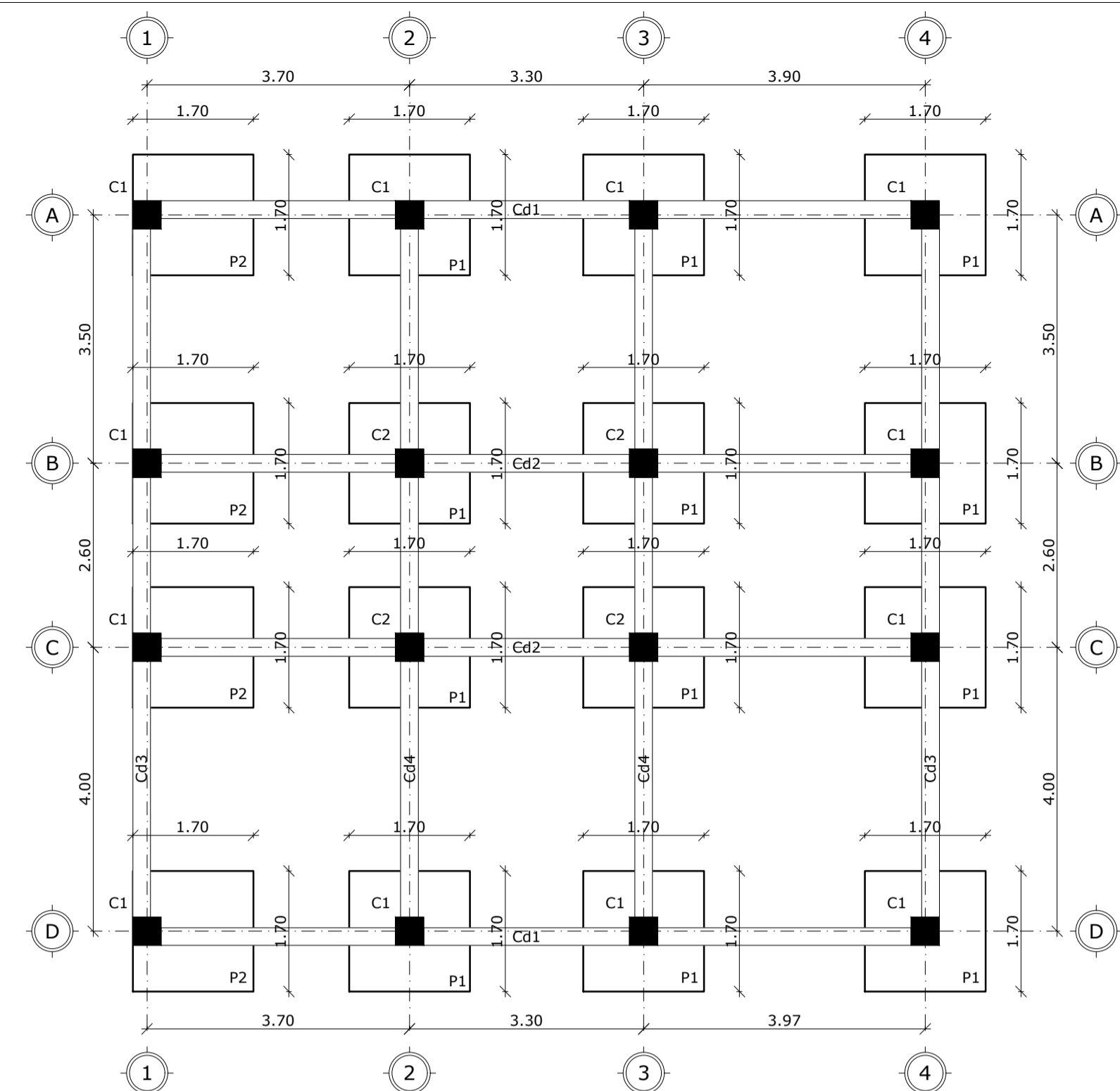
Aulas De La Unidad Académica De Ingeniería Civil,” Universidad Técnica de Machala, 2017.

- [31] C. Eduardo, D. Bonilla, M. Exequias, M. Chavarria, J. Jonathan, and S. Diaz, “Análisis Estático No Lineal (Pushover) Del Cuerpo Central Del Edificio De La Facultad De Medicina De La Universidad De El Salvador’ Presentado Por,” 2017.
- [32] Y. Bolivar, “Evaluación estructural por desempeño para una construcción informal mediante el método Pushover, sector la Forestal, cantón Quito, Provincia Pichincha (Tesis de pregrado),” Universidad Central del Ecuador, 2018.
- [33] F. Pimbo, “Análisis estructural del desempeño sísmico del edificio de Ingeniería Mecánica de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica mediante la medición de vibraciones,” Universidad Técnica de Ambato, 2021.
- [34] R. Porras Soriano, J. Ruiz Carmona, R. Yu, and G. Ruiz López, “Transición dúctil-frágil y cuantía mínima en pilares de hormigón débilmente armados,” *Hormigón y acero*, no. 268, pp. 75–88, 2013.
- [35] D. A. Galarza Altamirano, “Evaluación Del Desempeño Sísmico Del Edificio De La Ocus Mediante Comparación Del Análisis Estático No Lineal (Pushover), Análisis Estático Modal (Pushover Multimodal) Y Dinámico No-Lineal (Historia De Respuesta),” 2019.
- [36] T. Flores, “Control Rotulas Plasticas,” 2003.
- [37] F. Crisafulli and E. Villafañe, “Espectros De Respuesta Y De Diseño,” *Fac. Ing. U N Cuyo*, p. 22, 2002, [Online]. Available: <http://blog.uca.edu.ni/estructuras/files/2011/02/espectros-de-respuesta-y-de-diseño.pdf>.
- [38] E. Álvarez and J. Ruiz, “Análisis No Lineal Pushover de un edificio público de 5 pisos rigidizado mediante pórticos espaciales dúctiles de hormigón armado,” *Rev. Obras Públicas Organo Prof. los Ing. caminos, canales y puertos*, no.

3582, 2016.

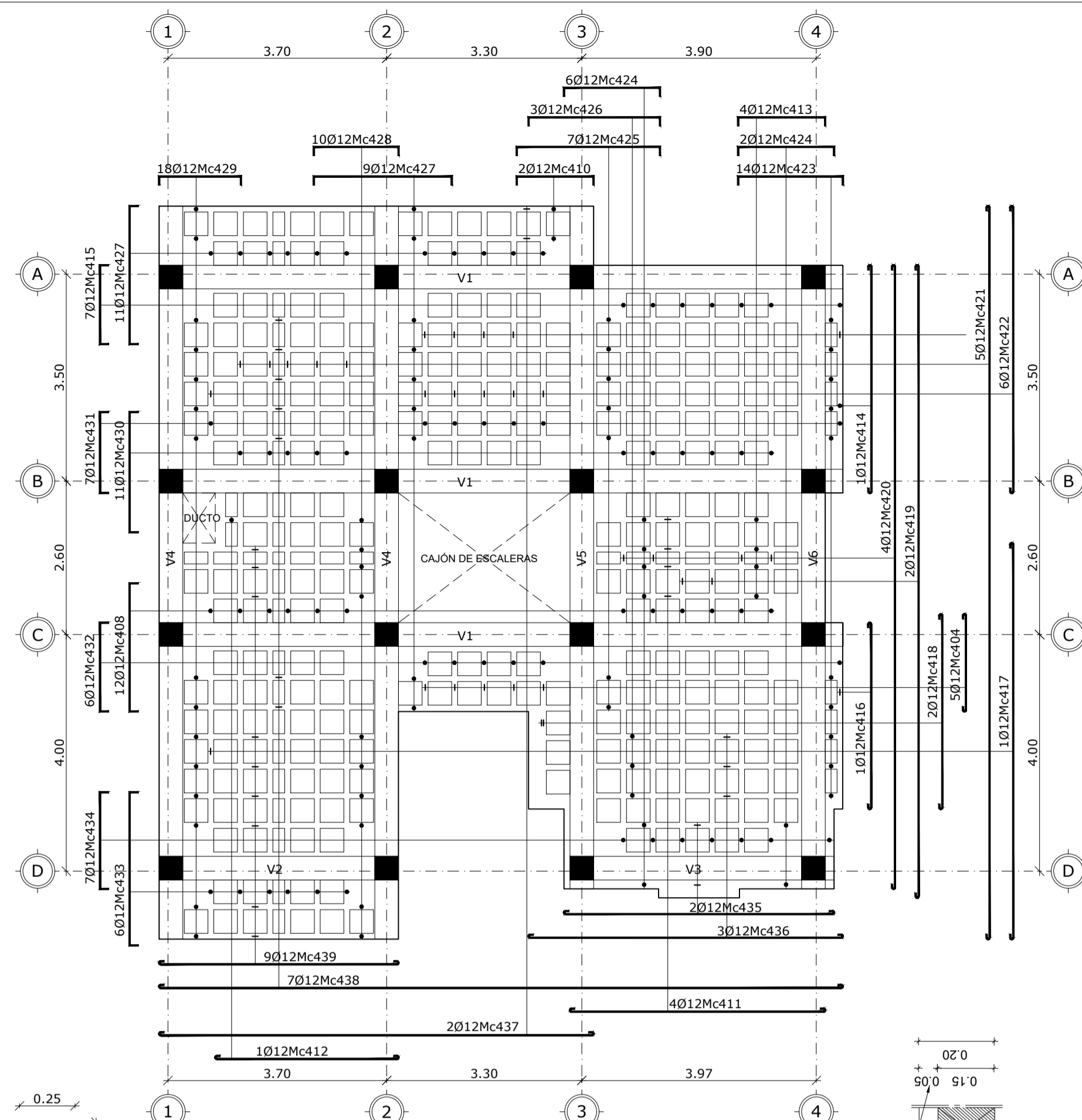
- [39] S. Arango, A. Paz, and M. del P. Duque, “Propuesta metodológica para la evaluación del desempeño estructural de una estantería metálica.,” *Rev. EIA*, vol. 12, pp. 139–154, 2009.
- [40] ASCE, “American Society of Civil Engineers, FEMA 356 Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Building,” *Rehabilitation*, no. November, 2000.
- [41] M. Mora, J. Villalba, and E. Maldonado Rondón, “Deficiencias, limitaciones, ventajas y desventajas de las metodologías de análisis sísmico no lineal,” *Rev. Ing. Univ. Medellín*, vol. 5, no. 9, pp. 59–74, 2006.
- [42] Applied Technology Council, “ATC 40 Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings Redwood City California,” *Seism. Saf. commisionion*, vol. 1, no. November 1996, p. 334, 1996.
- [43] Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, *Norma Ecuatoriana de la Construcción - NEC: NEC-SE-RE - Riesgo Sísmico, Evaluación, Rehabilitación de Estructuras*, vol. 1. 2014.
- [44] R. Moreno González, “Evaluación del riesgo sísmico en edificios mediante análisis estático no lineal: Aplicación a diversos escenarios sísmicos de Barcelona,” 2006.
- [45] V. Yepes Piqueras, “Procedimientos de construcción de cimentaciones y estructuras de contención,” *Colección Man. Ref.*, vol. 2, no. September, p. 480, 2020, [Online]. Available: <https://victoryepes.blogs.upv.es/2019/01/11/criterios-basicos-de-eleccion-del-tipo-de-cimentacion/>.
- [46] G. Hart, S. Freeman, and L. Reaveley, “ATC-19 Structural Response Modification Factors,” 1995.
- [47] R. Aguiar, *Factor de reducción de las fuerzas sísmicas en edificios de hormigón armado sin muros de corte*, no. June 2015. 2007.

