



UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

CARRERA: INGENIERÍA CIVIL

MODALIDAD: PROYECTO TÉCNICO.

**PROYECTO TÉCNICO PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL**

TEMA:

**“ESTUDIO COMPARATIVO ENTRE EL DISEÑO POR FUERZAS Y EL
DISEÑO POR MEDIO DE DESPLAZAMIENTOS DE LA ESTRUCTURA
DEL EDIFICIO MATRIZ GUARANDA “PLAN DIEZ MILLONES CENEL
BOLÍVAR” SEGÚN LA NORMA NEC 2014.”**

AUTOR: Víctor Eduardo Espinoza Romero

TUTOR: Ing. Msc. Jorge Cevallos.

AMBATO – ECUADOR

2016

CERTIFICACIÓN

CERTIFICO:

Que el presente proyecto técnico de grado bajo el tema: “ESTUDIO COMPARATIVO ENTRE EL DISEÑO POR FUERZAS Y EL DISEÑO POR MEDIO DE DESPLAZAMIENTOS DE LA ESTRUCTURA DEL EDIFICIO MATRIZ GUARANDA “PLAN DIEZ MILLONES CENEL BOLÍVAR” SEGÚN LA NORMA NEC 2014.”, es trabajo personal del Sr. Víctor Eduardo Espinoza Romero, el mismo que realizo en su totalidad bajo mi dirección.

Ambato, Noviembre 2016

.....
Ing. Msc. Jorge Cevallos.
DIRECTOR DE PROYECTO TÉCNICO

AUTORÍA DEL PROYECTO TÉCNICO

Yo, Víctor Eduardo Espinoza Romero, con C.I. 180354811-2, indico que las ideas, propuestas y resultados emitidos en el presente trabajo de graduación “ESTUDIO COMPARATIVO ENTRE EL DISEÑO POR FUERZAS Y EL DISEÑO POR MEDIO DE DESPLAZAMIENTOS DE LA ESTRUCTURA DEL EDIFICIO MATRIZ GUARANDA “PLAN DIEZ MILLONES CENEL BOLÍVAR” SEGÚN LA NORMA NEC 2014.”, son de mi completa autoría.

Ambato, Noviembre 2016.

.....

Víctor Eduardo Espinoza Romero

AUTOR

APROBACIÓN PROFESORES CALIFICADORES

Los suscritos profesores calificadores, una vez revisado, aprueban el informe de investigación, sobre el tema: **“ESTUDIO COMPARATIVO ENTRE EL DISEÑO POR FUERZAS Y EL DISEÑO POR MEDIO DE DESPLAZAMIENTOS DE LA ESTRUCTURA DEL EDIFICIO MATRIZ GUARANDA “PLAN DIEZ MILLONES CENEL BOLÍVAR” SEGÚN LA NORMA NEC 2014.”** del egresado Víctor Eduardo Espinoza Romero, de la carrera de Ingeniería Civil, el mismo que guarda conformidad con las disposiciones reglamentarias emitidas por el Centro de Estudios de Pregrado de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica de la Universidad Técnica de Ambato.

Para constancia Firman,

Ing.Mg. Carlos Navarro
PROFESOR CALIFICADOR

Ing.Mg. Miguel Mora
PROFESOR CALIFICADOR

DERECHOS DE AUTOR

Autorizó a la Universidad Técnica de Ambato, para que haga de este Proyecto Técnico 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 patrimoniales de mi Proyecto Técnico con fines de difusión pública, además apruebo la reproducción de este Proyecto Técnico dentro de las regulaciones de las Universidades, siempre y cuando esta reproducción no suponga ganancia económica y se realce respetando mis derechos de autor.

Ambato, Noviembre del 2016

Autor

Sr. Víctor Eduardo Espinoza Romero

DEDICATORIA

Con todo el amor y respeto dedico a Dios y a mis padres Fernando Espinoza y Carmita Romero, quienes han sido mi ejemplo de constancia y dedicación, me han apoyado para salir adelante en todo momento siendo una luz de esperanza y admiración en mi vida, a mis hermanos Paúl y David que siempre me han dado fuerzas para seguir y no rendirme ante las dificultades, a Salomé y Jared por ser mi apoyo, motivación y estar siempre a mi lado.

Esto es por ustedes y para ustedes, de corazón Gracias.

AGRADECIMIENTO

Agradezco profundamente a Dios y a mis padres y hermanos por estar siempre presentes durante mi formación académica y por inculcarme buenos valores; a los profesores que me han brindado su apoyo durante toda esta carrera estudiantil especialmente a los profesores de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Técnica de Ambato.

De manera muy especial al Ing. Mg. Jorge Cevallos por el apoyo brindado en la ejecución y culminación de este proyecto.

A la **Empresa Eléctrica Ambato Regional Centro Norte S.A. “EEASA”**, por facilitar la información necesaria para la ejecución del proyecto.

INDICE GENERAL

CAPÍTULO I	1
ANTECEDENTES	1
1.1 TEMA.....	1
1.2 ANTECEDENTES.....	1
1.3 JUSTIFICACIÓN.....	2
1.4 OBJETIVOS.....	4
1.4.1 OBJETIVO GENERAL.....	4
1.4.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	4
CAPÍTULO II	5
FUNDAMENTACIÓN	5
2.1 INVESTIGACIONES PREVIAS.....	5
2.2 FUNDAMENTACIÓN LEGAL.....	7
2.3 FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA.....	7
2.3.1 Método de diseño Basado en Fuerzas (DBF).....	8
2.3.2 Método de Diseño Basado en Desplazamientos (DBD).....	11
2.3.3 Estados límites de diseño y niveles de desempeño.....	14
2.3.4 Estados Límites Estructurales.....	14
CAPITULO III	17
3.1 Pre-diseño	17
3.1.1 Pre-diseño de Losas.....	17
3.1.2 Pre-diseño de Columnas.....	25
3.1.3 Pre-diseño de Vigas.....	33
3.2 Cálculo de la estructura Método Basado en Fuerzas – Método Basado en Desplazamientos.....	41
3.2.1 Cálculo del periodo fundamental de vibración de la estructura.....	51
3.2.2 Cálculo del periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño (T_c , T_o).....	51
3.2.3 Cálculo del Espectro de Aceleraciones (S_a).....	51
3.2.4 Cálculo del Cortante Basal.....	53
3.2.6 Cálculo de la carga Muerta Total de la estructura.....	54
3.3 Modelamiento del edificio.....	56
3.3.1 Chequeo del Análisis Estático de la Estructura.....	57
3.3.1.1 Chequeo de Cortantes Estáticos y Dinámicos.....	57

3.3.2 Cálculo de Derivas.	59
3.3.2.1 Límites permisibles de las derivas de piso.	59
3.3.3 Participación modal de la masa.	60
3.4 Diseño Basado en Desplazamientos de La Estructura.	61
3.4.1 Características principales de la estructura:	61
3.4.2 Puntos clave del Diseño Basado en Desplazamientos.	62
3.4.3 Determinación de los periodos límites.	62
3.4.4 Espectro elástico de diseño en desplazamientos.	63
3.4.5 Parámetros de Diseño del Diseño Directo Basado en Desplazamientos.	65
3.4.6 Desplazamiento de diseño.	67
3.4.7 Cálculo del factor de amplificación de derivas.	68
3.4.8 Cálculo del perfil del desplazamiento de diseño (Δ_i).	68
3.4.9 Cálculo del desplazamiento característico (Δ_d).	69
3.4.10 Cálculo de la masa efectiva (m_e).	69
3.4.11 Cálculo de la altura efectiva (H_{eff}).	69
3.4.12 Cálculo del desplazamiento de Fluencia (Δ_y).	70
3.4.13 Cálculo de la demanda de ductilidad (μ).	70
3.4.14 Cálculo del amortiguamiento viscoso equivalente.	71
3.4.15 Cálculo del factor de reducción de demanda sísmica (R_e).	71
3.4.16 Cálculo del período efectivo.	72
3.4.17 Cálculo de la rigidez efectiva.	73
3.4.18 Cálculo del cortante basal de diseño.	73
3.4.19 Distribución de la Fuerza del Cortante Basal.	74
3.5 Datos de la estructura:	75
3.5.1 Análisis de Resultados.	79
3.5.1.1 Análisis en Columnas.	79
3.5.1.2 Análisis en vigas.	81
3.6 Análisis Comparativo de los Métodos de Diseño.	84
3.6.1 Cortante Basal.	84
3.6.2 Momentos en el Pórtico D.	84
3.6.3 Armado de elementos para el Pórtico D.	88
Capítulo IV	91
Conclusiones y Recomendaciones	91

4.1 Conclusiones.....	91
4.2 Recomendaciones.....	92
BIBLIOGRAFÍA	94
ANEXOS	95

INDICE DE TABLAS

Tabla 1: Síntesis de la filosofía de diseño.....	9
Tabla 2: Carga axial por nivel para columnas centrales	26
Tabla 3: Diámetros de Columnas centrales por nivel	27
Tabla 4: Carga axial por nivel para columnas esquineras.....	29
Tabla 5: Diámetros de Columnas esquineras por nivel.....	30
Tabla 6: Carga axial por nivel para columnas de lindero.....	31
Tabla 7: Diámetros de Columnas de lindero por nivel	32
Tabla 8: Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada.....	41
Tabla 9: Poblaciones ecuatorianas y valor del factor Z	42
Tabla 10: Clasificación de los perfiles del suelo.....	43
Tabla 11: Tipo de suelo y Factores de sitio Fa.....	44
Tabla 12: Tipo de suelo y Factores de sitio Fd.	44
Tabla 13: Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo Fs.	45
Tabla 14: Tipo de uso, destino e importancia de la estructura	45
Tabla 15: Configuraciones estructurales recomendadas.....	46
Tabla 16: Configuraciones estructurales no recomendadas.	46
Tabla 17: Coeficientes de irregularidad en planta.....	47
Tabla 18: Coeficientes de irregularidad en elevación.....	48
Tabla 19: Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles	49
Tabla 20: Valores de Ct y α	50
Tabla 21: Resumen de Pesos de Columnas por Piso.....	55
Tabla 22: Resumen de Pesos de Vigas por Piso.	56
Tabla 23: Resumen de Pesos de la Estructura por Piso.....	56
Tabla 24: Cortante Estático en el Sentido X.....	57
Tabla 25: Cortante Dinámico en el sentido X.....	57
Tabla 26: Cortante Estático en el sentido Y.....	58
Tabla 27: Cortante Dinámico en el Sentido Y.	58
Tabla 28: Valores de Δ_M máximos expresados como fracción de la altura de piso ...	59
Tabla 29: Derivas de la estructura.....	29
Tabla 30: Participación Modal de la Masa.....	60
Tabla 31: Resumen de Peso y Masas de la Estructura.	66

Tabla 32: Resuen de Pesos de Columnas.....	66
Tabla 33: Resumen de Pesos de Vigas.....	67
Tabla 34: Resumen de Masas por Elementos de la Estructura.	67
Tabla 35: Límites de deformación Unitaria.	67
Tabla 36: Resumen del factor de amplificación dinámica y del perfil de desplazamiento para cada nivel de la estructura.	68
Tabla 37: Resumen de los parámetros de diseño del pórtico representativo.	73
Tabla 38: Fuerzas Laterales o Fuerzas de piso	74
Tabla 39: Resumen de cargas de la estructura	77
Tabla 40: Resumen del diseño de columnas.	80
Tabla 41:Resumen del armado de columnas.....	80
Tabla 42: Secciones y corte típico de columnas.	81
Tabla 43: Resumen del diseño de vigas.	82
Tabla 44: Armadura de las vigas.....	83
Tabla 45:Resumen de los desplazamientos elásticos por piso.	83
Tabla 46:Cortante Basal de los Métodos de Diseño por Fuerzas y Desplazamientos.	84
Tabla 47:Comparación de los momentos de diseño de los Métodos de Diseño por Fuerzas y Desplazamientos.	87

INDICE DE FIGURAS

Figura 1: Procedimiento de aplicación del DBF	10
Figura 2: Fundamentos del DDBD	12
Figura 3: Esquema del Diseño BASado en Desplazamientos	13
Figura 4: Relación entre el Sismo de Diseño y el nivel de desempeño del sistema....	15
Figura 5: Tablero Crítico Nivel +0,00.....	17
Figura 6: Corte Típicop de la losa.....	18
Figura 7: Pared Tipo.....	19
Figura 8: Distribución de Paredes en el Tablero Crítico del Nivel +0,00.....	19
Figura 9: Diagrama de Momentos	22
Figura 10: Áreas Tributarias	23
Figura 11: Longitudes de Columnas centrales.....	25
Figura 12: Columna Esquinera.....	28
Figura 13: Columna de Lindero.....	30
Figura 14: Mosaico de Cargas y Áreas, Viga Eje D	33
Figura 15: Mosaico de Cargas y Áreas, Viga Eje 5	35
Figura 16: Mosaico de Cargas y Áreas, Viga Eje E.....	37
Figura 17: Mosaico de Cargas y Áreas, Viga Eje 6.....	39
Figura 18: Ecuador, zonas sísmicas para propositos de diseño	41
Figura 19: Espectro de Aceleraciones.....	52
Figura 20: Modelo de la Estructura.....	53
Figura 21: Linearización equivalente.....	62
Figura 22: Espectro de desplazamientos.....	64
Figura 23: Factor de reduccción de la demanda sísmica.....	71
Figura 24: Periodo efectivo del sistema equivalente de un grado de libertad.....	72
Figura 25: Fuerzas de piso.....	75
Figura 26: Modelo estructural con las secciones definidas.....	76
Figura 27: Carga Viva distribuida en Ton/m	77
Figura 28: Carga Muerta distribuida en Ton/m	78
Figura 29: Porcentaje de acero en columnas.....	79
Figura 30: Porcentaje de acero en vigas.....	82

Figura 31: Armado de columnas centrales.....	88
Figura 32: Armado de columnas periféricas.....	88
Figura 33: Cuantía en vigas Método por Fuerzas.....	89
Figura 34: Cuantía en vigas Método por Desplazamientos.....	89
Figura 35: Armado de vigas para los Métodos de diseño.....	90

TEMA:

“ESTUDIO COMPARATIVO ENTRE EL DISEÑO POR FUERZAS Y EL DISEÑO POR MEDIO DE DESPLAZAMIENTOS DE LA ESTRUCTURA DEL EDIFICIO MATRIZ GUARANDA “PLAN DIEZ MILLONES CENEL BOLÍVAR” SEGÚN LA NORMA NEC 2014.”

Resumen Ejecutivo

El presente proyecto se realiza con el objeto de comparar el Método de Diseño por Fuerzas con el Método de Diseño Basado en Desplazamientos, para determinar cuál es el método más óptimo de diseño para la estructura en estudio.

El tema del proyecto planteado se realiza con el fin de establecer una guía metodológica sobre el Diseño Basado en Desplazamientos y establecer una comparación para determinar el método más óptimo de diseño para estructuras aperticadas de hormigón armado con muros estructurales.

Para la ejecución del proyecto se consideró las Normas de Diseño Sísmico, NEC-14 (Norma Ecuatoriana de la Construcción), Código ACI 318-14 (American Concrete Institute) y el libro “Displacement Based Seismic Desing of Structures” Priestley 2007.

Una de las principales ventajas del Diseño Basado en Desplazamientos es que el desplazamiento se utiliza como medida de la demanda sísmica y como indicador del nivel de daño, teniendo en cuenta que el daño se correlaciona mejor con desplazamientos que con fuerzas.

El análisis de la estructura se ha llevado a cabo mediante un software especializado, donde se comparó derivas, cortantes y desplazamientos, cumpliendo con llas expectativas planteadas en este proyecto.

CAPÍTULO I

ANTECEDENTES

1.1 TEMA.

“Estudio comparativo entre el Diseño por Fuerzas y el Diseño por medio de Desplazamientos de la estructura del Edificio Matriz Guaranda “Plan Diez Millones CENEL Bolívar” según la Norma NEC 2014.”

1.2 ANTECEDENTES.

La filosofía de diseño sísmico permite comprobar el nivel de seguridad de vida. El diseño estructural se hace para el sismo de diseño, evento que tiene una probabilidad del 10% de ser excedido en 50 años, equivalente a un periodo de retorno de 475 años.

Para estructuras el objetivo de diseño es:

- Prevenir daños en elementos no estructurales y estructurales ante terremotos pequeños y frecuentes, que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura.
- Prevenir daños graves y controlar daños no estructurales, ante terremotos moderados y poco frecuentes, que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura.
- Evitar el colapso ante terremotos severos que pueden ocurrir rara vez durante la vida útil de la estructura, procurando salvaguardar la vida de sus ocupantes.

Los métodos estático lineal y pseudo-dinámico son ambos obligatorios para todo tipo de estructuras. El Diseño Basado en Fuerzas es obligatorio para todo tipo de estructuras, El Diseño Basado en Desplazamientos constituye una alternativa al Diseño Basado en Fuerza.

En el Diseño Basado en Fuerzas las estructuras deben diseñarse para resistir fuerzas sísmicas provenientes de las combinaciones de las fuerzas horizontales, para determinar los efectos relacionados.

Se asumirá que las fuerzas sísmicas de diseño actúan de manera no concurrente en la dirección de cada eje principal de la estructura.

El enfoque de Diseño Sísmico Basado en Fuerzas consiste en diseñar la estructura con los elementos mecánicos obtenidos de un análisis lineal utilizando fuerzas derivadas de espectros de diseño elásticos afectados por factores de reducción que consideran, entre otros aspectos, el comportamiento inelástico de las estructuras.

La filosofía del Diseño Directo Basado en Desplazamientos es la consideración de la deformación (generalmente desplazamientos o derivas de piso correspondientes a un estado límite o nivel de desempeño).

El Diseño Basado en Desplazamientos parte de un desplazamiento objetivo (desplazamiento de diseño) que es en función del desempeño o (nivel de daño) deseado en la estructura y proporciona la resistencia lateral requerida para alcanzar ese desempeño.

En este método se lleva a cabo el diseño para un desplazamiento objetivo en vez de para un desplazamiento límite.

Para asegurar la eficiencia del Diseño Basado en Desplazamientos, se utilizará paralelamente los principios del Diseño por Capacidad para el detallamiento de los elementos del sistema sismo resistente, con el propósito de asegurar que el mecanismo dúctil seleccionado para el edificio y solo ese se desarrolle durante un evento sísmico severo.

Este método favorecerá para estructuras esenciales y de ocupación especial, y puede ser utilizado para el diseño sismo resistente de:

- Edificios aporticados de Hormigón Armado o Acero.
- Edificios con muros estructurales.

1.3 JUSTIFICACIÓN.

Al tratarse de una aproximación relativamente nueva, y previo al estudio de la amplificación dinámica por este procedimiento, se hace un breve repaso de la base

teórica del método, que incluye algunas razones de su ascenso y del medio ambiente en el cual se desarrolla (estados límite y desempeño).

La necesidad de diseñar estructuras para que cumplan un estado de deformación especificado bajo un sismo de diseño, antes que alcanzar un desplazamiento que sea menor a un límite especificado, y la posibilidad de vincular en forma directa daño con deformación, provocan el surgimiento de procedimientos que hacen posible la consecución de estos objetivos.

O.V. Ortiz Vargas, “Tesis: Algunas consideraciones respecto a los efectos de los modos superiores en estructuras aporticadas, Escuela Politécnica Nacional, Escuela de Posgrado en Ingeniería y Ciencias”, Quito, Octubre 2013.

El Procedimiento de Diseño por Desplazamientos se ha desarrollado con el objetivo de suplir las deficiencias del Diseño por Fuerzas. En este método se lleva a cabo el diseño para un desplazamiento prefijado en vez de un desplazamiento límite. En este procedimiento los esfuerzos y la rigidez de los diferentes elementos no intervienen, puesto que se los obtiene al final.

La diferencia fundamental de este método con respecto al método basado en fuerzas es que se caracteriza por emplear una estructura equivalente de un grado de libertad (SDOF) que representa el funcionamiento de la respuesta pico de desplazamiento, más que las características elásticas iniciales de la estructura.

V. Bono Godoy, E.T.S.E.C.C.P.B Máster en Ingeniería estructural y de la Construcción “Evaluación del comportamiento sísmico de edificios altos dimensionados mediante el método de diseño por desplazamientos”.

El objetivo práctico del análisis sísmico no lineal es predecir el comportamiento esperado de una estructura ante sismos futuros.

Con este propósito, el desempeño se caracteriza en términos de daño esperado en los elementos estructurales y no estructurales. Dado que el daño estructural implica

comportamiento inelástico, las técnicas basadas en análisis elástico solo aportan información indirecta.

Dentro de este contexto, el objetivo principal del análisis no lineal es aportar estimaciones directas de la magnitud de las deformaciones y distorsiones inelásticas.

A. Terán Gilmore, “Curso de Diseño Basado en Desplazamientos de Sistemas Tolerantes a Daño, Escuela Politécnica Nacional”, Quito, Abril 2010

.El tema del proyecto planteado se realiza con el fin de establecer una guía metodológica sobre el Diseño Basado en Desplazamientos y establecer una comparación para determinar el método más óptimo de diseño para estructuras aperticadas de hormigón armado con muros estructurales.

Debido a los eventos sísmicos de estos últimos años se han implementado métodos para contrarrestar dichas amenazas y uno de ellos es el Método de Diseño Directo Basado en Desplazamientos (DDBD) que proporciona algunas ventajas ante el Método de Diseño Basado en Fuerzas. (DBF).

1.4 OBJETIVOS.

1.4.1 OBJETIVO GENERAL

- Calcular la estructura del Edificio Matriz Guaranda “Plan Diez Millones CENEL Bolívar” por medio de Fuerzas y Desplazamientos según la Norma NEC 2014.

1.4.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Analizar los resultados obtenidos para determinar el método más óptimo de diseño.
- Verificar los estados límites de diseño que nos proporciona los Métodos de Diseño Basado en Fuerzas y Diseño Basado en Desplazamientos.
- Establecer ventajas y desventajas del Método de Diseño por Fuerzas y por Desplazamientos.

CAPÍTULO II

FUNDAMENTACIÓN

2.1 INVESTIGACIONES PREVIAS.

Los terremotos inducen en las estructuras fuerzas y desplazamientos. Si la estructura tiene la capacidad de resistir los efectos del sismo elásticamente, existirá una relación lineal entre las fuerzas y los desplazamientos inducidos que es dada por la rigidez elástica del sistema. Por el contrario, si la estructura carece de la resistencia necesaria, la relación fuerza-desplazamiento deja de ser lineal y depende de la rigidez elástica, propiedades inelásticas y de la historia de desplazamientos impuestos en la estructura. Los puentes, edificios y otras estructuras son comúnmente diseñados con resistencias menores a las requeridas para una respuesta elástica, y como consecuencia de esto la estructura responde inelásticamente, sufre daño y disipa energía. En el diseño tradicional basado en fuerzas, el daño que se espera en la estructura es controlado mediante el uso de factores de reducción de resistencia que dependen del tipo de estructura. Estos métodos han sido cuestionados atribuyéndoseles serias falencias que conducen a diseños en los que la vulnerabilidad de las estructuras resultantes no es uniforme. Esto último contrasta con la amenaza sísmica con periodo de retorno uniforme actualmente incorporada en muchos códigos de diseño.

La tendencia de diseño sismo resistente ha cambiado de ser únicamente la capacidad de soportar fuerzas sísmicas, a una metodología que permita analizar la capacidad de un elemento estructural en soportar eficientemente los desplazamientos, fuerzas e incluso la ductilidad propia del elemento; es decir, el diseño por resistencia se está reemplazando por un diseño por desempeño. (**Ospina, Urrego, & Botero, 2013**).

El Diseño Basado en Fuerzas.

El Diseño Basado en Fuerzas (DBF) es un método sencillo que se basa en el uso de fuerzas que simulan la acción de sismo sobre una estructura.

Si la estructura tiene menor resistencia que la demandada por las cargas gravitacionales, la estructura colapsa, sin embargo, si la resistencia es menor que la demandada por el sismo, la estructura fluye, dañándose, disipando energía y si ha sido diseñada adecuadamente no colapsa. El diseño basado en fuerzas utiliza factores de reducción de resistencia para controlar el daño en la estructura, se considera que a mayor resistencia menor daño. La rigidez es asumida independiente de la resistencia que se proporciona a la estructura y el período de vibración es estimado sin consideración de la resistencia al inicio del proceso de diseño. La acción sísmica es reducida mediante la aplicación de factores de reducción de fuerza que varían extensamente entre los códigos de distintos países e implican que todas las estructuras de un mismo tipo pueden alcanzar los mismos niveles de ductilidad, sobre-resistencia y redundancia. Las acciones sísmicas son distribuidas en función de la rigidez inicial de la estructura, ignorando la re-distribución de rigidez debida a la formación de las rótulas plásticas.

Método de diseño directo basado en desplazamientos.

El Diseño Directo Basado en Desplazamientos (DDBD) ha sido desarrollado como una herramienta para el diseño sísmico por desempeño de estructuras. El DDBD se fundamenta en el método de linearización equivalente propuesto por Shibata. En DDBD la estructura inelástica en su máximo desplazamiento es reemplazada por un sistema elástico de un grado de libertad, que es equivalente por el uso de rigidez secante al punto de respuesta máxima, y por el uso de amortiguamiento viscoso que equivale al amortiguamiento viscoso e histerético en la estructura real. Este método parte del perfil de desplazamiento máximo que se desea en la estructura y produce las requeridas rigidez y resistencia para alcanzar el desempeño propuesto.

DDBD es práctico, racional, sencillo y da solución a todos los problemas antes mencionados con DBF. Los pasos principales a seguir en la aplicación del DDBD son:

1. Dimensionamiento inicial de los elementos estructurales.

2. Determinación del desplazamiento de diseño, basándose estados límites de deformación u otros aplicables.
3. Determinación del amortiguamiento viscoso efectivo, basándose en las demandas de ductilidad para el desplazamiento de diseño
4. Determinación de la rigidez requerida y resistencia, usando un espectro de desplazamiento.

V. Suárez, “Diseño Basado en Desplazamiento, una Alternativa Racional al Diseño Basado en Fuerzas”, Revista Tecnológica ESPOL, Vol. 22, N.2, 47-59 (Noviembre, 2009).

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

EL DDBD solo se aplica a edificaciones que admiten pocas irregularidades en planta y elevación además se debe considerar la misma distribución de alturas de piso.

2.2 FUNDAMENTACIÓN LEGAL.

Norma Ecuatoriana de la Construcción, Enero 2015.

ACI-318-08.

VISION 2000

ATC-40

2.3 FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA.

Con el diseño sismo resistente se pretende que la estructura no colapse ante eventos sísmicos, evitando así la pérdida de vidas humanas. Sin embargo, cada vez es más

importante controlar el daño de las estructuras y sus componentes, de forma que sus reparaciones después del sismo sean factibles.

El objetivo principal del diseño sismo resistente es salvar vidas y, adicionalmente, minimizar los daños materiales. **(Revista de la Facultad de Ingeniería U.C.V. Vol 27. N° 3, pp. 71-84 – 2012.)**

Tanto el Diseño Basado en Fuerzas (DBF) y el Diseño Directo Basado en Desplazamientos (DDBD), analizan aspectos importantes que se deben analizar para un buen diseño sismo resistente. Mientras que el DBF se enfoca en satisfacer condiciones de desempeño establecidas para diferentes niveles de excitación sísmica, el DDBD se enfoca en restringir deformaciones, desplazamientos, ductilidad e índices de daño. **(Rubinstein, M., Giuliano, A., & Moller, O. (2006). Diseño preliminar de estructuras sismo resistentes: un tratamiento unificado de los efectos traslacionales y rotacionales. Rosario, Argentina.)**

2.3.1 Método de diseño Basado en Fuerzas (DBF).

EL diseño basado en fuerzas es obligatorio para todo tipo de estructuras, las estructuras deben diseñarse para resistir fuerzas sísmicas.

Se asumirá que las fuerzas sísmicas de diseño actúan de manera no concurrente en la dirección de cada eje principal de la estructura.

Los objetivos principales del DBF se resumen:

- Seguir la filosofía de diseño sismo resistente:
 - Prevenir daños en elementos no estructurales y estructurales, ante terremotos pequeños y frecuentes.
 - Prevenir daños estructurales graves y controlar daños no estructurales ante terremotos moderados y poco frecuentes.
 - Evitar el colapso ante terremotos severos que pueden ocurrir rara vez, procurando salvaguardar la vida de sus ocupantes.

Nivel de desempeño estructural (prevención)	Elementos estructurales	Elementos estructurales no	Tasa anual de excedencia
Servicio	Ningún daño	Ningún daño	0.023
Daño	Ningún daño	Daños	0.01369
Colapso	Cierto grado de daño	Daños considerables	0.00211

Tabla 1: Síntesis de la filosofía de diseño.

Fuente: Tabla 8 Cap. Peligro Sísmico NEC-14.

- Determinar las fuerzas sísmicas de diseño.
- Verificar las deformaciones, en particular las derivas máximas de la estructura.

El DBF se enfoca en el principio que a mayor resistencia nominal de una estructura menor es el daño que recibe por acción de fuerzas externas. Este método controla los daños de la estructura a partir de factores de reducción de resistencia.

El efecto directo del sismo hacia la estructura varía en gran medida, dependiendo de las características particulares del lugar de diseño.

En el DBF el diseño final depende de la rigidez elástica de los elementos, la cual se estima; todo su cálculo se basa en el periodo de la estructura asumiendo que este no cambia con la resistencia. Con este método la estructura se diseña para una respuesta de aceleración reducida y el desplazamiento es revisado como parte de un criterio de aceptabilidad.

A continuación se describe brevemente el método:

- Estimar la geometría y dimensiones de los elementos y la rigidez elástica, para esto existen varios criterios.
- Calcular el cortante basal a partir del espectro elástico de respuesta.
- Seleccionar el factor de reducción de la fuerza sísmica adecuado (existen diferentes factores de comportamiento de distintas regiones) y reducir la fuerza sísmica.
- Realizar un análisis lineal estático con las fuerzas laterales reducidas, en este punto encontrar la distribución de esfuerzos. El diseño final depende de la rigidez de los elementos.
- Dimensionar las armaduras de los elementos estructurales.

- Determinar los desplazamientos y comprobarlos (desplazamientos sísmicos o derivas de entrepiso) con los límites aceptados por la normativa. Si es necesario cambiarlos y rediseñar.

La aplicación de este método es relativamente simple, al trabajar con un pre dimensionamiento de la estructura como una primera iteración, a partir de la cual se obtendrán datos necesarios para llevar a cabo este tipo de análisis.

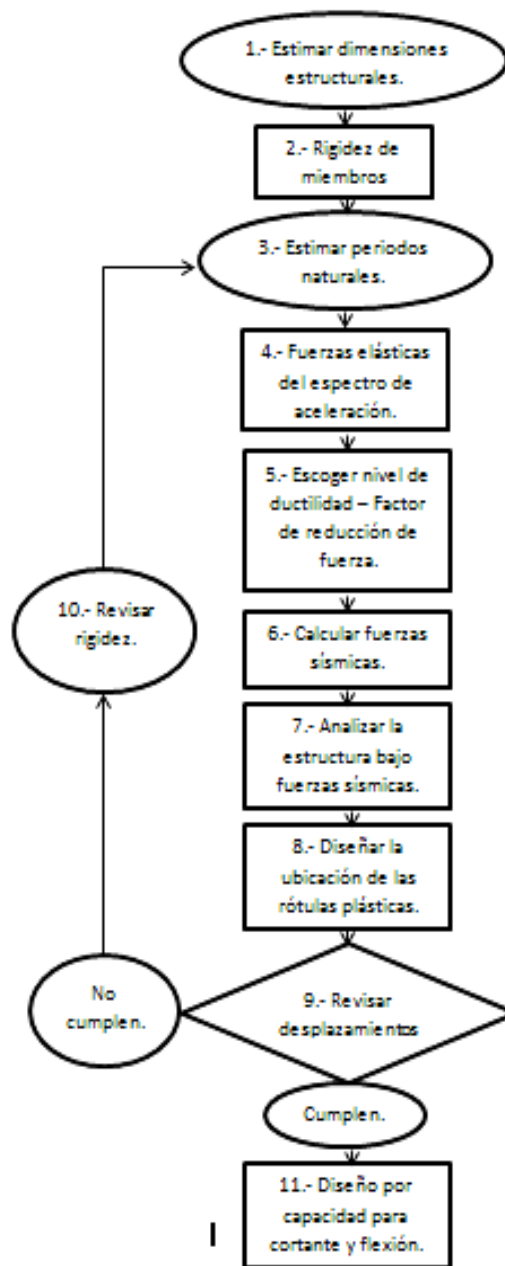


Figura 1: Procedimiento de aplicación de DBF

Fuente: “Displacement Based Seismic Design of Structures, Priestley 2007”

2.3.2 Método de Diseño Basado en Desplazamientos (DBD).

El DBD constituye una alternativa al DBF. El DBD es una aproximación en donde las fuerzas se obtienen para el nivel de desempeño escogido, y está basado en una respuesta inelástica del sistema.