ANEXOS



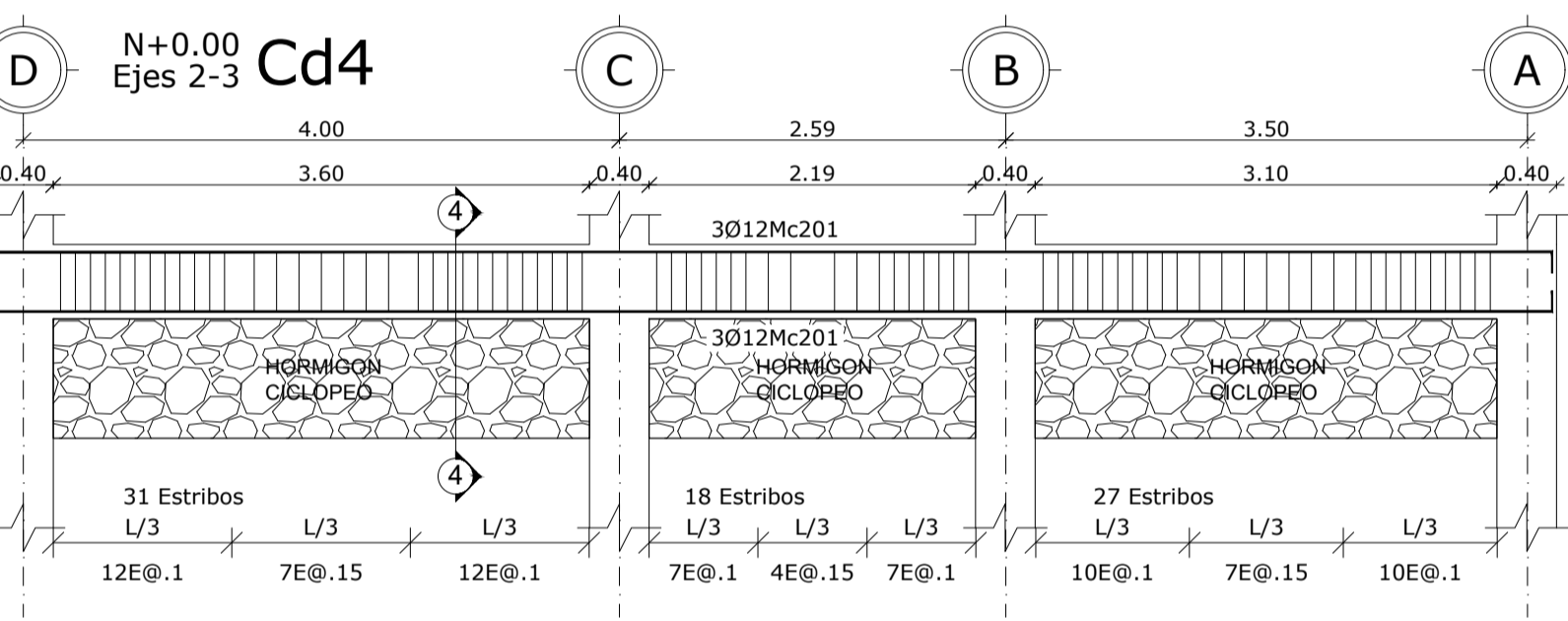
PLANTA CIMENTACIÓN N+0.00

Esc 1:75



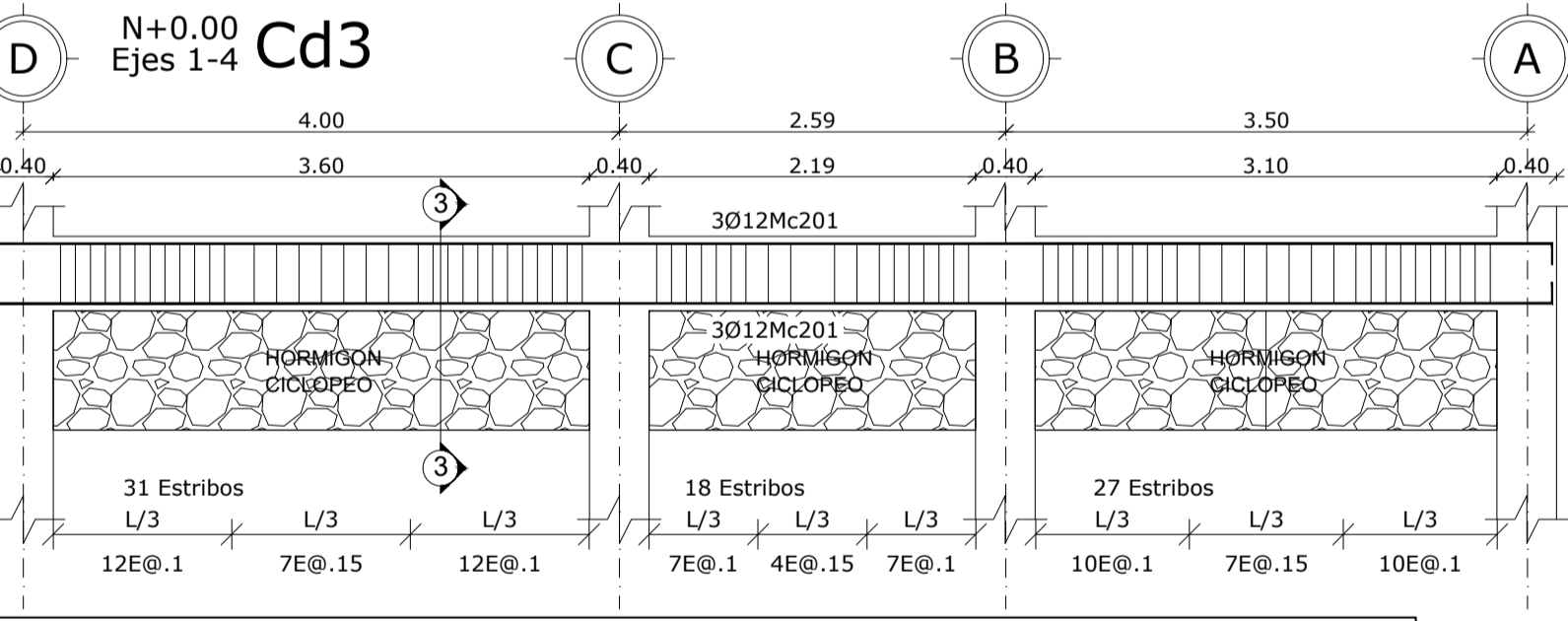
LOSA NIVEL N+2.52; N+5.04; N+7.56

Esc 1:75



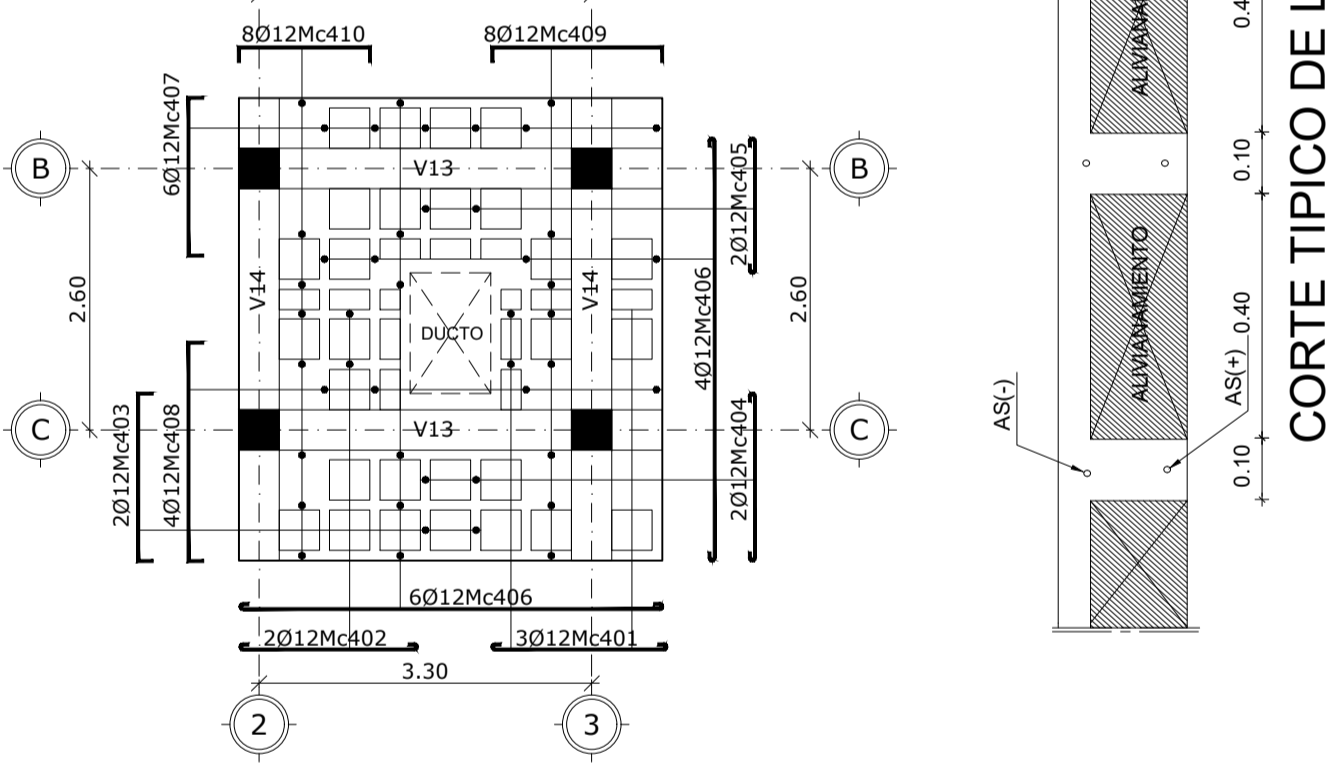
CORTE 4-4

Sup. 3012Mc201
Inf. 3012Mc201
1E010@0.10 y 0.15
76E010Mc202
Total 76 Estribos



CORTE 3-3

Sup. 3012Mc201
Inf. 3012Mc201
1E010@0.10 y 0.15
76E010Mc202
Total 76 Estribos



LOSA NIVEL N+10.08

Esc 1:75

CUADRO DE PLINTOS

TIPO	No.	DIMENSIONES			MARCAS ARMADURA	NIVEL	UBICACIÓN
		A	B	H			
P1	12	1.70	1.70	0.35	11014Mc101 @0.15 Verticales 11014Mc101 @0.15 Horizontales	N-1.50	A2, A3, A4, B2, B3, B4, C2, C3, C4, D2, D3, D4
P2	4	1.70	1.70	0.35	11014Mc101 @0.15 Verticales 11014Mc101 @0.15 Horizontales	N-1.50	A1, B1, C1, D1

P1

12 PLINTOS

Aceros Verticales 11014 @0.15
Aceros Horizontales 11014 @0.15

UBICACIÓN
A2, A3, A4, B2, B3, B4, C2, C3, C4, D2, D3, D4

CORTE P1

P2

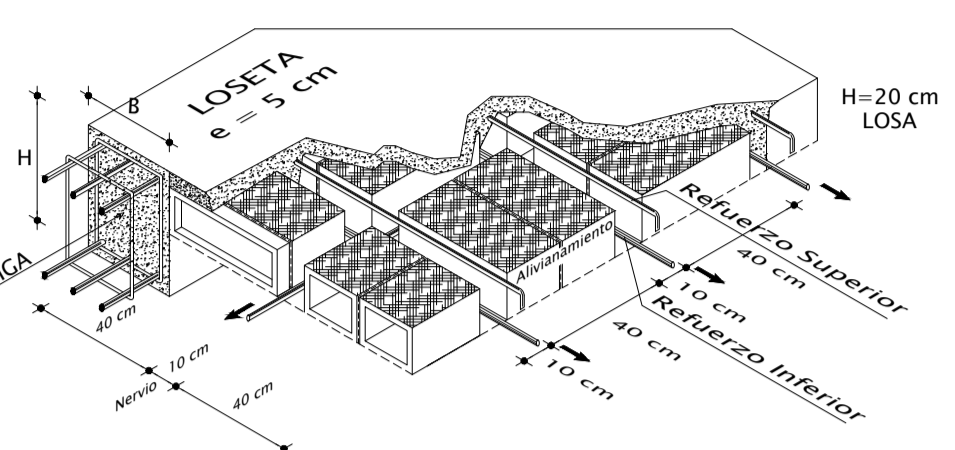
4 PLINTOS

Aceros Verticales 11014 @0.15
Aceros Horizontales 11014 @0.15

UBICACIÓN
A1, B1, C1, D1

CORTE P2

CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO Q_{adm}=25Ton/m²



DETALLE ISOMETRICO DE CORTE TIPO DE LOSA

ESCALA 1:10

LONG. EMPALME		
Empalmes al 50% (zona de compresión)		
EMPALMES		
DIAMETRO	LONGITUD	
mm	pulg.	cm
10	3/8	40
12	1/2	50
14	5/8	55
16	5/8	65
18	3/4	75
20	3/4	80
22	7/8	90
25	1	100
32	1 1/4	120

CUADRO DE COLUMNAS

CORTE A-A

AS+8016Mc306
1E010@0.10 Mc301-302

95E010Mc302
Total 95 Estribos

CORTE A-A

AS+8016Mc306
1E010@0.10 Mc301-302

115E010Mc302
Total 115 Estribos

TIPO	No.	UBICACIÓN	SECCIÓN	
			A	B
C1	12	A1, A2, A3, A4, B1, B4, C1, C4, D1, D2, D3, D4	0.40	0.40
			0.40	0.40
C2	4	B2, B3, C2, C3	0.40	0.40
			0.40	0.40