El DBD puede ser utilizado para el diseño sismo resistente de estructuras regulares o con poca irregularidad:

- Edificios aporticados de hormigón armado o acero.
- Edificios con muros estructurales.

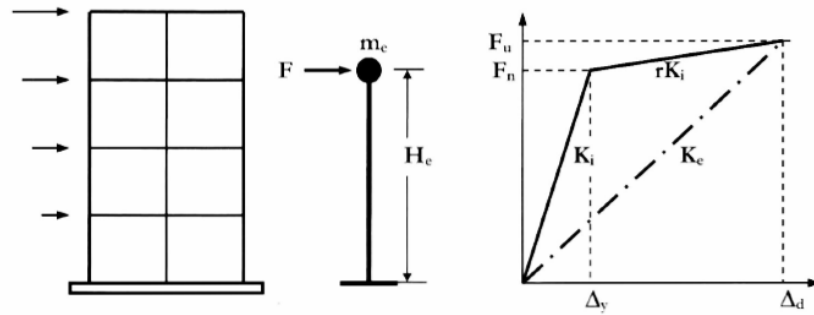
Se basa en el hecho de que es el primer modo de vibración el que genera mayores demandas y desarrolla rótulas plásticas. La demanda generada por los otros modos de vibración es considerada a través de factores de amplificación dinámica en el diseño de las secciones y elementos en los que no deben formarse rótulas plásticas.

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

El DBD emplea una estructura equivalente con un solo grado de libertad que representa el funcionamiento de la respuesta pico de desplazamiento.

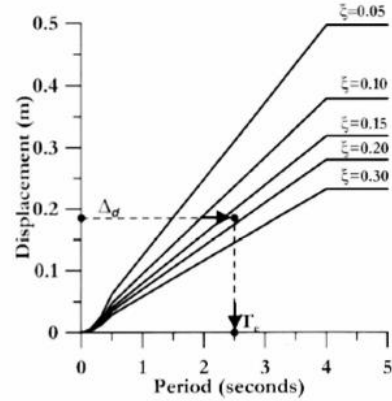
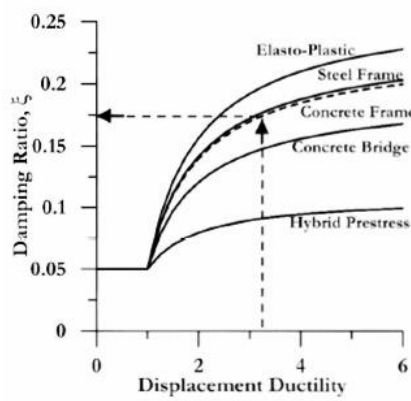
Lógica general y proceso de diseño del DBD:

- Determinación de las características de la “Estructura Equivalente”.
- Determinación del desplazamiento de diseño o desplazamiento característico.
- Desarrollo del espectro en desplazamientos de diseño.
- Consideraciones para la distribución de la fuerza de cortante basal de diseño para las diferentes localizaciones de masas discretizadas, y para el análisis de la estructura bajo la distribución de fuerzas sísmicas.



a) Simulación de un grado de libertad

b) Rigidez Efectiva (K_e).



c) Amortiguamiento vs. Ductilidad

d) Espectro de desplazamiento de diseño.

Figura 2: Fundamentos del DDBD.

Fuente: Displacement Based Seismic Design of Structures, Figura 5.1 Priestley 2007)

El método de diseño basado en desplazamientos define a la estructura como un oscilador equivalente de un grado de libertad (SDOF.- Single Degree of Freedom Systems). Este método caracteriza a la estructura en términos de la rigidez efectiva o secante en el desplazamiento máximo. Con éste se determina la fuerza basal para la que debe ser dimensionada la estructura dado un desplazamiento. La capacidad de disipación no lineal de la fuerza sísmica se evalúa de forma explícita para el desplazamiento de diseño alcanzado teniendo en cuenta la pérdida de rigidez, la demanda de ductilidad y el tipo de ciclo de histéresis. A continuación se describe de forma resumida el método:

- La estructura se transforma a un sistema de un grado de libertad, dónde basándose el método de coordenadas generalizadas se define el desplazamiento del sistema SDOF y la masa efectiva.
- Se determina el desplazamiento de cedencia, el cual depende más de la geometría de los elementos estructurales que de otros parámetros.
- Se determina el desplazamiento de diseño, en edificación se determina a partir de la deriva máxima permitida (control de daño),
- Se calcula la ductilidad de diseño.
- Se obtiene el amortiguamiento equivalente.
- Se determina el período de vibración necesario.
- Se determina la rigidez efectiva.
- Se determina la fuerza sísmica a resistir y se distribuyen fuerzas.
- Realizar el análisis estructural y dimensionar las armaduras (diseño por capacidad).

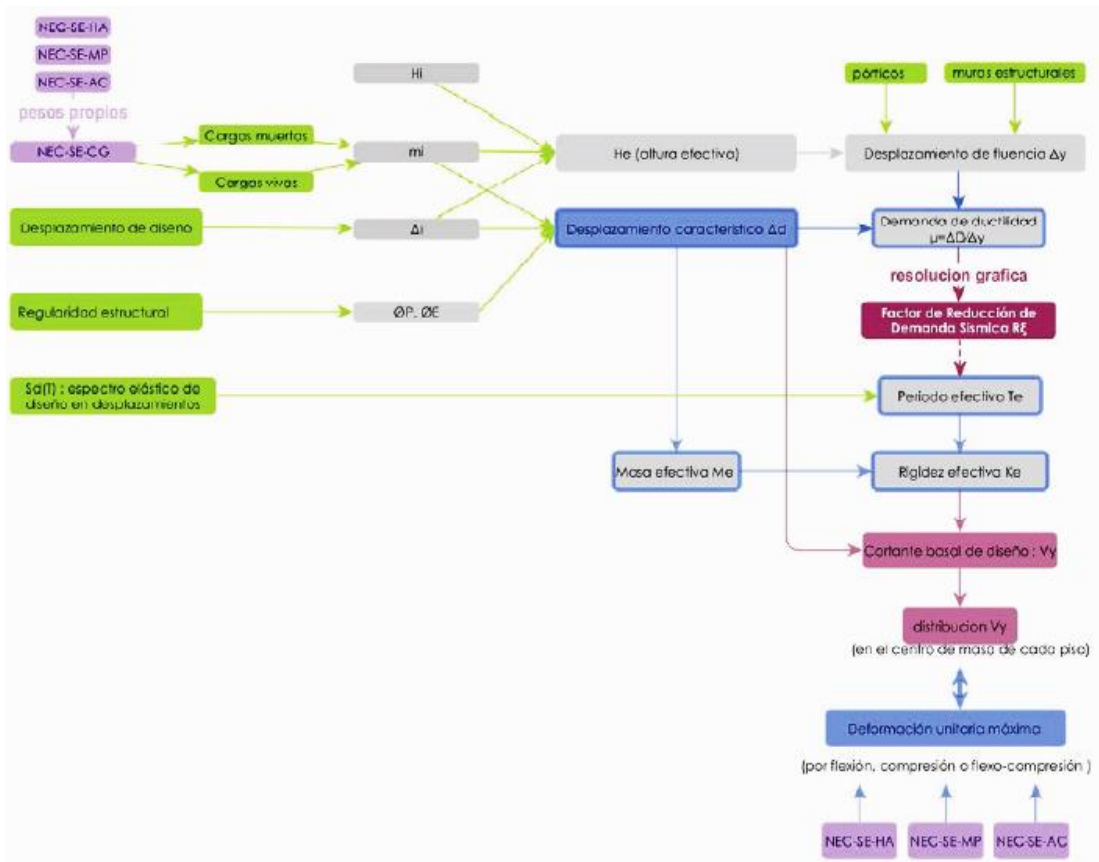


Figura 3: Esquema del Diseño Basado en Desplazamientos

Fuente: Figura36, Cap. Peligro Sísmico, NEC-14

Para asegurar la eficiencia del DDBD, se utilizará paralelamente los principios de diseño por capacidad para el detallamiento de los elementos del sistema sismo resistente, con el propósito de asegurar que el mecanismo dúctil seleccionado para el edificio y sólo ese, se desarrolle durante un evento sísmico severo.

2.3.3 Estados límites de diseño y niveles de desempeño.

La Propuesta del Comité VISION 2000 (SEAOC, 1995) define cuatro niveles de desempeño identificados a través de los diferentes parámetros.

1.- Totalmente Operacional.- Nivel de desempeño en el cual no ocurren daños. La edificación permanece totalmente segura para sus ocupantes. En general no se requieren reparaciones. Todo el contenido y los servicios de la edificación permanecen funcionales.

2.- Operacional.- Nivel de desempeño en el cual ocurren daños moderados en elementos estructurales y en el contenido de la edificación e incluso algunos daños ligeros en elementos estructurales. El daño es limitado y no compromete la seguridad de la edificación. Se pueden interrumpir parcialmente algunas funciones de la edificación. En general, se requieren algunas reparaciones menores.

3.- Seguridad.- Nivel de desempeño en el cual ocurren daños moderados en elementos estructurales, no estructurales y en el contenido de la edificación. Degradación de la rigidez lateral y la capacidad resistente del sistema. Las instalaciones quedan fuera de servicio y el edificio probablemente requerirá reparaciones importantes.

4.- Pre-Colapso.- Nivel de desempeño en el cual la degradación de la rigidez lateral y la capacidad resistente del sistema compromete la estabilidad de la estructura aproximándose al colapso estructural. Las instalaciones quedan fuera de servicio y el edificio probablemente requerirá reparaciones importantes.

2.3.4 Estados Límites Estructurales.

En el libro “Displacement Based Seismic Design of Structures” se definen ciertos límites de los elementos en la sección 3.3.2:

(a) **Estado Límite de Servicio.-** Este estado límite corresponde al nivel Totalmente Operacional de desempeño, en donde no es necesario muchas reparaciones. En estructuras de hormigón y mampostería no debe presentarse desprendimiento del recubrimiento, la fluencia del acero es aceptable y el agrietamiento será mínimo.

(b) **Estado Límite Control-Daño.-** En este estado límite se espera cierto nivel de daño, y el costo de reparación debe ser significativamente menor a reemplazar el elemento estructural.

No debe ocurrir la rotura del acero transversal, ni el pandeo del acero longitudinal, no es necesario sustituir el núcleo de hormigón en las zonas de rótulas plásticas.

(c) **Estado Límite de Supervivencia.-** Este estado límite es crítico y se espera gran nivel de daño. La estructura no tiene la capacidad de soportar cargas gravitacionales y llegara al colapso.

NIVEL DEL SISMO DE DISEÑO	NIVEL DE DESEMPEÑO DEL SISTEMA			
	COMPLETAMENTE OPERACIONAL	OPERACIONAL	SEGURIDAD DE VIDA	CERCA AL COLAPSO
FRECUENTE (43 AÑOS)	○	X	X	X
OCASIONAL (72 AÑOS)	○	○	X	X
RARO (475 AÑOS)	○	○	○	X
MUY RARO (970 AÑOS)		○	○	○

DESEMPEÑO INACEPTABLE (PARA CONSTRUCCIONES NUEVAS)

OBJETIVO BÁSICO

OBJETIVO ESCENCIAL

OBJETIVO SEGURIDAD CRÍTICA

Figura 4: Relación entre el Sismo de Diseño y el Nivel de desempeño del Sistema

Fuente: Displacement Based Seismic Desing of Structures Figura3.4 Priestley 2007

Falencias atribuidas al DBF.

El DBF considera la rigidez independiente de la resistencia. Al inicio del proceso de diseño se pre dimensiona la estructura y se estima la rigidez de los elementos estructurales a partir del momento de inercia, completa o agrietada, de cada uno de los elementos estructurales. Sin embargo no se toma en cuenta la contribución del acero de refuerzo a la rigidez. Esto implica que el periodo sea estimado de forma

inexacta, lo que causa que la demanda sísmica se encuentre de manera incorrecta. Al asumir que no existe relación entre rigidez y resistencia también se llega a deducir equivocadamente que el desplazamiento de fluencia es directamente proporcional a la resistencia de la estructura.

El DBF generaliza la capacidad de ductilidad de las estructuras. Dentro del DBF se utilizan varios factores de reducción de resistencia R . Estos factores consideran la capacidad de ductilidad y sobre resistencia que poseen las estructuras, mientras que permiten disminuir la demanda elástica, provocando la demanda de ductilidad de la estructura. Los factores de reducción, varían dependiendo del tipo de estructura; sin embargo, esto significa que se asume que todas las estructuras alcanzan la misma demanda de ductilidad bajo el sismo de diseño, lo que en realidad es inapropiado al considerar que cada estructura tiene una capacidad de ductilidad diferente (Priestley, 2003).

La principal ventaja del método basado en desplazamientos frente al método de diseño por fuerzas que el DBD utiliza el desplazamiento como medida de la demanda sísmica y como indicador del nivel de daño, teniendo en cuenta que el daño se correlaciona mejor con desplazamientos que con fuerzas.

R, Moreno, J. Bairán, V. Huamán, “Estudio comparativo de los métodos de diseño sísmico basados en fuerzas y desplazamientos aplicados a un edificio de hormigón armado de media altura”, V Congreso de ACHE, 2011, 1-10.

CAPITULO III

3.1 Pre-diseño

3.1.1 Pre-diseño de Losas.

Tablero Crítico Nivel+0,00.

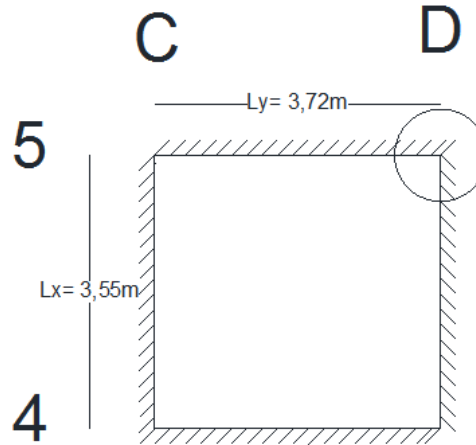


Figura 5: Tablero Critico Nivel+0,00

Fuente: El autor.

$$l_n = 3,72 \text{ m}$$

$$L_y = 3,72 \text{ m}$$

$$L_x = 3,55 \text{ m}$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_c = 240 \text{ kg/cm}^2$$

$$\beta = \frac{L_y}{L_x} \tag{3.1}$$

$$\beta = \frac{3,72\text{m}}{3,55\text{m}}$$

$\beta = 1,05 < 2$ Losa Bidireccional.

$$h = \frac{l_n * (0,8 + \frac{f_y}{14000})}{36 + 9\beta} \tag{3.2)- (Fuente: Ecuación 9-13 ACI-318-08)}$$

$$h = \frac{3,72\text{m} * (0,8 + \frac{4200\text{kg/cm}^2}{14000})}{36 + 9(1,05)}$$

$$h = 0,09 \text{ m.}$$

$h = 9 \text{ cm.}$

Fórmula Empírica.

$$h = 3 \cdot l_n \quad (3.3)$$

$$h = 3 \cdot 3,72 \text{ m} = 11,16 \text{ cm.}$$

Asumo $h_{\text{Losa}} = 15 \text{ cm.}$

Cuantificación de Cargas.

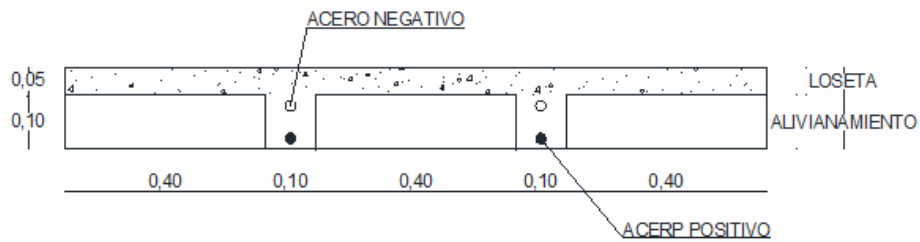


Figura 6: Corte Típico de Losa

Fuente: El autor.

hLOSETA =	0,05 m
NERVIOS=	3,60 m
ALIVIANAMIENTOS=	64,00 u
h ALISADO =	0,04 m
h ACABADOS =	0,03 m
PESO HORMIGÓN =	2400 kg/m ³
PESO ALISADO =	1900 kg/m ³
PESO ACABADOS =	1200 kg/m ³

$$\text{Peso Propio Loseta} = 0,05 \text{ m} \cdot 1,00 \text{ m} \cdot 1,00 \text{ m} \cdot 2400 \text{ kg/m}^3 = 120 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Peso Propio Nervios} = 3,60 \text{ m} \cdot 0,10 \text{ m} \cdot 0,10 \text{ m} \cdot 2400 \text{ kg/m}^3 = 86,40 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Peso Propio Alivianamientos} = 8 \cdot 8 = 64.$$

$$\text{Peso Propio Alisado} = 0,04 \text{ m} \cdot 1,00 \text{ m} \cdot 1,00 \text{ m} \cdot 1900 \text{ kg/m}^3 = 76 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Peso Propio Acabados} = 0,03 \cdot 1,00 \text{ m} \cdot 1,00 \text{ m} \cdot 1200 \text{ kg/m}^3 = 36 \text{ kg/m}^3.$$

$$\text{CM} = 382,40 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{CV} = 240 \text{ kg/m}^2$$

El valor de la carga viva fue tomado de la Tabla 9 del NEC-14: Sobrecargas mínimas uniformemente distribuidas, L_o , y concentradas P_o .

Carga de Pared.

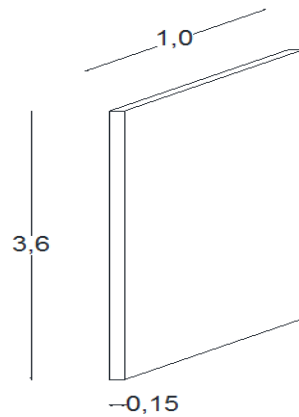


Figura 7: Pared Tipo
Fuente: El autor.

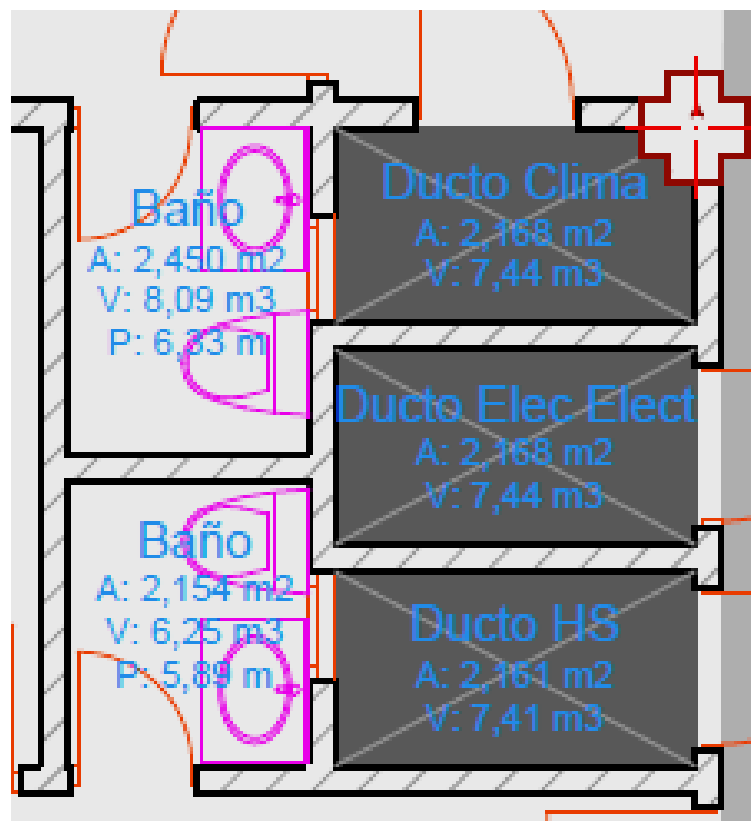


Figura 8: Distribución de Paredes en el Tablero Crítico del Nivel+0,00

Fuente: Planos Arquitectónicos del Edificio Matriz Guaranda “Plan Diez Millones CENEL Bolívar”

ALTURA DE PARED = 3,60 m
LARGO DE PARED= 1,00 m
e PARED= 0,15 m
PESO ESPECIFICO BLOQUE= 1600 kg/m³

Peso Propio Pared= 3,60m*1,00m*0,15m*1600kg/m³ = **864 kg/m.**

$$\Delta CM = \frac{P. P. Pared * Longitud}{\text{Área del Tablero}}$$

$$\Delta CM = \frac{864kg/m * 9,30m}{3,72m * 3,55m}$$

$$\Delta CM = 608,45 \text{ kg/m}^2$$

$$CM = 608 \text{ kg/m}^2.$$

$$CM = CM + \Delta CM; \quad (\text{Redondeo Carga Muerta a un valor de } 400 \text{ kg/m}^2)$$

$$CM = 400 \text{ kg/m}^2 + 608 \text{ kg/m}^2$$

$$CM = 1008 \text{ kg/m}^2 - CV = 240 \text{ kg/m}^2.$$

$$U = 1,2CM + 1,6CV \quad (3.4) \text{ (Ecuación 9.2 del ACI 318-08)}$$

$$U = (1,2 * 1008 \text{ kg/m}^2) + (1,6 * 240 \text{ kg/m}^2)$$

$$U = 1594 \text{ kg/m}^2$$

Aplicamos el Método de Marcus para el cálculo de la losa.

$$\epsilon = \frac{Lx}{Ly} \quad (3.5)$$

$$\epsilon = \frac{3,73}{3,55}$$

$$\epsilon = 1,05.$$

$$K = U * Lx * Ly.$$

$$K = 1594 \text{ kg/m}^2 * 3,72 \text{ m} * 3,55 \text{ m}$$

$$K = 21050,36 \text{ kg.}$$

$$K = 21050 \text{ kg.}$$

Valores Obtenidos de las Tablas de Marcus para el cálculo de la losa (Tablero empotrado en los 4 bordes).

$\epsilon =$	1,05
$m_x =$	53,3
$m_y =$	58,8
$m_{ex} =$	23
$m_{ey} =$	25,2
$\Delta =$	1,04

$$M_x = K/m_x = 21050\text{kg}/53,3$$

$$M_x = 394,93 \text{ kg-m.}$$

$$M_y = K/m_y = 21050\text{kg}/58,8$$

$$M_y = 357,99 \text{ kg-m.}$$

$$M_{ex} = K/m_{ex} = 21050\text{kg}/23$$

$$M_{ex} = 915,21 \text{ kg-m.}$$

$$M_{ey} = K/m_{ey} = 21050\text{kg}/ 25,02$$

$$M_{ey} = 841, 33 \text{ kg-m.}$$

$$M_{max} = M \left(1 + \frac{P}{2q} \Delta \right) \quad M_{min} = M \left[1 - \frac{P}{2q} (2 + \Delta) \right]$$

$$P = 1,6 * CV = 1,6 * 240\text{kh}/\text{m}^2.$$

$$P = 384 \text{ kg}/\text{m}^2.$$

$$M_{max-x} = 445,07 \text{ kg-m.}$$

$$M_{min-x} = 248,39 \text{ kg-m.}$$

$$M_{max-y} = 403,44 \text{ kg-m.}$$

$$M_{min-y} = 225,16 \text{ kg-m.}$$

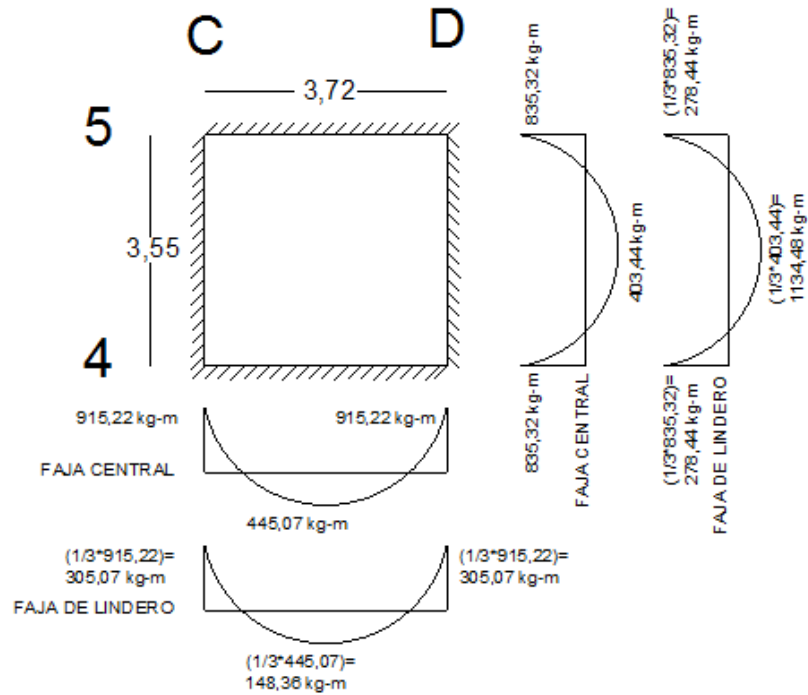


Figura 9: Diagrama de Momentos.

Fuente: el autor.

$$P_{min} = \frac{14,1}{f_y} \quad (3.6)$$

$$P_{min} = \frac{14,1}{4200 \text{ kg/cm}^2}$$

$$P_{min} = 0,0034$$

$$P_b = 0,85 * \beta_1 * \frac{f'_c}{f_y} * \frac{6120}{6120 + f_y} \quad (3.7)$$

$\beta_1 = 0,85$ para hormigones de hasta 280 kg/cm^2 .

$$P_b = 0,85 * 0,85 * \frac{240 \text{ kg/cm}^2}{4200 \text{ kg/cm}^2} * \frac{6120}{6120 + 4200 \text{ kg/cm}^2}$$

$$P_b = 0,0245$$

$$P_{max} = 0,5 P_b \quad (3.8)$$

$$P_{max} = 0,5 * 0,0245$$

$$P_{max} = 0,0123$$

$$q = P \frac{f_y}{f'_c} \quad (3.9)$$

Asumo P= 1%

$$q = 0,01 * \frac{4200kg/cm^2}{240kg/cm^2}$$

$$q = 0,175$$

$$k = q - 0,59q^2 \quad (3.10)$$

$$k = 0,175 - 0,59(0,175^2)$$

$$k = 0,157$$

Chequeo a Flexión.

$$d^2 = \frac{Mu}{\phi * f'_c * k * bw} \quad (3.11)$$

$$d^2 = \frac{91521 \text{ kg} - \text{cm}}{0,9 * 240kg/cm^2 * 0,157 * 0,20m}$$

$$d^2 = 134,94 \text{ cm}^2$$

$$d = 11,61 \text{ cm} < 12,5 \text{ cm OK.}$$

Chequeo a Corte.

$$h_{\text{Losá}} = 15 \text{ cm.}$$

$$r = 2,5 \text{ cm.}$$

$$d = h - r = 15\text{cm} - 2,5\text{cm} = 12,5 \text{ cm.}$$

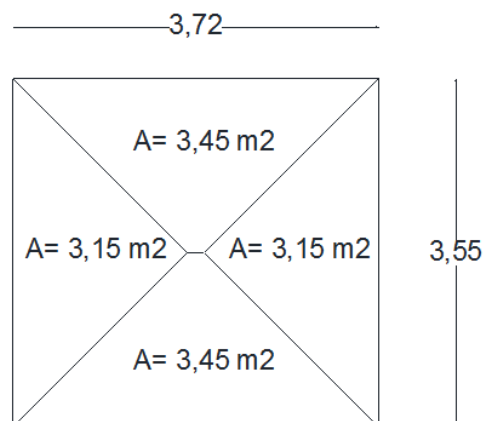


Figura 10: Áreas Tributarias.

Fuente: El autor.

$$Vu = \frac{\text{Area Mosaico Cargas} \cdot U}{L} \quad (3.12)$$

$$Vu = \frac{3,15m^2 * 1594 \text{ kg/m}}{3,55m}$$

$$Vu = 1414,39\text{kg}$$

$$Vu = \frac{\text{Area Mosaico de Cargas} \cdot U}{L} \quad (3.13)$$

$$Vu = \frac{3,45m * 1594 \text{ kg/m}^2}{3,72}$$

$$Vu = 1478,31 \text{ kg.}$$

$$Vadmi = 0,53 * \sqrt{f'c} * bw * d \quad (3.14)$$

$$Vadmi = 0,53 * \sqrt{240} \text{ kg/cm}^2 * 20\text{cm} * 12,5\text{cm}$$

$$Vadmi = 2052,68 \text{ kg.}$$

$$\phi Vn = \phi Vadmi = 0,85 * 2052,68 \text{ kg.}$$

$$\phi Vn = 1744,78 \text{ kg.}$$

$$Vu < \phi Vni.$$

$$1478,31 \text{ kg} < 1744,78 \text{ kg OK.}$$

Armado de la Losa.

$$k = \frac{Mu}{\phi * f'c * bw * d^2} \quad (3.15 \text{ a})$$

$$k = \frac{91521 \text{ kg-cm}}{0,9 * 240 \text{ kg/cm}^2 * 20 * 12,5^2}$$

$$k = 0,136$$

$$q = \frac{1 - \sqrt{1 - 2,36k}}{1,18} \quad (3.15 \text{ b})$$

$$q = \frac{1 - \sqrt{1 - 2,36(0,136)}}{1,18}$$

$$q = 0,149$$

$$P = q * \frac{f'c}{fy} \quad (3.16)$$

$$P = 0,149 * \frac{240 \text{ kg/cm}^2}{4200 \text{ kg/cm}^2}$$

P= 0,0085.

$$\begin{aligned} P_{\min} < P < P_{\max} \\ 0,0034 < 0,0085 < 0,0123 \text{ OK.} \end{aligned}$$

$$A_s = P * b_w * d \quad (3.17)$$

$$A_s = 0,0085 * 20\text{cm} * 12,5\text{cm}$$

$$A_s = 2,12 \text{ cm}^2 = 2\phi 12\text{mm} = 2,26 \text{ cm}^2 \text{ OK.}$$

$$M(-) = 83532 \text{ kg-cm}$$

$$A_s = 1,93 \text{ cm}^2 = 2\phi 12\text{mm} = 2,26 \text{ cm}^2 \text{ OK.}$$

$$M(+) = 44507 \text{ kg-cm}$$

$$A_s = 0,98 \text{ cm}^2 = 1\phi 12\text{mm} = 1,13 \text{ cm}^2 \text{ OK.}$$

$$M(+) = 40344 \text{ kg-cm}$$

$$A_s = 0,88 \text{ cm}^2 = 1\phi 12\text{mm} = 1,13 \text{ cm}^2 \text{ OK.}$$

Nota: Aplicamos el mismo armado para faja de lindero.