PLANILLA DE ACEROS

Mc	TIPO	Ø	No.	DIMENSIONES					Long. Desar. (m)	Long. Total	Peso Kg.	Obsv.	
				a	b	c	d	g					
MARCAS 100 200 300 400													
Marca 100	101	I	14	44	1.54	-	-	-	2X0.08	1.70	74.8	90.4	-
Marca 200	201	C	12	24	10.43	0.14	-	-	-	-	10.71	257.04	228.3
202	O	10	640	2X0.34	2X0.19	-	-	-	2X0.07	0.90	576	355.4	-
203	C	12	24	24	11.31	0.14	-	-	-	-	11.59	278.16	247.0
Marca 300	301	O	10	1940	2X0.25	2X0.25	-	-	-	2X0.07	1.14	2211.6	1364.6
302	O	10	1940	2X0.34	2X0.34	-	-	-	2X0.07	1.50	2910	1795.5	-
303	L	16	128	4.20	0.80	-	-	-	-	5	640	1009.9	-
304	L	16	32	4.94	0.15	-	-	-	-	5.09	162.88	257.0	-
305	L	16	96	2.42	0.15	-	-	-	-	2.57	246.72	389.3	-
306	L	16	128	10.25	1.00	-	-	-	-	11.25	1440	2272.3	-
Marca 400	401	I	12	3	1.73	-	-	-	2X0.08	1.89	5.67	5.0	-
402	I	12	2	1.75	-	-	-	-	2X0.08	1.91	3.82	3.4	-
403	C	12	2	1.66	2X0.15	-	-	-	-	1.96	3.92	3.5	-
404	I	12	22	1.65	-	-	-	-	2X0.08	1.81	39.82	35.4	-
405	I	12	2	1.33	-	-	-	-	2X0.08	1.49	2.98	2.7	-
406	I	12	10	4.19	-	-	-	-	2X0.08	4.35	43.5	38.6	-
407	C	12	6	1.56	2X0.15	-	-	-	-	1.86	11.16	9.9	-
408	C	12	52	2.16	2X0.15	-	-	-	-	2.46	127.92	113.6	-
409	C	12	8	1.69	2X0.15	-	-	-	-	1.99	15.92	14.1	-
410	C	12	16	1.30	2X0.15	-	-	-	-	1.60	25.6	22.7	-
411	I	12	16	4.32	-	-	-	-	2X0.08	4.48	71.68	63.7	-
412	I	12	4	3.10	-	-	-	-	2X0.08	3.26	13.04	11.6	-
413	C	12	16	1.47	2X0.15	-	-	-	-	1.77	28.32	25.2	-
414	I	12	4	3.85	-	-	-	-	2X0.08	4.01	16.04	14.2	-
415	C	12	28	1.33	2X0.15	-	-	-	-	1.63	45.64	40.5	-
416	I	12	4	3.15	-	-	-	-	2X0.08	3.31	13.24	11.8	-
417	I	12	4	6.70	-	-	-	-	2X0.08	6.86	27.44	24.4	-
418	I	12	8	3.29	-	-	-	-	2X0.08	3.45	27.6	24.5	-
419	I	12	8	10.69	-	-	-	-	2X0.08	10.85	86.8	77.1	-
420	I	12	16	10.54	-	-	-	-	2X0.08	10.70	171.2	152.0	-
421	I	12	20	12.39	-	-	-	-	2X0.08	12.55	251	222.9	-
422	I	12	24	4.85	-	-	-	-	2X0.08	5.01	120.24	106.8	-
423	C	12	56	1.77	2X0.15	-	-	-	-	2.07	115.92	102.9	-
424	C	12	32	1.62	2X0.15	-	-	-	-	1.92	61.44	54.6	-
425	C	12	28	2.42	2X0.15	-	-	-	-	2.72	76.16	67.6	-
426	C	12	12	2.22	2X0.15	-	-	-	-	2.52	30.24	26.9	-
427	C	12	80	2.33	2X0.15	-	-	-	-	2.63	210.4	186.8	-
428	C	12	40	1.43	2X0.15	-	-	-	-	1.73	69.2	61.5	-
429	C	12	72	1.38	2X0.15	-	-	-	-	1.68	120.96	107.4	-
430	C	12	44	2.03	2X0.15	-	-	-	-	2.33	102.52	91.0	-
431	C	12	28	1.37	2X0.15	-	-	-	-	1.67	46.76	41.5	-
432	C	12	24	1.50	2X0.15	-	-	-	-	1.80	43.2	38.4	-
433	C	12	24	2.59	2X0.15	-	-	-	-	2.89	69.36	61.6	-
434	C	12	28	1.63	2X0.15	-	-	-	-	1.93	54.04	48.0	-
435	I	12	8	4.57	-	-	-	-	2X0.08	4.73	37.84	33.6	-
436	I	12	12	5.32	-	-	-	-	2X0.08	5.48	65.76	58.4	-
437	I	12	8	7.35	-	-	-	-	2X0.08	7.51	60.08	53.4	-
438	I	12	28	11.57	-	-	-	-	2X0.08	11.73	328.44	291.7	-
439	I	12	36	4.05	-	-	-	-	2X0.08	4.21	151.56	134.6	-

RESUMEN DE MATERIALES

Elemento	H.S.	H.C.	D	KG	QQ
Replanteo	4.62	8			
Pintos	16.18	10	3338.00	74.00	
Cadenas	5.00	16.00	12	2721.00	60.00
Columnas	31.72	14	90.00	2.00	
Losas	42.81	16	3929.00	87.00	
Escaleras		18			
Vigas		22			
Muro		24			
Otros	1.00				
SUMAR:	117.34		10078.00	223.00	

PROYECTO ESTRUCTURAL

ESCALA: INDICADAS
FECHA: NOVIEMBRE / 2019

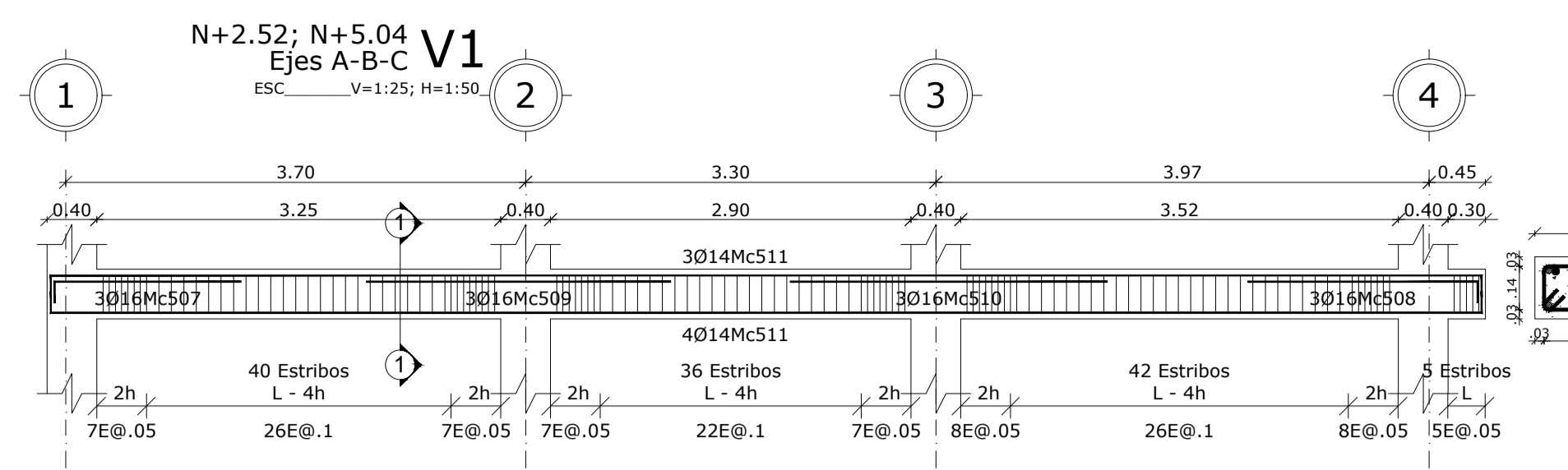
PROPIETARIO: _____ CONTIENE: CIMENTACIÓN - CADENAS - CUADRO DE COLUMNAS - CUADRO DE PLINTOS - LOSA ALIVIANADA - DETALLES VARIOS - PLANILLA DE ACEROS

CALCULO: RM - 2955 DIBUJO: RM - 2955 LAMINA: _____

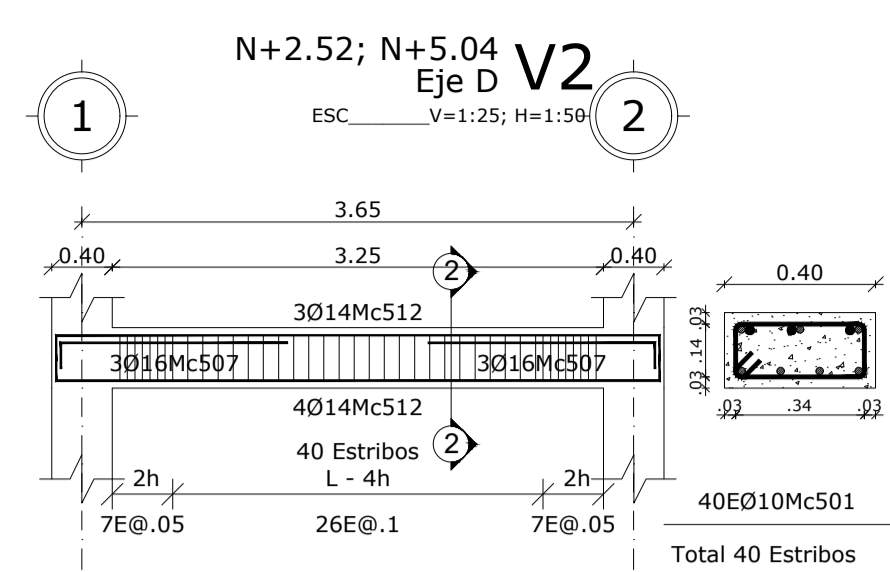
ING. OSWALDO MARTÍNEZ ÁREA TOTAL: 383.71m²

1 DE 2

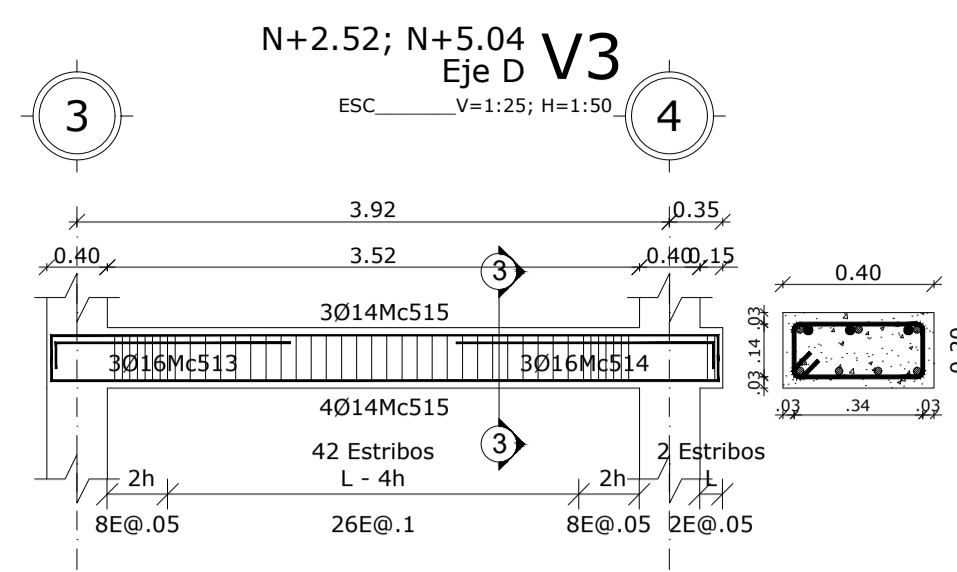
TIPOS DE HIERROS: _____ SELLOS Y TIMBRES: _____



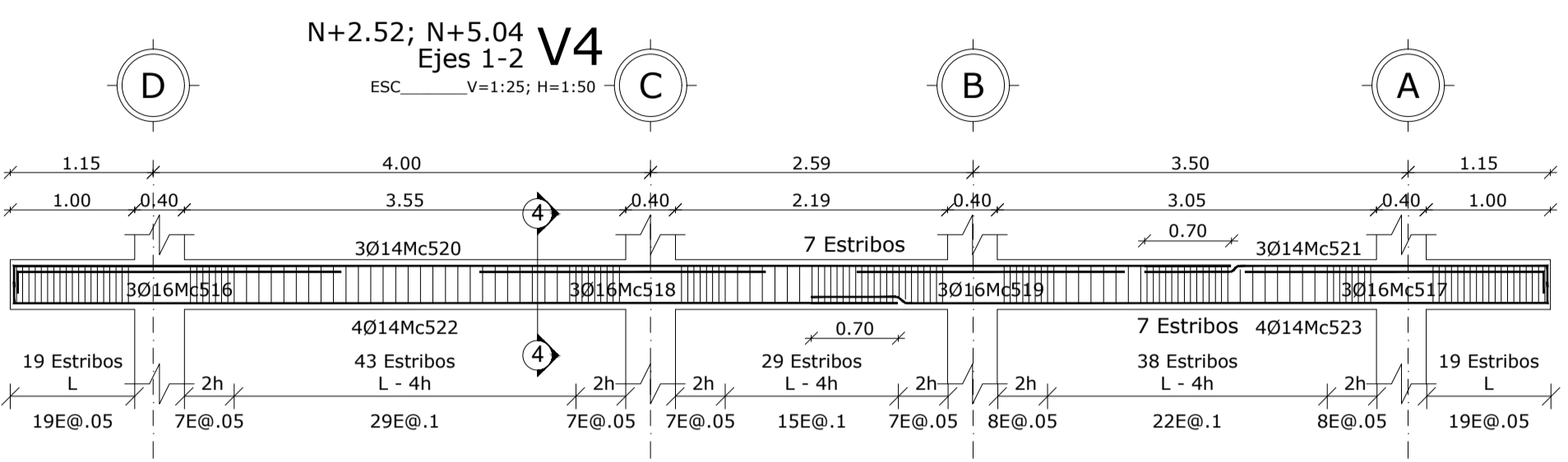
CORTE 1-1
 Sup. #3014Mc511
 Inf. #4014Mc511
 Ref. #3016Mc509
 1E010@0.05 y 0.10
 123E010Mc501
 Total 123 Estribos