3.1.2 Pre-diseño de Columnas.

Columnas Centrales.

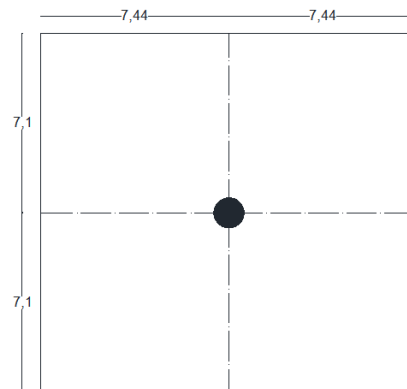


Figura 11: Longitudes Columnas centrales.

Fuente: El autor

$$L1 = 7,44 \text{ m.}$$

$$L2 = 7,44 \text{ m.}$$

$$B1 = 7,10 \text{ m.}$$

$$B2 = 7,10 \text{ m.}$$

$$f'c = 240 \text{ kg/cm}^2.$$

$$fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$AT = \left(\frac{L1}{2} + \frac{L2}{2}\right) * \left(\frac{B1}{2} + \frac{B2}{2}\right) \quad (3.21)$$

$$AT = \left(\frac{7,44}{2} + \frac{7,44}{2}\right) * \left(\frac{7,10}{2} + \frac{7,10}{2}\right)$$

$$AT = 52,82 \text{ m}^2.$$

$$CM = 0,40 \text{ T/m}^2$$

$$CV = 0,24 \text{ T/m}^2$$

$$qu = 1,2CM + 1,6CV$$

(Ecuación 9.2 del ACI 318-08)

$$qu = 1,2(0,40\text{T/m}^2) + 1,6(0,24\text{T/m}^2)$$

$$qu = 0,86 \text{ T/m}^2.$$

$$Pax = AT * qu$$

(3.22)

$$Pax = 52,82 \text{ m}^2 * 0,86\text{T/m}^2$$

$$Pax = 45,64 \text{ T.}$$

		Pax (TON)
Nivel	-3,60	45,64
Nivel	0,00	45,64
Nivel	3,60	45,64
Nivel	7,20	45,64
Nivel	10,80	45,64
	Po=	228,20 T
	Po=	228200 kg

Tabla 2: Carga axial por nivel para columnas centrales.

Fuente: El autor.

$$Po = (0,85 * f'c * Ag + Ast * fy) \phi \quad (3.23)$$

$$Ast = \rho * Ag \quad (3.24)$$

$$\rho = 1,25\%$$

$$\phi \text{ Columnas circulares} = 0,65.$$

$$P_o = (0,85 * f'c * A_g + \rho * A_g * f_y)\phi \quad (3.25)$$

$$P_o/\phi = (0,85 * 240kg/cm^2 * A_g + 0,0125 * A_g * 4200kg/cm^2)$$

$$228200kg/0,65 = (0,85 * 240kg/cm^2 * A_g + 0,0125 * A_g * 4200kg/cm^2)$$

$$351076,92 = (204 * A_g + 52,5 * A_g)$$

$$A_g = 1368,72 \text{ cm}^2$$

Para columnas centrales:

$$A_g = A_g * 1,4 \quad (3.26)$$

$$A_g = 1368,72 \text{ cm}^2 * 1,4$$

$$A_g = 1916,21 \text{ cm}^2.$$

$$A_g = \frac{\pi * D^2}{4} \quad (3.27)$$

$$1916,21 \text{ cm}^2 = \frac{\pi * D^2}{4}$$

$$D^2 = 2439,79 \text{ cm}^2$$

$$D = 49,39 \text{ cm}$$

Para absorber sismo multiplico por el diámetro por 1,5.

$$D = 49,39 * 1,5 = D = 74,09 = D = 75 \text{ cm}.$$

		Pax (TON)	Pax (Kg)	Diámetros de Columnas (cm)
Nivel	-3,60	228,2	228200	75
Nivel	0,00	182,56	182560	65
Nivel	3,60	136,92	136920	60
Nivel	7,20	91,28	91280	45
Nivel	10,80	45,64	45640	35

Tabla 3: Diámetros de Columnas centrales por nivel.

Fuente: El autor.

Del pre-diseño se establece el diámetro para columnas centrales en D= 60 cm.

Columnas Esquinas.

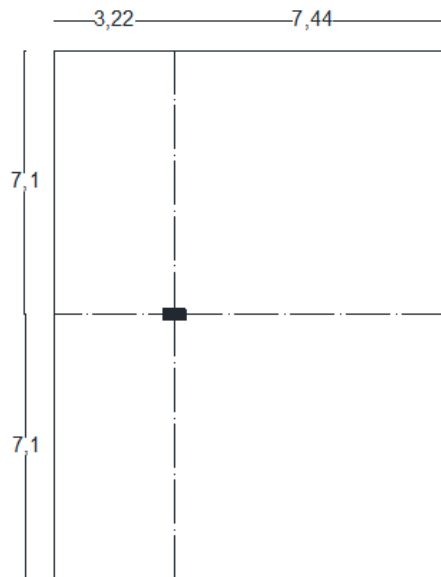


Figura 12: Columna Esquinera.

Fuente: El autor.

$$L1 = 3,22 \text{ m.}$$

$$L2 = 7,44 \text{ m.}$$

$$B1 = 7,10 \text{ m.}$$

$$B2 = 7,10 \text{ m.}$$

$$f'c = 240 \text{ kg/cm}^2.$$

$$fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$AT = \left(\frac{3,22}{2} + \frac{7,44}{2} \right) * \left(\frac{7,10}{2} + \frac{7,10}{2} \right)$$

$$AT = 37,84 \text{ m}^2.$$

$$CM = 0,40 \text{ T/m}^2$$

$$CV = 0,24 \text{ T/m}^2$$

$$qu = 0,86 \text{ T/m}^2.$$

$$Pax = AT * Cu$$

$$Pax = 37,84 \text{ m}^2 * 0,86 \text{ T/m}^2$$

$$Pax = 32,54 \text{ T.}$$

		Pax (TON)
Nivel	-3,60	32,54
Nivel	0,00	32,54
Nivel	3,60	32,54
Nivel	7,20	32,54
Nivel	10,80	32,54
	Po=	162,70
	Po=	162700

Tabla 4: Carga axial por nivel para columnas esquineras.

Fuente: El autor.

$$P_o = (0,85 * f'c * A_g + A_{st} * f_y) \phi \quad (3.23)$$

$$\rho = 1,25\%$$

$$\phi \text{ Columnas circulares} = 0,65.$$

$$P_o = (0,85 * f'c * A_g + \rho * A_g * f_y) \phi \quad (3.25)$$

$$P_o / \phi = (0,85 * 240 \text{kg/cm}^2 * A_g + 0,0125 * A_g * 4200 \text{kg/cm}^2)$$

$$162700 \text{kg} / 0,65 = (0,85 * 240 \text{kg/cm}^2 * A_g + 0,0125 * A_g * 4200 \text{kg/cm}^2)$$

$$250307,69 \text{kg} = (204 * A_g + 52,5 * A_g)$$

$$A_g = 975,85 \text{ cm}^2$$

Para columnas esquineras:

$$A_g = A_g * 1,2 \quad (3.28)$$

$$A_g = 975,85 \text{ cm}^2 * 1,2$$

$$A_g = 1171,02 \text{ cm}^2.$$

$$A_g = \frac{\pi * D^2}{4} \quad (3.27)$$

$$1171,02 \text{ cm}^2 = \frac{\pi * D^2}{4}$$

$$D^2 = 1490,98 \text{ cm}^2$$

$$D = 38,61 \text{ cm}.$$

Para absorber sismo multiplico por el diámetro por 1,5.

$$D = 38,61 * 1,5 = D = 57,92 = D = 60 \text{ cm}.$$

		Pax (TON)	Pax (Kg)	Diámetros de Columnas D. (cm)
Nivel	-3,60	0,00	4920	60
Nivel	0,00	0,00	4920	50
Nivel	3,60	0,00	4920	45
Nivel	7,20	0,00	4920	40
Nivel	10,80	32,54	4920	25

Tabla 5: Diámetros de Columnas esquineras por nivel.

Fuente: El autor.

Del pre-diseño se establece la sección para columnas esquineras en:

D= 50 cm.

Columnas de Lindero

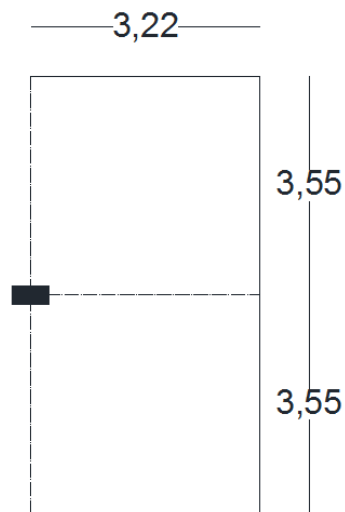


Figura 13: Columna de Lindero.

Fuente: El autor.

L1= 0 m.

L2= 3,22 m.

B1= 3,55 m.

B2= 3,55 m.

$f'c= 240 \text{ kg/cm}^2$.

$f_y= 4200 \text{ kg/cm}^2$

$$AT = \left(\frac{0}{2} + \frac{3,22}{2}\right) * \left(\frac{3,55}{2} + \frac{3,55}{2}\right)$$

$$AT = 5,72 \text{ m}^2.$$

$$CM = 0,40 \text{ T/m}^2$$

$$CV = 0,24 \text{ T/m}^2$$

$$qu = 0,86 \text{ T/m}^2.$$

$$Pax = AT * Cu$$

$$Pax = 5,72 \text{ m}^2 * 0,86 \text{ T/m}^2$$

$$Pax = 4,92 \text{ T}.$$

		Pax (TON)	
Nivel	-3,60	4,92	
Nivel	0,00	4,92	
Nivel	3,60	4,92	
Nivel	7,20	4,92	
Nivel	10,80	4,92	
	Po=	24,58	T
	Po=	24580	kg

Tabla 6: Carga axial por nivel para columnas de lindero

Fuente: El autor.

$$Po = (0,85 * f'c * Ag + Ast * fy) \phi \quad (3.23)$$

$$\rho = 1,25\%$$

$$\phi \text{ Columnas cuadradas y rectangulares} = 0,70.$$

$$Po = (0,85 * f'c * Ag + \rho * Ag * fy) \phi \quad (3.25)$$

$$Po / \phi = (0,85 * 240 \text{ kg/cm}^2 * Ag + 0,0125 * Ag * 4200 \text{ kg/cm}^2)$$

$$24580 \text{ kg} / 0,7 = (0,85 * 240 \text{ kg/cm}^2 * Ag + 0,0125 * Ag * 4200 \text{ kg/cm}^2)$$

$$35114,29 \text{ kg} = (204 * Ag + 52,5 * Ag)$$

$$Ag = 136,90 \text{ cm}^2$$

Para columnas de lindero:

$$A_g = A_g * 1,25 \quad (3.29)$$

$$A_g = 136,90 \text{ cm}^2 * 1,25$$

$$A_g = 171,125 \text{ cm}^2.$$

$$A_g = a * b \quad (3.30)$$

$$a = 1,5 * b \quad (3.31)$$

$$A_g = 1,5b^2 \quad (3.32)$$

$$171,125 = 1,5b^2$$

$$b = 10,68 \text{ cm}$$

$$b = 15 \text{ cm.}$$

Para absorber sismo multiplico por 1,5.

$$b = 15 * 1,5$$

$$b = 22,5 \text{ cm.}$$

$$b = 20 \text{ cm.}$$

$$a = 20 \text{ cm} * 1,5$$

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

		Pax (TON)	Pax (Kg)	Secciones de Columnas (cm)	
				a	b
Nivel	-3,60	0,00	4920	30	20
Nivel	0,00	0,00	4920	25	15
Nivel	3,60	0,00	4920	25	15
Nivel	7,20	0,00	4920	25	15
Nivel	10,80	0,00	4920	25	15

Tabla 7: Diámetros de Columnas de lindero por nivel.

Fuente: El autor.

Del pre-diseño se establece la sección para columnas de lindero en:

$$a = 30 \text{ cm, } b = 25 \text{ cm.}$$

3.1.3 Pre-diseño de Vigas.

Viga Eje D, Tramo 5-7

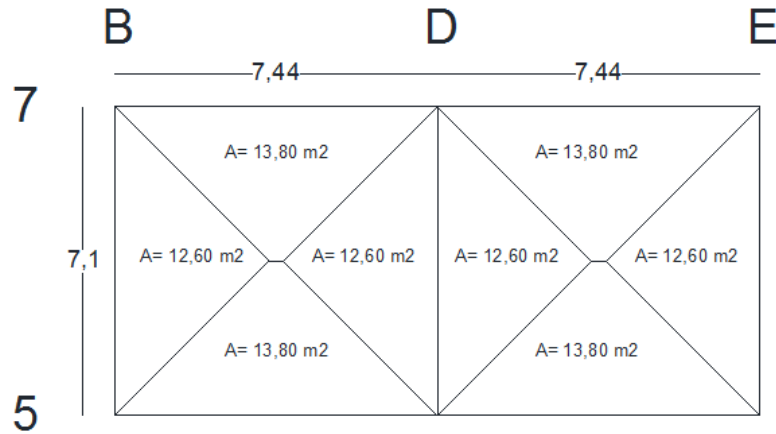


Figura 14: Mosaico de Cargas y Áreas, Viga Eje D.

Fuente: El autor.

Longitud de la viga= 7,10 m.

Area Total= 25,20 m²

CM= 400 kg/m²

CV= 240 kg/m²

$qu = 1,2CM + 1,6CV$

(Ecuación 9.2 del ACI 318-08)

$qu = 1,2(400\text{kg/m}^2) + 1,6(240\text{kg/m}^2)$

$qu = 864 \text{ kg/m}^2$

$P = qu \cdot AT$

(3,33)

$P = 864\text{kg/m}^2 \cdot 25,20\text{m}^2$

$P = 21772,80 \text{ kg.}$

$Q_{DIST} = \frac{P}{L}$

(3,34)

$Q_{DIST} = \frac{21772,80 \text{ kg}}{7,10 \text{ m}}$

$Q_{DIST} = 3066,60 \text{ kg/m.}$

$$Mu = \frac{qL^2}{11} \quad (3.35)$$

$$Mu = \frac{3066,60\text{kg/m} \cdot (7,10\text{m})^2}{11}$$

$$Mu = 14053,35 \text{ kg-m.}$$

$$Mu = 1405335 \text{ kg-cm.}$$

$$w = 0,18.$$

$$b_{IMP} = 30\text{cm.}$$

$$r = 3\text{cm.}$$

$$\phi = 0,9 \text{ para flexión.}$$

$$Mu = \phi * b * d^2 * f'c * w(1 - 0,59w) \quad (3.36)$$

$$d^2 = \frac{Mu}{\phi * b * f'c * w(1 - 0,59w)} \quad (3.37)$$

$$d^2 = \frac{1405335 \text{ kg-cm.}}{0,9 * 30\text{cm} * 240 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 0,18(1 - 0,59 * 0,18)}$$

$$d = 38,61 \text{ cm.}$$

$$d = 39 \text{ cm.}$$

$$H = d + r \quad (3.38)$$

$$H = 39 + 3$$

$$H = 42 \text{ cm}$$

$$H = 45 \text{ cm.}$$

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

$$\frac{H}{b} < 2 \quad (3.39)$$

$$\frac{45}{30} < 2$$

$$1,5 < 2 \text{ OK.}$$

Del pre-diseño se establece la sección para vigas en:

$$b = 30\text{cm cm, H} = 45\text{cm.}$$

Viga Eje 5, Tramo B–D.

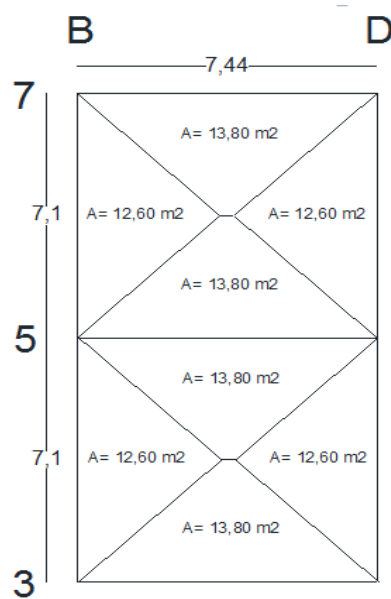


Figura 15: Mosaico de Cargas y Áreas, Viga Eje 5.

Fuente: El autor.

Longitud de la viga= 7,44 m.

Area Total= 27,60 m²

CM= 400 kg/m²

CV= 240 kg/m²

qu= 1,2CM*1,6CV

(Ecuación 9.2 del ACI 318-08)

qu= 1,2(400kg/m²)+1,6(240kg/m²)

qu= 864 kg/m²

P=qu*AT

(3.33)

P=864kg/m²*27,60m²

P= 23846,40 kg.

$Q_{DIST} = \frac{P}{L}$

(3.34)

$Q_{DIST} = \frac{23846,40 \text{ kg}}{7,44 \text{ m}}$

Q_{DIST}= 3205,16 kg/m.

$Mu = \frac{qL^2}{11}$

(3.35)

$$M_u = \frac{3205,16 \text{ kg/m} * (7,44 \text{ m})^2}{11}$$

$$M_u = 16128,84 \text{ kg-m.}$$

$$M_u = 1612884 \text{ kg-cm.}$$

$$w = 0,18.$$

$$b_{IMP} = 30 \text{ cm.}$$

$$r = 3 \text{ cm.}$$

$$\phi = 0,9 \text{ para flexión.}$$

$$M_u = \phi * b * d^2 * f'c * w(1 - 0,59w) \quad (3.36)$$

$$d^2 = \frac{M_u}{\phi * b * f'c * w(1 - 0,59w)} \quad (3.37)$$

$$d^2 = \frac{1612884 \text{ kg - cm.}}{0,9 * 30 \text{ cm} * 240 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 0,18(1 - 0,59 * 0,18)}$$

$$d = 44,85 \text{ cm.}$$

$$d = 45 \text{ cm.}$$

$$H = d + r \quad (3.38)$$

$$H = 45 + 3$$

$$H = 48 \text{ cm}$$

$$H = 50 \text{ cm.}$$

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

$$\frac{H}{b} < 2 \quad (3.39)$$

$$\frac{50}{30} < 2$$

$$1,67 < 2 \text{ OK.}$$

Del pre-diseño se establece la sección para vigas en:

$$b = 30 \text{ cm cm, } H = 50 \text{ cm.}$$

Viga Eje E, Tramo 5-6.

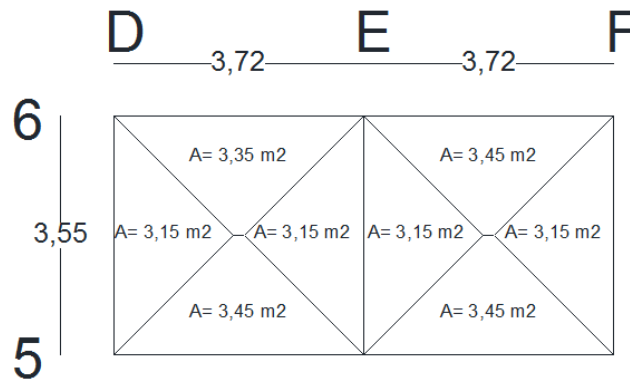


Figura 16: Figura: Mosaico de Cargas y Áreas, Viga Eje E.

Fuente: El autor.

Longitud de la viga= 3,55 m.

Area Total= 6,30 m²

CM= 400 kg/m²

CV= 240 kg/m²

qu= 1,2CM*1,6CV

(Ecuación 9.2 del ACI 318-08)

qu= 1,2(400kg/m²)+1,6(240kg/m²)

qu= 864 kg/m²

P=qu*AT

(3,33)

P=864kg/m²*6,30m²

P= 5443,20 kg.

$$Q_{DIST} = \frac{P}{L}$$

(3,34)

$$Q_{DIST} = \frac{5443,20 \text{ kg}}{3,55 \text{ m}}$$

Q_{DIST}= 1533,30 kg/m.

$$Mu = \frac{qL^2}{11}$$

(3,35)

$$Mu = \frac{1533,30 \text{ kg/m} * (3,55 \text{ m})^2}{11}$$

Mu= 1756,67 kg-m.

Mu= 175667 kg-cm.

$w = 0,18$.

$b_{IMP} = 30\text{cm}$.

$r = 3\text{cm}$.

$\phi = 0,9$ para flexión.

$$Mu = \phi * b * d^2 * f'c * w(1 - 0,59w) \quad (3.36)$$

$$d^2 = \frac{Mu}{\phi * b * f'c * w(1 - 0,59w)} \quad (3.37)$$

$$d^2 = \frac{175667 \text{ kg} - \text{cm}}{0,9 * 30\text{cm} * 240 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 0,18(1 - 0,59 * 0,18)}$$

$d = 14,80$.

$d = 15 \text{ cm}$.

$$H = d + r \quad (3.38)$$

$H = 15 + 3$

$H = 18 \text{ cm}$

$H = 20 \text{ cm}$.

$b = 30 \text{ cm}$.

$$\frac{H}{b} < 2 \quad (3.39)$$

$$\frac{20}{30} < 2$$

$0,67 < 2 \text{ OK}$.

Del pre-diseño se establece la sección para vigas en:

$b = 30\text{cm}$, $H = 20\text{cm}$.

Viga Eje 4, Tramo C-D.

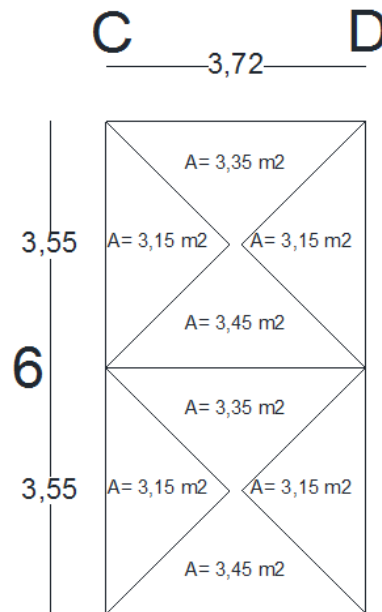


Figura17: Figura: Figura: Mosaico de Cargas y Áreas, Viga Eje 6.

Fuente: El autor.

Longitud de la viga= 3,72 m.

Area Total= 6,90 m²

CM= 400 kg/m²

CV= 240 kg/m²

qu= 1,2CM*1,6CV

(Ecuación 9.2 del ACI 318-08)

qu= 1,2(400kg/m²)+1,6(240kg/m²)

qu= 864 kg/m²

P=qu*AT

(3,33)

P=864kg/m²*6,90m²

P= 5961,60 kg.

$Q_{DIST} = \frac{P}{L}$

(3.34)

$Q_{DIST} = \frac{5961,60 \text{ kg}}{3,72 \text{ m}}$

Q_{DIST}= 1602,58 kg/m.

$$Mu = \frac{qL^2}{11} \quad (3.35)$$

$$Mu = \frac{1602,58 \text{kg/m} * (3,72 \text{m})^2}{11}$$

$$Mu = 2016,10 \text{ kg-m.}$$

$$Mu = 201610 \text{ kg-cm.}$$

$$w = 0,18.$$

$$b_{IMP} = 30 \text{cm.}$$

$$r = 3 \text{cm.}$$

$$\phi = 0,9 \text{ para flexión.}$$

$$Mu = \phi * b * d^2 * f'c * w(1 - 0,59w) \quad (3.36)$$

$$d^2 = \frac{Mu}{\phi * b * f'c * w(1 - 0,59w)} \quad (3.37)$$

$$d^2 = \frac{201610 \text{ kg-cm.}}{0,9 * 30 \text{cm} * 240 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 0,18(1 - 0,59 * 0,18)}$$

$$d = 15,85$$

$$d = 16 \text{ cm.}$$

$$H = d + r \quad (3.38)$$

$$H = 16 + 3$$

$$H = 19 \text{ cm}$$

$$H = 20 \text{ cm.}$$

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

$$\frac{H}{b} < 2 \quad (3.39)$$

$$\frac{20}{30} < 2$$

$$0,67 < 2 \text{ OK.}$$

Del pre-diseño se establece la sección para vigas en:

$$b = 30 \text{cm cm, H} = 20 \text{cm.}$$

Resumen de Vigas.

$$\text{Viga Eje 1-2-4-6-8-10-A-C-E: } b = 30 \text{cm, H} = 20 \text{ cm.}$$

$$\text{Viga Eje 3-5-7-9-B-D-F: } b = 30 \text{ cm, H} = 50 \text{ cm.}$$

3.2 Cálculo de la estructura Método Basado en Fuerzas – Método Basado en Desplazamientos.

El mapa de zonificación sísmica para diseño proviene del resultado de estudio de peligro sísmico para un 10% de excedencia en 50 años (período de retorno de 475 años)

La NEC-14 establece los factores de sitio F_a , F_d , F_s , de acuerdo a las características del suelo. Debemos determinar en qué zona sísmica se encuentra la Provincia de Bolívar.

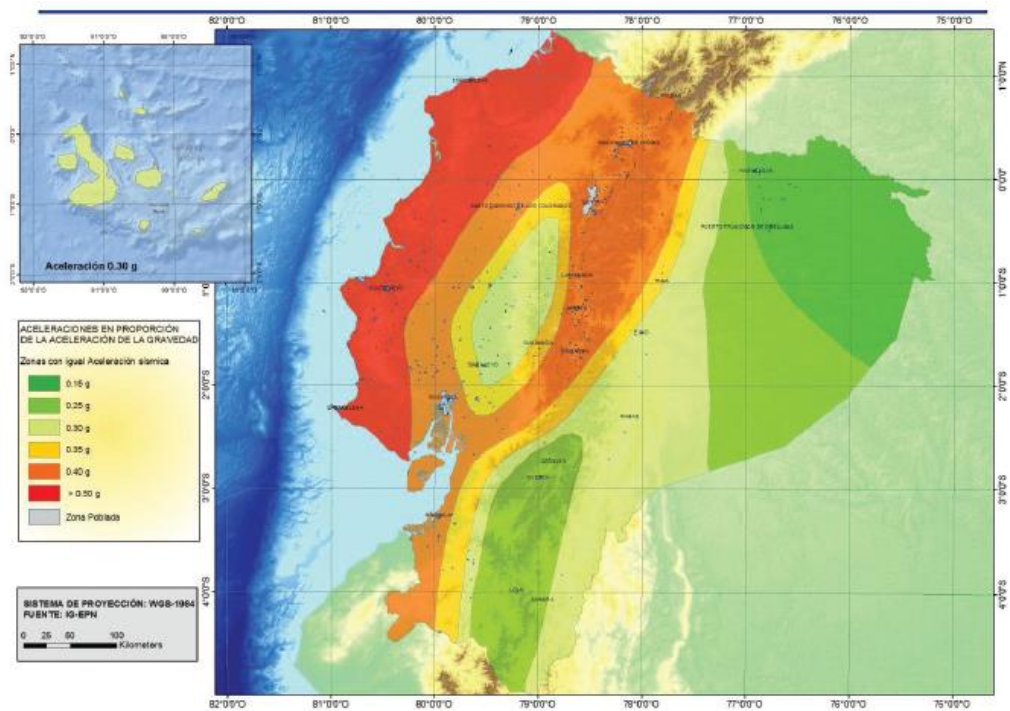


Figura 18: Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño.

Fuente: Figura 1, Capítulo Peligro Sísmico NEC-14

Zona Sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0,15	0,25	0,3	0,35	0,4	$\geq 0,50$
Categorización del peligro sísmico.	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Tabla 8: Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada.

Fuente: Tabla 1, Capítulo Peligro Sísmico, NEC-14

POBLACIÓN	PARROQUIA	CANTÓN	PROVINCIA	Z
GUARANDA	GUARANDA	GUARANDA	BOLÍVAR	0,35
SAN LORENZO	SAN LORENZO	GUARANDA	BOLÍVAR	0,35
SANTIAGO	SANTIAGO	SAN MIGUEL	BOLÍVAR	0,35
SAN JOSÉ DEL TAMBO	SAN JOSÉ DEL TAMBO	CHILLANES	BOLÍVAR	0,35
SAN SIMÓN	SAN SIMÓN (YACOTO)	GUARANDA	BOLÍVAR	0,35
SAN MIGUEL DE BOLÍVAR	SAN MIGUEL	SAN MIGUEL	BOLÍVAR	0,35
SAN JOSÉ DE CHIMBO	SAN JOSÉ DE CHIMBO	CHIMBO	BOLÍVAR	0,35
SIMIATUG	SIMIATUG	GUARANDA	BOLÍVAR	0,3
SAN LUIS DE PAMBIL	SAN LUIS DE PAMBIL	GUARANDA	BOLÍVAR	0,30
FACUNDO VELA	FACUNDO VELA	GUARANDA	BOLÍVAR	0,30
LAS MERCEDES	LAS NAVES	LAS NAVES	BOLÍVAR	0,30
LAS NAVES	LAS NAVES	LAS NAVES	BOLÍVAR	0,30
SAN LUIS DE LAS MERCEDES	SAN LUIS DE PAMBIL	GUARANDA	BOLÍVAR	0,30
ECHANDIA	ECHANDIA	ECHANDIA	BOLÍVAR	0,30
CHILLANES	CHILLANES	CHILLANES	BOLÍVAR	0,40

Tabla 9: Poblaciones ecuatorianas y valor del factor Z.

Fuente: Tabla: 19, Capítulo Peligro Sísmico, NEC-14

Tipos de perfiles de suelos para el diseño sísmico.

Los efectos locales de la respuesta sísmica de la estructura deben evaluarse en base a los perfiles de suelo, independientemente del tipo de cimentación.

Los parámetros utilizados en la clasificación son los correspondientes a los 30 m superiores del perfil para los perfiles tipo A, B, C, D y E. Aquellos perfiles que tengan estratos claramente diferenciables deben subdividirse, asignándoles un subíndice *i* que va desde 1 en la superficie, hasta *n* en la parte inferior de los 30 m superiores del perfil.

Para el perfil tipo F se aplican otros criterios, y la respuesta no debe limitarse a los 30 m superiores del perfil en los casos de perfiles con el espesor de suelo significativo.

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > V_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760 \text{ m/s} > V_s \geq 360$ m/s
Tipo de perfil	Descripción	Definición
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100$ kPa
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > V_s \geq 180$ m/s
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ $100 \text{ kPa} > S_u \geq 50$ kPa
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 180$ m/s
	Perfil 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 o 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.	

Tabla 10: Clasificación de los perfiles de suelo.

Fuente: Tabla 2, Capítulo Peligro Sísmico, NEC-14

Del estudio de suelos realizado se determinó que el tipo de suelo donde se construyó la estructura es de Tipo C. **Estos datos fueron facilitados por EEASA.**

Coefficientes de perfil de suelo Fa, Fd, Fs.

Fa.- Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto.

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

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥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	0.85
F						

Tabla 11: Tipo de suelo y Factores de sitio Fa.

Fuente: Tabla 3, Capítulo Peligro Sísmico, NEC-14

Fd.- Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamiento para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥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						

Tabla 12: Tipo de suelo y Factores de sitio Fd.

Fuente: Tabla 4, Capítulo Peligro Sísmico, NEC-14

Fs.- Comportamiento no lineal de los suelos.- Considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del período del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos.

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥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	1.40
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F						

Tabla 13: Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo Fs.

Fuente: Tabla 5, Capítulo Peligro Sísmico, NEC-14

Categoría de edificio y coeficiente de importancia I.

La NEC-14 clasifica las estructuras a construirse en donde se adopta el factor de importancia I.

El propósito del factor I es incrementar la demanda sísmica de diseño para estructuras, que por sus características de utilización o de importancia deben permanecer operativas o sufrir menores daños durante y después de la ocurrencia del sismo de diseño.

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

Tabla 14: Tipo de uso, destino e importancia de la estructura.

Fuente: Tabla 6, Capítulo Peligro Sísmico, NEC-14

Regularidad/configuración estructural.

CONFIGURACIÓN EN ELEVACIÓN $\phi_E=1$		CONFIGURACIÓN EN PLANTA $\phi_P=1$	
La altura de entrepiso y la configuración vertical de sistemas aporticados, es constante en todos los niveles. $\phi_E=1$		La configuración en planta ideal en un sistema estructural es cuando el Centro de Rigidez es semejante al Centro de Masa. $\phi_P=1$	
La dimensión del muro permanece constante a lo largo de su altura o varía de forma proporcional. $\phi_E=1$			

Tabla 15: Configuraciones estructurales recomendadas.

Fuente: Tabla 11, Capítulo Peligro Sísmico, NEC-14

IRREGULARIDADES EN ELEVACIÓN	IRREGULARIDADES EN PLANTA
<p>Ejes verticales discontinuos o muros soportados por columnas. La estructura se considera irregular no recomendada cuando existen desplazamientos en el alineamiento de elementos verticales del sistema resistente, dentro del mismo plano en el que se encuentran, y estos desplazamientos son mayores que la dimensión horizontal del elemento.</p>	<p>Desplazamiento de los planos de acción de elementos vertical. Una estructura se considera irregular no recomendada cuando existen discontinuidades en los ejes verticales, tales como desplazamientos del plano de acción de elementos verticales del sistema resistente.</p>
<p>Piso débil-Discontinuidad en la resistencia. La estructura se considera irregular no recomendada cuando la resistencia del piso es menor que el 70% de la resistencia del piso inmediatamente superior, (entendiéndose por resistencia del piso la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada).</p>	
<p>Columna corta Se debe evitar la presencia de columnas cortas, tanto en el diseño como en la construcción de las estructuras.</p>	

Tabla 16: Configuraciones estructurales no recomendadas.

Fuente: Tabla 12, Capítulo Peligro Sísmico, NEC-14

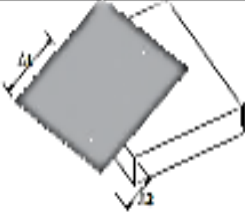

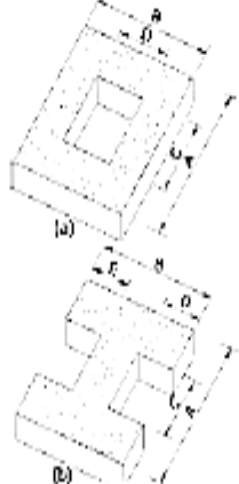

<p>Tipo 1 - Irregularidad torsional $\phi_n=0.9$ $\Delta > 1.2 \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2}$</p> <p>Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.</p>	
<p>Tipo 2 - Retrocesos excesivos en las esquinas $\phi_n=0.9$ $A > 0.15B$ y $C > 0.15D$</p> <p>La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.</p>	
<p>Tipo 3 - Discontinuidades en el sistema de piso $\phi_n=0.9$ a) $C \times D > 0.5A \times B$ b) $(C \times D + C \times E) > 0.5A \times B$</p> <p>La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.</p>	
<p>Tipo 4 - Ejes estructurales no paralelos $\phi_n=0.9$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.</p>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

Tabla 17: Coeficientes de irregularidad en planta.

Fuente: Tabla 13, Capítulo Peligro Sísmico, NEC-14

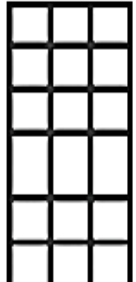

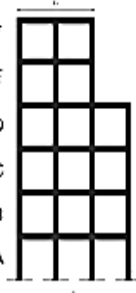
<p>Tipo 1 - Piso flexible $\phi_t=0.9$ Rigidez $K_c < 0.70$ Rigidez K_o Rigidez $< 0.80 \frac{(K_o + K_g + K_p)}{3}$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.</p>	
<p>Tipo 2 - Distribución de masa $\phi_t=0.9$ $m_b > 1.50 m_i$ ó $m_b > 1.50 m_c$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.</p>	
<p>Tipo 3 - Irregularidad geométrica $\phi_t=0.9$ $a > 1.3 b$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.</p>	
<p><small>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</small></p>	

Tabla 18: Coeficientes de irregularidad en elevación.

Tabla 14, Capítulo Peligro Sísmico, NEC-14

Regularidad en planta.

De acuerdo con la Tabla 17 y los planos arquitectónicos presentados, (anexo 1) podemos determinar que el edificio tiene una buena regularidad en planta, ya que no presenta ninguna de las irregularidades descritas en dicha tabla, por lo que no se requiere revisiones estructurales adicionales, por lo tanto el coeficiente ϕ_P es igual a uno.

Regularidad en elevación.

De acuerdo con la Tabla 18 y los planos arquitectónicos, (anexo 1) presentados podemos determinar que el edificio tiene una buena regularidad en elevación, las alturas de piso son iguales, ya que no presenta ninguna de las irregularidades descritas en dicha tabla, por lo que no se requiere revisiones estructurales adicionales, por lo tanto el coeficiente ϕ_E es igual a uno.

Factor R.

El factor R permite una reducción de las fuerzas sísmicas de diseño, lo cual 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 rótulas plástica.

En el caso del DBF, se considera como parámetro constante dependiente únicamente de la tipología estructural.

Sistemas Estructurales Dúctiles	R
Sistemas Duales	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras (sistemas duales).	8
Pórticos especiales sismo resistentes de acero laminado en caliente, sea con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).	8
Sistemas Estructurales Dúctiles	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, 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

Tabla 19: Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles.

Fuente: Tabla 15, Capítulo Peligro Sísmico, NEC-14

η - Valor de la relación espectral (S_a/Z m en roca), que varían dependiendo de la región del Ecuador, adoptando los siguientes valores:

- $\eta = 1,80$: Provincias de la Costa (Excepto esmeraldas).
- $\eta = 2,48$: Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos.
- $\eta = 2,60$: Provincias del Oriente.

Para nuestro estudio definimos los siguientes parámetros:

Tipo de suelo: C.

Zona Sísmica= IV

Factor Z= 0,35.

Fa: 1,23, Fd: 1,15, Fs: 1,06.

I= 1,3.

$\phi_P = 1,00$.

$\phi_E = 1,00$.

R= 8.

hn= 14,40 m.

$\eta = 2,48$: Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos.

Cálculo del periodo fundamental de vibración la estructura (T).

Tipo de estructura	C_t	α
Estructuras de acero		
Sin arriostramientos	0.072	0.8
Con arriostramientos	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

Tabla 20: Valores de C_t y α .

Fuente: Cap. Peligro Sísmico NEC-14

3.2.1 Cálculo del periodo fundamental de vibración de la estructura.

$$T = Ct * hn^{\alpha} \quad (3.40)$$

$$T = 0,055 * 14,4^{0,75}$$

$$T = 0,41 \text{ seg.}$$

3.2.2 Cálculo del periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño (Tc, To).

$$Tc = 0,55 * Fs \frac{Fd}{Fa} \quad (3.41)$$

$$Tc = 0,55 * 1,06 \frac{1,15}{1,23}$$

$$Tc = 0,55 \text{ seg.}$$

$$To = 0,10 * Fs \frac{Fd}{Fa} \quad (3.42)$$

$$To = 0,10 * 1,06 \frac{1,15}{1,23}$$

$$To = 0,10 \text{ seg.}$$

3.2.3 Cálculo del Espectro de Aceleraciones (Sa).

$$\text{Para } 0 \leq T \leq Tc \quad Sa = \eta * Z * Fa \quad (3.43)$$

$$\text{Para } T > Tc \quad Sa = \eta * Z * Fa \left(\frac{Tc}{T}\right)^r \quad (3.44)$$

r.- Factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto.

- $r = 1$ para todos los suelos, con excepción del suelo tipo E.
- $r = 1,5$ para tipo de suelo E.

$$Sa = 2,48 * 0,35 * 1,23$$

$$Sa = 1,0676.$$

$$Sa = 2,48 * 0,35 * 1,23 \left(\frac{0,55}{0,60}\right)^1$$

$$Sa = 0,9787.$$

T	ELÁSTICO				
	Sa	INELASTICO			
0,00	1,0676	0,17	2,05	0,2864	0,05
0,05	1,0676	0,17	2,10	0,2796	0,05
0,10	1,0676	0,17	2,15	0,2731	0,04
0,15	1,0676	0,17	2,20	0,2669	0,04
0,20	1,0676	0,17	2,25	0,2610	0,04
0,25	1,0676	0,17	2,30	0,2553	0,04
0,30	1,0676	0,17	2,35	0,2499	0,04
0,35	1,0676	0,17	2,40	0,2447	0,04
0,40	1,0676	0,17	2,45	0,2397	0,04
0,45	1,0676	0,17	2,50	0,2349	0,04
0,50	1,0676	0,17	2,55	0,2303	0,04
0,55	1,0676	0,17	2,60	0,2258	0,04
0,60	0,9787	0,16	2,65	0,2216	0,04
0,65	0,9034	0,15	2,70	0,2175	0,04
0,70	0,8389	0,14	2,75	0,2135	0,03
0,75	0,7829	0,13	2,76	0,2128	0,03
0,80	0,7340	0,12	2,80	0,2097	0,03
0,85	0,6908	0,11	2,85	0,2060	0,03
0,90	0,6524	0,11	2,90	0,2025	0,03
0,95	0,6181	0,10	2,95	0,1991	0,03
1,00	0,5872	0,10	3,00	0,1957	0,03
1,05	0,5592	0,09	3,05	0,1925	0,03
1,10	0,5338	0,09	3,10	0,1894	0,03
1,15	0,5106	0,08	3,15	0,1864	0,03
1,20	0,4893	0,08	3,20	0,1835	0,03
1,25	0,4698	0,08	3,25	0,1807	0,03
1,30	0,4517	0,07	3,30	0,1779	0,03
1,35	0,4350	0,07	3,35	0,1753	0,03
1,40	0,4194	0,07	3,40	0,1727	0,03
1,45	0,4050	0,07	3,45	0,1702	0,03
1,50	0,3915	0,06	3,50	0,1678	0,03
1,55	0,3788	0,06	3,55	0,1654	0,03
1,60	0,3670	0,06	3,60	0,1631	0,03
1,65	0,3559	0,06	3,65	0,1609	0,03
1,70	0,3454	0,06	3,70	0,1587	0,03
1,75	0,3355	0,05	3,75	0,1566	0,03
1,80	0,3262	0,05	3,80	0,1545	0,03
1,85	0,3174	0,05	3,85	0,1525	0,02
1,90	0,3091	0,05	3,90	0,1506	0,02
1,95	0,3011	0,05	3,95	0,1487	0,02
2,00	0,2936	0,05	4,00	0,1468	0,02

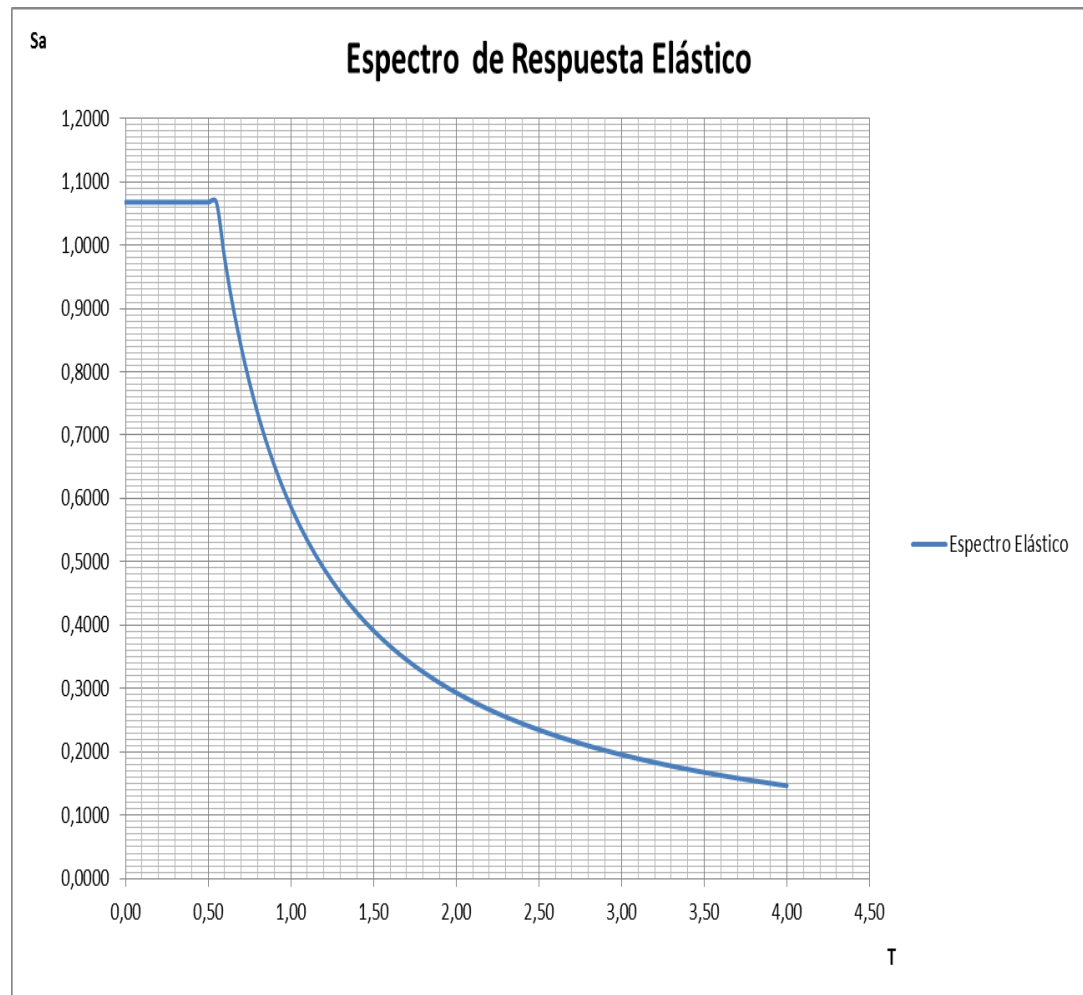


Figura 19: Espectro de Respuesta Elástica de aceleraciones

Fuente: El autor.

3.2.4 Cálculo del Cortante Basal.

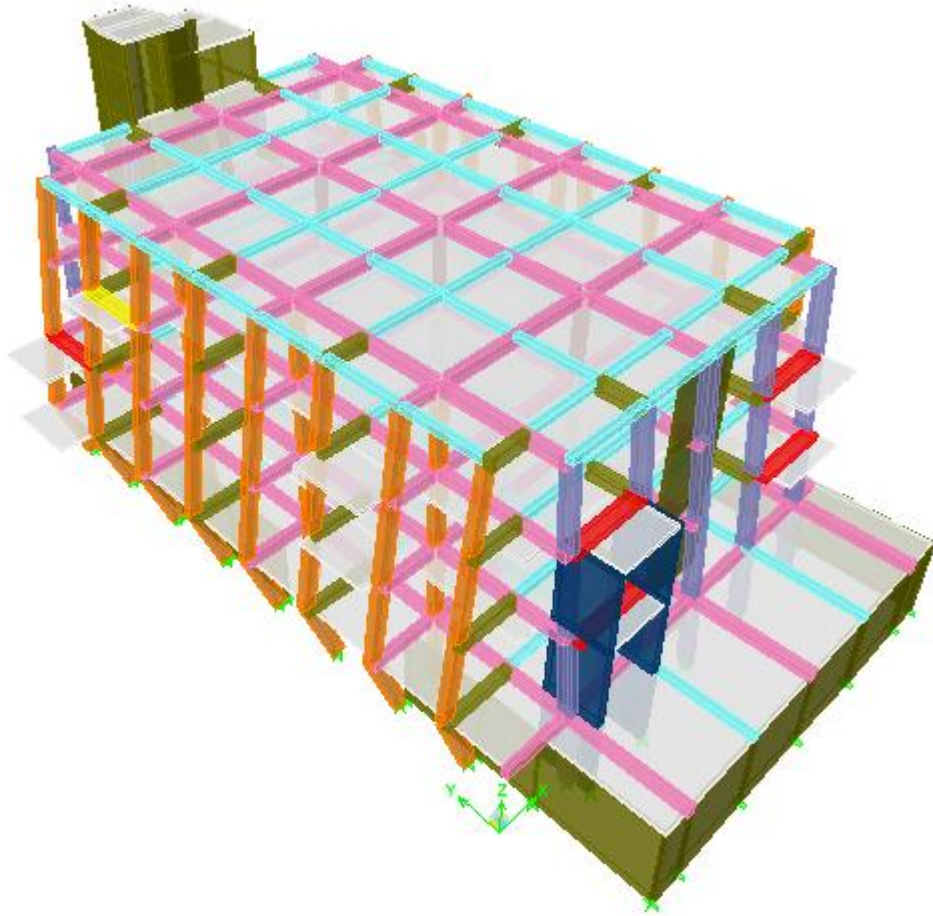


Figura 20: Modelo de la Estructura.

$$V = \frac{I \cdot S a}{R \cdot \emptyset P \cdot \emptyset E} * W \quad (3.45)$$

$$V = \frac{1,3 * 1,0676}{8 * 1 * 1} * W$$

$$V = 0,17 * W \quad (3.46)$$

3.2.5 Carga Sísmica Reactiva (W)

La carga sísmica W representa la carga reactiva por sismo.

Caso General.

$$W = D.$$

Dónde:

D.- Carga muerta total de la estructura.

Casos Especiales: bodegas y almacenaje.

$$W = D + 0,25Li.$$

Dónde:

D.- Carga muerta total de la estructura.

Li.- Carga viva del piso.

3.2.6 Cálculo de la carga Muerta Total de la estructura.

LOSA DE ENTREPISO N _v +0,00		
AREA=	650,00	m ²
CM=	400	Kg/m ²
CV=	240	Kg/m ²
Cpared=	864	Kg/ML
Long=	18,65	mL

$$WCM = CM * A = 400 \text{ Kg/m}^2 * 650 \text{ m}^2 = 260000 \text{ kg}$$

$$WCP = C_{pared} * Long = 864 \text{ Kg/mL} * 18,65 \text{ mL} = 16113,6 \text{ kg}$$

$$W = 276114 \text{ kg}$$

LOSA DE ENTREPISO N _v +3,60		
AREA=	485,00	m ²
CM=	400	Kg/m ²
CV=	240	Kg/m ²
Cpared=	864	Kg/mL
Long=	32,88	mL

$$WCM = CM * A = 400 \text{ Kg/m}^2 * 485 \text{ m}^2 = 194000 \text{ kg}$$

$$WCP = C_{pared} * Long = 864 \text{ Kg/mL} * 32,88 \text{ mL} = 28408,32 \text{ kg}$$

$$W = 222408 \text{ kg}$$

LOSA DE ENTREPISO N _v +7,20		
AREA=	495,00	m ²
CM=	400	Kg/m ²
CV=	240	Kg/m ²
Cpared=	864	Kg/mL
Long=	25,78	mL

$$WCM = CM * A = 400 \text{ Kg/m}^2 * 495 \text{ m}^2 = 198000 \text{ kg}$$

$$WCP = Cpared * Long = 864 \text{ Kg/mL} * 25,78 \text{ mL} = 22273,92 \text{ kg}$$

$$W = 220274 \text{ kg}$$

LOSA DE CUBIERTA N _v +10,80		
AREA=	105,24	m ²
CM=	400	Kg/m ²
CV=	150	Kg/m ²

$$WCM = CM * A = 400 \text{ Kg/m}^2 * 105,24 \text{ m}^2 = 42095,52 \text{ kg}$$

$$W = 42095,52 \text{ kg.}$$

RESUMEN DE PESOS Y POR PISO		
ELEMENTO	PESO (kg)	PESO (TON)
LOSA N _v +10,80	42095,52	42,10
LOSA N _v +7,20	220273,92	220,27
LOSA N _v +3,60	222408,32	222,41
LOSA N _v +0,00	276113,60	276,11

Tabla: Resumen de Pesos de Losas por Piso.

PISO	Diam. Col.(m)	Dim. Col. (m)		LONG. COL (0,60) (m)	LONG. COL (0,30*0,60) (m)	PESO COL. (0,60) (TON)	PESO COL. (0,30*0,60) (TON)	PESO COL. PISO (TON)
		a	b					
3	0,60	0,30	0,60	0	0	0,00	0,00	0,00
2	0,60	0,30	0,60	3,60	3,60	2,44	1,56	26,87
1	0,60	0,30	0,60	3,60	3,60	2,44	1,56	29,31
P.B.	0,60	0,30	0,60	3,60	3,60	2,44	1,56	29,31
Σ						7,33	4,67	85,50

Tabla 21: Resumen de Pesos de Columnas por Piso.

Fuente: el autor.

PISO	VIGA (0,30*0,30)		VIGA (0,30*0,50)		VIGA (0,30*0,60)		LONG. VIGAS (m).			PESO VIGAS (TON)			PESO TOTAL (TON)
	b(m)	H(m)	b(m)	H(m)	b(m)	H(m)	(0,30*0,30)	(0,40*0,50)	(0,30*0,60)	(0,30*0,30)	(0,30*0,50)	(0,30*0,60)	
3	0,30	0,30	0,30	0,50	0,30	0,60	180,04	157,75	20,84	38,89	56,79	9,00	104,68
2	0,30	0,30	0,30	0,50	0,30	0,60	108,62	163,83	26,28	23,46	58,98	11,35	93,79
1	0,30	0,30	0,30	0,50	0,30	0,60	108,02	169,83	31,64	23,33	61,14	13,67	98,14
P.B.	0,30	0,30	0,30	0,50	0,30	0,60	137,08	212,44	18,84	29,61	76,48	8,14	114,23
Σ										115,29	253,39	42,16	410,84

Tabla 22: Resumen de Pesos de Vigas por Piso.

Fuente: El autor.

RESUMEN DE PESOS POR PISO	
ELEMENTO	PESO (TON)
Nv+10,80	146,78
Nv+7,20	340,94
Nv+3,60	349,86
Nv+0,00	419,65

Tabla 23: Resumen de Pesos de la Estructura por Piso.

Fuente: El autor.

$$W = 146,78 + 340,94 + 349,86 + 419,65$$

$$W = 1257,23 \text{ Ton.}$$

$$V = 0,17 * W = 0,17 * 1257,23 \text{ Ton.}$$

$$V = 213,73 \text{ Ton.}$$

3.3 Modelamiento del edificio.

Para determinar los esfuerzos y deformaciones en estructuras se utilizan técnicas de análisis matricial y análisis por el método de elementos finitos, que involucran cálculos numéricos que son solventados mediante la utilización de un programa computacional para su análisis.

Se define los siguientes parámetros para el análisis de nuestra estructura en estudio:

- $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.
- $f'_c = 240 \text{ kg/cm}^2$.
- Peso específico del hormigón $\gamma = 2400 \text{ kg/m}^3$.
- Módulo de Poisson $\nu = 0,20$.
- $E_s = 210000 \text{ kg/cm}^2$.
- $E_c = \gamma^{1,5} * 0,14 \sqrt{f'_c} = 255006,07 \text{ kg/cm}^2$.

3.3.1 Chequeo del Análisis Estático de la Estructura.

3.3.1.1 Chequeo de Cortantes Estáticos y Dinámicos.

El valor del cortante dinámico total en la base obtenido por cualquier método de análisis dinámico, no debe ser:

- < 80% del cortante basal V obtenido por el método estático (estructuras regulares).
- < 85% del cortante basal V obtenido por el método estático (estructuras irregulares).

Story	Load	VX
ASCENSOR	SISMOX	-2,8
ASCENSOR	SISMOX	-2,8
ESCALERA	SISMOX	-10,03
ESCALERA	SISMOX	-10,03
CUBIERTA	SISMOX	-103,93
CUBIERTA	SISMOX	-103,93
PISO2	SISMOX	-188,15
PISO2	SISMOX	-188,15
PISO1	SISMOX	-232,76
PISO1	SISMOX	-232,76
PB	SISMOX	251,66
PB	SISMOX	251,66

Tabla 24: Cortante Estático en el Sentido X.

$$V_x = 251,66 \text{ Ton}$$

Story	Load	VX
ASCENSOR	ESPECTROX	2,06
ASCENSOR	ESPECTROX	2,06
ESCALERA	ESPECTROX	6,28
ESCALERA	ESPECTROX	6,28
CUBIERTA	ESPECTROX	73,48
CUBIERTA	ESPECTROX	73,48
PISO2	ESPECTROX	139,72
PISO2	ESPECTROX	139,72
PISO1	ESPECTROX	172,61
PISO1	ESPECTROX	172,61
PB	ESPECTROX	211,14
PB	ESPECTROX	211,14

Tabla 25: Cortante Dinámico en el Sentido X

$$V_{xd} = 211,14 \text{ Ton}$$

Story	Load	VY
ASCENSOR	SISMOY	-2,8
ASCENSOR	SISMOY	-2,8
ESCALERA	SISMOY	-10,03
ESCALERA	SISMOY	-10,03
CUBIERTA	SISMOY	-103,93
CUBIERTA	SISMOY	-103,93
PISO2	SISMOY	-188,15
PISO2	SISMOY	-188,15
PISO1	SISMOY	-232,76
PISO1	SISMOY	-232,76
PB	SISMOY	379,87
PB	SISMOY	379,87

Tabla 26: Cortante Estático en el Sentido Y.

$$V_y = 379,87 \text{ Ton}$$

Story	Load	VY
ASCENSOR	ESPECTROY	2,24
ASCENSOR	ESPECTROY	2,24
ESCALERA	ESPECTROY	7,65
ESCALERA	ESPECTROY	7,65
CUBIERTA	ESPECTROY	70,22
CUBIERTA	ESPECTROY	70,22
PISO2	ESPECTROY	163,34
PISO2	ESPECTROY	163,34
PISO1	ESPECTROY	208,15
PISO1	ESPECTROY	208,15
PB	ESPECTROY	332,01
PB	ESPECTROY	332,01

Tabla 27: Cortante Dinámico en el Sentido Y.

$$V_{yd} = 332,01.$$

Comprobamos que se cumpla el parámetro en los cortantes estáticos y dinámicos.

$V_x = 251,66 \text{ Ton}$. V_{xd} no debe ser $<$ al 80% de V_x . **$V_{xd} = 211,14 \text{ Ton}$. (OK).**

$V_y = 379,87 \text{ Ton}$. V_{yd} no debe ser $<$ al 80% de V_y . **$V_{yd} = 332,01 \text{ Ton}$. (OK).**

3.3.2 Cálculo de Derivas.

3.3.2.1 Límites permisibles de las derivas de piso.

La deriva máxima para cualquier piso no excederá los límites de deriva inelástica establecidos en la tabla siguiente, en la cual la deriva máxima se expresa como un porcentaje de altura de piso.

Estructuras de:	Δ_M máxima (sin unidad)
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0,02
De mampostería	0,01

Tabla 28: Valores de Δ_M máximos, expresados como fracción de la altura de piso.

Fuente: Tabla 7, Capítulo Peligro Sísmico, NEC-14

Valores de Derivas Obtenidos del Análisis de la Estructura.

Story	Load	DriftX	DriftY	DriftX Inelástica	DriftY inelástica
ASCENSOR	SISMOX	0,000334		0,002004	
ASCENSOR	SISMOX		0,00033		0,00198
ASCENSOR	SISMOY	0,000055		0,00033	
ASCENSOR	SISMOY		0,000441		0,002646
ASCENSOR	ESPECTROX	0,000307		0,001842	
ASCENSOR	ESPECTROX		0,000217		0,001302
ASCENSOR	ESPECTROY	0,000171		0,001026	
ASCENSOR	ESPECTROY		0,000372		0,002232
ESCALERA	SISMOX	0,000369		0,002214	
ESCALERA	SISMOX		0,000166		0,000996
ESCALERA	SISMOY	0,00013		0,00078	
ESCALERA	SISMOY		0,000439		0,002634
ESCALERA	ESPECTROX	0,000253		0,001518	
ESCALERA	ESPECTROX		0,000171		0,001026
ESCALERA	ESPECTROY	0,000135		0,00081	
ESCALERA	ESPECTROY		0,00037		0,00222
CUBIERTA	SISMOX	0,001105		0,00663	
CUBIERTA	SISMOX		0,000259		0,001554
CUBIERTA	SISMOY	0,000127		0,000762	
CUBIERTA	SISMOY		0,000449		0,002694
CUBIERTA	ESPECTROX	0,001214		0,007284	
CUBIERTA	ESPECTROX		0,000323		0,001938
CUBIERTA	ESPECTROY	0,000393		0,002358	
CUBIERTA	ESPECTROY		0,000381		0,002286
PISO2	SISMOX	0,001112		0,006672	
PISO2	SISMOX		0,00014		0,00084
PISO2	SISMOY	0,000109		0,000654	
PISO2	SISMOY		0,000595		0,00357
PISO2	ESPECTROX	0,001279		0,007674	
PISO2	ESPECTROX		0,000389		0,002334
PISO2	ESPECTROY	0,000426		0,002556	
PISO2	ESPECTROY		0,000587		0,003522
PISO1	SISMOX	0,000716		0,004296	
PISO1	SISMOX		0,000047		0,000282
PISO1	SISMOY	0,000101		0,000606	
PISO1	SISMOY		0,000474		0,002844
PISO1	ESPECTROX	0,000833		0,004998	
PISO1	ESPECTROX		0,000247		0,001482
PISO1	ESPECTROY	0,000292		0,001752	
PISO1	ESPECTROY		0,00049		0,00294

Tabla 29: Derivas de la Estructura.

Las derivas obtenidas del análisis de la estructura presentadas en la tabla 29 son mucho menores al 2% debido a que la estructura presenta diafragmas de corte en todo el perímetro del subsuelo, además existen muros para escaleras y ascensor, de igual manera muros en la elevación sur de la estructura, contenidos en el diseño arquitectónico; y efectuando el análisis de la estructura sin los muros ubicados en los sitios indicados en los planos arquitectónicos, las secciones no cumplen al momento del diseño de cada elemento.

3.3.3 Participación modal de la masa.

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
1	0,366198	69,6432	0,006	69,6432	0,006
2	0,259672	0,3503	86,5909	69,9935	86,5969
3	0,219147	13,904	1,3575	83,8975	87,9544
4	0,13859	0,0399	1,326	83,9374	89,2804
5	0,1179	2,405	0,0045	86,3424	89,285
6	0,087859	7,734	0,0871	94,0763	89,372
7	0,067294	0,7106	5,0692	94,7869	94,4413
8	0,055395	4,2945	1,1712	99,0814	95,6125
9	0,046186	0,1906	2,9768	99,272	98,5892

Tabla 30: Participación Modal de la Masa.

De la tabla que antecede podemos observar que el comportamiento dinámico de los dos primeros modos es traslacional, y en los siguientes modos la participación acumulada, nos da un porcentaje mayor al 90% de la masa total de la estructura, en las dos direcciones horizontales principales, esto podemos observar a partir del séptimo modo de vibración de la estructura.

3.4 Diseño Basado en Desplazamientos de la Estructura.

3.4.1 Características principales de la estructura:

Cálculo del espectro de Desplazamientos.

Uso de la estructura: Edificio Público.

Importancia: Ocupación especial.

Ubicación: Guaranda.

Objetivo de Diseño: Operacional.

Sismo de Diseño: Raro, probabilidad de excedencia en 50 años.

Factores para elaborar el espectro de desplazamientos:

Tipo de suelo: C.

Zona Sísmica= IV, Factor $Z= 0,35g$.

Factores de sitio:

- **Fa: 1,23.**
- **Fd: 1,15.**
- **Fs: 1,06.**

Importancia de la Estructura $I= 1,3$.

Configuración en planta de la estructura $\phi_P= 1,00$.

Configuración en elevación de la estructura $\phi_E= 1,00$.

Coefficiente de reducción de respuesta estructural $R= 8$.

Altura de la estructura $h_n= 14,40$ m.