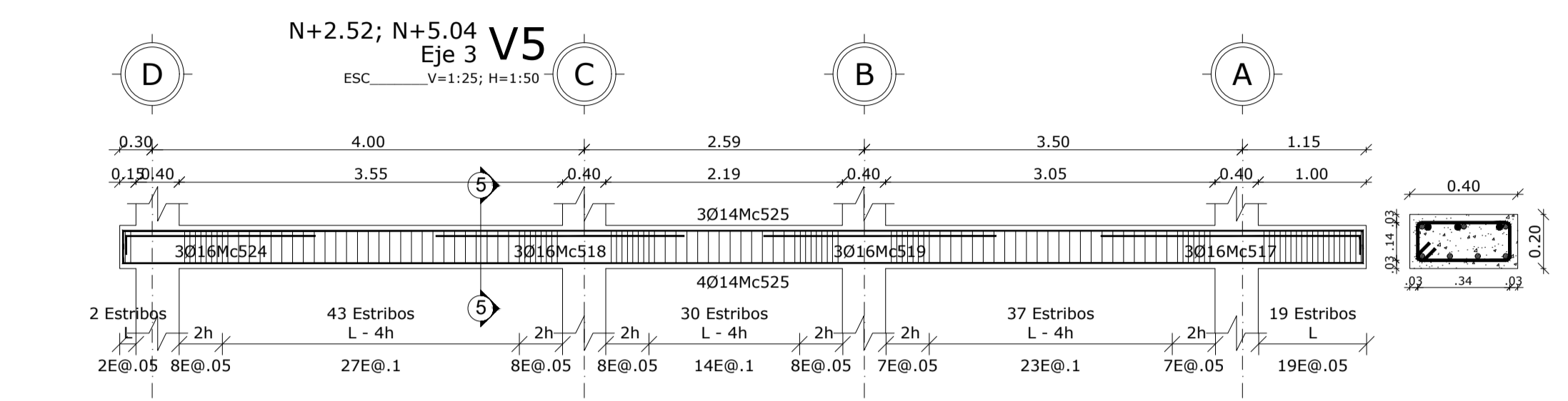
CORTE 2-2
 Sup. #3014Mc512
 Inf. #4014Mc512
 Ref. #3016Mc507
 1E010@0.05 y 0.10
 Total 40 Estribos



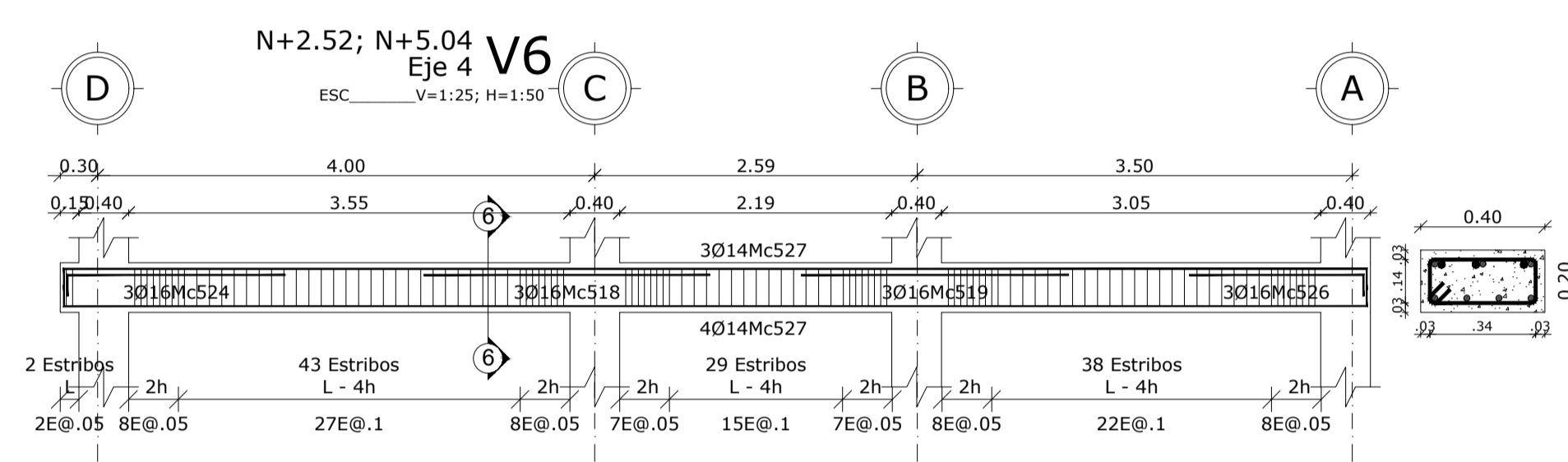
CORTE 3-3
 Sup. #3014Mc515
 Inf. #4014Mc515
 Ref. #3016Mc514
 1E010@0.05 y 0.10
 44E010Mc501
 Total 44 Estribos



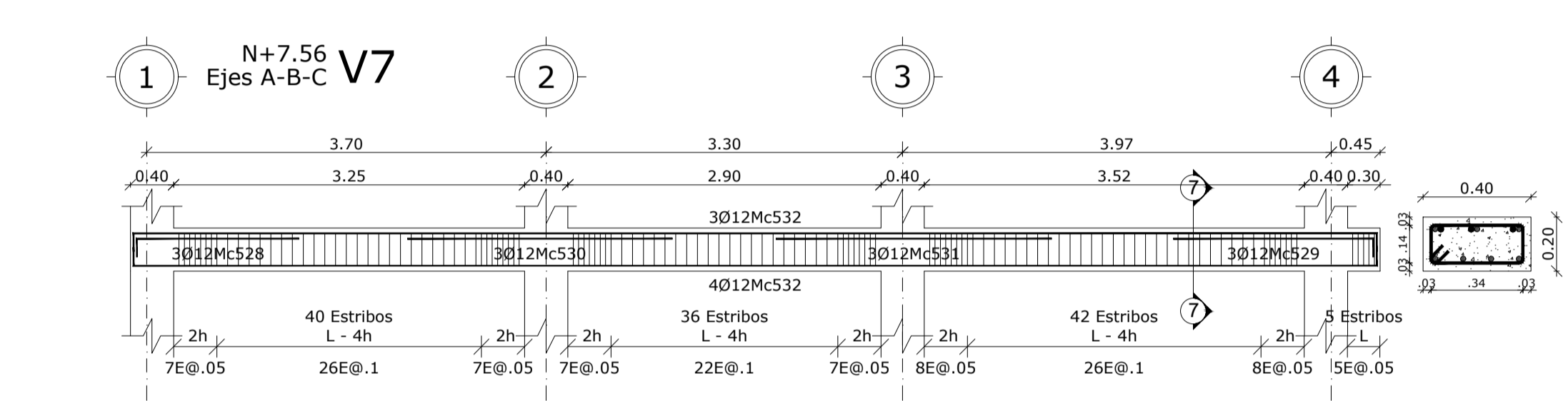
CORTE 4-4
 Sup. #3014Mc520
 Inf. #4014Mc522
 Ref. #3016Mc518
 1E010@0.05 y 0.10
 14E010Mc501
 14 Estribos Traslape
 148E010Mc501
 Total 162 Estribos



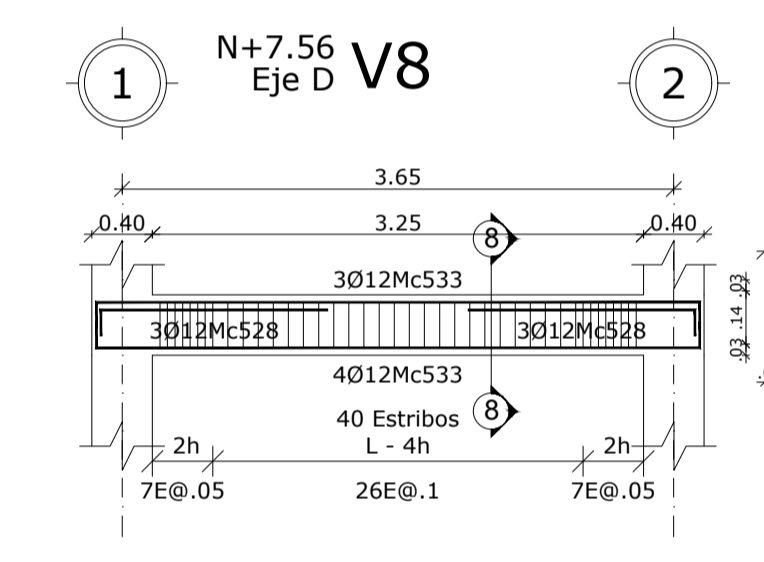
CORTE 5-5
 Sup. #3014Mc525
 Inf. #4014Mc525
 Ref. #3016Mc518
 1E010@0.05 y 0.10
 131E010Mc501
 Total 131 Estribos



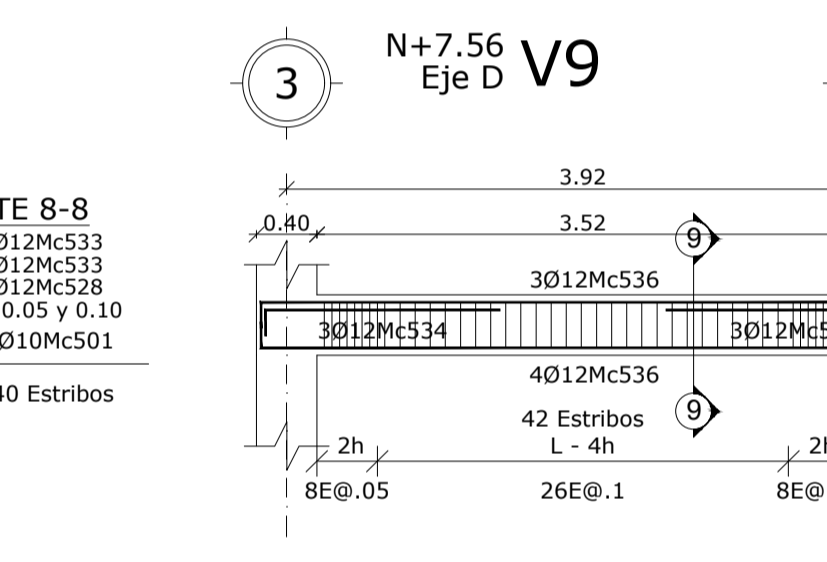
CORTE 6-6
 Sup. #3014Mc527
 Inf. #4014Mc527
 Ref. #3016Mc519
 1E010@0.05 y 0.10
 112E010Mc501
 Total 112 Estribos



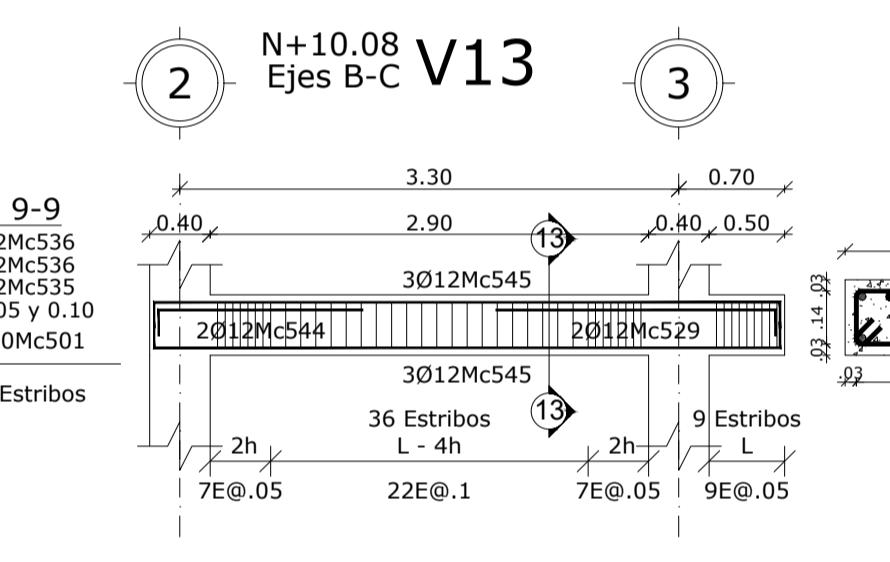
CORTE 7-7
 Sup. #3012Mc532
 Inf. #4012Mc532
 Ref. #3012Mc529
 Ref. #3012Mc529
 1E010@0.05 y 0.10
 123E010Mc501
 Total 123 Estribos