$\eta= 2,48$: Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos.

3.4.2 Puntos clave del Diseño Basado en Desplazamientos.

El Diseño Basado en Desplazamientos emplea una estructura equivalente con un solo grado de libertad que representa el funcionamiento de la respuesta pico de desplazamiento, más que las características elásticas iniciales de la estructura.

Se basa en el hecho de que es el primer modo de vibración el que genera mayores demandas y desarrolla rótulas plásticas. La demanda generada por los otros modos de vibración es considerada a través de factores de amplificación dinámica en el diseño de secciones y elementos protegidos, es decir, aquellos en los que no deben formarse rótulas plásticas.

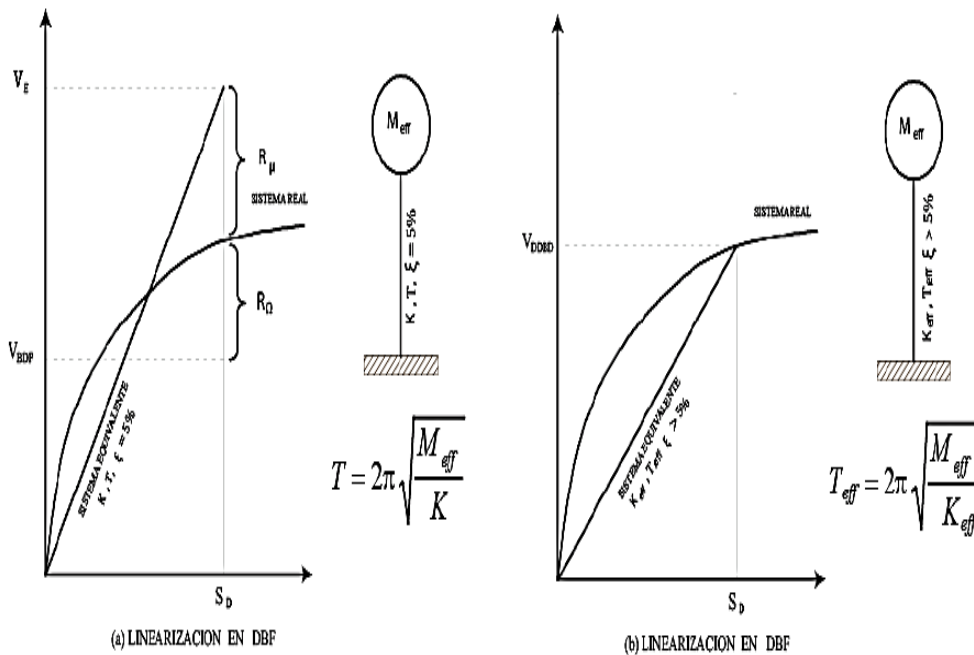


Figura 21: Linearización Equivalente

Fuente: NEC 14 Peligro Sísmico, Cap. 7, Figura 6

3.4.3 Determinación de los periodos límites.

$$T_c = 0,55 * F_s \frac{F_d}{F_a} \tag{3.41}$$

$$T_c = 0,55 * 1,06 \frac{1,15}{1,23}$$

$$T_c = 0,55 \text{ seg.}$$

$$T_L = 2,4 * F_d \tag{3.47}$$

$$T_L = 2,4 * 1,15$$

$$T_L = 2,76 \text{ seg.}$$

$$T_o = 0,10 * F_s \frac{F_d}{F_a} \quad (3.42)$$

$$T_o = 0,10 * 1,06 \frac{1,15}{1,23}$$

To= 0,10 seg.

3.4.4 Espectro elástico de diseño en desplazamientos.

Para la definición de los desplazamientos espectrales elásticos para diseño, correspondiente al nivel de sismo de diseño, se utilizará el siguiente espectro elástico de diseño de desplazamientos S_d (en metros) definido a partir del espectro de aceleraciones, mediante la siguiente fórmula:

$$S_d = S_a(g) * \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 \quad \text{Para:} \quad 0 \leq T \leq T_L \quad (3.48)$$

$$S_d = S_a(g) * \left(\frac{T_L}{2\pi}\right)^2 \quad \text{Para:} \quad T > T_L \quad (3.49)$$

Dónde:

g.- Aceleración de la gravedad.

S_a.- Es el espectro elástico de diseño de desplazamientos (definido para una fracción del amortiguamiento respecto al crítico igual a 5%). Depende del período o modo de vibración de la estructura.

T (seg)	Sd (m)
0,00	0,000
0,10	0,003
0,20	0,011
0,30	0,024
0,40	0,042
0,50	0,066
0,55	0,080
0,60	0,088
0,70	0,102
0,80	0,117
0,90	0,131
1,00	0,146
1,10	0,161
1,20	0,175
1,30	0,190
1,40	0,204
1,50	0,219
1,60	0,233
1,70	0,248
1,80	0,263
1,90	0,277
2,00	0,292
2,10	0,306
2,20	0,321
2,30	0,336
2,40	0,350
2,50	0,365
2,60	0,379
2,70	0,394
2,76	0,403
2,80	0,414
2,90	0,445
3,00	0,461
3,10	0,461
3,20	0,461
3,30	0,461
3,40	0,461
3,50	0,461
3,60	0,461
3,70	0,461
3,80	0,461
3,90	0,461
4,00	0,461

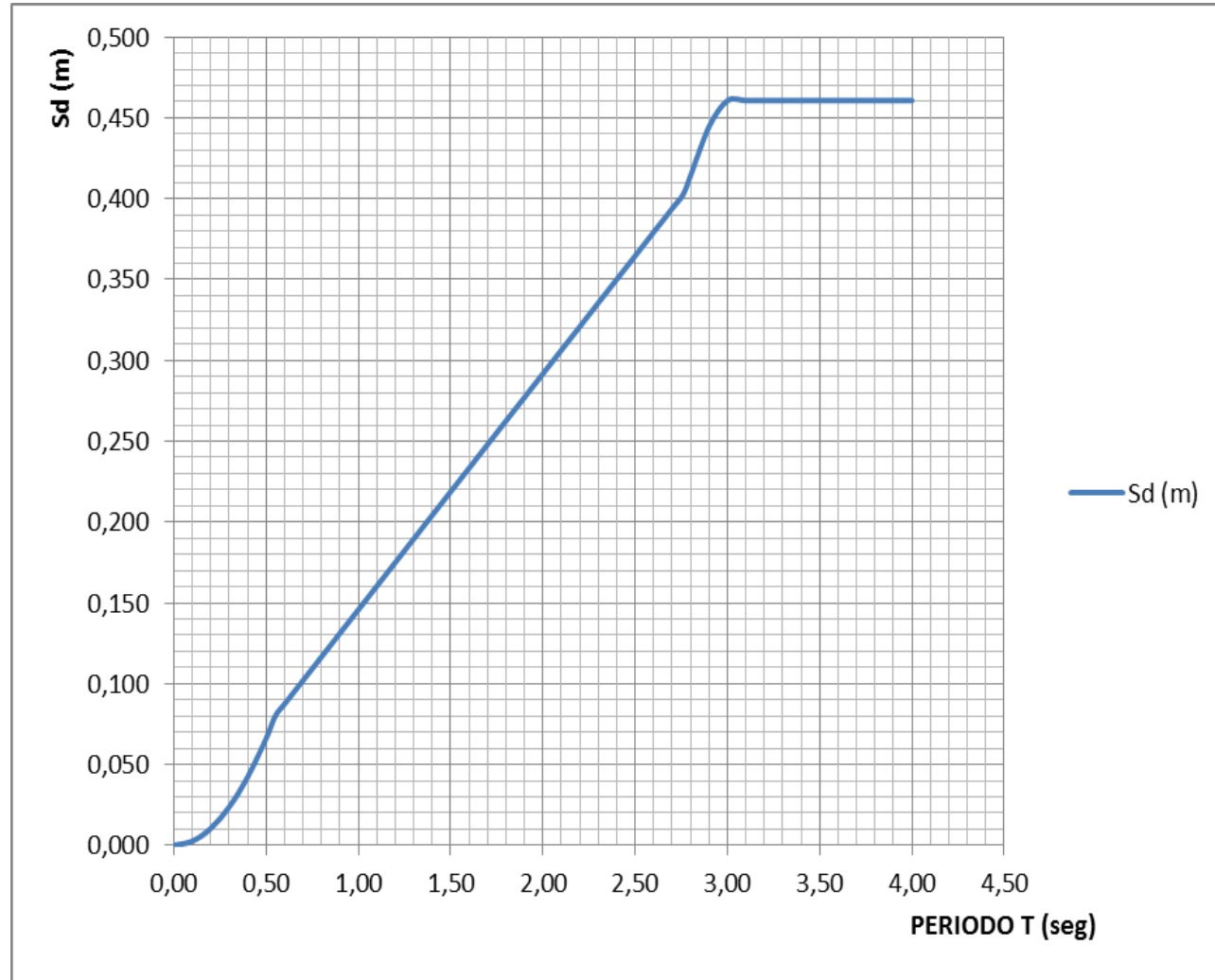


Figura 22: Espectro de desplazamientos.

Fuente: El autor.

3.4.5 Parámetros de Diseño del Diseño Directo Basado en Desplazamientos.

El objetivo de los parámetros de diseño tiene como función principal determinar el cortante basal del pórtico en estudio y para ello se requiere determinar los pesos y masas de la estructura que actúan en cada nivel.

LOSA DE CUBIERTA Nv +10,80		
AREA=	105,24	m2
CM=	400	Kg/m2
CV=	150	Kg/m2

$$WCM = CM * A = 400 \text{ Kg/m}^2 * 105,24 \text{ m}^2 = 42096 \text{ Kg}$$

$$WCV = CV * A = 150 \text{ Kg/m}^2 * 105,24 \text{ m}^2 = 15786 \text{ Kg}$$

$$\mathbf{57882 \text{ Kg}}$$

LOSA DE ENTREPISO Nv +7,20		
AREA=	495,00	m2
CM=	400	Kg/m2
CV=	240	Kg/m2
Cpared=	864	Kg/mL
Long=	25,78	mL

$$WCM = CM * A = 400 \text{ Kg/m}^2 * 495 \text{ m}^2 = 198000 \text{ Kg}$$

$$WCV = CV * A = 240 \text{ Kg/m}^2 * 495 \text{ m}^2 = 118800,00 \text{ Kg}$$

$$WCP = Cpared * Long = 864 \text{ Kg/mL} * 25,78 \text{ mL} = 22273,92 \text{ Kg}$$

$$\mathbf{339073,92 \text{ Kg}}$$

LOSA DE ENTREPISO Nv +3,60		
AREA=	485,00	m2
CM=	400	Kg/m2
CV=	240	Kg/m2
Cpared=	864	Kg/mL
Long=	32,88	mL

$$WCM = CM * A = 400 \text{ Kg/m}^2 * 485 \text{ m}^2 = 194000 \text{ Kg}$$

$$WCV = CV * A = 240 \text{ Kg/m}^2 * 485 \text{ m}^2 = 116400,00 \text{ Kg}$$

$$WCP = Cpared * Long = 864 \text{ Kg/mL} * 32,88 \text{ mL} = 28408,32 \text{ Kg}$$

$$\mathbf{338808,32 \text{ Kg}}$$

LOSA DE ENTREPISO Nv +0,00		
AREA=	650,00	m2
CM=	400	Kg/m2
CV=	240	Kg/m2
Cpared=	864	Kg/ML
Long=	18,65	mL
Cmuro(20)	5184	Kg/ML
Long Muro=	3	m
Cmuro(30)	5961,60	Kg/ML
Long Muro=	2,30	m

$$WCM = CM * A = 400 \text{ Kg/m}^2 * 650 \text{ m}^2 = 260000 \text{ Kg}$$

$$WCV = CV * A = 240 \text{ Kg/m}^2 * 650 \text{ m}^2 = 156000,00 \text{ Kg}$$

$$WCP = Cpared * Long = 864 \text{ Kg/mL} * 18,65 \text{ mL} = 16113,6 \text{ Kg}$$

$$WCM(20) = Cmuro * Long = 5184 \text{ Kg/mL} * 3 \text{ mL} = 15552 \text{ Kg}$$

$$WCM(30) = Cmuro * Long = 5961,60 \text{ Kg/mL} * 2,30 \text{ mL} = 13711,68 \text{ Kg}$$

461377,28 Kg

RESUMEN DE PESOS Y MASAS POR PLANTA		
ELEMENTO	PESO (TON)	MASA (TON*seg2/m)
LOSA Nv+10,80	57,88	5,90
LOSA Nv+7,20	339,07	34,56
LOSA Nv+3,60	338,81	34,54
LOSA Nv+0,00	461,38	47,03

Tabla 31: Resumen de Peso y Masas de la Estructura.

Fuente: El autor.

PISO	Diam. Col. (m)	Diam. Col. (m)		LONG. COL (0,60) (m)	LONG. COL (0,30*0,60) (m)	PESO COL. (0,60) (TON)	PESO COL. (0,30*0,60) (TON)	PESO COL. PISO (TON)
		a	b					
3	0,60	0,30	0,60	0	0	0,00	0,00	0,00
2	0,60	0,30	0,60	3,60	3,60	2,44	1,56	26,87
1	0,60	0,30	0,60	3,60	3,60	2,44	1,56	29,31
P.B.	0,60	0,30	0,60	3,60	3,60	2,44	1,56	29,31
Σ						7,33	4,67	85,50

Tabla 32: Resumen de Pesos de Columnas

Fuente: El autor.

PISO	VIGA (0,30*0,30)		VIGA (0,30*0,50)		VIGA (0,30*0,60)		LONG. VIGAS (m).			PESO VIGAS (TON)			PESO VIGAS (TON)
	b(m)	H(m)	b(m)	H(m)	b(m)	H(m)	(0,30*0,30)	(0,30*0,50)	(0,30*0,60)	(0,30*0,30)	(0,30*0,50)	(0,30*0,60)	
3	0,3	0,3	0,3	0,5	0,3	0,6	180,04	157,75	20,84	38,89	56,79	9,00	104,68
2	0,3	0,3	0,3	0,5	0,3	0,6	108,62	163,83	26,28	23,46	58,98	11,35	93,79
1	0,3	0,3	0,3	0,5	0,3	0,6	108,02	169,83	31,64	23,33	61,14	13,67	98,14
P.B.	0,3	0,3	0,3	0,5	0,3	0,6	137,08	212,44	18,84	29,61	76,48	8,14	114,23
Σ													410,84

Tabla 33: Resumen de Peos de Vigas.

Fuente: El autor.

PISO	PESO LOSA (TON)	PESO COL. PISO (TON)	PESO VIGAS (TON)	25% VARGA VIVA	PESO TOTAL PISO (TON)	MASA PISO (T*seg2/m)	MASA/4 (T*seg2/m)
3	57,88	0,00	104,68	0,14	162,70	16,59	4,15
2	339,07	26,87	93,79	0,37	460,11	46,90	11,73
1	338,81	29,31	98,14	0,37	466,63	47,57	11,89
P.B.	461,38	29,31	114,23	0,37	605,29	61,70	15,43
Σ	1197,14	85,50	410,84	1,26	1694,74	172,76	43,19

Tabla 34: Resumen de Masas por Elementos de la Estructura.

Fuente: El autor.

3.4.6 Desplazamiento de diseño.

Para el desplazamiento de la estructura equivalente depende del criterio de la deformación límite del material o de la deriva del miembro más crítico de la estructura real.

La forma de desplazamiento corresponde al primer modo inelástico en el nivel de diseño de la acción sísmica, la variación de rigidez del miembro causado por la acción de rotulas plásticas se toman en cuenta desde el inicio del diseño, siendo adecuada la caracterización de la estructura rigidez secante en la máxima respuesta.

Material	Deformación Unitaria Máxima ϵ (de acuerdo con la sección 7.3)
Hormigón en compresión	$0.004 + 1.4 \frac{\rho_v f_{yh} \epsilon_{su}}{f'_{cc}} < 0.02$
Acero de refuerzo en tensión	0.06
Acero estructural	0.025

Tabla 35: Límites de deformación unitaria.

Fuente: NEC 14. Peligro Sísmico, Cap. 7, Tabla 17

Para el diseño de edificios de cuatro pisos o menos se asume un perfil de desplazamiento lineal, mientras que para edificios de más de cuatro pisos el perfil es no lineal y la deriva máxima ocurre en el primer piso,

Uno de los principales parámetros de diseño es el desplazamiento de la estructura en donde se debe comprobar que la estructura presente deformaciones inelásticas controlables por lo tanto la deriva máxima que NEC-14 propone es de $\Delta_M = 2\%$.

3.4.7 Cálculo del factor de amplificación de derivas.

$$\omega_\theta = 1,15 - 0,0034H_n \leq 1 \quad (3.50)$$

$$\omega_\theta = 1,15 - 0,0034 * 14,40 \leq 1$$

$$\omega_\theta = 1,10.$$

Como ω_θ no debe ser mayor que 1.00 ya que es lo que se sugiere Priestley.

$$\omega_\theta = 1,00.$$

3.4.8 Cálculo del perfil del desplazamiento de diseño (Δ_i).

Para $n \leq 4$:

$$\Delta_i = \omega_\theta H_i \theta_T \quad (3.51)$$

Donde H_i es la altura que corresponde al piso i , y ω_θ es el factor de amplificación dinámica de derivas mientras que θ_T es la deriva de diseño.

$$\Delta_i = 1 * 14,40 * 0,02$$

$$\Delta_i = 0,29 \text{ m.}$$

RESUMEN DEL FACTOR DE AMPLIFICACIÓN DINÁMICA Y DEL PERFIL DE DESPLAZAMIENTO PARA CADA NIVEL DE LA ESTRUCTURA								
PISO	H_i (m)	ω_θ	θ_T	Δ_i (m)	m_i (T*seg ² /m)	$m_i * \Delta_i$	$m_i * \Delta_i^2$	$m_i * \Delta_i * H_i$
3	14,40	1,00	0,02	0,29	4,14	1,19	0,34	17,18
2	10,80	1,00	0,02	0,22	11,72	2,53	0,55	27,33
1	7,20	1,00	0,02	0,14	11,88	1,71	0,25	12,32
P.B.	3,60	1,00	0,02	0,07	15,42	1,11	0,08	4,00
Σ					43,16	6,54	1,22	60,83

Tabla 36: Resumen del Factor de Amplificación Dinámica y del Perfil de desplazamiento para cada nivel de la estructura.

Fuente: El autor

3.4.9 Cálculo del desplazamiento característico (Δ_d).

$$\Delta_d = \phi_P * \phi_E * \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)^2}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \quad (3.52)$$

Donde m_i y Δ_i son las masas y los desplazamientos de las masas de la estructura respectivamente ubicadas y ϕ_P , ϕ_E son factores de irregularidad tanto en planta como en elevación definidos al comienzo del diseño.

$$\Delta_d = 1,0 * 1,0 * \frac{1,22}{6,54}$$

$$\Delta_d = 0,19 \text{ m.}$$

3.4.10 Cálculo de la masa efectiva (m_e .)

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

$$m_e = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)}{\Delta_d} \quad (3.53)$$

Donde Δ_D es el desplazamiento de diseño dado por la ecuación (3.52). El valor de la masa equivalente estará en el orden del 85% para edificios mayores a 20 pisos y la masa restante participara en los modos superiores.

Aunque las reglas de combinación modal, tales como el método de la raíz cuadrada de suma de cuadrados (SRSS) o el de la combinación cuadrática completa (CQC) pueden indicar un importante incremento en la fuerza cortante basal sobre la forma del primer modo inelástico, hay mucho menos influencia en el momento de volteo basal de diseño. Así los efectos de los modos superiores en esta aproximación serán acomodados en la fase del diseño por capacidad antes que en la fase preliminar de diseño.

$$m_e = \frac{6,54}{0,19}$$

$$m_e = 35,21 \text{ T*seg}^2/\text{m.}$$

3.4.11 Cálculo de la altura efectiva (H_{eff}).

$$H_{eff} = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i H_i)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \quad (3.54)$$

La altura efectiva define el centroide de las fuerzas inerciales generadas por el primer modo de vibración.

$$H_{eff} = \frac{60,83}{6,54}$$

$$H_{eff} = 9,36 \text{ m.}$$

3.4.12 Cálculo del desplazamiento de Fluencia (Δ_y).

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

La deriva de fluencia θ_y , que el código NEC-14 nos recomienda utilizar para edificios con muros estructurales.

$$\theta_y = 0,5 \varepsilon_y \frac{L_b}{h_b} \quad (3.55)$$

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

$$\theta_y = 0,5 * 0,002 \frac{7,55}{0,50}$$

$$\theta_y = 0,0014.$$

$$\Delta_y = \theta_y * H_{eff} \quad (3.56)$$

Esta ecuación se basa en el hecho de que la curvatura que produce fluencia por flexión no es sensible a la resistencia de la sección sino a su geometría y a la deformación unitaria de fluencia de los materiales constituyentes.

$$\Delta_y = 0,0014 * 9,36$$

$$\Delta_y = 0,131$$

3.4.13 Cálculo de la demanda de ductilidad (μ).

$$\mu = \frac{\Delta_d}{\Delta_y} \quad (3.57)$$

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

$$\mu = \frac{0,19}{0,131}$$

$$\mu = 1,44$$

3.4.14 Cálculo del amortiguamiento viscoso equivalente.

El amortiguamiento equivalente depende del sistema estructural y de la ductilidad de demanda de desplazamiento, como se muestra en la Figura 2, el amortiguamiento equivalente es la suma de un amortiguamiento elástico y otro histérico.

$$\xi_{\text{equiv}} = \xi_{\text{elástico}} + \xi_{\text{histeresis}}$$

Conociendo que la histéresis es la pérdida de energía de un elemento debido a sucesivas deformaciones y relajaciones, producto de la aplicación de cargas invertidas y repetidas en el rango inelástico (Figura 2 (c)).

$$\xi_{\text{equivalente}} = 0,05 + 0,565 \left(\frac{\mu - 1}{\mu * \pi} \right) \quad (\text{ECUA 3.17b, PRIESTLEY 2007}) \quad (3.58)$$

$$\xi_{\text{equivalente}} = 0,05 + 0,565 \left(\frac{1,44 - 1}{1,44 * \pi} \right)$$

$$\xi_{\text{equivalente}} = 0,09 = 9\%.$$

3.4.15 Cálculo del factor de reducción de demanda sísmica (R_e .)

El factor de reducción de demanda sísmica R_e según NEC se obtendrá de la figura 23 en función de la demanda de ductilidad μ . El factor R_e cuantifica la reducción de las ordenadas espectrales de desplazamiento debido a la energía disipada por las estructuras. Este factor ha sido derivado a partir de los modelos de amortiguamiento equivalente propuesto por Priestley (2007). Se denomina amortiguamiento equivalente al amortiguamiento viscoso que debe asignarse a un sistema elástico de un grado de libertad, con rigidez secante al desplazamiento característico, para que alcance el desplazamiento característico bajo el sismo de diseño.

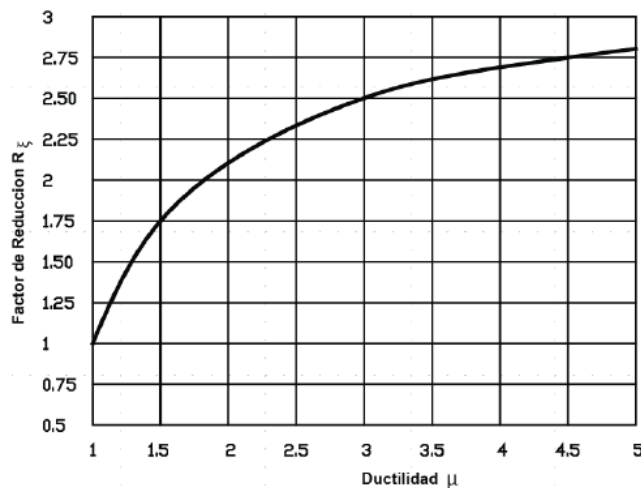


Figura 23: Factor de Reducción de la Demanda Sísmica.

Fuente: NEC 14, Peligro Sísmico, Cap.7 Figura 7.

También se puede calcular con la siguiente fórmula:

$$R_{\varepsilon} = \left(\frac{0,07}{0,02 + \xi_{\text{equivalente}}} \right)^{0,5} \quad (3.59)$$

$$R_{\varepsilon} = \left(\frac{0,07}{0,02 + 0,09} \right)^{0,5}$$

$$R_{\varepsilon} = 0,787.$$

$$\Delta_{2,76-9\%} = S_d * R_{\varepsilon} \quad (3.60)$$

$$\Delta_{2,76-9\%} = 0,403 * 0,787$$

$$\Delta_{2,76-9\%} = 0,317 \text{ m.}$$

$$\Delta_d < \Delta_{2,76-9\%} < S_{d\text{max}}$$

$$0,20 \text{ m} < 0,317 \text{ m} < 0,403 \text{ m}$$

3.4.16 Cálculo del período efectivo.

El periodo efectivo T_{eff} que NEC 14 propone se obtendrá a partir del espectro de desplazamientos proporcionado en la sección 3.3.2 y se calcula mediante las siguientes expresiones:

$$\text{Si } T_c < T_{\text{eff}} < T_L \quad \text{entonces} \quad T_{\text{eff}} = \frac{\Delta\% * R_{\varepsilon}}{0,38 * Z * F_d} \quad (3.61)$$

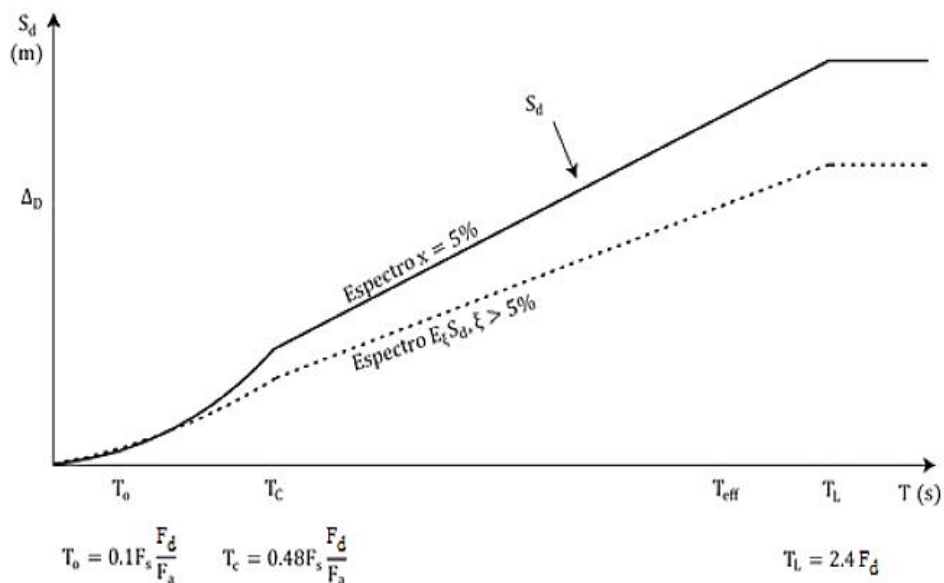


Figura 24: Período efectivo de un sistema equivalente de un grado de libertad.

Fuente: NEC 14, Peligro Sísmico, Cap. 7, Figura 8

$$T_{eff} = \frac{0,317*0,787}{0,38*0,35*1,15}$$

$$T_{eff} = 1,63 \text{ seg.}$$

$$0,55 \text{ seg} \leq 1,63 \text{ seg} \leq 2,76 \text{ seg}$$

3.4.17 Cálculo de la rigidez efectiva.

Con el desplazamiento en la máxima respuesta determinado, y con el amortiguamiento estimado desde la ductilidad de demanda esperada, el periodo efectivo T_{eff} en el máximo desplazamiento de respuesta medido en la altura efectiva h_e puede ser leído en la figura 2 (d). Desplazamientos para diferentes niveles de amortiguamiento.

La rigidez efectiva K_{eff} del sistema equivalente de un grado de libertad en el máximo desplazamiento está dado por:

$$K_{eff} = \frac{4\pi^2 * m_e}{T_{eff}^2} \quad (3.62)$$

$$K_{eff} = \frac{4\pi^2 * 35,21}{1,63^2}$$

$$K_{eff} = 523,25 \text{ Ton/m.}$$

3.4.18 Cálculo del cortante basal de diseño.

El cortante V_{DDBD} no es de fluencia, es la resistencia requerida por la estructura cuando se alcanza el desplazamiento meta.

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

$$V_{DDBD} = K_{eff} * \Delta_d \quad (3.63)$$

$$V_{DDBD} = 523,25 * 0,19$$

$$V_{DDBD} = 97,26 \text{ Ton.}$$

DERIVA DE DISEÑO	Hn (m)	Mi (Ts2/m)	He (m)	Me (Ts2/m)	Δy (m)	Δd (m)	Δmax (m)	μ	ξ_e (%)	Teff (seg)	Keff (T/m)	V _{DDBD} (TON)
0,02	14,40	43,16	9,29	35,21	0,132	0,19	0,29	1,44	9%	1,630	523,25	97,26

Tabla 37: Resumen de los parámetros de diseño del pórtico representativo.

Fuente: El autor.

3.4.19 Distribución de la Fuerza del Cortante Basal.

Las fuerzas de cortante basal pueden ser distribuidas como fuerzas de diseño para varias masas discretizadas de la estructura, con el propósito que el momento de diseño para las potenciales rótulas plásticas puedan ser estabilizadas.

NEC-14 define el valor de $k=0,90$ para edificaciones aporricadas y $1,0$ para todas las demás estructuras.

Piso 1 a n-1:

$$F_i = K * V_{BASAL} \left(\frac{m_i * \Delta_i}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \right) \quad (3.64)$$

$$F_1 = 0,90 * 97,26 \left(\frac{1,11}{6,54} \right)$$

F₁= 14,85 Ton.

$$F_2 = 0,90 * 150,83 \left(\frac{1,71}{6,54} \right) = 22,89 \text{ Ton.}$$

$$F_3 = 0,90 * 150,83 \left(\frac{2,53}{6,54} \right) = 33,85 \text{ Ton.}$$

$$F_n = (1 - K) * V_{BASAL} + K * V_{BASAL} \left(\frac{m_n * \Delta_n}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \right) \quad (3.65)$$

$$F_n = (1 - 0,90) * 97,26 + 0,90 * 97,26 \left(\frac{1,19}{6,54} \right)$$

F_n= 25,68 Ton.

FUZZAS DE PISO			
PISO	mi*Δi (T*seg2)	Fi (T)	CORTANTE DE PISO (T)
3	1,19	25,68	25,68
2	2,53	33,85	59,53
1	1,71	22,89	82,42
P.B.	1,11	14,85	97,26
Σ	6,54	97,26	

Tabla 38: Fuerza de piso.

Fuente: El autor.

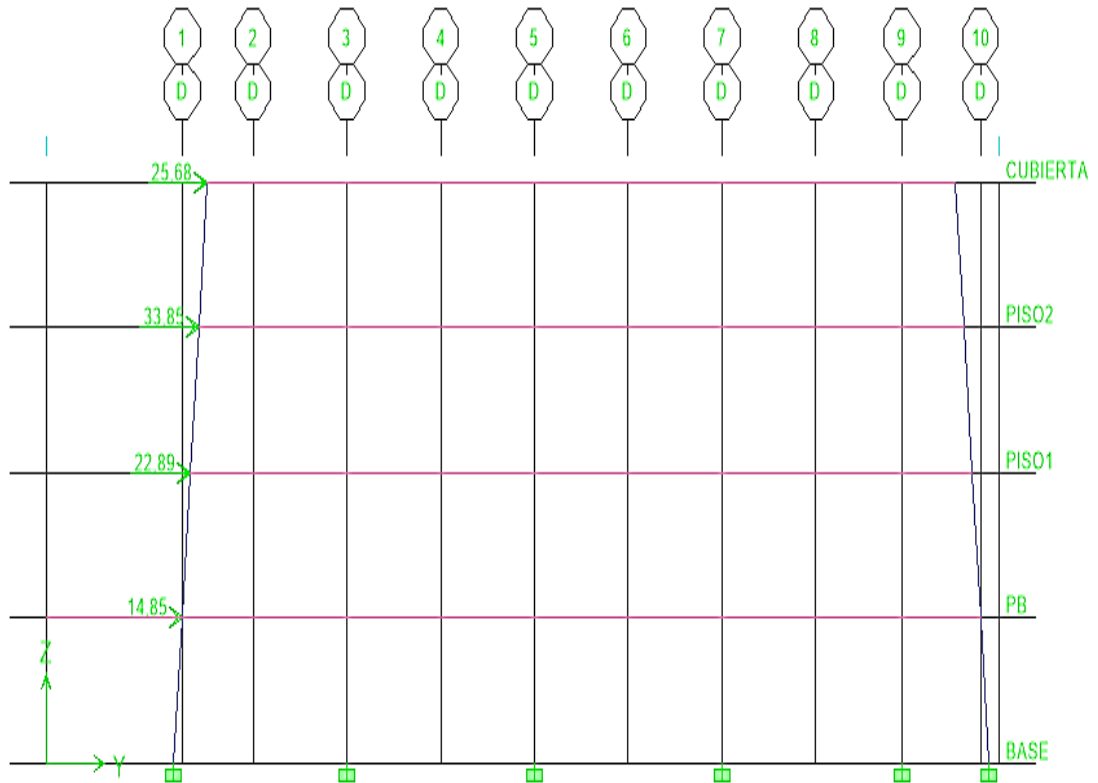


Figura 25: Cargas Laterales o Fuerzas de Piso.

3.5 Datos de la estructura:

- **Suelo:**
 - **Sitio:** Guaranda.
 - **Tipo de suelo:** C.
 - **PGA (Peak Ground Acceleration):** 0,35g.
 - **Periodo de Retorno:** 475 años.
- **Materiales:**
 - **f'c=** 240 kg/cm²
 - **fy=** 4200 kg/cm²
- **Geometría de la estructura:**
 - **Número de pisos:** 4.
 - **Número de vanos:** 5.
 - **Losa de piso:** 12 cm (Maciza).
 - **Columnas:** D= 60 cm.
 - **Vigas:** 30*50 cm.
 - **Altura total:** 14,40 m.
 - **Masa total:** 43,19 T*s²/m
- **Objetivo del desempeño:**
 - **Deriva límite:** 2%
 - **Estado límite:** Operacional.

Asignamos las secciones a nuestro pórtico equivalente que para nuestro estudio es el pórtico D.

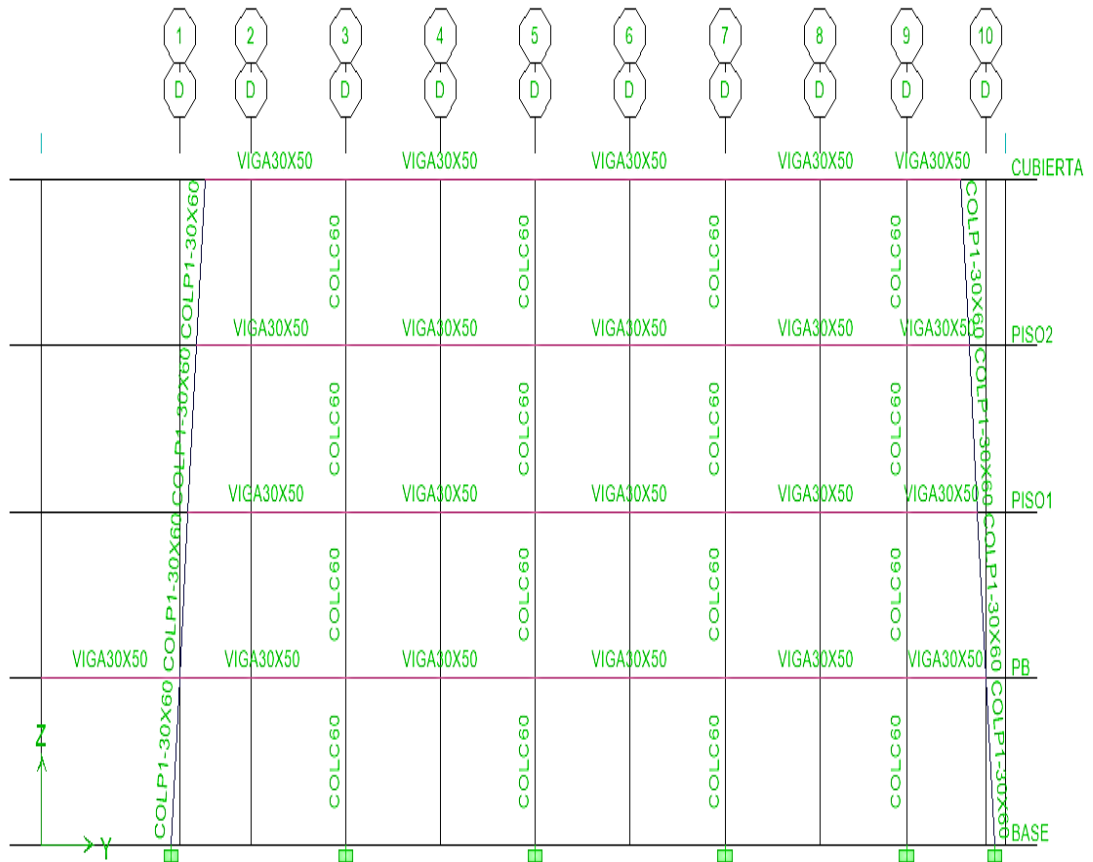


Figura 26: Modelo estructural con las secciones definidas.

La estructura es considerada para edificio público, procedemos a asignar las cargas vivas, muertas y laterales a nuestro pórtico equivalente tomando en cuenta la siguiente tabla:

Para obtener las cargas lineales actuantes en el pórtico equivalente multiplicamos los valores de carga viva y carga muerta por el ancho cooperante de 3,72m que es la suma de la mitad de la longitud de pórtico a pórtico (Detalle en planos arquitectónicos).

$$CM = 0,40 \text{ T/m}^2 * 3,72\text{m} = 1,488 \text{ T/m.}$$

$$CV = 0,240 \text{ T/m}^2 * 3,72\text{m} = 0,89 \text{ T/m.}$$

Piso	Ancho Cooperante (m).	C.M. (Ton/m).	C.V. (Ton/m.)	Cargas Laterales (Ton).
3	3,72	1,488	0,89	42,44
2	3,72	1,488	0,89	51,24
1	3,72	1,488	0,89	34,7
P.B.	3,72	1,488	0,89	22,45
Σ		5,952	3,571	150,830

Tabla 39: Resumen de cargas de la estructura.

Fuente: El autor.

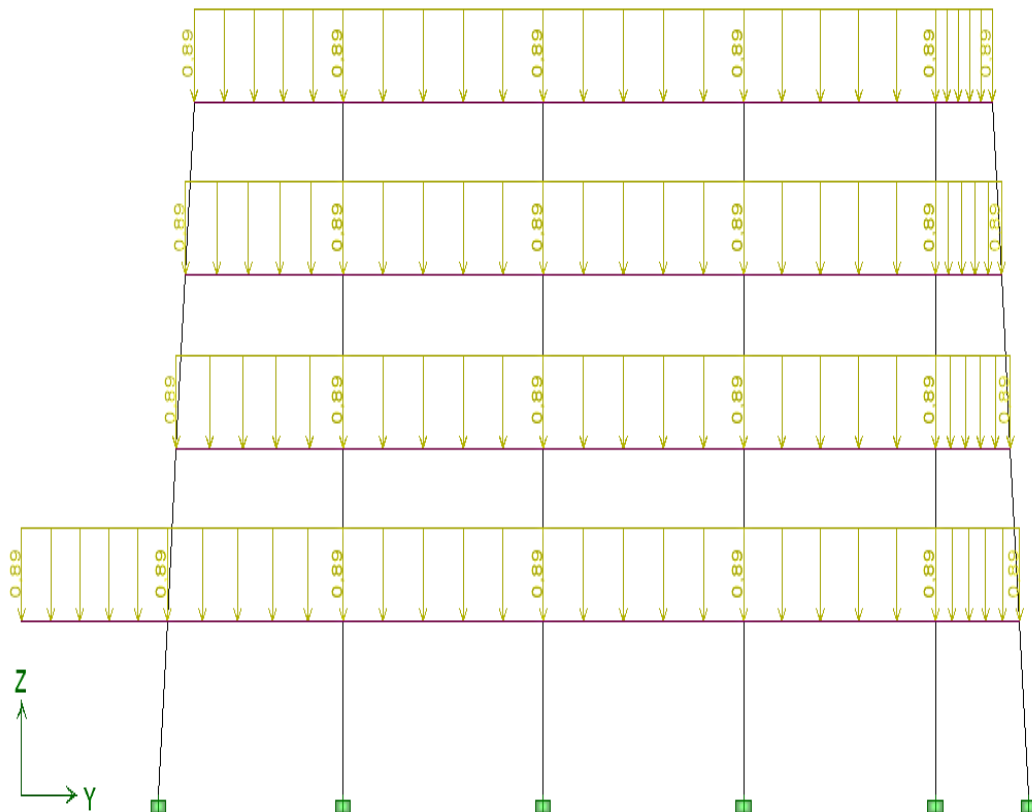


Figura 27: Carga Viva distribuida en Ton/m en el pórtico equivalente.

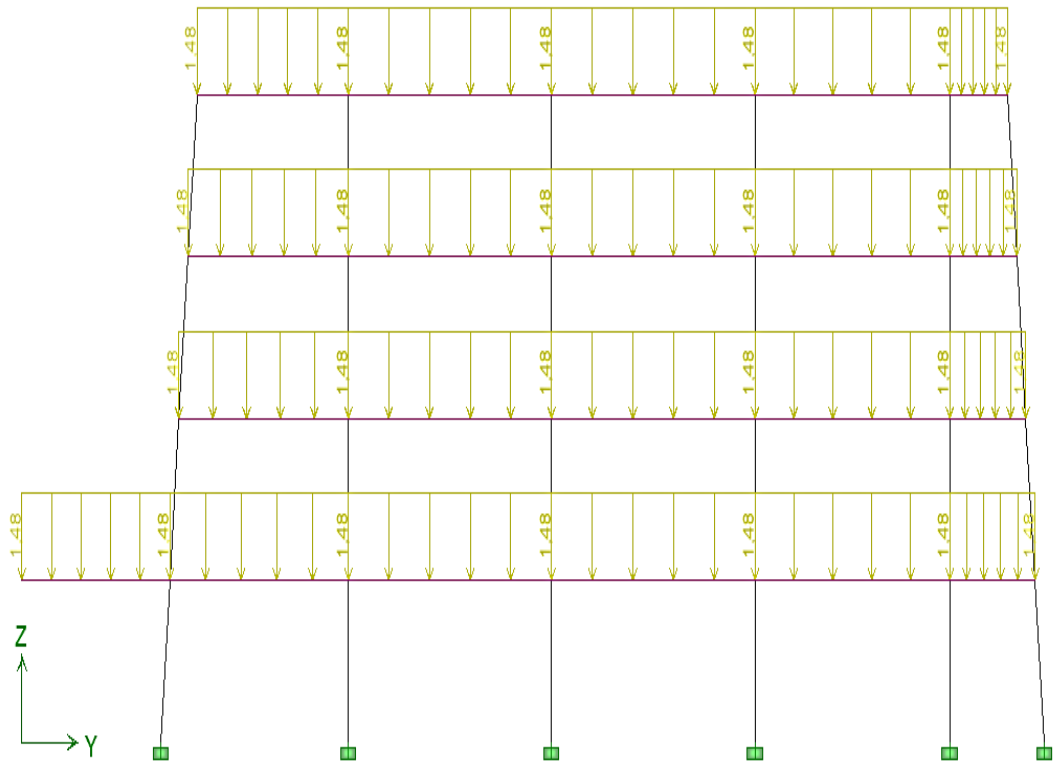


Figura 28: Carga Muerta Distribuida en Ton/m en el pórtico equivalente.

3.5.1 Análisis de Resultados.

Chequeamos los desplazamientos máximos producidos por las fuerzas laterales, también verificamos los porcentajes de acero en vigas y columnas que deben estar dentro del rango establecido de cuantías mínimas y máximas de acero de refuerzo.

A continuación se detalla.

3.5.1.1 Análisis en Columnas.

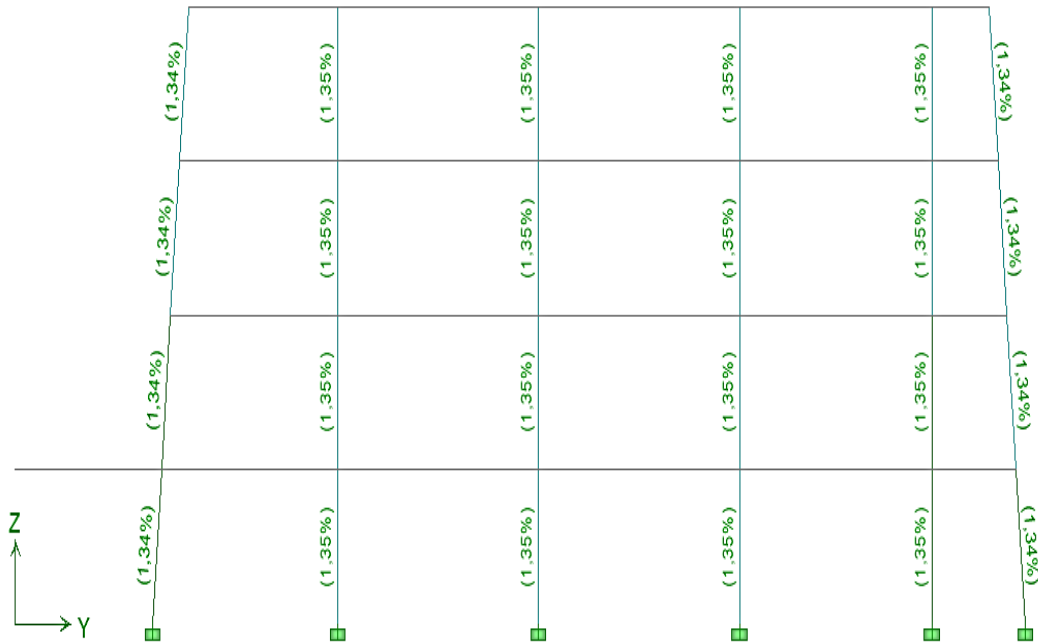


Figura: 29 Porcentajes de acero en columnas

Rango de Ductilidad

$$P_{min} \leq p \leq P_{max}$$

$$0,01 \leq p \leq 0,03$$

Podemos observar que los porcentajes de acero en columnas del pórtico representativo se encuentran dentro del rango de ductilidad en el orden de 1,35%.

PISO	B (m)	H (m)	AREA (cm2)	ACERO (cm2)	p (%)	ACERO LONG.	ACERO TRANSV.
3	0,30	0,60	1800	24,12	1,34	8φ16	4 RAMAS φ10 – 4 RAMAS φ8
2	0,30	0,60	1800	24,12	1,34	8φ16	4 RAMAS φ10 – 4 RAMAS φ8
1	0,30	0,60	1800	24,12	1,34	8φ16	4 RAMAS φ10 – 4 RAMAS φ8
P.B.	0,30	0,60	1800	24,12	1,34	8φ16	4 RAMAS φ10 – 4 RAMAS φ8
SBS.	0,30	0,60	1800	24,12	1,34	8φ16	4 RAMAS φ10 – 4 RAMAS φ8

Tabla 40: Resumen del diseño de columnas

Fuente: El autor

PISO	D (m)	AREA (cm2)	ACERO (cm2)	p (%)	ACERO LONG.	ACERO TRANSV.
3	0,60	2827,43	38,17	1,35	12φ20	ESPIRAL φ10 – 1 RAMA φ8
2	0,60	2827,43	38,17	1,35	12φ20	ESPIRAL φ10 – 1 RAMA φ8
1	0,60	2827,43	38,17	1,35	12φ20	ESPIRAL φ10 – 1 RAMA φ8
P.B.	0,60	2827,43	38,17	1,35	12φ20	ESPIRAL φ10 – 1 RAMA φ8
SBS.	0,60	2827,43	38,17	1,35	12φ20	ESPIRAL φ10 – 1 RAMA φ8

Tabla41: Resumen del Armado de columnas

Fuente: El autor.

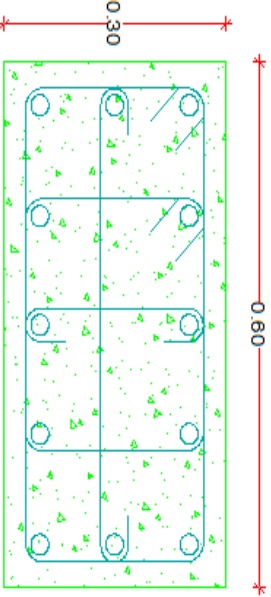
PISO	SECCIÓN	CORTE DE COLUMNA
3	30*60	 <p>○ 12φ16 Eφ 10-8</p>
2	30*60	
1	30*60	
P.B.	30*60	
SUBSUELO	30*60	

Tabla42: Sección y corte típico de columnas.

Fuente: El autor.

3.5.1.2 Análisis en vigas.

$P_{min} = 0,0034$

$P_{max} = 0,122$

Rango de Ductilidad

$$P_{min} \leq p \leq P_{max}$$

$$0,0034 \leq p \leq 0,0123$$

$$0,34\% \leq p \leq 1,23\%$$

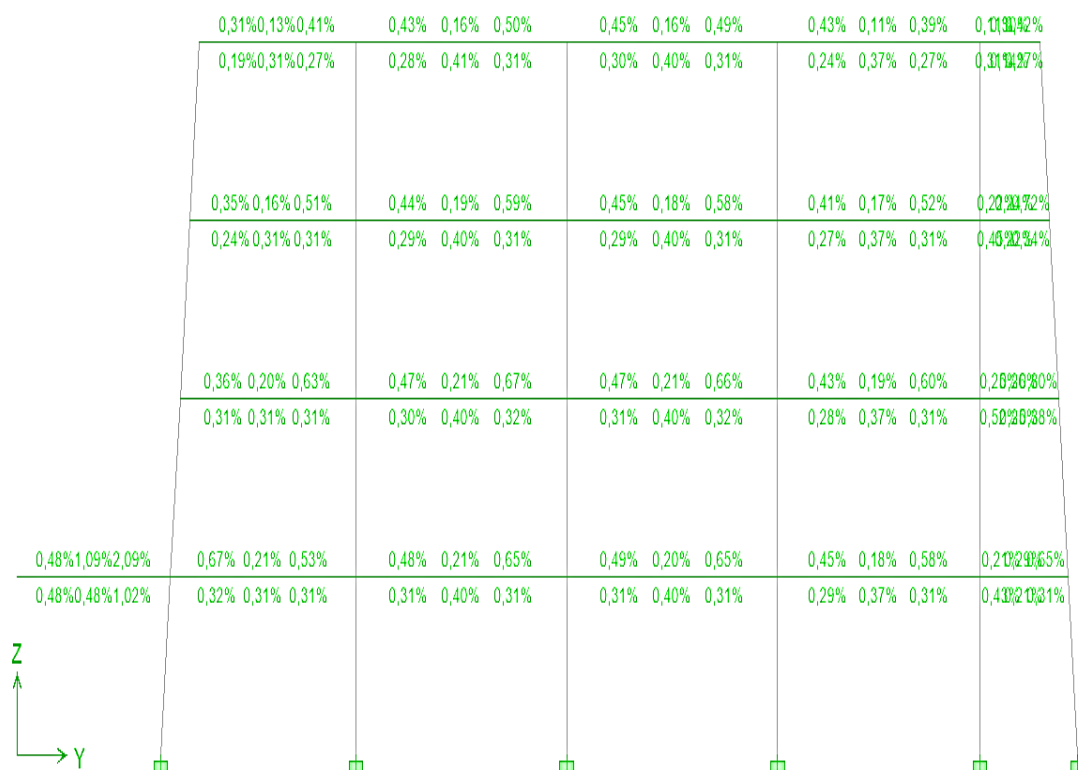


Figura: 30: Porcentaje de acero en vigas.

Se puede apreciar que el porcentaje de acero en vigas se encuentra dentro del rango de ductilidad entre el 0,34% y 1,23%.

PISO	b (m)	H (m)	AREA (cm2)	ACERO (cm2)	p(%)	ACERO LONG.	ACERO TRANSV.
3	0,30	0,50	1500	As+=7,29 As-= 6,00	0,49 0,40	3φ16 3φ16	4 RAMAS φ10
2	0,30	0,50	1500	As+=8,65 As-= 6,00	0,68 0,40	3φ16 3φ16	4 RAMAS φ10
1	0,30	0,50	1500	As+=10,39 As-= 6,00	0,69 0,40	3φ16 3φ16	4 RAMAS φ10
P.B.	0,30	0,50	1500	As+=10,57 As-= 6,00	0,71 0,40	3φ16 3φ16	4 RAMAS φ10

Tabla43: Resumen del diseño de vigas.

Fuente: El autor.

PISO	SECCIÓN	CORTE DE VIGA
3	30*50	
2	30*50	
1	30*50	
P.B.	30*50	

Tabla 44: Armadura de las vigas.

Fuente; El autor.

Después de realizar el diseño de las columnas y vigas pasamos a revisar los desplazamientos elásticos por acción de las fuerzas del cortante basal.

El rango de desplazamientos $\Delta \leq \Delta_{\max}$.

$$\Delta \leq 19 \text{ cm.}$$

PISO	Fi (TON)	DESPLAZAMIENTO (cm)
3	25,68	5,77
2	33,85	5,02
1	22,89	3,40
P.B.	14,85	1,31

Tabla 45: Resumen de los desplazamientos elásticos por piso.

Fuente: El autor.

Los resultados que muestra la tabla 42 indican que los desplazamientos elásticos están por debajo del desplazamiento máximo.

3.6 Análisis Comparativo de los Métodos de Diseño.

3.6.1 Cortante Basal.

COMPARACIÓN DEL CORTANTE BASAL			
	Diseño Basado en Fuerzas		Diseño Basado en Desplazamientos
	ESTÁTICO	DINÁMICO	
X	251,66 Ton.	211,14 Ton.	97,26 Ton.
Y	379,87 Ton.	332,01 Ton.	

Tabla 46: Cortante Basal de los Métodos de Diseño por Fuerzas y Desplazamientos.

Fuente: El autor.

Del análisis de los resultados obtenidos en el Diseño Basado en Desplazamientos presenta un cortante basal inferior en un 53,94% en el sentido X, y en un 70,71% en el sentido Y, con el obtenido con el Análisis Dinámico del Diseño Basado en Fuerzas. Esto se debe a la presencia de los diafragmas de corte que se presentan en la estructura, de igual manera podemos indicar que al transformar la estructura a un pórtico equivalente se realiza una aproximación en el cálculo del cortante basal.

3.6.2 Momentos en el Pórtico D.

Conforme los resultados obtenidos en el DBD, se presentan momentos relativamente menores al resultado de los momentos obtenidos por el DBF, de donde se puede establecer que el método de DBD es más conservador para la estructura en estudio debido a la altura, configuración estructural del edificio y demanda de ductilidad.

De los valores mostrados en la tabla 45 se determina que la variación de momentos obtenidos por el método de DBF y los momentos obtenidos por el método de DBD, arrojan los siguientes resultados:

Tramo 1-3 del Nivel +0,00, existe un 56,92% de variación en el momento negativo y un 77,74% de variación en el momento positivo, esto en relación del DBD respecto al DBF.

Tramo 3-5 del Nivel +0,00, existe un 33,37% de variación en los momentos negativo y positivo, esto en relación del DBF respecto al DBD.

Tramo 5-7 del Nivel +0,00, existe un 21% de variación en los momentos negativo y positivo, esto en relación del DBF con el DBD.

Tramo 7-9 del Nivel +0,00, existe un 9% de variación en los momentos negativo y positivo, esto en relación al DBF respecto al DBD.

Tramo 9-10 del Nivel +0,00, existe un 27,15% de variación en el momento negativo y un 71,11% de variación en el momento positivo, esto en relación al DBD respecto al DBF.

Tramo 1-3 del Nivel +3,60, existe un 1,71% de variación en el momento negativo y un 60,87% de variación en el momento positivo, esto en relación del DBD respecto al DBF.

Tramo 3-5 del Nivel +0,00, existe un 37% de variación en los momentos negativo y positivo, esto en relación del DBF respecto al DBD.

Tramo 5-7 del Nivel +0,00, existe un 39% de variación en los momentos negativo y positivo, esto en relación del DBF con el DBD.

Tramo 7-9 del Nivel +0,00, existe un 39,71% de variación en los momentos negativo y positivo, esto en relación al DBF respecto al DBD.

Tramo 9-10 del Nivel +0,00, existe un 70,52% de variación en los momentos negativo y positivo, esto en relación al DBF respecto al DBD.

Tramo 1-3 del Nivel +7,20, existe un 1,77% de variación en el momento negativo, en relación del DBF con respecto al DBD y un 60,87% de variación en el momento positivo, esto en relación del DBD respecto al DBF.

Tramo 3-5 del Nivel + 7,20, existe un 24,62% de variación en los momentos negativo y positivo, esto en relación al DBF respecto al DBD.

Tramo 5-7 del Nivel + 7,20, existe un 27,77% de variación en los momentos negativo y positivo, esto en relación al DBF respecto al DBD.

Tramo 7-9 del Nivel +7,20, existe un 62,32% de variación en el momento negativo, en relación del DBD con respecto al DBF y un 67,39% de variación en el momento positivo, esto en relación del DBF respecto al DBD.

Tramo 9-10 del Nivel +10,80, existe un 63% de variación en los momentos negativo y positivo, esto en relación al DBF respecto al DBD

Tramo 1-3 del Nivel +10,80, existe un 19,75% de variación en los momentos negativo y positivo, esto en relación del DBD con respecto al DBF.

Tramo 3-5 del Nivel +10,80, existe un 2% de variación en los momentos negativo y positivo, esto en relación del DBD con respecto al DBF.

Tramo 5-7 del Nivel +10,80, existe un 1% de variación en los momentos negativo y positivo, esto en relación del DBD con respecto al DBF.

Tramo 7-9 del Nivel +10,80, existe un 3,67% de variación en el momento negativo, esto en relación del DBD con respecto al DBF, y un 30,86% de variación en el momento positivo esto en relación al DBF con respecto al DBD.

Tramo 9-10 del Nivel +10,80, existe un 75,32% de variación en el momento negativo, esto en relación del DBF con respecto al DBD, y un 28,97% de variación en el momento positivo esto en relación del DBD con respecto al DBF.

Pórtico D, Analisis Estático Diseño Basado en Fuerzas					Pórtico D, Analisis Dinámico Diseño Basado en Fuerzas					Pórtico D, Analisis Diseño Basado en Desplazamientos					% De Variación M(-)	% De Variación (M+)
Tramo	Nivel	M(-) izq. (Ton-m)	M(+) (Ton-m)	M(-) der. (Ton-m)	Tramo	Nivel	M(-) izq. (Ton-m)	M(+) (Ton-m)	M(-) der. (Ton-m)	Tramo	Nivel	M(-) izq. (Ton-m)	M(+) (Ton-m)	M(-) der. (Ton-m)		
1--3	+0,00	-7,18	1,51	-7,18	1--3	+0,00	-7,16	1,85	-7,16	1--3	+0,00	-16,62	8,31	16,62	56,92%	77,74%
3--5		-18,05	9,02	-18,05	3--5		-18,04	9,02	-18,04	3--5		-12,02	6,01	12,02	33,37%	33,37%
5--7		-15,78	7,89	-15,78	5--7		-15,78	7,89	-15,78	5--7		-12,33	6,17	12,33	21,86%	21,80%
7--9		-12,70	6,35	-12,70	7--9		-12,70	6,35	-12,70	7--9		-11,45	5,72	11,45	9,84%	9,92%
9--10		-2,65	0,12	-2,65	9--10		-2,63	0,52	-2,63	9--10		-3,61	1,80	3,61	27,15%	71,11%
1--3	+3,60	-9,43	1,04	-9,43	1--3	+3,60	-9,33	1,80	-9,33	1--3	+3,60	-9,17	4,60	-9,17	1,71%	60,87%
3--5		-18,78	9,39	-18,78	3--5		-18,78	9,40	-18,78	3--5		-11,80	5,90	-11,80	37,17%	37,23%
5--7		-19,55	9,77	-19,55	5--7		-19,55	9,77	-19,55	5--7		-11,91	5,95	-11,91	39,08%	39,10%
7--9		-18,18	9,09	-18,18	7--9		-18,18	9,09	-18,18	7--9		-10,96	5,48	-10,96	39,71%	39,71%
9--10		-8,48	4,24	-8,48	9--10		-8,48	4,24	-8,48	9--10		-2,50	1,25	-2,50	70,52%	70,52%
1--3	+7,20	-9,05	1,25	-9,05	1--3	+7,20	-9,05	1,26	-9,05	1--3	+7,20	-8,89	4,45	-8,89	1,77%	71,69%
3--5		-15,60	7,80	-15,60	3--5		-15,60	7,80	-15,60	3--5		-11,77	5,88	-11,77	24,62%	24,62%
5--7		-16,07	8,03	-16,07	5--7		-16,07	8,03	-16,07	5--7		-11,61	5,80	-11,61	27,77%	27,77%
7--9		-3,96	16,10	-3,96	7--9		-3,96	16,10	-3,96	7--9		-10,51	5,25	-10,51	62,32%	67,39%
9--10		-6,97	3,48	-6,97	9--10		-6,97	3,48	-6,97	9--10		-2,54	1,27	-2,54	63,56%	63,51%
1--3	+10,80	-5,04	2,52	-5,04	1--3	+10,80	-5,04	2,52	5,04	1--3	+10,80	-6,28	3,14	-6,28	19,75%	19,75%
3--5		-11,61	5,80	-11,61	3--5		-11,61	5,80	11,61	3--5		-11,88	5,94	-11,88	2,27%	2,36%
5--7		-11,39	5,70	-11,39	5--7		-11,39	5,70	11,39	5--7		-11,54	5,77	-11,54	1,30%	1,21%
7--9		-10,50	5,25	-10,50	7--9		-10,50	5,25	10,50	7--9		-10,90	3,63	-10,90	3,67%	30,86%
9--10		-8,67	0,76	-8,67	9--10		-8,67	0,76	8,67	9--10		-2,14	1,07	-2,14	75,32%	28,97%

Tabla 47: Comparación de los momentos de diseño de los Métodos por Fuerzas y Desplazamientos.

Fuente: El Autor.

3.6.3 Armado de elementos para el Pórtico D.

En columnas se mantiene la misma armadura ya que en el análisis realizado para cada método de diseño las columnas se mantienen en el mismo rango de ductilidad con la sección propuesta a continuación.

Columnas Centrales.

Diámetro= 0,60m.

● 20φ12mm

Eφ10-8.

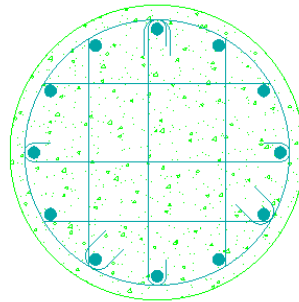


Figura 31: Armado de Columna Central.

Columnas Periféricas.

Sección= 0,30m*0,60m.

○ 8φ16mm.

Eφ10-8.

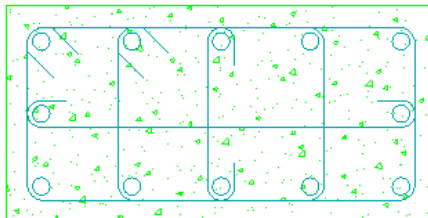


Figura 32: Armado de Columnas Periféricas.