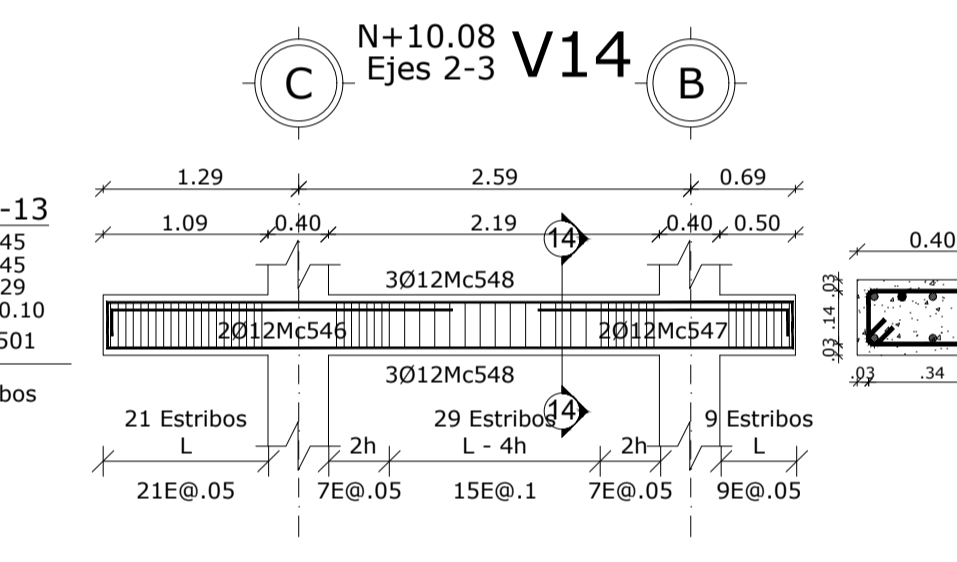
CORTE 8-8
 Sup. #3012Mc533
 Inf. #4012Mc533
 Ref. #3012Mc528
 1E010@0.05 y 0.10
 40E010Mc501
 Total 40 Estribos



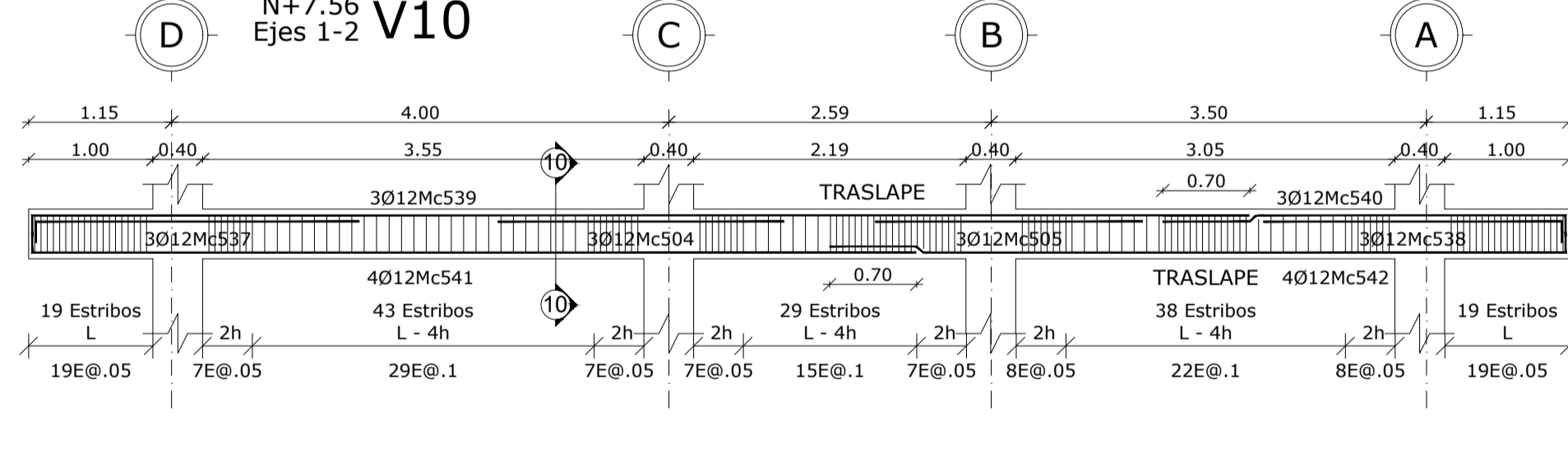
CORTE 9-9
 Sup. #3012Mc536
 Inf. #4012Mc536
 Ref. #3012Mc535
 1E010@0.05 y 0.10
 44E010Mc501
 Total 44 Estribos



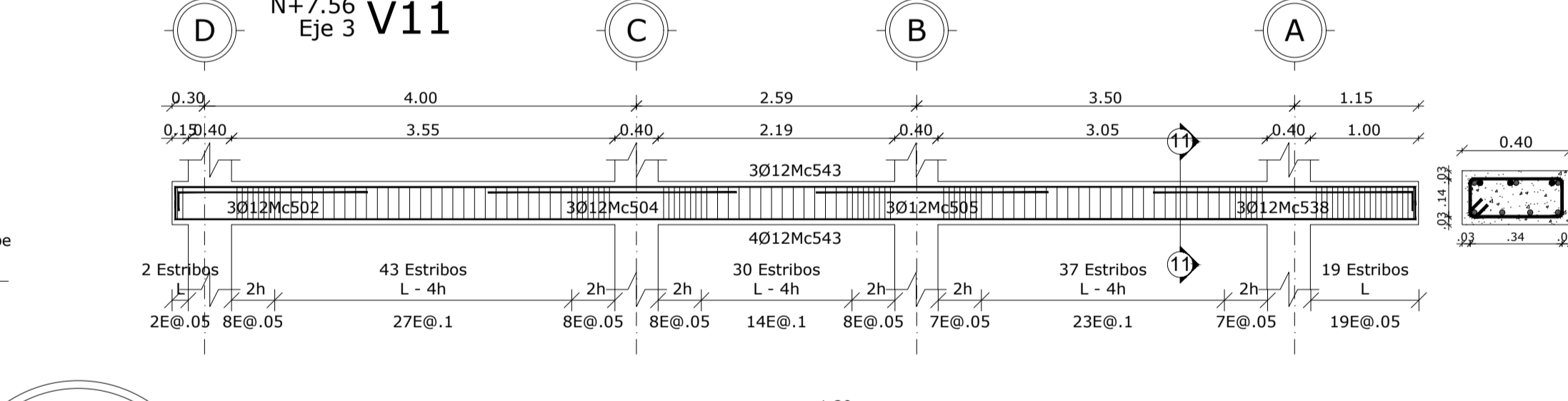
CORTE 13-13
 Sup. #3012Mc545
 Inf. #3012Mc545
 Ref. #2012Mc529
 1E010@0.05 y 0.10
 45E010Mc501
 Total 45 Estribos



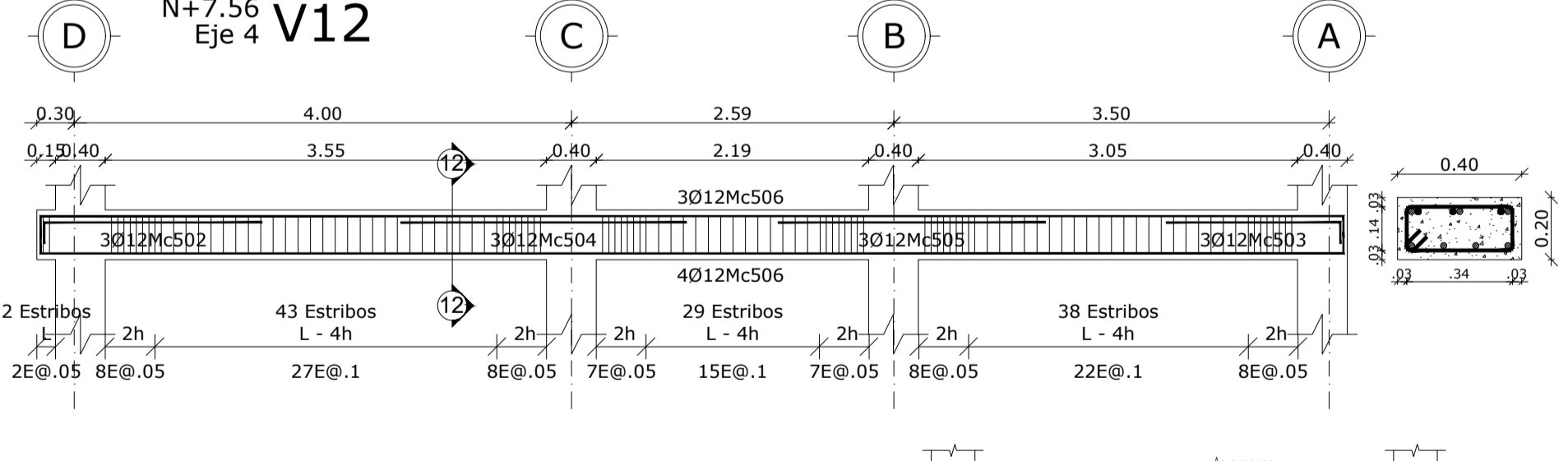
CORTE 14-14
 Sup. #3012Mc548
 Inf. #3012Mc548
 Ref. #2012Mc547
 1E010@0.05 y 0.10
 59E010Mc501
 Total 59 Estribos



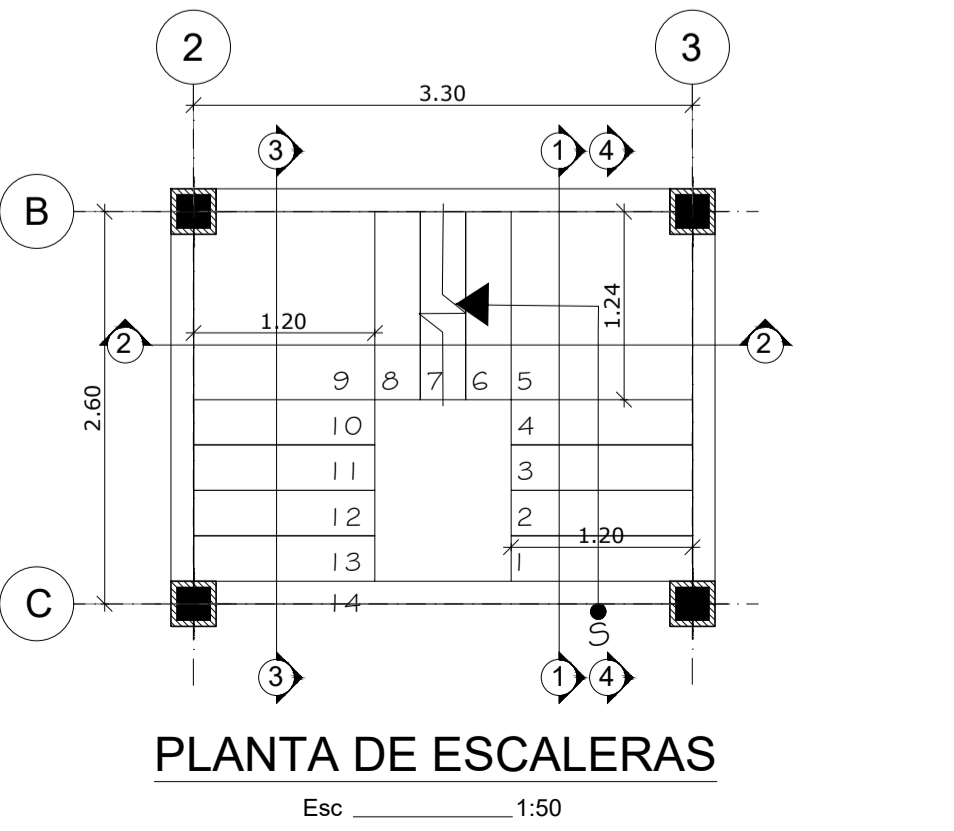
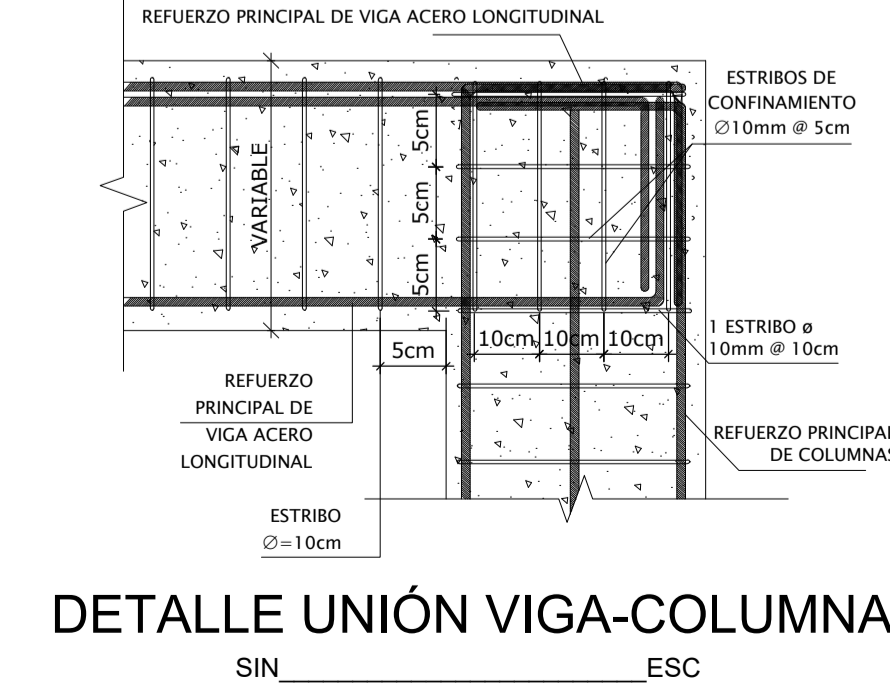
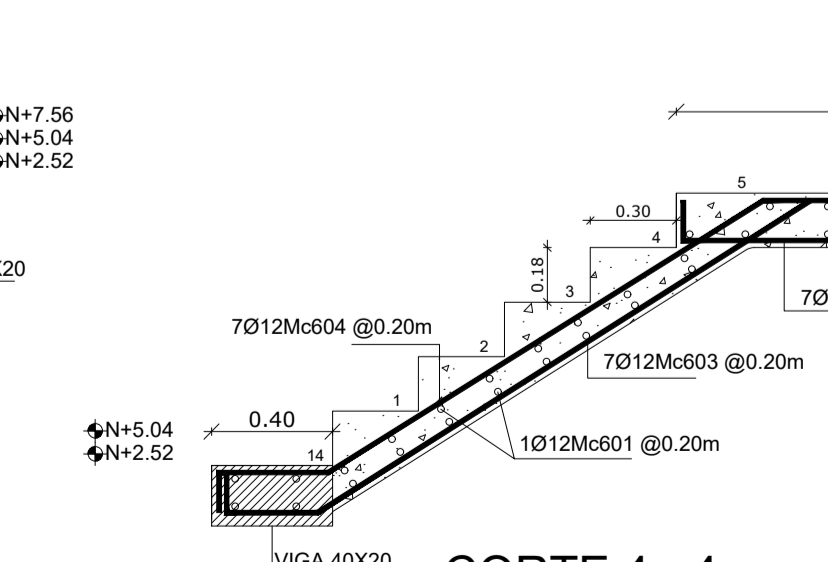
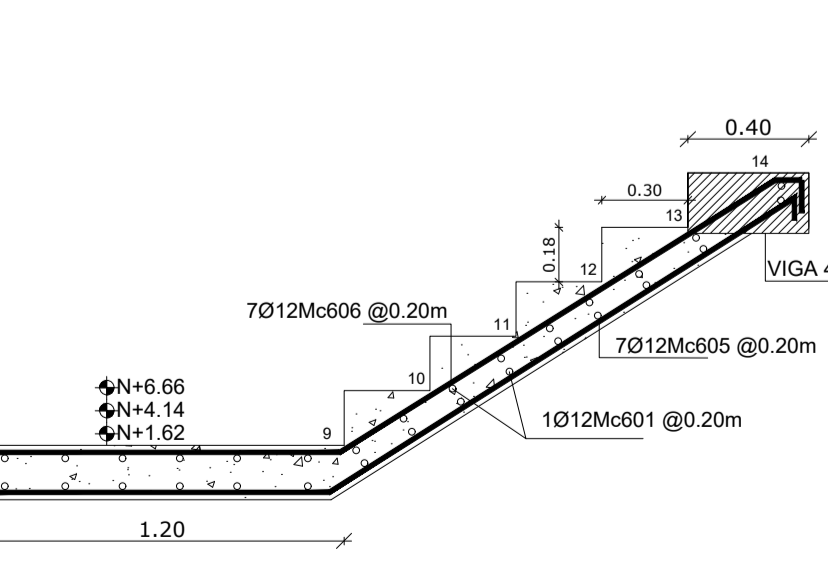
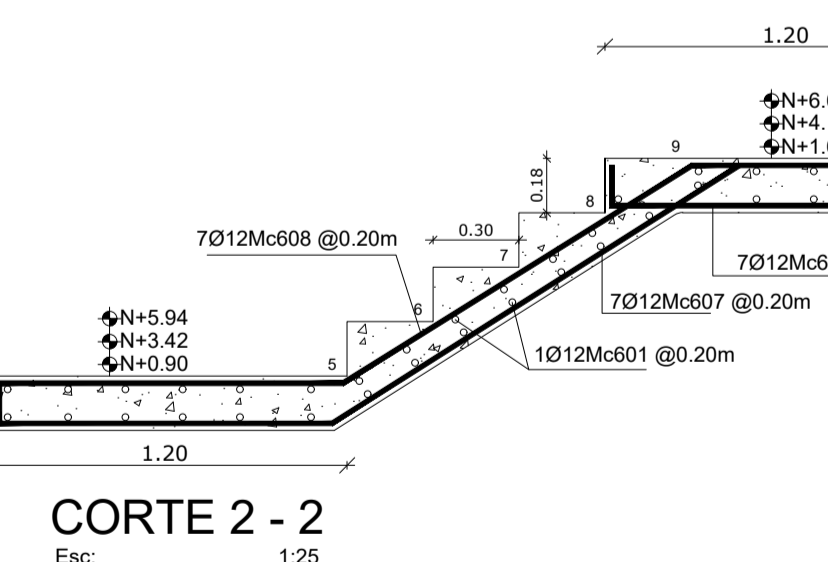
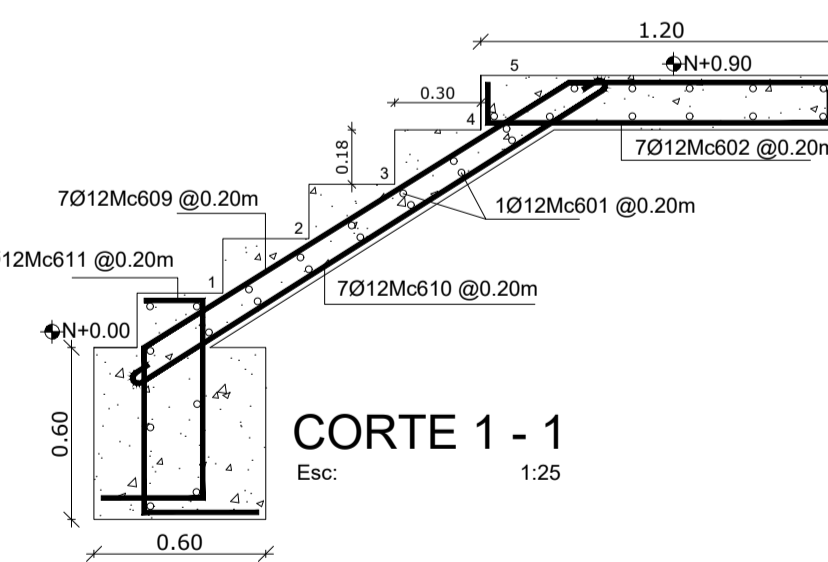
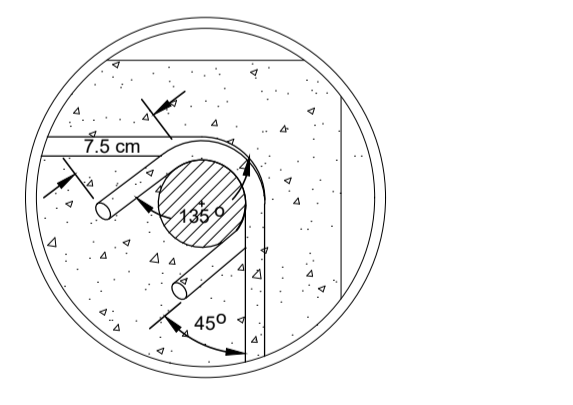
CORTE 10-10
 Sup. #3012Mc539
 Inf. #4012Mc541
 Ref. #3012Mc504
 1E010@0.05 y 0.10
 14E010Mc501
 14 Estribos Traslape
 148E010Mc501
 Total 162 Estribos



CORTE 11-11
 Sup. #3012Mc543
 Inf. #4012Mc543
 Ref. #3012Mc538
 Ref. #2012Mc547
 1E010@0.05 y 0.10
 131E010Mc501
 Total 131 Estribos



CORTE 12-12
 Sup. #3012Mc506
 Inf. #4012Mc506
 Ref. #3012Mc504
 1E010@0.05 y 0.10
 112E010Mc501
 Total 112 Estribos



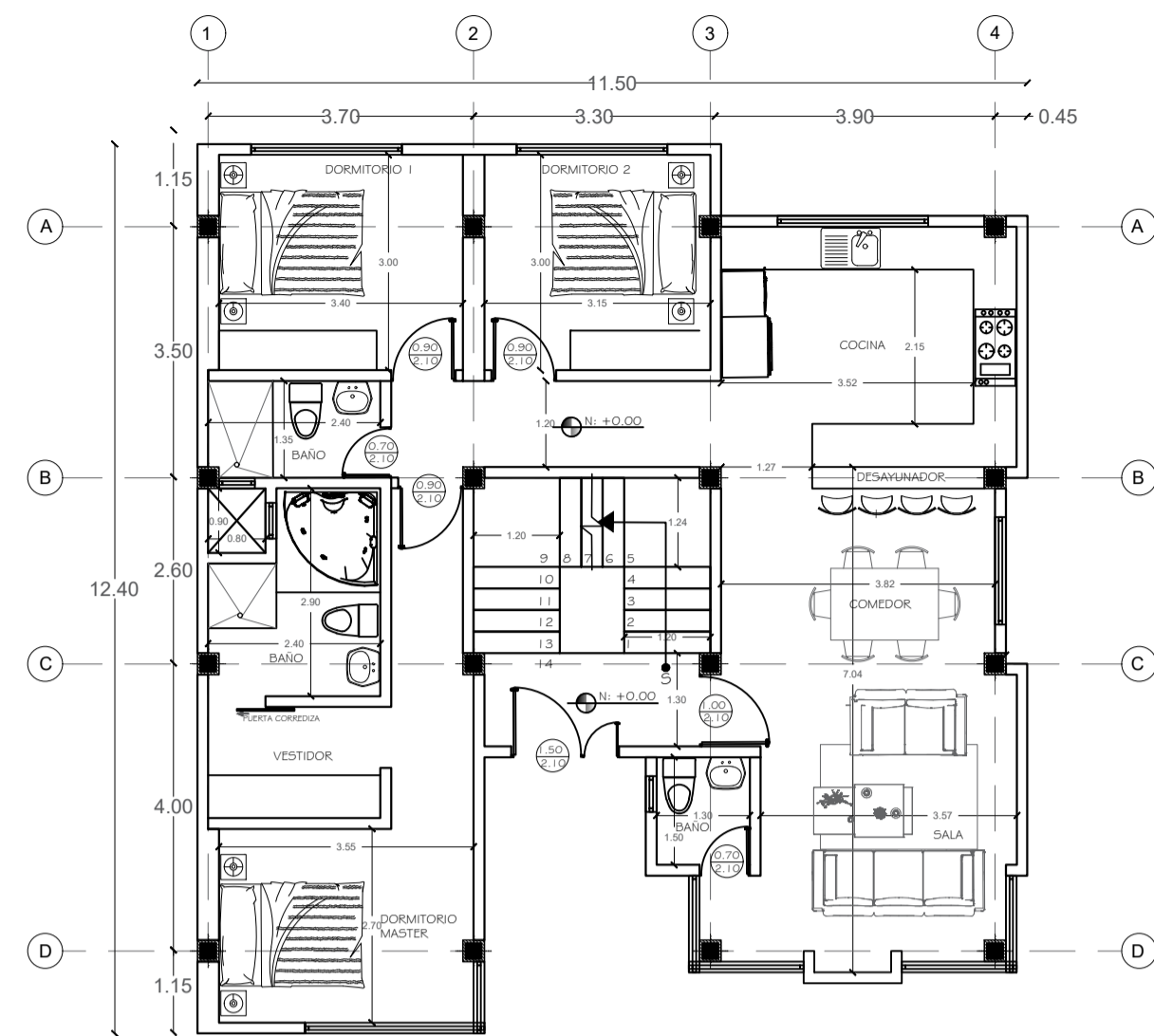
PLANILLA DE ACEROS												
Mc	TIPO	Ø mm	No.	DIMENSIONES					Long. Desar. (m)	Long. Total	Peso Kg.	Obsv.
				a	b	c	d	g				
MARCAS 500 600												
VIGAS												
501	O	10	4288	2X0.34	2X0.14	-	-	2X0.07	1.10	4716.8	2910.3	-
502	L	12	6	1.75	0.17	-	-	-	-	1.92	11.52	10.2
503	L	12	3	1.40	0.17	-	-	-	-	1.57	47.1	4.2
504	II	12	12	2.30	-	-	-	-	-	2.30	27.6	24.5
505	II	12	12	2.15	-	-	-	-	-	2.15	25.8	22.9
506	C	12	7	10.48	2X0.17	-	-	-	-	10.82	75.74	67.3
507	L	16	45	1.50	0.17	-	-	-	-	1.67	75.15	118.6
508	L	16	27	1.85	0.17	-	-	-	-	2.02	54.54	86.1
509	II	16	27	2.45	-	-	-	-	-	2.45	66.15	104.4
510	II	16	27	2.55	-	-	-	-	-	2.55	68.85	108.7
511	C	14	63	11.51	2X0.17	-	-	-	-	11.85	746.55	901.8
512	C	14	21	3.99	2X0.17	-	-	-	-	4.33	90.93	109.8
513	L	16	9	1.55	0.17	-	-	-	-	1.72	15.48	24.4
514	L	16	9	1.70	0.17	-	-	-	-	1.87	16.83	26.6
515	C	14	21	4.41	2X0.17	-	-	-	-	4.75	99.75	120.5
516	L	16	18	2.60	0.17	-	-	-	-	2.77	49.86	78.7
517	L	16	27	2.40	0.17	-	-	-	-	2.57	69.39	109.5
518	II	16	36	2.30	-	-	-	-	-	2.30	82.8	130.7
519	II	16	36	2.15	-	-	-	-	-	2.15	77.4	122.1
520	L	14	18	9.79	0.17	-	-	-	-	9.96	179.28	216.6
521	L	14	18	3.24	0.17	-	-	-	-	3.41	61.38	74.2
522	L	14	24	7.11	0.17	-	-	-	-	7.28	174.72	211.1
523	L	14	24	5.92	0.17	-	-	-	-	6.09	146.16	176.6
524	L	16	18	1.75	0.17	-	-	-	-	1.92	34.56	54.5
525	C	14	21	11.48	2X0.17	-	-	-	-	11.82	248.22	299.9
526	L	16	9	1.40	0.17	-	-	-	-	1.57	14.13	22.3
527	C	14	21	10.48	2X0.17	-	-	-	-	10.82	227.22	274.5
528	L	12	15	1.50	0.17	-	-	-	-	1.67	25.05	22.2
529	L	12	13	1.85	0.17	-	-	-	-	2.02	26.26	23.3
530	II	12	9	2.45	-	-	-	-	-	2.45	22.05	19.6
531	II	12	9	2.55	-	-	-	-	-	2.55	22.95	20.4
532	C	12	21	11.51	2X0.17	-	-	-	-	11.85	248.85	221.0
533	C	12	7	3.99	2X0.17	-	-	-	-	4.33	30.31	26.9
534	L	12	3	1.55	0.17	-	-	-	-	1.72	5.16	4.6
535	L	12	3	1.70	0.17	-	-	-	-	1.87	5.61	5.0
536	C	12	7	4.41	2X0.17	-	-	-	-	4.75	33.25	29.5
537	L	12	6	2.60	0.17	-	-	-	-	2.77	16.62	14.8
538	L	12	9	2.40	0.17	-	-	-	-	2.57	23.13	20.5
539	L	12	6	9.79	0.17	-	-	-	-	9.96	59.76	53.1
540	L	12	6	3.24	0.17	-	-	-	-	3.41	20.46	18.2
541	L	12	8	7.11	0.17	-	-	-	-	7.28	58.24	51.7
542	L	12	8	5.92	0.17	-	-	-	-	6.09	48.72	43.3
543	C	12	7	11.48	2X0.17	-	-	-	-	11.82	82.74	73.5
544	L	12	4	1.35	0.17	-	-	-	-	1.52	6.08	5.4
545	C	12	12	4.14	2X0.17	-	-	-	-	4.48	53.76	47.7
546	L	12	4	2.25	0.17	-	-	-	-	2.42	9.68	8.6
547	L	12	4	1.65	0.17	-	-	-	-	1.82	7.28	6.5
548	C	12	12	4.53	2X0.17	-	-	-	-	4.87	58.44	51.9

ESCALERAS												
601	I	12	296	1.15	-	-	-	0.08	1.31	387.76	344.3	-
602	C	12	56	1.13	0.13	-	-	-	1.39	77.84	69.1	-
603	W	12	28	.13	0.30	1.93	.08	-	2.44	68.32	60.7	-
604	W	12	28	.13	0.36	1.70	0.89	.00	3.21	89.88	79.8	-
605	W	12	28	.13	1.10	1.82	1.13	-	3.18	89.04	79.1	-
606	W	12	28	.13	1.16	1.70	0.09	.00	3.21	89.88	79.8	-
607	W	12	28	.13	1.10	1.59	0.08	-	2.90	81.2	72.1	-
608	W	12	28	0.10	1.16	1.36	0.89	.00	3.65	102.2	90.8	-
609	W	12	7	.38	.54	1.66	0.88	.00	3.56	24.92	22.1	-
610	I	12	7	2.49	-	-	-	-	0.07	6.63	18.41	16.4
611	G	12	7	0.65	0.19	0.34	-	-	1.18	8.26	7.3	-

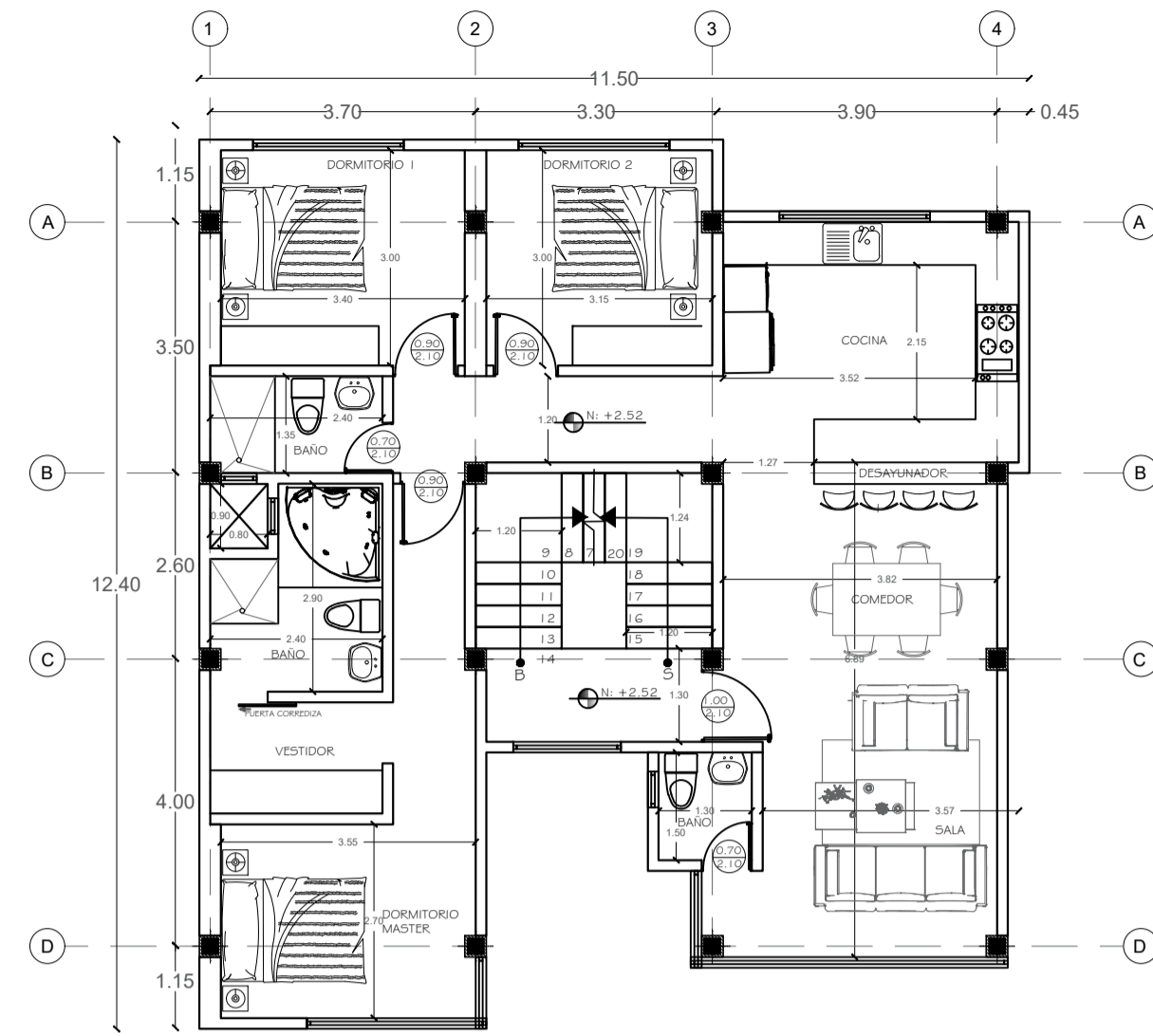
RESUMEN DE MATERIALES												
HORMIGONES		ACERO REFUERZO							ESPECIFICACIONES VIGENTES EN:			
Elemento	H.S.	H.C.	D	D	KG	QQ	QQ	- Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015				
Repantillio			8					- Código del ACI 318-14				
Pintos			10	2910.00	66.00			- Documentos del proyecto				
Cadenas			12	1818.00	41.00			- MATERIALES				
Columnas			14	2385.00	53.00			- Acero de refuerzo fy = 4200 Kg/cm²				
Losas			16	986.00	22.00			- Capacidad portante del suelo = 20 Ton/m²				
Escaleras	12.20		18					- Resistencia Hormigon f'c=210 Kg/cm²				
Vigas			34.30									
Muro												
Otros								- RECUBRIMIENTOS MINIMOS				
								- Cimentación 7.50 cm				
								- Columnas y vigas 3.00 cm				
								- Gradis y losas 2.50 cm				
SUMAR:			46.50		8099.00	181.00						

PROYECTO ESTRUCTURAL

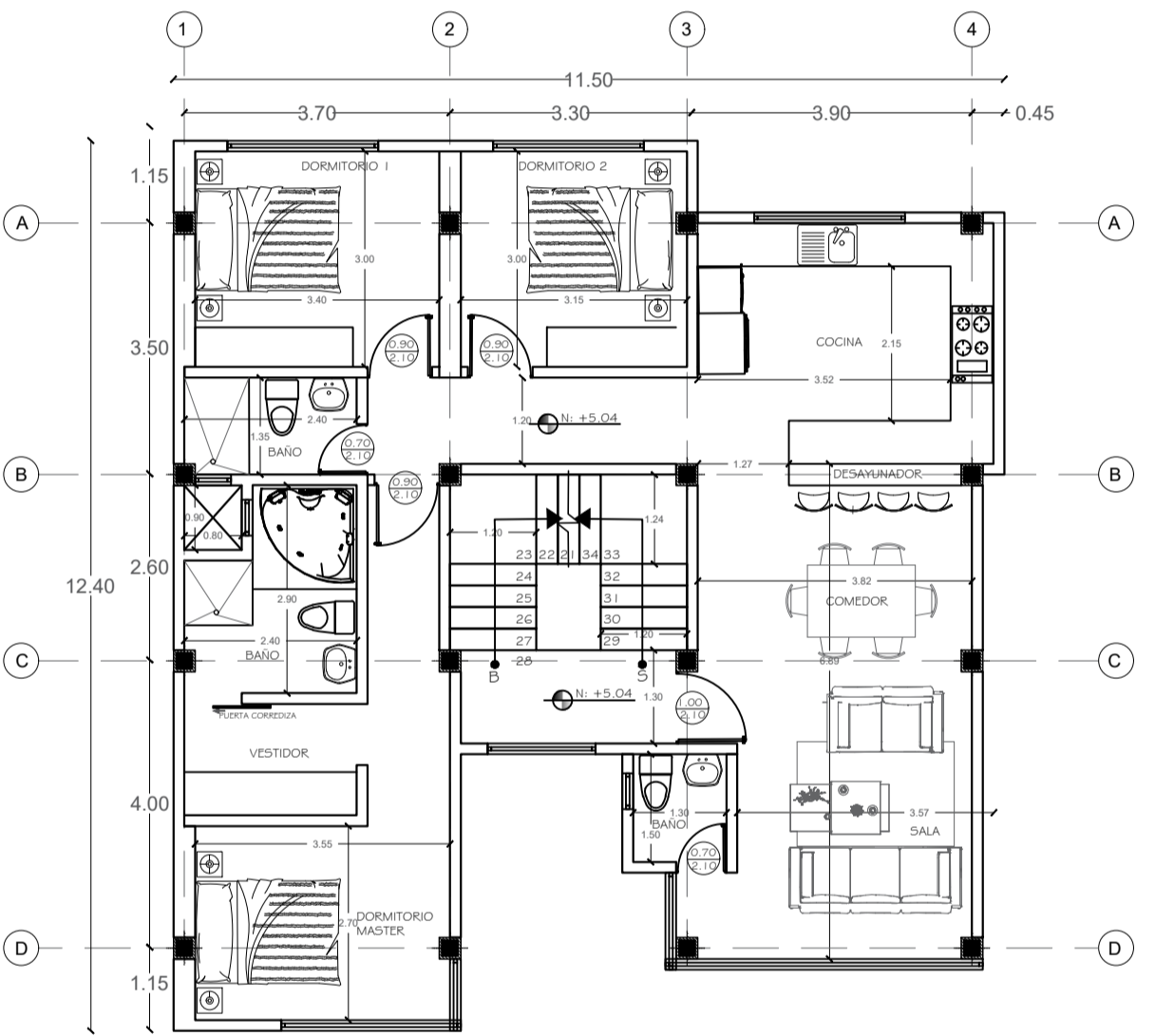
PROPIETARIO:	CONTIENE:	ESCALA:	INDICADAS
	ARMADO DE VIGAS - ARMADO DE ESCALERAS - PLANTA DE ESCALERAS - DETALLES VARIOS - PLANILLA DE ACEROS		
CALCULO:	DIBUJO:	FECHA:	NOVIEMBRE / 2019
ING. OSWALDO MARTINEZ	ING. OSWALDO MARTINEZ	ÁREA TOTAL	373.81m²



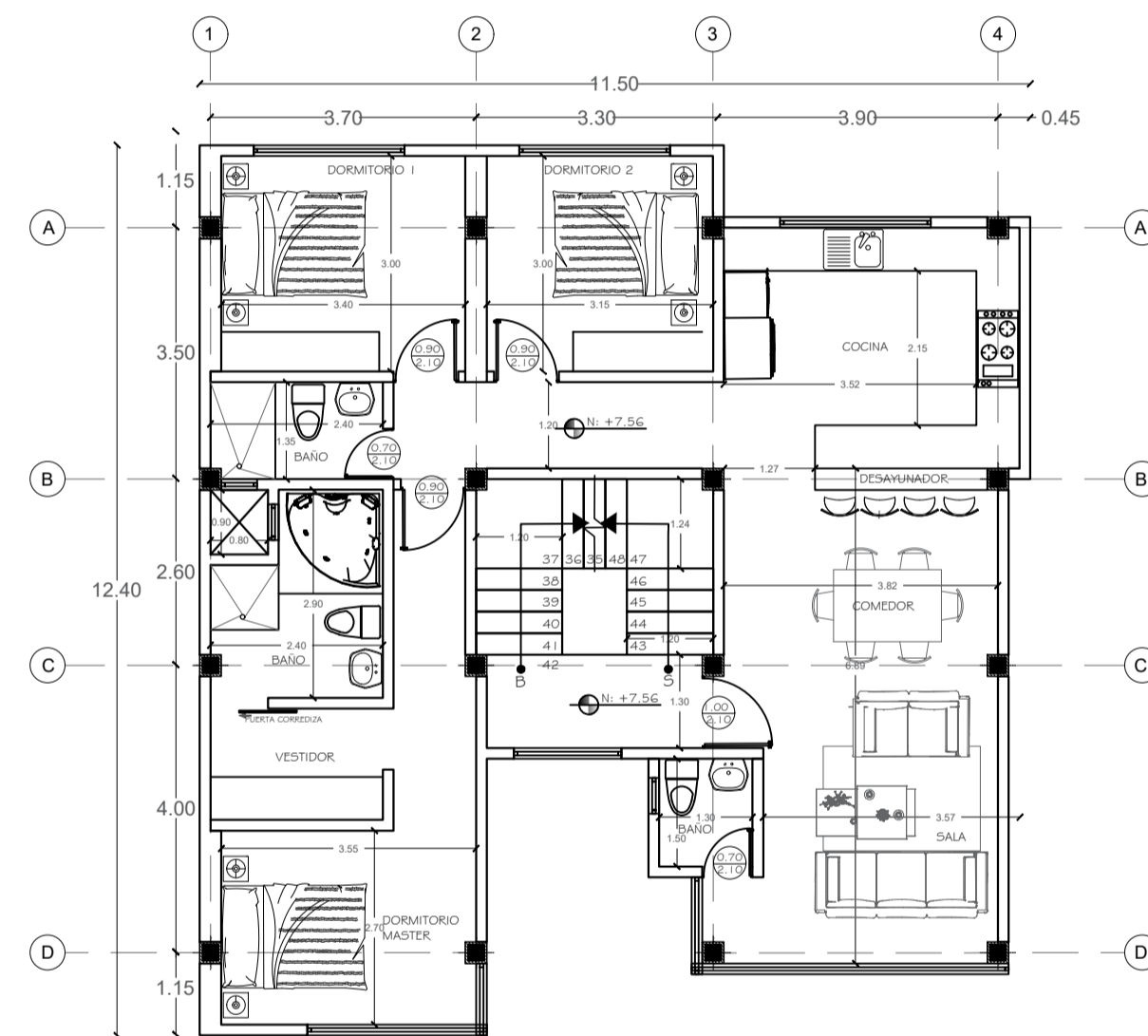
PLANTA BAJA N: +0.00
ESC: 1:100



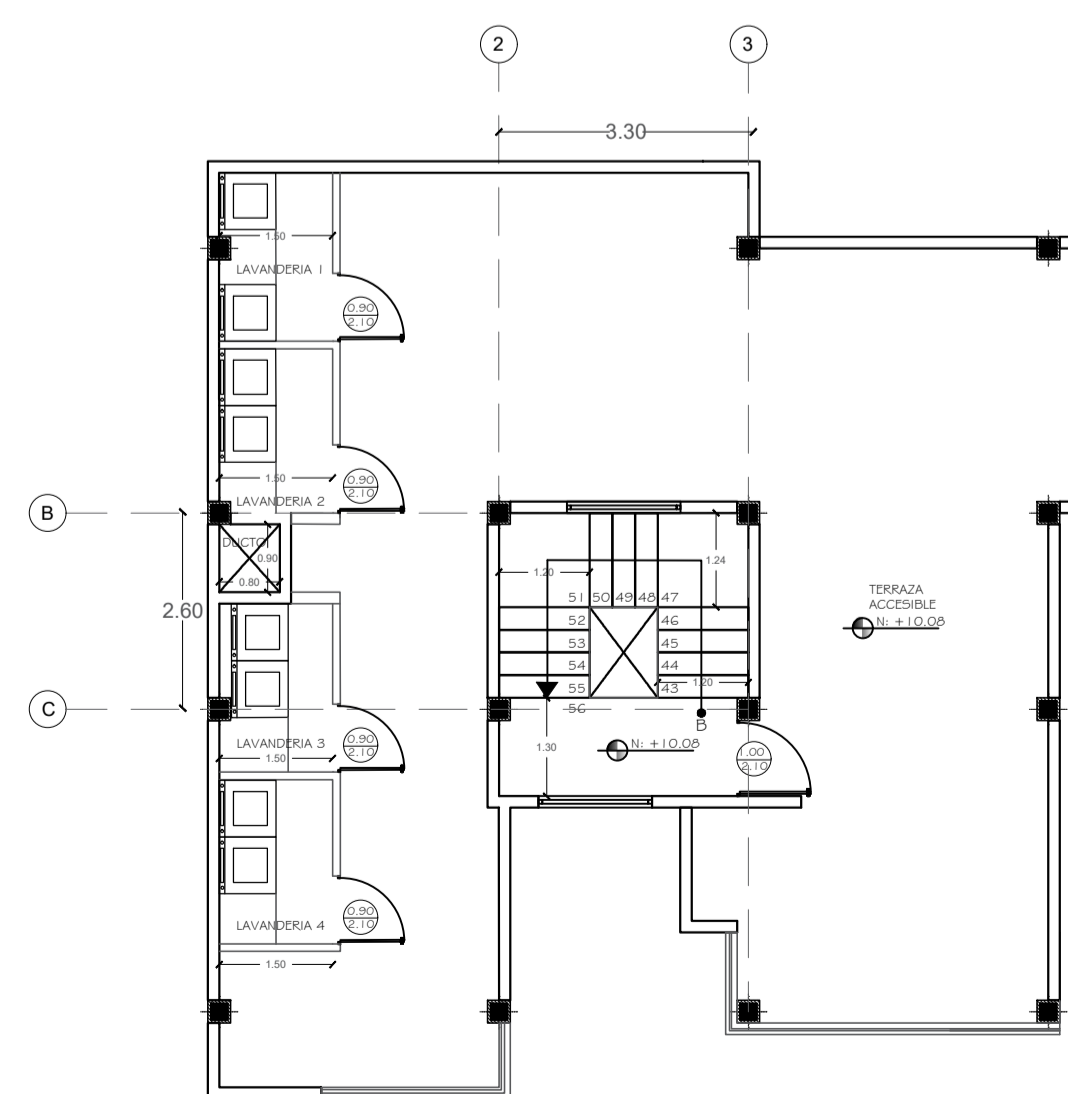
PLANTA ALTA N: +2.52
ESC: 1:100



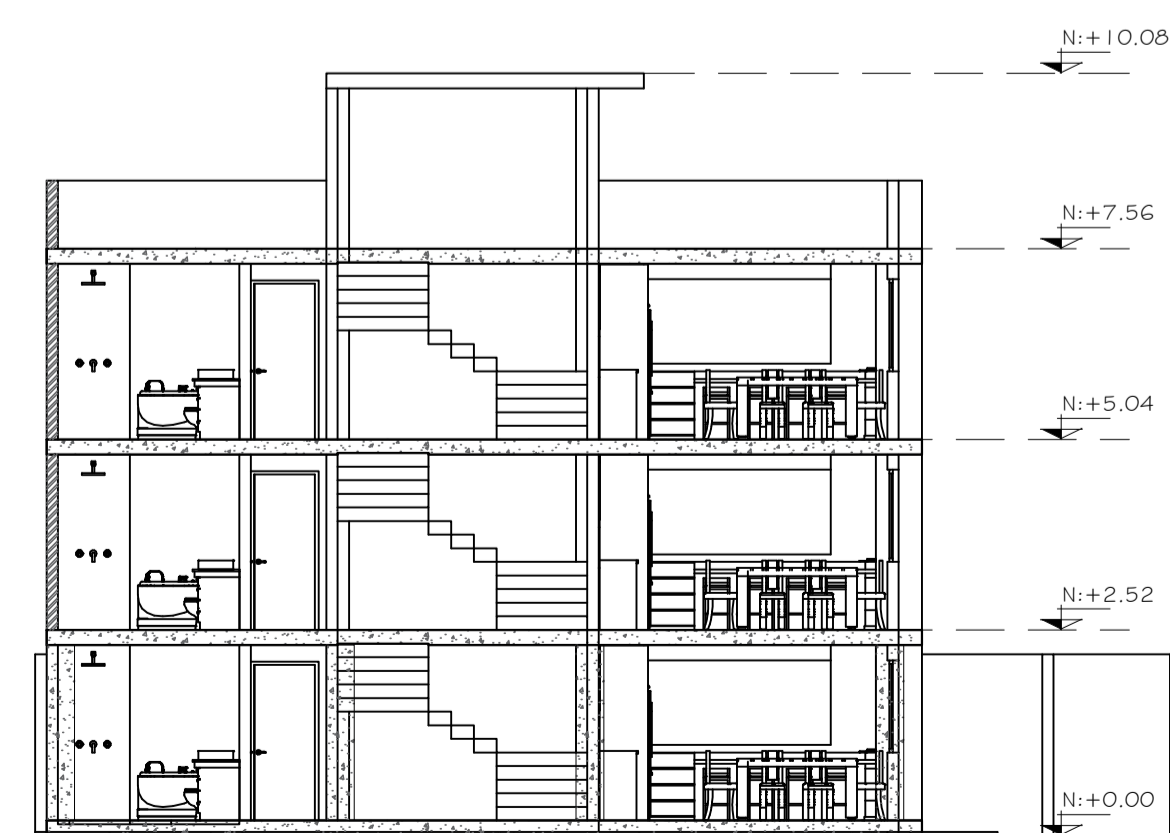
PLANTA ALTA N: +5.04
ESC: 1:100



PLANTA ALTA N: +7.56
ESC: 1:100

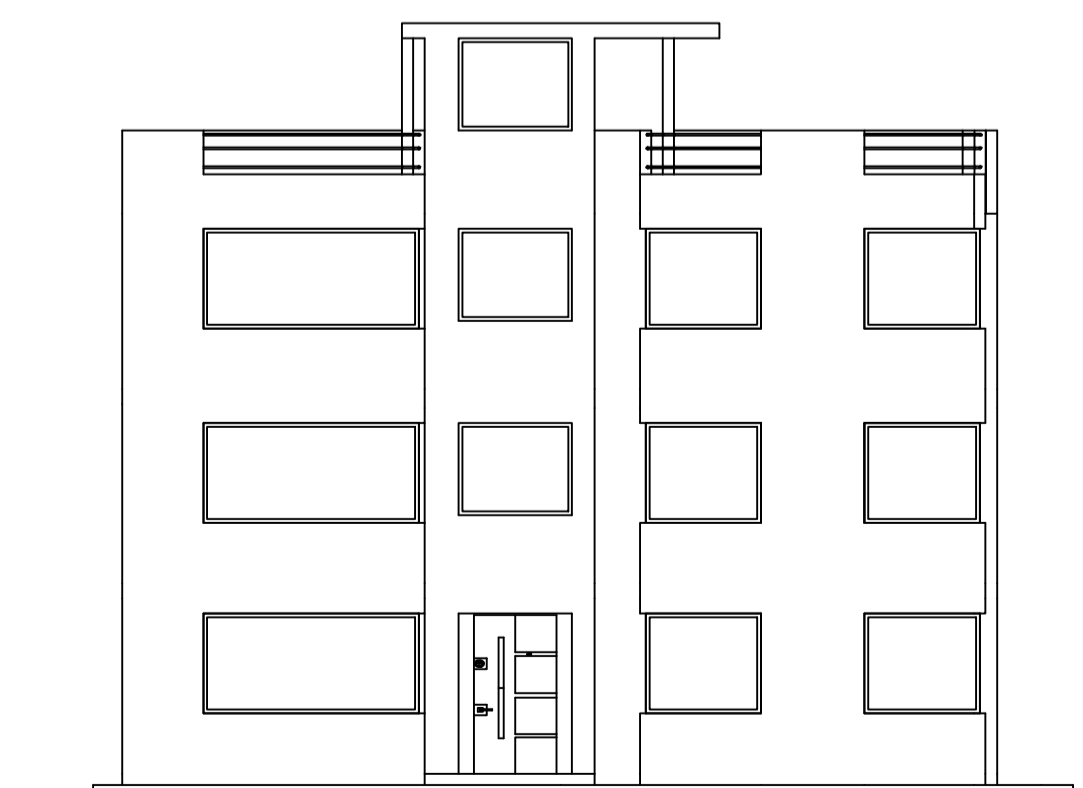


PLANTA ALTA N: +10.08
ESC: 1:100



CORTE A - A

ESC: 1:100



FACHADA FRONTAL

ESC: 1:100

SELLOS MUNICIPALES

PROYECTO

CLAVE CATASTRAL

UBICACION:

PROPIETARIO

PLANIFICACION

DIRECCION TECNICA

CONTIENE

LAMINA DE 1

AREA TERRENO m²
AREA CONSTRUCCION m²

FECHA

ESCALA INDICADAS