Para el diseño de vigas a continuación se presenta las cuantías obtenidas por el diseño basado en fuerzas y por el diseño basado en desplazamientos.



Figura 33: Cuantía en vigas, Método Por Fuerzas

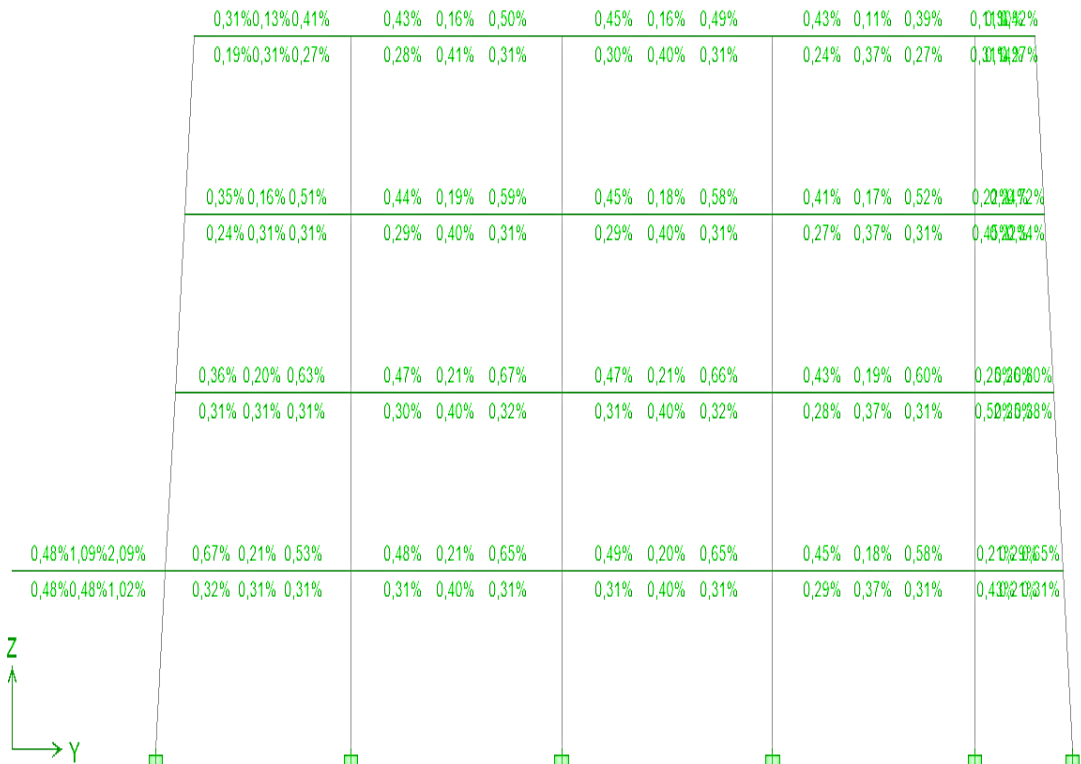


Figura 34: Cuantía en vigas, Método por Desplazamientos.

Podemos observar que no se presenta una variación considerable en la cuantía por lo que el armado es el mismo para los dos métodos.

La armadura longitudinal de vigas es de $6\phi 16\text{mm}$ repartidos 3 en la parte superior de la viga y 3 en la parte inferior de la viga, para las áreas de acero que superan la armadura longitudinal se colocará refuerzos hasta completar el área de acero.

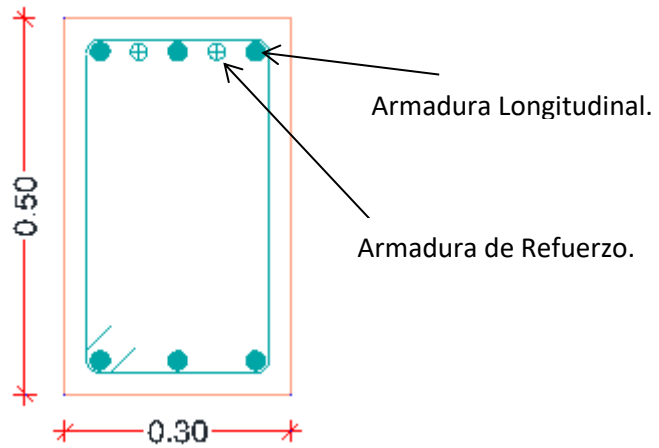


Figura 35: Armado de vigas para los dos métodos de diseño.

Capítulo IV

Conclusiones y Recomendaciones

4.1 Conclusiones.

- Una vez terminado el análisis y diseño de la edificación, se considera que el método basado en desplazamientos proporciona una mayor facilidad de cálculo, ya que este método logra sustituir la estructura real por una equivalente de un grado de libertad, lo que permite que el tiempo de cálculo y proceso de análisis sea menor.
- El Diseño Basado en Desplazamientos funciona de manera efectiva para estructuras totalmente regulares, para la estructura en estudio, se indica que al momento de transformar la estructura a un pórtico equivalente se tomó en cuenta la configuración estructural de la edificación, considerando la distribución de masa, así como las diferentes secciones de vigas en todos los pórticos de la estructura; se puede observar que los resultados son más coherentes cuando las cargas son distribuidas simétricamente en la estructura.
- El cortante basal de diseño fue mayor para el Método por Fuerzas que para el Método por Desplazamientos llevando al Diseño Basado en Fuerzas a ser más conservador para la estructura en estudio. Cabe recalcar que NEC-14 indica que el DBF es obligatorio para todo tipo de estructuras y que el DBD es una alternativa en el diseño de edificaciones.
- La variación de cortante basal para el Diseño Basado en Desplazamientos se debe a la demanda de ductilidad de la estructura y a la estimación del período efectivo del pórtico de un grado de libertad, el DBD para edificios con muros estructurales requiere un mayor análisis.

COMPARACIÓN DEL CORTANTE BASAL			
Diseño Basado en Fuerzas			Diseño Basado en Desplazamientos
	ESTÁTICO	DINÁMICO	
X	251,66 Ton.	211,14 Ton.	97,26 Ton.
Y	379,87 Ton.	332,01 Ton.	

- Para que el Método Basado en Desplazamiento se realice de una manera adecuada se necesita que nuestra estructura tenga una excelente regularidad en elevación y en planta y que las cargas sean distribuidas simétricamente en la estructura.

- De valores obtenidos y presentados en la tabla 45, se determina la variación de momentos obtenidos por el MDF es mayor con relación a los momentos obtenidos por el MBD, en los niveles +0,00, +3,60, +7,20, y en el nivel +10,80 los momentos obtenidos por el MBD es mayor a los obtenidos por el MDF, esto se debe a las consideraciones realizadas y a los parámetros de diseño utilizados, a su vez que solo se analiza un pórtico equivalente.
- Una ventaja del MDF, es que se puede aplicar para estructuras irregulares en planta y en elevación.
- En el MDF el control de daño se verifica al final del proceso, teniendo en cuenta que el desplazamiento es revisado como parte de un criterio de aceptabilidad.

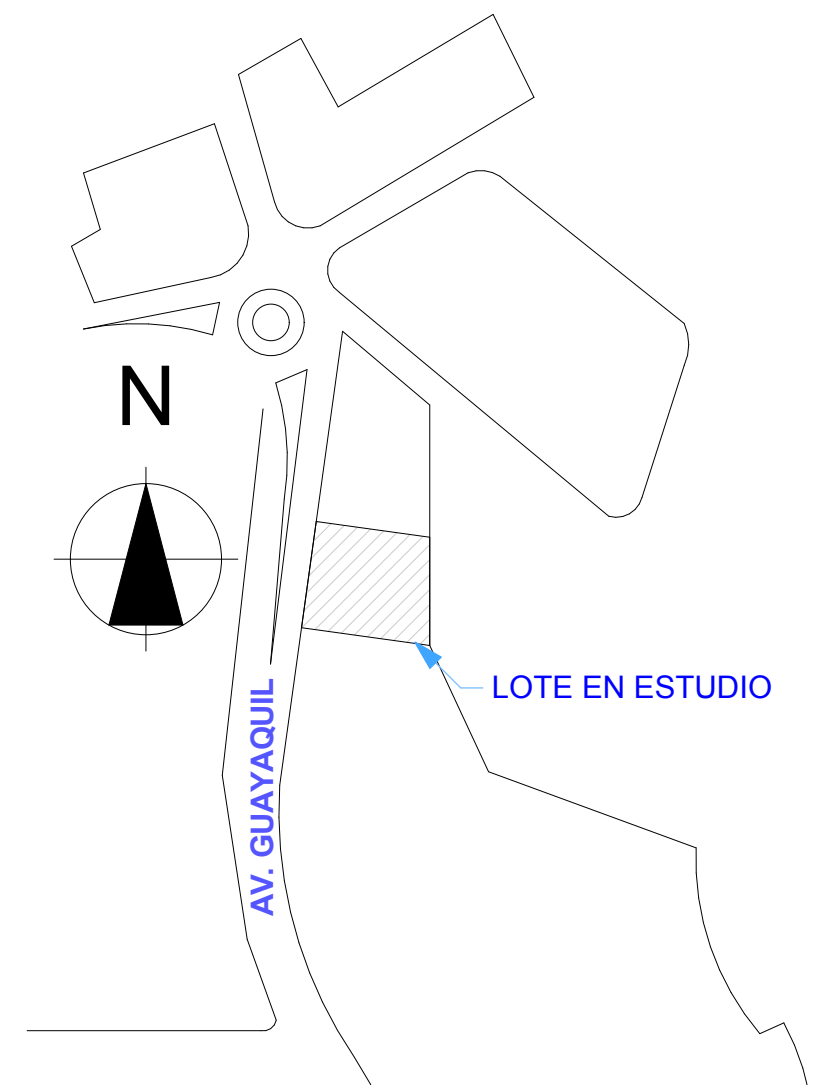
4.2 Recomendaciones.

- El Método Basado en Desplazamientos, luego del análisis realizado se recomienda su aplicación para estructuras regulares.
- Para el caso de estructuras con muros o diafragmas de corte el DBD no permite un diseño adecuado de la estructura, donde el amortiguamiento equivalente se obtiene a partir del sistema estructural y de la demanda de ductilidad.
- Se recomienda diseñar diferentes tipos de estructuras, como: de hormigón armado, estructuras metálicas, estructuras con muros o diafragmas de corte, tomando en cuenta las consideraciones necesarias a fin de comparar la conveniencia de este método de diseño (DBD).

BIBLIOGRAFÍA

- [1] *Norma Ecuatoriana de la Construcción, NEC 2014.*
- [2] S. López A.G. Ayala, “Método de Diseño Sísmico Basado En Desplazamientos Para Marcos De Concreto Reforzado”, *Revista de Ingeniería Sísmica, México, Documento Técnico, No.8891-111, Feb 2013.*
- [3] R, Moreno, J. Bairán, V. Huamán, “Estudio comparativo de los métodos de diseño sísmico basados en fuerzas y desplazamientos aplicados a un edificio de hormigón armado de media altura”, *V Congreso de ACHE, 2011, 1-10.*
- [4] Rubinstein, M., Giuliano, A., & Moller, O. (2006). *Diseño preliminar de estructuras sismo resistentes: un tratamiento unificado de los efectos traslacionales y rotacionales.* Rosario, Argentina.
- [5] *Revista de la Facultad de Ingeniería U.C.V. Vol 27. N° 3, pp. 71-84 – 2012.*
- [6] “3.Método de Diseño por Desplazamientos”, <http://upcommons.upc.edu/pfc/bitstream/2009.1/12350/4/3%20Metodo%20ddb.d.pdf>
- [7] Gilmore, A. “El futuro de diseño sismorreistente de la edificaciones de concreto reforzado: una visión basada en la sustentabilidad.” *Concreto y Cemento. Investigación y desarrollo, 2-16, 2010.*
- [8] Priestley, Calvi and Kowalsky, *Displacement Based Desing of Structures*, IUSS Press, Pavia, 2007.

ANEXOS



Ubicación

Implantación Ubicación Imágenes y Cuadro de Areas A.01



cel: 092747818 tel: 2 824 898 email: yoan1970@gmail.com web: www.yoanrodriguez.com

Proyecto:
Edificio Matriz
Ubicación
Av. Guayaquil. Guaranda. Bolivar. Ecuador

Realizado Yoan Rodriguez Hernández Proyectista	RM	RP T308
---	----	-------------------

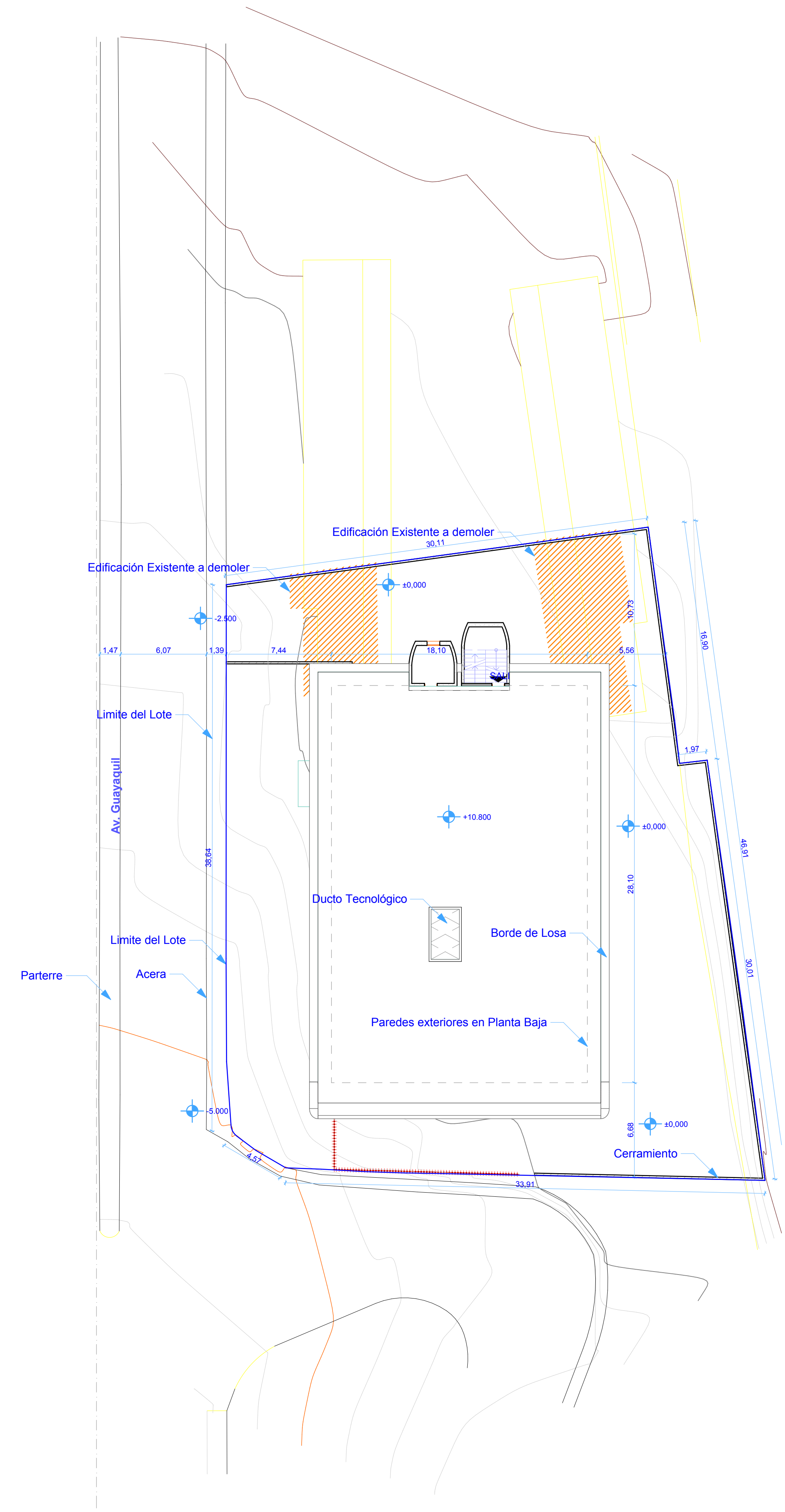
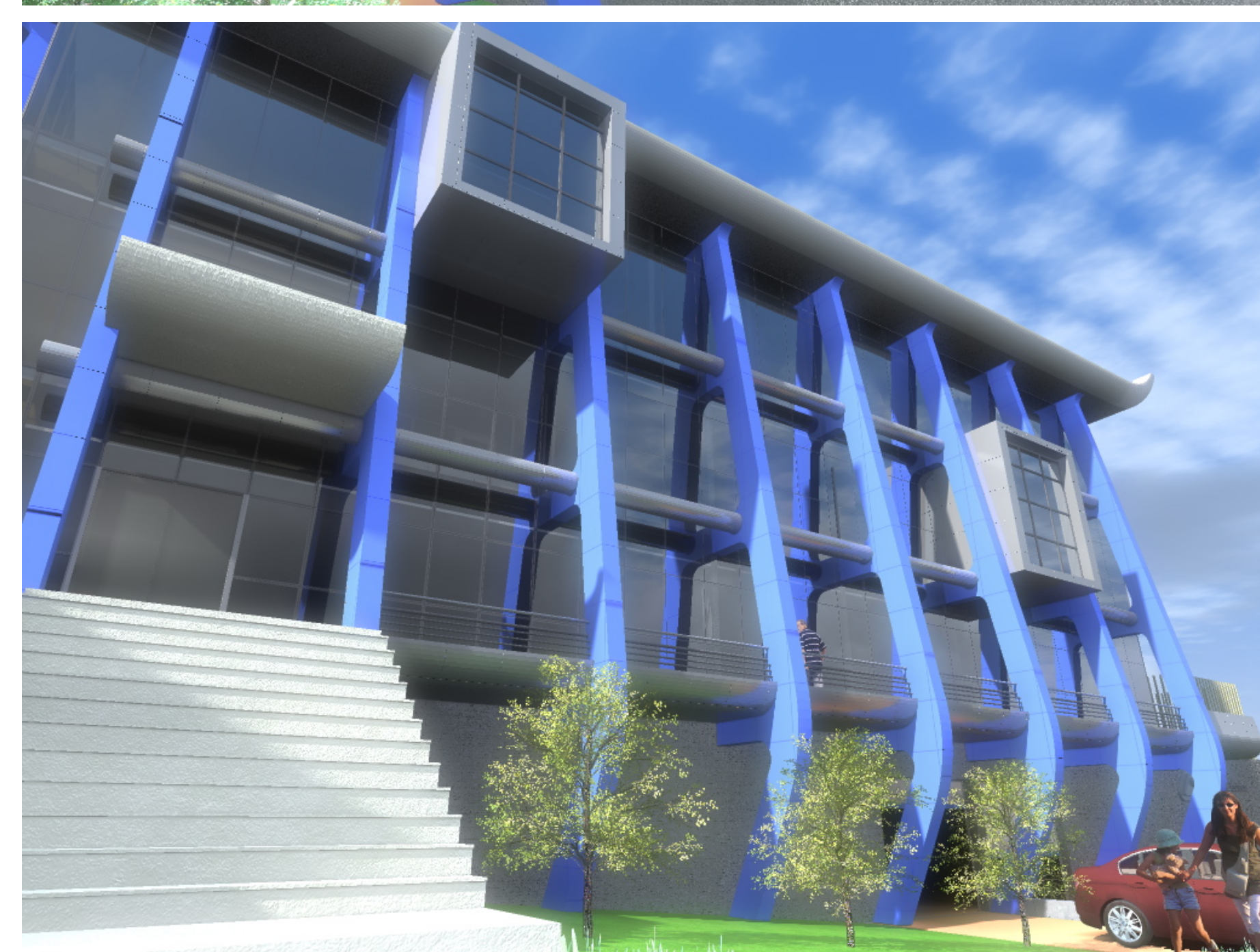
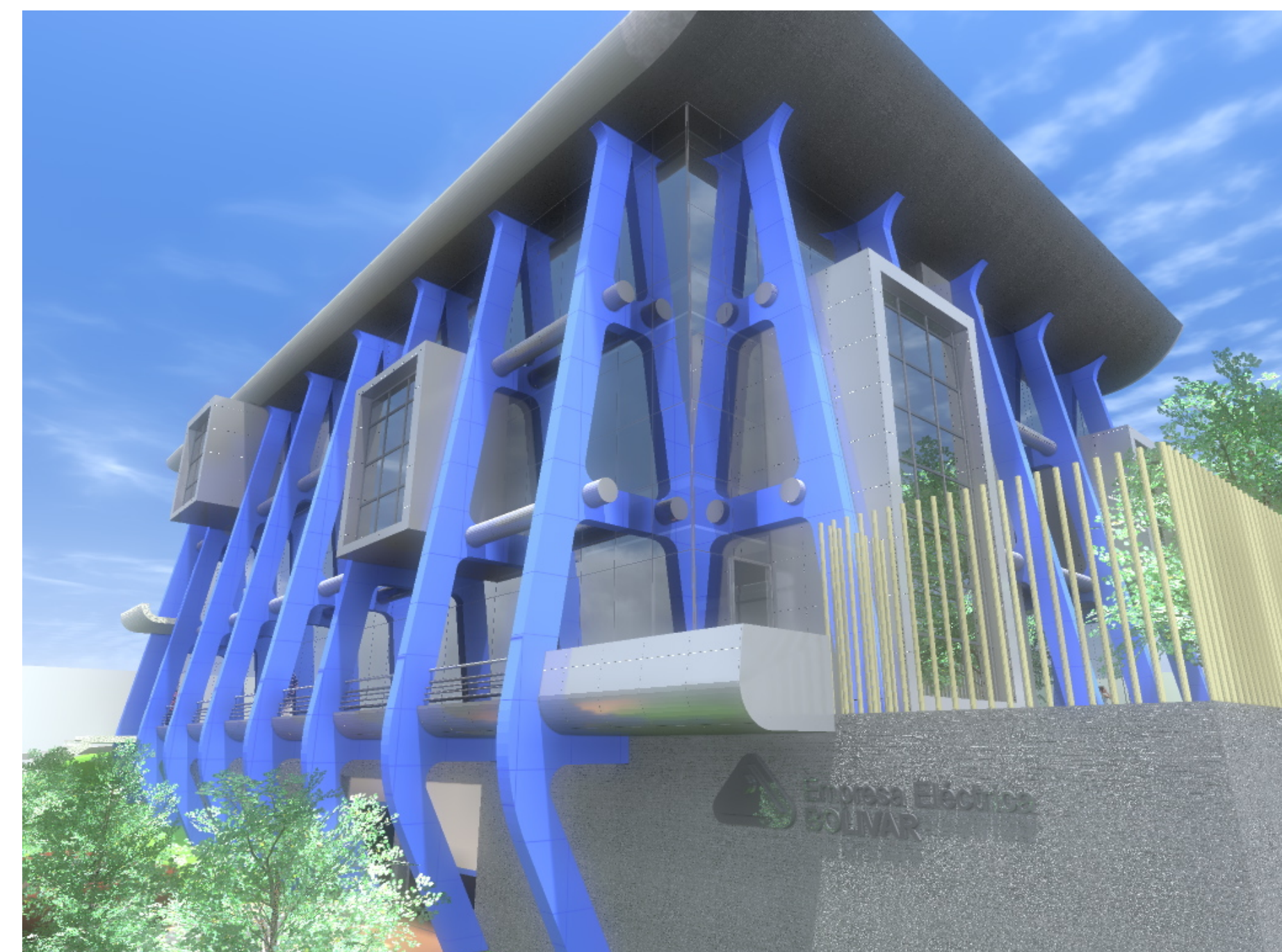
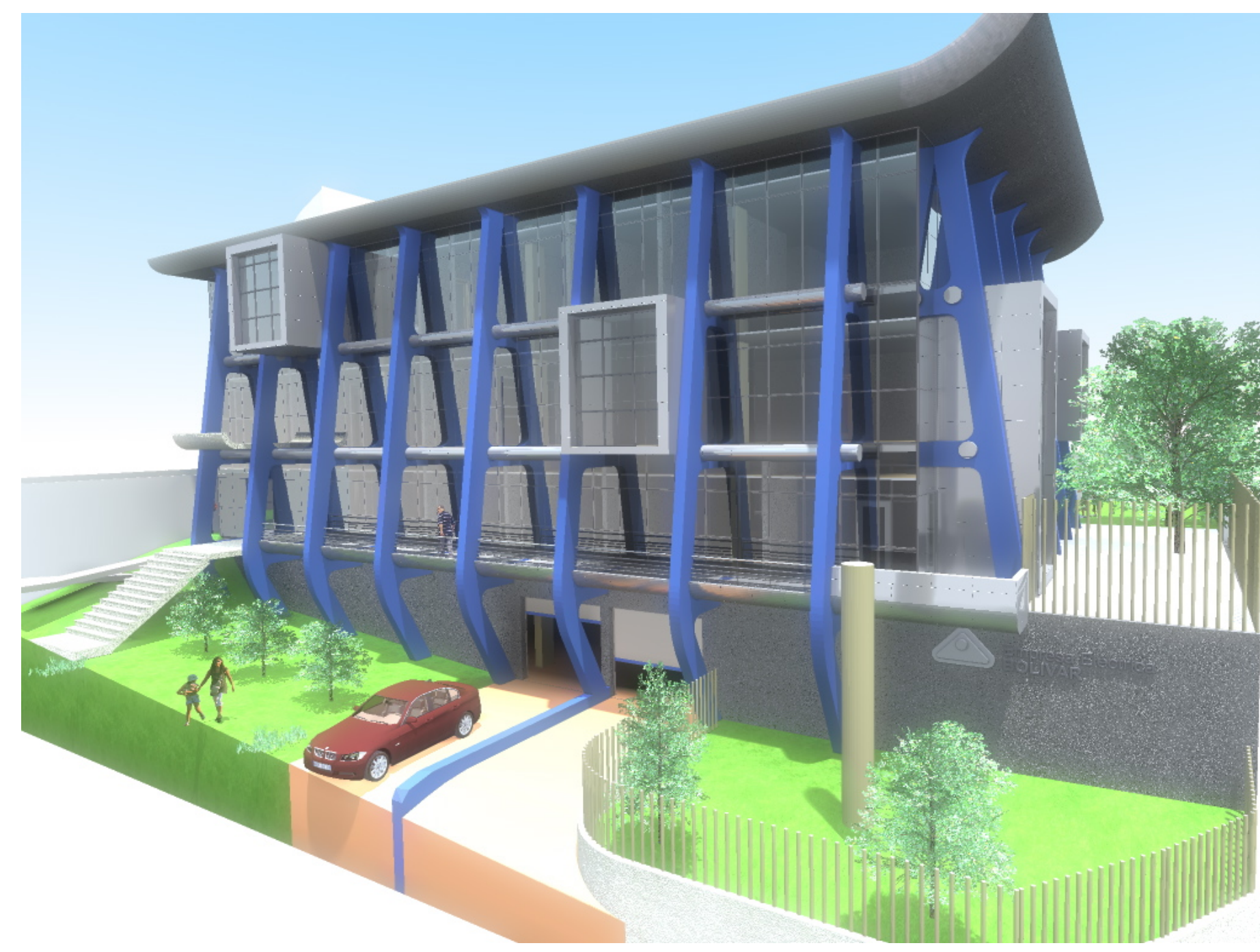
Revisado Yoan Rodriguez Hernández Consultor	RM	RP T308
--	----	-------------------

Aprobado

Representante Legal

Fecha: 12/12/2012	Escala: Indicada
--------------------------	-------------------------

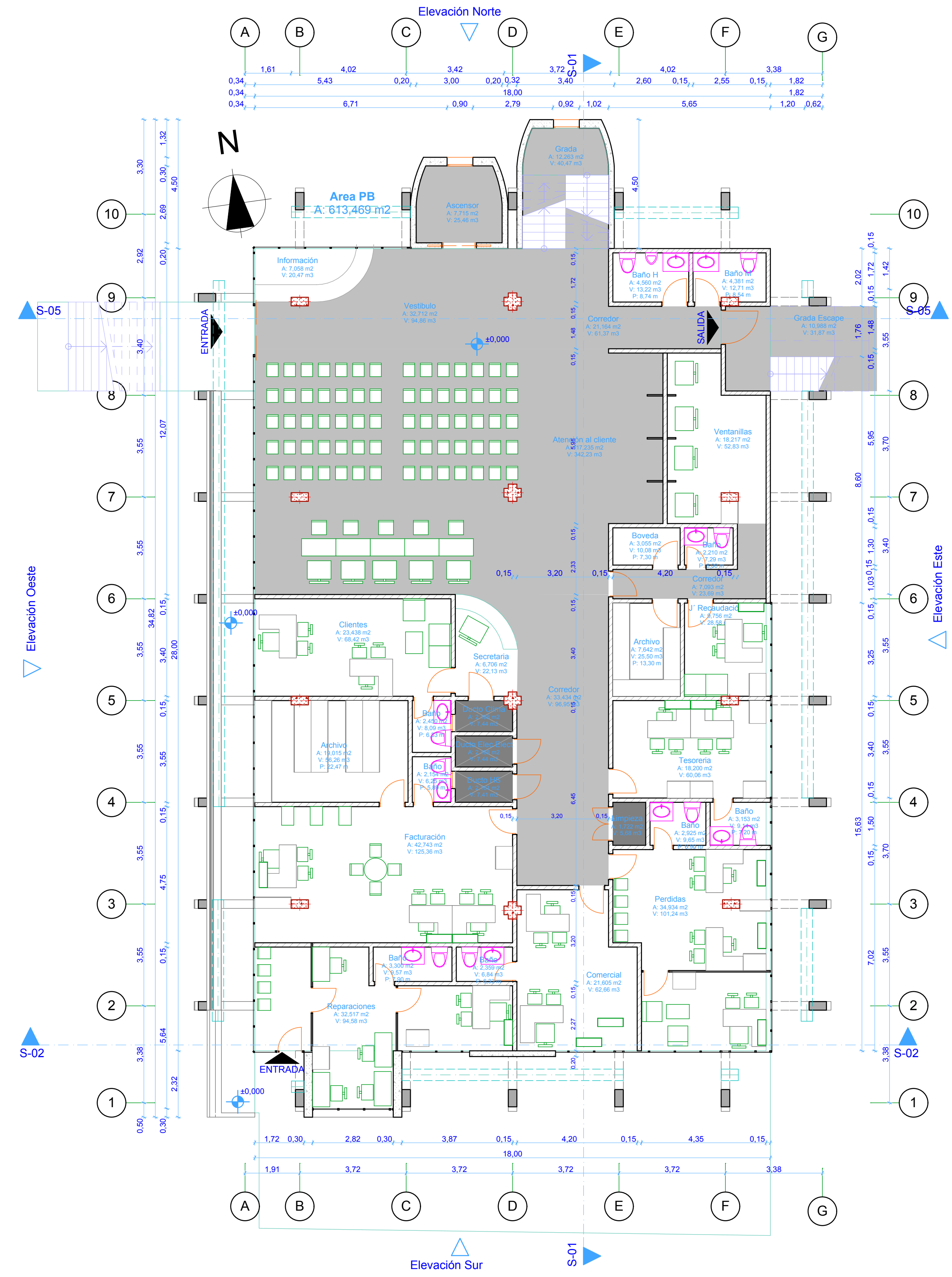
Memoria:



0. Implantación 1:200

Cuadro de Áreas

Descripción	M2	%
Area Total de terreno	1497.00	
Nro Pisos	4	
Area Planta Baja.	570.00	
COS		38.07
Area 1er nivel.	570.50	
Area 2do nivel.	570.60	
Area Cubierta	30.00	
Area de construcción sobre suelo	1740.00	
CUS		159.31
Area Subsuelo.	645.00	
Area Total de construcción	2385.00	
Area verde y retiros	927.00	



0. Planta Baja 1:100

Planta Baja A.02



Proyecto:
Edificio Matriz

Ubicación
Av. Guayaquil. Guaranda. Bolivar. Ecuador

Realizado **Yoan Rodriguez Hernández** RM RP **T308**
Proyectista

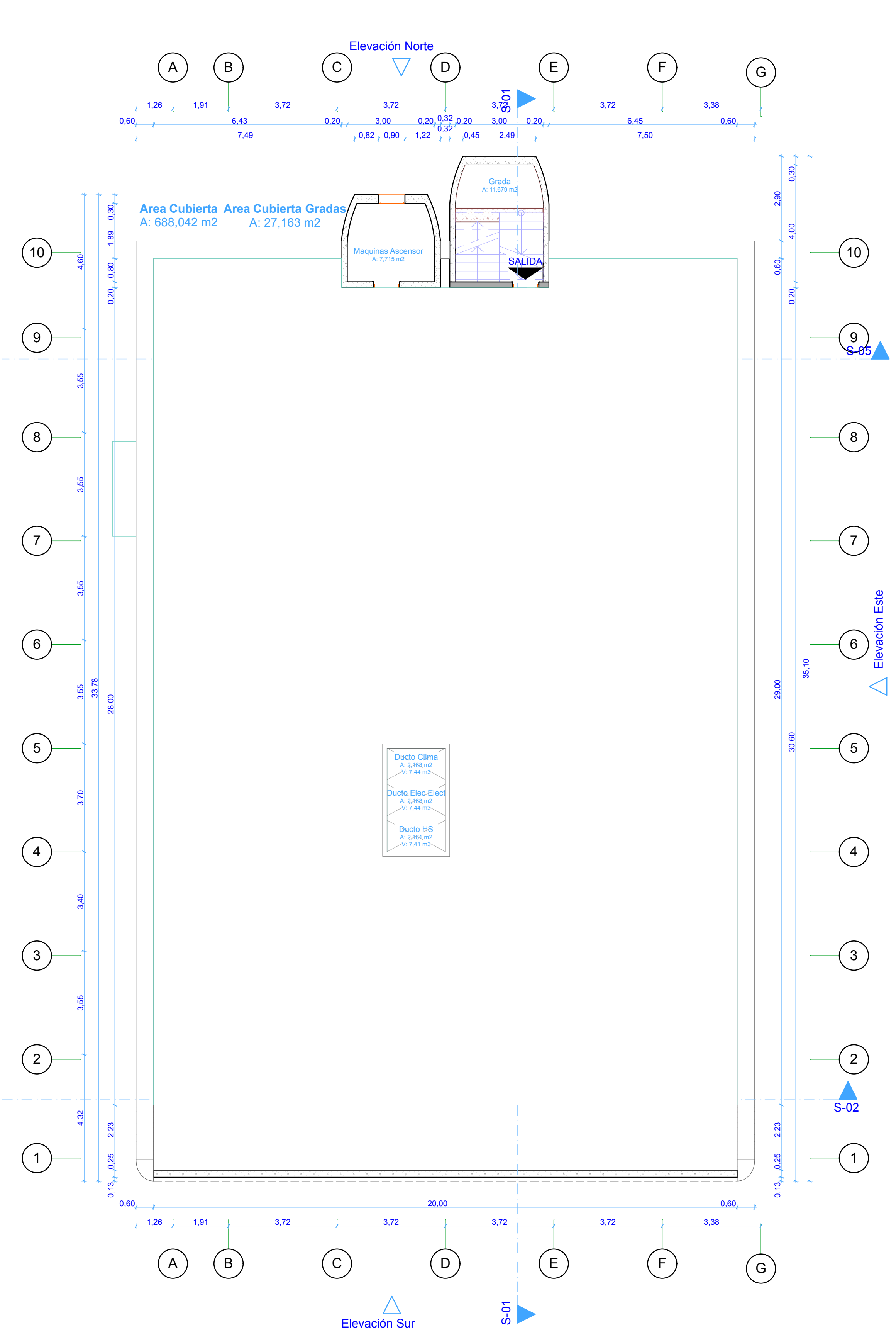
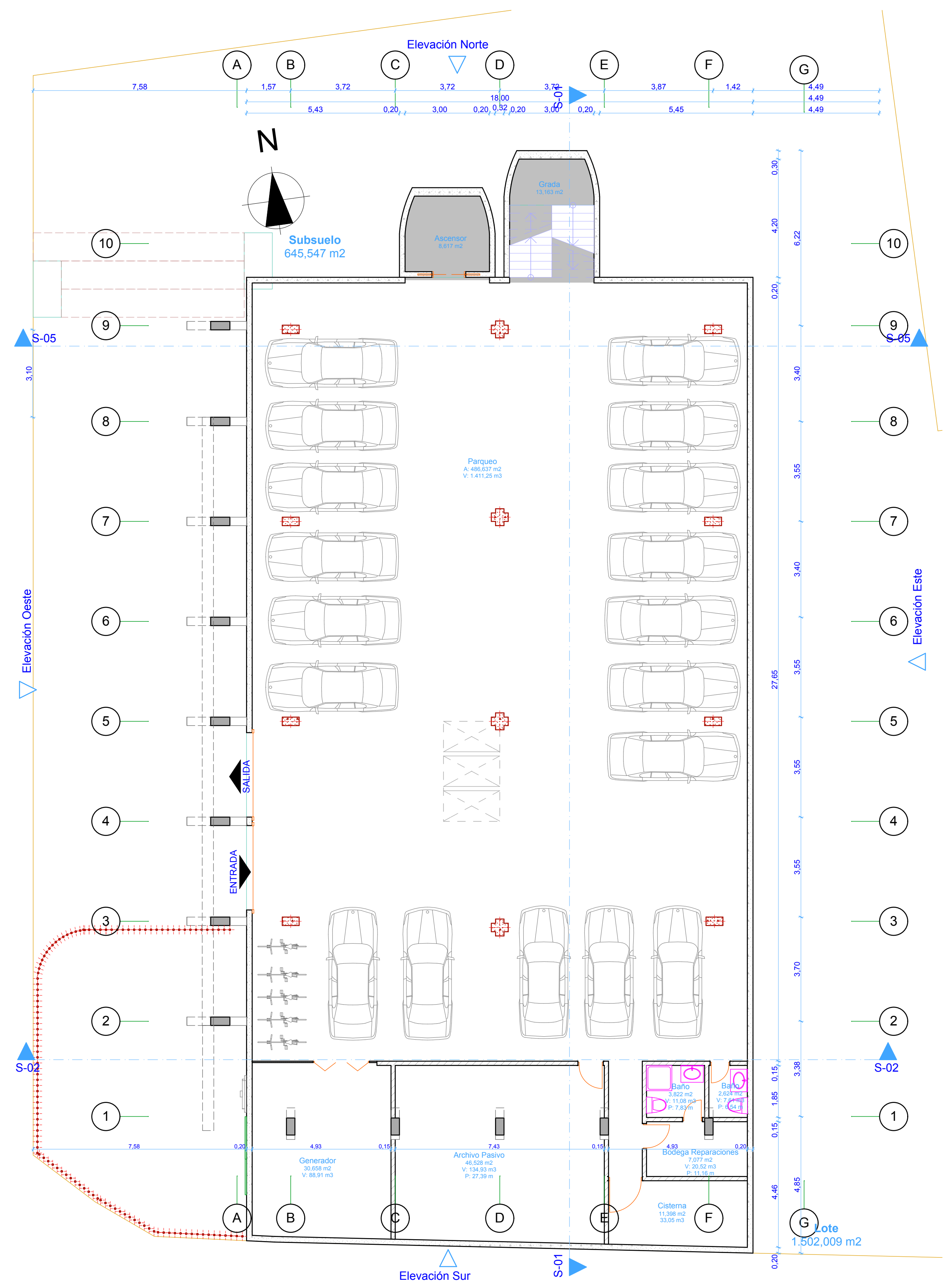
Revisado **Yoan Rodriguez Hernández** RM RP **T308**
Consultor

Aprobado

Representante Legal

Fecha: **12/12/2012** Escala: **Indicada**

Memoria:



Subsuelo y Cubierta
A.03



Proyecto:
Edificio Matriz

Ubicación
Av. Guayaquil. Guaranda. Bolivar. Ecuador

Realizado RM RP
Yoan Rodriguez Hernández T308
Proyectista

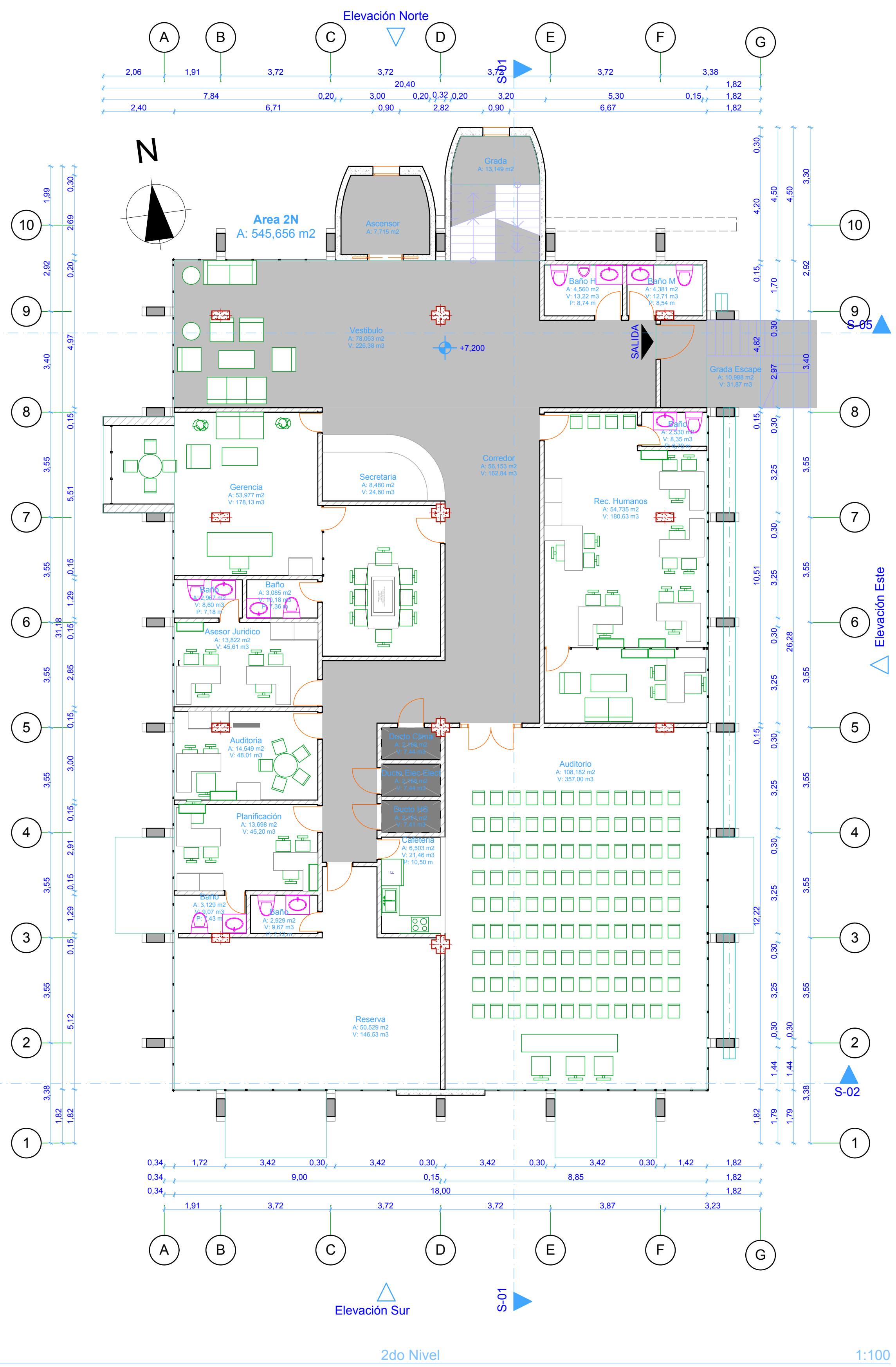
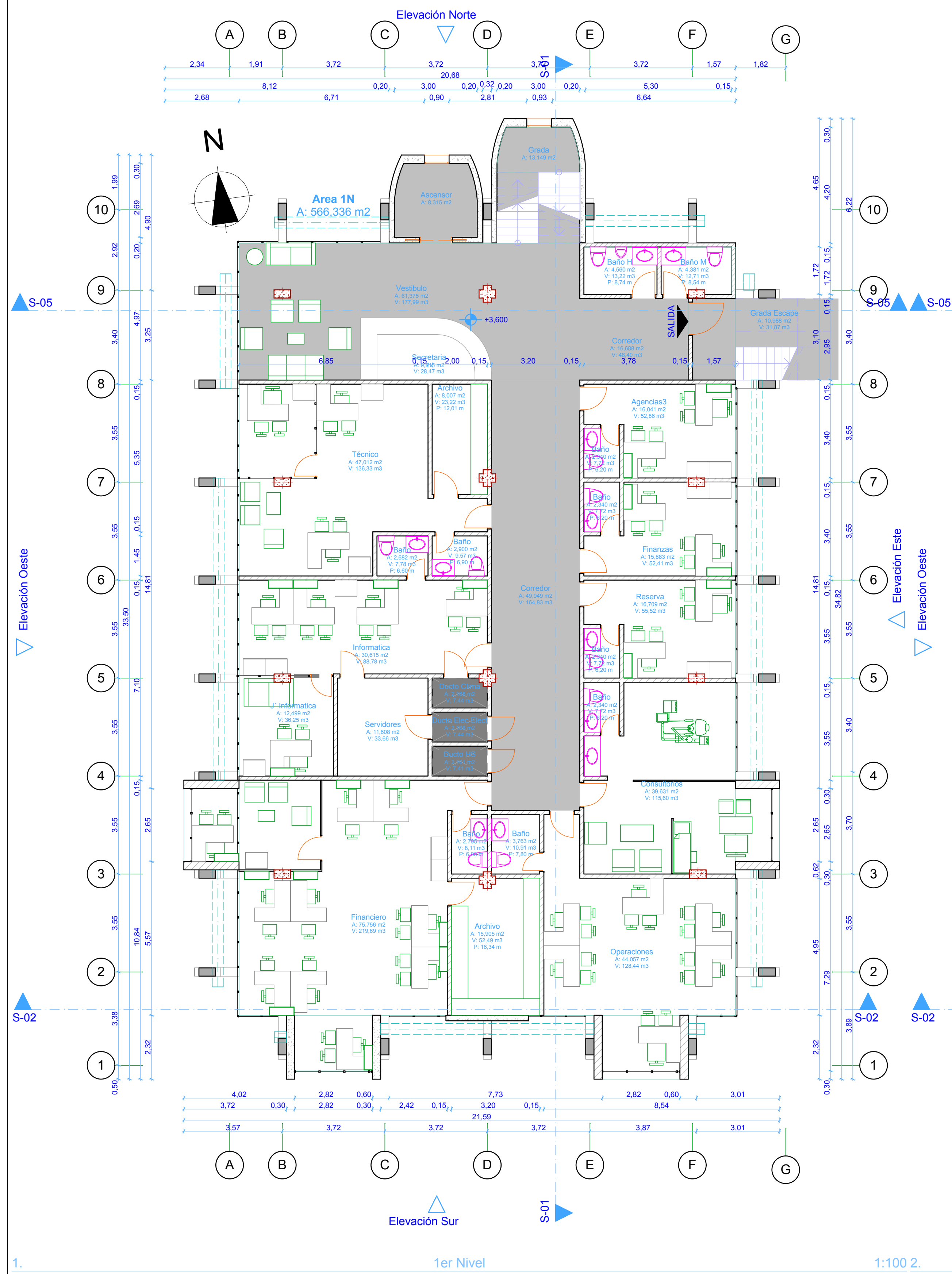
Revisado RM RP
Yoan Rodriguez Hernández T308
Consultor

Aprobado

Representante Legal

Fecha: 12/12/2012 **Escala:** Indicada

Memoria:



Primer y Segundo Nivel

A.04



Proyecto:
Edificio Matriz

Ubicación:
Av. Guayaquil. Guaranda. Bolivar. Ecuador

Realizado Yoan Rodriguez Hernández	RM	RP
Proyectorista		T308

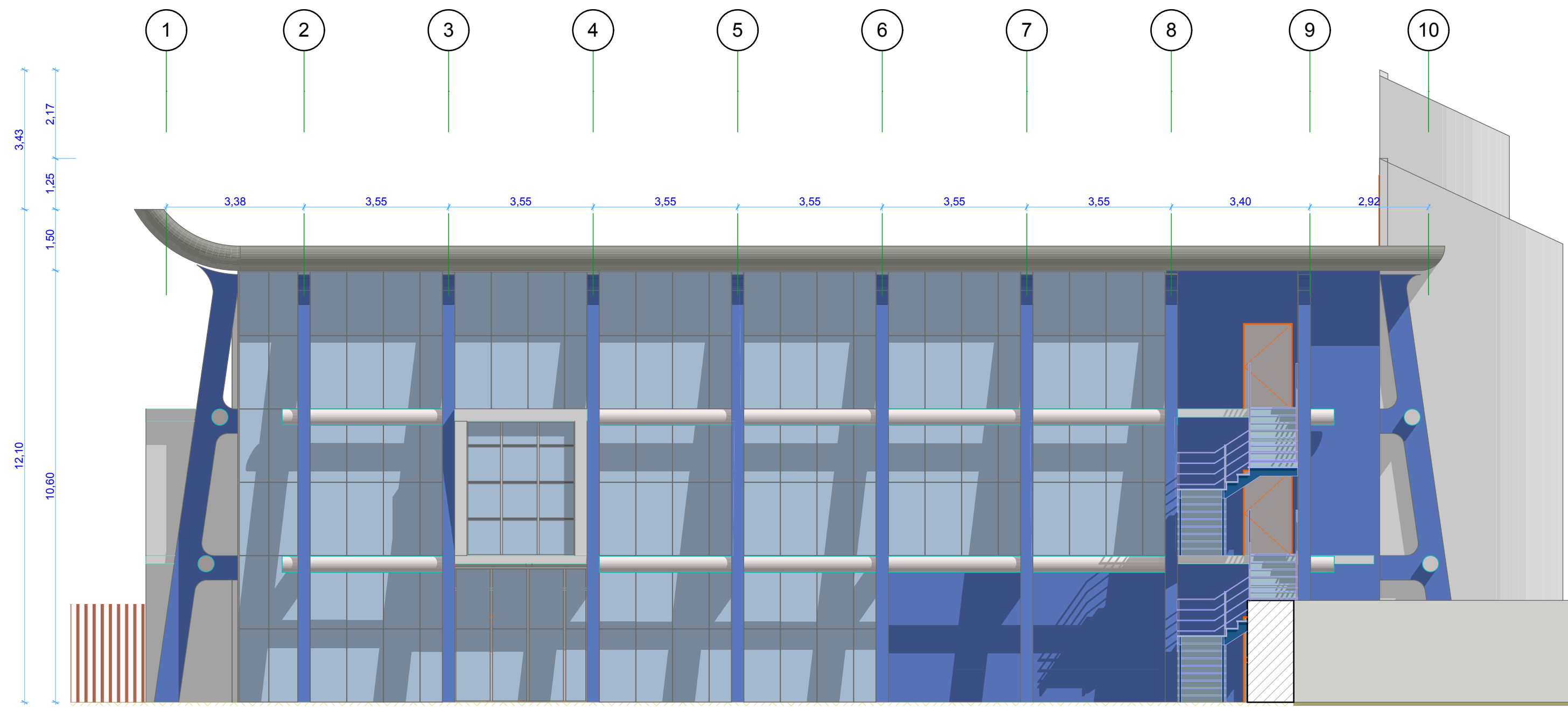
Revisado Yoan Rodriguez Hernández	RM	RP
Consultor		T308

Aprobado

Representante Legal

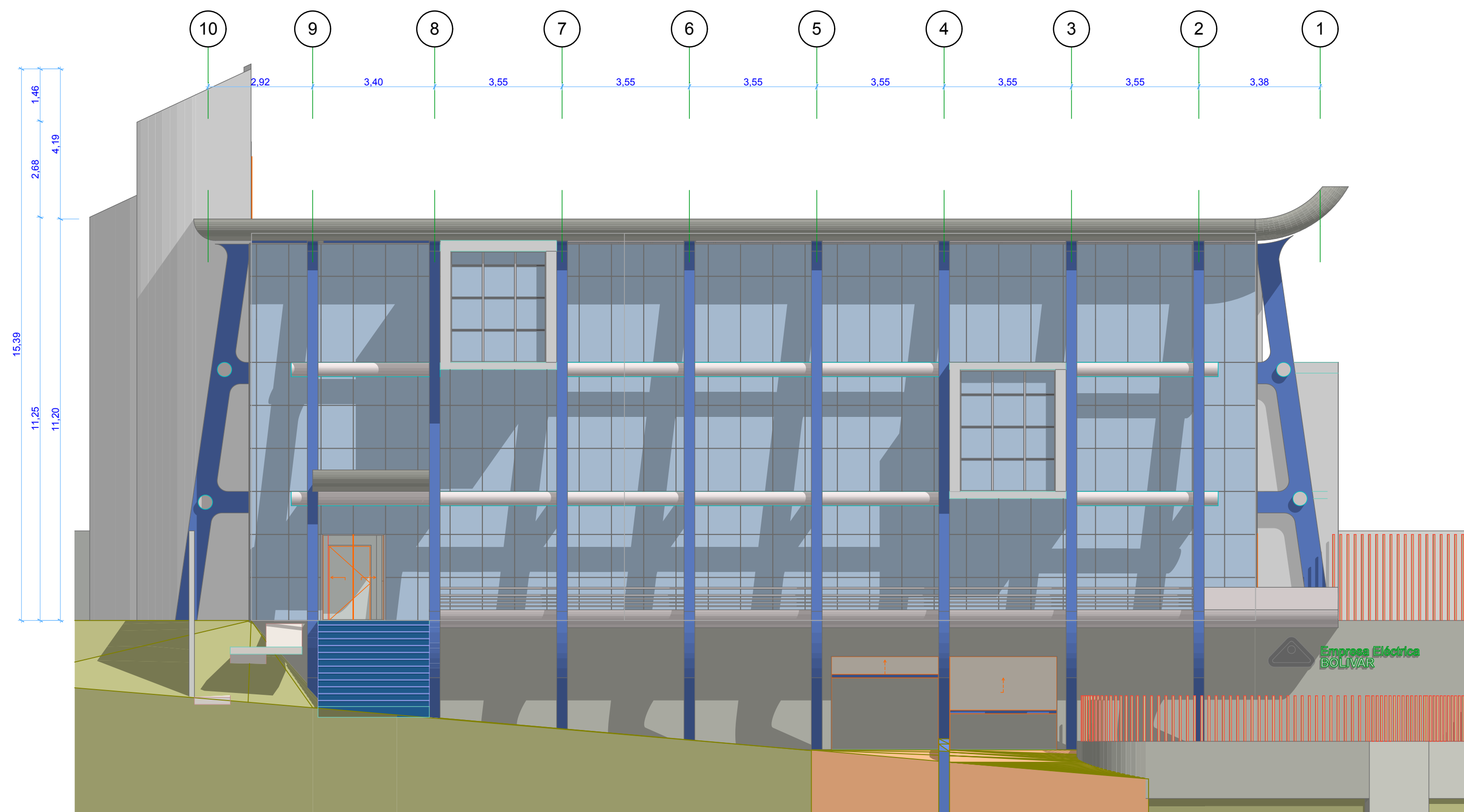
Fecha: 12/12/2012	Escala: Indicada
--------------------------	-------------------------

Memoria:



Elevación Este

1:100



Elevación Oeste

1:100

Elevaciones

A.05

yoanrodriguez
arquitecto

cell: 092747818 tel:fax: 2 824 898 email: yoan1970@gmail.com web: www.yoanrodriguez.com

Proyecto:
Edificio Matriz

Ubicación
Av. Guayaquil. Guaranda. Bolivar. Ecuador

Realizado	RM	RP
Yoan Rodriguez Hernández		T308
Proyectista		

Revisado	RM	RP
Yoan Rodriguez Hernández		T308
Consultor		

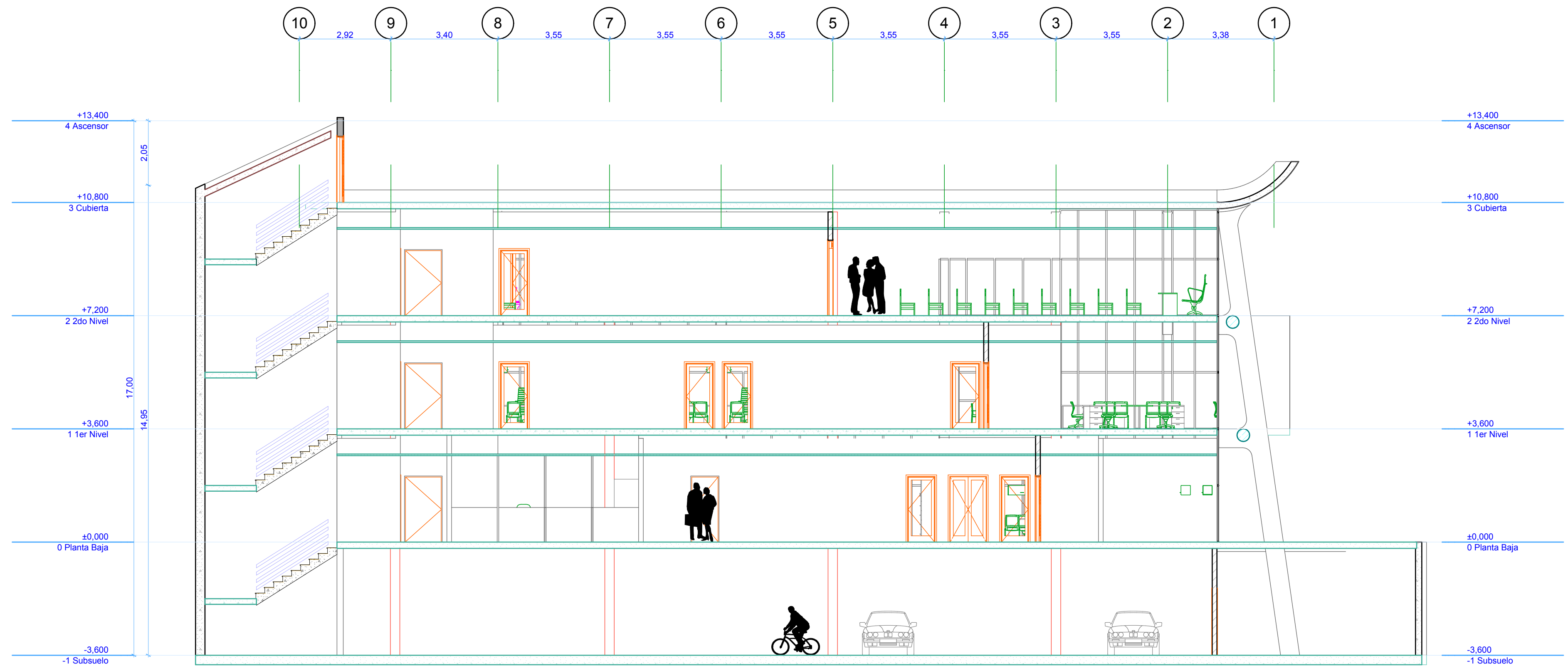
Aprobado

Representante Legal

Fecha: **12/12/2012**

Escala: **Indicada**

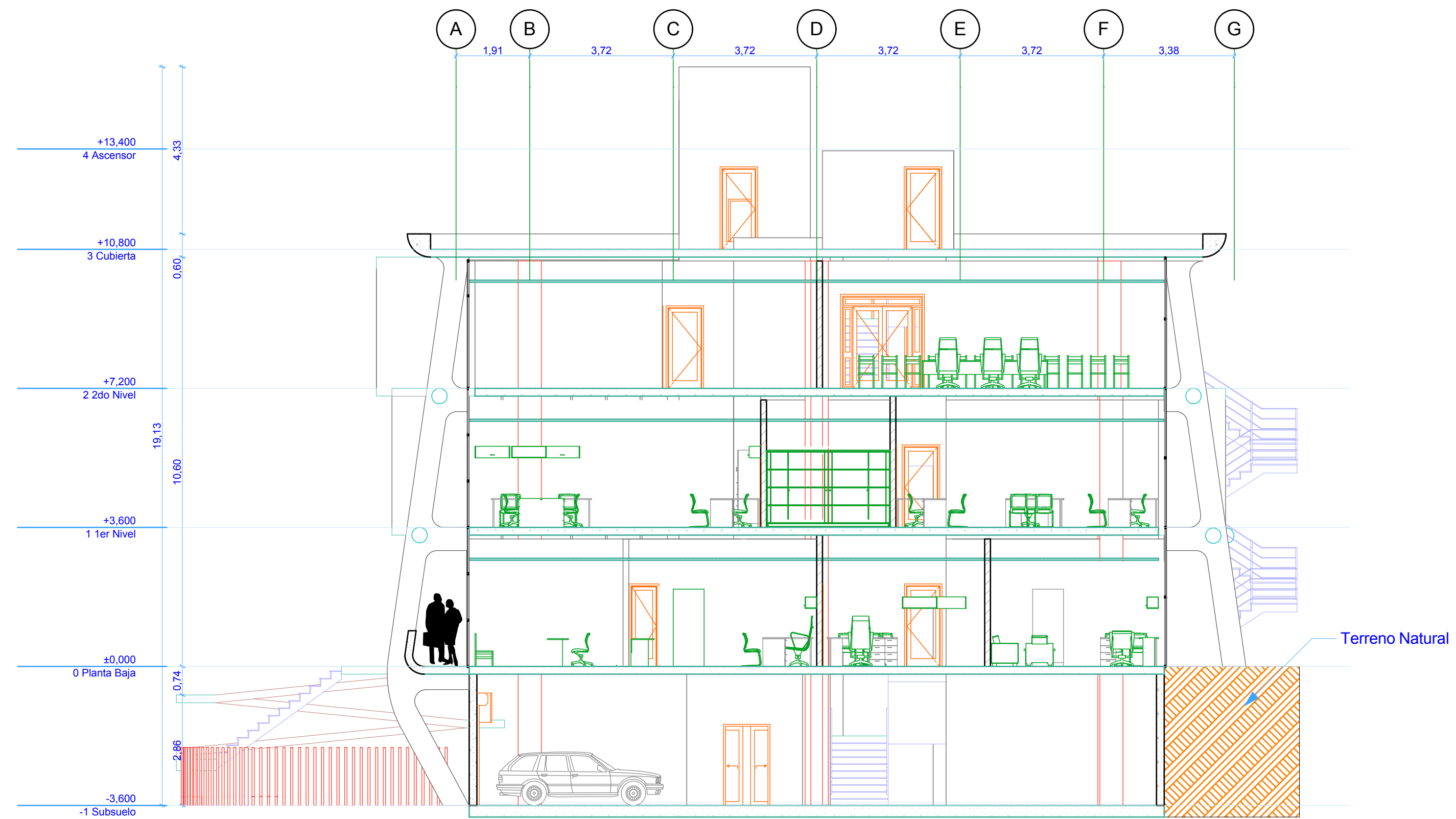
Memoria:



S-01

Sección 1-1

1:100



S-02

Sección 2-2

1:100

Secciones

A.06

yoanrodriguez
arquitecto

cel: 092747818 tel: 2 824 898 email: yoan1970@gmail.com web: www.yoanrodriguez.com

Proyecto:
Edificio Matriz

Ubicación
Av. Guayaquil. Guaranda. Bolivar. Ecuador

Realizado	RM	RP
Yoan Rodriguez Hernández		T308
Proyectista		

Revisado	RM	RP
Yoan Rodriguez Hernández		T308
Consultor		

Aprobado

Representante Legal

Fecha: **12/12/2012**

Escala: **Indicada**

Memoria: