

UNIVERSIDAD JOSÉ ANTONIO PÁEZ

PROPUESTA DE DISEÑO DE UNA EDIFICACIÓN ECLESIÁSTICA EN ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO, EN LA URBANIZACIÓN LOS ARALES, MUNICIPIO SAN DIEGO, ESTADO CARABOBO

Autores:

Goncalves, Janet

Ponce, Marialy

Urb. Yuma II, Calle No 3 Municipio San Diego

Teléfono (0241) 8714240 (máster)

REPÚBLICA BOLIVARIANA DE VENEZUELA
UNIVERSIDAD "JOSÉ ANTONIO PÁEZ"
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
CARRERA: INGENIERÍA CIVIL

PROPUESTA DE DISEÑO DE UNA EDIFICACIÓN ECLESIÁSTICA EN ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO, EN LA URBANIZACIÓN LOS ARALES, MUNICIPIO SAN DIEGO, ESTADO CARABOBO

Proyecto de Trabajo de Grado para optar por el título de
INGENIERO CIVIL

Autores:
Goncalves, Janet
C.I.: V-26.337.181
Ponce, Marialy
C.I.: V-25.887.580
Tutor Académico:
Ing. Pocaterra Alejandro
C.I.: V-7.109.571

San Diego, febrero 2023

UNIVERSIDAD JOSÉ ANTONIO PÁEZ
COORDINACIÓN DE PASANTÍA Y TRABAJO DE GRADO

ACTA DE APROBACIÓN

INFORME FINAL DE PASANTÍA ☐

TRABAJO DE GRADO ☑

El jurado designado por la Facultad de Ingeniería para la evaluación del **Informe Final de Pasantía o Trabajo de Grado** titulado: Propuesta de Diseño de una Edificación Eclesiástica en Estructura de Concreto Armado, en la Urbanización Los Arales, municipio San Diego, estado Carabobo.

Realizado por el (la) Br. Janet Goncalves

C.I. N° 26337181 cursante de la carrera de Ingeniería Civil

hace constar después de analizar su contenido y oída la exposición oral, considera que el Informe Final o Trabajo de Grado ha obtenido la calificación de:

APROBADO ☑ **NO APROBADO** ☐

El Jurado

Tutor Académico (Coordinador)
Nombre: Alejandro Secretario
C.I.: 7109581

Jurado
Nombre: Luisana Pérez
C.I.: 17637175

Jurado
Nombre: Luis Rodriguez
C.I.: 10548806

Fecha: 02 / 03 / 2023

Universidad José Antonio Páez
Facultad de Ingeniería
Coordinación de Pasantías y Trabajo de Grado
UJAP

UNIVERSIDAD JOSÉ ANTONIO PÁEZ
COORDINACIÓN DE PASANTÍA Y TRABAJO DE GRADO

ACTA DE APROBACIÓN

INFORME FINAL DE PASANTÍA ☐

TRABAJO DE GRADO ☑

El jurado designado por la Facultad de Ingeniería para la evaluación del **Informe Final de Pasantía o Trabajo de Grado** titulado: Propuesta de Diseño de una Edificación Eclesiástica en Estructura de Concreto Armado, en la Urbanización Los Arales, municipio San Diego, estado Carabobo.

Realizado por el (la) Br. Mavialy Ponce

C.I. N° 25887181 cursante de la carrera de Ingeniería Civil

hace constar después de analizar su contenido y oída la exposición oral, considera que el Informe Final o Trabajo de Grado ha obtenido la calificación de:

APROBADO ☑ **NO APROBADO** ☐

El Jurado

Tutor Académico (Coordinador)
Nombre: Alejandro Fonseca
C.I.: 7.109.581

Jurado
Nombre: Luisana Pérez
C.I.: 17637175

Jurado
Nombre: Luis F. Rodríguez
C.I.: 15148806

Fecha: 02 / 03 / 2023

Universidad José Antonio Páez
Facultad de Ingeniería
Coordinación de Pasantía y Trabajo de Grado
UJAP

REPÚBLICA BOLIVARIANA DE VENEZUELA
UNIVERSIDAD JOSÉ ANTONIO PÁEZ
FACULTAD DE INGENIERÍA

FI L 003 2022-2CR TG

Valencia, 18 de enero de 2023

Ciudadanos:
GONCALVES FERREIRA, JANET PATRICIA
26.337.181
PONCE URBANEJA, MARIALY JOSE
25.887.580
Presente -

Cumplo con informarles que la comisión de Trabajo de Grado y Pasantías de la Facultad de Ingeniería en su reunión **Nº 14-2022** de fecha **22/09/2022** aprobó el proyecto de grado titulado:

Propuesta de diseño de una edificación eclesiástica en estructura de concreto armado, en la urbanización Los Arales, Municipio San Diego, Estado Carabobo.

Presentado por ustedes como requisito para optar al título de Ingeniero Civil.

Se ratifica la designación del Tutor Académico que lo asesorará en el desarrollo de este proyecto a: Ing. Alejandro Francisco Pocaterra Bonilla, titular de la cédula de identidad V- 7.109.571

Atentamente

Facultad de Ingeniería
UJAP
DECANATO

Dra. Laura Aurora Sáenz Palencia
Decana de la Facultad de Ingeniería

c.c. Coordinación de Pasantías y Trabajo de Grado de la Facultad de Ingeniería

REPÚBLICA BOLIVARIANA DE VENEZUELA
UNIVERSIDAD JOSÉ ANTONIO PÁEZ
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

CONSTANCIA DE APROBACIÓN PARA LA PRESENTACIÓN PÚBLICA DEL TRABAJO DE GRADO

Quien suscribe, Ingeniero Alejandro Pocaterra, portador de la cédula de identidad N° 7.109.571, en mi carácter de tutor del trabajo de grado presentado por las ciudadanas Goncalves F. Janet P. titular de la cédula de identidad N° 26.337.181 y Ponce U. Marialy J. titular de la cédula de identidad N° 25.887.580, titulado **"PROPUESTA DE DISEÑO DE UNA EDIFICACIÓN ECLESIÁSTICA EN ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO, EN LA URBANIZACIÓN LOS ARALES, MUNICIPIO SAN DIEGO, ESTADO CARABOBO"**, presentado como requisito parcial para optar al título de Ingeniero Civil, considero que dicho trabajo reúne los requisitos y méritos suficientes para ser sometido a la presentación pública y evaluación por parte del jurado examinador que se designe.

En San Diego, a los dos (2) días del mes de febrero del año dos mil veintitrés (2023).

Ing. Pocaterra Alejandro
C.I.: V-7.109.571

AGRADECIMIENTOS

Queremos agradecer primeramente a Dios, por permitirnos llegar hoy hasta aquí, juntas, en el lugar y tiempo correcto, colocando en nuestras manos la realización de este maravilloso trabajo, el cual es una hermosa ofrenda para ti; y por eso te damos las gracias.

Al Ingeniero Alejandro Pocaterra, nuestro colega, tutor y amigo, quien con mucha paciencia y dedicación nos acompañó a lo largo de este trabajo de grado, el cual sobrepasó las expectativas que teníamos imaginadas desde un principio, esperamos que nuestro futuro como ingenieros civiles sean tan grandes como la pasión, dedicación y amor con la que nos compartió sus "escasos" conocimientos durante este breve periodo que tenemos de conocerlo.

También queremos agradecerle a nuestro querido colega, el Ingeniero José Paulo Olival, nuestro profesor por siempre, sin él ni una sola página de este trabajo de grado se habría llevado a cabo, porque de dos conocidas, nos transformó en dos amigas que calcularon y diseñaron su primer proyecto completo juntas; gracias por la confianza que nos da todos los días, y ayudarnos a ver lo especiales que somos y tener más confianza en nosotras mismas. Ha sido y será por siempre un excelente modelo a seguir, como ingeniero, como profesor y como persona.

Al Ingeniero Jorge Gonzalez y al Ingeniero Daniel Zerpa, por siempre estar ahí, en cualquier momento y hora para ayudarnos, han sido partícipes de cada una de las dificultades de este trabajo y siempre tendiendo la mano para poder solucionarlo, por esto estaremos eternamente agradecida con ustedes, por su cariño incondicional, enseñarnos cada día a ser mejores y siempre decirnos que somos capaces de esto y mucho más. Y en especial al Ing. Jorge Gonzalez, gracias por tener tanta paciencia con nosotras aunque no la tengamos contigo, sabemos que todo lo haces de corazón y te queremos mucho por eso.

No podemos dejar de agradecerle a la Universidad de Carabobo, la cual aunque no nos acompañó hasta el final de nuestra titulación nos permitió llegar a ella y siempre la llevaremos presente en nuestros corazones, por las amistades que de allí surgieron y ahora son como una familia para nosotras, y la oportunidad de trabajo que nos brindó.

Y por supuesto, a la Universidad José Antonio Páez, que nos abrió sus puertas cuando lo necesitábamos, nos recibió y completó nuestra educación para el día de mañana convertirnos en excelentes ingenieros civiles.

DEDICATORIA

Nuestro trabajo de grado se lo dedico:

A mis padres, María Avelina Ferreira y José Goncalves, quienes me han apoyado desde siempre en todas las decisiones que he tomado a lo largo de mi vida, me han motivado a luchar por mis sueños sin importar lo imposibles que puedan parecer y me han brindado infinitos consejos. Además, por tolerar todos estos meses de desvelo y ausencia con paciencia, ustedes me han enseñado a escuchar y a mantenerme positiva, no lo habría logrado jamás si no los hubiera tenido a mi lado.

A las mejores hermanas de la galaxia Jessica y Jennifer, por apoyarme a pesar de la distancia, tanto horaria como espacial, espero ser algún día lo mitad de fuerte e inteligentes que son, no pasa un día en el que no piense en ustedes. Tomó un poco más de lo esperado pero por fin seremos 3 de 3.

A mi novio Paolo Sparano, estos meses me has apoyado muchísimo y no tengo palabras para expresar cuanto me haces falta, me encantaría que pudieras estar acá conmigo, pero cada día que pasa solo es un día menos para verte y abrazarte. Fuiste la primera persona externa a mi familia con quien sentí la confianza para abrir mis sentimientos y no me arrepiento de ello, atesoro cada momento que hemos vivido juntos y espero con anhelo por los que vendrán.

A mis mejores amigos Diana González, Orianny Albornoz y Miguel Camarán, los he conocido en diferentes etapas de mi vida, y siempre han estado conmigo aunque la vida haya dado muchas vueltas y nos haya separado en diferentes direcciones, se que puedo contar con ustedes a cualquier hora que lo necesite. Aunque no lo diga a menudo, los quiero mucho.

A Diego Umbría, quien hubiera sido mi compañero de tesis, nuestros planes no salieron como lo habíamos imaginado pero siempre serás mi amigo, mi psicólogo y compañero de escuela, una parte de mi corazón está en la UC y en la promo 83 contigo, y te acompañaré tanto como pueda.

Al Ingeniero Francisco Prado, quien hace casi dos años me hizo feliz con un mensaje, aunque en ese momento se convirtió solo en una ilusión, porque mi compañera de tesis me ganó el puesto jaja, me hizo darme cuenta de que podría tener una oportunidad de trabajo que había estado soñando por un par de años y al Ingeniero Sergio Valle, quien un par de meses después me apoyó y fue gracias a su ímpetu que logré obtener ese puesto de trabajo, que no cambiaría por

nada del mundo, me ha hecho una persona realmente feliz y he aprendido tantas cosas que es imposible hacer una lista. Este trabajo me llegó cuando más lo necesitaba, jamás olvidaré ese mes y como mi vida cambió para siempre.

A mí grupo de promoción, uno que nunca nos habíamos imaginado, pero ha sido aquel que necesitábamos, Ana Rondón, Omar Durán, Pedro Ochoa y Andrés Silva, aprecio su compañía y estoy muy agradecida con que me hayan recibido como amiga aunque mi personalidad tienda a ser un poco fuerte.

Y por supuesto a mi compañerita de tesis, Marialy Ponce, no voy a negar que en muchos momentos no creí que nuestra relación funcionaría, pero me arrepiento completamente de haberlo pensado. Mary, has sido un gran apoyo estos últimos meses, he aprendido a quererte aunque no lo creas, considero que eres una mujer fuerte y segura de sí misma, y gracias a eso sea lo que sea que quieras hacer lo logras una vez te lo propones, como por ejemplo ser una gran ingeniera, mira como lo hemos logrado. Estoy muy orgullosa de nosotras y ansiosa de ver lo que nos depara el futuro.

Janet Goncalves

Este trabajo de grado va a dedicado a:

A mis padres, Alicia Urbaneja y Angel Ponce, por hacerme la persona que soy hoy en día, por ser mi ejemplo a seguir, como padres, profesionales y personas, y aunque no estén aquí físicamente, se que ustedes me han llevado de la mano y han sido partícipes de logro y de todos los que me faltan por vivir.

A mi abuela Alicia, por ser la primera persona que me apoyo en todo momento durante tus últimos años de vida, te convertiste en nuestra madre y confidente, nos defendiste a capa y espada, sin ti no seria la persona que soy hoy y mucho menos haber obtenido este increíble logro.

A mi hermano, Angel Gabriel Ponce, eres el menor entre los dos, pero te tocó crecer muy rápido y llevar las riendas de la casa, eres mi apoyo incondicional, a la primera persona que está conmigo en las buenas y las malas, y el primero en decirme que soy increíble y que puedo lograr todo lo que me proponga.

A mis tíos, Luis Alejandro Urbaneja y Luis Eduardo Urbaneja, por cumplir también ese rol de padre en cualquier momento que lo necesité, por siempre ser un pilar y ejemplo a seguir

para mí, por no dejarme renunciar en ningún momento y recordarme todos los días que nací para cumplir con metas muy grandes, y lo orgullosos que están de mí, todos los días.

A mi novio, O. Jose Silva, por ayudarme a levantarme en cada caída, por ser la primera persona en celebrar mis logros y recordarme cada día que puedo hacer todo lo que me proponga, hoy celebramos este logro, pero pronto también será el tuyo, el cual te mereces con todo el corazón.

A mis suegros, Margot Cornieles y Orlando Silva, por abrirme las puertas de su casa y extenderme las manos y hacerme sentir parte de su familia, siempre apoyarme y cuidarme en cada momento como una hija más.

A mis amigas, Jhaneiska Ramos y Wisnelkys Jimenez, por ser mi apoyo incondicional, por ser las primeras que me escuchan y me dan palabras de aliento en los momentos más difíciles, sin ustedes y su apoyo esto no se hubiese logrado.

A la Familia Jimenez Montero, por ser ese abrazo cálido en los momentos más difíciles de mi vida universitaria y siempre celebrar conmigo mis logros y metas; para mi son parte de mi familia y siempre estaré eternamente agradecida con ustedes.

A mis amigos que me dejó la UC, y a los nuevos que me ha dado la UJAP, por siempre estar ahí, siendo un apoyo y recordándome todo lo que puedo llegar a lograr, siempre seré tanto promo 83, como promo 36.

Al Ing. Sergio Valle, por ser el primero en mostrarme lo bonito del cálculo estructural, por enseñarme tantas cosas y siempre estar dispuesto a regalarme un poco de su conocimiento, con tal pasión, y dedicación al momento de explicar cualquier cosa, por más pequeña que sea.

Al Ing. Francisco Prado, por la confianza que me atribuyó al momento de permitirme ser parte de la gran familia de Cabrera & Olival y ser parte de este increíble equipo del cual aprendo todos los días, sin esa oportunidad este trabajo de grado no se hubiera llevado a cabo.

A Janet Goncalves, mi compañera en esta travesía tan bonita, gracias por soportarme todo este tiempo, por ser mi amiga, muchas veces mi confidente y mi consejera, y por siempre decirme que puedo lograr lo que sea que me proponga; nosotras sabemos que nunca nos imaginamos llegar a este punto juntas, pero por mi parte fue la mejor decisión que pude tomar.

Marialy Ponce

ÍNDICE

CONTENIDO Pág.

RESUMEN xix

INTRODUCCIÓN 1

CAPÍTULO

I EL PROBLEMA

1.1 Planteamiento del Problema 3

1.2 Formulación del Problema 6

1.3 Objetivos de la investigación 6

1.3.1 Objetivo General 6

1.3.2 Objetivos Específicos 6

1.4 Justificación de la investigación 6

1.5 Alcance y Limitaciones 7

II MARCO TEÓRICO

2.1 Antecedentes de la Investigación 8

2.1.1 Antecedentes Internacionales 8

2.1.2 Antecedentes Nacionales 9

2.2 Bases Teóricas 10

2.2.1 Teoría Clásica 10

2.2.2 Teoría de Rotura 11

2.2.3 Bloque Equivalente Rectangular de Whitney 11

2.2.4 Diseño Arquitectónico 13

2.2.5 Estudio geotécnico 14

2.2.6 Diseño Estructural 14

2.2.7 Materiales Utilizados en la Construcción 15

2.2.7.1 Concreto 15

2.2.7.2 Acero de Refuerzo 17

2.2.7.3 Concreto Armado 18

2.2.8 Recubrimientos Mínimos del Acero. Norma Covenin 1753-2006 . . 18
2.2.9 Acciones Permanentes y Variables. Norma Covenin 2002-88 19
2.2.10 Losas 21
2.2.11 Vigas 22
2.2.12 Columnas 22
2.2.13 Zapatas 23
2.2.14 Colocación de Armaduras. Norma Covenin 1753-2006 23
2.2.14.1 Área de Acero de Refuerzo 23
2.2.14.2 Longitud de Anclaje 24
2.2.14.3 Longitud de Desarrollo 24
2.2.14.4 Longitud de Empalme 26
2.2.14.5 Zona de Confinamiento y Separación de los Refuerzos. . 26
2.2.15 Acciones de viento. Norma Covenin 2003-89 26
2.2.15.1 Clasificación según su Uso 27
2.2.15.2 Clasificación según las Características de Respuesta . . . 28
2.2.15.3 Tipo de Exposición 28
2.2.16 Acciones por Sismos. Norma Covenin 1756-1-2019 29
2.2.16.1 Clasificación de la Estructura según el Uso 29
2.2.16.2 Clasificación de la Estructura según el Tipo 29
2.2.16.3 Clasificación de la Estructura según el Nivel de Diseño. 30
2.2.17 Requerimientos Generales Nivel de Diseño 2. Norma 1753-2006. 31
2.2.18 Requerimientos Generales Nivel de Diseño 3 Norma 1753-2006. 33
2.2.19 Estudio de Factibilidad 34
2.2.19.1 Estudio de Mercado 35
2.2.19.2 Estudio Técnico 35
2.2.19.3 Estudio Financiero 35
2.3 Bases Legales 36
2.3.1 Normas COVENIN MINDUR 2002:88 36
2.3.2 Normas FONDONORMA 1753:06 36
2.3.3 Normas COVENIN-MINDUR 2003:89 36

2.3.4 Normas COVENIN 1756-1:2019 37
2.4 Definición de Términos Básicos 37

III MARCO METODOLÓGICO

3.1 Tipo de Investigación 39
3.2 Diseño de Investigación 39
3.3 Nivel de investigación 40
3.4 Población y Muestra 40
3.5 Técnicas de Recolección de Datos 40
3.6 Instrumentos de Recolección de Datos 41
3.7 Técnicas de Análisis de Resultados 41
3.8 Fases Metodológicas de la Investigación 42

IV ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE LOS RESULTADOS

4.1 Recopilación de toda la información necesaria para el desarrollo del proyecto. 43
4.1.1 Plan de Desarrollo Urbanístico Local (PDUL) del Municipio San Diego. 44
4.1.2 Estudio de Mecánica de Suelos. 44
4.1.3 Planos Arquitectónicos. 49
4.2 Análisis de los parámetros que influyen en el diseño de la estructura. 51
4.2.1 Descripción de la Estructura. 51
4.2.2 Hipótesis de Cálculo. 52
4.2.3 Materiales. 52
4.2.4 Predimensionado de Losas. 52
4.2.5 Análisis de Cargas. 53
4.2.6 Parámetros Sísmicos. 54
4.2.7 Aspectos eólicos. 63
4.2.8 Análisis de los elementos de acuerdo al Nivel de Diseño. 63
4.3 Cálculo de la estructura en concreto armado de la iglesia ubicada en la

urbanización Los Arales. 72
4.3.1 Diseño de losas a través del software IP3 Losas y Escaleras 4.0 de la Iglesia en estudio. 72
4.3.2 Diseño de modelo 3D a través del software ETABS para el cálculo estructural de la Iglesia en estudio. 75
4.3.3 Corrección de Cortante Basal de la Estructura. 77
4.3.4 Chequeo de las Derivas por Piso. 78
4.3.5 Verificación del Nivel de Desempeño Operacional. 79
4.3.6 Diseño estructural de los elementos de la Iglesia en estudio. 80
4.3.7 Diseño del refuerzo transversal para Columnas. 82
4.3.8 Diseño de sistema de fundaciones a través del software IP3 y de hojas de cálculo. 82
4.4 Evaluación de la factibilidad económica, técnica, operacional y ambiental del proyecto.. 84
4.4.1 Estudio de Mercado. 85
4.4.2 Estudio Técnico. 89
4.4.3 Estudio Financiero. 92

CONCLUSIONES. 96
RECOMENDACIONES. 98
REFERENCIAS 99
APÉNDICES. 102

ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA		Pág.
1	Iglesia San Rafael	5
2	Mapa de ubicación de la nueva Iglesia San Rafael	5
3	Cargas últimas.	12
4	Ubicación de las fuerzas C y T en el Bloque Rectangular Equivalente.	12
5	Tabla 9.6.3: Flechas Máximas Permisibles	17
6	Tabla 7.2.4: Recubrimientos Mínimos	18
7	Tabla 5.1: Mínimas cargas distribuidas variables sobre entrepisos kgf/m^2 . .	20
8	Combinaciones de Cargas de Diseño	20
9	Tabla 9.6.1: Espesor mínimo de losas a menos que se calculen las flechas . .	21
10	Tabla 12.2.1.b: Factores de Modificación de la Longitud de Transferencia de Tensiones	25
11	Detalle de colocación de longitud de desarrollo.	25
12	Tabla 12.3.1: Clasificación de los Empalmes por Solape en Barras Solicitadas a Tracción	26
13	Tabla 5.1: Velocidad Básica del Viento, V, en km/h.	27
14	Tabla 18.3.4: Longitud de Confinamiento en Vigas.	32
15	Mapa de Zonificación de la Urbanización los Arales.	44
16	Imagen satelital de la ubicación del terreno destinado para la Iglesia Los Arales.	45
17	Evidencia fotográfica del terreno para la nueva Iglesia Los Arales.	46
18	Ubicación de Sondeos Mecánicos en el Suelo.	47
19	Perfil general probable a los efectos del diseño geotécnico.	48
20	Valores índices de los parámetros geotécnicos básicos.	48
21	Plano Arquitectónico de Planta Baja.	49
22	Plano Arquitectónico de Planta del Coro.	50

23 Plano Arquitectónico de Planta Techo. 50

24 Plano Arquitectónico de Fachadas Laterales. 51

25 Plano Arquitectónico de Fachada Principal y Posterior. 51

26 Tabla 4: Factor de Importancia. 54

27 Figura 4.1.oeste. A0, ampliación para Nor-occidente. 55

28 Figura 4.2.oeste. A1, ampliación para Nor-occidente. 55

29 Figura 4.3.oeste. TL, ampliación para Nor-occidente. 56

30 Tabla 7, Clase de sitio de los perfiles geotécnicos. 57

31 Tabla 8, Factor de clase de sitio para periodos cortos. 57

32 Tabla 9, Factor de clase de sitio para periodos intermedios. 58

33 Tabla 10, Factor de clase de sitio para periodos largos. 58

34 Tabla 11, Factores de condición topográfica. 58

35 Tabla 12, Factores de profundidad del basamento rocoso. 59

36 Tabla 2, Niveles de Diseño permitidos. 60

37 Tabla 17, Coeficiente de la rama espectral para periodos largos. 60

38 Tabla 13, Factor de redundancia. 61

39 Tabla 15, Norma de Diseño, Factor de Reducción (R), Factor de Sobrerresistencia (Ωo) y Factor de Amplificación del Desplazamiento (Cd) para los Tipos/Subtipos estructurales de acuerdo al Sistema Sismorresistente, Material y Nivel de Diseño. 61

40 Tabla 18, Valores del periodo característico T+ en segundos. 62

41 Espectro de diseño para la Iglesia de Los Arales. 62

42 Tabla 19, Parámetros del espectro de la componente sísmica vertical. 63

43 Distribución de Losas de Entrepiso. 73

44 Distribución de Losas de Techo. 73

45 Diagramas Momento de IP3 Losa LT-2. 74

46 Diseño de IP3 Losa LT-2. 74

47 Armado de Losa Losa LT-2. 75

48 Modelado 3D a través de ETABS de la Iglesia. (Caso estudio). 76

49 Modelado 3D a través de ETABS de la escalera de la Iglesia. 76

50 Modelado 3D a través de ETABS de la pérgola de la Iglesia. 77

51 Resultados de la corrección del Cortante Basal. 77

52 Tabla 25: Valores límites de la relación de deriva lateral total Δi para el Sismo de Diseño. 78

53 Gráfica de derivas por piso obtenidas del modelo en ETABS. 78

54 Tabla 22, Requerimiento mínimo de análisis. 79

55 Solicitaciones de acero longitudinal obtenidos a través de ETABS de la Iglesia en estudio, pórtico 2. 80

56 Solicitaciones en 3D de acero longitudinal obtenidos a través de ETABS de la pérgola de la Iglesia en estudio. 80

57 Plano de Detallado de vigas. 81

58 Plano de Detallado de Columnas. 81

59 Reacciones en la Base del modelo de la Iglesia en ETABS. 82

60 Cálculo de Acero para Viga de Riostra a través del método del Profesor Eduardo Arnal. 83

61 Geometría de IP3 de Fundación F-3. 84

62 Diseño de IP3 de Fundación F-3. 84

ÍNDICE DE CUADROS

CUADRO		Pág.
1	Análisis de Cargas.	53
2	Consideraciones de Diseño con respecto al Nivel de Diseño.	64
3	Detalles Típicos de Elementos para todos los Niveles de Diseño.	69
4	Costos en la Industria de la Construcción.	93

REPÚBLICA BOLIVARIANA DE VENEZUELA
UNIVERSIDAD "JOSÉ ANTONIO PÁEZ"
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA
CARRERA: INGENIERÍA CIVIL

PROPUESTA DE DISEÑO DE UNA EDIFICACIÓN ECLESIÁSTICA EN ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO, EN LA URBANIZACIÓN LOS ARALES, MUNICIPIO SAN DIEGO, ESTADO CARABOBO

Autores: Goncalves, Janet y Ponce, Marialy

Tutor: Ing. Pocaterra, Alejandro.

Fecha: Febrero, 2023.

RESUMEN INFORMATIVO

El presente trabajo tuvo como objetivo principal proponer el diseño estructural de una iglesia con un sistema porticado tradicional en concreto armado, ubicada en la urbanización Los Arales, Municipio San Diego, Estado Carabobo, con la finalidad de realizar el cálculo estructural de un proyecto arquitectónico existente y de esta forma proporcionar a la comunidad, una Iglesia Católica con dimensiones adecuadas, así como el diseño de los diferentes elementos estructurales acorde a la normativa estructural venezolana vigente. En cuanto a la metodología, el diseño de la investigación fue documental, con una modalidad de tipo proyecto factible y un tipo de investigación descriptiva. El estudio fue realizado utilizando como técnicas e instrumentos de recolección de datos, la revisión documental tanto de normas como especificaciones técnicas, y así como el fichaje de diferentes bibliografías. Fue así como a partir de los objetivos específicos se definieron las siguientes fases metodológicas, que fueron la recopilación de toda la información estructural necesaria para el desarrollo del proyecto, el análisis de los parámetros que influyen en el diseño de la estructura, el diseño y cálculo de la estructura en concreto armado de la iglesia, y la evaluación de la factibilidad económica, técnica, operacional y ambiental del proyecto. Siendo los resultados para cada una de las fases, el resumen de los parámetros requeridos para el cálculo estructural, los análisis de cargas y definición de las aceleraciones espectrales del suelo, el diseño y cálculo estructural de la edificación, y finalmente el estudio de viabilidad y factibilidad técnico financiero de la obra caso estudio.

Palabras Clave: Cálculo estructural, Diseño de Concreto Armado, Iglesia, Propuesta

INTRODUCCIÓN

Las iglesias son edificaciones que funcionan como instituciones ya no solo de orden religioso, sino que, además funcionan como centros de reunión y hasta esparcimiento social dentro de algunas comunidades. La finalidad primogénita es la de agrupar a cristianos que practican la misma religión, lo cual es conocido como el conjunto de fieles de una comunidad, quienes celebran las mismas doctrinas religiosas. Por ser un centro de acopio de un gran número de personas en un momento determinado, resulta de gran importancia que, a la hora de realizar el diseño estructural y la construcción de una iglesia, se sigan lineamientos estructurales específicos, los cuales se encuentran resumidos entre otras, en las normas estructurales venezolanas siguientes:

- COVENIN MINDUR 2002:88 “Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones”.
- FONDONORMA 1753:06 “Proyecto y Construcción de Obras en Concreto Estructural”.
- COVENIN-MINDUR 2003:89 “Acciones del Viento Sobre las Construcciones” y;
- COVENIN 1756-1:2019 “Construcciones Sismo resistentes”.

Todo esto contribuye a la seguridad de la obra, y proteger el entorno en el que vivimos, por ser un centro de reunión de un gran grupo de individuos pertenecientes a la comunidad en la que se encuentra.

Por otra parte, es importante mencionar que fue elegido el concreto como materia prima del elemento a diseñar, por ser el concreto un material noble y económico, de fácil accesibilidad actualmente en Venezuela, el cual es bien sabido es obtenido al mezclar determinadas porciones de cemento, agregados gruesos y finos, con agua, lo cual es perfectamente factible tanto como producir en obra, como traerlo pre mezclado, de plantas dosificadoras y mezcladoras vecinas.

Es sabido también que el concreto es resistente a la compresión, pero débil a los esfuerzos de tracción, y es por esta razón, que conviene utilizar lo como “concreto armado” ya que las barras de acero, si son capaces de absorber los esfuerzos de tracción y, son capaces de evitar en elementos estructurales bien diseñados y calculados estructuralmente, de ciertas deformaciones mayores, las cuales puedan generar condiciones para la formación de grietas, en los elementos estructurales del concreto.

Por lo tanto, el objetivo principal de este trabajo fue el de proponer el diseño estructural normativo y vigente, de una iglesia, planteada en concreto armado, que está ubicada en la urbanización Los Jarales, del Municipio San Diego, del Estado Carabobo. Con este diseño se espera que en un futuro se lleve a cabo la obra, y de esta forma, la urbanización pueda contar con una iglesia con las características que se requieren.

El trabajo de grado está estructurado por cuatro capítulos, que abarca la totalidad de los pasos a seguir, para lograr los resultados de la investigación. El **Capítulo I** comprende el planteamiento del problema, los objetivos generales y específicos, la justificación de la investigación, junto al alcance y las limitaciones del tema caso estudio. El **Capítulo II** expone los antecedentes, las bases teóricas y legales, el cual define y describe todos los aspectos relacionados con las estructuras de concreto armado a partir del estudio sostenido de las diversas normas estructurales vigentes ya mencionadas. El **Capítulo III** contempla una explicación de la metodología empleada para la elaboración del proyecto y los recursos utilizados, detalla tipo, diseño y nivel de la investigación, población y muestra, técnicas e instrumentos de recolección de datos y fases metodológicas. Y por último el **Capítulo IV** referido al análisis de los resultados, el cual explica todos los procedimientos realizados para la elaboración del proyecto, y los resultados obtenidos.

CAPÍTULO I

EL PROBLEMA

El presente capítulo abarca la identificación de la situación a la que no se le ha encontrado solución, así como la determinación de sus factores y componentes principales, hasta la determinación de las dimensiones de estudio de la investigación a realizar.

1.1 Planteamiento del Problema

La ingeniería civil es aquella que se encarga de diseñar, construir y darle mantenimiento a proyectos arquitectónicos, viales o hidráulicos, teniendo como base el estudio de una amplia variedad de conocimientos tanto de arquitectura como de ingeniería. De igual manera, busca mejorar la calidad de vida de la población, resolver problemas que afecten en la cotidianidad y armonía de los usuarios, así como también implementar un manejo eficiente de todos aquellos recursos utilizados durante las etapas de ejecución de una obra constructiva.

Por lo tanto, los profesionales que se dedican a la ingeniería civil en el ámbito estructural, son aquellos, que tienen la capacidad de realizar los cálculos estructurales necesarios para la elaboración de la propuesta de diseño de una edificación con la finalidad de obtener estructuras seguras, resistentes y funcionales, capaces de soportar su peso propio y diferentes estados de cargas en función al uso que se le impartirá a la edificación. Dichas edificaciones además deben ser capaces de resistir eventos naturales como sismos, vientos, lluvias, entre otros fenómenos, ya que siempre busca la condición más desfavorable para diseñar los elementos y optimizar el material requerido.

Es importante mencionar que el diseño estructural comienza por el diseño arquitectónico, ya que es la base del ingeniero para plantear posibles soluciones del proyecto que se desea construir, logrando así resolver todos los problemas relacionados con la arquitectura y además economizar la estructura planteada que en este caso será la iglesia de Los Arales, en San Diego, Carabobo. Este diseño estructural genera documentos entregables al cliente, como lo son los planos constructivos con todos los detalles necesarios y una memoria de cálculo, que sirve como respaldo de las dimensiones finales de los elementos, además gracias a esta información se facilita la planeación de la obra y del cálculo de los presupuestos finales.

Acorde a El Latinobarómetro (2018), el cual es un estudio en el cual se aplican alrededor de 20.000 entrevistas al año en 18 países de América Latina, se estimó que el 74% de la población venezolana, tiene confianza en la iglesia católica romana, debido a este porcentaje, Venezuela es considerada como un país católico. Es por ello que se hacen necesario, un mayor número de templos católicos en Venezuela, y de ahí radica la importancia investigativa, de realizar un análisis estructural acorde a las normas vigentes, para llevar adelante tanto el proceso de cálculo, como posteriormente el de diseño estructural, de la edificación caso estudio.

El término edificaciones eclesiásticas engloba todas las construcciones realizadas para la celebración de actos litúrgicos, ya sea iglesia, capilla, oratorio, basílica, catedral, entre otros. Una iglesia es una institución religiosa jerárquica de alcance universal, y es de gran valor ya que posee influencia en procesos de carácter político, social y cultural que ocurren desde el espacio internacional hasta las pequeñas localidades, para sus usuarios tiene como finalidad ser el espacio de reunión para consagrar y venerar a Dios, por lo que es un edificio relevante para un alto porcentaje de la población venezolana.

En la actualidad, el municipio San Diego cuenta con cuatro templos en donde se practica el catolicismo, los cuales son: la Iglesia "San Diego de Alcalá", la Iglesia "La Resurrección del Señor", la Iglesia “La Misericordia del Señor” y la Iglesia "San Rafael" (Noticias24 Carabobo, 2014), esta última, que está ubicada en la Avenida Don Julio Centeno sector Los Arales, es el segundo templo católico más antiguo dentro del municipio, después de la iglesia del pueblo, la edificación es apenas una capilla y está constituida por un lugar de oración con un pequeño altar y otros espacios, cuyas dimensiones ya no son adecuados para las actividades realizadas dentro de este, en ella, no solo se congrega la población que habita en la urbanización Los Arales sino también la que habita en sus alrededores. (ver figura 1).

El Pbro. Lic. Miguel Ángel Pirela Soto (comunicación personal, 12 de septiembre, 2022) comenta que la actual capilla no posee una capacidad adecuada para los feligreses que la frecuentan diariamente, además de que no se encuentra bien acondicionada ni cuenta un espacio de estacionamiento para las personas que asisten a ella.

Hace diez años, con la finalidad de brindar un mejor espacio a la comunidad, Dicapua y Fermín (2012), realizaron una propuesta de diseño arquitectónico para el desarrollo de una nueva edificación cuya ubicación está a un par de cuadras de la capilla existente (ver figura 2), en el Sector Los Arales, y estará destinada para las prácticas religiosas realizadas por la comunidad de

ese sector y sus alrededores, sin embargo el proyecto estructural no fue realizado en ese momento y actualmente tiene una década paralizado en la alcaldía.

La importancia de esta investigación parte de la necesidad que existe en la Urbanización Los Arales de un espacio con mayor capacidad para abarcar una mayor cantidad de feligreses en cada acto litúrgico realizado, es por ello que se plantea realizar el diseño estructural de la edificación propuesta, con el que se pretende mejorar los espacios disponibles para el desarrollo de las actividades religiosas del sector los Arales, municipio San Diego, estado Carabobo, presentando a la Alcaldía de San Diego una propuesta de diseño estructural para la construcción de la nueva Iglesia "San Rafael", con todas las especificaciones técnicas que este requiera.



Figura 1: Iglesia San Rafael.

Fuente: Goncalves, J. Ponce, M (2022)

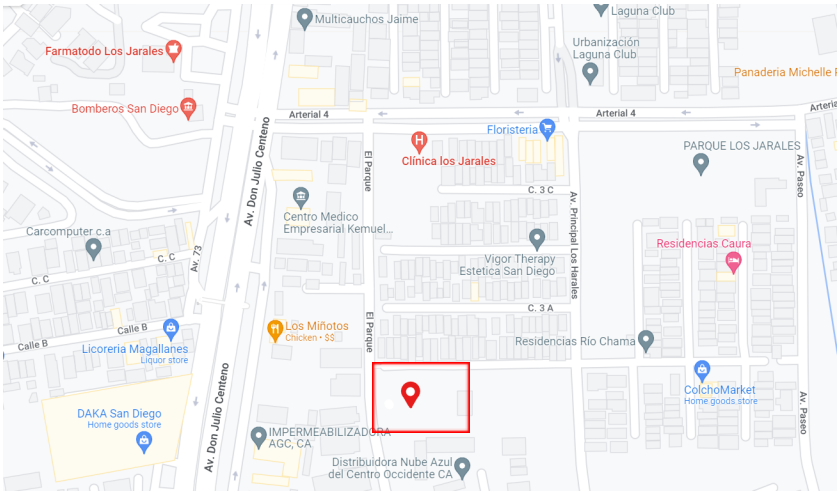


Figura 2: Mapa de ubicación de la nueva Iglesia San Rafael.

Fuente: Google Maps (2022)

1.2 Formulación del Problema

¿De qué manera se pueden aplicar los preceptos sismorresistentes en el diseño estructural de una iglesia en concreto armado ubicada en la urbanización Los Arales, Municipio San Diego, Estado Carabobo?

1.3 Objetivos de la investigación

1.3.1 Objetivo General

Proponer el diseño estructural de una iglesia en concreto armado, ubicada en la urbanización Los Arales, Municipio San Diego, Estado Carabobo.

1.3.2 Objetivos Específicos

- Recopilar toda la información necesaria para el desarrollo del proyecto.
- Analizar los parámetros que influyen en el cálculo y diseño de la estructura.
- Calcular y diseñar la estructura en concreto armado de la iglesia ubicada en la urbanización Los Arales.
- Evaluar la factibilidad económica, técnica, operacional y ambiental del proyecto.

1.4 Justificación de la investigación

El incremento de las ciudades en Venezuela y su población, así como la antigüedad de las edificaciones eclesiásticas existentes, han llevado a tener la necesidad de aumentar en cantidad o en dimensiones las instituciones religiosas presentes en ellas sin importar la doctrina a la que estén relacionadas, para así satisfacer la necesidad de un espacio adecuado para llevar a cabo distintas actividades, beneficiando no sólo a los habitantes de la zona sino a todas las poblaciones aledañas.

La ciudad de Valencia es conocida como punto focal de migración por parte de los ciudadanos residentes en el interior del país, por mejores oportunidades de estudio y trabajo, esto ha proporcionado un incremento de la población dentro de la ciudad, donde una de las zonas más afectadas a consecuencia de la llegada de estos nuevos habitantes, es el municipio San Diego, Estado Carabobo, ya que se considera como zona estudiantil, por su alta densidad de jóvenes universitarios que residen dentro de él por la presencia y cercanía a las universidades más relevantes de la ciudad, provocando así un efecto sobre las instituciones religiosas de la zona, que hoy en día no se dan abasto con los espacios que presentan.

Por razones como las ya mencionadas el presente proyecto buscó proponer un diseño estructural en concreto armado factible, acorde al proyecto presentado en los planos de

arquitectura y que además cumpla con todos los requisitos solicitados por las normas venezolanas correspondientes, debido a que dará una mejor calidad de vida a los habitantes, e inclusive podría ayudar en la actividad comercial de la zona ya que una edificación eclesiástica con mayor espacio y mejores condiciones podrá atraer un mayor flujo de personas en esa urbanización.

En cuanto al interés del proyecto planteado se hará notar su contribución como antecedente de aporte a las bases teóricas para la información y educación de profesionales en el área de ingeniería civil; como precedente establecerá las bases para la realización de posteriores propuestas de diseños estructurales dentro de la misma población, así como en poblaciones distintas pertenecientes a Venezuela.

1.5 Alcance y Limitaciones

En base a la información expuesta sobre las edificaciones eclesiásticas, esta investigación se refiere a la propuesta de un diseño estructural para una iglesia ubicada en la urbanización Los Arales, municipio San Diego, Estado Carabobo cuyo propósito sea el de congregar a la población en un espacio seguro y otorgarles comodidad a las actividades litúrgicas realizadas todos los días a la comunidad. Con respecto a los recursos económicos para el desarrollo del presente trabajo, el mismo fue autofinanciado por los autores del proyecto, y se espera que sea donado y ejecutado por la Alcaldía de San Diego.

Este trabajo de grado se enfocará sólo en el diseño estructural del módulo central de la Iglesia ubicada en la urbanización Los Arales, Municipio San Diego, Estado Carabobo, siguiendo las normas venezolanas COVENIN MINDUR 2002:88 “Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones”, FONDONORMA 1753:06 “Proyecto y Construcción de Obras en Concreto Estructural”, COVENIN-MINDUR 2003:89 “Acciones del Viento Sobre las Construcciones” y COVENIN 1756-1:2019 “Construcciones Sismorresistentes”. El diseño estructural de los módulos adicionales destinados a salones parroquiales y salón de usos múltiples así como el diseño de instalaciones eléctricas y sanitarias corresponde a otros profesionales en el área, no mencionados en la presente investigación

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

En el presente capítulo se definen y describen los aspectos teóricos relacionados con el diseño de estructuras de concreto armado, para así tener la base para el desarrollo del presente trabajo de investigación, que permita alcanzar el logro de cada uno de los objetivos planteados.

2.1 Antecedentes de la Investigación

Los antecedentes muestran investigaciones previas que de manera directa o indirecta abordan el tema planteado en este trabajo de grado. Según Fidias Arias (2004), los antecedentes de una investigación "se refieren a todos los trabajos de investigación que anteceden al nuestro, es decir, aquellos trabajos donde se hayan manejado las mismas variables o se hallan propuestos objetivos similares; además sirven de guía al investigador y le permiten hacer comparaciones y tener ideas sobre cómo se trató el problema en esa oportunidad" (p.56).

2.1.1 Antecedentes Internacionales

Pérez Fernández, Christian Erick. (2020) realizó un trabajo, para optar por el título de Ingeniero Civil, denominado ***Diseño Estructural de un Edificio de Concreto Armado de 4 pisos ubicado en Barranco.*** Desarrollado en la Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, Perú. Su objetivo fue realizar el análisis y diseño estructural de un edificio de concreto armado para el uso de oficinas ubicado en el distrito de Barranco. Realizó un modelo estructural en el programa ETABS para analizar la estructura ante cargas de gravedad y sísmicas. Concluyendo con el diseño de los elementos estructurales que no sobrepasen su capacidad máxima por esfuerzos de flexión, corte y carga axial.

El trabajo expuesto anteriormente está estrechamente relacionado en cuanto al tema de estudio, pero al ser de un país distinto las normas en cuanto al diseño estructural tienden a variar, sin embargo, se utilizó el programa ETABS como la herramienta de análisis estructural, por lo que constituye una base en cuanto al uso del software que se aplicó en el presente proyecto con el fin de poder analizar el comportamiento de los elementos estructurales.

Así mismo, Requejo Reyes, José Alex y Rios Huerta, Eduardo Miguel (2018). llevaron a cabo un trabajo llamado ***Propuesta de un Diseño Estructural para la Edificación del Mercado***

Central de Huacho. Fue desarrollado en la Universidad Nacional José Faustino Sánchez Carrión (UNJFSC), Huacho, Perú, para optar por el título de Ingenieros Civiles. Su objetivo fundamental fue el de realizar el diseño estructural del Mercado Central de Huacho de 3 pisos realizado en concreto armado en base a pórticos formado por columnas, placas y vigas, se basaron en un diseño de arquitectura conocida, en el cual debieron tomar consideraciones adicionales para disminuir los efectos de una planta asimétrica, como la inclusión de muros o columnas alargadas convenientemente ubicadas y sin afectar la arquitectura.

Este trabajo sirvió de aporte ya que sirve de guía en cuanto a la metodología empleada para llevar a cabo el diseño estructural de una edificación de acuerdo a su diseño arquitectónico.

2.1.1 Antecedentes Nacionales

Iciarte M, Cesar A. y Mijares L, Juan C (2018), realizaron un trabajo de investigación titulado ***Propuesta de Cálculo Estructural del Módulo "A" del Centro de Investigaciones Criminalísticas en el Municipio San Diego - Edo. Carabobo***. Se desarrolló en la Universidad José Antonio Páez, con la finalidad de obtener el título de Ingenieros Civiles, y su objetivo fundamental fue el de proponer el cálculo estructural del módulo "A" del centro de investigaciones criminalística en el Municipio San Diego. Metodológicamente su diseño fue de campo, no experimental, con una modalidad de tipo proyecto factible y con un tipo de investigación descriptiva y documental. Se desarrolló a través de cuatro fases investigativas, donde se realizó la búsqueda de los elementos teóricos referenciales, un diagnóstico que dio respuesta a la eventualidad presente en el estudio, un estudio del suelo, y se presentaron y analizaron los datos, finalizando con una etapa de presentación de la propuesta.

Este proyecto se relaciona con el presente trabajo debido a que sirvió como aporte por su relación directa al tema de estudio, representando una base teórica y práctica de elementos que fueron considerados en el desarrollo del proyecto.

Así mismo, Álvarez, Estefany y Santelíz, José (2018), desarrollaron un trabajo de investigación, para optar por el título de Ingenieros Civiles, titulado ***Diseño de Columbarios ubicado en el Santuario Nuestra Señora de los Dolores en el Municipio Naguanagua, Estado Carabobo.*** Este se llevó a cabo en la Universidad José Antonio Páez y desarrolló un diseño de columbario en el municipio Naguanagua con el objetivo de ser un activo económico para el Santuario Nuestra Señora de los Dolores y un ejemplo para sostenibilidad ecológica por la reducción de espacios en comparación al método tradicional de sepelio. En el ámbito

metodológico consideraron la investigación como aplicada, ya que estudia un problema concreto. Se dividió en cuatro fases que fueron, el diagnóstico de la situación actual del santuario, el análisis de los aspectos generales del diseño de columbarios, el diseño propiamente y la evaluación técnica, económica, social y ambiental del proyecto. Culminando su trabajo con la propuesta de diseño.

Dicha investigación aportó aspectos de planificación del proyecto y teóricos, además de una planificación en cuanto a la estructura que debe tomarse para el desarrollo del proyecto y el seguimiento que se debe tomar en cuenta al momento de realizar el diseño estructural.

Por último, López, Oscar A. y Páez, Valentina (2017), presentaron un trabajo que llevaba por nombre ***Tipología Estructural y Vulnerabilidad Sísmica de la Vivienda Popular en la Gran Caracas.*** Se encuentra publicado por la Universidad Central de Venezuela y los autores investigaron las características de las estructuras de la vivienda popular venezolana y su vulnerabilidad ante la acción de los sismos, se trató por lo tanto de un trabajo de campo en el que identificaron materiales y valores predominantes de altura de entrepiso, distancias entre columnas, secciones de vigas y columnas. Como conclusión obtuvieron que los índices de vulnerabilidad sísmica demostraron una vulnerabilidad elevada a muy elevada, valores del mismo orden o mayores que los de los edificios formales derrumbados en los sismos de Caracas de 1967 y Cariaco de 1997.

Este trabajo realizado sirvió de base debido a que demostró la importancia de realizar un diseño estructural que cumpla con los parámetros de las normas, desde los requerimientos mínimos hasta las acciones de cargas accidentales como los sismos y los vientos, para evitar futuros derrumbes en las edificaciones, por lo tanto, el diseño de la Iglesia ubicada en la Urbanización Los Arales del Municipio San Diego, contó con todos los chequeos necesarios y especificados por las normas.

2.2 Bases Teóricas

2.2.1 Teoría Clásica

El diseño flexible se basa en la suposición de que la distribución puede producir tensión en armaduras y concreto. Asume el comportamiento elástico de ambos materiales, el diseño propone que no se excedan los esfuerzos permitidos, que es una pequeña parte de la resistencia del concreto y el límite elástico del acero. Los ensayos de laboratorio han confirmado que el

comportamiento del concreto a lo largo del tiempo conduce a una redistribución de tensiones entre éste y el acero. Con el tiempo, las condiciones se vuelven una probable causa de falla.

En la actualidad esta teoría no se aplica para el proceso y cálculo de predimensionado de los miembros estructurales de una obra, pero se utiliza como base teórica para otros métodos que se basan principalmente en el cálculo de cargas últimas de soporte, haciendo énfasis en el principio de la ley de Hooke. Esta teoría opera en un rango elástico, cuyo comportamiento de deformación es lineal. Para la aplicación de la teoría clásica se tiene las siguientes hipótesis:

- Las secciones planas permanecen planas antes y después de que se les apliquen cargas, por lo que las deformaciones son proporcionales a la distancia de las fibras más alejadas del eje neutral de la sección.
- El factor de adherencia entre el acero de refuerzo y el concreto se considera ideal.
- Las tensiones máximas que soportan los elementos no deben ser mayores a las tensiones admisibles, siendo el tiempo de llegada a la tensión máxima igual en ambos elementos.

2.2.2 Teoría de Rotura

El diseño de una viga a través de la teoría de rotura se fundamenta en el cálculo de las cargas que ocasionan que el elemento falle, además analiza la forma de colapso que puede presentar. Esta teoría se basa en el comportamiento inelástico de los materiales, de esta forma se estima de una mejor manera la capacidad de carga del elemento. Su objetivo es realizar un cálculo basado en un concepto donde su material no llega al rango de falla, es decir, que garantiza que el elemento no colapsará inmediatamente, sino que aparecerán grietas y deformaciones para asegurar la capacidad de evacuación antes del colapso de la estructura. Dentro de la teoría de rotura no se calculan esfuerzos, si no las solicitaciones que generan el colapso del elemento, para esto se debe asumir que el colapso sucede cuando el concreto alcanza su deformación útil.

2.2.3 Bloque Equivalente Rectangular de Whitney

Los esfuerzos de compresión en vigas, se han comprobado a través de ensayos que las deformaciones unitarias varían en proporción a la separación del eje neutro, aun en los lados de tensión y en la cercanía de cargas últimas. Estos varían aproximadamente en forma lineal hasta que el esfuerzo máximo se iguala aproximadamente a 0.50 f’c. Sin embargo, éste no es el caso cuando los esfuerzos son mayores, ya que en estos casos las deformaciones máximas se pueden evidenciar como se observa en la Figura 3.

Aunque la distribución real de esfuerzos dada puede parecer importante, en la práctica cualquier forma supuesta (rectangular, parabólica, trapezoidal, etc.). Se puede usar si las ecuaciones resultantes se comparan favorablemente con los resultados experimentales. Los perfiles más comunes propuestos son el rectángulo, la parábola y el trapecio, con el perfil rectangular siendo el más común. Charles S. Whitney propone, que el diagrama curvo de esfuerzos se sustituya por un diagrama en forma rectangular equivalente donde la altura se plantea como α = β1*c y una intensidad de 0.85 f´c, planteando que los centroides de los diagramas deben ser el mismo. (ver figura 4)

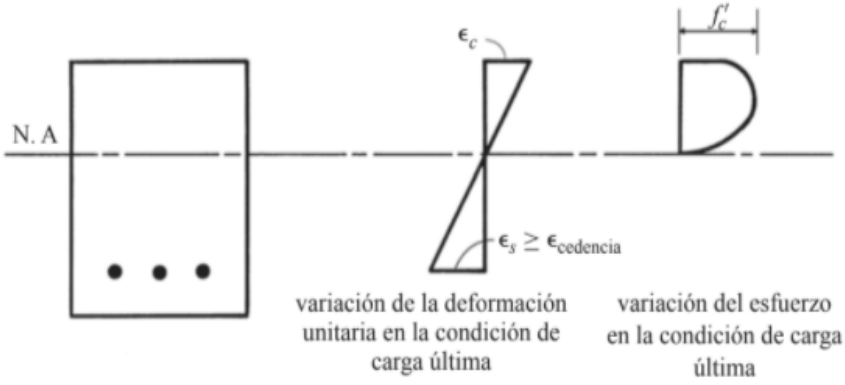


Figura 3: Cargas últimas.

Fuente: Diseño de Concreto Reforzado-Mc Cormac y Brown (2011)

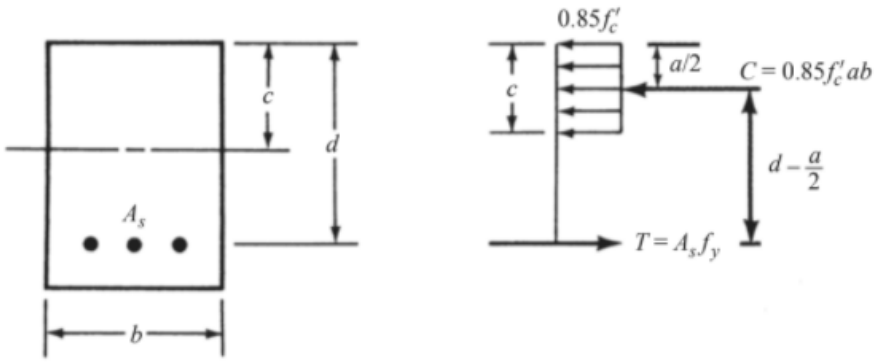


Figura 4: Ubicación de las fuerzas C y T en el Bloque Rectangular Equivalente

Fuente: Diseño de Concreto Reforzado-Mc Cormac y Brown (2011)

Siendo "c" la ubicación del centroide de la sección, y para β1 se plantea un valor constante de 0.85 para un concreto hasta f'c=280 kg/cm^2, cuando se presenta un concreto de alta resistencia los valores tienden a disminuir, en función a la ecuación 1.

$$\beta 1 = 0.85 * \left(\frac{f'c - 280}{70}\right) * (0.05) \geq 0.65 \qquad \text{Ecuación (1)}$$

A su vez Whitney también realiza la propuesta sobre la resistencia útil del miembro, donde expone que esa debe ser igual a la resistencia teórica del elemento multiplicada por un factor de minoración de resistencia, es decir ΦMn, y esta debe ser al menos igual al momento último que resiste el elemento, planteando así la ecuación 2.

$$\emptyset Mn \geq Mu \qquad \text{Ecuación (2)}$$

Donde:

Mu: Resistencia requerida por flexión en la sección analizada.

Mn: es la resistencia nominal a la flexión de la sección.

ϕ: Factor de reducción de capacidad por flexión.

Para deducir las expresiones de la viga, igualamos las fuerzas horizontales C y T para así obtener el término ɑ, se obtiene que:

$$0.85 * f'c * a * b = As * fy \qquad \text{Ecuación (3)}$$

$$a = \frac{As * fy}{0.85 * f'c * b} = \frac{\rho * fy * d}{0.85 * f'c} \qquad \text{Ecuación (4)}$$

Donde la cuantía geométrica (ρ) es el porcentaje de acero a tensión,

$$\rho = \frac{As}{b * d} \qquad \text{Ecuación (5)}$$

Como el acero de refuerzo presenta una cantidad limitada, de tal manera de hacerlo ceder antes de que el concreto logre llegar a su resistencia última, el valor nominal de la resistencia se expresa de la siguiente manera:

$$\boxed{Mn = T\left(d - \frac{a}{2}\right) = As * fy * \left(d - \frac{a}{2}\right)} \qquad \text{Ecuación (6)}$$

Siendo entonces la resistencia útil como:

$$\boxed{\emptyset Mn = \emptyset As * fy * \left(d - \frac{a}{2}\right)} \qquad \text{Ecuación (7)}$$

2.2.4 Diseño Arquitectónico

La primera etapa que se presenta al iniciar un proyecto de construcción civil, es el proceso de planificación y diseño por parte de los profesionales en el área de arquitectura, el concepto arquitectónico según Plazola (1995) se define como “Es lo que se levanta más allá de las regiones del cálculo. Obra humana que es un resumen lógico, geométrico y científico de las

instalaciones graduadas; además, debe inspirar vida física y espiritual." (p.335) donde también hace un inciso que explica que el diseño en el ámbito arquitectónico se encarga de establecer un equilibrio entre la armonía y la necesidad humana.

2.2.5 Estudio geotécnico

Dentro de un proyecto estructural el primer paso para iniciar el diseño de la estructura es el análisis geotécnico del terreno donde se ubicará la edificación, para esto se debe aplicar la ingeniería enfocada en la geotecnia, la cual según Braja M. (2013)

> Es la rama de la ingeniería civil que enfoca su estudio en las propiedades mecánicas e hidráulicas de suelos y rocas, tanto en superficie como en el subsuelo, incluyendo la aplicación de los principios de la mecánica de suelos y mecánica de rocas en el diseño de los cimientos, estructuras de contención y las estructuras de tierra. (p.1).

Siendo la mecánica de suelos aquella ciencia que se encarga del estudio de las propiedades y comportamientos físicos de las diferentes masas de suelos existentes, la cual es sumamente importante al momento de llevar a cabo los diseños de cimentación de la obra.

2.2.6 Diseño Estructural

González Cuevas (2005), comenta que "una estructura puede concebirse como un sistema, es decir, como un conjunto de partes o componentes que se combinan en forma ordenada para cumplir una función dada." y además que "la estructura debe cumplir la función a la que está destinada con un grado razonable de seguridad y de manera que tenga un comportamiento adecuado en las condiciones normales de servicio." (p.13).

Por lo que el diseño estructural, se trata del conjunto de formas que existen para establecer el sistema de tolerancia a tensiones adecuado para una estructura en términos de seguridad, confort y economía, para garantizar que no se produzcan daños durante su uso. Los elementos que lo componen son:

1. Análisis de cargas a las que será sometida la estructura.
2. Predimensionado de los elementos que forman parte de la estructura del proyecto.
3. Estudio de soporte por rigidez, utilizando programas de cálculos especializados, para a través de ellos obtener las solicitaciones del sistema.
4. Detallado de planos con los datos obtenidos en los pasos anteriores.
5. Memoria descriptiva donde se demuestren los cálculos para el diseño del proyecto.

2.2.7 Materiales Utilizados en la Construcción

2.2.7.1 Concreto

El concreto es uno de los materiales de construcción más común de las obras estructurales ya que se utiliza en diversas áreas de la construcción, para McCormac y Brown (2011) el concreto "es una mezcla de arena, grava, roca triturada, u otros agregados unidos en una masa rocosa por medio de una pasta de cemento y agua. En ocasiones, uno o más aditivos se agregan para cambiar ciertas características del concreto, como la ductilidad, durabilidad y tiempo de fraguado" (p.1). Este material tiene la característica de que puede variar su resistencia y apariencia dependiendo del tipo y cantidad de agregados que posea, lo cual lo hace muy versátil en la construcción civil.

- **Módulo de Elasticidad del Concreto**

El módulo de elasticidad (E), también llamado módulo de Young, es una propiedad de cada material que indica la relación que existe (en la región de comportamiento elástico de dicho material) entre el aumento de la tensión aplicada en un ensayo de tracción y el aumento de la tensión unitaria vertical. De acuerdo al artículo 8.5 de la Norma Covenin 1753-2006, el módulo de elasticidad para un concreto común se expresa de la siguiente manera:

$$Ec = 15100 * \sqrt{F'c} \qquad \text{Ecuación (8)}$$

Dónde:

Ec: Módulo de elasticidad del concreto

f'c: Resistencia máxima del concreto

Como el peso del concreto (Wc) varía entre 1400 y 2500 kg/m3, resulta más preciso y recomendable usar otra ecuación para determinar el módulo de elasticidad del mismo, expresándose como:

$$Ec = 0.14 * Wc * 1.5 * \sqrt{F'c} \qquad \text{Ecuación (9)}$$

- **Módulo de Poisson**

Cuando un cilindro de concreto se somete a cargas de compresión, no solo se acorta longitudinalmente, sino que también se expande lateralmente, por lo tanto, el módulo de Poisson es aquella relación que existe entre esta expansión lateral y el acortamiento longitudinal. McCormac y Brown (2011) expresan que "Su valor varía de aproximadamente 0.11 para concretos de alta resistencia hasta 0.21 para concretos de bajo grado, con un valor promedio de

aproximadamente 0.16.” (p.13), además se han realizado diferentes ensayos donde se ha concluido que este efecto no tiene relación con respecto a las características físicas del concreto.

- **Deformaciones**

El concreto tiende a sufrir deformación al momento de aplicar las cargas, esta es instantánea, sin embargo, puede aumentar con el paso del tiempo. González Cuevas (2005) expone que “en vigas sujetas a carga constante se han observado deflexiones totales de dos a cinco veces mayores que las medidas inmediatamente después de aplicada la carga.” (p. 44). Por lo tanto, es necesario conocer no sólo las deformaciones iniciales sino aquellas que se puedan generar por los efectos causados por el tiempo. La flecha total de un elemento debe ser menor a la flecha admisible según la tabla 9.6.3 de la norma COVENIN 1753-2006 (ver figura 5), y se determina de la siguiente manera:

$$ft = \lambda * \delta + \delta cv$$

Ecuación (10)

Donde, δ es la deflexión instantánea a largo plazo, δcv es la deflexión instantánea por carga viva y λ es un factor, obtenidos mediante las siguientes ecuaciones:

$$\delta = \frac{5*qserv*L^4}{384*Ec*Ie}$$

Ecuación (11)

$$\delta cv = \frac{5*qcv*L^4}{384*Ec*Ie}$$

Ecuación (12)

$$\lambda = \frac{\xi}{1+0{,}5\rho'} \geq 1$$

Ecuación (13)

En estas ecuaciones, Ie es el momento de inercia efectivo, determinado mediante:

$$Ie = \left(\frac{Mcr}{Ma}\right)^3 Ig + \left[1 - \left(\frac{Mcr}{Ma}\right)^3\right] Icr$$

Ecuación (14)

Siendo, Mcr es el momento de agrietamiento, Icr es la Inercia de la sección transformada y Ma es el momento actuante, dados por:

$$Mcr = \frac{fr*Ig}{y}$$

Ecuación (15)

$$Icr = \frac{b_1(y')^3}{3} + n * As * (d - y')^2$$

Ecuación (16)

Culminando con que fr es el módulo de rotura del concreto, y y’ la raíz positiva de la ecuación:

$$b_1 * \frac{(y')^2}{2} = n * As * (d - y')$$

Ecuación (17)

TIPO DE MIEMBRO	FLECHA A CONSIDERAR	FLECHAS LÍMITES
Techos planos con pendiente mínima que no soportan ni están unidos a componentes no estructurales susceptibles de ser dañados por grandes flechas.	Flecha instantánea debida a la carga variable.	L /180 (1)
Pisos que no soportan ni están unidos a miembros no estructurales susceptibles de ser dañados por grandes flechas.		L/360
Techos planos con pendiente mínima o pisos que soportan o están unidos a componentes no estructurales susceptibles de ser dañados por grandes flechas.	Aquella parte de la flecha total que se produce después de colocar los componentes no estructurales (suma de la flecha a largo plazo debida a todas las cargas permanentes) y la flecha instantánea debida a cualquier carga variable adicional aplicada después de colocar los miembros no estructurales (3).	L/480 (2)
Techos planos con pendiente mínima o pisos que soportan o están unidos a componentes no estructurales no susceptibles de ser dañados por grandes flechas.		L/240 (4)

(1) Este límite no toma en consideración la posible formación de lagunas o charcos, porque se cumple la Norma Venezolana 3400.

(2) Se puede exceder este límite si se toman medidas adecuadas para prevenir el daño de los miembros unidos o soportados.

(3) La flecha a largo plazo debe determinarse de acuerdo con la Subsección 9.6.2 pero puede reducirse deduciendo la parte de la flecha que se produce antes de la colocación de los miembros no estructurales. Esta última puede determinarse con base en los datos técnicos referentes a las características de variación con el tiempo de las flechas de miembros similares a los considerados.

(4) Este límite no será mayor que la tolerancia prevista para los miembros no estructurales. El valor puede ser excedido cuando la contra flecha proporcionada es tal que la diferencia entre ésta y la flecha total no supere el límite estipulado.

Figura 5: Tabla 9.6.3: Flechas Máximas Permisibles

Fuente: Norma COVENIN 1753-2006

- **Shrinkage (retracción del concreto)**

Cuando se realizan los cálculos para el diseño del concreto con respecto a la resistencia necesaria para los elementos estructurales de la obra, se tiende a colocar cantidades de agua por encima de la necesaria en la relación agua-cemento para lograr una mayor fluidez en la mezcla, esta se desplaza al momento del fraguado hasta la superficie del elemento para evaporarse. Provocando lo que se conoce como retracción del elemento y producción de grietas en las caras externas del mismo. Esto genera que el elemento quede expuesto a la atmósfera y a otros químicos que pueden generar corrosión dentro del mismo, debilitando el elemento.

- **Fluencia Plástica (o cedencia)**

Bajo cargas de compresión constantes, el concreto seguirá deformándose durante mucho tiempo después de la deformación inicial, esa deformación posterior se denomina cedencia o fluencia plástica. McCormac y Brown (2011) explican que "si la carga se deja en su lugar por mucho tiempo, el miembro continuará acortándose durante varios años y la deformación final usualmente será igual a aproximadamente dos o tres veces la deformación inicial." (p.15).

2.2.7.2 Acero de Refuerzo

El acero de refuerzo son aquellas barras corrugadas o lisas formadas por la aleación de hierro y carbono juntos con otros componentes como el magnesio, sílice y azufre, los cuales crean un material de alta resistencia a la tensión y mucha flexibilidad.

- **Módulo de Elasticidad del Acero**

Se define la pendiente del gráfico en el diagrama de tensión-deformación, y describe la relación entre tensión y presión en la deformación de un cuerpo sólido en un comportamiento lineal-elástico. Se toma por lo general para todos los aceros utilizados en concreto armado, la magnitud de $2.1x10^6$ kg/cm^2, expuesta en el artículo 8.5 de la Norma Covenin 1753-2006.

2.2.7.3 Concreto Armado

Para McCormac y Brown (2011) el concreto armado es "una combinación de concreto y acero en la que el refuerzo de acero proporciona la resistencia a la tensión de que carece el concreto." (p.1). Este material es el más utilizado para la construcción ya que es más resistente y funcional que el concreto y acero como materiales independientes, además de ser más económico que los perfiles de acero estructural. Cabe destacar que también permite la formación de estructuras complejas, lo que no siempre es posible con perfiles de acero.

2.2.8 Recubrimientos Mínimos del Acero. Norma Covenin 1753-2006.

Al momento de realizar el diseño de un elemento estructural en concreto armado, se deben tener en consideración los recubrimientos adecuados dependiendo del elemento estructural que se está diseñando para así evitar que el acero de refuerzo se oxide dentro del elemento (ver figura 6).

<table>
<tr><th rowspan="2">CARACTERÍSTICAS DEL AMBIENTE</th><th rowspan="2">DIÁMETRO DEL ACERO DE REFUERZO, d_b</th><th colspan="4">RECUBRIMIENTO MÍNIMO [1], cm</th></tr>
<tr><th>Vigas y columnas [2]</th><th>Losas y placas</th><th>Muros</th><th>Cáscaras y placas plegadas</th></tr>
<tr><td rowspan="3">Piezas al abrigo de la intemperie</td><td>$d_b \leq$ N° 5 (16M) y alambres con d_b < 16 mm</td><td rowspan="3">4,0</td><td colspan="2" rowspan="2">2,0</td><td>1,5</td></tr>
<tr><td>N° 6 a N° 11 (20M a 36M)</td><td rowspan="2">2,0</td></tr>
<tr><td>N° 14 y N° 18 (40M y mayor)</td><td colspan="2">4,0</td></tr>
<tr><td rowspan="2">Piezas expuestas a la intemperie en ambientes no agresivos</td><td>$d_b \leq$ N° 5 (16M) y alambres con d_b < 16 mm.</td><td colspan="4">4,0</td></tr>
<tr><td>d_b > N° 6 (20M)</td><td colspan="4">5,0</td></tr>
<tr><td>Piezas vaciadas sobre el terreno y permanentemente en contacto con el mismo</td><td>Todos los diámetros</td><td colspan="3">7,5</td><td>No aplica</td></tr>
<tr><td rowspan="2">Notas:</td><td>1.</td><td colspan="5">Para grupos de barras, véase la Subsección 7. 2.3.2</td></tr>
<tr><td>2.</td><td colspan="5">Al recubrimiento mínimo de protección se sumará el diámetro del acero de refuerzo transversal y se designará c_o, véase la ecuación (10-2).</td></tr>
</table>

Figura 6: Tabla 7.2.4 Recubrimientos Mínimos.

Fuente: Norma COVENIN 1753-2006

2.2.9 Acciones Permanentes y Variables. Norma Covenin 2002-88.

Entre las cargas actuantes de una estructura están las permanentes son las que actúan continuamente sobre la edificación y cuya magnitud puede considerarse invariable en el tiempo, como las cargas debidas al peso propio de los componentes estructurales y no estructurales; las variables que se deben a su ocupación y uso habitual, y las accidentales que tienen una pequeña probabilidad de ocurrencia solo durante lapsos breves de tiempo.

Además, la carga de servicio es la carga por unidad de longitud que se produce sobre la edificación debido a las cargas permanente y a las cargas variables que debe soportar la losa. Esta se establece en la dirección de armado de acero de refuerzo y está relacionado con un ancho de franja establecido según el tipo de losa.

El análisis de carga se realiza de la siguiente manera:

- La carga variable está tabulada en la tabla 5.1 de la norma de criterios y acciones mínimas para edificaciones (Covenin 2002-88). (ver figura 7).
- La carga permanente se determina sumando la carga por unidad de área de todos los elementos permanentes que debe soportar lo losa tales como su peso propio, el revestimiento superior, el revestimiento inferior y la tabiquería.

$$Qserv = QCP + QCV$$ Ecuación (18)

La carga de servicio por unidad de longitud, qserv, se determina entonces:

$$qserv = Qserv * bfranja$$ Ecuación (19)

Donde b franja es el ancho de la franja que dependerá del tipo de losa analizada. Y la mayoración de las cargas se determina con:

$$FM = \frac{1{,}2CP+1{,}6CV}{CP+CV}$$ Ecuación (20)

Para el diseño de una estructura es necesario realizar según el artículo de la Norma Covenin, una serie de combinaciones de las cargas a las que se puede someter la estructura en el futuro, la norma expresa las cargas actuantes de la siguiente manera: CP es Carga Permanente, CF son las acciones de fluidos, CT son las acciones por cambios de temperatura, CV es Carga Variable, CE representa el empuje de materiales, CVt es Carga Variable de Techo, W representa las acciones del Viento y S corresponde a la carga Sísmica. (ver figura 8).

USOS DE LA EDIFICACION / AMBIENTES	A. AREAS PUBLICAS pasillos comedores, vestuarios, salas de estar	B. AREAS PRIVADAS oficinas, aulas, quirófanos, cocinas, lavanderías, servicios y mantenimiento (1)	C. AREAS CON ASIENTOS FIJOS	D. AREAS CON ASIENTOS MOVILES, SALONES DE FIESTA	E. AZOTEAS O TERRAZAS (2) y (3)	F. BALCONES con L>120 (3) y (4)	G. BIBLIOTECAS, ARCHIVOS Y SIMILARES	H. ESCALERAS Y ESCALERAS DE ESCAPE (3)	I. ESCENARIOS PLATAFORMAS Y ZONAS DE EXPOSICIONES	J. ESTACIONAMIENTOS	K. HABITACIONES, PASILLO INTERNO, CAMERINOS, VESTUARIOS, ESTUDIOS DE RADIO Y TV, CELDAS	L. AREAS CON CARGAS LIVIANAS DE MAQUINAS	M. AREAS CON CARGAS MEDIANAS DE MAQUINAS	N. DEPOSITOS EN GENERAL	O. TECHOS: CP ≤ 50 kgf/m²	O. TECHOS: CP > 50 kgf/m²
1. VIVIENDAS UNIFAMILIARES Y MULTIFAMILIARES	300			500	100	300		300		(6)	175				40 kgf/m² (10)	Techos con pendiente -15% : 100 kgf/m² 15% : 50 kgf/m²
HOTELES, MOTELES, CLUBES	300	300	400	500	100	300	(5)	500	500	(6)	175	600	1200	(8y9)		
2. EDIFICACIONES EDUCACIONALES ESCUELAS, LICEOS, UNIVERSIDADES, INSTITUTOS TECNICOS Y SIMILARES	400	300	400	500	100	300	(5)	500	500	(6)	175	600		(8)		
3. LUGARES DE CONCENTRACION PUBLICA: TEATROS, CINES, RESTAURANTES, LUGARES DE CULTO, MUSEOS, BIBLIOTECAS, ESTUDIOS, TRIBUNAS, GIMNASIO, ETC	500	300	400	500	100	300	(5)	500	750	(6)	175	600		(8y9)		
4. EDIFICACIONES INSTITUCIONALES: MEDICO ASISTENCIALES, CUARTELES CARCELES, CONVENTOS Y MONASTERIOS, MINISTERIOS	300	250	400	500	100	300	(5)	500	500	(6)	175	600	1200	(8y9)		
5. EDIFICACIONES COMERCIALES: ALMACENES COMERCIALES, TIENDAS, SUPERMERCADOS, LOCALES, OFICINAS Y BANCOS	300	250	400	500	100	300	(5)	500	500	(6)	175	600		(8y9)		
6. EDIFICACIONES PARA TRANSPORTE Y DEPOSITOS ESTACIONAMIENTOS, DEPOSITOS DE MERCANCIA LIVIANA, FRIGORIFICOS, MORGUE	500	300	400	500	100	300	(5)	500		(6)	175	600		(8y9)		
7. EDIFICACIONES INDUSTRIALES: TALLERES, IMPRENTAS ESTUDIOS DE RADIO, CINE Y TV	500	300	400	500	100	300	(5)	500	750	(6)	175	600	1200	(8)		
8. CONSTRUCCIONES VARIAS: HELIPUERTOS (11), PUENTES PEATONALES, TERMINALES DE PASAJEROS	500	300	400	500	100	300	(5)	500		(6)	175	600		(8)		

NOTAS:

GENERAL: Aquellos renglones que no tengan valores establecidos, podrán asimilarse a casos semejantes.

1. Oficinas: 250 kgf/m^2. Aulas, Quirófanos y Laboratorios: 300 kgf/m^2. Cocinas, Servicios, etc.: 400 kgf/m^2.
2. La que corresponda a su uso, pero no menor de 100 kgf/m^2.
3. Para barandas, pasamanos y antepechos, véase la sección 5.3.4.
4. Para balcones con l ≤ 1.20 m. se aplica la nota (2). Independientemente del valor de l, se aplicará en el extremo del volado una carga lineal de 150 kgf/m.
5. Salas de lectura: 300 kgf/m^2. Salas de archivo: Según ocupación y equipos, pero no menor de 500 kgf/m^2. Zona de estanterías con libros: 250 kgf/m^2 por cada m. de altura, pero no menor de 700 kgf/m^2. Depósitos de libros, véase nota 8.
6. Para vehículos de pasajeros: 250 kgf/m^2 y además se verificará para una carga concentrada de 900 kgf distribuida sobre un cuadrado de 15 cm de lado y colocada en el punto más desfavorable. Para autobuses y camiones: 1000 kgf/m^2 y además se verificará para una carga concentrada igual a la carga máxima por rueda distribuida en un cuadrado de 15 cm de lado. Véase la Sección 5.2.5.
7. Según especificaciones particulares. Para piso de sala de máquinas de ascensores: 2000 kgf/m^2, incluyendo el impacto.
8. Según especificaciones particulares, pero no menor de 250 kgf/m^2 por metro de altura del depósito; véase Tabla 4.2. Depósito de libros apilados y estanterías sobre rieles: 1100 kgf/m^2 por cada m de altura.
9. Frigoríficos: según especificaciones particulares, pero no menor de 1500 kgf/m^2. Morgue: 600 kgf/m^2.
10. Las correas deberán verificarse también para una carga concentrada de 80 kgf/m^2 ubicada en la posición más desfavorable.
11. Según las características de los equipos.

Figura 7: Tabla 5.1 Mínimas cargas distribuidas variables sobre entrepisos kgf/m^2

Fuente: Norma COVENIN 2002-88

$$U = 1.4\,(CP + CF)$$

$$U = 1.2\,(CP + CF + CT) + 1.6\,(CV + CE) + 0.5\,CV_t$$

$$U = 1.2\,CP + 1.6\,CV_t + (\gamma\,CV \text{ ó } \pm 0.8\,W)$$

$$U = 1.2\,CP \pm 1.6\,W + \gamma\,CV + 0.5\,CV_t$$

$$U = 1.2\,CP + \gamma\,CV \pm S$$

$$U = 0.9\,CP \pm 1.6\,W$$

$$U = 0.9\,CP \pm S$$

$$U = 0.9\,CP \pm 1.6\,CE$$

Figura 8: Combinaciones de Cargas de Diseño

Fuente: Norma COVENIN 1753-2006

2.2.10 Losas

Es un elemento estructural bidimensional cuyo comportamiento se rige por flexión, el cual se somete a cargas perpendiculares al plano principal. Su función principal es soportar cargas en la estructura y transmitirlas a las vigas y columnas. Estas se pueden clasificar de acuerdo a la distribución de esfuerzos en unidireccionales y bidireccionales, las primeras realizan la transferencia de carga en una sola dirección, es decir, el acero de refuerzo de la losa se coloca en la dirección más corta del elemento, y otras realizan la transferencia en ambas direcciones.

De igual se pueden clasificar de acuerdo a su composición como losas macizas y losas nervadas, la Norma Covenin 1753-2006, define una losa maciza como una "estructura monolítica de dimensiones que por su geometría y condiciones de apoyo está reforzada preponderantemente en una dirección." y una losa nervada como una "estructura formada por un sistema de nervios paralelos, conectados por una losa maciza de pequeño espesor." (p.8)

Al momento de realizar el diseño de losas se debe tomar en cuenta que el recubrimiento de las losas mínimo es de 2cm de acuerdo a la Tabla 7.2.4 de recubrimientos mínimos (ver figura 6) y la altura mínima para que no se genere deflexión en las losas se determina mediante la Tabla 9.6.1 de la Norma COVENIN 1753-2006. (ver figura 9). Esta altura además se debe comprobar mediante resistencia dependiendo del momento al cual va a estar sometida, debe ser mayor que la calculada mediante:

$$h = rec + \sqrt{\frac{Mmax*FM}{k*f'c*b}}; \text{ donde k=0.1448} \qquad \text{Ecuación (21)}$$

MIEMBROS	ALTURA O ESPESOR MÍNIMO, h			
	Miembros que no soportan ni están unidos a componentes no estructurales susceptibles de ser dañados por grandes flechas			
	Simplemente apoyado	Un extremo continuo	Ambos extremos continuos	Voladizo
Losas macizas	L/20	L/24	L/28	L/10
Vigas o Losas con nervios en una sola dirección	L/16	L/18.5	L/21	L/8

Figura 9: Tabla 9.6.1 Espesor mínimo de losas a menos que se calculen las flechas.

Fuente: Norma COVENIN 1753-2006

El área de acero mínimo a colocar en losas se determina de acuerdo al tipo de losa:

- Para losas nervadas:

$$As_{min} = \frac{14}{Fy} * bw * d \qquad \text{Ecuación (22)}$$

- Para losas macizas:

$$Asmin = 0.0018 * b * h \qquad \text{Ecuación (23)}$$

2.2.11 Vigas

Según la norma Covenin 1753-2006, una viga se define como un "miembro estructural utilizado principalmente para resistir momento de flexión, momento de torsión y fuerza cortante" (p. 10), el cual se utiliza para recibir las cargas transmitidas por las losas y transferirlas hacia las columnas. Funcionan como elementos conectores entre los elementos estructurales, que junto con las columnas forman un sistema estructural aporticado.

Las vigas deben además cumplir con algunas condiciones geométricas y estructurales en cuanto al acero requerido y dimensiones mínimas según la Norma Covenin 1753-2003. Entre ellas se tiene que, según el artículo 18.3.2, la longitud libre de las vigas debe ser mayor o igual a cuatro veces la altura de la misma, la relación ancho entre alto debe ser mayor o igual a 0,3 y el ancho mínimo es de 25 cm. El acero corrido negativo será el mayor valor entre el acero mínimo y un cuarto del mayor acero negativo requerido en la cara de los apoyos.

$$Asmin = \frac{14*b*d}{Fy} \qquad \text{Ecuación (24)}$$

De igual manera el acero corrido negativo será el mayor valor entre el acero mínimo, un cuarto del mayor acero positivo requerido en la cara de los apoyos y un medio del acero negativo requerido en la cara de los apoyos. En caso de requerir mayor cantidad de acero de refuerzo longitudinal en cualquier punto del elemento, se colocará acero adicional cumpliendo con ciertas longitudes de anclaje y desarrollo.

2.2.12 Columnas

Las columnas son elementos estructurales donde actúan fuerzas axiales, creándose esfuerzos de compresión, tracción, cortante y momento de flexión, y en algunos casos exhiben ductilidad y maleabilidad; para absorber estas fuerzas producidas en las columnas por las cargas, se agrega el acero como refuerzo longitudinal; así como también, el acero transversal a lo largo del elemento para absorber el esfuerzo cortante que se produce en dicha columna.

De acuerdo al artículo 15.4.6 de la Norma Covenin 1753-2006 el área de acero longitudinal debe ser mínimo el 1% de la sección transversal de la columna de concreto, distribuidos en mínimo 4 cabillas. Y el acero transversal, expuesto en el artículo 18.4.5 de la misma norma, debe estar distribuido a lo largo de la columna, con una separación determinada dependiendo de si se encuentra en zona confinada o no confinada del miembro, con un mínimo de separación de 10 cm para zona confinada y 15 cm para zona no confinada.

2.2.13 Zapatas

Dentro un sistema estructural, existen elementos que funcionan como soporte de la estructura y a su vez transfieren las fuerzas hacia el suelo donde está apoyado, a estos elementos se les conoce como sistema de fundaciones, estos se clasifican en diferentes tipos los cuales se emplean dependiendo de las características de la estructura y del terreno.

Uno de ellos son las zapatas las cuales son definidas por McCormac y Brown (2011) como “miembros estructurales que se usan para soportar columnas, muros y transmitir sus cargas al suelo subyacente" (p.341), estas tienden a tener forma cuadrada o rectangular, aunque se puede presentar en algunas ocasiones de forma circular o trapecial. Según La Norma Covenin 1753-2006, en el capítulo 15.5 sobre Zapatas y Cabezales, establece que la altura útil mínima para zapatas apoyadas directamente sobre el suelo no debe ser menor a 30cm.

2.2.14 Colocación de Armaduras. Norma Covenin 1753-2006.

2.2.14.1 Área de Acero de Refuerzo

El área de acero de refuerzo requerido en losas se determina mediante:

$$As = \frac{w*f'c*b*d}{Fy} \geq Asmin \qquad \text{Ecuación (25)}$$

Donde w: Cuantía mecánica y se determina mediante

$$\frac{w^2}{1.7} - w + k = 0 \qquad \text{Ecuación (26)}$$

K: factor que se determina mediante

$$k = \frac{M*FM}{\phi*f'c*b*d^2} \text{ siendo } \phi = 0.90 \qquad \text{Ecuación (27)}$$

2.2.14.2 Longitud de Anclaje

La Norma Covenin 1753-2006 define la longitud de anclaje como "la distancia más corta entre la sección crítica donde se inicia la longitud de transferencia de tensiones y una tangente al borde exterior del gancho de 90º." (p.8). En los extremos de los elementos (como losas y vigas) es necesario chequear si se puede o no anclar, por lo que se determina una longitud disponible de anclaje conocida como Ldisp, la cual se determina restando al ancho de la viga o columna el recubrimiento del elemento y se compara con la longitud de anclaje que depende de la cabilla utilizada y en la sección 12.4.1.1 de la misma norma, se expresa como Ldh y se determina con la siguiente ecuación:

$$Ldh = \frac{0.075*Fy*\beta*\lambda dh}{\sqrt{f'c}} * db \qquad \text{Ecuación (28)}$$

Donde,

$$\lambda dh = \frac{Asreq}{Asprop} \qquad \text{Ecuación (29)}$$

En todo caso λdh Ldh no será menor que 8db ni 15 cm. Cumpliéndose que Ldisp sea siempre mayor o igual a Ldh. Además, se recomienda el uso de ganchos en los extremos de los elementos el cual será igual a dieciséis veces el diámetro de la cabilla utilizada.

2.2.14.3 Longitud de Desarrollo

La longitud de desarrollo es la distancia de la barra de acero necesaria para que esta no se desprenda del concreto y pueda trabajar a tracción de forma óptima. De acuerdo al artículo 12.2.1 de la Norma Covenin 1753-2006, se denota como Ld y se determina mediante la ecuación 31, la cual debe cumplir con determinadas condiciones expresadas en las ecuaciones 32 y 33. Considerando que si existe grupo de cabillas Ld se va a incrementar siendo 1,15 Ld para dos cabillas y 1,20 Ld para tres cabillas. Los factores se determinan según diferentes aspectos como se expresan en la figura 10.

$$Ld = \left[\frac{0.283 * Fy * \propto * \beta * \gamma * \lambda}{\sqrt{f'c} * \frac{C_d + K_{tr}}{d_b}}\right] * d_b \qquad \text{Ecuación (30)}$$

$$\propto * \beta < 1.7, \frac{C_d + K_{tr}}{d_b} \leq 2.5 \qquad \text{Ecuación (31), Ecuación (32)}$$

FACTOR DE MODIFICACIÓN	MULTIPLICADOR
Factor de ubicación del refuerzo, α.	
Barras horizontales colocadas de tal manera que por debajo de la longitud de transferencia o de empalme se asegure el vaciado de 30 cm o más de concreto fresco.	$\alpha = 1,3$
Para los otros casos.	$\alpha = 1,0$
Factor de recubrimiento del refuerzo, β.	
Barras recubiertos de material epóxico con recubrimiento de concreto no menor que $3d_b$ o la separación libre menor que $6d_b$	$\beta = 1,5$
Otras barras recubiertos de material epóxico.	$\beta = 2,0$
Barras no recubiertas	$\beta = 1,0$
Factor del tamaño de la barra con resalto, γ	
Barras No. 6 (20M) o menores.	$\gamma = 0,8$
Barras No. 7 y mayores.	$\gamma = 1,0$
Factor por el peso del concreto, λ	
a. Concreto con agregado de peso normal	$\lambda = 1,0$
b. Concreto con agregado liviano	$\lambda = 1,3$
Cuando se especifica f_{ct}	$\lambda = 1,8\sqrt{f'_c} / f_{ct} \geq 1,0$
Separación o recubrimiento, c_d	El menor valor entre: 1. La distancia del centro de la barra a la superficie más cercana del concreto, c_d; 2. La mitad de la separación centro a centro de las barras que se anclan, **s**.

Figura 10: Tabla 12.2.1.b: Factores de Modificación de la Longitud de Transferencia de Tensiones

Fuente: Norma COVENIN 1753-2006

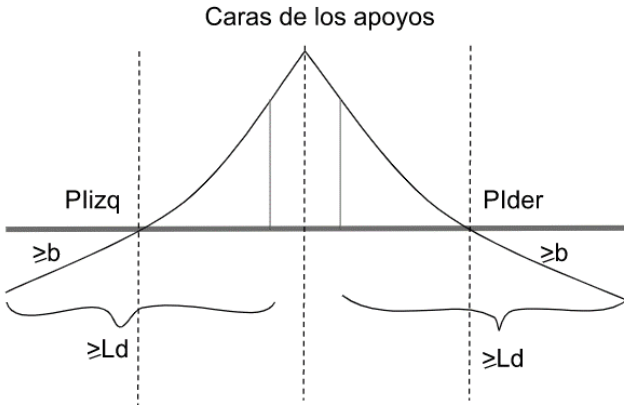


Figura 11: Detalle de colocación de longitud de desarrollo

Fuente: Goncalves, J. Ponce, M (2022)

2.2.14.4 Longitud de Empalme

Las cabillas o barras de refuerzo que transfieren las tensiones al concreto, poseen una longitud comercial que es de doce (12) metros, por lo tanto en aquellos elementos cuya longitud sea mayor, requiere que se realice un empalme entre las cabillas, este debe estar colocado en la zona central del tramo si se trata del acero superior (cara superior de la viga) o en la zona de los apoyos centrales si es realizado para el refuerzo interior (cara inferior de la viga), esta longitud es necesaria para que se realice en el acero una correcta transferencia las tensiones, de acuerdo al no debe ser menor a 30 cm y dependerá del tipo de empalme a realizar. (ver figura 12)

Empalme Clase A	**Empalme Clase B**
En la ubicación del solape	
A_s colocado ≥ 2 A_s requerido A_s empalmado ≤ 50 %	Todas las demás condiciones

Figura 12: Tabla 12.3.1: Clasificación de los Empalmes por Solape en Barras Solicitadas a Tracción

Fuente: Norma COVENIN 1753-2006

La longitud mínima de empalme por solape en tracción será conforme a los requisitos de empalmes Clases A o B, definidos en la tabla anterior y serán, como lo expresa en el apartado 12.3.1.1 de la Norma Covenin 1753-2006, Empalme Clase A, Ld > treinta centímetros (30 cm) y Empalme Clase B, 1.30 Ld > treinta centímetros (30 cm), donde, Ld es la longitud de transferencia a tracción requerida para desarrollar la resistencia cedente, sin aplicar el factor de modificación por exceso de acero.

2.2.14.5 Zona de Confinamiento y Separación de los Refuerzos.

La zona de confinamiento representa aquella área de los elementos que requieren mayor acero transversal debido al incremento de fuerzas cortantes, en las vigas se encuentran en los apoyos. En el caso de las columnas, la zona confinada se debe considerar adicionalmente en las zonas donde se realiza el empalme de las cabillas.

2.2.15 Acciones de Viento. Norma Covenin 2003-89.

Es aquella acción accidental que produce el aire en movimiento sobre los objetos que se le interponen y que se traduce en presiones y succiones. Para su estudio se considera que el viento actúa en dos direcciones ortogonales entre sí, que la fuerza resultante coincide con el

centro de presiones de empujes o succiones del área expuesta y que la construcción se encuentra aislada. Es importante conocer que en ningún caso la acción resultante del viento será menor de 30 kgf/m^2. Para determinar el viento que incide en una estructura es necesario clasificarla y conocer la zona donde está ubicada (ver figura 13), ya que de esos datos dependerá la velocidad del viento y la determinación de coeficientes de exposición, entre otros factores.

LOCALIDAD	V	LOCALIDAD	V
ANZOATEGUI		**LARA**	
Barcelona	85	Barquisimeto	100
APURE		**MERIDA**	
Guasdualito	87	Mérida	70
San Fernando	85		
ARAGUA		**MONAGAS**	
Colonia Tovar	70	Maturín	102
Maracay	72	**NUEVA ESPARTA**	
		Porlamar	70
BOLIVAR		**PORTUGUESA**	
Ciudad Bolívar	77	Acarigua	70
Sta. Elena de Uairén	74	Guanare	70
Tumeremo	80		
CARABOBO		**SUCRE**	
Morón	70	Cumaná	79
Puerto Cabello	70	Güiria	83
DISTRITO FEDERAL		**TACHIRA**	
Caracas	78	Colón	70
La Orchila	76	La Grita	70
Maiquetía	93	San Antonio	83
FALCON		**TERRITORIO FEDERAL AMAZONAS**	
Coro	75	Puerto Ayacucho	83
GUARICO		**ZULIA**	
Carrizal	73	La Cañada	103
		Maracaibo	96
		Mene Grande	81

Figura 13: Tabla 5.1: Velocidad Básica del Viento, V, en km/h

Fuente: Norma COVENIN 2003-86

Las acciones de servicio por efecto del viento se determinarán mediante 1a expresión general:

$$W = q\ G\ C\ A \qquad \text{Ecuación (33)}$$

Donde,

W = Magnitud del empuje o succión que el viento produce sobre la superficie

q = Presión dinámica ejercida sobre la proyección de la superficie en el plano normal.

G = Factor de respuesta ante ráfagas.

C = Coeficiente de empuje o succión que depende de la forma de la construcción.

A = Área de la superficie expuesta.

2.2.15.1 Clasificación según su Uso

Las construcciones que contengan áreas de uso correspondientes a Grupos diferentes de acuerdo a las siguientes clasificaciones, se ubicará en el Grupo más desfavorable.

- Grupo A: son aquellas construcciones cuya falla pueda ocasionar cuantiosas pérdidas humanas o económicas, o que contienen instalaciones esenciales cuyo funcionamiento es vital en condiciones de emergencia.
- Grupo B: construcciones de uso público o privado, y toda construcción cuyo colapso pueda poner en peligro las de este Grupo o las del Grupo A.
- Grupo C: comprende las construcciones no clasificables en los Grupos anteriores, no destinadas a uso como habitación o al uso público, y cuyo colapso no pueda causar daños a las construcciones de los dos primeros Grupos.

2.2.15.2 Clasificación según las Características de Respuesta

- Tipo I: comprende las construcciones cerradas poco sensibles a las ráfagas y a los efectos dinámicos del viento, y aquellas cerradas en general cuya esbeltez sea menor o igual a 5 o cuyo período natural de vibración sea menor o igual a 1 segundo.
- Tipo II: construcciones abiertas cuya esbeltez sea menor o igual a 5 o que tengan un período natural de vibración menor o igual a 1 segundo.
- Tipo III: construcciones especialmente sensibles a las ráfagas de corta duración las cuales favorecen la ocurrencia de oscilaciones importantes. Comprende las construcciones definidas como Tipos I y II cuya relación de esbeltez sea mayor de 5 o cuyo período natural de vibración sea mayor de 1 segundo, o las que por su geometría sean propensas a fuertes vibraciones.
- Tipo IV: son aquellas construcciones que presentan problemas aerodinámicos particulares.

2.2.15.3 Tipo de Exposición

- Tipo A: corresponde a grandes centros urbanos donde al menos la mitad de las construcciones tienen alturas superiores a 20 metros.
- Tipo B: incluye a las áreas urbanas, suburbanas, boscosas u otros terrenos con numerosas obstrucciones que tengan las dimensiones usuales con altura promedio menor de 10 m.
- Tipo C: corresponde a las planicies, los campos abiertos, las sabanas y terrenos abiertos con obstrucciones dispersas cuya altura en general no sobrepasa de 10 metros.
- Tipo D: áreas planas del litoral que no tengan obstrucciones y que estén expuestas a vientos que soplan sobre grandes masas de agua.

2.2.16 Acciones por Sismos. Norma Covenin 1756-1-2019.

Para Sauter F. (1989) los movimientos sísmicos se definen como “la vibración del suelo causada por una liberación repentina de energía de deformación acumulada entre la corteza y el manto terrestre”, dentro de Venezuela existen variedad de zonas donde la ocurrencia de un movimiento sísmico tiende a ser más común. En función a eso se generan diferentes respuestas en el sistema estructural, dependiendo también del tipo de suelo donde está ubicada la estructura. De acuerdo a la Norma Covenin 1756-19, las estructuras se clasifican de acuerdo a su uso, su nivel de diseño y el tipo.

2.2.16.1 Clasificación de la Estructura según el Uso

Una de las clasificaciones para el análisis sismorresistente de una estructura es por su Uso, Fratelli (2001) expone que esta clasificación “toma en cuenta su importancia y el riesgo sísmico asociado de acuerdo al número de personas expuestas, pérdidas económicas directas o indirectas, y el eventual impacto ambiental” (p.28).

- Grupo A1: Construcciones Críticas de Alto Impacto: aquellas cuya falla pueda dar lugar a cuantiosas pérdidas humanas, económicas o daños colaterales.
- Grupo A2: Construcciones Esenciales: igual que las construcciones del grupo A1, son aquellas estructuras donde pueden traer muchas pérdidas humanas, pero no están contempladas dentro del grupo A1 como túneles, puentes, hospitales, centros de bomberos, entre otros.
- Grupo B1: Construcciones Especiales: aquellas de uso público y privado con alta densidad ocupacional. Normalmente más de 3000 ocupantes.
- Grupo B2: Construcciones Comunes: estructuras de uso público o privado con baja afluencia ocupacional, que no entran en el grupo B1.
- Grupo C: Otras Construcciones: no estén destinadas a la vivienda o al uso público y su derrumbe no pueda causar daños a edificaciones de los tres primeros grupos.
- Construcciones de Uso Mixto: aquellas que contengan áreas que pertenezcan a más de un grupo, serán asignadas al grupo más exigente.

2.2.16.2 Clasificación de la Estructura según el Tipo

Esta clasificación se organiza según los componentes del sistema resistente y sus direcciones analíticas ortogonales.

- Tipo I: Estructuras de vigas y columnas que ante las acciones sísmicas se deforman principalmente por la flexión de sus elementos, y que cumplan con las relaciones dimensionales establecidas en las normas de diseño para cada Nivel de Diseño. Los miembros están conectados por juntas con la rigidez y resistencia necesarias para garantizar la transferencia de tensiones y deformaciones entre ellos.
- Tipo II: Estructuras duales constituidas por combinaciones de los Tipos I y III. Su acción conjunta debería ser capaz de resistir la totalidad de las fuerzas sísmicas. Los pórticos Tipo I por sí solos deben estar en capacidad de resistir por lo menos el veinticinco por ciento (25%) de esas fuerzas.
- Tipo III: Estructuras capaces de resistir la totalidad de las acciones sísmicas mediante muros de concreto armado o de sección mixta acero-concreto, muros de mampostería, pórticos arriostrados de concreto armado, acero o sección mixta acero-concreto, paneles de acero o madera, o muros de adobe con refuerzo especial. Se considerarán dentro de este grupo las estructuras cuyos pórticos no sean capaces de resistir por sí solos por lo menos el veinticinco por ciento (25%) de las fuerzas sísmicas totales.
- Tipo IV: Estructuras sustentadas por una sola columna, sustentadas por varios planos resistentes, cuando más de la mitad de dichos planos poseen una sola columna o columnas en voladizo, cada uno, en la dirección del análisis, o constituidas por pórticos de acero con vigas articuladas en sus extremos.

2.2.16.3 Clasificación de la Estructura según el Nivel de Diseño

El nivel de diseño es aquel que señala los criterios y especificaciones que debe cumplir una edificación con respecto al diseño sismorresistente.

- Nivel de Diseño ND3: es aquel que proporciona a la estructura una elevada capacidad para incursionar de manera estable en el rango inelástico, disipando energía sin pérdida de su capacidad portante. Requiere del cumplimiento de requisitos especiales de diseño sísmico especificados en las normas de materiales.
- Nivel de Diseño ND2: es aquel que proporciona a la estructura una moderada capacidad para incursionar de manera estable en el rango inelástico, disipando energía sin pérdida de su capacidad portante. Requiere la aplicación de requisitos adicionales de diseño sísmico especificados en las normas de materiales.

- Nivel de Diseño ND1: es aquel que proporciona a la estructura una baja capacidad para incursionar de manera estable en el rango inelástico.

2.2.17 Requerimientos Generales para el Nivel de Diseño 2. Norma 1753-2006.

Las estructuras diseñadas para soportar cargas generadas por el sismo se deben diseñar bajo los criterios dos o tres especificados en la Norma Covenin 1753-2006 "Proyecto y Construcción de Obras en Concreto Estructural". El nivel de diseño corresponderá a la utilidad y nivel de importancia que tenga la estructura. Para un nivel de diseño dos, los requerimientos generales para los componentes estructurales son:

- Vigas

Las condiciones geométricas de una viga se especifican que no puede tener una base en su sección transversal menor a veinticinco centímetros (25 cm), su altura debe ser por lo menos quince veces el diámetro de la barra de mayor área que se encuentra en la columna donde se apoya y su longitud debe ser mayor a cuatro veces su altura, la compresión axial de estos elementos no debe sobrepasar el diez por ciento (10%) del área en la sección transversal multiplicado por la resistencia del concreto (f'c).

Dentro del diseño por flexión el acero que se coloca de forma longitudinal en el nivel inferior debe ser capaz de soportar la totalidad del momento positivo y a su vez un tercio del momento negativo que se presenta en los apoyos, las barras de acero de refuerzo a utilizar deben ser iguales o mayor al diámetro #4. Además, el diseño por corte del elemento se basa en la ecuación 35.

$$Ve = \frac{(Mn)i + (Mn)j}{Ln} + Vo \qquad \text{Ecuación (34)}$$

Siendo:

Ve: Fuerza de corte de diseño.

Mn: Resistencia teórica a flexión de la sección.

Ln: Luz libre entre apoyos.

Vo: Fuerza de corte proveniente de las cargas verticales, debidamente mayoradas, determinada en la hipótesis de que la pieza estuviera simplemente apoyada.

El acero de refuerzo transversal se confina hacia los extremos del elemento una distancia Lcf (ver figura 14) y en los puntos donde se considere que puede haber cedencia por flexión.

L_n/h	L_{cf}
≤ 4	h
$4 < L_n/h \leq 10$	$\frac{h}{6}\left(\frac{L_n}{h} + 2\right)$
> 10	$2h$

Figura 14: Tabla 18.3.4: Longitud de Confinamiento en Vigas

Fuente: Norma COVENIN 1753-2006

Su separación a lo largo del elemento se establece en función a las cargas a la cual está sometido, pero nunca deberá ser mayor a la altura de la viga efectiva entre cuatro, siendo la altura efectiva la del elemento en su sección transversal menos el recubrimiento necesario para la protección del acero de refuerzo, ocho (8) veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro, veinticuatro (24) veces el diámetro del estribo y treinta centímetros (30 cm).

- Columnas

Estas se diseñan a partir de las fuerzas axiales mayoradas a partir de la combinación de carga más desfavorable, la cual no debe ser menor al setenta y cinco por ciento (75%) del área en la sección transversal multiplicado por la resistencia del concreto (f'c). Sus dimensiones geométricas deben cumplir que la longitud más pequeña del elemento debe ser mayor o igual a treinta centímetros (30 cm) y la relación entre la longitud menor y la longitud mayor del elemento debe ser mayor a 0.40, para prevenir una falla por adherencia en los agregados normales del concreto se debe cumplir con lo expresado en la ecuación 36, donde db es el diámetro de la barra de mayor dimensión en la viga y α_a varía entre 0.08 y 0.10 dependiendo de la capacidad de endurecimiento por deformación que puede desarrollar el refuerzo longitudinal de la viga, estos valores aumentan un treinta por ciento (30%) si se utilizara un concreto con agregados livianos.

$$\frac{h}{d_b} = \frac{\alpha_a * fy}{\sqrt{f'c}} \qquad \text{Ecuación (35)}$$

Su resistencia mínima a la flexión se debe de realizar con dos verificaciones y seleccionar la más desfavorable. La verificación por nodos se cumple cuando los momentos flexionantes generados por las columnas que llegan a los nodos sean en un diez por ciento o más mayores a

los momentos generados por la flexión de las vigas conectadas a los nodos (ver ecuación 37). La segunda verificación se realiza por nivel en el cual se debe cumplir que los momentos flectores de las columnas que se encuentran por debajo del nivel en estudio sean un diez por ciento o más mayores a los momentos flexionantes productos de las vigas que se encuentran en el nivel en estudio (ver ecuación 38).

$$\sum Mc \geq 1.10 * \sum Mv \qquad \text{Ecuación (36)}$$

$$\sum Mcn \geq 1.10 * \sum Mvn \qquad \text{Ecuación (37)}$$

La cuantía de estos elementos siempre debe estar en el rango de 0.01 a 0.06. Para refuerzo transversal de estos elementos, la zona confinada se debe considerar en las zonas donde se realiza el empalme de las cabillas y en los extremos del elemento, su longitud será el mayor valor entre la mayor dimensión de la sección transversal del miembro, una sexta parte de la altura libre del miembro y cuarenta y cinco centímetros (45 cm), expresado en el artículo 18.4.5 de la Norma Covenin 1753-2006, y la separación de los estribos en la zona de confinamiento no debe ser mayor de quince centímetros (15 cm) u ocho veces el diámetro de la barra de menor área dentro de la columna y para la zona con menos requerimiento de acero de refuerzo transversal su separación no debe sobrepasar los veinte centímetros (20cm) u ocho veces el diámetro de la menor barra.

2.2.18 Requerimientos Generales para el Nivel de Diseño 3 Norma 1753-2006.

En el nivel de diseño tres, los requerimientos generales son muy parecidos a los planteados en el nivel de diseño dos, pero para este diseño existen parámetros que más estrictos al momento de realizar el cálculo de la estructura, dependiendo del elemento a diseñar, las diferencias entre estos son:

- Vigas

Las condiciones geométricas de una viga para este nivel de diseño se manejan de igual manera que en nivel de diseño dos, manteniendo los mismos parámetros con respecto a sus longitudes. En el diseño por flexión, se mantiene igual que el nivel de diseño dos con la salvedad de que, el acero longitudinal en el nivel inferior del elemento debe ser capaz de soportar la totalidad del momento positivo y a su vez la mitad del momento negativo presente en los apoyos. El diseño por corte del elemento se realiza de igual manera que en el nivel de diseño dos. El

acero de refuerzo transversal se debe confinar y mantener una separación máxima de la misma manera que en el nivel de diseño dos.

- Columnas

Estas se diseñan de dos maneras, de forma axial, siguiendo las mismas condiciones que el nivel de diseño dos, y por flexión, la cual su resistencia mínima se debe verificar de dos maneras y seleccionar la más desfavorable. La verificación por nodos (ver ecuación 39) se cumple cuando los momentos flexionante generados por las columnas que llegan a los nodos sean mayor o igual a los momentos generados por la flexión de las vigas conectados a los nodos mayorados por un veinte por ciento (20%). La segunda verificación es por nivel (ver ecuación 40) en el cual se debe cumplir que, los momentos flectores de las columnas que se encuentran por debajo del nivel en estudio sean igual o mayores que los momentos flexionantes productos de las vigas que se encuentran en el nivel en estudio aumentados un veinte por ciento (20%).

$$\sum Mc \geq 1.20 * \sum Mv \qquad \text{Ecuación (38)}$$

$$\sum Mcn \geq 1.20 * \sum Mvn \qquad \text{Ecuación (39)}$$

Para el refuerzo transversal de estos elementos, la longitud de confinamiento se mantiene los mismos criterios que en el nivel de diseño dos, pero con respecto a su separación en la zona de confinamiento deberá ser la menor entre una cuarta parte de la dimensión más pequeña del elemento, seis veces el diámetro de la barra de menor área dentro de la columna, o también:

$$Sx = 10 + \frac{35 - hx}{3} \qquad \text{Ecuación (40)}$$

Este se debe estar dentro del rango de 10cm a 15cm, y para la zona con menos requerimiento de acero de refuerzo transversal su separación no debe sobrepasar los 15 cm o seis veces el diámetro de la barra de menor área.

2.2.19 Estudio de Factibilidad

Un estudio de Factibilidad es aquel que se realiza para determinar la posibilidad de poder desarrollar un proyecto que se desea implementar, permitiéndole conocer si el mismo resultará favorable o desfavorable, además de determinar aquellas estrategias que se pueden aplicar al proyecto para obtener resultados más óptimos. Permite conocer las condiciones ideales y las

soluciones de posibles problemas que se puedan presentar en el desarrollo del mismo. Está conformado globalmente, por un estudio de mercado, un estudio técnico y un estudio financiero.

2.2.19.1 Estudio de Mercado

Tiene como finalidad determinar si existe o no una demanda que justifique, bajo ciertas condiciones, la puesta en marcha de un programa de producción de ciertos bienes o servicios en un espacio de tiempo. Los resultados deben dar como producto proyecciones realizadas sobre datos confiables para asegurar que los futuros inversionistas estén dispuestos a apoyar el proyecto, con base en la existencia de un mercado potencial que hará factible la venta de la producción de la planta planeada y obtener así un flujo de ingresos que les permitirá recuperar la inversión y obtener beneficios. Se lleva a cabo analizando al consumidor, la demanda, la oferta y el producto.

2.2.19.2 Estudio Técnico

Tiene por objeto proveer información para cuantificar el monto de las inversiones y costo de las operaciones pertinentes en esta área. Pueden existir diversos procesos productivos opcionales, normalmente se estima que deben aplicarse tecnologías más modernas, sin embargo, dicha solución puede ser óptima técnicamente, pero no financieramente. Uno de los resultados es la definición de la función de producción que optimice la utilización de los recursos disponibles, obteniendo la información de las necesidades de capital mano de obra y recursos materiales, tanto para la puesta en marcha como para la posterior operación del proyecto.

En particular, del estudio técnico deberán determinarse los requerimientos de equipos de fábrica para la operación y el monto de la inversión correspondiente. Del análisis de las características y especificaciones técnicas de las máquinas se podrá determinar su imposición en planta, la que a su vez permitirá dimensionar las necesidades de espacio físico para su normal operación, en consideración de las normas y principios y administración de la producción.

2.2.19.3 Estudio Financiero

Otro de sus puntos importantes es el cálculo del capital de trabajo, que, aunque también es parte de la inversión inicial, no está sujeto a depreciación y amortización, dada su naturaleza líquida. Dentro del Estudio Financiero se pueden encontrar las necesidades totales de capital, el requerimiento total de activos, los activos fijos tangibles e intangibles, la modalidad y fuentes de financiamiento, las condiciones del crédito, la inversión anual durante la vida del proyecto, la depreciación y amortización de la inversión, la capacidad de pago existente, los índices de

evaluación del proyecto y todos los aspectos tanto legales, como ambientales, de higiene y seguridad industrial, entre otros gastos de fabricación, administración y ventas.

2.3 Bases Legales

El aspecto legal del presente proyecto estuvo basado en la normativa que rige a todas las construcciones de las obras civiles, ya sean nuevas edificaciones o modificaciones a estructuras existentes, que se desarrollan en nuestro país.

2.3.1 Normas COVENIN MINDUR 2002:88 "Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones",

> **Artículo 1.1:** Estas Normas establecen los criterios y requisitos mínimos de las acciones a considerar en el proyecto, fabricación, montaje y construcción de las edificaciones que se ejecuten en el territorio nacional. Estas Normas se aplicarán tanto a las edificaciones nuevas como a la modificación, ampliación, refuerzo, reparación y demolición de las edificaciones existentes. Las obras temporales o provisionales también deberán cumplir con estas disposiciones.

Esta norma excluye las acciones por cargas accidentales como el sismo y viento, las cuales son estudiadas en normas adicionales, que se expondrán más adelante.

2.3.2 Normas FONDONORMA 1753:06 "Proyecto y Construcción de Obras en Concreto Estructural".

> **Artículo 1.1:** Esta Norma establece los requisitos para el proyecto y la ejecución de edificaciones de concreto estructural que se proyecten o construyan en el territorio nacional. Aplica a todos los aspectos relativos al proyecto, construcción, inspección, supervisión, mantenimiento, evaluación, adecuación o reparación, así como también a las propiedades y aseguramiento de calidad de los materiales. Las obras temporales o provisionales deben cumplir con las disposiciones de esta Norma.

Esta norma excluye concretos con pesos unitarios inferiores y altas resistencias, miembros expuestos a altas temperaturas, estructuras o miembros de concreto pre o postensado y sistemas estructurales constituidos por miembros prefabricados.

2.3.3 Normas COVENIN-MINDUR 2003:89 "Acciones del Viento Sobre las Construcciones".

Artículo 1.1: Estas Normas establecen los requisitos mínimos para la determinación de las acciones del viento sobre las construcciones que se proyecten o ejecuten en el territorio nacional.

> **Artículo 1.2:** Estas Normas precisan los criterios adecuados para cuantificar los principales efectos que el viento causa sobre los tipos de construcciones en ellas

especificados. Las disposiciones dadas son aplicables al cálculo de las acciones del viento sobre los sistemas estructurales, los componentes estructurales individuales y los materiales que constituyen los cerramientos de las construcciones.

2.3.4 Normas COVENIN 1756-1:2019 "Construcciones Sismorresistentes".

> **Artículo 1.1.1:** Las prescripciones de esta Norma tienen como objetivos: a) establecer criterios y procedimientos mínimos para el análisis, diseño y evaluación de edificaciones tipificadas sujetas a la acción de movimientos sísmicos; b) especificar acciones sísmicas para aplicación a todo tipo de construcciones según su desempeño esperado.

Está orientada al análisis de edificaciones tanto de concreto armado como de acero o estructuras mixtas. Su objetivo es el de aminorar los daños de las edificaciones para así proteger vidas u obligar a la estructura a que falle donde se ha previsto para evitar colapsar áreas de interés, como lo son las salidas.

2.4 Definición de Términos Básicos

Análisis Estructural: es la predicción del desempeño de una estructura ante las cargas prescritas y/o efectos externos, tales como movimientos en los apoyos y cambios de temperatura.

Adherencia: Es la resistencia a deslizarse entre el concreto y las varillas.

Asentamiento: Es la deformación vertical en la superficie de un terreno proveniente de la aplicación de cargas o debido al peso propio de las capas.

Cortante Basal: Representa la respuesta máxima de cualquier sistema lineal y elástico de un grado de libertad, como una función de los valores de sus períodos de vibración para un mismo coeficiente de amortiguamiento, cuando están sometidos a movimientos sísmicos.

Corte: fenómeno de compresión y cizallamiento que se produce sólo cuando la tensión total generada por el corte aplicado excede la resistencia a la rotura del material del objeto a cortar.

Ductilidad: Es la capacidad de un material para sufrir deformaciones sin romperse.

Espectro de Respuesta Elástica: Representa la respuesta máxima de cualquier sistema lineal y elástico de un grado de libertad, como una función de los valores de sus períodos de vibración para un mismo coeficiente de amortiguamiento, cuando están sometidos a movimientos sísmicos.

Espectro de Diseño Inelástico: Espectro que incorpora el factor de reducción correspondiente al sistema resistente a sismos adoptado. Se obtiene del espectro de respuesta elástica.

Flecha: Es la deformación que sufre el elemento estructural sometido a flexión.

Flexión: Tipo de deformación que presenta un elemento estructural alargado en una dirección perpendicular a su eje longitudinal.

Fluencia: Deformación irrecuperable de la probeta, a partir de la cual sólo se recuperará la parte de su deformación correspondiente a la deformación elástica.

Peso Propio: Peso del elemento o sistema en estudio.

Recubrimiento: Menor distancia entre la superficie del acero embebido en el concreto y la superficie más externa de la sección de concreto.

Sismo: Son los temblores o terremotos que se presentan con movimientos vibratorios, rápidos y violentos de la superficie terrestre, provocados por perturbaciones en el interior de la Tierra.

Solicitaciones: Reacción interna que se produce en una sección de un sólido como consecuencia de fuerzas externas aplicadas sobre el mismo.

Suelo: parte superficial de la corteza terrestre, biológicamente activa, que proviene de la desintegración o alteración física y química de las rocas.

Tracción: Acción de las fuerzas que mantienen un cuerpo estirado al tirar de sus extremos, de la que resulta un alongamiento del mismo. También llamado tensión.

CAPÍTULO III

MARCO METODOLÓGICO

En este capítulo se desarrollaron los aspectos relacionados con la metodología a seguir para el logro de los objetivos propuestos en la investigación. La estrategia surge del fenómeno estudiado, que en la presente investigación es el diseño de una iglesia en estructura de concreto armado, en la Urbanización Los Arales, Municipio San Diego, Estado Carabobo.

3.1 Tipo de Investigación

Esta investigación se basó en un proyecto factible ya que se proponen soluciones que atiendan a las necesidades de la población de una determinada urbanización del municipio San Diego. Figueredo, O; González, Y; Martínez, E; Moreno, J; Jiménez, E. y Weffer, E. (2000) establecen que los proyectos factibles "conllevan a propuestas viables para atender necesidades demostradas a través de una investigación de campo o documental ya sea de una organización, grupo social o institución, a ser usados como solución al problema delimitado." (p.14).

Así como lo afirma el Manual de Trabajos de Grado de Especialización y Maestría de la Universidad Pedagógica Experimental Libertador (UPEL, 2016), el cual se encarga de definir el proyecto factible como "la investigación, elaboración y desarrollo de una propuesta de un modelo operativo viable para solucionar problemas, requerimientos o necesidades de organizaciones o grupos sociales" (p.21).

3.2 Diseño de Investigación

El presente proyecto fue de carácter documental debido a la ampliación de conocimiento por medio de la recolección y análisis de trabajos previos, textos y normas que sean competentes en el área estructural. En concordancia con ello, el Manual de Trabajos de Grado de Especialización y Maestría de la Universidad Pedagógica Experimental Libertador (UPEL, 2016), define la investigación documental como "el estudio de problemas con el propósito de ampliar y profundizar el conocimiento de su naturaleza, con apoyo, principalmente, en trabajos previos, información y datos divulgados por medios impresos, audiovisuales o electrónicos" (p.20).

3.3 Nivel de investigación

De acuerdo a lo establecido por Arias, F (1999, p.19), quien estipula que "el nivel de investigación se refiere al grado de profundidad con que se aborda un fenómeno u objeto de estudio", se estableció que el nivel al que llegó la presente investigación fue descriptiva, debido a que se enfocó en las características de los elementos y su configuración. Con respecto a lo planteado, Arias, F (2012) explica que la investigación descriptiva es aquella que "consiste en la caracterización de un hecho, fenómeno o supo con establecer su estructura o comportamiento" (p.20).

3.4 Población y Muestra

La población, Silva, J. (2007) la define como aquella que "está determinada por ciertas características que la distinguen, por lo tanto, el conjunto de los elementos que poseen esas características se denomina población, o universo, y se le define como la totalidad del fenómeno a estudiar" (p.96). La población que se estudió fue finita, es decir que se conoció el número de unidades a estudiar, debido a que estuvo conformada por la Iglesia ubicada en la urbanización Los Arales del municipio San Diego.

Así mismo, señala Silva J. (2007) que una muestra es "parte de un colectivo, un subconjunto de unidades de análisis representativas de la población, que el investigador selecciona con la finalidad de obtener la información precisa que caracteriza al colectivo" (p.97). Adicionalmente, Palella y Martins (2010) mencionan que "cuando propone un estudio, el investigador tiene dos opciones: abarcar la totalidad de la población, lo que significa hacer un censo o estudio de tipo censal o seleccionar un número determinado de unidades de la población, es decir, determinar una muestra." (p.116), por lo tanto, al ser la población de estudio pequeña y finita, el estudio fue censal y la muestra estuvo definida igual a la población.

3.5 Técnicas de Recolección de Datos

De acuerdo con Arias, F. (1999) las técnicas de recolección de datos "son las distintas formas o maneras de obtener la información." (p.25). Partiendo de allí se determinaron cuáles son las técnicas más apropiadas con el objetivo de profundizar en la investigación de forma eficiente, para el presente trabajo de investigación se empleó la revisión documental y bibliográfica.

La técnica de revisión documental, cabe destacar que Hurtado (2000), "es una técnica en la cual se recurre a información escrita, ya sea bajo la toma de datos que pueden haber sido

producto de mediciones hechas por otros o como texto que en sí mismo constituyen los eventos de estudio." (p.427) Es decir, esta técnica consiste en la extracción de información a partir de fuentes que han sido expuestas por otros investigadores, información que funcionó como fundamento de las bases teóricas del estudio a llevar a cabo en la presente investigación.

3.6 Instrumentos de Recolección de Datos

Arias, F (1999), describe que los instrumentos de recolección de datos "son los medios materiales que se emplean para recoger y almacenar la información" (p.25). Por lo tanto, representan un requisito importante para ejecutar con eficiencia las técnicas de recolección de datos expuestas previamente, el instrumento pertinente en la presente investigación fue la ficha bibliográfica.

De acuerdo con Sabino, C. (2002) las fichas bibliográficas "son una simple guía para recordar cuáles libros o trabajos han sido consultados o existen sobre un tema" (p. 115). Estas poseen el nombre del autor o los autores, el título de la obra, la editorial donde fue publicado y el lugar y año de la edición, tiene como finalidad mantener un orden y registro sobre cuáles son los libros consultados durante el desarrollo de la investigación, para poder acceder a ellos fácilmente en caso que se requiera comprobar algún dato teórico.

3.7 Técnicas de Análisis de Resultados

El informe estuvo enfocado en una investigación cuantitativa debido a que se basó en la información obtenida mediante la observación de datos determinados, para de esta manera poder realizar un diseño estructural que concordara con la arquitectura base, y al mismo tiempo, se extrajeron las conclusiones de datos que se encuentran estructurados y se expresaron de manera numérica. Conforme a lo planteado, Silva (2007) explica la investigación cuantitativa como aquella que "permite cuantificar la relevancia de un fenómeno, poniendo el énfasis en la confiabilidad de los datos, e intenta generalizar sus conclusiones a una población o universo definido" (p.22).

Además, luego de realizar la recolección de los datos, la información deberá ser analizada con el objetivo de determinar una conclusión para la problemática planteada, por ello Arias, F (1999) menciona que estas técnicas de análisis de resultados "describen las distintas operaciones a las que serán sometidos los datos que se obtengan" (p.25). Para el presente trabajo, se utilizaron diversas fórmulas matemáticas, programas como ETABS, para realizar los cálculos

estructurales, y Autodesk AutoCAD para la entrega de planos estructurales como técnicas de análisis de resultados.

3.8 Fases Metodológicas de la Investigación

A continuación, se presentan las fases para el desarrollo de los objetivos planteados en la investigación, para ello se tiene que:

Fase I: Recopilación de toda la información necesaria para el desarrollo del proyecto.

En esta primera fase metodológica, se realizó una búsqueda de los documentos necesarios para llevar a cabo los cálculos estructurales de la Iglesia ubicada en los Arales, entre ellos tenemos los planos de arquitectura, donde se observaron plantas y cortes de la estructura a diseñar y un estudio del suelo donde se plantea construir dicha edificación. Una vez realizada la búsqueda se procedió a organizar la información obtenida para facilitar su posterior estudio.

Fase II: Análisis de los parámetros que influyen en el diseño de la estructura.

En esta fase se estudiaron los documentos obtenidos y mencionados previamente, y se determinaron cuáles son aquellos parámetros que influyeron en el desarrollo del diseño estructural.

Fase III: Cálculo de la estructura en concreto armado de la iglesia ubicada en la urbanización Los Arales.

Una vez realizada la fase de recopilación y análisis, se procedió al cálculo estructural de la Iglesia ubicada en la urbanización los Arales, tomando en cuenta los parámetros y datos derivados de las fases anteriores, siguiendo las Normas Venezolanas para la construcción de obras en Concreto Armado como base para el diseño. En esta fase se realizó una estimación de cargas, predimensionado de la estructura, diseño y chequeo de los elementos que constituyen la estructura, concluyendo con los planos de dichos elementos.

Fase IV: Evaluación de la factibilidad económica, técnica, operacional y ambiental del proyecto.

El proyecto finalizó con una fase en la que se evaluó la factibilidad del proyecto realizado, determinando si es recomendable la propuesta de diseño estructural realizada. Es importante mencionar que la factibilidad tiene su origen en la veracidad de las normas y criterios establecidos y conocidos tanto para el diseño como para el cálculo estructural de la iglesia, pero que, es indispensable agregarle, este análisis de factibilidad para el caso estudio ya conocido.

CAPÍTULO IV

ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE LOS RESULTADOS

A continuación, se presentan los resultados del trabajo de investigación que lleva por título, propuesta de diseño de una edificación eclesiástica en estructura de concreto armado, en la urbanización Los Arales, municipio San Diego, estado Carabobo, en este capítulo se darán a conocer las derivaciones que se obtuvieron en el recorrido investigativo. Es pertinente destacar que en el análisis e interpretación de los resultados según Hurtado (2010), "Son las técnicas de análisis que se ocupan de relacionar, interpretar y buscar significado a la información expresada en códigos verbales e icónicos". (p.43)

Los procedimientos realizados y que condujeron al diseño de la edificación eclesiástica, se iniciaron con la recopilación de toda la información necesaria para el desarrollo del proyecto estructural caso estudio, luego se procedió a analizar los parámetros que influyen en el diseño de la estructura, y que fueron observados en los documentos originales obtenidos, para proceder a la elaboración de los cálculos estructurales necesarios, y así abordar la fase de posterior de diseño, con el objetivo de hacer del mismo, la opción no solo eficaz, sino más eficiente posible, y concluir con la evaluación de la factibilidad económica, técnica, operacional y ambiental del proyecto.

4.1 Recopilación de toda la información necesaria para el desarrollo del proyecto.

Como punto de partida, se procedió a recabar información básica y de interés para la ejecución del proyecto; por ello se recurrió a la observación directa del área de diseño, la realización de investigaciones bibliográficas y en línea, y la localización de los documentos que son necesarios para llevar a cabo los cálculos estructurales de la Iglesia ubicada en los Arales, entre los cuales están, un estudio de la mecánica de suelos donde se plantea la implantación, y posterior construcción de dicha edificación, y los planos de arquitectura, donde se observaron todos los detalles constitutivos de las plantas y los respectivos cortes del volumen diseñador, el cual es el argumento de partida, para el diseño del sistema estructural tipo "porticado". Una vez realizada la búsqueda y análisis de los anteriores argumentos, se procedió a organizar toda la información obtenida, para de esta manera facilitar su posterior estudio.

4.1.1 Plan de Desarrollo Urbanístico Local (PDUL) del Municipio San Diego

El Plan de Desarrollo Urbanístico Local contiene las disposiciones referidas tanto al tipo de edificaciones que pueden ser construidas según la zonificación, así como al uso que se dará a la misma. En el mismo se permite la implementación del comercio primario C-1 para el territorio de la Urbanización Los Arales, que corresponde a una zona donde se permiten las instalaciones necesarias para la prestación de servicios y venta al detal de artículos de abastecimiento diario, en una zona residencial a una distancia peatonal, y además estructuras con usos adicionales como iglesias y capillas. De igual forma, en el Plano de Zonificación (2022), clasifican el terreno donde se plantea construir la iglesia como EI-CRE, refiriéndose a que se permite un uso Cultural y Religioso Intermedio (ver figura 15).

Como se expresa en el artículo 172 del PDUL del Municipio San Diego que dice que "en el Plano de Zonificación, los equipamientos socioculturales y religiosas de nivel intermedio existentes EI-CRE y con uso conforme, estarán indicadas con la nomenclatura correspondiente."

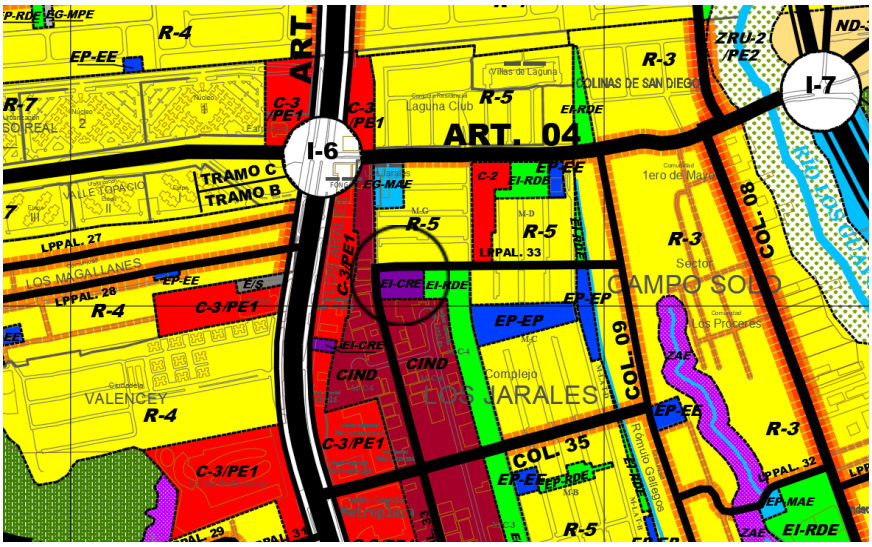


Figura 15: Mapa de Zonificación de la Urbanización los Arales

Fuente: Plano de Zonificación, PDUL del Municipio San Diego (2022)

4.1.2 Estudio de Mecánica de Suelos

La propuesta de este proyecto está ubicada en Venezuela, en la región central del país, específicamente en el Estado Carabobo, en el Municipio San Diego, de la ciudad de Valencia, y se encuentra establecido en su Área Metropolitana. San Diego es un Municipio que limita al Norte con el Municipio Puerto Cabello; al Sur con los Municipios Valencia y Los Guayos; hacia el Este con el Municipio Guacara, y hacia el Oeste con el Municipio Valencia y Naguanagua. Se

tiene que el terreno donde se planea ubicar el proyecto, es de más de 4.100 m2 y se encuentra en la Urbanización Los Arales, justo al lado de la Casa Parroquial de la zona, cercado por dos calles, al norte por la calle 3 y al Oeste con la Avenida El Parque (ver figura 16). La parcela cuenta a sus cercanías con el uso de tipo residencial quien prevalece por la zona.



Figura 16: Imagen satelital de la ubicación del terreno destinado para la Iglesia Los Arales

Fuente: Google Earth (2022)

El terreno posee afortunadamente escasa vegetación y no posee ningún tipo de bienhechurías. Este terreno presenta una pendiente menor al 5%, por lo que se considera una topografía regular, con ligeras pendientes con inclinación en dirección hacia el Este, y es conocido que, por la misma, no pasan tuberías de agua o cableado alguno que entorpezcan, la construcción de la edificación. Además, cabe mencionar que el terreno se encuentra sin preparación previa o alguna conformación particular de los taludes de suelo conformantes, aunque muestra indicios de movimientos de tierras no recientes al nivel superficial, y cuenta con fácil acceso para su limpieza (ver figura 17).



Figura 17: Evidencia fotográfica del terreno para la nueva Iglesia Los Arales

Fuente: Goncalves, J. Ponce, M (2023)

Un estudio de mecánica de suelos es un programa exploratorio de los taludes que conforman el lugar de emplazamiento de una futura estructura, con el objeto de caracterizar al subsuelo, o su perfil litográfico, el cual servirá de apoyo de la superestructura, y sobre la base de los análisis estructurales y geológicos correspondientes, así como de la propia mecánica del suelo, permita establecer los criterios agentes ingenieriles, que a su vez, permitan definir el mejor sistema de apoyo fundacional, para la estructura pretendida.

Este estudio de la mecánica y litografía del suelo, fue realizado por la Consultora de Ingeniería, C.A., una empresa que cuenta con especialistas en el área y, consistió en la ejecución de tres (03) sondeos mecánicos en el suelo, distribuidos en el área destinada a la construcción de la planta general de la estructura, los cuales se llevaron hasta una profundidad máxima de seis (6,0) metros. Estos sondeos fueron distribuidos en el área destinada a la construcción de la estructura (ver figura 18), la cual se estimó, en sus predimensionados de carga, que podría generar en cada uno de sus ejes de columnas, cargas superiores a las 70,0 toneladas cada uno.

La información geotécnica recabada permitió establecer el perfil litológico probable del subsuelo y, mediante los ensayos de campo y laboratorio realizados, se estimó posteriormente, los parámetros geomecánicos y geotécnicos que fueron necesarios, para el diseño racional del sistema de fundación.



		Coordenadas UTM		
Puntos	**Mts**	**Huso**	**N**	**E**
P1	6	19	1.129.050,58	613.608,98
P2	5		1.129.042,67	613.631,83
P3	4		1.129.066,34	613.636,01

Figura 18: Ubicación de Sondeos Mecánicos en el Suelo

Fuente: Informe Geotécnico, Iglesia Los Arales – Consultora de Ingeniería, C.A. (2022)

Luego de revisar exhaustivamente el informe geotécnico, en conjunto con los registros de las perforaciones, los resultados de los ensayos de laboratorio realizados a las muestras y el diseño geotécnico suministrados por la empresa (documento designado "Estudio de Suelos Los Arales" en el Apéndice A), se observó que el espesor de relleno de la planta general de la estructura, es de 50 cm aproximadamente, y los siguientes estratos hasta los cinco (5) metros de profundidad están conformados de forma homogénea, constituidos por suelos finos y granulares bien definidos, con poco contenido de finos, siendo básicamente limos y materiales poco cohesivos. Adicionalmente, el Nivel Freático no se detectó dentro de la profundidad reportada, destacando que el histórico de la ubicación del Nivel Freático, en la Zona Industrial de San Diego, es de mínimo 25,0 metros.

El perfil litográfico probable del área se resumió en tres zonas de características geotécnicas diferenciables, primero un material superficial, de relleno, muy denso, conformado por un material areno – limoso hasta 1,0 m de profundidad; luego entre 1,0 y los 2,0 metros de profundidad, presencia de una arena limosa a fina, siendo medianamente denso, con baja humedad natural y resistencia a la penetración estándar de media a alta. Siendo regular en todos los sondeos, sin reportar plasticidad en los ensayos, y por último, entre los 2,0 m y los 6,0 m, se

detectó una arena fina a arena limosa, con una elevada densidad relativa, compacidad alta, y sin reportes de plasticidad.

TABLA DE DATOS GEOTECNICOS BÁSICOS PARA LA PERFORACION P-2									
Estrato No.	PROFUNDIDAD DE	PROFUNDIDAD HASTA	SPT	% Wn	% Pas. #200	LL %	IP %	Gs	SCUS
1	0	0,5	56	9,71	7,3			2,66	SP SM
2	0,5	1	34	11,15	5,3			2,66	SP SM
3	1	1,5	33	5,7	25,7			2,67	SM
4	1,5	2	65	5,17	10,0			2,66	SP SM
5	2	3	48	16,81	27,0			2,67	SM
6	3	5	109	11,12	5,5			2,66	SP SM

Figura 19: Perfil general probable a los efectos del diseño geotécnico

Fuente: Informe Geotécnico, Iglesia Los Arales – Consultora de Ingeniería, C.A. (2022)

TABLA DE PARAMETROS GEOTECNICOS BÁSICOS ESTIMADOS PARA LA PERFORACION P-2									
Estrato No.	PROFUNDIDAD DE	PROFUNDIDAD HASTA	e_o	Cu (Kg/cm^2)	E (Kg/cm^2)	Ø	Vs (m/s)	PUM ($Kg./m^3$)	μ
1	**0**	**0,5**	0,46	0,49	370,1	32,0	238,3	2085,7	0,16
2	**0,5**	**1**	0,49		288,4	29,3	195,5	1952,2	0,20
3	**1**	**1,5**	0,49	0,37	284,1	29,2	193,2	1894,7	0,21
4	**1,5**	**2**	0,45	0,52	398,7	32,8	252,6	2088,0	0,18
5	**2**	**3**	0,47	0,45	342,6	31,2	224,3	2106,2	0,20
6	**3**	**5**	0,40		516,3	35,6	308,3	2319,7	0,17

Figura 20: Valores índices de los parámetros geotécnicos básicos

Fuente: Informe Geotécnico, Iglesia Los Arales – Consultora de Ingeniería, C.A. (2022)

Además, la Capacidad Portante Admisible del terreno se estableció en el rango entre 14,0 Ton/m2, a saber 1,40 kg / cm2 como mínimo, y un máximo de 18 Ton/m2. (1,80 Kg/cm2). Para asentamientos máximos esperados de 10 mm, siendo la máxima presión de contacto permitida, una que no debería superar las 15,0 Ton/m2 (1,50 Kg/cm2), y en caso de ser necesario, el mismo estudio referido del suelo, recomienda el uso de un valor de Coeficiente de Balasto de 3,277 Kg/cm3.

Por otra parte, se estableció en las conclusiones de dicho informe, que para las estructuras que transmitan niveles de presión de contacto inferiores a 1,60 Kg/cm2, era factible emplear zapatas aisladas de fundación, dado que los valores de asentamientos esperados estarían por debajo de los 10 mm para profundidades de desplantes entre 1.50 y 2.00 metros de profundidad. Y para áreas con características de cargas y exigencias estructurales no críticas, se pudiera utilizar el mismo sistema de fundación, apoyado a un desplante mínimo de 1,0 metros de profundidad.

Adicionalmente, el estudio de suelos, brindó información en cuanto a los parámetros sísmicos necesarios, como por ejemplo: Zona Sísmica se ubicación, el cual se determinó era la 5 (A0 = 0,30), que presenta un perfil S3, y establece para el terreno una Velocidad de Onda (Vs) entre 193 m/s y 308 m/s, y por extrapolación la profundidad a la que se alcanza una Vs igual a 500 m/s sería entre 36 a 56 metros, con lo cual se puede determinar la Forma Espectral como S2 y el Factor de Corrección igual a 0,90. Sin embargo, estos datos están también determinados de acuerdo con las Normas Venezolanas de Edificaciones Antisísmicas (COVENIN 1756-2001), y la propuesta de la presente investigación se realizará, de acuerdo con las normas COVENIN 1756-1:2019, y aun así, son valores que servirán de guía para el análisis de los parámetros.

4.1.3 Planos Arquitectónicos

Los planos arquitectónicos son la representación gráfica de la futura obra, y son realizados de acuerdo al espacio disponible y las necesidades humanas de uso correspondientes, sin tomar en cuenta los cálculos estructurales. Dependiendo de las características de la obra, puede tener diferentes cantidades de planos, ya que el mismo puede contener un mayor número de cortes, secciones y detalles si así lo requiere. Entre los planos que fueron suministrados por la Alcaldía de San Diego para el desarrollo del proyecto, están los planos de topografía original y modificada, los planos de las distintas plantas, los planos de las fachadas y un plano de paisajismo (documento designado “Planos Arquitectónicos” en el Apéndice B).

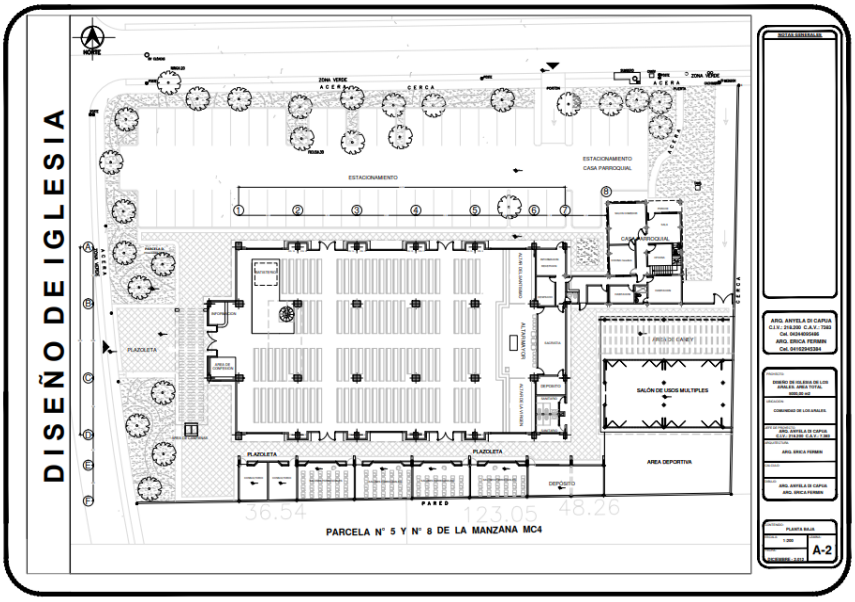


Figura 21: Plano Arquitectónico de Planta Baja

Fuente: Planos Arquitectónicos, Di Capua y Fermin (2012)

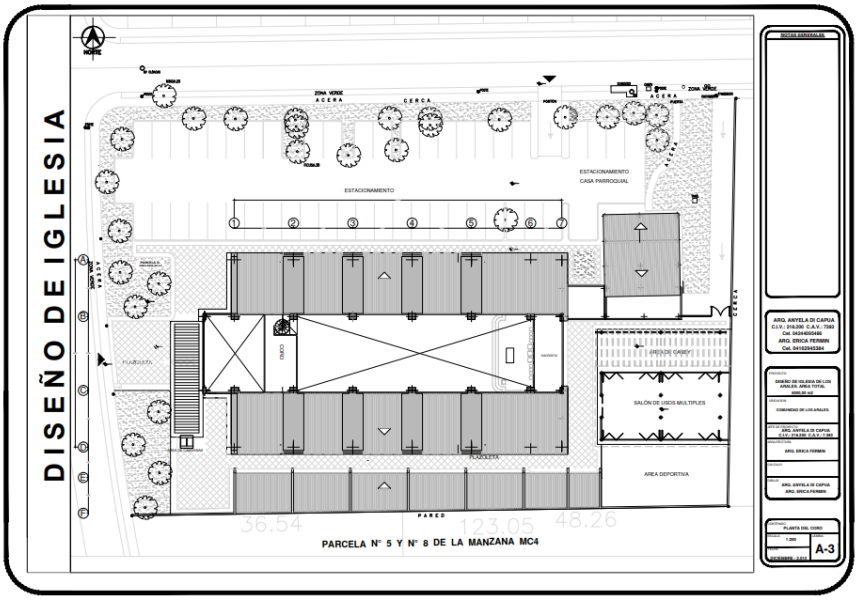


Figura 22: Plano Arquitectónico de Planta del Coro

Fuente: Planos Arquitectónicos, Di Capua y Fermin (2012)

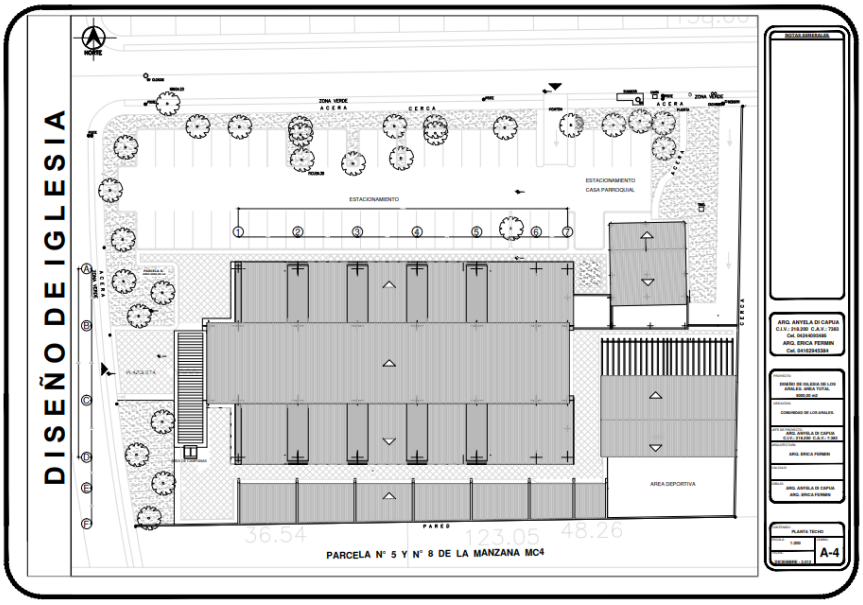


Figura 23: Plano Arquitectónico de Planta Techo

Fuente: Planos Arquitectónicos, Di Capua y Fermin (2012)

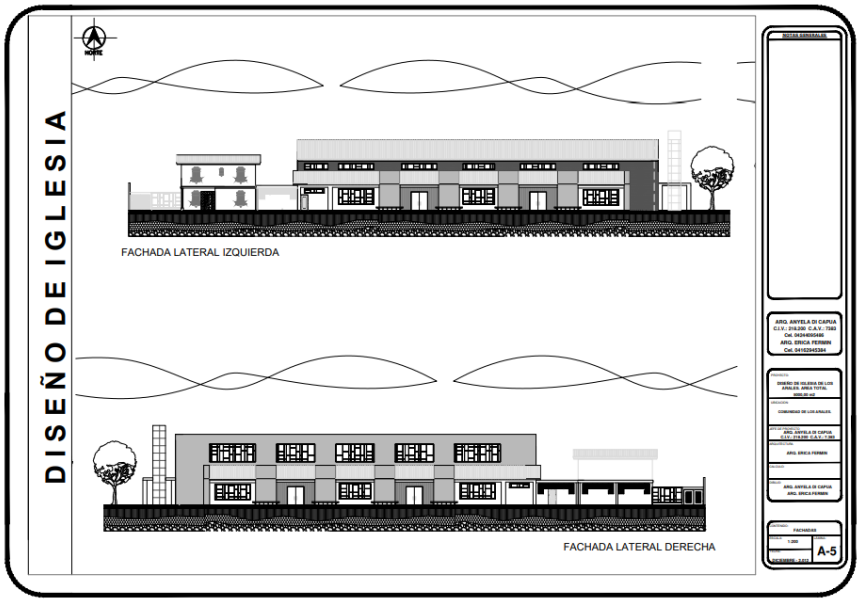


Figura 24: Plano Arquitectónico de Fachadas Laterales

Fuente: Planos Arquitectónicos, Di Capua y Fermin (2012)

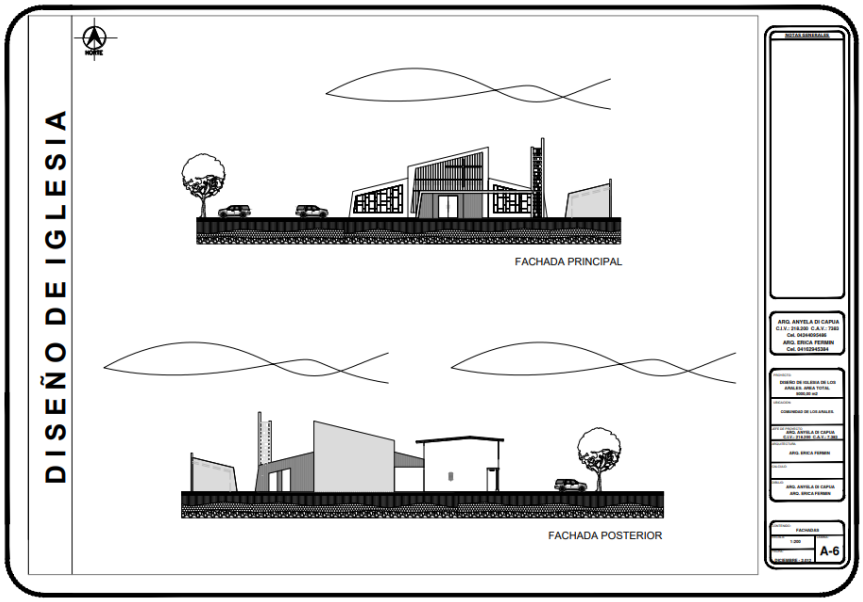


Figura 25: Plano Arquitectónico de Fachada Principal y Posterior

Fuente: Planos Arquitectónicos, Di Capua y Fermin (2012)

4.2 Análisis de los parámetros que influyen en el diseño de la estructura.

4.2.1 Descripción de la Estructura

Es una edificación de uso eclesiastico porticada, ubicada en San Diego, Carabobo (Venezuela), posee la planta baja, dos plantas de techo inclinadas, otra planta techo plana y una planta para el coro. Consta de el nivel del coro a 5,20 m, un primer techo inclinado desde 3,45 m

a 5,15 m, ubicado en los laterales de la edificación; el segundo techo inclinado, ubicado en la parte central del módulo, va desde el nivel 7,25 m a 9,75 m y el último techo a 5,15 m. Adicionalmente cuenta con una pérgola decorativa en la parte frontal y un campanario. El edificio está concebido y constituido para ser construido en concreto armado.

4.2.2 Hipótesis de Cálculo

Las hipótesis de cálculo son establecidas por la Norma Venezolana COVENIN 1753-2003 Proyecto y Construcción En Concreto Estructural, las utilizadas en el análisis de la estructura fueron:

- 1.40 CP
- 1.20 CP + 1.60 CV
- 1.20 CP + 1.60 CV + 0.50 CVt
- 1.20 CP + 1.00 CVt + 0.50 CV
- (1.20 + CSV) CP + γCV ± 1.00 S
- (0.90 – CSV) CP ± 1.00 S

  Donde:

  S = ± Sx ± 0.3 Sy

  S = ± 0.3 Sx ± Sy

4.2.3 Materiales

Los materiales considerados en el proyecto son los siguientes:

- Concreto con resistencia a compresión de 250 kg/cm².
- Acero de Refuerzo COVENIN 316 S-60: Para los elementos en los cuales se requiera acero para flexión o corte, con una tensión cedente de 4200 k/cm².

4.2.4 Predimensionado de Losas

Para realizar el análisis de cargas de la estructura, es necesario establecer las dimensiones de las losas que se van a implementar en el proyecto. Es por ello que se procedió a observar los planos y realizar un predimensionado de losas, estableciendo además que las mismas serán, losas nervadas.

De acuerdo con la Tabla 9.6.1 de la Norma COVENIN 1753-2006 (ver figura 9), cuando una losa nervada en una sola dirección se encuentra simplemente apoyada el espesor mínimo se determina con el cociente de la luz del elemento entre dieciséis (16) unidades. Observando los planos arquitectónicos, podemos determinar que en planta la menor dimensión entre los apoyos

es de 8,00 m, por lo que se decidió colocar vigas auxiliares intermedias entre ellos, convirtiendo la luz en 4,00 m, por lo que el espesor de la losa mínimo recomendado es de 25cm.

4.2.5 Análisis de Cargas

De acuerdo con la Norma Venezolana "Criterios Y Acciones Mínimas Para El Proyecto De Edificaciones'' COVENIN MINDUR 2002-88, la determinación de las cargas permanentes se usarán los pesos de los materiales y elementos constructivos a emplear en la edificación.

Cuadro 1: Análisis de Cargas

Descripción:	Cargas de Techo	
	Losa nervada h = 25 cm	315 kg/m²
	PP =	315 kg/m²
	Friso (acabado inferior)	20 kg/m²
	Manto asfáltico en una sola capa, reforzada interiormente y con acabado exterior, 5 mm de espesor	6 kg/m²
	SCP =	26 kg/m²
	Carga variable de techo (pendiente menor a 15%)	100 kg/m²
	CVt =	100 kg/m²
Descripción:	Cargas de Entrepiso	
	Losa nervada h = 25 cm	315 kg/m²
	PP =	315 kg/m²
	Friso (acabado inferior)	20 kg/m²
	Sobrepiso e = 2 cm (arena y cemento)	38 kg/m²
	Granito/Mármol e = 3 cm	84 kg/m²
	Tabiquería	0 Kg/ m²
	SCP =	142 kg/m²
	Carga variable terraza	100 kg/m²
	CVr =	100 kg/m²

Autores: Goncalves, J. Ponce, M (2022)

4.2.6 Parámetros Sísmicos

Según la Norma Venezolana COVENIN 1756-1:2019, para el caso de análisis tratado corresponden las condiciones que se exponen a continuación, de las cuales deriva el Espectro de diseño expuesto.

- Grupo de Importancia: A2 (Construcciones Esenciales)

En la sección 3.2.1.2 de la Norma a utilizar expone que el Grupo A2 "son aquellas construcciones que deben mantenerse en operación durante o después de un sismo", e incluye entre ellas en el numeral k a los Templos.

- Factor de Importancia (α): 1,50 (ver figura 26)

Grupo de Importancia	Probabilidad de excedencia	PMR (años)	α
A1	2,5% en 50 años	1.975	2,0
A2	5% en 50 años	975	1,5
B1	7% en 50 años	689	1,2
B2	10% en 50 años	475	1,0
C	20% en 50 años	225	0,7

Figura 26: Tabla 4: Factor de Importancia

Fuente: Norma COVENIN 1756-1:2019

- Tipo de Estructura: Tipo I, Subtipo I-a

Las estructuras Tipo I, de acuerdo con lo establecido en la sección 3.5.1 de la Norma Venezolana, son aquellas formadas por "vigas y columnas que ante las acciones sísmicas se deforman principalmente por la flexión de sus elementos". Y el Subtipo I-a son "estructuras constituidas por pórticos, con vigas y columnas conectadas por juntas, de concreto armado".

- Coeficientes Adimensionales: Se determinan por medio de los mapas de amenaza sísmica que se encuentran en la Norma Venezolana COVENIN 1756-1:2019 (ver figura 27, 28 y 29)
    - Coeficiente de aceleración horizontal (A0): 0,15
    - Coeficiente de pseudo -aceleración espectral (A1): 0,13
    - Periodo de transición espectral (TL): 3,90

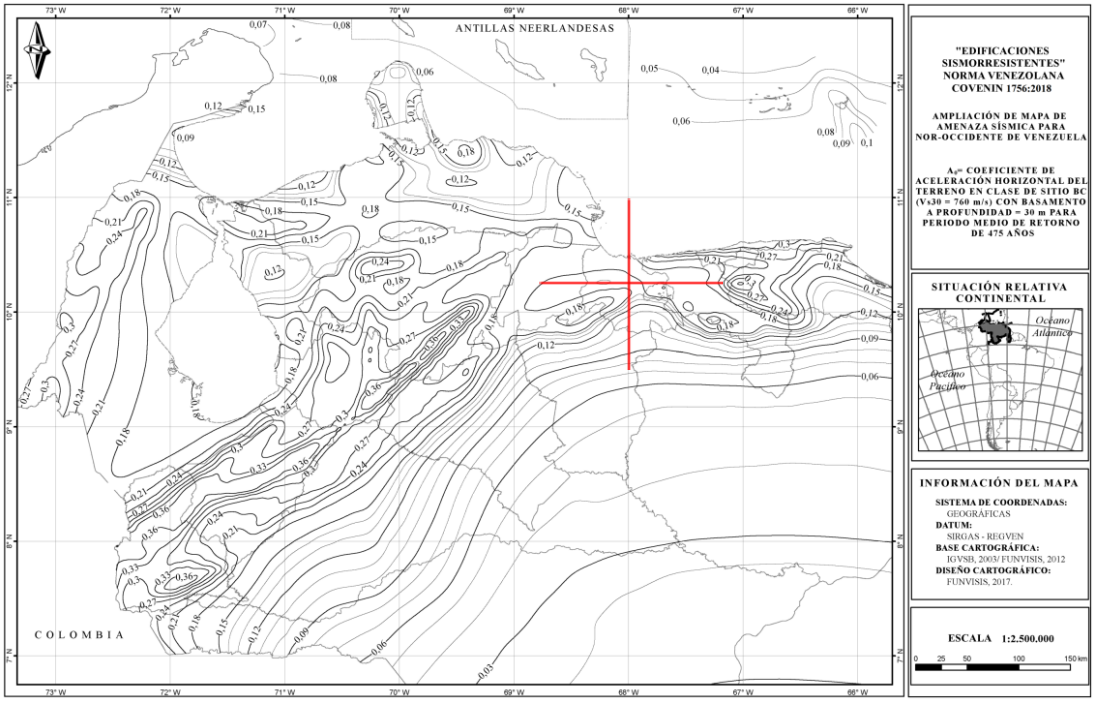


Figura 27: Figura 4.1.oeste. A0, ampliación para Nor-occidente.

Fuente: Norma COVENIN 1756-1:2019

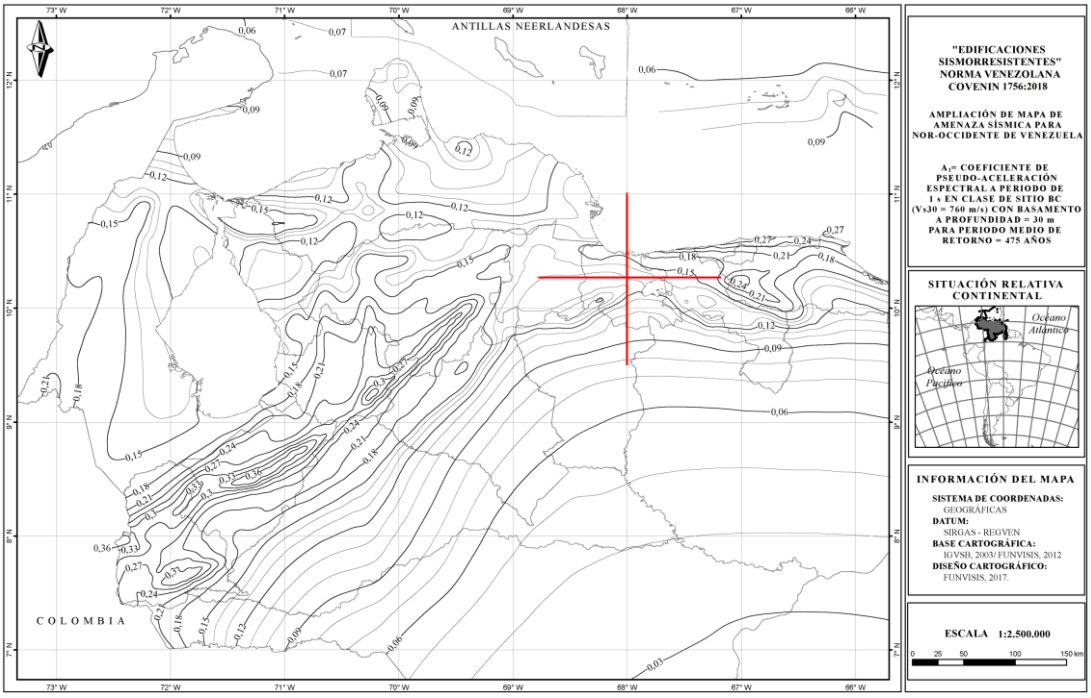


Figura 28: Figura 4.2.oeste. A1, ampliación para Nor-occidente.

Fuente: Norma COVENIN 1756-1:2019

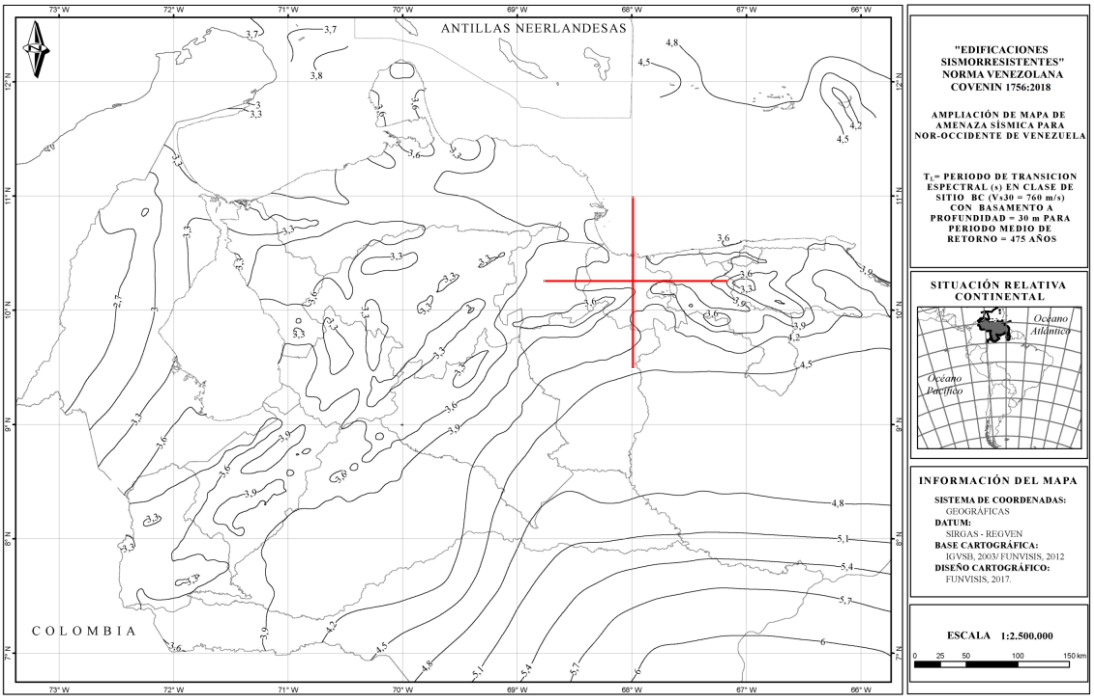


Figura 29: Figura 4.3.oeste. TL, ampliación para Nor-occidente.

Fuente: Norma COVENIN 1756-1:2019

- Clase de Sitio de los Perfiles Geotécnicos: C

Para determinar la Clase de Sitio es necesario conocer el valor promedio de la Velocidad de Onda a los treinta (30) metros de profundidad (Vs30), para ello se tomó como base los valores de Velocidad de Onda (Vs) suministrados en el Estudio de la Mecánica de los Suelos y expuesto en el punto 4.1.2 de la presente investigación, donde establecen que entre los 36 y 56 metros se alcanza una Vs igual a 500 m/s, se asume entonces que el Vs30 se encuentra entre 400 m/s y 650 m/s, que de acuerdo con la Norma equivale a una clase de sitio C (ver figura 30).

CLASE	DESCRIPCIÓN CUALITATIVA	Vs30 (m/s)
A	Roca cristalina sana muy dura, sin fracturación ni meteorización notable.	> 1500
AB*	Propiedades intermedias entre las clases A y B.	1300 a 1500
B	Roca dura o formación similar (e.g. conglomerados), con eventual fracturación y un máximo de 5 metros de espesor de meteorización con Vs ≥ 350 m/s.	850 a 1300
BC*	Propiedades intermedias entre las clases B y C.	650 a 850
C	1) Roca dura con espesor meteorizado superior a 5 metros. 2) Roca blanda (e.g. margas). 3) Arenas o gravas muy densas. 4) Arcillas muy duras.	400 a 650
CD*	Propiedades intermedias entre las clases C y D.	300 a 400
D	1) Arenas o gravas densas a medio-densas. 2) Arcillas duras. 3) Arcillas firmes de menos de 30 metros de espesor.	200 a 300
DE*	Propiedades intermedias entre las clases D y E.	170 a 200
E	1) Arenas sueltas o arenas limosas, con suficiente proporción de finos, no susceptibles de licuación, de acuerdo con 5.5. 2) Arcillas blandas, plásticas (IP > 20) u orgánicas, no incluidas en la Clase F.	120 a 170
F**	Arenas o arenas limosas susceptibles de licuación***, arcillas sensibles, arcillas expansivas, suelos cementados colapsables, turbas o arcillas orgánicas de más de 3 metros de espesor, arcillas con índice de plasticidad IP > 75 y más de 7 metros de espesor, arcillas firmes o blandas con más de 30 metros de espesor, rellenos artificiales con o sin pendiente y sitios con Vs30 < 120 m/s.	variable; incluye el caso de Vs30 < 120

* Empléese también en caso de incertidumbre entre las clases adyacentes.
** Debe efectuarse el estudio de sitio indicado en 5.11 y tomarse medidas especiales de fundación (ver 13.2.f).
*** Debe determinarse el potencial de licuación según 5.6 y 13.3.6.

Figura 30: Tabla 7, Clase de sitio de los perfiles geotécnicos.

Fuente: Norma COVENIN 1756-1:2019

- Factores de Clase de Sitio
    - Factor de clase de sitio para periodos cortos (Fac): 1.238 (ver figura 31)

Para determinar estos factores fue necesario multiplicar los valores del factor de importancia por el coeficiente de aceleración horizontal (αA0 = 0.225).

αA_0 *	CLASE DE SITIO								
	A	AB	B	BC	C	CD	D	DE	E
≤ 0,01	0,80	0,85	0,90	1,00	1,30	1,60	1,90	2,40	2,70
0,05	0,80	0,85	0,90	1,00	1,30	1,50	1,75	2,05	2,20
0,1	0,80	0,85	0,90	1,00	1,25	1,45	1,60	1,75	1,85
0,2	0,80	0,85	0,90	1,00	1,25	1,35	1,40	1,35	1,35
0,3	0,80	0,85	0,90	1,00	1,20	1,25	1,25	1,10	1,00
0,4	0,80	0,85	0,90	1,00	1,20	1,20	1,15	0,95	0,85
≥ 0,5	0,80	0,85	0,90	1,00	1,15	1,15	1,00	0,80	0,70

* Para sismo extremo o sismo frecuente, α se sustituirá por α_E o α_F, respectivamente.

Figura 31: Tabla 8, Factor de clase de sitio para periodos cortos.

Fuente: Norma COVENIN 1756-1:2019

- Factor de clase de sitio para periodos intermedios (Fvc): 1.40 (ver figura 32)

Para determinar estos factores fue necesario multiplicar los valores del factor de importancia por el coeficiente de pseudo -aceleración espectral (αA1 = 0.195).

αA_1 *	CLASE DE SITIO								
	A	AB	B	BC	C	CD	D	DE	E
≤ 0,01	0,80	0,85	0,90	1,00	1,40	1,80	2,30	3,30	4,00
0,05	0,80	0,85	0,90	1,00	1,40	1,75	2,20	3,00	3,30
0,1	0,80	0,85	0,90	1,00	1,40	1,75	2,10	2,70	3,00
0,2	0,80	0,85	0,90	1,00	1,40	1,70	2,00	2,50	2,70
0,3	0,80	0,85	0,90	1,00	1,40	1,70	1,95	2,30	2,45
0,4	0,80	0,85	0,90	1,00	1,40	1,65	1,90	2,15	2,30
≥ 0,5	0,80	0,85	0,90	1,00	1,40	1,65	1,85	2,00	2,15

* Para sismo extremo o sismo frecuente, α se sustituirá por α_E o α_F, respectivamente.

Figura 32: Tabla 9, Factor de clase de sitio para periodos intermedios.

Fuente: Norma COVENIN 1756-1:2019

- Factor de clase de sitio para periodos largos (Fdc): 1.20 (ver figura 33)

CLASE DE SITIO								
A	**AB**	**B**	**BC**	**C**	**CD**	**D**	**DE**	**E**
0,85	0,90	0,95	1,00	1,20	1,40	1,70	2,25	2,65

Figura 33: Tabla 10, Factor de clase de sitio para periodos largos.

Fuente: Norma COVENIN 1756-1:2019

- Factores de Condición Topográfica

Fat = Fvt = Fdt =1,00 (ver figura 34)

Se selecciona una condición topográfica leve debido a que el Estudio de la Mecánica de los Suelos nos indica que la pendiente del terreno es regular y menor de 40%.

Condición topográfica (Ver 5.2.2)	F_A^T	F_V^T	F_D^T
Leve	1,00	1,00	1,00
Moderada	1,20	1,10	1,05
Severa	1,40	1,20	1,10

Figura 34: Tabla 11, Factores de condición topográfica.

Fuente: Norma COVENIN 1756-1:2019

- Factores de Profundidad del Basamento Rocoso

El Estudio de la Mecánica de los Suelos al basarse en la Norma Venezolana COVENIN 1756-2001, no determina la Profundidad del Basamento Rocoso, por lo que se toma la decisión de asumir una profundidad de 30 m, en base a las características del suelo observadas a las profundidades estudiadas.

Fah = Fvh = Fdh=1,00 (ver figura 35)

H (m)	F_A^H	F_V^H	F_D^H
0	1,00	0,98	0,93
10	1,00	1,00	0,96
30	1,00	1,00	1,00
60	1,00	1,02	1,05
100	1,01	1,05	1,10
200	1,02	1,08	1,20
300	1,03	1,10	1,30
500	1,05	1,20	1,60
750	1,07	1,30	2,10
≥ 1.000	1,10	1,40	2,80

Figura 35: Tabla 12, Factores de profundidad del basamento rocoso.

Fuente: Norma COVENIN 1756-1:2019

- Factor de condición de sitio para períodos cortos (Fa): 1,238

Se determina mediante la multiplicación de los factores de clase de sitio, de condición topográfica y de profundidad del basamento rocoso asociados con períodos cortos.

- Factor de condición de sitio para períodos intermedios (Fv): 1,40

Se determina mediante la multiplicación de los factores de clase de sitio, de condición topográfica y de profundidad del basamento rocoso asociados con períodos intermedios.

- Factor de condición de sitio para períodos largos (Fd): 1,20

Se determina mediante la multiplicación de los factores de clase de sitio, de condición topográfica y de profundidad del basamento rocoso asociados con períodos largos.

- Medida de la intensidad sísmica del sitio esperada para el grupo de importancia de la construcción que incorpora los efectos de sitio, expresada como coeficiente de la aceleración del terreno (Aa): 0,278

Se determina mediante la multiplicación del factor de condición de sitio para períodos cortos por los valores del factor de importancia por el coeficiente de aceleración horizontal.

- Coeficiente de aceleración para períodos intermedios, que incorpora los efectos de sitio, la amenaza sísmica en roca y la importancia de la construcción (Av): 0,273

Se determina mediante la multiplicación del factor de condición de sitio para períodos intermedios por los valores del factor de importancia por el coeficiente de pseudo -aceleración espectral.

- Nivel de Diseño Permitido: ND3.

Se establece intersectando el grupo de importancia con la fila que corresponda al valor de Aa obtenido. (ver figura 36).

Grupo de Importancia	Intensidad sísmica de diseño en el sitio, A_A		
	$A_A \leq 0{,}10$	$0{,}10 < A_A \leq 0{,}20$	$A_A > 0{,}20$
A1	ND3	ND3	ND3
A2	ND2, ND3	ND3	ND3
B1	ND2, ND3	ND2, ND3	ND3
B2	ND1, ND2, ND3	ND2, ND3	ND2, ND3
C	ND1, ND2, ND3	ND1, ND2, ND3	ND2, ND3

Figura 36: Tabla 2, Niveles de Diseño permitidos.

Fuente: Norma COVENIN 1756-1:2019

- Valor de Amortiguamiento (E): 5% y Factor de Amplificación Espectral (ß): 2,40

Estos parámetros están expuestos en la sección 7.6 de la Norma Venezolana 1756-1:2019, donde expresa que "se usará un valor del coeficiente de amortiguamiento de 5%, excepto cuando se especifique otro valor en esta norma o en otra norma de diseño, o en el caso que estudios especiales justifiquen el uso de un valor distinto" y por lo tanto, el Factor de Amplificación Espectral será 2,40.

- Coeficiente de la rama espectral para periodos largos (q): 1,70

Se establece gracias a la clase de sitio del terreno en estudio. (ver figura 37).

Clase de Sitio	q
A, AB, B	1,5
BC, C	1,7
CD, D	1,9
DE, E	2,0

Comisión Venezolana de Normas Industriales

Figura 37: Tabla 17, Coeficiente de la rama espectral para periodos largos.

Fuente: Norma COVENIN 1756-1:2019

- Factor de amplificación espectral que depende del valor de ß y del cociente AA/AV (ß*): 2,40. Se determina como el mayor valor entre ß y el cociente Aa/Av
- Factor de Redundancia (p): 1,00 (ver figura 38)

De acuerdo con los planos arquitectónicos, la estructura posee al menos tres planos sismorresistentes con al menos tres vanos cada uno, en ambas direcciones de análisis.

Sistema Estructural*	ρ
Posee al menos tres planos sismorresistentes en la dirección de análisis, cada uno de ellos con al menos tres vanos.	1,0
Posee al menos dos planos sismorresistentes en la dirección de análisis, cada uno de ellos con al menos dos vanos.	1,2
Posee al menos dos planos sismorresistentes en la dirección de análisis, con un sólo vano.	1,5
Posee un sólo plano sismorresistente en la dirección de análisis.	2,0

* No se permite interpolar entre casos intermedios.

Figura 38: Tabla 13, Factor de redundancia.

Fuente: Norma COVENIN 1756-1:2019

- Factor de Irregularidad (Fi): 1,00. Se asumió que la estructura no posee irregularidades.
- Factor de Reducción de Respuesta (R): 6,00 (ver figura 39)

Tipo Subtipo	Sistema Sismorresistente	Material / Norma (ver 6.2.1)	R			Ω_o	C_d		
			ND3	ND2	ND1		ND3	ND2	ND1
I-a	Pórticos de concreto armado (vigas y columnas).	Concreto / C1	6	4	2	3	4¼	3¾	1¾
	Pórticos de acero estructural (vigas y columnas).	Acero / A	6	3½	2½	3	4¼	3¼	2¼
	Pórticos mixtos restringidos (vigas y columnas).	Ac. – conc. / A	6	4	2¼	3	4¼	3¾	2
	Pórticos mixtos parcialmente restringidos (vigas y columnas).	Ac. – conc. / A	na	4½	na	3	na	4¼	na
	Pórticos de madera con espigas y pernos (vigas y columnas).	Madera / MD	4	2½	na	3	4	2½	na
	Pórticos prefabricados de concreto armado.	Concreto / C2	4½	3	1½	3	4½	3	$1^{1/2}$

Figura 39: Tabla 15, Norma de Diseño, Factor de Reducción (R), Factor de Sobrerresistencia (Ωo) y Factor de Amplificación del Desplazamiento (Cd) para los Tipos/Subtipos estructurales de acuerdo al Sistema Sismorresistente, Material y Nivel de Diseño.

Fuente: Norma COVENIN 1756-1:2019

- Periodos Característicos: determinados de acuerdo con las ecuaciones correspondientes ubicadas en la sección 7.2 y 7.3 de la Norma Venezolana COVENIN 1756-1:2019.
    - Período, en segundos, que define el inicio de la rama de velocidad espectral constante del espectro elástico (Tc): 0,409s (ver ecuación 42)
    - Td: Período, en segundos, que define el inicio de la rama de desplazamiento espectral cuasi constante del espectro elástico (Td): 3,343s (ver ecuación 43)
    - Período, en segundos, que define el inicio de la rama de máxima aceleración del espectro elástico (Tb): 0,102s (ver ecuación 44)
    - Período, en segundos, que caracteriza el espectro elástico en la rama de muy cortos períodos (Ta): 0,02s (ver ecuación 45)

$$T_A = 0.20 * T_B$$ Ecuación (41)

$$0.02\ s \leq T_A \leq 0.05\ s$$

$$T_B = 0.25 * T_C$$ Ecuación (42)

$$T_C = \frac{1}{2.4} * \frac{A_V}{A_A}$$ Ecuación (43)

$$T_D = T_L * \frac{F_D}{F_V}$$ Ecuación (44)

- Período característico, en segundos, del espectro de respuesta inelástica (T+): 0,4s (ver figura 40)

R	T^+
R < 5	0,1 (R-1)
R ≥ 5	0,4

Figura 40: Tabla 18, Valores del periodo característico T+ en segundos.

Fuente: Norma COVENIN 1756-1:2019.

A partir de dichos parámetros y tomando en cuenta las ecuaciones de la sección 7.2 y 7.3 de la Norma Venezolana COVENIN 1756-1:2019, se construyó el siguiente espectro de diseño:

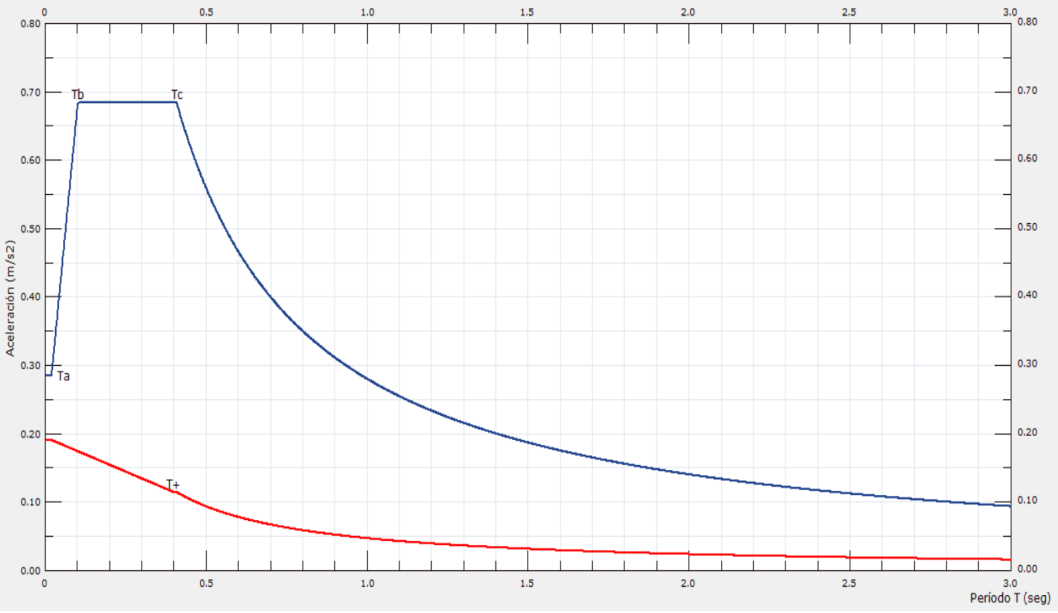


Figura 41: Espectro de diseño para la Iglesia de Los Arales.

Fuente: IP3- Espectro Sísmico

- Componente Vertical del Sismo (Sv): 0,24. Se determina de acuerdo al apartado 8.3.1.4 de la Norma COVENIN 1756-1:2019.

$$S_V = C_{SV} * CP$$ Ecuación (45)

Donde C_{SV} es el coeficiente sísmico en dirección vertical dado por:

$$C_{SV} = \beta * A_A * \gamma_{max} * \eta_0$$ Ecuación (46)

Donde,

ß es el factor de amplificación espectral

A_A es el coeficiente adimensional de la aceleración horizontal del terreno.

γ_{max} y η_0 vienen dados por la Tabla 19 de la Norma Sísmica Venezolana (ver figura 42).

CP representa la carga permanente sobre el elemento.

Clase De Sitio	γ_0	γ_{max}	$\gamma_{mín}$	T_{CV} (s)	η_0	η_c
A, AB, B, BC	0,7	1	0,42	0,2	0,85+0,5 αA_0	1,45-1,5 αA_0
C, CD	0,8	1,3	0,36	0,3	0,7+ αA_0	1,36-1,2 αA_0
D, DE, E	0,9	1,6	0,3	0,4	0,55+1,5 αA_0	1,3-αA_0

Figura 42: Tabla 19, Parámetros del espectro de la componente sísmica vertical.

Fuente: Norma COVENIN 1756-1:2019.

4.2.7 Aspectos eólicos

No se ha considerado la acción de viento para el diseño de los miembros estructurales, debido a que la edificación se encuentra localizada en una zona sísmica importante y particularmente posee un peso considerable, considerando que las combinaciones de diseño no toman en cuenta la simultaneidad de los eventos sísmico con las acciones eólicas, es decir, no existen combinaciones de carga las consideren ambas al mismo tiempo por su improbabilidad, la acción sísmica se convierte predominante para el diseño.

4.2.8 Análisis de los elementos de acuerdo al Nivel de Diseño

A continuación se presenta una tabla con las especificaciones mas importantes a tener en cuenta para realizar un Diseño Estructural, estas varían dependiendo del nivel de diseño que se necesite aplicar en función a la importancia presentada y al nivel de uso y envergadura, los datos aquí señalados fueron extraídos de Fondonorma 1753: 2006 “Proyecto y construcción de obras en concreto estructural”; más específicamente del capítulo 18 de dicha norma, en la cual se especifican todos los detalles que se han de cumplir al momento de diseñar los elementos conformantes de las estructuras sismoresistentes.

Cuadro 2: Consideraciones de Diseño con respecto al Nivel de Diseño

Elemento Estructural	Nivel de Diseño	Características
Losas	**ND1**	**Condiciones Geometricas.** Según el artículo 8.2., indica que: ● Son miembros prismáticos. ● Las luces entre losas deben ser aproximadamente iguales, cumpliendo que la luz mayor entre ellas no sobrepase por un 20% a las losas adyacentes. ● Si la losa es simplemente apoyada la luz será la distancia entre los apoyos más el espesor de la misma, pero al tener dos o más tramos se mantendrá la distancia entre los apoyos. **Condiciones de Carga.** ● El artículo 8.2, establece que las Cargas Variables (CV) a la que estará sometida la estructura para el cálculo del sistema no deberá ser mayor que tres veces la Carga Permanente (CP). Para **Losas Nervadas** se establecen consideraciones adicionales: **Condiciones dimensionales de Nervios** El artículo 8.10.2.1, plantea que: ● El espesor mínimo de estos es de 10 cm en su parte superior y el espesor promedio no deberá ser menor a 8 cm. ● Su altura libre no será mayor que 3.5 veces el espesor promedio del alma. ● En los extremos de la losa nervada se colocará un macizado mínimo de 10 cm. **Refuerzo Longitudinal** ● El artículo 13.4.1, indica que las losas nervadas se calculan a flexión, el acero de refuerzo longitudinal mínimo que deben llevar estas, por efectos de retracción y temperatura es el indicado por el articulo 10.3.1.1: $As_{min} = \frac{14}{Fy} * bw * d \qquad fc' < 315 \frac{kgf}{cm^2}$ ● En el articulo 10.3.1.3 establece que las Losas macizas son elementos diseñados para soportar cargas a flexión, el acero mínimo por retracción y temperatura que deben llevar estos elementos, en ambas direcciones, tanto superior como inferior, se calcula como lo indica la tabla 7.7: $A_{min} = 0.0018 * bw * d$
	ND2	Las losas son elementos que no requieren cumplir requisitos sismorresistentes, por lo tanto se consideran las características del Nivel de Diseño ND1 para su diseño y armado.
	ND3	

<table>
<tr><td>Vigas</td><td>ND1</td><td>● El art. 10.3.1 establece que el acero mínimo para los miembros a flexión son:
$$Asmin = \frac{0.79\sqrt{f'c}}{fy} * bw * d \; para \; f'c \geq 315 \frac{kgf}{cm^2}$$
$$Asmin = \frac{14}{fy} * bw * d \; para \; f'c < 315 \frac{kgf}{cm^2}$$
Pero en el art. 10.3.1.2 indica que si el Asmin es tres veces mayor que el acero requerido por el análisis, el requerimiento en el art. 10.3.1 pueden obviarse.
La resistencia Teórica del concreto al corte según la tabla 11.3 establece que: $Vc = 0.53\sqrt{f'c} * bw * d$</td></tr>
<tr><td></td><td>ND2</td><td>Condiciones Geometricas
Los Requisitos necesarios por la vigas en el ND2, se ven indicados en el artículo 18.3.2, los cuales son:
● La base no debe ser menor a veinticinco centímetros (25cm).
● La altura debe ser por lo menos quince veces el diámetro de la barra de mayor área que se encuentra en la columna donde se apoya.
● Su longitud debe ser mayor a cuatro veces su altura
● La compresión axial de estos elementos no debe sobrepasar el diez por ciento (10%) del área en la sección transversal multiplicado por la resistencia del concreto (f’c).
Refuerzo Longitudinal
Se indica en el artículo 18.4.2. que:
● Para el acero longitudinal,las barras de acero de refuerzo a utilizar deben ser iguales o mayor al diámetro #4.
● La cuantía geométrica no será menor que 0.01 y ni mayor que 0.06
Refuerzo Transversal
El artículo 18.8.5. establece que:
● El diseño por corte del elemento se basa en la ecuación.
$$Ve = \frac{(Mn)i + (Mn)j}{Ln} + Vo$$
● El acero de refuerzo transversal (Estribos), se confina hacia los extremos del elemento a una distancia Lcf y en los puntos donde se considere que puede haber cedencia por flexión.</td></tr>
</table>

<table>
<tr><td></td><td></td><td>
<table>
<tr><th>L_n/h</th><th>L_{cf}</th></tr>
<tr><td>≤ 4</td><td>h</td></tr>
<tr><td>$4< L_n/h \leq 10$</td><td>$\frac{h}{6}\left(\frac{L_n}{h}+2\right)$</td></tr>
<tr><td>> 10</td><td>2h</td></tr>
</table>
● La separación de los estribos, en la zona confinada nunca será mayor a las siguientes condiciones:
1. La altura de la viga efectiva entre cuatro (d/4).
2. Ocho (8) veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro,
3. Veinticuatro (24) veces el diámetro del estribo
4. Treinta centímetros (30 cm).
● Los estribos se colocarán en la Zona No Confinada, con una distancia mínima de la altura efectiva de la viga entre dos (d/2).
</td></tr>
<tr><td></td><td>ND3</td><td>Las Condiciones Geométricas de una viga se manejan de igual manera que en nivel de diseño dos (ND2), manteniendo los mismos parámetros con respecto a sus longitudes.
El Refuerzo longitudinal para el diseño por flexión, se mantiene igual que el nivel de diseño dos con la salvedad de que, en el artículo 18.3.3 dice que, el acero longitudinal en el nivel inferior del elemento debe ser capaz de soportar la totalidad del momento positivo y a su vez la mitad del momento negativo presente en los apoyos.
En el caso del Refuerzo Transversal, el diseño por corte del elemento se realiza de igual manera que en el nivel de diseño dos, ya que se debe confinar y mantener una separación máxima.</td></tr>
<tr><td>Columnas</td><td>ND1</td><td>● Las ligaduras, según el art. 10.7.4, no serán menores de barras #3 ni mayores a #5. Las distancias entre ellas no será mayor de:
● 16 veces el diámetro de la barra longitudinal.
● 48 veces el diámetro de la ligadura
● la mitad de la sección menor de la columna.
● La resistencia teórica del concreto al corte para una columna, establecida en la tabla 11.3, dice que:
$$Vc = 0.53\sqrt{f'c} * bw * d * \left(1 + 0.007\frac{Nu}{A}\right)$$
Siendo Nu la carga axial mayorada y A el área total de la sección, Nu/A estará expresado en Kgf/cm² y será positivo en la compresión y negativo a la tracción.
● La cuantía geométrica, según el art. 10.7.3, esta no debe ser menor del 0.01 y ni mayor de 0.08, por ende, el art. 10.4.3 establece que el acero mínimo de estos elementos será la cuantía</td></tr>
</table>

		geométrica por el área de sección transversal.
	ND2	Se diseñan a partir de las fuerzas axiales mayoradas por la combinación de carga más desfavorable, la cual no debe ser menor al setenta y cinco por ciento (75%) del área en la sección transversal multiplicado por la resistencia del concreto (f'c). **Condiciones Geometricas** El artículo 18.4.2 nos establece que: ● La longitud más pequeña del elemento debe ser mayor o igual a treinta centímetros (30 cm) ● La relación entre la longitud menor y la longitud mayor del elemento debe ser mayor a 0.40. ● Para prevenir una falla por adherencia en los agregados normales del concreto se debe cumplir con la ecuación, $$\frac{h}{d_b} = \frac{\alpha_a * fy}{\sqrt{f'c}}$$ donde: db es el diámetro de la barra de mayor dimensión en la viga α_a varía entre 0.08 y 0.10 dependiendo de la capacidad de endurecimiento por deformación que puede desarrollar el refuerzo longitudinal de la viga, estos valores aumentan un treinta por ciento (30%) si se utiliza un concreto con agregados livianos. **Resistencia mínima a Flexión.** El artículo 18.8.3. establece: Su resistencia mínima a la flexión se debe de realizar con dos verificaciones y seleccionar la más desfavorable. La verificación por nodos se cumple cuando los momentos flexionantes generados por las columnas que llegan a los nodos sean en un diez por ciento o más mayores a los momentos generados por la flexión de las vigas conectadas a los nodos. La segunda verificación se realiza por nivel en el cual se debe cumplir que los momentos flectores de las columnas que se encuentran por debajo del nivel en estudio sean un diez por ciento o más mayores a los momentos flexionantes productos de las vigas que se encuentran en el nivel en estudio. $$\sum Mc \geq 1.10 * \sum Mv$$ $$\sum Mcn \geq 1.10 * \sum Mvn$$ **Refuerzo Transversal** Se indica en el art 18.8.5 que: ● La cuantía de estos elementos siempre debe estar en el rango de 0.01 a 0.06. ● Para refuerzo transversal, la zona confinada se debe considerar en las zonas donde se realiza el empalme de las cabillas y en los extremos del elemento, su longitud será el mayor

		valor entre la mayor dimensión de la sección transversal del miembro, una sexta parte de la altura libre del miembro y cuarenta y cinco centímetros (45 cm). ● La separación de los estribos en la zona de confinamiento no debe ser mayor de quince centímetros (15 cm) u ocho veces el diámetro de la barra de menor área dentro de la columna y para la zona con menos requerimiento de acero de refuerzo transversal su separación no debe sobrepasar los veinte centímetros (20cm) u ocho veces el diámetro de la menor barra.
	ND3	Se diseñan de dos maneras, de forma axial, siguiendo las mismas condiciones que el nivel de diseño dos, y por flexión, la cual su resistencia mínima se debe verificar de dos maneras y seleccionar la más desfavorable. Con respecto a los **Requisitos Geométricos** de los elementos, se mantienen los mismos parámetros que en ND2. **Resistencia Mínima a Flexión** En el art. 18.4.3 se indica que la verificación por nodos se cumple cuando los momentos flexionantes generados por las columnas que llegan a los nodos sean mayor o igual a los momentos generados por la flexión de las vigas conectadas a los nodos mayorados por un veinte por ciento (20%). La segunda verificación es por nivel en el cual se debe cumplir que, los momentos flectores de las columnas que se encuentran por debajo del nivel en estudio sean igual o mayores que los momentos flexionantes productos de las vigas que se encuentran en el nivel en estudio aumentados un veinte por ciento (20%). $$\sum Mc \geq 1.20 * \sum Mv$$ $$\sum Mcn \geq 1.20 * \sum Mvn$$ **Refuerzo Transversal.** Según el art. 18.4.5: ● Para el refuerzo transversal de estos elementos, la longitud de confinamiento se mantiene los mismos criterios que en el nivel de diseño dos, pero con respecto a su separación en la zona de confinamiento deberá ser la menor entre: 1. Una cuarta parte de la dimensión más pequeña del elemento, 2. Seis veces el diámetro de la barra de menor área dentro de la columna, 3. o también: $Sx = 10 + \frac{35 - hx}{3}$ Este se debe estar dentro del rango de 10cm a 15cm ● Para la zona con menos requerimiento de acero de refuerzo transversal su separación no debe sobrepasar los 15 cm o seis veces el diámetro de la barra de menor área.

	Detalles de Armados especiales	**Cambio de Sección Transversal** El art. 7.3.1 nos dice que al generarse un cambio en la sección transversal de la columna,entre un nivel y otro, se deben tener las siguientes consideraciones: ● El doblez de la cabilla, al pasar por el nodo para el cambio de sección, puede tener una pendiente máxima de 1:6. ● Se debe colocar estribos a lo largo del doblez estribos con una separación máxima de 15 cm. **Colocación de Zunchos** Cuando estamos en presencia de columnas de sección circular, su refuerzo transversal va en forma de espiral, en el Art. 7.5.1. nos indica que debemos tener en consideración que: ● La barra no será menor a N⁰ 3 (⅜"). ● La separación entre las Hélices (paso) debe estar comprendido entre 2.5cm hasta 7.5cm ● Se debe anclar en los nodos con una vuelta y media adicional. ● Los empalmes de los zunchos, para cabillas con resalte debe de ser de 48db, siendo db el diámetro de la barra, y para Barras lisas o con recubrimiento epóxico debe de ser de 72db.

Autores: Goncalves, J. Ponce, M (2023)

Cuadro 3: Detalles Típicos de Elementos para todos los Niveles de Diseño

Longitud de Anclaje	**Barras con Ganchos.** El Art. 18.5.4, establece que: El acero longitudinal de la viga se extenderá a la cara más alejada del núcleo de la columna, con los parámetros especificados en el art. 18.5.4.1 para una barra con gancho de 90°. No debe ser menor de 8db, 15 cm o $$Ldh = \frac{db * fy}{17{,}2 * \sqrt{f'c}}$$ Nota: Para elementos de concreto liviano, la longitud de anclaje debe aumentarse un 25% **Barra Rectas (Art. 18.5.4.2)** Para barras sin ganchos menores a N° 11 (1 ⅜") la longitud será de: 1. Cuando el espesor de concreto inferior de la barra sea menor de 30 cm . $$Ld = 2.5 * Ldh$$ 2. Cuando el espesor de concreto inferior de la barra sea mayor de 30 cm. $$Ld = 3.25 * Ldh$$ La longitud de anclaje dentro del núcleo de la columna o miembro de borde. Ldc= será el anc[illegible]a columna. $$Ldm = 1.6 * Ld - 0.6 * Ldc$$

	La Longitud de desarrollo a tensiones (ld) también se puede calcular, según el Art. 12.2.1, como: $$Ld = \left(\frac{0.192 * fy * \propto * \beta * \lambda}{\sqrt{f'c}}\right) * db$$ $\propto$=1.30 para Barras superiores o 1.00 para barras inferiores λ=1.00 concreto de peso normal. β=1 para barras con recubrimiento epóxico. **La longitud de transferencia a compresión (Art. 12.2.2).** $$Ldc = \frac{0.075 * db * fy}{\sqrt{f'c}} \geq 0.004 * db * fy$$
Empalmes	**Condiciones de ubicación.** Según el art.18.2.3, tienes las siguientes restricciones: ● No debe estar dentro de los nodos (intersección viga-columna). ● Nunca debe ubicarse dentro de la Zona Confinada de los elementos. ● En ningún punto donde, por efecto de la acción del sismo, algún elemento de acero de refuerzo a flexión , logre su tensión cedente. ● La longitud de solape debe estar recubierta por estribos cerrados con una separación no mayor de d/4 o 10cm. ● En las **columnas,** solo se permite solapar dentro del tercio central de la longitud libre del elemento, estos empalmes se diseñan a tracción , recubiertos con estribos cerrados con una separación máxima de d/4 o 10 cm, y en el caso de refuerzo transversal con zunchos, el paso no debe ser mayor de 7.5cm. **Tipos de Empalmes** En el art. 12.3, se estipula que existe tres tipo de empalmes, los cuales son: ● **Empalmes por solape:** 1. No se permite empalmar en barras N⁰11 (1 ⅜”), con la excepción de los casos de empalmes a compresión. 2. En los elementos solicitados a flexión, la separación entre las barras empalmadas que no se tocan dentro de los elementos debe de ser menor o igual a ⅕ de la longitud de solape requerida o 15 cm. ● **Empalmes por acción mecánica:** 1. Tipo 1: Son empalmes que pueden trabajar tanto a compresión como a tracción, al menos un 125% de la tensión cedente de la barra “fy” (1,25*Fy). 2. Tipo 2: Son empalmes que desarrollan la resistencia a tracción especificada de la barra empalmada.(1*fy) ● **Empalmes por Soldadura:** No se permite soldar el acero de refuerzo longitudinal requerido por diseño, estribos, ligaduras, insertos u otros elementos similares.

	Los empalmes por soldadura realizados a temperatura ambiente en los aceros de refuerzo de calidad W especificados en la Norma Venezolana 316, y que deban resistir las acciones sísmicas, no podrán quedar ubicados a una distancia menor o igual que dos veces la altura del miembro medida de la cara de la viga o columna ni estar ubicadas en secciones donde es probable que la cedencia del acero de refuerzo ocurra como resultado de deformaciones inelásticas producidas por el sismo. **Empalme a Tracción**. En el art.12.3.1.1 estipula que existe dos tipos de solapes a tracción: ● Clase A: se utiliza cuando el acero colocado es mayor a dos veces el acero requerido y cuando el acero empalmado es menor o igual al 50% del acero colocado. Se calcula con la siguiente ecuación: $1{,}0 * Ld > 30cm$ ● Clase B: Se utiliza para cualquier otro caso que no esté incluido dentro de la clase A. Se calcula con la siguiente ecuación: $1{,}3 * Ld > 30cm$ Siendo Ld, la longitud de transferencia a tracción de la barra. **Empalme a Compresión.** Se establecen dos tipos de empalme a compresión con barra con resalte, los cuales están establecidos en el art. 12.3.2: Para $fy < 4200\frac{kgf}{cm^2}: 0.00714 * fy * db$ Para $fy > 4200\frac{kgf}{cm^2}: (0.013fy - 24) * db$ Pero no menor de 30 cm.
Ganchos	Según el art. 7.2.2., los ganchos se divide en dos tipos: ● Para Refuerzo Longitudinal: 1. Gancho 180^0: Se debe extender 4db o 7 cm en el extremo libre. 2. Gancho 90^0: Se extiende 12 db en el extremo libre. ● Para Refuerzo Transversal: 1. Para barra $N^0 8$ y menores, con ganchos de 135^0, se extienden 6db en el extremo libre pero no menor a 7,5 cm, para el caso de los estribos y ligaduras, el gancho no será menor de 10 cm. 2. Para estribos de una sola rama, el doblez de uno de los extremos del gancho no debe ser menor a 180^0 con una extensión de 6db pero no menor a 7.5 cm y el otro extremo del doblez no será menor de 135^0 con una extensión de 6db. Para el cálculo de longitud total de gancho a 90∘, se utiliza la siguiente ecuación: $Lg \approx 17.5 * \emptyset barra$

Recubrimientos mínimos para el acero de refuerzo	En el artículo 7.2.4, estipula que: ● Vigas y Columnas: 1. Para elementos no expuestos a la intemperie, el recubrimiento será de 4cm. 2. Para elementos expuestos a ambientes no agresivos: Barra ≤ N° 5 (⅝"); r = 4 cm Barra ≥ N° 6 (¾"); r = 5 cm ● Losas y placas: El recubrimiento estándar para una losa, que no esté en contacto con el terreno, será de 2.5 cm . Nota: El recubrimiento mínimo se le debe sumar el diámetro del acero de refuerzo transversal (estribo o ligadura) Para cualquier elemento en contacto con el terreno su recubrimiento será de 7.5 cm.

Autores: Goncalves, J. Ponce, M (2023)

4.3 Cálculo de la estructura en concreto armado de la iglesia ubicada en la urbanización Los Arales.

El sistema estructural planteado fue posteriormente sometido a los análisis dinámicos de cálculo estructural, con el objeto de realizar el diseño de los elementos estructurales correspondientes tanto verticales (columnas) cómo horizontales (losas y vigas), que es otra de las partes que conforman el objetivo de la presente investigación. Esto es, realizar el diseño tanto del sistema estructural a partir de los volúmenes arquitectónicos previamente diseñados, así como de los elementos constitutivos de la estructura a diseñar.

4.3.1 Diseño de losas a través del software IP3 Losas y Escaleras 4.0 de la Iglesia en estudio.

Luego de realizar el predimensionado de las losas y los análisis de cargas gravitacionales de la estructura, se procedió a realizar el análisis estructural de cada una de las losas, se presentaron 4 losas en total como se observan en la figura 43 y 44, para ello se seleccionó el Software de Cálculo Estructural IP3 Losas y Escaleras.

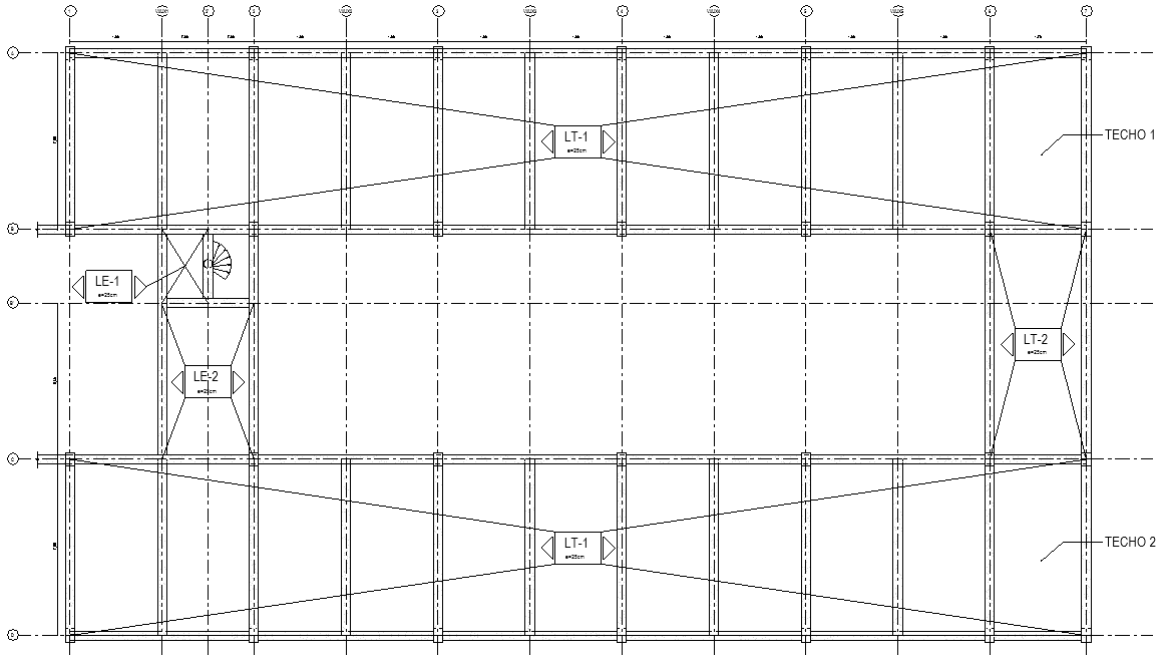


Figura 43: Distribución de Losas de Entrepiso.

Fuente: Goncalves, J. Ponce, M (2023).

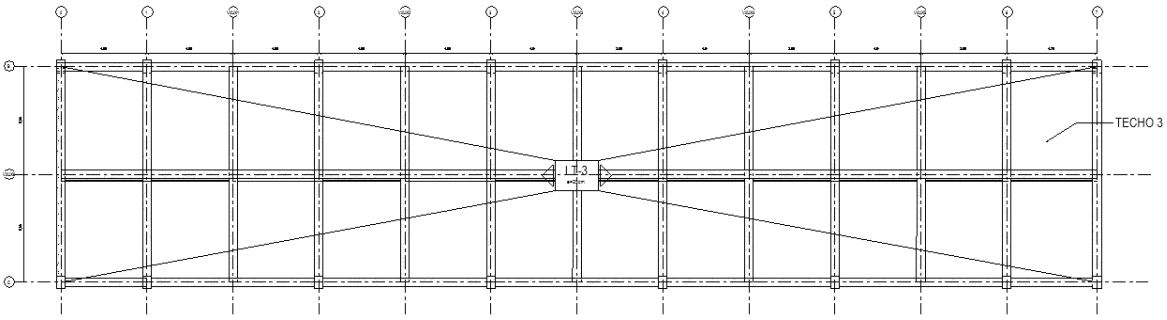


Figura 44: Distribución de Losas de Techo.

Fuente: Goncalves, J. Ponce, M (2023).

El programa determinó los momentos y las áreas de acero mínimo y acero requerido para el elemento (ver figura 45 y 46) y a criterio personal se seleccionó el área de acero que proporcionan las cabillas de acero dando como resultado el número y distribución de las mismas para su detallado estructural. (ver figura 47).

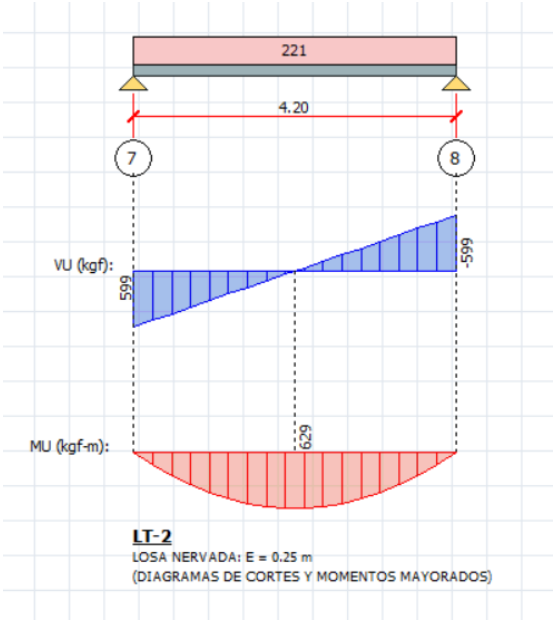


Figura 45: Diagramas Momento de IP3 Losa LT-2.

Fuente: IP3 Losas y Escaleras 4.0 (2023).

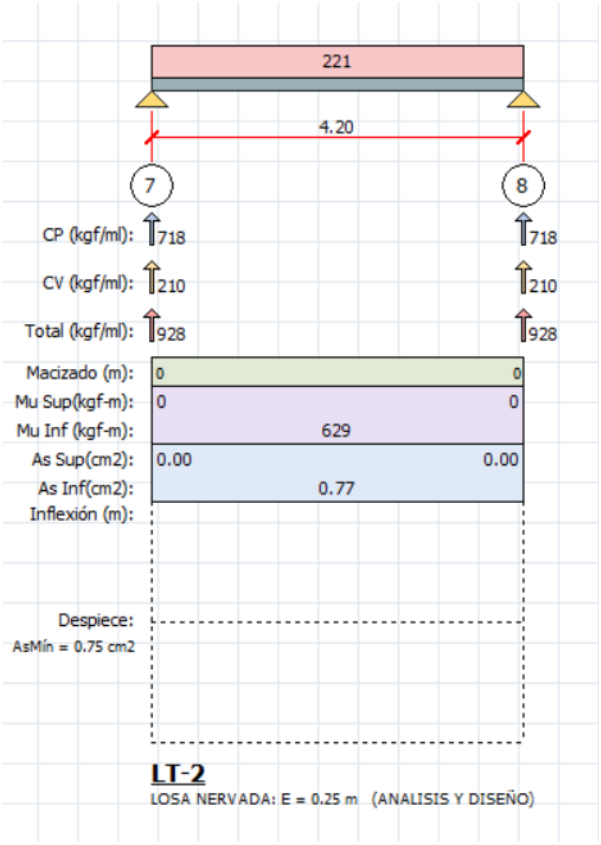


Figura 46: Diseño de IP3 Losa LT-2.

Fuente: IP3 Losas y Escaleras 4.0 (2023).

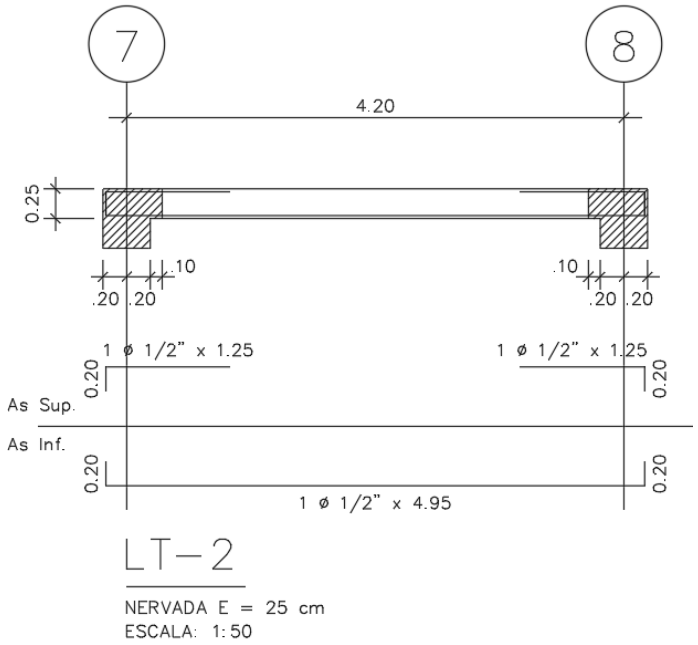


Figura 47: Armado de Losa Losa LT-2.

Fuente: Goncalves, J. Ponce, M (2023).

4.3.2 Diseño de modelo 3D a través del software ETABS para el cálculo estructural de la Iglesia en estudio.

El análisis del sistema estructural se realizó a través del Método Dinámico Espacial con tres grados de libertad por nivel, para lo cual se utilizó el Software de Cálculo Estructural ETABS. A continuación, se procede a plasmar las evaluaciones realizadas para obtener el diseño que mejor se adaptó a las necesidades existentes; cuyos resultados se pueden visualizar en una memoria descriptiva y se presenta como Apéndice C.

Cabe destacar que para proceder al diseño del acero de refuerzo necesario para los miembros solicitados, a ETABS se le suministró como información inicial las medidas obtenidas por un predimensionado de los elementos, utilizando losa nervada de 25cm de espesor, vigas de 25x40cm y columnas de 30x30cm.

Se decidió aumentar las dimensiones de los elementos estructurales para un mejor funcionamiento de la estructura, concluyendo el diseño con vigas de 40x50cm, tanto de carga como auxiliares y sismoresistentes, a excepción de las vigas centrales de carga del techo más alto que fueron de 40x60cm, y columnas de 40x60cm. Para pérgola decorativa en la parte frontal y el campanario, se seleccionaron nervios de 10x20cm, vigas de 40x50cm, columnas de 40x60cm.

Con relación al muro del campanario, el mismo se consideró como no estructural y estableció en el programa con cabillas de 3/8’’ cada 20 cm, para chequear, obteniendo resultados satisfactorios.

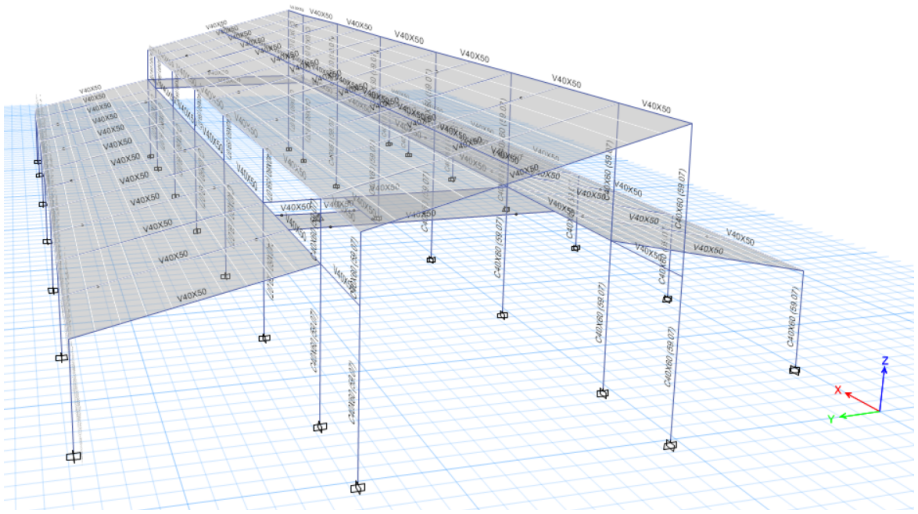


Figura 48: Modelado 3D a través de ETABS de la Iglesia. (Caso estudio).
Fuente: ETABS (2023).

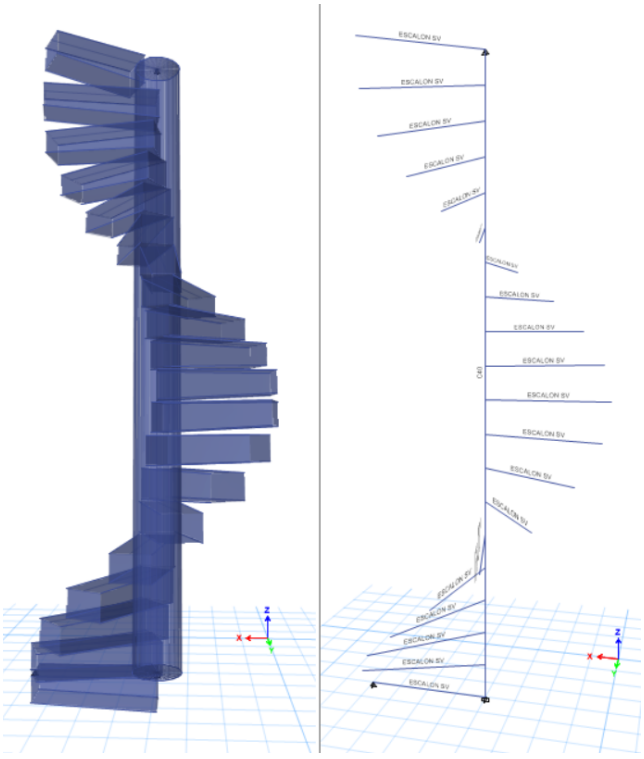


Figura 49: Modelado 3D a través de ETABS de la escalera de la Iglesia.
Fuente: ETABS (2023).

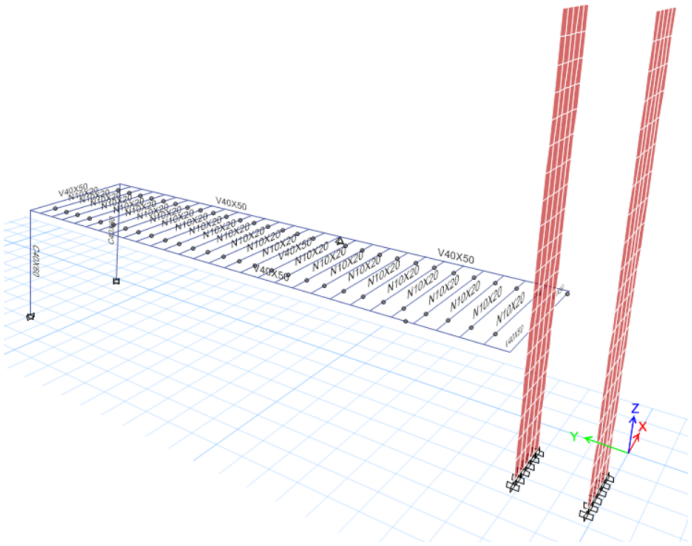


Figura 50: Modelado 3D a través de ETABS de la pérgola de la Iglesia.

Fuente: ETABS (2023).

4.3.3 Corrección de Cortante Basal de la Estructura

La fuerza cortante en la base es la suma de las fuerzas sísmicas que actúan por encima del nivel de base de la estructura en una determinada dirección horizontal. Se determina mediante el Método de Análisis Estático Elástico, expuesto en el capítulo 9 de la Norma Venezolana COVENIN 1756-1:2019, este método suministra las fuerzas internas y desplazamientos mediante un análisis estático de la estructura sujeta a cargas laterales y torques que simulan la acción sísmica definida por el espectro de respuesta inelástica determinado para la estructura. La corrección de cortante se realizó con la finalidad de comparar e igualar los cortantes determinados por análisis estáticos y dinámicos.

Corrección para sismo en X: **CORTANTE EN X OBTENIDO DE ETABS**

$V_{ox.estruc} := 65983.95 \cdot kgf$

$RC_x := \frac{V_0}{V_{ox.estruc}} = 1$

$\text{if}\left(\frac{V_0}{V_{ox.estruc}} > 1, \text{“Se debe corregir”}, \text{“No se debe corregir”}\right) = \text{“No se debe corregir”}$

Corrección para sismo en Y: **CORTANTE EN Y OBTENIDO DE ETABS**

$V_{oy.estruc} := 66131.93\ kgf$

$RC_y := \frac{V_0}{V_{oy.estruc}} = 0.9978$

$\text{if}\left(\frac{V_0}{V_{oy.estruc}} > 1, \text{“Se debe corregir”}, \text{“No se debe corregir”}\right) = \text{“No se debe corregir”}$

Figura 51: Resultados de la corrección del Cortante Basal (ver en Apéndice C “Memoria Descriptiva” p.21)

Fuente: Goncalves, J. Ponce, M (2023).

4.3.4 Chequeo de las Derivas por Piso

El primer chequeo que debemos realizar antes de diseñar una edificación es el chequeo de derivas. Se le conoce como deriva a la diferencia de los desplazamientos laterales totales entre dos niveles o pisos consecutivos. Este chequeo consiste en la evaluación de los desplazamientos horizontales de un edificio sometido a cargas sísmicas, con la finalidad de prever que los desplazamientos elásticos e inelásticos no sobrepasen los límites requeridos por la norma. En la figura 52 presentan los valores límites de desplazamientos y derivas a ser aplicados en el diseño de las estructuras de edificios, tomando en cuenta la protección de los componentes no estructurales. Y en la figura 53, la gráfica de derivas obtenidas del modelo en ETABS de la estructura caso estudio, donde se observó que el máximo valor de deriva es de 0.002061 cm, por lo que fue menor del valor límite.

de Normas Industriales

Tipo y disposición de los elementos no estructurales	Grupo de Importancia		
	A1, A2	B1	B2, C
Componentes frágiles susceptibles de sufrir daños por deformaciones de la estructura	0,008	0,010	0,012
Componentes dúctiles susceptibles de sufrir daños por deformaciones de la estructura	0,012	0,016	0,018
Componentes no susceptibles de sufrir daños por deformaciones de la estructura	0,016	0,020	0,022

Figura 52: Tabla 25: Valores límites de la relación de deriva lateral total Δi para el Sismo de Diseño.

Fuente: Norma COVENIN 1756-1:2019.

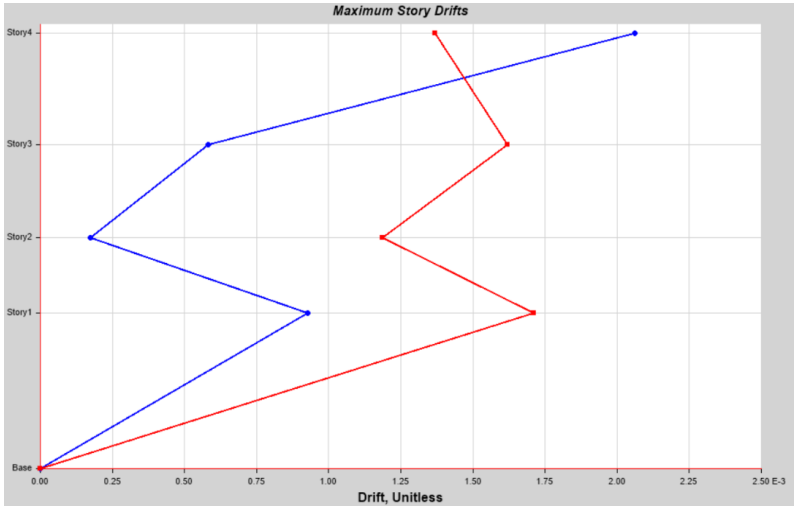


Figura 53: Gráfica de derivas por piso obtenidas del modelo en ETABS.

Fuente: ETABS (2023).

4.3.5 Verificación del Nivel de Desempeño Operacional

De acuerdo a la sección 8.7.1 de la Norma Covenin 1756-19, las construcciones de los Grupos A1 y A2 deben ser verificadas para que la estructura no alcance daño estructural, es decir, verificar el nivel de desempeño operacional, ante la acción del Sismo Frecuente. Y los componentes no estructurales se verifican según se indica en el capítulo 11 de la Norma mencionada con el sismo de diseño. Sin embargo, en consenso con personas más calificadas en la materia, se llegó a la conclusión de que esta verificación se debe aplicar pero para el caso estudio no se realizará porque solo está conformada por un techo de cobertura, esta especificación es frecuente en edificaciones de 2 o más niveles, con usos industriales, educacionales, en donde converge una gran cantidad de personas en un momento determinado. En el caso de la estructura caso estudio, es un templo religioso en donde se ha de suponer que el gran cúmulo de personas que acceden a dicha edificación se encuentran en el nivel de planta baja sin tener acceso a las losas de techo y por tanto, no tendría significación realizar un arreglo estructural acorde a este articulado.

Características de la Construcción	Requerimiento mínimo
Regular (ver 3.6.2) que no excede 10 pisos ni 30 metros de altura.	• Método de Análisis Estático Elástico (ver 9.4).
Regular (ver 3.6.2) que excede 10 pisos ó 30 metros de altura.	• Método de Análisis Dinámico Elástico (ver 9.5).
Irregular (ver 3.6.3).	• Método de Análisis Dinámico Elástico (ver 9.5).
Construcciones pertenecientes al Grupo A1 (ver 3.2.1).	• Método de Análisis Dinámico Elástico (ver 9.5): diseño con el Sismo de Diseño. Verificación del nivel de desempeño operacional con el Sismo Frecuente en sitios con $A_A > 0,1$ (ver 8.7). • Método de Análisis Inelástico (ver 9.6): verificación del nivel de prevención del colapso con el Sismo Extremo en sitios con $A_A > 0,1$ (ver 8.8).
Construcciones pertenecientes al Grupo A2 (ver 3.2.1).	• Método de Análisis Dinámico Elástico (ver 9.5): diseño con el Sismo de Diseño. Verificación del nivel de desempeño operacional con el Sismo Frecuente en sitios con $A_A > 0,1$ (ver 8.7).
Construcciones de carácter repetitivo (ver 3.2.4).	• Método de Análisis Dinámico Elástico (ver 9.5): diseño con el Sismo de Diseño. • Método de Análisis Inelástico (ver 9.6): verificación del nivel de prevención del colapso con el Sismo Extremo, en sitios con $A_A > 0,2$ (ver 8.8).
Construcciones con aislamiento sísmico o con disipadores de energía (ver 9.8 y 9.9).	• Método de Análisis Dinámico Elástico Espectral o Dinámico Elástico de Respuesta en el Tiempo o Inelástico de Respuesta en el Tiempo, de acuerdo con 9.8 y 9.9 (ver 9.5.3, 9.5.4 y 9.6.3): verificación del nivel de prevención del colapso con el Sismo Extremo (ver 8.8).

Figura 54: Tabla 22, Requerimiento mínimo de análisis.

Fuente: Norma COVENIN 1756-1:2019.

4.3.6 Diseño estructural de los elementos de la Iglesia en estudio.

Luego de realizar las correcciones y chequeos en ETABS, el programa presentó las solicitaciones de los miembros de la edificación, y proporcionó un área de acero requerido, que luego a criterio personal fue seleccionado con el área de acero que proporcionan las cabillas de acero dando como resultado el número y distribución de las mismas para su detallado estructural.

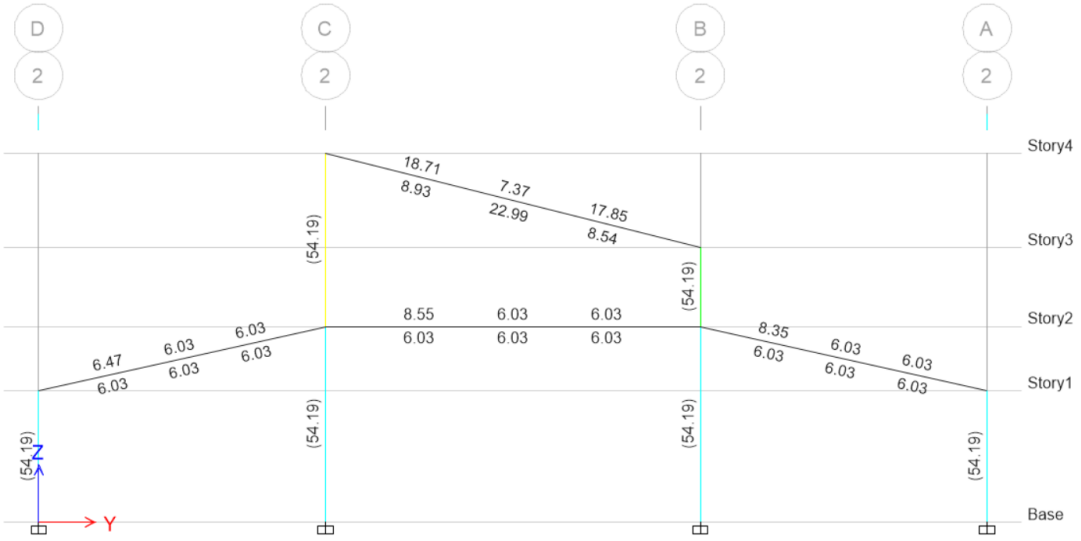


Figura 55: Solicitaciones de acero longitudinal obtenidos a través de ETABS de la Iglesia en estudio, pórtico 2.

Fuente: ETABS (2023).

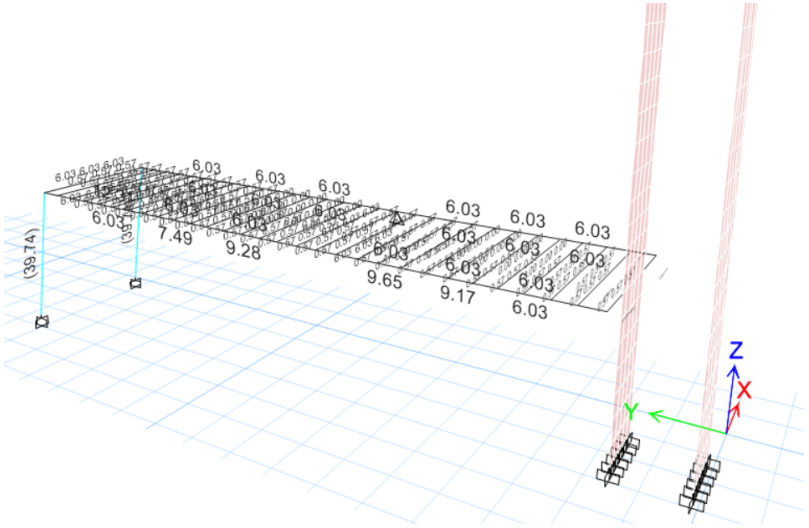


Figura 56: Solicitaciones en 3D de acero longitudinal obtenidos a través de ETABS de la pérgola de la Iglesia en estudio.

Fuente: ETABS (2023).

En cuanto a la distribución de acero, los nervios, las vigas, las columnas y el muro se detallaron en los planos de estructura anexos a la investigación (ver figura 57 y 58). (Ver en Planos Estructurales en el Apéndice D “Planos Estructurales”).

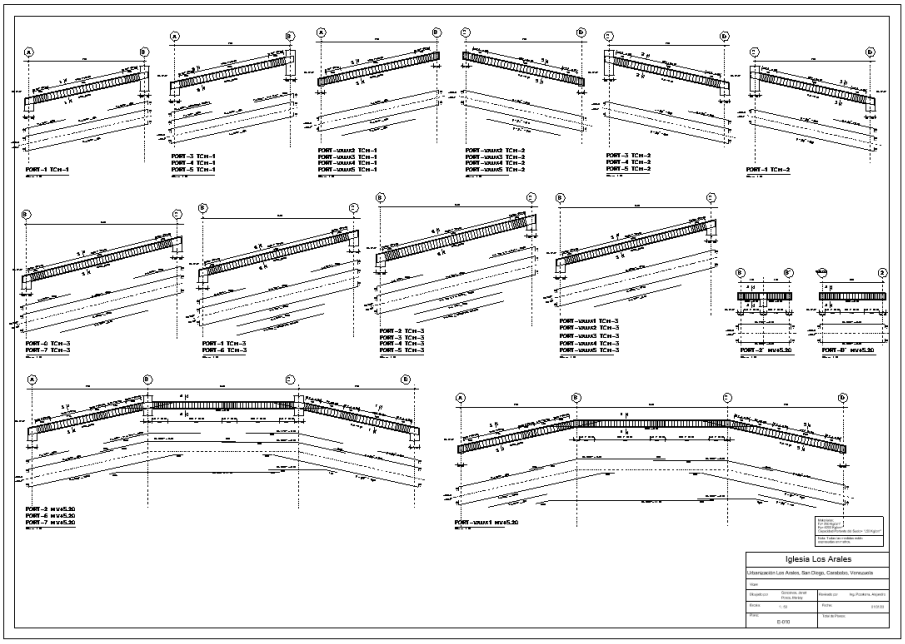


Figura 57: Plano de Detallado de vigas.

Fuente: Goncalves, J. Ponce, M (2023).

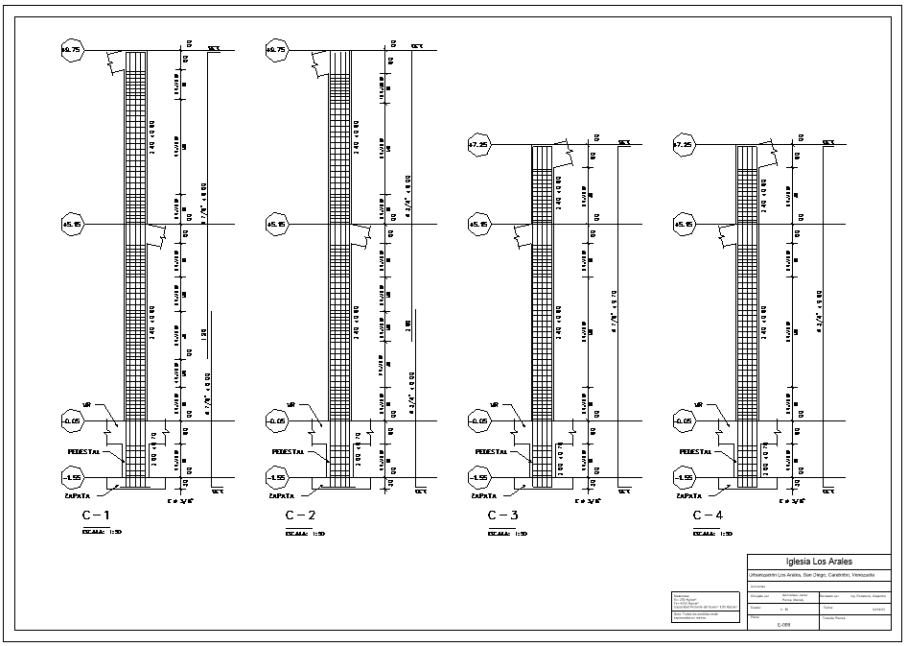


Figura 58: Plano de Detallado de Columnas.

Fuente: Goncalves, J. Ponce, M (2023).

4.3.7 Diseño del refuerzo transversal para Columnas

El refuerzo transversal en los elementos es utilizado para confinar el concreto y resistir las tensiones de corte y torsión estructurales. Generalmente el término “estribo” se reserva para el refuerzo transversal de las vigas y el de “ligadura” para el refuerzo transversal de las columnas. Se determinó mediante la sección 18.4.5 de la Norma Venezolana 1753-2006. (ver en Apéndice C “Memoria Descriptiva” p.25)

4.3.8 Diseño de sistema de fundaciones a través del software IP3 y de hojas de cálculo.

Para el análisis del sistema de fundaciones se tomaron del análisis previo, las cargas axiales y momentos en la base de la estructura y seguidamente, se procede a reflejar las evaluaciones efectuadas para obtener el diseño que mejor se adaptó a las necesidades existentes.

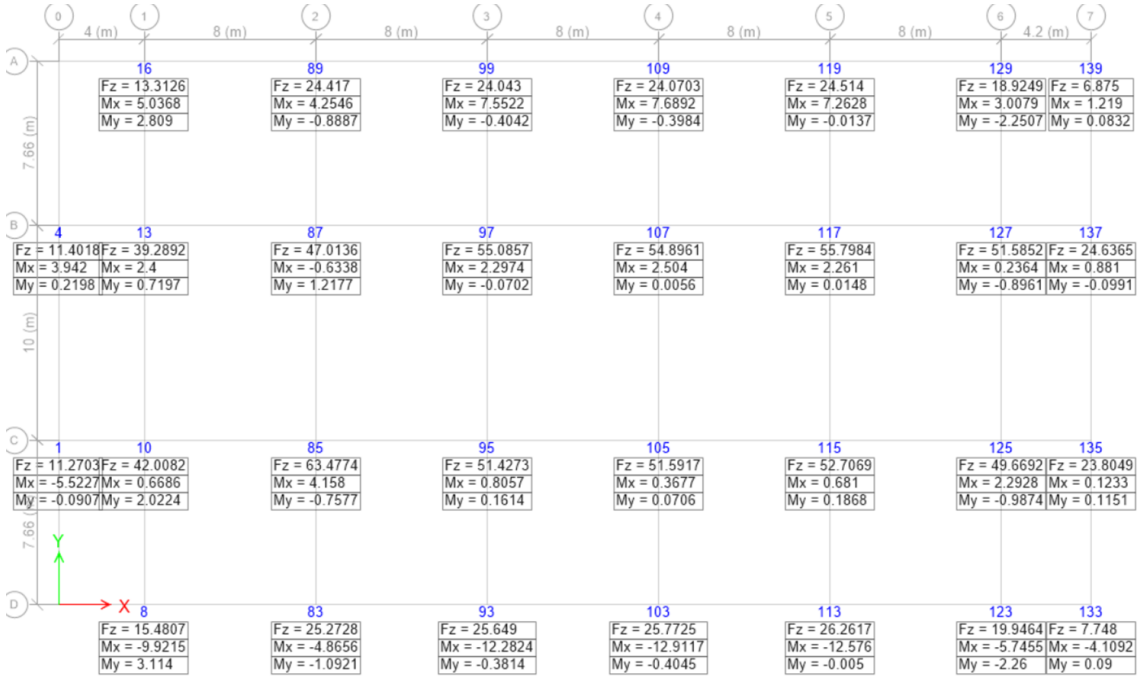


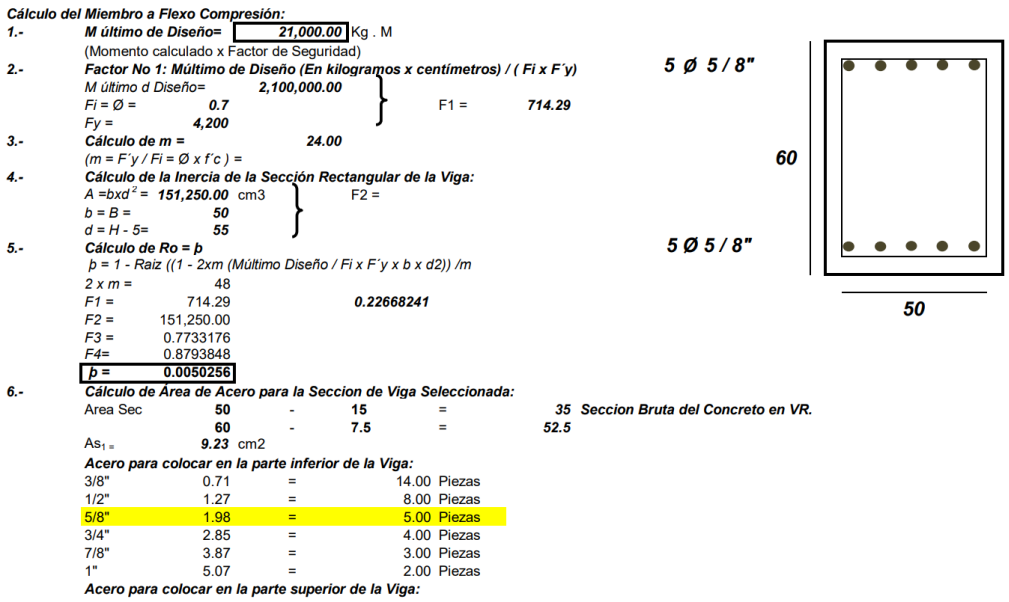
Figura 59: Reacciones en la Base del modelo de la Iglesia en ETABS.

Fuente: ETABS (2023).

- **Vigas de Riostra**

  Las vigas de riostra actúan como vínculo horizontal entre cabezales o fundaciones. En el diseño de las vigas de riostra del sistema de fundación, deben cumplir los requisitos respecto a las fuerzas axiales que deben resistir las vigas de riostra y las recomendaciones del estudio geotécnico. El cálculo de las dimensiones y el acero requerido se determinó

mediante el uso de una hoja de cálculo de Excel que describe el método del Profesor Eduardo Arnal.



Cálculo del Miembro a Flexo Compresión:

1.-	***M último de Diseño=***	***21,000.00***	Kg . M		
	(Momento calculado x Factor de Seguridad)				
2.-	***Factor No 1: Múltimo de Diseño (En kilogramos x centímetros) / (Fi x F´y)***				
	M último d Diseño=	***2,100,000.00***			
	Fi = Ø =	***0.7***		F1 =	***714.29***
	Fy =	***4,200***			
3.-	***Cálculo de m =***	***24.00***			
	(m = F´y / Fi = Ø x f´c) =				
4.-	***Cálculo de la Inercia de la Sección Rectangular de la Viga:***				
	A =bxd² =	***151,250.00***	cm3	F2 =	
	b = B =	***50***			
	d = H - 5=	***55***			
5.-	***Cálculo de Ro = þ***				
	þ = 1 - Raiz ((1 - 2xm (Múltimo Diseño / Fi x F´y x b x d2)) /m				
	2 x m =	48			
	F1 =	714.29		***0.22668241***	
	F2 =	151,250.00			
	F3 =	0.7733176			
	F4=	0.8793848			
	þ =	***0.0050256***			

Cálculo de Área de Acero para la Seccion de Viga Seleccionada:

Area Sec	**50**	-	**15**	=	***35*** ***Seccion Bruta del Concreto en VR.***
	60	-	**7.5**	=	***52.5***
$As_{1=}$	***9.23*** cm2				

Acero para colocar en la parte inferior de la Viga:

3/8"	0.71	=	14.00	Piezas
1/2"	1.27	=	8.00	Piezas
5/8"	1.98	=	5.00	Piezas
3/4"	2.85	=	4.00	Piezas
7/8"	3.87	=	3.00	Piezas
1"	5.07	=	2.00	Piezas

Acero para colocar en la parte superior de la Viga:

Figura 60: Cálculo de Acero para Viga de Riostra a través del método del Profesor Eduardo Arnal.

Fuente: Goncalves, J. Ponce, M (2023).

- **Pedestales**

Los pedestales de concreto simple deben ser diseñados para resistir las cargas verticales o empujes de tierra, y por lo general se encuentra alrededor del 0.5% del área de la sección del elemento. La relación entre la altura libre y la menor dimensión lateral promedio no debe ser mayor que 3. En la estructura caso estudio, se decidió que el acero de las columnas continuaría hasta la fundación aislada a excepción de dos pedestales detallados en los planos estructurales. (Ver en Planos Estructurales en el Apéndice D "Planos Estructurales")

- **Fundación Aislada**

El análisis de las fundaciones aisladas se llevó a cabo por medio del Software de Cálculo IP3-Fundaciones 3.0. El programa determinó la geometría de los elementos (ver figura 61) y las áreas de acero requerido para el elemento (ver figura 62), y a criterio personal se seleccionó el área de acero que proporcionan las cabillas de acero dando como resultado el número y distribución de las mismas para su detallado estructural.

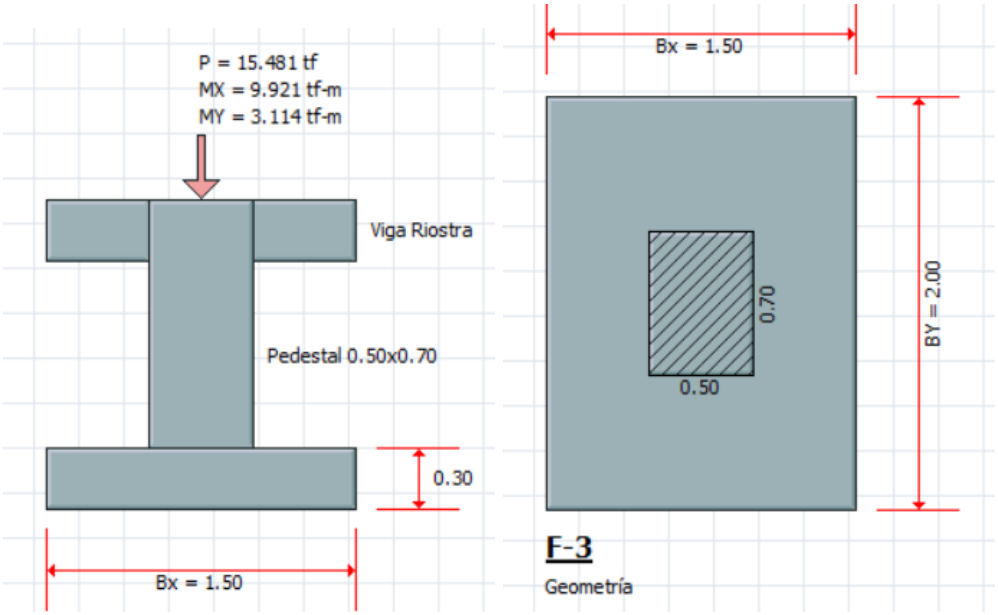


Figura 61: Geometría de IP3 de Fundación F-3

Fuente: Goncalves, J. Ponce, M (2023).

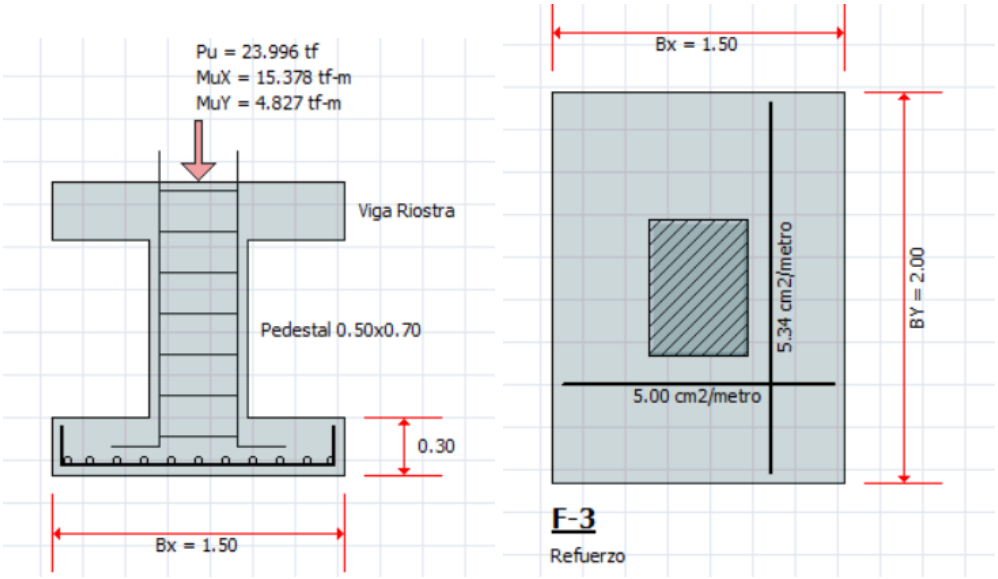


Figura 62: Diseño de IP3 de Fundación F-3

Fuente: Goncalves, J. Ponce, M (2023).

4.4 Evaluación de la factibilidad económica, técnica, operacional y ambiental del proyecto.

Para poder concluir de manera académica metodológica de alzada la presente investigación, es preciso realizar en una fase investigativa, la definición y conformación de los planteamientos teóricos o conceptos de relevancia de lo que significa un estudio de la factibilidad de cualquier proyecto estructural que se pretenda, determinando si es recomendable la propuesta

de diseño estructural realizada, a partir de una serie de criterios teórico conformantes que se plantean a continuación. Si bien por espacio y tiempo no pudo realizarse el estudio mencionado, si fue posible definir académicamente, los aspectos básicos conformantes de un estudio completo de factibilidad, a los fines de completar con las fases metodológicas de la investigación.

Los componentes de este estudio profundiza la investigación por medio de los Análisis de Mercado Técnico y Financiero, los cuales son la base teórico técnica financiera, por medio del cual se apoyan los inversionistas, para tomar una decisión para ejecutar o no un proyecto, se pueden establecer de la siguiente manera.

El objetivo de este trabajo es el de definir y dar a conocer los aspecto básico teóricos, que puedan permitir pensar que el proyecto de investigación caso estudio, es viable desde un punto de vista técnico financiero. A continuación los diferentes aspectos que deben conformar de manera teórica dicho estudio. Entre los componentes del estudio de Mercado Técnico se tienen el Estudio de Mercado, el Estudio Técnico y la Productividad del Sistema Caso Estudio.

4.4.1 Estudio de Mercado

Tiene como finalidad determinar si existe o no una demanda que justifique, bajo ciertas condiciones, la puesta en marcha de un programa de producción de ciertos bienes o servicios en un espacio de tiempo. Los resultados del estudio de mercado deben dar como producto proyecciones realizadas sobre datos confiables para asegurar que los futuros inversionistas estén dispuestos a apoyar el proyecto, con base en la existencia de un mercado potencial que hará factible la venta de la producción de la planta planeada y obtener así un flujo de ingresos que les permitirá recuperar la inversión y obtener beneficios, y poder seleccionar el proceso y las condiciones de operación, establecer la capacidad de la planta en este caso Templo Religioso, con el objeto de diseñar o adquirir los equipos más apropiados para cada caso. De lo que se trata es contar con datos necesarios para efectuar estimaciones económicas.

Uno de los factores más críticos en el estudio de proyecto es la determinación de su mercado, tanto por el hecho de que se define la cuantía de su demanda e ingresos de operación, como por los costos e inversiones implícitos. En el caso de este templo religioso, tiene ya un mercado dentro de una comunidad del municipio San Diego, y mucho más aún, contará con el auspicio de la misma congregación religiosa y la diócesis de Valencia, así como, de la Alcaldía del municipio San Diego.

El estudio de mercado es más que el análisis y determinación de la oferta y demanda o de los precios del proyecto. Muchos costos de operación pueden preverse simulando la situación futura y especificando las políticas y procedimientos que se utilizaran como estrategia comercial.

Metodológicamente, los aspectos que se deben estudiar en el Estudio de Mercado son:

- El consumidor del mercado y del proyecto, actuales y proyectados.
- La tasa de demanda del mercado y del proyecto, actuales y proyectadas.
- La competencia y las ofertas del mercado y del proyecto, actuales y proyectadas.
- El producto del mercado y del proyecto, actuales y proyectadas.
- Comercialización del producto del proyecto.

Todos estos factores fueron considerados por la Alcaldía de San Diego, estimaron en su momento que el proyecto tiene los recursos financieros completos, a los fines de satisfacer las demandas de servicios religiosos exigidos por la comunidad caso estudio.

a. El Consumidor: El análisis del consumidor tiene por objeto caracterizar a los consumidores actuales y potenciales, identificando sus preferencias, hábitos de consumo, motivaciones, entre otros, de manera tal de obtener un perfil sobre el cual puede basarse la estrategia comercial.
b. La Demanda: Es la cuantificación de la necesidad real o psicológica de una población de compradores, con poder adquisitivo suficiente para obtener un determinado producto que satisfaga dicha necesidad. Representa la cantidad de productos que el consumidor estaría dispuesto a comprar o a usar a un precio determinado. Debe ser cuantificada en unidades físicas y se tiene que estudiar de la siguiente forma:
    - Distribución y tipología de los consumidores: En el proyecto se tiene que señalar las características de los clientes que demandan y/o demandarán (comprarán) el producto (edad, sexo, cantidad, ubicación geográfica, nivel de instrucción, status social, etc.). Serán los fieles que atenderán los servicios religiosos en el templo caso estudio.
    - Comportamiento actual: Se tiene que identificar a los demandantes del producto, cuántas unidades de productos están en capacidad de adquirir y señalar la frecuencia de compra: anual, mensual o diaria. Indicar la posibilidad de exportación del producto. Los productos son los diferentes servicios que se darán dentro del templo: Misas semanales de fin de semana, bautizos, confirmaciones, primeras comuniones,

matrimonios, y demás actividades sociales que se puedan prestar dentro de los futuros espacios a diseñar con la presente investigación, y construir posteriormente.

- Fracción de la demanda que atenderá el proyecto: Indicar la demanda estimada a cubrir por el proyecto y justificar el mercado a abarcar. Se prevee la población del sector los Arales, del municipio san diego la cual podrá acudir a los servicios que se tienen.

c. La Oferta: es la cantidad de un producto que por fabricación nacional e importación llega al mercado, de acuerdo con los precios vigentes. En los proyectos de inversión se tiene que indicar con quién se va a competir, cuál es la capacidad de producción, a qué precio venden, en base a qué compiten (condiciones de pago, calidad, precios, otros). La oferta se tiene que estudiar de la siguiente forma:
   - Distribución y tipología de los oferentes: Señala dónde se encuentran localizados, las principales características de la competencia, indicando mecanismos que se utilizan para lograr la satisfacción del cliente, productos que ofrecen, cantidad de productos que venden anual, mensual o diariamente, mercado que abarcan, precios que ofertan. No es tema del tipo de producto que se pretende (religioso) observar la competencia que tiene, sin embargo, es posible indicar que se tiene una población que aún no puede asistir a los servicios religiosos sin importar las otras referencias religiosas que se tienen en la zona, puesto que no se compite entre religiones. Se asiste con libre albedrío al oficio religioso católico que se oferta en el proyecto caso estudio.
   - Comportamiento actual: Indica los factores que influyen en el comportamiento de la oferta, por ejemplo: si es estacional, políticas de venta de la competencia, etc. Al no haber otras iglesias católicas en la zona, se estimó necesario, por la alcaldía de san diego, poder realizar un proyectos de las características del presente caso estudio.

d. El Producto: Para poder llevar a cabo el estudio del producto en un proyecto de inversión se tienen que llevar a cabo los siguientes pasos:
   - Identificación (es) del producto (s): Se realiza mediante una descripción exacta de las características de los bienes y servicios, el proyecto general como tal, indicando nombres de los mismos y los fines a los que se destina(n). Como ya se dijo con anterioridad se tienen los siguientes servicios: Misas semanales de fin de semana, bautizos, confirmaciones, primeras comuniones, matrimonios, y demás actividades

sociales que se puedan prestar dentro de los futuros espacios a diseñar con la presente investigación, y construir posteriormente.

- Especificaciones técnicas: Las especificaciones que se tienen que tomar en cuenta son las que se indican en las Normas de Calidad utilizadas y descritas previamente, que regulan las características y calidad del producto, del proyecto entero de ingeniería como tal, además de especificar toda la información requerida para su presentación. Para el presente proyecto se tomaron las normas actualizadas y requeridas para el proyecto religioso caso estudio, desde el punto de vista estructural.
- Durabilidad: Se hace referencia a la vida útil del producto, es decir periodo de vida. (Indicar si es perecedero, no perecedero). En este caso la vida útil sería la de una obra pública de 50 años.
- Productos sustitutivos o similares: Estos son los productos que existen en el mercado, que satisfacen las mismas necesidades que se consideran en el proyecto. En la zona no existen otras iglesias de culto religioso católico apostólico romano.
- Productos complementarios: Son aquellos que se deben considerar en el proyecto, para satisfacer los requerimientos del cliente. Ejemplo: producto elaborado Cama, el producto complementario el colchón. En este caso se encuentra como vecino el seminario y su pequeño Oratorio, el cual no consigue llenar las expectativas de toda la población del mencionado municipio.

e. Comercialización: Es el conjunto de actividades relacionadas con la transferencia de bienes y servicios desde los productores hasta el consumidor final, existiendo canales de comercialización que utilizará la empresa, para vender el producto y los mecanismos de promoción a utilizar. Así mismo deben existir políticas de comercialización que guiaran las negociaciones. (Ejemplo: Ventas a Créditos, Ventas con Descuentos, Políticas de Cobranzas y servicios postventa, etc.). En el caso del templo religioso y por no tener reales necesidades de comercialización, no es un aspecto a considerar. Sin embargo se darán, por ser el objetivo primordial de la presente investigación, los aspectos técnicos necesarios para considerar también este y otros aspectos relacionados.

4.4.2 Estudio Técnico

En el estudio de la viabilidad financiera de un proyecto el estudio técnico tiene por objeto proveer información para cuantificar el monto de las inversiones y costo de las operaciones pertinentes en esta área.

Técnicamente pueden existir diversos procesos productivos opcionales, cuya jerarquización puede diferir en función de su grado de perfección financiera, normalmente se estima que deben aplicarse los procedimientos y tecnologías más modernos, solución que puede ser óptima técnicamente, pero no serlo financieramente.

Uno de los resultados de este estudio será definir la función de producción que optimice la utilización de los recursos disponibles en la producción del bien o servicio del proyecto. Aquí se podrá obtener la información de las necesidades de capital, mano de obra y recursos materiales, tanto para la puesta en marcha como para la posterior operación del proyecto.

En particular, del estudio técnico deberán determinarse los requerimientos de equipos de fábrica para la operación y el monto de la inversión correspondiente. Del análisis de las características y especificaciones técnicas de las máquinas se podrá determinar su imposición en planta, la que a su vez permitirá dimensionar las necesidades de espacio físico para su normal operación, en consideración de las normas y principios y administración de la producción.

Es el análisis de estos mismos antecedentes lo que hará posible cuantificar las necesidades de mano de obra por nivel de especialización y asignarles un nivel de remuneración para el cálculo de los costos de operación. De igual manera se deberán deducir los costos de mantenimiento y reparaciones, así como el de reposición de los equipos. De acuerdo a lo planteado anteriormente se puede explicar el Estudio Técnico como:

a. Capacidad de la Planta

- Factores que condicionan el Tamaño de la Planta: Son aquellos donde se indican y explican los factores que condicionan e influyen de manera predominante en la selección del tamaño de la planta. Ejemplo: Características del mercado de consumo, economías de escala, disponibilidad de recursos financieros, disponibilidad de materia prima, disponibilidad de servicios, disponibilidad y características de la mano de obra, tecnología de producción y políticas económicas. Se prevee una población que solo oferta servicios religiosos.

- Capacidad instalada: Es aquella que indican cuál será la máxima capacidad de producción que se alcanzará con los recursos disponibles. Esta capacidad se expresa en la cantidad a producir por unidad de tiempo, es decir volumen, peso, valoro unidades de producto elaborados por año, mes, días, turno, hora, etc. En algunos casos la capacidad de una planta se expresa, no en términos de la cantidad de producto que se obtiene, sino en función del volumen de materia prima que se procesa.
- Capacidad utilizada: Se indican y explican el porcentaje de utilización de la capacidad instalada, tomando en cuenta la demanda, curva de aprendizaje, disponibilidad de materia prima, mano de obra, etc. Se utilizará el 100% de la planta construida.
- Descripción de las Instalaciones Necesarias: Se describen los requerimientos del terreno, especificando: tenencia de la tierra, tamaño, valor, vía de acceso, adecuación para el tipo de actividad que en él se realizará, problemas que presenta, servicios básicos (agua, luz, teléfono, etc.), descripción de la infraestructura y construcción indicando características, valor, tamaño y ubicación.
- Distribución Física: Se indica la distribución física de maquinarias y equipos dentro de la planta, para establecer el tamaño y la localización de las áreas industriales dedicadas a: recepción de insumos, producción, servicios auxiliares, almacenamiento e intercomunicación de la planta.
- Factores que determinan la Localización: Los factores que inciden más vigorosamente son:
    - Ubicación del mercado de consumo. Vecino del sitio de emplazamiento.
    - La localización de las fuentes de materia prima. Vecina del sitio de emplazamiento.
    - Disponibilidad y características de la mano de obra. De la misma zona.
    - Facilidades de transporte y vías de comunicación adecuadas. Acceso por avenidas y calles ya construidas y con todos los servicios de Agua, Luz y Teléfono disponibles.
    - Disponibilidad y costo de energía eléctrica y combustible. Dentro del rango de lo habitual para cada uno de esos rubros.

- Disposiciones legales, fiscales o de política de localización de la industria manufacturera. Permisos municipales de construcción garantizados por la misma alcaldía.
- Disponibilidad de servicios públicos, agua, teléfono, vialidad, infraestructura, eliminación de desechos. Todos estos servicios están disponibles en la zona.
- La Localización de la planta en este caso, templo religioso, deberá estar en concordancia con la normativa establecida por el Ministerio del Ambiente y de los Recursos Naturales Renovables y/o del Ministerio de Sanidad y Asistencia Social, dirigidos a la conservación, defensa y mejoramiento del ambiente.

- Insumos Requeridos: Los distintos tipos de insumos (materia prima y otros materiales) que se utilizarán por producto, en cada etapa del proceso productivo, señalando: características, calidad, durabilidad. Concreto de diferentes resistencias a los 28 dias, Acero para construcción con Fy= 4200 Kg / cm2, y demás materiales los cuales se consiguen en la misma zona o alguna otra vecina a la misma.
- Disponibilidad de Insumos: Se indican si los insumos (materia prima y otros materiales) utilizados en el proceso productivo están disponible en los momentos deseados, en caso contrario se debe indicar que afecta la disponibilidad de los mismos. Todos los insumos están disponibles y en la zona, cuando mucho, en alguna vecina como Valencia, Guacara o Mariara.
- Origen de los Insumos: Se debe indicar el origen de los insumos, es decir señalar si es Regional, Nacional o Internacional. Todos Los insumos serán de carácter nacional, y no importados en su totalidad.
- Insumos Sustitutivos: Se indican si existen insumos que puedan reemplazar a los insumos originales, si se ajusta a la calidad necesaria para cumplir el proceso que exige el producto. Pudiera dar se el caso y todos estos productos sustitutos, también podrían estar enmarcados dentro de las zonas vecinas y dentro del mismo municipio, por lo que se tienen cerca y a disposición por si llegara a faltar alguno de los materiales requeridos.
- Requerimiento de Personal y Costo: La mano de obra requerida para lograr los objetivos del proyecto, son de cantidad, calificación, modalidad de contratación, sueldo, beneficios. Es de la misma zona y se encuentra dentro del rango de costos enmarcados en el contrato colectivo vigente de la industria de la construcción.

- Organización: Se tiene que indicar la Estructura Organizativa de la Empresa, es decir en lo que se refiere a los recursos humanos disponibles para administrar el proyecto. Dentro de la jerarquía de la iglesia se tienen sus autoridades así como, los sacerdotes que asistirán todos los servicios religiosos antes señalados.

4.4.3 Estudio Financiero

Los objetivos de esta etapa son ordenar y sistematizar la información de carácter monetario que proporcionaron las etapas anteriores, elaborar los cuadros analíticos y antecedentes adicionales para la evaluación del proyecto y evaluar los antecedentes anteriores para determinar su rentabilidad.

Como ya se dijo con anterioridad el proyecto caso estudio tiene todos los recursos financieros cubiertos, dado que es un proyecto que será construido por la Alcaldía del municipio San Diego, y además cuenta con un fondo de reserva que viene dado por las diferentes colectas que han realizado los fieles bajo la supervisión de los entes encargados para estos fines tanto de la misma congregación religiosa como, de la misma alcaldía.

La sistematización de la información financiera consiste en identificar y ordenar todos los ítems de inversiones, costos e ingresos que puedan deducirse de los estudios previos. Sin embargo, y debido a que (no se ha proporcionado) toda la información necesaria para la evaluación, en esta etapa deben definirse todos aquellos elementos que siendo necesarios para la evaluación, los debe suministrar el propio estudio financiero.

> Se puede realizar definiendo los costos generales del proyecto, realizando además con un cronograma de Gantt y los costos mensuales del proyecto, una curva de inversión que permita estimar cómo se reparten los posibles costos de los proyectos. Así mismo observando mes a mes los costos acumulados del proyecto, con el cronograma de Gantt, también se pueden agregar costos de financiamientos. (Pocaterra, A; 2010).

De manera general también se puede decir que este estudio financiero puede comenzar con la determinación de los costos totales y de la inversión inicial, cuya base son los estudios de ingeniería, ya que tanto los costos totales como la inversión inicial dependen de la tecnología seleccionada. Continúa con la determinación de la depreciación y amortización de toda la inversión inicial.

De manera general también se puede decir que este estudio financiero puede comenzar con la determinación de los costos totales y de la inversión inicial, cuya base son los estudios de ingeniería, ya que tanto los costos totales como la inversión inicial dependen de la tecnología

seleccionada. Continúa con la determinación de la depreciación y amortización de toda la inversión inicial.

Algunos de los costos genercuadroales de los proyectos de obras civiles por m2 pueden llegar a ser los siguientes:

Cuadro 4: Costos en la Industria de la Construcción.

Costos Generales Promedios en la Industria de la Construcción $ x m^2	Costo $ x m^2 Construcción	Costo $ x m^2 Remodelación
Construcción Tradicional	1.034,98	362,24
Construcción Madera	955,53	334,44
Construcción Especial	1.437,47	503,12
Construcción Metálica Acero	811,62	284,12
Construcción Metálica Acero Naves Industriales	668,98	234,14

Fuente: Apuntes Personales Clases de: Formulación y Evaluación de Proyectos del Prof. Alejandro F. Pocaterra B. Agosto 2016.

> Con los valores anteriores y las áreas de planta es posible realizar un diagrama de Gantt y conocer mes a mes los valores de costos acumulados y con estos observar los costos de ejecución de una obra y luego, observar la curva de costos acumulaos para observar los porcentajes de avances de las obras. Siendo estas circunstancias de orden numérico de costos, se puede garantizar que el templo caso estudio, se puede afirmar que está dentro del rango de dinero necesario y ya dispuesto para su construcción. (Pocaterra, A; 2010).

Otro de sus puntos importantes es el cálculo del capital de trabajo, que, aunque también es parte de la inversión inicial, no está sujeto a depreciación y amortización, dada su naturaleza líquida. Dentro del Estudio Financiero se puede encontrar:

a. Necesidades Totales de Capital: Son las necesidades de recursos monetarios necesarios para el desarrollo y puesta en marcha del proyecto, comprende los activos fijos tangibles e intangibles y el capital de trabajo. Todas cubiertas por la municipalidad.
a. Requerimiento Total de Activos: En este ítem se indica el destino que se dará a los recursos. Todas cubiertas por la municipalidad y la comunidad de la zona.
b. Activos Fijos Tangibles e Intangibles: Se desglosan detalladamente todos los activos tangibles e intangibles, que se van a usar en el proyecto. Todas cubiertas por la municipalidad.

c. Capital de Trabajo: Es aquel que se va destinar en el proyecto en el tiempo que se estime el mencionado proyecto. Todo cubierto por la municipalidad.
d. Modalidad de Financiamiento: Se indica la modalidad de la inversión, el aporte propio del promotor y el crédito solicitado. Todo cubierto por la municipalidad, por tanto no requiere de financiamiento porque posee los recursos propios para culminar la obra.
e. Fuentes de Financiamiento: Se señala en el proyecto si el financiamiento se presenta por endeudamiento con algún ente financiero y la situación actual del mismo, de igual manera se indica el ente financiero al que solicitará el crédito actual. La municipalidad y la congregación religiosa.
f. Condiciones del Crédito: Indica el monto del crédito, tasa de interés, periodo de amortización, período de intereses diferidos, período de pago de intereses diferidos, período de gracia y cantidad de cuotas.
g. Amortización de la deuda: Presentar la tabla de amortización del crédito. Se estima que se pagará completa la obra en diferentes valuaciones, que ira pagando la municipalidad al momento de construir la obra.
h. Inversión Anual durante la vida del proyecto: Reflejar en un cuadro las inversiones necesarias durante la vida útil del proyecto. Se requieren aproximadamente, el siguiente monto de dinero para construir la obra:

Área de Construcción de Planta x Promedio en Dólares Estimado = Costo total de la Obra.

500 m2 x 880 $/M2 = 440 mil dólares americanos, todos disponibles, en la alcaldía ya mencionada.

i. Depreciación y Amortización de la Inversión: Explicar el método utilizado para la depreciación de los activos fijos tangibles y el método para la amortización de los activos fijos intangibles. Aunque es de carácter vital para proyectos civiles, en el caso de la presente investigación la amortización se hará a partir de valuaciones acordadas por la misma municipalidad en los tiempos acordados por ellos mismos.
j. Otros Gastos de Fabricación: Indicar y analizar los gastos a realizar por concepto de servicios y gastos conexos a la producción. Se estiman como un 15% de los costos totales de construcción y puesta en marcha.
k. Índices de Evaluación del Proyecto: Definir conceptualmente los índices financieros y realizar un breve análisis descriptivo de los resultados de los mismos para el proyecto. Se

consiguen y solo a manera de carácter informativo teórico para la presente investigación los siguientes indicadores de gestión.

- Tasa interna de Retorno
- Valor Presente Neto
- Periodo de Recuperación de Capital
- Relación de Beneficio Costo
- Inversión por Empleo
- Punto de Equilibrio
- Costo Unitarios

l. Aspectos Legales: Considerar la normativa legal nacional y local vigente relacionada con su proyecto. Registro de la Empresa, Especificar el capital social suscripto y pagado, los nombres y cédulas de los socios su participación accionaría y conformación la Junta Directiva. Permisos requeridos, zonificación urbana y garantías a presentar. Para el presente caso estudio, todas las consideraciones legales a considerar se manejan internamente con el departamento legal de la misma alcaldía.

m. Aspectos Ambientales: Explicar la incidencia o afectación positiva o negativa del desarrollo del proyecto en el ambiente. Se maneja un estudio de impacto ambiental llevado a cabo por los ingenieros municipales de la alcaldía ya mencionada.

n. Aspectos De Higienes Y Seguridad Industrial: Contemplar las medidas necesarias a tomar en el desarrollo del proceso, para evitar accidente de tipo laboral y contaminación que vaya en perjuicio e integridad del personal que labora en la empresa (también debe enumerar los equipos a utilizar y los artículos de higienes y seguridad). Acorde a los estatutos de la Ley Orgánica del Trabajo así como de su reglamento y de la normativa contra accidentes de INSASEL.

Por todo lo anteriormente expuesto es posible remarcar, que el proyecto caso estudio, en la presente investigación tiene un carácter de viabilidad, haciendo posible pensar en su factibilidad para que pueda llevar adelante dentro de las limitantes del caso, ya expuestas en la presente investigación, como: Estructurales, Técnicas y Financieras. Por tales motivos circunstancias y razones ya descritas en el presente capítulo, el presente proyecto se puede afirmar que es del tipo: Factible, Técnico y Financiero,

Conclusiones

Se logró recopilar toda la información necesaria para el desarrollo del proyecto estructural, es así como el presente trabajo de investigación fue desarrollado con dos finalidades, la primera y de mayor relevancia fue la académica, debido a que sirvió para recolectar toda la información referente al diseño estructural, acorde a las últimas normas vigentes ya mencionadas con anterioridad. La presente investigación se centró en una edificación en concreto armado, siendo la segunda de las finalidades la de carácter ingenieril, ya que a través de la misma, se desarrollaron dos de los objetivos primordiales, que son tanto el diseño como el cálculo estructural de los elementos conformantes del sistema analizado. Se logró obtener el cálculo y por consecuencia los planos de detalles estructurales de la Iglesia planteada para construir en la urbanización Los Arales.

Se lograron analizar todos los parámetros necesarios que influyen en el diseño de la estructura caso estudio:

- Diseño del tipo de sistema estructural (aporticado),
- Estimación de cargas tanto por el peso propio como por el uso de la edificación
- Aceleraciones espectrales del suelo,
- Nivel de Diseño, entre otros.

Se logró diseñar y calcular la estructura en concreto armado, de la iglesia ubicada en el sector Los Arales. El cálculo estructural tiene como objetivo llevar a cabo una correcta y segura ejecución de la obra, por lo que implica la realización de cálculos para medir los efectos de las cargas, tanto internas como externas que puedan incidir en las construcciones. Este análisis de las estructuras es indispensable para cualquier tipo de obra, para así desarrollar un sistema estructural conformado por losas, vigas y columnas, que garantice la seguridad de la estructura.

Se pudo evaluar la factibilidad económica, técnica, operacional y ambiental del proyecto caso estudio, estableciendo criterios básicos para la aceptación del proceso constructivo a partir de la inversión monetaria, que bien pudieran hacer los promotores del templo religioso. Se determinó que la construcción de la Iglesia de la urbanización Los Arales es viable, en virtud, entre otras cosas; por haber elegido el concreto armado como materia prima de la estructura diseñada, ya que este es un material económico y accesible en toda Venezuela. Esta selección del material, fue motivada a que existe un interés por parte de la Alcaldía del municipio San Diego,

de realizar la obra para así agrupar al conjunto de fieles de una comunidad perteneciente todos al mismo municipio, que practica la misma doctrina religiosa. Su excelente ubicación y de fácil acceso, hacen del diseño una opción sumamente atractiva para los habitantes del municipio y sus alrededores, quienes con facilidad podrán optar por esta iglesia para asistir a los servicios eclesiásticos.

Recomendaciones

Con los resultados y conclusiones obtenidas a través del trabajo realizado, es importante resaltar ciertos puntos para obtener un mejor aprovechamiento de la investigación, al igual que resaltar las importancias de poseer los documentos básicos necesarios para el desarrollo de un proyecto estructural, los cuales se han mencionado, siendo el Estudio de Mecánica de Suelos y los Planos de Arquitectura.

- Se recomienda contar con conocimientos amplios en el área de estructuras, y al manejo de softwares utilizados para el cálculo estructural a la hora de realizar cualquier tipo de investigación referente al tema.
- Se recomienda promover actividades dentro de las aulas que involucren los planos y detalles de todos los elementos que forman parte de una estructura, con el fin de preparar a los estudiantes, para un posible futuro ejercicio profesional en el área del cálculo estructural.
- Se recomienda la utilización de esta tesis como base para la realización de cálculos estructurales conforme a las Normas Venezolanas Vigentes al día de hoy:
    - COVENIN MINDUR 2002:88 “Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones”.
    - FONDONORMA 1753:06 “Proyecto y Construcción de Obras en Concreto Estructural”.
    - COVENIN-MINDUR 2003:89 “Acciones del Viento Sobre las Construcciones”
    - COVENIN 1756-1:2019 “Construcciones Sismo resistentes”.
- Se recomienda siempre contar con información detallada referente a los elementos arquitectónicos que conforman las instalaciones a calcular, con el objeto de poder definir de manera acertada el tipo de losas, vigas y portales que requiera la edificación en estudio.
- Se recomienda, en caso de que esta construcción se vaya a llevar a cabo, un Ingeniero Civil Colegiado especialista en estructuras para verificar los planos estructurales.

REFERENCIAS

Alcaldía de San Diego construirá casa parroquial para la iglesia "La Resurrección del Señor" (2014, octubre 13). *Noticias 24 Carabobo.* https://noticias24carabobo.com/alcaldia-san-diego-construira-casa-parroquial-iglesia/

Álvarez, Estefany y Santelíz, José. (2018). ***Diseño de Columbarios ubicado en el Santuario Nuestra Señora de los Dolores en el Municipio Naguanagua, Estado Carabobo.*** Carabobo, Venezuela.

Arias, Fidias (1999). ***Proyecto de Investigación: Guía para su elaboración.*** (3era edición). Caracas, Venezuela. Editorial Episteme.

Baena, Paz, Guillermina. (2017). ***Metodología de la investigación. Serie integral por competencias.*** [Texto en línea]. (3era edición). Ciudad de México, México. Grupo Editorial Patria. [Disponible en: http://www.biblioteca.cij.gob.mx/Archivos/Materiales_de_consulta/Drogas_de_Abuso/Articulos/metodologia%20de%20la%20investigacion.pdf].

Braja M, Das (2013). ***Fundamentos de la Ingeniería Geotécnica***. [Texto en línea]. (4ta Edición). Ciudad de México, México. Grupo Editorial Cengage Learning. [Disponible en: https://www.academia.edu/37854899/Fundamentos_de_Ingenieria_Geotecnica_Braja_M_Das]

Brown, Russell H. y McCormac, Jack C. (2011). ***Diseño de Concreto Reforzado.*** (8va Edición). México. Alfaomega Grupo Editor, S.A.

Corporación Latinobarómetro. (2018). ***Informe 2018.*** [Informe en línea]. Santiago de Chile, Chile. [Disponible en: https://www.latinobarometro.org/latdocs/INFORME_2018_LATINOBAROMETRO.pdf]

Figueredo, Omar; González, Yole; Martinez, Elizabeth; Moreno, Jannexis; Jimenez, Esmar y Weffer, Ervy. (2000). ***Manual para la elaboración y presentación de los anteproyectos, proyectos de trabajo de grado, trabajo de grado, tesis doctoral e informe de pasantía y extramuros de la universidad José Antonio Páez.*** [Texto en línea]. (1era Edicion). Valencia, Venezuela. Universidad José Antonio Páez. [Disponible en: https://aulavirtual.ujap.edu.ve/pluginfile.php/881/mod_resource/content/1/MANUAL%2

0DE%20NORMAS%20TRABAJO%20DE%20GRADO%20DEFINITIVO%20JUNIO%202020.pdf].

Finol, M. y Camacho, H. (2008). ***El proceso de investigación científica.*** (2da Edición). Maracaibo, Venezuela. Ediluz.

Fratelli, María Graciela. (2001). ***Estructuras Sismorresistentes.*** (9na Edición). Caracas, Venezuela.

Gaceta Municipal de San Diego (2018). ***Ordenanza de Zonificación del Plan de Desarrollo Urbano Local del Municipio San Diego.***

González Cuevas, Óscar M. y Robles Fernández-Villegas, Francisco. (2005). ***Aspectos fundamentales de concreto reforzado.*** (4ta Edición). México. Editorial Limusa, S.A.

Hernández (2010). ***Metodología de la Investigación.*** (4ta edición). México. Editorial McGraw-Hill.

Hurtado de Barrera, Jacqueline. (2000). ***Metodología de la Investigación Holística.*** (3era edición). Caracas, Venezuela. Instituto Universitario de Tecnología Caripito.

Iciarte M, Cesar A. y Mijares L, Juan C. (2018). ***Propuesta de Cálculo Estructural del Módulo "A" del Centro de Investigaciones Criminalísticas en el Municipio San Diego - Edo. Carabobo.*** Carabobo, Venezuela.

López, Oscar A. y Páez, Valentina. (2017). ***Tipología Estructural y Vulnerabilidad Sísmica de la Vivienda Popular en la Gran Caracas.*** [Artículo en línea]. Caracas, Venezuela. Universidad Central de Venezuela (UCV). [Disponible en: http://saber.ucv.ve/ojs/index.php/rev_fiucv/article/view/17799].

Norma Venezolana COVENIN MINDUR 2002:88. (2002). ***Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones.***

Norma Venezolana FONDONORMA 1753:06. (2006). ***Proyecto y Construcción de Obras en Concreto Estructural.***

Norma Venezolana COVENIN-MINDUR 2003:89. (2003). ***Acciones del Viento Sobre las Construcciones.***

Norma Venezolana COVENIN 1756-1:2019. (2019). ***Construcciones Sismorresistentes.***

Palella Stracuzzi, Santa y Martins Pestana, Feliberto. (2006), ***Tipos de diseño de la investigación.*** (2da edición). [Texto en línea]. Caracas, Venezuela. Fondo Editorial de la

Universidad Pedagógica Experimental Libertador (FEDUPEL). [Disponible en: http://gc.scalahed.com/recursos/files/r161r/w23578w/w23578w.pdf].

Pérez Fernández, Christian Erick. (2020). ***Diseño Estructural de un Edificio de Concreto Armado de 4 pisos ubicado en Barranco.*** [Investigación en línea]. Lima, Perú. Pontificia Universidad Católica del Perú (PUCP). [Disponible en: https://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/bitstream/handle/20.500.12404/17041/P%C3%89REZ_FERN%C3%81NDEZ_CHRISTIAN_DISE%C3%91O_ESTRUCTURA_EDIFICIO.pdf?sequence=1].

Plazola Cisneros, Alfredo. (1995). ***Enciclopedia de Arquitectura. Volumen 1.*** (1era Edición) (Texto en Línea). Ciudad de México, México. Grupo Editorial Plazola. [Disponible en: https://www.academia.edu/34891163/Alfredo_Plazola_Cisneros_Enciclopedia_de_Arquitectura_Plazola_Volumen].

Requejo Reyes, José Alex y Rios Huerta, Eduardo Miguel. (2018). ***Propuesta de un Diseño Estructural para la Edificación del Mercado Central de Huacho.*** [Investigación en línea]. Huacho, Perú. Universidad Nacional José Faustino Sánchez Carrión. [Disponible en: https://repositorio.unjfsc.edu.pe/handle/20.500.14067/2599].

Sabino, Carlos A. (2002). ***El proceso de la investigación.*** [Texto en línea]. Caracas, Venezuela. Editorial Panapo de Venezuela. [Disponible en: https://es.scribd.com/doc/157895760/Carlos-Sabino-El-Proceso-de-Investigacion].

Sánchez Escudero y Vargas Sánchez. (2018). ***Análisis y diseño de edificios de concreto armado considerando la rigidez efectiva de sus elementos estructurales*.** [Investigación en línea]. Lima, Perú. Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas (UPC) [Disponible en: https://repositorioacademico.upc.edu.pe/handle/10757/624981].

Silva, Jesús Alirio. (2007). ***Metodología de la investigación*.** Caracas, Venezuela: Ediciones CO-BO.

Suárez, Yoselina. (2020). ***Diseño de un Columbario ubicado en la Iglesia San Antonio de Padua, Parroquia Los Guayos, Municipio Los Guayos, Estado Carabobo.*** Carabobo, Venezuela.

Universidad Pedagógica Experimental Libertador. (2016). ***Manual de Trabajos de Grado de Especialización y Maestría y Tesis Doctorales.*** (5ta edición). Caracas, Venezuela. Editorial FEDEUPEL.

APÉNDICE A: ESTUDIO DE SUELOS LOS ARALES.

Consultora de Ingenieria C.A.
RIF: J-30858433-9

INFORME GEOTÉCNICO PARA IGLESIA LOS ARALES

ARQUIDIOCESIS DE VALENCIA

Municipio San Diego,
Valencia,
Estado Carabobo.

ELABORADO POR:
ING. OSWALDO A. NOGUERA M.
ING. CIVIL / GEOTECNIA / ESTRUCTURAL
C.I.V. 65.218
SOVINCIV. 4022

Consultora de Ingenieria C.A.
RIF: J-30858433-9

INDICE

INTRODUCCIÓN..... 3

OBJETIVOS..... 4

METODOLOGÍA..... 6

ANTECEDENTES…..... 9

RESULTADOS..... 12

CONCLUSIONES GENERALES..... 22

RECOMENDACIONES…..... 26

UBICACIÓN DE LOS SONDEOS..... 30

BIBLIOGRAFIA……..... 31

LIMITACIONES..... 32

ANEXOS…..... 33

1.- INTRODUCCIÓN

En una parcela ubicada en el sector Los Arales del Municipio San Diego, de Valencia, se tiene proyectada la construcción de un Templo Parroquial con una estructura aparentemente de concreto armado, con un área superior a los 1100 metros cuadrados. Por este motivo, la Arquidiócesis de Valencia ha solicitado un programa exploratorio con el objeto de caracterizar al subsuelo que servirá de apoyo a la superestructura y permita establecer el mejor sistema de apoyo para la misma.

El programa exploratorio consistió en la ejecución de un total de tres (03) sondeos mecánicos en suelo, los cuales se llevaron hasta una profundidad máxima de seis (6,0) metros, las cuales se distribuyeron en el área destinada a la construcción de las estructuras mencionadas, las cuales, según la información recibida, generará unas cargas en sus ejes de columnas que pueden superar las 70,0 Toneladas. La información geotécnica recabada permitirá establecer el perfil litológico probable del subsuelo y, mediante los ensayos de campo y laboratorio realizados, estimar los parámetros geomecánicos y geotécnicos necesarios para el diseño racional del sistema de fundación.

El presente informe contiene todos los resultados obtenidos en la ejecución de los ensayos de campo y laboratorio, análisis de éstos, conclusiones y recomendaciones inherentes al caso en estudio, y un cuerpo de anexos que muestra en detalle los resultados de los ensayos realizados.

2.- OBJETIVOS

2.1.- La exploración del subsuelo de una parcela de algo más de 4100,00 m^2 donde se proyecta la construcción de dos de naves industriales en estructura metálica, situado en una parcela ubicada en Sector Los Arales del Municipio San Diego de Valencia, en el Estado Carabobo.

2.2.- La exploración del subsuelo mediante el empleo de un equipo de avance a percusión, en esta fase, con ensayo S.P.T., identificando al mismo tiempo las características geotécnicas del área en evaluación.

2.3.- La recuperación de muestras inalteradas y alteradas del subsuelo, realización de la identificación visual de las muestras recuperadas, ensayos básicos de laboratorio y clasificación de las muestras recuperadas, a fin de establecer los parámetros geotécnicos básicos e identificar las muestras para la realización de ensayos especiales ulteriores.

2.4.- De acuerdo con la práctica internacionalmente aprobada para este tipo de trabajo, se utilizó el Sistema de Clasificación Unificada para la identificación y clasificación de los materiales y suelos recuperados en cada sondeo exploratorio.

2.5.- La ejecución de ensayos de laboratorio para determinar los índices geomecánicos fundamentales de los materiales componentes de la estructura estratigráfica del área.

2.6.- Procesamiento de todos los resultados obtenidos durante los ensayos de laboratorio, a cada una de las muestras de material y de suelo recuperadas del sitio de la evaluación.

2.7.- El establecimiento del perfil estratigráfico probable del subsuelo y la estimación de la profundidad del nivel freático y la detección de aguas emperchadas y/o de infiltración, si estas se ubican dentro de la profundidad explorada durante los trabajos de campo.

2.8.- La elaboración de cálculos y estimaciones para el dimensionado de las estructuras requeridas para la verificación, determinación del soporte, estabilización y función adecuada de las instalaciones industriales previstas.

2.9.- La emisión de recomendaciones relativas al diseño y construcción de la totalidad de las estructuras interactuantes con el subsuelo.

3.- METODOLOGÍA

3.1.- La inspección del terreno y áreas adyacentes con el fin de conocer sus rasgos topográficos notables y aspectos resaltantes de su geología superficial y la investigación bibliográfica de los antecedentes geotécnicos de la zona donde se ubica la obra.

3.2.- La ubicación de las perforaciones con el objeto de lograr una muestra, lo más representativa posible, de la región del subsuelo que estará más solicitada por las cargas de la superestructura. A tal efecto, la profundidad de los sondeos exploratorios se establece de manera tal que se cubra la zona de significación geotécnica del problema que se estudia.

3.3.- La ejecución de un mínimo de tres (03) perforaciones que se extendieron hasta la profundidad máxima de seis (6,0) metros con un equipo de perforación mecánico, de penetración a percusión, sin empleo de forros. La profundidad de los sondeos se estableció siguiendo la práctica común y las especificaciones y recomendaciones de diversos autores[1], adaptados a las condiciones y tipología de los suelos de Venezuela.

3.4.- La realización del ensayo de penetración normal (S.P.T.) a cada 50 cm en los primeros 2,0 m de profundidad y a cada 100 cm a mayores profundidades. El ensayo se hace de acuerdo con las especificaciones de la norma ASTM D1586, la cual establece que el peso del martillo es de 63,5 Kg. y la longitud de caída libre es de 76,2 cm.

[1] Site Investigation. Clayton, Mattheus & Simons. Second Edition. Blackwell Science. London. 1995.

3.5.- La recuperación de muestras alteradas de los distintos suelos, con un muestreador del tipo cuchara partida que tiene las siguientes dimensiones:

Diámetro Exterior / Interior:	50,8 / 38,1 mm
Tipo de Conexión:	AW

3.6.- Las muestras de suelo se identifican visualmente tanto en el campo como en el laboratorio. Posteriormente se someten a diferentes ensayos para determinar sus propiedades índices y clasificarlas según los criterios del SISTEMA DE CLASIFICACIÓN UNIFICADA (SCU) y AASHTO. Las normas, utilizadas para la ejecución de los ensayos, son las siguientes:

- Ensayo para determinar la curva granulométrica. ASTM D-422 - COVENIN 255-77
- Ensayo para la determinación del límite líquido. COVENIN 1125-77
- Ensayo para la determinación del límite plástico. COVENIN 1125-77
- Ensayo para determinar el contenido de humedad por secado en horno. CCCA S11-69
- Ensayo para determinar el peso unitario del agregado. COVENIN 263-78

3.7.- El procesamiento de los resultados de los ensayos de campo y laboratorio realizados, junto al resto de la información recopilada y los valores índices de los parámetros básicos de los suelos, que se determinan a partir de las relaciones peso-volumen y mediante el empleo de correlaciones conocidas[2] ó, bien sea el caso, por medición directa.

3.8.- Establecer la capacidad estructural de suelos y los asentamientos máximo probables, mediante corridas en software de diseño geotécnico específico, de

[2] Handbook of Geotechnical Investigation and Design Tables. Burt Look. 2007. Taylor & Francis Group

las empresas GGU y CivilTech, comparando con hojas de cálculo de desarrollo propio, a fin de verificar la consistencia de los resultados obtenidos.

3.9.- Elaboración del Informe Geotécnico donde se establezca el diagnóstico y evaluación de las exploraciones realizadas y se emitan las observaciones y recomendaciones sobre las fundaciones de las Estructuras a erigir.

4.- ANTECEDENTES

La parcela evaluada, se ubica geológicamente, según el plano geológico - geotécnico establecido por los Ing. A. Cumare & A. Morales (1.989), en la Zona Geotécnica 7, ubicada al Sureste del casco de la ciudad de Valencia, caracterizado por materiales residuales y topografía irregular.

DESCRIPCIÓN GEOLÓGICA

La zona involucrada se sitúa al extremo del Sur del eje montañoso que delimita el Este de la ciudad de Valencia, con una distribución topográfica irregular, y los conjuntos orográficos situados al Oeste del complejo, el cual coincide con una elevación típica, La primera integrada por calizas y residuales recientes, que presenta una modificación importante en su topografía por el proceso urbanístico del sector el cual es característico del Sur del Valle de San Diego. La montaña vecina, está compuesta por esquistos cuarzo-micáceos, anfibolitas y calizas. Esto es corroborado por la aparición en los sondeos de materiales residuales y restos de cuarzo. Se aprecia un cono aluvial reciente en la zona, básicamente hacia los terrenos ubicados en las cotas bajas del grupo, al Oeste de la Parcela.

DESCRIPCIÓN GEOTECNICA

En esta zona se puede apreciar que se opera la transición y mezcla de suelos aluviales y residuales, estos últimos en mayor porcentaje, debido a la ubicación de la zona en una interfaz planicie – montaña, orientándose en sentido Este - Oeste. En éstas se observa una variación del suelo, en cuanto a tamaño, en dirección Este - Oeste. Al Oeste, en las faldas de los cerros, aflora la roca con diversos grados de meteorización,

en general esquistos cuarzo – micáceos, anfibolitas y suelos granulares con presencia de finos arcillo limosos.

A medida que se aleja de las elevaciones, hacia el Este, hacia el eje longitudinal del Valle de San Diego, el suelo residual se convierte, ya con algo de aluvión, en suelo de tamaño menor, representado por arenas medianamente resistentes (N = 35), limosa sobre arcillosa (esta última con N_{prom} = 30), que a su vez reposa sobre el basamento, en algunos puntos muy superficial. Sobre el borde oriental y en los metros superiores aparece algo de suelos más finos (arcilla de baja plasticidad CL) cuyo valor promedio del ensayo SPT se sitúa en el orden de los 20 golpes por pié. La gradación Este - Oeste es característica de este sector. Al pié de los cerros, afloramientos de rocas, algunos suelos de relleno de espesores variables sobre aquellas (producto de urbanismos); o sobre suelo residual representado por una arena limosa más bien gruesa, con grava, cuarzo, esquistos, con ocasionales lentes de arcilla.

Se aprecia, al lado de la anterior, una gran porción de suelo que aunque no es muy clara en cuanto a su delimitación, si puede destacarse la intercalación de estratos finos y gruesos (CL y SM principalmente) además de la interacción de sedimentos aluviales (metros superiores) y suelo residual (metros inferiores). Las arenas más superficiales, a veces surcadas por lentes de arcilla arenosa, presentan variables contenidos de grava, así como una resistencia en promedio mediana, con N entre 30 y 35 golpes; a medida que aparecen a mayores profundidades, las arenas son más densas y los contenidos de esquistos más altos, lo que incide notablemente en su comportamiento mecánico. Los suelos cohesivos son residuales y altamente arenosos y con algo de

limo, también presentan contenidos de grava que dan lugar a localizados picos de resistencia (N>80) en contraste con la resistencia medianamente alta que presenta (N>40).

A medida que se desplaza hacia el pie de los cerros, las respuestas a la penetración son más elevadas, producto de la proximidad de la zona de contacto rocosa (N_{prom} > 70), con sectores donde los afloramientos son casi superficiales, lo que dificulta y obliga a topografías y terraceos accidentados. La dureza de la zona de contacto rocosa es variable, en función de la ubicación de los componentes de calizas y anfibolitas menos meteorizados.

5.- RESULTADOS

5.1.- El subsuelo del terreno explorado es bastante homogéneo, conformado por suelos finos y granulares bien definidos, con poco contenido de finos, básicamente limos y materiales poco cohesivos. La topografía es regular, con ligeras pendientes hacia el Este. La zona muestra indicios evidentes de movimientos de masas de tierras al nivel superficial, aún cuando no de data reciente.

5.2.- La parcela, de más de 4100 m^2 de extensión, presenta ligeras pendientes hacia los linderos Sur y Este, con estructuras inmediatas, principalmente por galpones y estructuras de uso comercial e industrial al Sur, y viviendas unifamiliares al Norte.



5.3.- Se estableció un plan exploratorio de tres (3) sondeos, de seis (6) metros de profundidad, los cuales se ubicarían de manera adecuada dentro del área de influencia de las edificaciones. Los puntos de sondeo se replantearon mediante el empleo de GPS, marca Garmin, modelo 60CSX. La profundidad de los sondeos se estableció basados en la información disponible, y la práctica general de la Ingeniería Geotécnica[3].

5.4.- No se identifica una vegetación importante en el área, lo que es indicio de la data de uso del terreno. Superficialmente se identifica una arena gravosa con abundante limo, de color gris a marrón claro.

5.5.- El perfil litográfico probable del área explorada se resumió en un perfil de tres zonas de características geotécnicas diferenciables, a saber:

5.5.1. Un material superficial, de relleno, muy denso, conformado principalmente por un material areno – limoso, producto posiblemente del movimiento de masas durante el urbanismo. Se detectó hasta 1,0 m de profundidad.

5.5.2. Subyacente, entre 1,0 y los 2,0 metros de profundidad, se reportó la presencia de una arena limosa a fina. El material se observó medianamente denso, con baja humedad natural y con una resistencia a la penetración estándar de media a alta. Este estrato se mostró regular, en todos los sondeos, sin reportar plasticidad en los ensayos.

[3] Site Investigation. Clayton, Mattheus & Simons. Second Edition. Blackwell Science. London. 1995. Fig. 1.5. Pag. 20.

5.5.3. Entre los 2,0 m y los 6,0 m, se detectó una arena fina a arena limosa, la cual se identificó como un suelo de Clasificación SM a SP-SM, marginal, de color marrón rojizo, con un peso unitario alto (P.U.M. > 2,0 Ton./m^3), con una respuesta a la penetración alta (elevada densidad relativa), con textura arenosa, compacidad alta, con número de golpes, obtenido durante el ensayo SPT, superior a 50 en promedio, y sin reportes de plasticidad.

5.5.4. El posible nivel freático no se detectó en los sondeos realizados, aun cuando se observó una presencia de aguas subterráneas, principalmente infiltraciones, entre 2,0 y los 4,0 metros de profundidad. Se debe acotar que el histórico de la ubicación del Nivel Freático, en la Zona Industrial de San Diego, es de mínimo 25,0 metros.

5.6.- El perfil general probable a los efectos del diseño geotécnico, fue el siguiente:

TABLA DE DATOS GEOTECNICOS BÁSICOS PARA LA PERFORACION P-2

Estrato No.	PROFUNDIDAD DE	PROFUNDIDAD HASTA	SPT	% Wn	% Pas. #200	LL %	IP %	Gs	SCUS
1	0	0,5	56	9,71	7,3			2,66	SP SM
2	0,5	1	34	11,15	5,3			2,66	SP SM
3	1	1,5	33	5,7	25,7			2,67	SM
4	1,5	2	65	5,17	10,0			2,66	SP SM
5	2	3	48	16,81	27,0			2,67	SM
6	3	5	109	11,12	5,5			2,66	SP SM

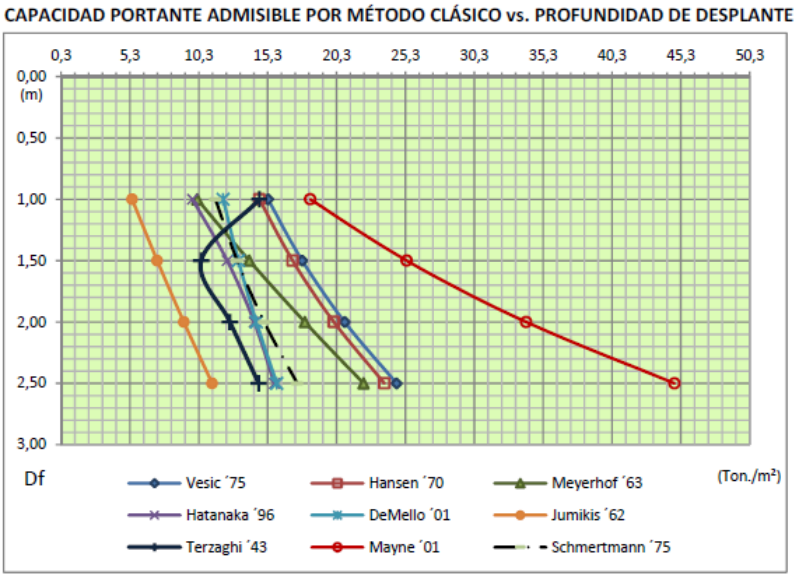
5.7.- A este perfil se le determinaron los valores índices de los parámetros geotécnicos básicos[4], obteniéndose los valores siguientes:

[4]Los valores índices mostrados en la Tabla de Parámetros se generaron a partir de correlaciones conocidas, muchas de las cuales se corrigen sobre la base de la Clasificación de cada material. Los Valores de

TABLA DE PARAMETROS GEOTECNICOS BÁSICOS ESTIMADOS PARA LA PERFORACION P-2									
Estrato No.	PROFUNDIDAD DE	HASTA	e_o	Cu (Kg/cm^2)	E (Kg/cm^2)	Ø	Vs (m/s)	PUM (Kg,/m^3)	μ
1	0	0,5	0,46	0,49	370,1	32,0	238,3	2085,7	0,16
2	0,5	1	0,49		288,4	29,3	195,5	1952,2	0,20
3	1	1,5	0,49	0,37	284,1	29,2	193,2	1894,7	0,21
4	1,5	2	0,45	0,52	398,7	32,8	252,6	2088,0	0,18
5	2	3	0,47	0,45	342,6	31,2	224,3	2106,2	0,20
6	3	5	0,40		516,3	35,6	308,3	2319,7	0,17

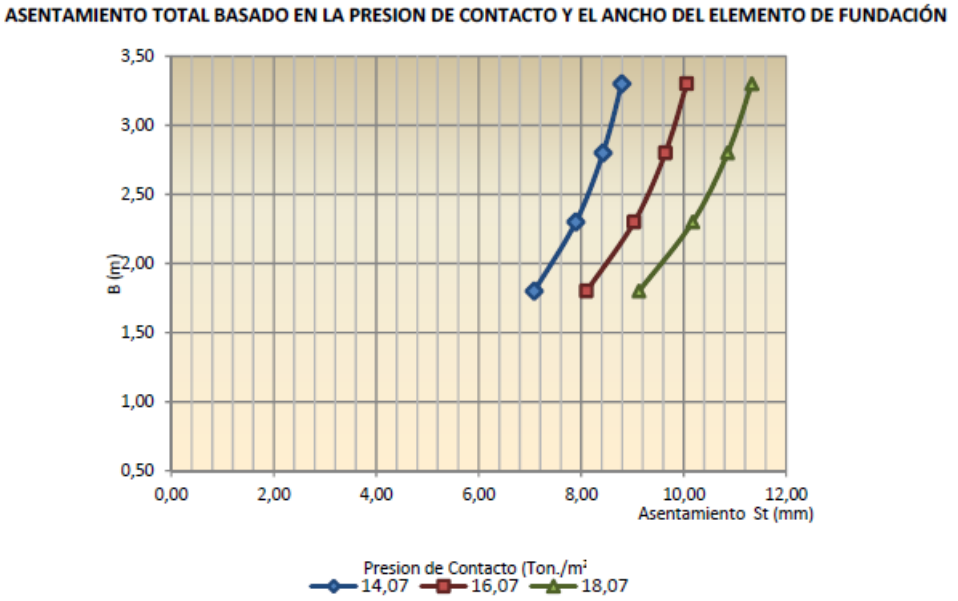
5.8.- De acuerdo al perfil geotécnico presentado, se realizaron unos cálculos preliminares, en Hojas desarrolladas en EXCEL, a manera de predimensionado, y se alimentó el programa de cálculo geotécnico GGU FOOTING, obteniéndose los resultados siguientes:

5.8.1.1. La Capacidad Admisible del Terreno se pudo establecer, inicialmente, entre 14,6 Ton./m^2 como mínimo y un máximo de 44,8 Ton./m^2.



Velocidad de Onda (Vs) se generaron a través de las correlaciones de Ohta & Kokuda (1978) e Imai (1977), y otros índices a partir de las correlaciones de Schmertman (1997), Osaki (2001), Kishida (2004), Mayne, Hunt, Schultze & Meyer (1965) y Muller (1970), entre otros autores.

5.8.1.2. Los asentamientos máximos esperados resultaron de 10 milímetros, con un máximo probable de 17 mm, según la primera aproximación, con mínimos de 8 milímetros de asentamiento inmediato, considerando un desplante de mínimo 1,50 metros, asumido, dado que se desconoce información sobre la tipología de los apoyos y de los elementos estructurales a cimentar.



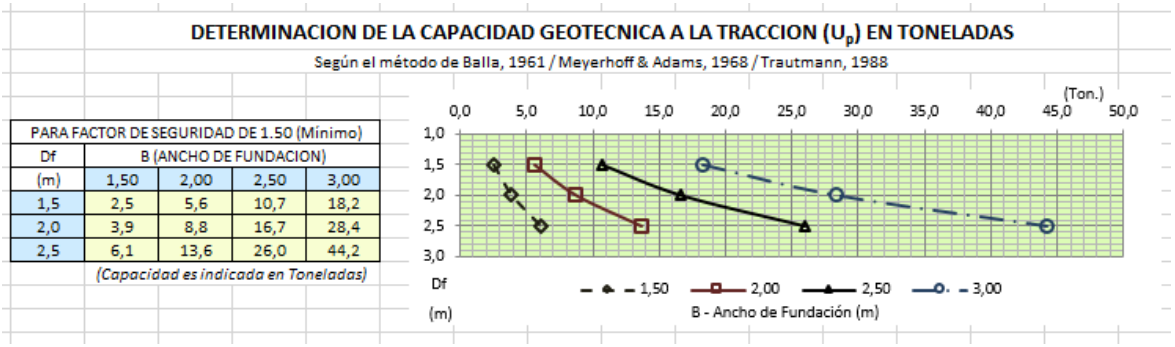
Se observa que las deformaciones esperadas estarán en el orden de :	Minimo =	7,1	mm
	Maximo =	11,3	mm
Si las Presiones de Contacto de los elementos de Fundación se mantienen en el orde	Minimo =	14,1	Ton./m²
	Maximo =	18,1	Ton./m²

5.8.1.3. Para la suposición inicial, la profundidad de influencia a la cual la presión efectiva, generada por una presión de contacto no mayor a la estimada previamente genera un diferencial de presión de al menos el 10% de la geostática, es de mínimo 5,6 metros, con un máximo probable de efecto hasta los 4,80 metros de profundidad,

pero éste último caso aplicaría solo para presiones de contacto que se aproximen a los límites superiores del prediseño (14,0 Ton./m^2).

5.8.1.4. Calculando nuevamente, empleando un paquete de software adecuado para tal fin (GGU FOOTING), y limitando los asentamiento admisibles por debajo de los 15 mm, la Capacidad Portante Admisible del terreno se estableció en el rango entre 14,0 Ton./m^2 como mínimo, y un máximo de 18 Ton./m^2. Para asentamientos máximos esperados de 10 mm, la máxima presión de contacto no debería superar las 15,0 Ton./m^2.

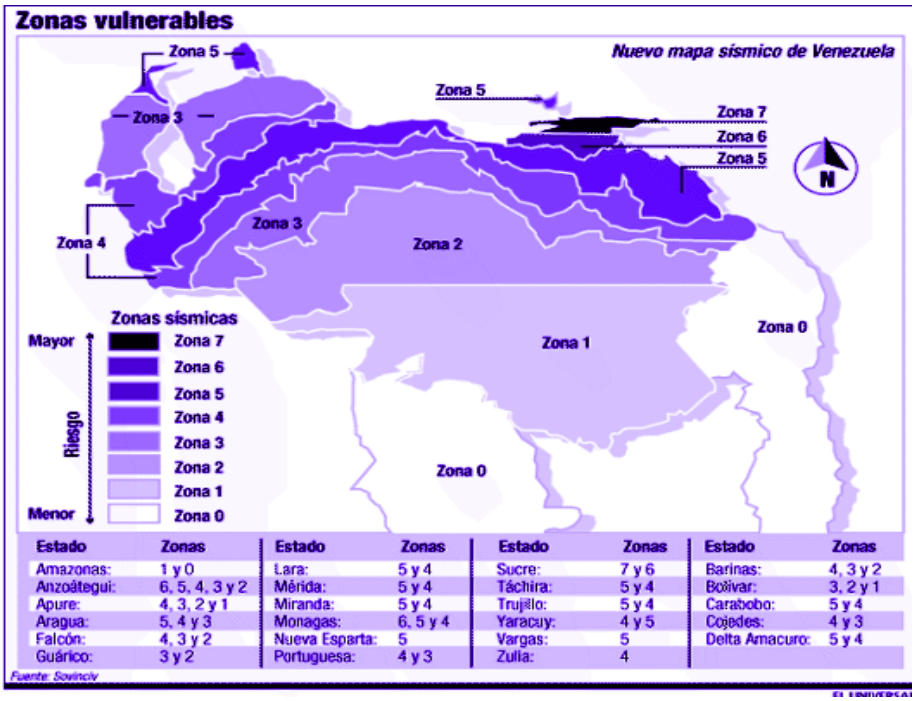
5.8.1.5. Los valores obtenidos del diseño geotécnico se corresponden con los resultados obtenidos en las hojas de cálculo de predimensionamiento, con valores reportados máximos de 22,0 Ton./m^2, para un asentamiento máximo estimado de 17,0 mm, lo cual se mantiene consistente con los reportes de diseño posteriores. Revisando, se verifican que los Factores de Seguridad a diseño a tracción (Trautmann, 1988), para cargas de Izamiento o tracción de 17 Toneladas es de 2,0 metros, con lo cual se infiere que la profundidad de desplante optima estará en el rango de 1,50 a 2,0 metros de profundidad.



5.8.1.6. Dado que a medida que se incrementa la carga sobre la fundación, para mantener constante la presión admisible a transmitir al terreno, debe incrementarse el ancho del elemento de fundación, y dado que éste es un factor que aporta al esquema de cálculo de los asentamientos[5], el máximo ancho de fundación individual no debería exceder los 3,50 metros.

5.8.1.7. El subsuelo del terreno explorado se encuentra en la Zona Sísmica 5 (A_0 = 0,30), de acuerdo con las Normas Venezolanas de Edificaciones Antisísmicas (COVENIN 1756-2001), y presenta un perfil S3, según la clasificación COVENIN, y de acuerdo lo definido en el Capítulo 5 de la mencionada Norma.

[5] A mayor ancho de la Zapata de fundación, la profundidad de influencia es mayor, por lo cual, dado que el terreno presenta bajas a medianas compacidades a profundidades mayores (entre 7 y 10 metros), los aportes de los efectos de la consolidación a la deformación total esperada a 10 años es considerable, por lo cual sería apropiado mantener no solo una baja presión de contacto, sino además, dimensiones discretas de los elementos de apoyo individual (léase Zapatas).



5.8.1.8. Los valores de Velocidad de Onda (V_S) establecidos para el Perfil reportado, oscilaron entre 193 m/s y 308 m/s, de acuerdo a los índices resultantes calculados a partir de las correlaciones establecidas por Ohta (1978), con un promedio ponderado de 256 m/s. Si empleamos las correlaciones establecidas por Alfaro Castillo[6] (2007), se obtienen valores ligeramente mayores, que variaron entre 204 y 320 m/s. Ahora, dado que no se alcanzó la profundidad donde las Velocidades de Onda superarán los 500 m/s, se realizó una extrapolación matemática[7], y se obtuvo que la posible profundidad a la cual se debería obtener ese valor de V_S

[6] "Correlación de las Velocidades de Onda para los Suelos de las Zonas Bajas del Centro de Colombia y para las Arcillas de Bogotá". Andrés J. Alfaro Castillo. 2007.
[7] "Numerical modeling of discrete materials in Geotechnical Engineering". Konietzky, Heinz. Taylor & Francis. USA. 2004

(igual o mayor a 500 m/s) sería en el rango entre los 36 a 56 metros de profundidad, con lo cual al determinar la Forma Espectral y el Factor de Corrección, según la Tabla 5.1 del Capítulo 5 de la Norma COVENIN 1756-2001, ésta sería para Suelos Duros o Densos, para una H menor a 50 metros, con lo cual el Factor de Corrección (Ø) sería de 0,90 (para Zona Sísmica 5, Forma Espectral S2).



ING. OSWALDO A. NOGUERA M.
ING. CIVIL / GEOTECNIA /
ESTRUCTURAL
C.I.V. 65.218
SOVINCIV. 4022

TABLA 5.1 FORMA ESPECTRAL Y FACTOR DE CORRECCIÓN φ

Material	Vsp (m/s)	H (m)	Zonas Sísmicas 1 a 4		Zonas Sísmicas 5 a 7	
			Forma Espectral	φ	Forma Espectral	φ
Roca sana/fracturada	>500	-	S1	0.85	S1	1.00
Roca blanda o meteorizada y suelos muy duros o muy densos	>400	<30	S1	0.85	S1	1.00
		30-50	S2	0.80	S2	0.90
		>50	S3	0.70	S2	0.90
Suelos duros o densos	250-400	<15	S1	0.80	S1	1.00
		15-50	S2	0.80	S2	0.90
		>50	S3	0.75	S2	0.90
Suelos firmes/medio densos	170-250	≤50	S3	0.70	S2	0.95
		>50	S3[a]	0.70	S3	0.75
Suelos blandos/sueltos	<170	≤15	S3	0.70	S2	0.90
		>15	S3[a]	0.70	S3	0.80
Suelos blandos o sueltos[b] intercalados con suelos más rígidos	-	H_1	S3[c]	0.65	S2	0.70

a) Si Ao ≤ 0.15 úsese S4
b) El espesor de los estratos blandos o sueltos (Vs<170 m/s) debe ser mayor que 0.1 H.
c) Si $H_1 \geq 0.25\,H$ y Ao ≤ 0.20 úsese S4.

6.- CONCLUSIONES GENERALES.

6.1.- La estructura general del área es bastante homogénea, con pocos reportes divergentes de un punto a otro, con una estructura litológica granular, con reportes de compacidad elevados, pero intercalados en un sector con un lente de arenas limosas poco densas, propensas a los cambios de humedad, lo cual previene a emplear estructuras de fundación rígidas, que limiten probables deformaciones en el suelo de soporte, dado el problema geotécnico de la zona.

6.2.- Para la totalidad de los resultados obtenidos, se estableció que para las estructuras que transmitan niveles de presión de contacto inferiores a 1,60 Kg./cm^2, la factibilidad de emplear zapatas aisladas de fundación es muy adecuada, dado que los valores de asentamientos esperados estaría por debajo de los 10 mm para profundidades de desplantes aceptables (entre 1.50 y 2.00 metros de profundidad).

6.3.- Para áreas con características de cargas y exigencias estructurales no críticas, y de poco peso, pudieran fundarse mediante un sistema de fundación de tipo Zapata Aislada, apoyado a un desplante mínimo de 1,0 metros de profundidad. Casetas, Garitas y Tanques de poca carga (capacidad) interior, pueden ser consideradas dentro de este grupo de estructuras del Complejo, a las cuales pudieran sumársele las estructuras con altas tolerancias a los asentamientos diferenciales.

6.4.- Para las estructuras que generen niveles de carga que transmitan presiones superiores a las 15,0 Ton./m^2 (1,50 Kg./cm^2), e inferiores a 1,80 Kg./cm^2, se debe optar por emplear sistemas de fundación que minimicen los asentamientos a producir, los cuales, por la naturaleza sedimentaria del terreno, a nivel superficial, y por la existencia de suelos granulares, serán de tipo mixto, con poca influencia a los efectos de la consolidación.

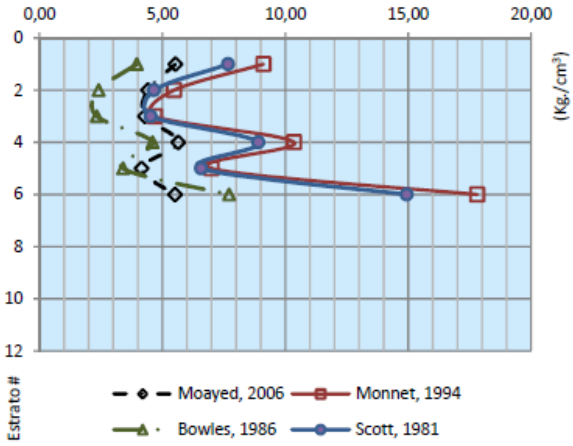
6.5.- Para cargas bajas, menores a las 10 Toneladas, y con presiones de contacto menores a 1,50 Kg./cm^2, parecen factibles los sistemas de apoyo superficiales del tipo losa de fundación, desplantadas a un mínimo de 0,50 metros del nivel de

terraza o “Plazoleta”, manteniendo al mínimo las excentricidades de las cargas de columnas a los niveles de apoyo, así como las diferencias de presión de contacto entre los elementos de soporte, lo cual garantizaría un comportamiento uniforme de la superestructura. Los elementos de arriostramientos (vigas de riostra) se dimensionarían a fin de garantizar la rigidización del nivel de apoyo, armándolas con un porcentaje de acero a flexión (el correspondiente al generado por el momento por deflexión máxima por efecto del asentamiento máximo esperado), y no solo a tracción. Estos elementos se diseñarían para Coeficientes de Balasto de 3,277 Kg./cm^3, como elementos semirrígidos.

(Cota de Apoyo)	Z =	1,5 m
(Ancho de Tira)	B_T=	1 m

Estrato #	VALOR CALCULADO DEL COEFICIENTE DE BALASTO VERTICAL Moayed, 2006	Monnet, 1994	Bowles, 1986	Scott, 1981
1	5,531	9,111	3,961	7,675
2	4,410	5,473	2,405	4,660
3	4,282	4,689	2,334	4,523
4	5,648	10,359	4,598	8,908
5	4,153	7,000	3,395	6,578
6	5,511	17,805	7,710	14,938
7				
8				
9				
10				

Ks_v =	2,359	Kg./cm^3	(Hansen, 1970)
Ks_v =	3,277	Kg./cm^3	(Vesíc, 1976)



Estrato #	Valor Ponderado Ks_v Kg./cm^3
1	6,916
2	4,179
3	3,849
4	7,955
5	5,658
6	13,485
7	
8	
9	
10	

6.6.- Para las estructuras que generen presiones de contacto superiores a las 1,80 Kg./cm^2, la solución de apoyo se pudiera amoldar a una propuesta superficial a nivel de ejecución:

6.6.1. La alternativa de un sistema de fundación de tipo Losa, ejecutada en concreto armado, con un diseño rígido. La ubicación y desplante de la misma se definiría en función de las condiciones de carga y la geometría de apoyo requerida por cada componente estructural. El diseño de la Losa deberá considerar las deformaciones diferenciales generadas por los asentamientos, así como los esfuerzos por cortante en cada punto de transmisión de carga (en cada apoyo). Para el cálculo se debería emplear

un Coeficiente de Balasto de 3,277 Kg./cm^3 (para los casos de que los requerimientos de rigidez del elemento de fundación sean muy considerables se pudiera emplear un valor mínimo de 2,359 Kg./cm^3). Los asentamientos máximos esperados, al fundar de esta manera, no deberían superar los 5 mm y, al ser el sistema de apoyo rígido, los diferenciales deberán ser nulos o despreciables.

6.6.2. En estructuras donde la proximidad entre los elementos de apoyo sea apreciable, la evaluación del sistema a emplear deberá evaluar la factibilidad de unas Fundaciones Combinadas o Compuestas, o realizadas en una sola excavación, para luego rellenar y recompactar en el interior del grupo de cimentación. En estos casos, las vigas de riostras deberán ser diseñadas para garantizar que las losas de piso funcionen monolíticamente con los componentes de arriostre, considerando las deformaciones posibles por asentamientos en la masa de tierra directamente bajo las vigas y losas, dado que los inconvenientes de compactación en estos sitios serían evidentes, incrementándose la probabilidad que los niveles de compactación no sean alcanzados en algunos sectores muy puntuales, básicamente en las inmediaciones de los pedestales.

6.6.3. Dado que en el Proyecto presente es muy factible que Estructuras con diferencias de requerimientos de apoyo estén muy próximas unas a la otra, se deberán tomar en cuenta los comportamientos diferenciales entre estas estructuras y los elementos vinculantes que existan entre ellas, como Racks, Tuberías, Canales, etc. Se deberán prever juntas y conexiones móviles en los puntos que se considere necesario, prestando especial atención en todos los ductos subterráneos que transporten líquidos, sea agua cruda, de escorrentía o servida, dado que los subsuelos superficiales son susceptibles a los incrementos y cambios en

su humedad natural, y la presencia de fugas o filtraciones pudieran generar problemas a nivel de las Cotas de Fundación.

7.- RECOMENDACIONES GENERALES

7.1.- Basados en los Resultados presentados se recomienda, de manera general, lo siguiente (remitirse al Capítulo de Resultados para establecer los Valores puntuales a cada Objeto de Obra):

7.1.1. Para la totalidad de los resultados obtenidos, se estableció que para las estructuras que transmitan niveles de presión de contacto inferiores a 1,50 Kg./cm^2, la factibilidad de emplear zapatas aisladas de fundación es muy adecuada.

7.1.2. Para las estructuras que generen niveles de carga que transmitan presiones superiores a las 15,0 Ton./m^2 (1,50 Kg./cm^2) y menores a 18,0 Ton./m^2, se debe optar por emplear sistemas de fundación que minimicen los asentamientos a producir, los cuales, por la naturaleza sedimentaria del terreno, a nivel superficial, son básicamente por consolidación.

7.1.3. Para cargas bajas, menores a las 90 Toneladas, y con presiones de contacto menores a 1,80 Kg./cm^2, parecen también factibles los sistemas de apoyo superficiales del tipo losa de fundación. Estos elementos se diseñarían para Coeficientes de Balasto de 3,277 Kg./cm^3, como elementos semirrígidos.

7.2.- Para las estructuras que generen presiones de contacto superiores a 1,80 Kg./cm^2, la solución de apoyo se limita a alternativas factibles a nivel de ejecución:

7.2.1. La alternativa de un sistema de fundación de tipo Losa, ejecutada en concreto armado, con un diseño rígido. Para el cálculo se debería emplear un Coeficiente de Balasto de máximo 3,277 Kg./cm^3 (para los casos de que los requerimientos de rigidez del elemento de fundación sean considerables se pudiesen emplear valores menores).

7.3.- El espesor detectado de material contaminado con suelos orgánicos, a nivel superficial, osciló entre los 5 y los 15 centímetros según los reportes de campo. En todo caso, dado que el total del área se exploró con solo tres sondeos, estos valores son puntuales, debiéndose definir su espesor real en sitio, previa la inspección visual por parte de personal calificado para tal fin.

7.4.- Para las excavaciones a realizar, se puede esperar que se requiera de entibación a fin de evitar el derrumbe de las paredes de la excavación. En los puntos donde las trincheras y zanjas estén muy próximas, es preferible realizar una sola excavación, manteniendo una relación de 1.25:1, entre la relación Horizontal: Vertical, a fin de minimizar el empleo de entibación.

7.5.- Las recomendaciones generales para el cálculo y determinación de los sistemas de fundación previstos, son las siguientes:

7.5.1. Las cargas de servicio (no mayoradas) que la superestructura debe soportar, son las que se utilizarán para determinar los esfuerzos que se compararán con la capacidad portante admisible del subsuelo.

7.5.2. El dimensionamiento del sistema de fundación se debe hacer tomando en cuenta, tanto las cargas verticales como los momentos flectores que genera la superestructura, debiéndose garantizar el comportamiento rígido, tanto a nivel de cálculo geotécnico como estructural.

7.5.3. El diseño del sistema considerará, como parámetro fundamental, el asentamiento que pueda generarse. Es indispensable determinar las

distorsiones angulares que se estimen puedan ocurrir en la superestructura, para evaluar su efecto sobre la misma.

7.5.4. Una capa de concreto pobre, con un espesor de aproximadamente 3,00 cm, ó 15,00 cm de piedra picada compactada debe colocarse previo al vaciado de cualquier elemento de apoyo, para lograr una mayor uniformidad de la presión de contacto entre la fundación y el subsuelo.

7.5.5. La calidad del concreto utilizado se verificará continuamente. La resistencia a la compresión establecida en las especificaciones se comprobará tomando probetas de concreto y ensayándolas según el método establecido en la Norma COVENIN 338-79. La dispersión máxima permitida será del 10 %.

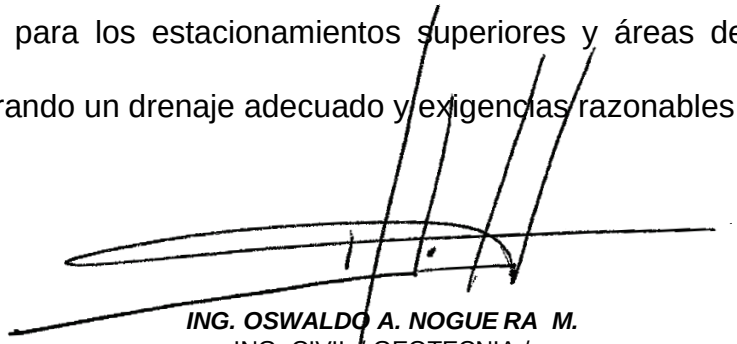
7.6.- Debido a la susceptibilidad de los suelos superficiales a los cambios en su Contenido de Humedad, es necesario el diseño cuidadoso del sistema de drenaje del área a construir. Pendientes de no menos de 2/1000 deben ser exigidas, de manera de evitar la acumulación de aguas en la superficie de la parcela.

7.7.- Ningún trabajo de compactación deberá realizarse sin la previa verificación del porcentaje Proctor de la Capa anterior o de la conformación adecuada de la Base de colocación del elemento de fundación a ejecutar. La necesidad de verificar que los niveles de compactación de los materiales de contacto con las fundaciones se deriva de los niveles de exigencia de varias de las estructuras,

algunas con tolerancias muy precisas, lo cual contrasta con la baja calidad de los suelos de la litología del sitio.

7.8.- La resistencia de los materiales a emplear en la ejecución del sistema de fundación deberá ser de por lo menos 220 Kg./cm^2 y 4200 Kg./cm^2 para el concreto y el acero, respectivamente.

7.9.- Para la vialidad interna de los Galpones previstos se propone el empleo de un sistema de pavimentos de tipo mixto: rígido, de concreto Pórtland, para las áreas de accesos al complejo y para las zonas de tráfico pesado, y; pavimentos flexibles para los estacionamientos superiores y áreas de circulación liviana, considerando un drenaje adecuado y exigencias razonables de mantenimiento.



ING. OSWALDO A. NOGUE RA M.
ING. CIVIL / GEOTECNIA /
ESTRUCTURAL
C.I.V. 65.218
SOVINCIV. 4022

8.- UBICACIÓN DE LOS SONDEOS



		Coordenadas UTM		
Puntos	**Mts**	**Huso**	**N**	**E**
P1	6	19	1.129.050,58	613.608,98
P2	5		1.129.042,67	613.631,83
P3	4		1.129.066,34	613.636,01

BIBLIOGRAFIA CONSULTADA

- “Foundation, Analysis and Design”. Bowles, Joseph. McGraw-Hill. USA. 1997
- “Site Investigation”. Clayton, Mattheus & Simons. Second Edition. Blackwell Science. London. 1995
- “Geotechnical Engineering – Principles and Practices”. Murthy, V.N.S. Marcel Dekker. USA. 2006
- “Handbook of Geotechnical Investigation and Design Tables”. Look, Burt. Taylor & Francis. USA. 2007
- “Geotechnical Investigation Methods – A field guide for Geotechnical Engineers”. Hunt, Roy, CRC Press. London. 2006
- “Geotechnical Analysis – Soil Behavior”. Oxford University Press. USA. 1996
- “Geotechnical Laboratory Measurements for Engineers”. Germaine & Germaine. Wiley. London. 2008
- “Reliability based design in Geotechnical Engineering”. Kok-Kwang Phoon. Taylor & Francis. USA. 2008
- “Numerical modeling of discrete materials in Geotechnical Engineering”. Konietzky, Heinz. Taylor & Francis. USA. 2004
- “Land Surface Evaluation – An Engineering Practice”. GSL. London. 2001

9.- LIMITACIONES

Informe

La presente investigación geotécnica fue realizada a nombre de ARQUIDIOCESIS DE VALENCIA, y no se hace responsable por usos diferentes del presente informe a los motivos previamente mencionados. Este documento es propiedad de OB CONSULTORA, C.A. y la información presentada es para uso del destinatario mencionado; copia o reproducción no está permitida sin autorización previa.

Perfil del subsuelo

El programa exploratorio tiene como objetivo presentar una adecuada caracterización del perfil del subsuelo. Sin embargo, variaciones en el perfil estratigráfico pueden existir dado a la naturaleza inherente de los suelos.

Correlaciones

De acuerdo con Look (2007), la naturaleza ofrece significativamente mayores variaciones en suelo y roca que en los materiales creados por el hombre. La variabilidad de un parámetro del suelo debe ser siempre considerada en primer lugar antes de evaluar su relevancia y énfasis en su valor. Análisis de sensibilidad pudiera ser considerado en el diseño del sistema de fundación para evaluar el efecto de posibles variaciones en los parámetros geotécnicos. En casos particulares, ensayos específicos de laboratorio (Ej. Ensayos Triaxiales) pudieran ser requeridos para una mejor caracterización que la presentada por correlaciones.

Análisis, cálculos y recomendaciones

Análisis, cálculos y recomendaciones están basados en principios ingenieriles comúnmente aceptados, literatura técnica, criterio y experiencia. No garantía es dada de que las condiciones en sitio se desenvolverán exactamente igual a las descripciones provistas en este informe.

Desarrollo del proyecto: Construcción

Si considerable diferencia, en cuanto a las condiciones del sitio o subsuelo, son encontradas durante la construcción o subsecuente a la presente investigación, ya sea por condiciones naturales o por actividades humanas, OB CONSULTORA, C.A. debe ser notificado oportunamente de tales diferencias para la revisión de las interpretaciones y recomendaciones presentadas en este informe.

Consultora de Ingenieria C.A.
RIF: J-30858433-9

ANEXOS

INFORME GEOTÉCNICO PARA IGLESIA LOS ARALES

ARQUIDIOCESIS DE VALENCIA

Municipio San Diego,
Valencia,
Estado Carabobo.

ELABORADO POR:
ING. OSWALDO A. NOGUERA M.
ING. CIVIL / GEOTECNIA /
ESTRUCTURAL
C.I.V. 65.218
SOVINCIV. 4022

INFORME FOTOGRÁFICO

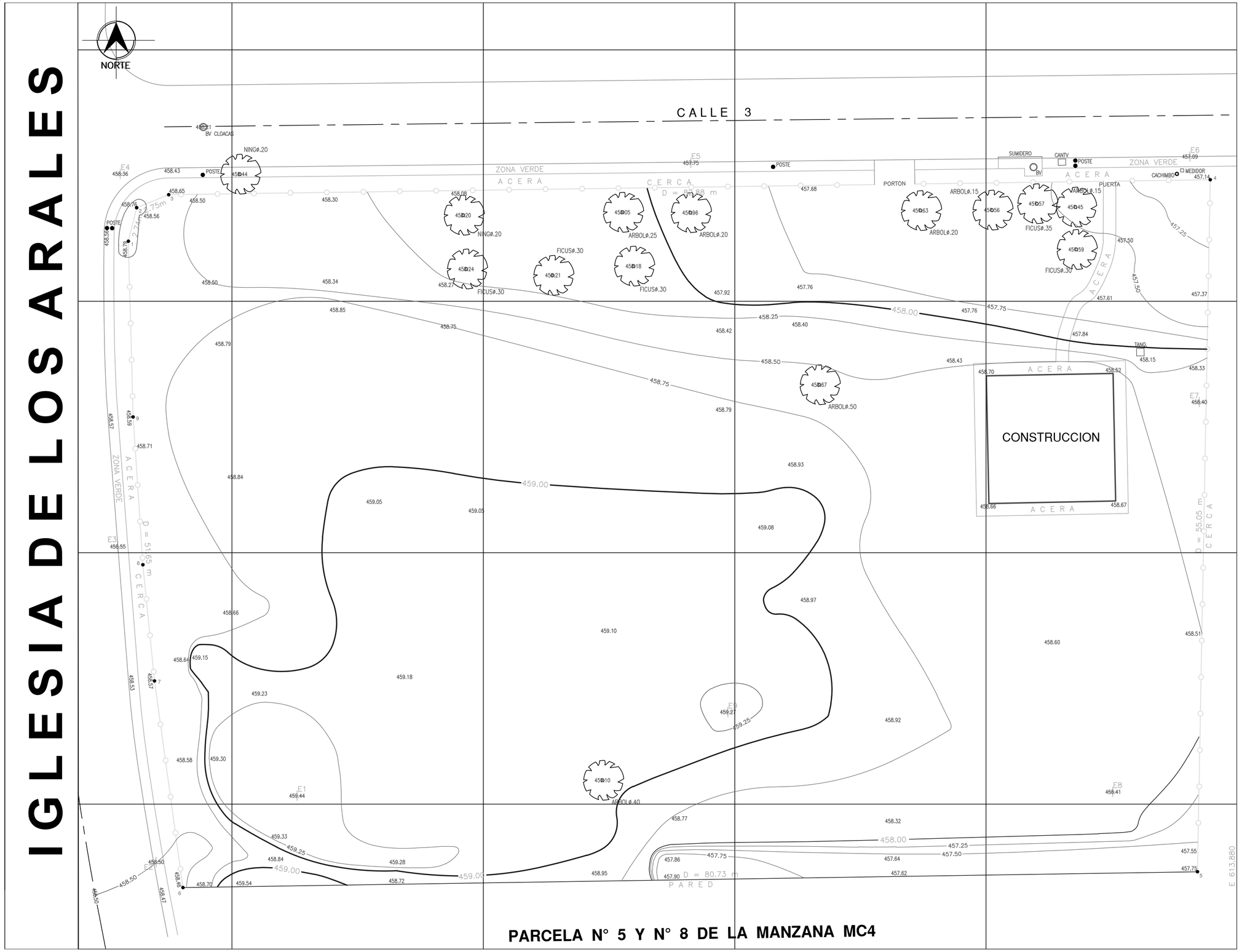






APÉNDICE B: PLANOS ARQUITECTÓNICOS.

IGLESIA DE LOS ARALES



PARCELA N° 5 Y N° 8 DE LA MANZANA MC4

NOTAS GENERALES

DE LINDEROS

U.T.M. DATUM LA CANOA

PTO.	NORTE	ESTE
1	1129424.78	613791.76
2	1129427.44	613792.41
3	1129428.47	613794.96
4	1129429.66	613877.83
5	1129374.62	613876.82
6	1129373.36	613796.10
7	1129389.80	613793.84
8	1129399.04	613792.91
9	1129410.80	613792.13

ARQ. ANYELA DI CAPUA
C.I.V.: 218.200 C.A.V.: 7383
Cel. 04244095486
ARQ. ERICA FERMIN
Cel. 04162945384

PROYECTO:
DISEÑO ARQUITECTONICO DE LA IGLESIA DE LOS ARALES.

UBICACION:
SECTOR LOS ARALES
AV. EL PARQUE C/C CALLE 3
MCPIO. SAN DIEGO EDO. CARABOBO

JEFE DE PROYECTO ARQ.
ARQ. ANYELA DI CAPUA
C.I.V.:218.200 C.A.V.: 7.383

ARQUITECTURA
ARQ. ERICA FERMIN

CALCULO:

LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO:
0414-0429889
Top. WASYL MASLIUWEC S.V.T. N° 1.383

DIBUJO:
0412-1792716
RAFAEL G. RODRIGUEZ O.

CONTENIDO:
TOPOGRAFIA ORIGINAL

ESCALA: **1:200**

LÁMINA: **T-1**

FECHA: **NOVIEMBRE - 2.011**

IGLESIA DE LOS ARALES

NORTE

CALLE 3

BV CLOACAS

NINGUNO

POSTE

ZONA VERDE

ACERA

CERCA

D = 82.88 m

PORTON

SUMIDERO

CANTV

BV

PUERTA

CACHIMBO

MEDIDOR

+458.50

ESTACIONAMIENTO

ESTACIONAMIENTO
CASA PARROQUIAL

TANQ

CASA PARROQUIAL

PARCELA D.
AREA:5000,00 m2

D = 51.95 m

PLAZOLETA

AREA DE CAMPANAS

AREA DE CANEY

SALÓN DE USOS MULTIPLES

PARED

PARCELA N° 5 Y N° 8 DE LA MANZANA MC4

NOTAS GENERALES



UBICACION

ARQ. ANYELA DI CAPUA
C.I.V.: 218.200 C.A.V.: 7383
Cel. 04244095486
ARQ. ERICA FERMIN
Cel. 04162945384

PROYECTO:
DISEÑO ARQUITECTONICO DE LA IGLESIA DE LOS ARALES.

UBICACION:
SECTOR LOS ARALES
AV. EL PARQUE C/C CALLE 3
MCPIO. SAN DIEGO EDO. CARABOBO

JEFE DE PROYECTO ARQ.:
ARQ. ANYELA DI CAPUA
C.I.V.:218.200 C.A.V.: 7.383

ARQUITECTURA
ARQ. ERICA FERMIN

CALCULO:

DIBUJO:
ARQ. ANYELA DI CAPUA
C.I.V.:218.200 C.A.V.: 7.383
ARQ. ERICA FERMIN

CONTENIDO:
TOPOGRAFIA MODIFICADA

ESCALA: 1:200

LÁMINA: T-2

FECHA: ABRIL - 2.012

DISEÑO DE IGLESIA

NORTE



NOTAS GENERALES

ARQ. ANYELA DI CAPUA
C.I.V.: 218.200 C.A.V.: 7383
Cel. 04244095486
ARQ. ERICA FERMIN
Cel. 04162945384

PROYECTO:
DISEÑO DE IGLESIA DE LOS ARALES. AREA TOTAL 5000,00 m2

UBICACION:
COMUNIDAD DE LOS ARALES.

JEFE DE PROYECTO
ARQ. ANYELA DI CAPUA C.I.V.: 218.200 C.A.V.: 7.383

ARQUITECTURA
ARQ. ERICA FERMIN

CALCULO:

DIBUJO:
ARQ. ANYELA DI CAPUA ARQ. ERICA FERMIN

CONTENIDO:
PLANTA CONJUNTO

ESCALA: **1:1000**

FECHA: **DICIEMBRE - 2.012**

LÁMINA: **A-1**

DISEÑO DE IGLESIA

NORTE

BV CLOACAS

NINGØ.20

POSTE

ZONA VERDE

ACERA

CERCA

POSTE

SUMIDERO

BV

CANTV

POSTE

ZONA VERDE

ACERA

CACHIMBO

MEDIDOR

PORTON

PUERTA

POSTE

FICUSØ.30

ESTACIONAMIENTO

CASA PARROQUIAL

ESTACIONAMIENTO

TANQ.

1 2 3 4 5 C 6 7 8

PARCELA D.
AREA:5000,00 m2

ZONA VERDE

ACERA

A

B

C

D

E

F

BATISTERIO

INFORMACION

PLAZOLETA

AREA DE CONFESION

AREA DE CAMPANAS

ALTAR DEL SANTISIMO

ALTAR MAYOR

ALTAR DE LA VIRGEN

INFORMACION
RECEPCION

DESPACHO

SACRISTIA

DEPOSITO

SANITARIO

SANITARIO

SALON COMEDOR

PORCHE

SALA

COCINA /lavadero

OFICINA

HABITACION

HABITACION

CERCA

AREA DE CANEY

SALÓN DE USOS MULTIPLES

AREA DEPORTIVA

PLAZOLETA

PLAZOLETA

CONSULTORIO

CONSULTORIO

SALONES PARROQUIALES

SALONES PARROQUIALES

SALONES PARROQUIALES

SALONES PARROQUIALES

DEPÓSITO

PARED

36.54 123.05 48.26

PARCELA N° 5 Y N° 8 DE LA MANZANA MC4

NOTAS GENERALES

ARQ. ANYELA DI CAPUA
C.I.V.: 218.200 C.A.V.: 7383
Cel. 04244095486
ARQ. ERICA FERMIN
Cel. 04162945384

PROYECTO:
DISEÑO DE IGLESIA DE LOS ARALES. AREA TOTAL 5000,00 m2

UBICACION:
COMUNIDAD DE LOS ARALES.

JEFE DE PROYECTO
ARQ. ANYELA DI CAPUA
C.I.V.: 218.200 C.A.V.: 7.383

ARQUITECTURA
ARQ. ERICA FERMIN

CALCULO:

DIBUJO:
ARQ. ANYELA DI CAPUA
ARQ. ERICA FERMIN

CONTENIDO: **PLANTA BAJA**

ESCALA: **1:200**

LÁMINA: **A-2**

FECHA: **DICIEMBRE - 2.012**

DISEÑO DE IGLESIA

NORTE

BV CLOACAS

NINGø.20

POSTE

ZONA VERDE

ACERA

CERCA

POSTE

SUMIDERO

BV

CANTV

POSTE

ZONA VERDE

ACERA

CACHIMBO

MEDIDOR

PORTON

PUERTA

POSTE

FICUSø.30

ESTACIONAMIENTO

ESTACIONAMIENTO

CASA PARROQUIAL

ACERA

TANQ.

44.20

1 — 8.00 — 2 — 8.00 — 3 — 8.00 — 4 — 8.00 — 5 — 6.00 — 6 — 4.20 — 7

A

B

C

D

E

F

PARCELA D.
AREA:5000,00 m2

ZONA VERDE

ACERA

7.06

25.31

10.00

7.06

4.11

4.02

PLAZOLETA

CORO

SACRISTIA

AREA DE CANEY

SALÓN DE USOS MULTIPLES

AREA DE CAMPANAS

PLAZOLETA

AREA DEPORTIVA

CERCA

PARED

36.54

123.05

48.26

PARCELA N° 5 Y N° 8 DE LA MANZANA MC4

NOTAS GENERALES

ARQ. ANYELA DI CAPUA
C.I.V.: 218.200 C.A.V.: 7383
Cel. 04244095486
ARQ. ERICA FERMIN
Cel. 04162945384

PROYECTO:
DISEÑO DE IGLESIA DE LOS ARALES. AREA TOTAL 5000,00 m2

UBICACION:
COMUNIDAD DE LOS ARALES.

JEFE DE PROYECTO
ARQ. ANYELA DI CAPUA
C.I.V.: 218.200 C.A.V.: 7.383

ARQUITECTURA
ARQ. ERICA FERMIN

CALCULO:

DIBUJO:
ARQ. ANYELA DI CAPUA
ARQ. ERICA FERMIN

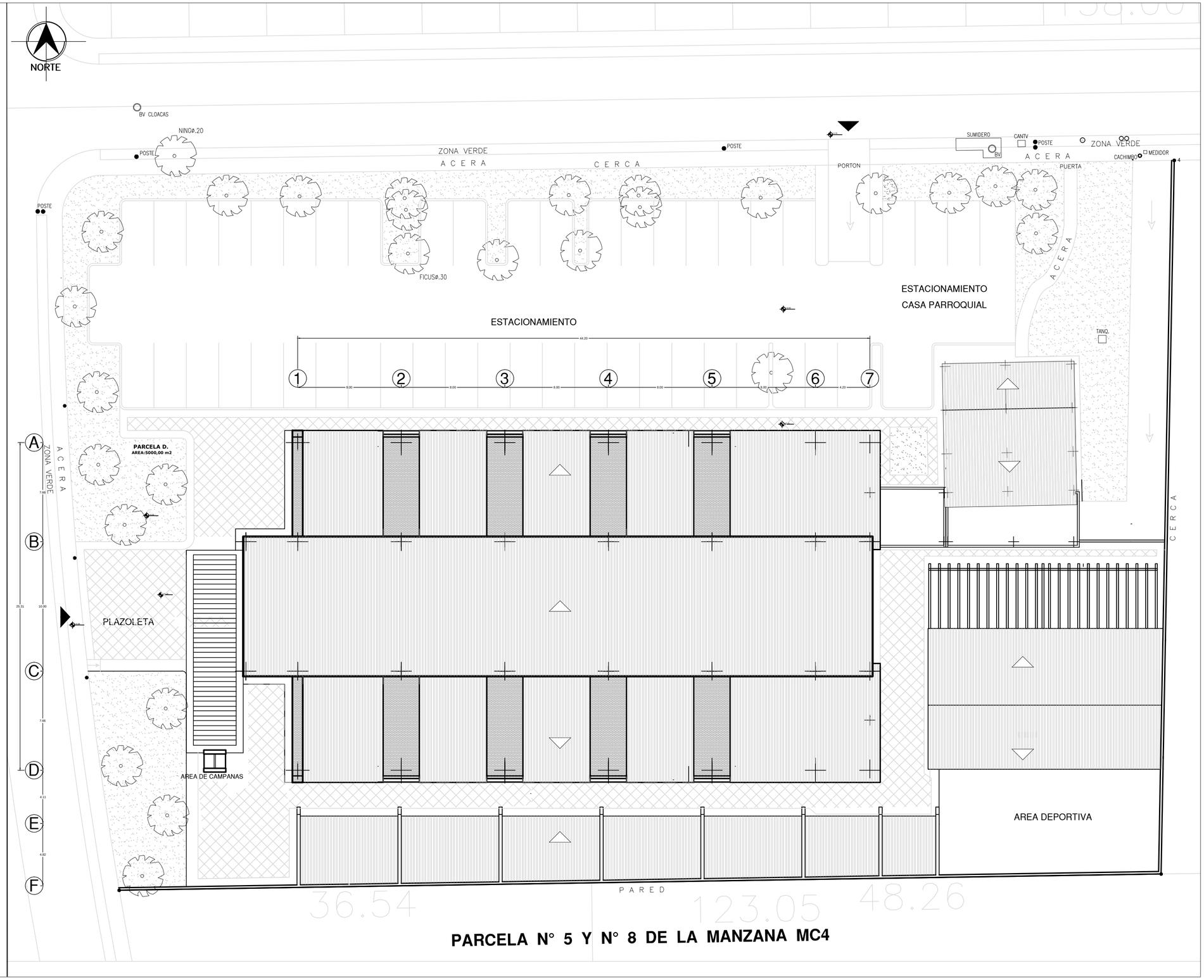
CONTENIDO:
PLANTA DEL CORO

ESCALA: **1:200**

FECHA: **DICIEMBRE - 2.012**

LÁMINA: **A-3**

DISEÑO DE IGLESIA



PARCELA N° 5 Y N° 8 DE LA MANZANA MC4

NOTAS GENERALES

ARQ. ANYELA DI CAPUA
C.I.V.: 218.200 C.A.V.: 7383
Cel. 04244095486
ARQ. ERICA FERMIN
Cel. 04162945384

PROYECTO:
DISEÑO DE IGLESIA DE LOS ARALES. AREA TOTAL 5000,00 m2

UBICACION:
COMUNIDAD DE LOS ARALES.

JEFE DE PROYECTO
ARQ. ANYELA DI CAPUA
C.I.V.: 218.200 C.A.V.: 7.383

ARQUITECTURA
ARQ. ERICA FERMIN

CALCULO:

DIBUJO:
ARQ. ANYELA DI CAPUA
ARQ. ERICA FERMIN

CONTENIDO:
PLANTA TECHO

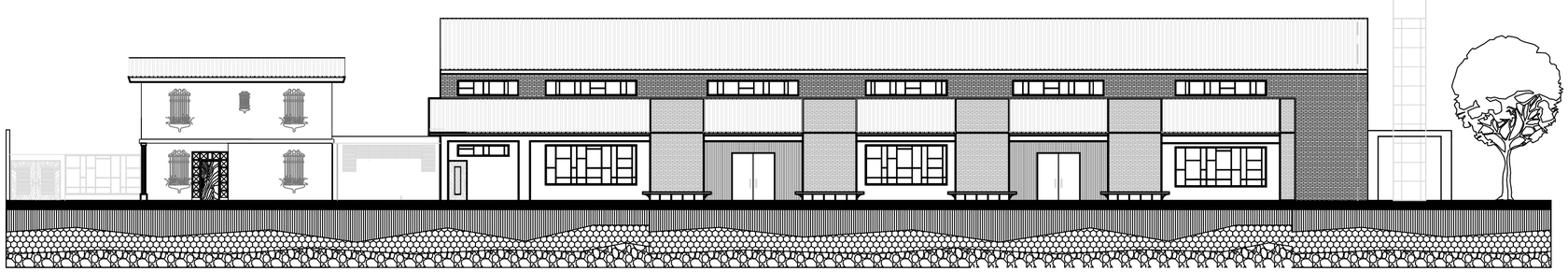
ESCALA: **1:200**

LÁMINA: **A-4**

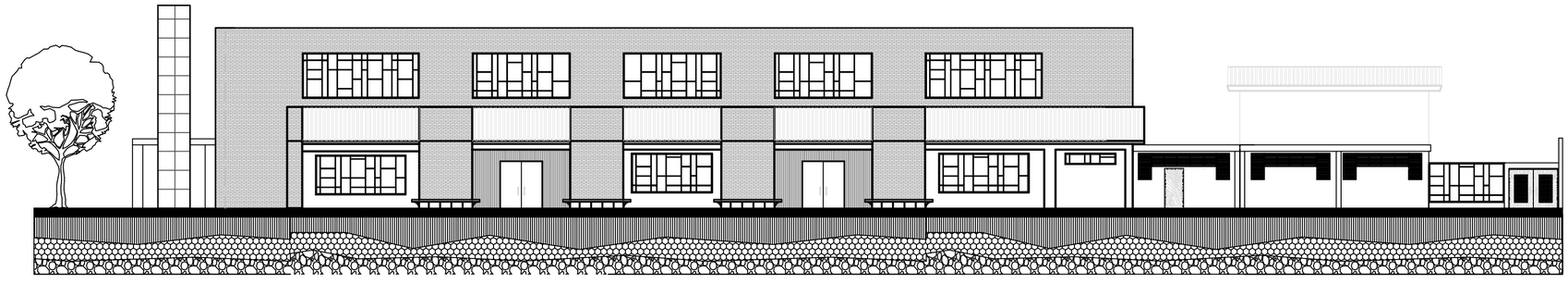
FECHA: **DICIEMBRE - 2.012**

DISEÑO DE IGLESIA

NORTE



FACHADA LATERAL IZQUIERDA



FACHADA LATERAL DERECHA

NOTAS GENERALES

ARQ. ANYELA DI CAPUA
C.I.V.: 218.200 C.A.V.: 7383
Cel. 04244095486
ARQ. ERICA FERMIN
Cel. 04162945384

PROYECTO:
DISEÑO DE IGLESIA DE LOS ARALES. AREA TOTAL 5000,00 m2

UBICACION:
COMUNIDAD DE LOS ARALES.

JEFE DE PROYECTO
ARQ. ANYELA DI CAPUA
C.I.V.: 218.200 C.A.V.: 7.383

ARQUITECTURA
ARQ. ERICA FERMIN

CALCULO:

DIBUJO:
ARQ. ANYELA DI CAPUA
ARQ. ERICA FERMIN

CONTENIDO:
FACHADAS

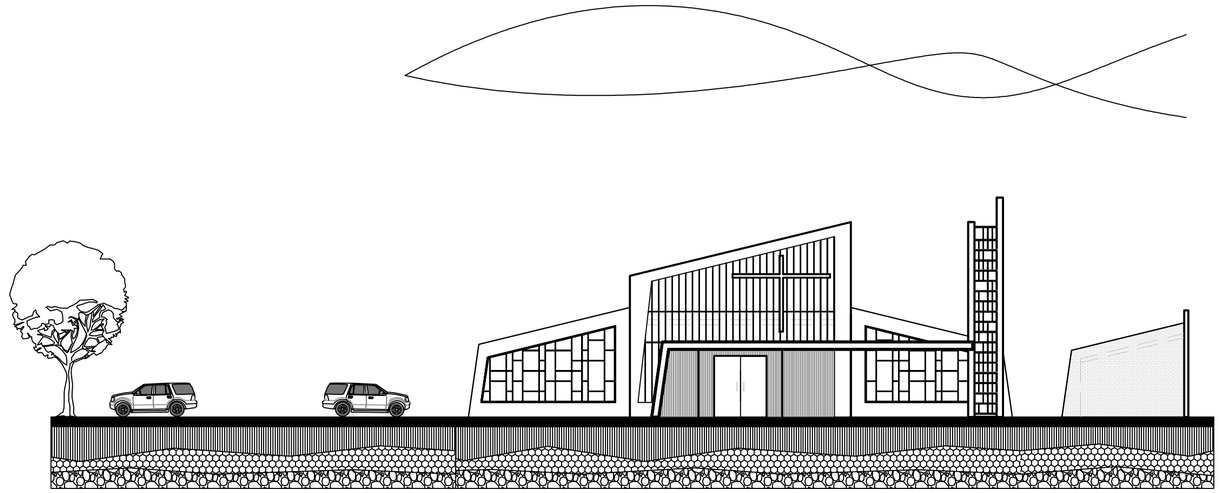
ESCALA: **1:200**

FECHA: **DICIEMBRE - 2.012**

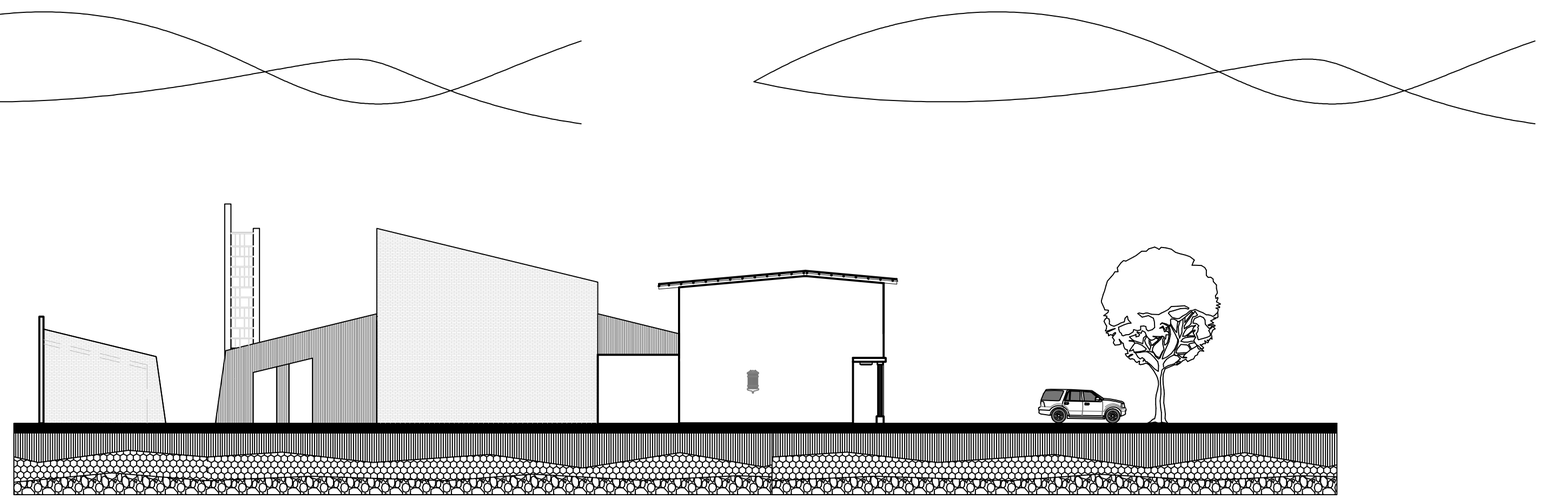
LÁMINA: **A-5**

DISEÑO DE IGLESIA

NORTE



FACHADA PRINCIPAL



FACHADA POSTERIOR

NOTAS GENERALES

ARQ. ANYELA DI CAPUA
C.I.V.: 218.200 C.A.V.: 7383
Cel. 04244095486
ARQ. ERICA FERMIN
Cel. 04162945384

PROYECTO:
DISEÑO DE IGLESIA DE LOS ARALES. AREA TOTAL 5000,00 m2

UBICACION:
COMUNIDAD DE LOS ARALES.

JEFE DE PROYECTO
ARQ. ANYELA DI CAPUA
C.I.V.: 218.200 C.A.V.: 7.383

ARQUITECTURA
ARQ. ERICA FERMIN

CALCULO:

DIBUJO:
ARQ. ANYELA DI CAPUA
ARQ. ERICA FERMIN

CONTENIDO:
FACHADAS

ESCALA: **1:200**

FECHA: **DICIEMBRE - 2.012**

LÁMINA: **A-6**

DISEÑO DE IGLESIA

NORTE

BV CLOACAS

NINGØ.20

POSTE

ZONA VERDE

A C E R A

C E R C A

POSTE

SUMIDERO

BV

CANTV

POSTE

ZONA VERDE

A C E R A

CACHIMBO

MEDIDOR

PORTON

PUERTA

FICUSØ.30

ESTACIONAMIENTO

ESTACIONAMIENTO

CASA PARROQUIAL

A C E R A

TANQ.

PARCELA D.
AREA:5000,00 m2

A C E R A

ZONA VERDE

SALON COMEDOR

PORCHE

SALA

CASA PARROQUIAL

COCINA /lavadero

OFICINA

HABITACION

HABITACION

FIG. 16 FIG. 15 FIG. 14 FIG. 13 FIG. 12 FIG. 11 FIG. 10 FIG. 9

BATISTERIO

ALTAR DEL SANTISIMO

INFORMACION
RECEPCION

DESPACHO

C E R C A

INFORMACION

ALTAR MAYOR

SACRISTIA

AREA DE CANEY

PLAZOLETA

AREA DE
CONFESION

DEPOSITO

SANTITARIO

SANTITARIO

ALTAR DE LA VIRGEN

SALÓN DE USOS MULTIPLES

AREA DE CAMPANAS

PLAZOLETA

PLAZOLETA

AREA DEPORTIVA

CONSULTORIO

CONSULTORIO

SALONES PARROQUIALES

SALONES PARROQUIALES

SALONES PARROQUIALES

SALONES PARROQUIALES

DEPÓSITO

P A R E D

36.54 123.05 48.26

PARCELA N° 5 Y N° 8 DE LA MANZANA MC4

NOTAS GENERALES

LEYENDA

lam	N. CIENTIFICO: Ixora "Maui Amarillo" N. COMUN : Ixora
lna	N. CIENTIFICO: Ixora "Maui Naranja" N. COMUN : Ixora
lro	N. CIENTIFICO: Ixora "Maui Roja" N. COMUN : Ixora
Sar	N. CIENTIFICO: Shefflera arboricula variegata "New" N. COMUN : Shefflera "New"

ARQ. ANYELA DI CAPUA
C.I.V.: 218.200 C.A.V.: 7383
Cel. 04244095486
ARQ. ERICA FERMIN
Cel. 04162945384

PROYECTO:
DISEÑO DE IGLESIA DE LOS ARALES. AREA TOTAL 5000,00 m2

UBICACION:
COMUNIDAD DE LOS ARALES.

JEFE DE PROYECTO
ARQ. ANYELA DI CAPUA
C.I.V.: 218.200 C.A.V.: 7.383

ARQUITECTURA
ARQ. ERICA FERMIN

CALCULO:

DIBUJO:
ARQ. ANYELA DI CAPUA
ARQ. ERICA FERMIN

CONTENIDO:
PAISAJISMO

ESCALA: **1:200**

FECHA: **DICIEMBRE - 2.012**

LÁMINA: **P-1**

APÉNDICE C: MEMORIA DESCRIPTIVA.

Los Arales, San Diego, Edo. Carabobo.

Proyecto

“Iglesia Los Arales”

Proyecto de Estructura

Febrero, 2023.

Los Arales, San Diego, Edo. Carabobo.

CONTENIDO

CARACTERISTICAS DE LA OBRA…… 3

ALCANCE DEL DOCUMENTO……... 3

Normas Aplicables……. 3

Nacionales……... 3

Materiales……. 3

Análisis de Cargas……. 4

Descripción de las Estructura. Aspectos Geométricos……..... 5

MEMORIA DE CÁLCULO……. 6

Los Arales, San Diego, Edo. Carabobo.

CARACTERISTICAS DE LA OBRA.

Edificación de uso de lugar de concentración pública (Templo Religioso), conformado por un nivel y tres techos inclinados, ubicada en el Sector Los Arales, Municipio San Diego, Estado Carabobo.

ALCANCE DEL DOCUMENTO.

El presente documento contempla el cálculo y diseño de los diferentes elementos estructurales que conforman la estructura de la edificación. Se describe la metodología de cálculo empleada, criterios de diseño, normas y cargas consideradas. Se incluyen los resultados correspondientes al análisis estructural y el diseño de los elementos, así como las reacciones de la estructura para el dimensionado del sistema de fundación.

Normas Aplicables.

Nacionales.

COVENIN 2002-88. Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones.
COVENIN 1753-2006. Proyecto y Construcción de Obras en Concreto Estructural.
COVENIN 1756-1:2019. Construcciones Sismorresistentes.

Materiales.

Los materiales considerados en el proyecto son los siguientes:

Concreto: Para el sistema de fundaciones y elementos a flexión (zapatas, pedestales, columnas, vigas y losas).

$f'c := 250 \ \frac{kgf}{cm^2}$ Resistencia a compresión de concreto

Acero de refuerzo COVENIN 316 S-60: para los elementos en los cuales se requiera acero para flexión o corte, tales como las vigas, losas, sistema de fundaciones, entre otros.

$Fy := 4200 \ \frac{kgf}{cm^2}$ Tensión cedente del acero

Los Arales, San Diego, Edo. Carabobo.

Análisis de Cargas.

De acuerdo con la Norma Venezolana ‘’Criterios Y Acciones Mínimas Para El Proyecto De Edificaciones’’ COVENIN MINDUR 2002-88, la determinación de las cargas permanentes se usarán los pesos de los materiales y elementos constructivos a emplear en la edificación.

Descripción:	Cargas de Techo	
	Losa nervada h = 25 cm	315 kg/m²
	PP =	315 kg/m²
	Friso (acabado inferior)	20 kg/m²
	Manto asfáltico en una sola capa, reforzada interiormente y con acabado exterior, 5 mm de espesor	6 kg/m²
	SCP =	26 kg/m²
	Carga variable de techo (pendiente menor a 15%)	100 kg/m²
	CVt =	100 kg/m²
Descripción:	Cargas de Entrepiso	
	Losa nervada h = 25 cm	315 kg/m²
	PP =	315 kg/m²
	Friso (acabado inferior)	20 kg/m²
	Sobrepiso e = 2 cm (arena y cemento)	38 kg/m²
	Granito/Mármol e = 3 cm	84 kg/m²
	Tabiquería	0 Kg/ m²
	SCP =	142 kg/m²
	Carga variable terraza	100 kg/m²
	CVr =	100 kg/m²

Los Arales, San Diego, Edo. Carabobo.

Las hipótesis de cálculo utilizadas en el análisis de la estructura fueron:

1) 1.40 CP
2) 1.20 CP + 1.60 CV
3) 1.20 CP + 1.60 CV + 0.50 CVt
4) 1.20 CP + 1.00 CV + 1.60 CVt
5) (1.20 + CSV) CP + γCV ± 1.00 S
6) (0.90 – CSV) CP ± 1.00 S

CP: Carga permanente
CV: Carga variable
CVt: Carga variable de techo
S: Sismo

Hipótesis de cálculo que son establecidas por las normas COVENIN 1753-2006. Proyecto y Construcción de Obras en Concreto Estructural y la norma COVENIN 1756-1:2019. Construcciones Sismorresistentes.

Descripción de las Estructura. Aspectos Geométricos.

El sistema estructural está conformado por un conjunto de pórticos de concreto armado ortogonales entre sí. La edificación tiene una altura total de 9.80m, cuenta con 3 techos inclinados y una pergola de concreto armado en la parte posterior.

Cómputos Concreto	
Elemento	Volumen (m^3)
Zapata 1.00x1.00x0.30	0.30
Zapata 1.20x1.50x0.30	2.16
Zapata 1.50x2.00x0.30	1.80
Zapata 2.15x1.50x0.30	34.67
Zapata 2.50x1.00x0.30	1.50
Pedestal 0.50	0.29
Pedestal 0.50x0.70	15.75
Pedestal 0.50x1.70	1.28
Viga de Riostra 40x60 cm	0.61
Viga de Riostra 50x60 cm	106.28
Columna Circular 40cm	0.64
Columna 40x60 cm	46.35
Viga Variable Escalones	1.22
Nervio 10x20 cm	1.67
Viga 40x50 cm	126.08
Viga 40x60cm	14.84
Losa Nervada 25 cm	138.14
Total	493.58

Los Arales, San Diego, Edo. Carabobo.

Cómputos Cabillas					
Elemento	Diámetro (Ø)	Longitud	Cantidad (12m)	Peso lineal (kg/m)	Peso (kg)
Zapatas	1/2"	221.00	20.26	0.994	20.137
	5/8"	1214.40	111.32	1.554	172.991
Vigas de Riostra	3/8"	15239.60	1396.96	0.559	780.903
	5/8"	9088.75	833.14	1.554	1294.692
Columnas y Pedestales	1/2"	4397.40	403.10	0.559	225.330
	5/8"	57.60	5.28	1.554	8.205
	3/4"	957.60	87.78	2.237	196.364
	7/8"	2940.00	269.50	3.044	820.358
Vigas	3/8"	8615.31	789.74	0.559	441.463
	1/2"	806.00	73.88	0.994	73.440
	5/8"	4686.35	429.58	1.554	667.571
	3/4"	784.85	71.94	2.237	160.940
	7/8"	415.00	38.04	3.044	115.799
Losas	1/2"	3655.95	335.13	0.994	333.118

MEMORIA DE CÁLCULO

Los Arales, San Diego, Edo. Carabobo.

PREDIMENSIONADO DE COLUMNAS

$CP := 341\ \frac{kgf}{m^2}$ $\qquad$ $CV := 100\ \frac{kgf}{m^2}$

$Qserv := CP + CV + 240 \cdot \frac{kgf}{m^2} = 681\ \frac{kgf}{m^2}$

Coeficiente para columnas centrales $\qquad \alpha := 0.28$

Área Tributaria Planta Alta $\qquad Atpa := 8 \cdot 5\ m^2 = 40\ m^2$

Área Tributaria Planta Baja $\qquad Atpb := 8 \cdot 3.83\ m^2 = 30.64\ m^2$

Peso actuante (P) $\qquad P := Qserv \cdot (Atpa + Atpb) = 48105.84\ kgf$

Base de la columna

$$b := \sqrt{\frac{P}{\alpha \cdot f'c}} = 26.215\ cm \qquad h := b$$

PREDIMENSIONADO DE VIGAS

Longitud de la viga más larga $\qquad Lv := 10.3\ m$

Ancho Tributario $\qquad Atv := 5\ m$

Carga que recibe la viga

$$qservVIGA := Qserv + 140 \cdot \frac{kgf}{m^2} = 821\ \frac{kgf}{m^2}$$

$$QservVIGA := qservVIGA \cdot Atv = 4105\ \frac{kgf}{m}$$

$$M := \frac{QservVIGA \cdot Atv^2}{12} = 8552.083\ kgf \cdot m$$

$$Mu := M \cdot 1.3 = 11117.708\ kgf \cdot m$$

$B := 25\ cm$ $\qquad$ Ancho Mínimo Normativo

$$de := \sqrt{\frac{Mu \cdot 1.3}{0.1448 \cdot f'c \cdot B}} = 39.963\ cm$$

De acuerdo con el predimensionado, se recomienda utilizar vigas de 25x40cm y columnas de 30x30cm.

Los Arales, San Diego, Edo. Carabobo.

ESPECTRO DE RESPUESTA ELÁSTICO

Acción sísmica: Según la Norma Venezolana COVENIN 1756-1:2019, para el caso de análisis tratado corresponden las condiciones que se exponen a continuación, de las cuales deriva el Espectro de diseño expuesto.

GRUPO DE IMPORTANCIA (sección 3.2)

3.2.1.2 Grupo A2: Construcciones Esenciales
Son aquellas que deben mantenerse en operación durante o después de un sismo, tales como aunque no limitadas a:
a) Hospitales y centros de salud, públicos y privados.

b) Estaciones de bomberos, protección civil y atención de desastres.

c) Edificaciones para refugios en situaciones de emergencia.

d) Aeropuertos, estaciones ferroviarias y sistemas masivos de transporte.

e) Puentes y viaductos de mediana importancia.

f) Centrales de telecomunicaciones.

g) Escuelas, colegios, universidades y centros educativos, públicos y privados.

h) Edificaciones policiales, militares y de orden público.

i) Construcciones patrimoniales o que contengan objetos o documentos de valor excepcional.

j) Edificaciones de asiento de las autoridades locales, regionales y nacionales.

k) Templos.

l) Centros penitenciarios.

m) Toda construcción de los grupos B1, B2 o C que pueda poner en peligro a alguna de este grupo.

FACTOR DE IMPORTANCIA (tabla 4)

TABLA 4. Factor de Importancia y Períodos Medios de Retorno para el Sismo de Diseño

Grupo de Importancia	Probabilidad de excedencia	PMR (años)	α
A1	2,5% en 50 años	1.975	2,0
A2	5% en 50 años	975	1,5
B1	7% en 50 años	689	1,2
B2	10% en 50 años	475	1,0
C	20% en 50 años	225	0,7

$\alpha :=$ Grupo de Importancia: A2

Los Arales, San Diego, Edo. Carabobo.

TIPO DE ESTRUCTURA (sección 3.5)

3.5.1. Tipo I

Estructuras de vigas y columnas que ante las acciones sísmicas se deforman principalmente por la flexión de sus elementos, y que cumplan con las relaciones dimensionales establecidas en las normas de diseño para cada Nivel de Diseño. Los miembros están conectados por juntas con la rigidez y resistencia necesarias para garantizar la transferencia de tensiones y deformaciones entre ellos. El Tipo I se divide en los siguientes cuatro subtipos:

3.5.1.1. Subtipo I-a

Estructuras constituidas por pórticos, con vigas y columnas conectadas por juntas, de concreto armado, de acero estructural, mixtos acero-concreto o de madera, que satisfacen los siguientes requerimientos:

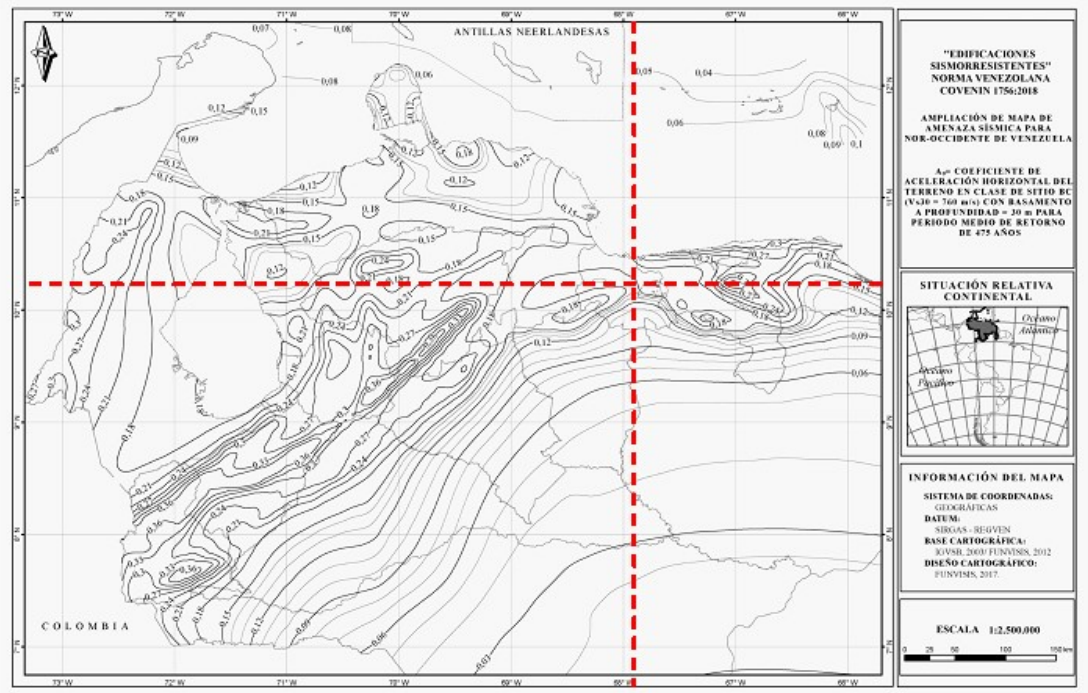
a) En el caso de pórticos de concreto armado, no se consideran como vigas o columnas aquellos elementos que no posean refuerzo transversal adecuadamente detallado, en especial en lo referido al confinamiento, tales como nervios de losas o muros en su dirección transversal.

Sistema estructural: $Tipo := \text{“TipoI”}$

COEFICIENTES ADIMENSIONALES (mapas)

Ao (Figura 4.1)

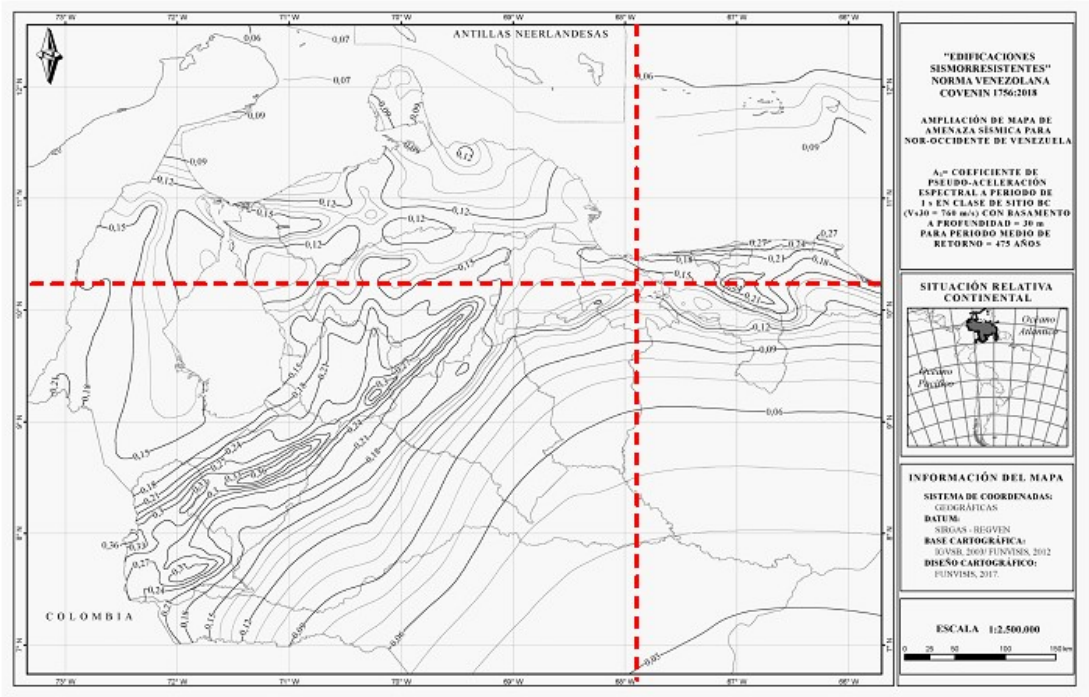
Coeficiente de aceleración horizontal: $A_0 := 0.15$



Los Arales, San Diego, Edo. Carabobo.

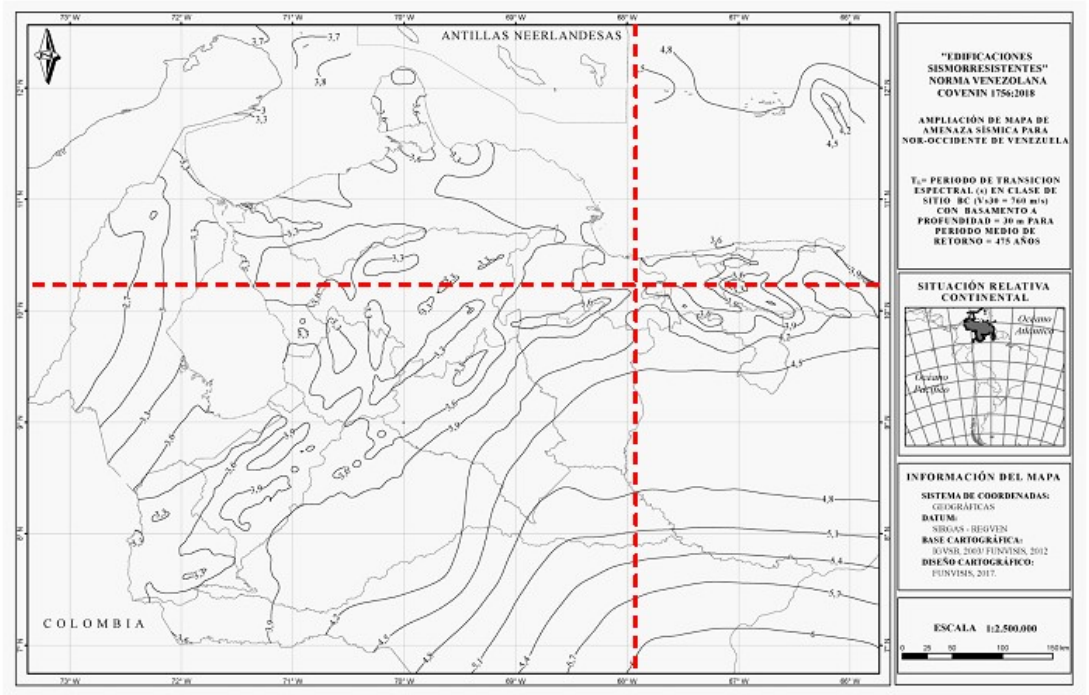
A1 (Figura 4.2)

Coeficiente de pseudo -aceleración espectral: $A_1 := 0.13$



TL (Figura 4.3)

Periodo de transición espectral: $T_L := 3.9$



Los Arales, San Diego, Edo. Carabobo.

CLASE DE SITIO (tabla 7)

TABLA 7. Clase de sitio de los perfiles geotécnicos

CLASE	DESCRIPCIÓN CUALITATIVA	Vs30 (m/s)
A	Roca cristalina sana muy dura, sin fracturación ni meteorización notable.	> 1500
AB*	Propiedades intermedias entre las clases A y B.	1300 a 1500
B	Roca dura o formación similar (e.g. conglomerados), con eventual fracturación y un máximo de 5 metros de espesor de meteorización con Vs ≥ 350 m/s.	850 a 1300
BC*	Propiedades intermedias entre las clases B y C.	650 a 850
C	1) Roca dura con espesor meteorizado superior a 5 metros. 2) Roca blanda (e.g. margas). 3) Arenas o gravas muy densas. 4) Arcillas muy duras.	400 a 650
CD*	Propiedades intermedias entre las clases C y D.	300 a 400
D	1) Arenas o gravas densas a medio-densas. 2) Arcillas duras. 3) Arcillas firmes de menos de 30 metros de espesor.	200 a 300
DE*	Propiedades intermedias entre las clases D y E.	170 a 200
E	1) Arenas sueltas o arenas limosas, con suficiente proporción de finos, no susceptibles de licuación, de acuerdo con 5.5. 2) Arcillas blandas, plásticas (IP > 20) u orgánicas, no incluidas en la Clase F.	120 a 170
F**	Arenas o arenas limosas susceptibles de licuación***, arcillas sensibles, arcillas expansivas, suelos cementados colapsables, turbas o arcillas orgánicas de más de 3 metros de espesor, arcillas con índice de plasticidad IP > 75 y más de 7 metros de espesor, arcillas firmes o blandas con más de 30 metros de espesor, rellenos artificiales con o sin pendiente y sitios con Vs30 < 120 m/s.	variable; incluye el caso de Vs30 < 120

* Empléese también en caso de incertidumbre entre las clases adyacentes.
** Debe efectuarse el estudio de sitio indicado en 5.11 y tomarse medidas especiales de fundación (ver 13.2.f).
*** Debe determinarse el potencial de licuación según 5.6 y 13.3.6.

$$Vs_{30} := 650\ \frac{m}{s}$$

$$Clase_{Sitio} = \text{“C”}$$

Los Arales, San Diego, Edo. Carabobo.

FACTORES DE SITIO

$$\alpha \cdot A_0 = 0.225$$

(Tabla 8)

α*Ao	Clase de Sitio								
	A	AB	B	BC	C	CD	D	DE	F
<0.01	0.80	0.85	0.90	1.00	1.30	1.60	1.90	2.40	2.70
0.05	0.80	0.85	0.90	1.00	1.30	1.50	1.75	2.05	2.20
0.1	0.80	0.85	0.90	1.00	1.25	1.45	1.60	1.75	1.85
0.2	0.80	0.85	0.90	1.00	1.25	1.35	1.40	1.35	1.35
0.3	0.80	0.85	0.90	1.00	1.20	1.25	1.25	1.10	1.00
0.4	0.80	0.85	0.90	1.00	1.20	1.20	1.15	0.95	0.85

$$Fa_c = 1.238$$

$$\alpha \cdot A_1 = 0.195$$

(Tabla 9)

α*A1	Clase de Sitio								
	A	AB	B	BC	C	CD	D	DE	F
<0.01	0.80	0.85	0.90	1.00	1.40	1.80	2.30	3.30	4.00
0.05	0.80	0.85	0.90	1.00	1.40	1.75	2.20	3.00	3.30
0.1	0.80	0.85	0.90	1.00	1.40	1.75	2.10	2.70	3.00
0.2	0.80	0.85	0.90	1.00	1.40	1.70	2.00	2.50	2.70
0.3	0.80	0.85	0.90	1.00	1.40	1.70	1.95	2.30	2.45
0.4	0.80	0.85	0.90	1.00	1.40	1.65	1.90	2.15	2.30

$$Fv_c = 1.4$$

(Tabla 10)

Clase de Sitio								
A	AB	B	BC	C	CD	D	DE	F
0.85	0.90	0.95	1.00	1.20	1.40	1.70	2.25	2.65

$$Fd_c = 1.2$$

Condición topográfica
Fat, Fvt, Fdt (Tabla 11)

TABLA 11. Factores de condición topográfica

Condición topográfica (Ver 5.2.2)	F_A^T	F_V^T	F_D^T
Leve	1,00	1,00	1,00
Moderada	1,20	1,10	1,05
Severa	1,40	1,20	1,10

$$Fa_t := 1 \qquad Fv_t := 1 \qquad Fd_t := 1$$

Los Arales, San Diego, Edo. Carabobo.

Profundidad del basamento rocoso
Fah, Fvh, Fdh (Tabla 12)

$$H := 30\ m$$

H(m)	Factores de profundidad del basamento rocoso		
	Fah	Fvh	Fdh
0	1	0.98	0.93
0	1.00	0.98	0.93
10	1.00	1.00	0.96
30	1.00	1.00	1.00
60	1.00	1.02	1.05
100	1.01	1.05	1.10
200	1.02	1.08	1.20
300	1.03	1.10	1.30
500	1.05	1.20	1.60

$$Fa_h = 1 \qquad Fv_h = 1 \qquad Fd_h = 1$$

$$F_A := Fa_h \cdot Fa_t \cdot Fa_c = 1.238$$

$$F_V := Fv_h \cdot Fv_t \cdot Fv_c = 1.4$$

$$F_D := Fd_h \cdot Fd_t \cdot Fd_c = 1.2$$

$$A_A := F_A \cdot \alpha \cdot A_0 = 0.278$$

$$A_V := F_V \cdot \alpha \cdot A_1 = 0.273$$

Se verifica Aa con la tablas 2 y el Nivel de Diseño

TABLA 2. Niveles de Diseño permitidos

Grupo de Importancia	Intensidad sísmica de diseño en el sitio, A_A		
	$A_A \leq 0{,}10$	$0{,}10 < A_A \leq 0{,}20$	$A_A > 0{,}20$
A1	ND3	ND3	ND3
A2	ND2, ND3	ND3	ND3
B1	ND2, ND3	ND2, ND3	ND3
B2	ND1, ND2, ND3	ND2, ND3	ND2, ND3
C	ND1, ND2, ND3	ND1, ND2, ND3	ND2, ND3

Los Arales, San Diego, Edo. Carabobo.

COEFICIENTE DE AMORTIGUAMIENTO (sección 7.6)

$\xi := 5\%$ $\beta := 2.4$

$$\beta^{\circ} := \max\left(\beta, \frac{A_V}{A_A}\right) = 2.4$$

PERIODOS (puntos característicos)

$$T_D := T_L \cdot \frac{F_D}{F_V} = 3.343 \qquad T_C := \frac{1}{2.4} \cdot \frac{A_V}{A_A} = 0.409$$

$$T_B := 0.25 \cdot T_C = 0.102 \qquad T_A := 0.2 \cdot T_B = 0.02$$

q: Coeficiente de la rama espectral para períodos largos, dado en la tabla 17.

TABLA 17. Valores del coeficiente q

Clase de Sitio	q
A, AB, B	1,5
BC, C	1,7
CD, D	1,9
DE, E	2,0

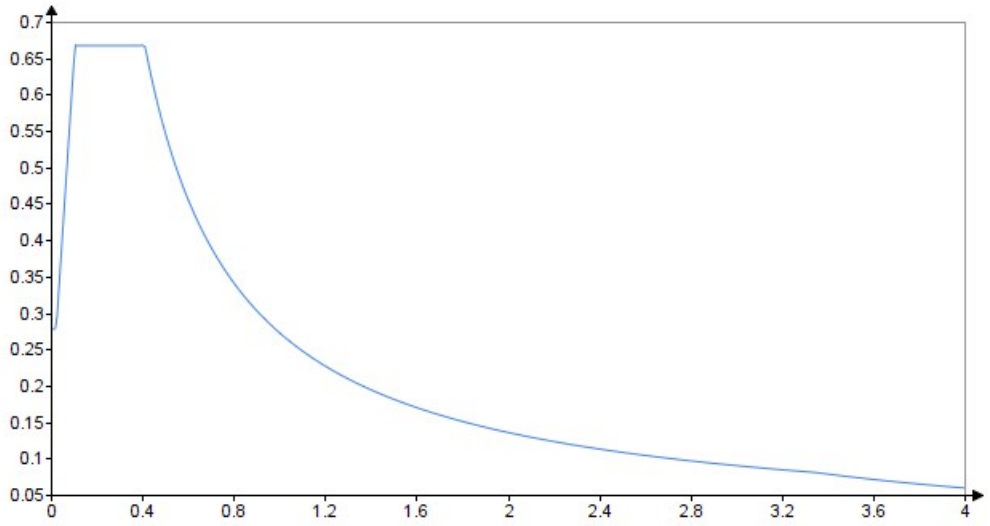
Comisión Venezolana de Normas Industriales

$$q := \text{if } (Clase_{Sitio} = \text{“A”}) \vee (Clase_{Sitio} = \text{“AB”}) \vee (Clase_{Sitio} = \text{“B”})$$
$$\quad \| \; 1.5$$
$$\text{else if } (Clase_{Sitio} = \text{“BC”}) \vee (Clase_{Sitio} = \text{“C”})$$
$$\quad \| \; 1.7$$
$$\text{else if } (Clase_{Sitio} = \text{“CD”}) \vee (Clase_{Sitio} = \text{“D”})$$
$$\quad \| \; 1.9$$
$$\text{else}$$
$$\quad \| \; 2$$

Los Arales, San Diego, Edo. Carabobo.

ECUACIÓN DE ESPECTRO ELÁSTICO

$$A(T) := \begin{cases} A_A & \text{if } T < T_A \\ A_A \cdot \left(1 + \frac{T - T_A}{T_B - T_A} \cdot (\beta^\circ - 1)\right) & \text{else if } T < T_B \\ \beta^\circ \cdot A_A & \text{else if } T < T_C \\ \beta^\circ \cdot A_A \cdot \frac{T_C}{T} & \text{else if } T < T_D \\ \beta^\circ \cdot A_A \cdot \frac{T_C}{T_D} \cdot \beta^\circ \cdot A_A \cdot \left(\frac{T_D}{T}\right)^q & \text{else} \end{cases}$$



Los Arales, San Diego, Edo. Carabobo.

ESPECTRO DE RESPUESTA INELÁSTICO

FACTOR DE REDUNDANCIA (tabla 13)

TABLA 13. Factor de Redundancia ρ

Sistema Estructural*	ρ
Posee al menos tres planos sismorresistentes en la dirección de análisis, cada uno de ellos con al menos tres vanos.	1,0
Posee al menos dos planos sismorresistentes en la dirección de análisis, cada uno de ellos con al menos dos vanos.	1,2
Posee al menos dos planos sismorresistentes en la dirección de análisis, con un sólo vano.	1,5
Posee un sólo plano sismorresistente en la dirección de análisis.	2,0

* No se permite interpolar entre casos intermedios.

$$\rho := 1$$

FACTOR DE IRREGULARIDAD (tabla 14)

TABLA 14. Factor de Irregularidad

	Irregularidad (ver 3.6.3)		F_I
Vertical	Crítica	a) Entrepiso blando	1,3
	Crítica	b) Entrepiso débil	1,3
	Global	c) Distribución irregular de masas de uno de los pisos contiguos	1,1
	Global	d) Aumento de las masas con la elevación	1,1
	Global	e) Esbeltez excesiva	1,1
	Local	f) Variaciones en las dimensiones del sistema estructural	1,1
	Local	g) Discontinuidad en el plano del sistema resistente a cargas laterales	1,3
	Local	h) Falta de conexión entre planos resistentes	1,2
En planta	Crítica	a) Gran excentricidad	1,3
	Crítica	b) Riesgo torsional elevado	1,3
	Global	c) Sistema no ortogonal	1,1
	Global	d) Diafragma flexible	1,1

$$F_I := 1$$

FACTOR DE REDUCCIÓN DE RESPUESTA (tabla 15)

TABLA 15. Norma de Diseño, Factor de Reducción (R), Factor de Sobrerresistencia (Ω_o) y Factor de Amplificación del Desplazamiento (C_d) para los Tipos/Subtipos estructurales de acuerdo al Sistema Sismorresistente, Material y Nivel de Diseño. (na=no aplica).

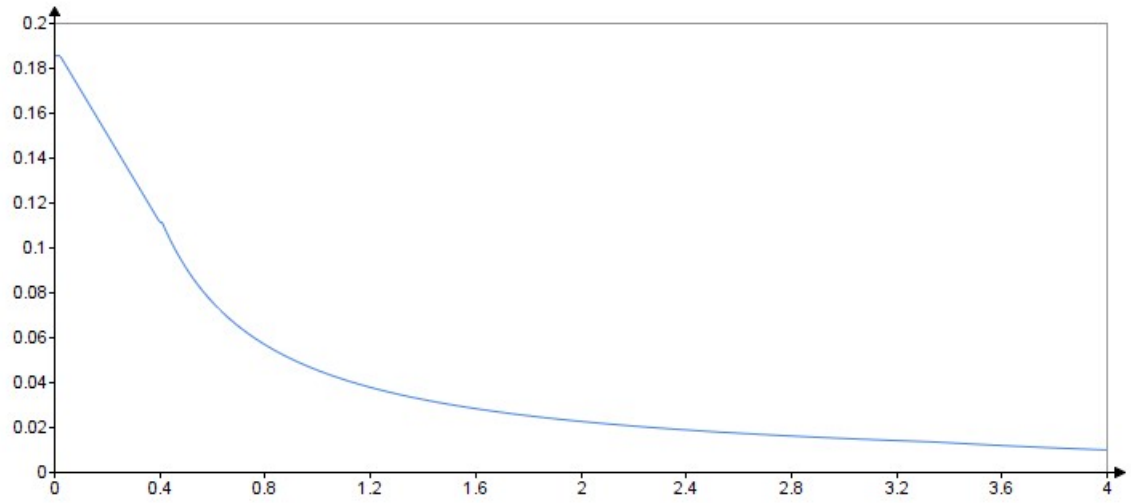
Tipo Subtipo	Sistema Sismorresistente	Material / Norma (ver 6.2.1)	R			Ω_o	C_d		
			ND3	ND2	ND1		ND3	ND2	ND1
I-a	Pórticos de concreto armado (vigas y columnas).	Concreto / C1	6	4	2	3	4¼	3¾	1¾
	Pórticos de acero estructural (vigas y columnas).	Acero / A	6	3½	2½	3	4¼	3¼	2¼
	Pórticos mixtos restringidos (vigas y columnas).	Ac. – conc. / A	6	4	2¼	3	4¼	3¾	2
	Pórticos mixtos parcialmente restringidos (vigas y columnas).	Ac. – conc. / A	na	4½	na	3	na	4¼	na
	Pórticos de madera con espigas y pernos (vigas y columnas).	Madera / MD	4	2½	na	3	4	2½	na
	Pórticos prefabricados de concreto armado.	Concreto / C2	4½	3	1½	3	4½	3	$1^{1/2}$
I-b	Pórticos de acero con vigas de celosía conectadas a momento.	Acero / A	5	na	2	3	4	na	1¾
I-c	Pórticos de acero con columnas articuladas en la base.	Acero / A	4½	3½	2	3	3¼	3	1¾
I-d	Losas macizas o reticulares sobre columnas, sin vigas.	Concreto / C3	na	3	1½	3	na	3	1½
	Losas macizas sobre muros, sin vigas ni muros en una dirección. Análisis en esa dirección.	Concreto / C1	na	na	1½	3	na	na	1½
	Losas nervadas sobre vigas y columnas, sin vigas en la dirección de los nervios. Análisis en esa dirección.	Concreto / C1	na	na	1½	3	na	na	1½

Los Arales, San Diego, Edo. Carabobo.

$$R := 6 \qquad T' := \text{if } R < 5 \;\|\; 0.1 \cdot (R-1) \;\text{else}\; 0.4$$

ECUACIÓN DE ESPECTRO INELÁSTICO

$$A_i(T) := \begin{cases} \text{if } T < T_A \\ \quad \dfrac{\rho \cdot F_I \cdot A_A}{1.5} \\ \text{else if } T < T' \\ \quad \rho \cdot F_I \cdot A_A \cdot \left(\dfrac{1}{1.5} + \left(\dfrac{\beta^\circ}{R} - \dfrac{1}{1.5} \right) \cdot \left(\dfrac{T - T_A}{T' - T_A} \right) \right) \\ \text{else if } T < T_C \\ \quad \dfrac{\rho \cdot F_I \cdot \beta^\circ \cdot A_A}{R} \\ \text{else if } T < T_D \\ \quad \dfrac{\rho \cdot F_I \cdot \beta^\circ \cdot A_A}{R} \cdot \dfrac{T_C}{T} \\ \text{else if } T \geq T_D \\ \quad \dfrac{\rho \cdot F_I \cdot \beta^\circ \cdot A_A}{R} \cdot \dfrac{T_C}{T_D} \cdot \left(\dfrac{T_D}{T} \right)^q \end{cases}$$



Los Arales, San Diego, Edo. Carabobo.

DIAFRAGMA RÍGIDO

A fin de lograr un comportamiento estructural que refleje un grado de libertad por nivel, se configuran diafragmas rígidos para cada uno de estos, de manera que los desplazamientos horizontales de sus juntas sean respectivamente iguales; de allí que se analicen cinco Modos de vibración, uno por cada nivel de la estructura.

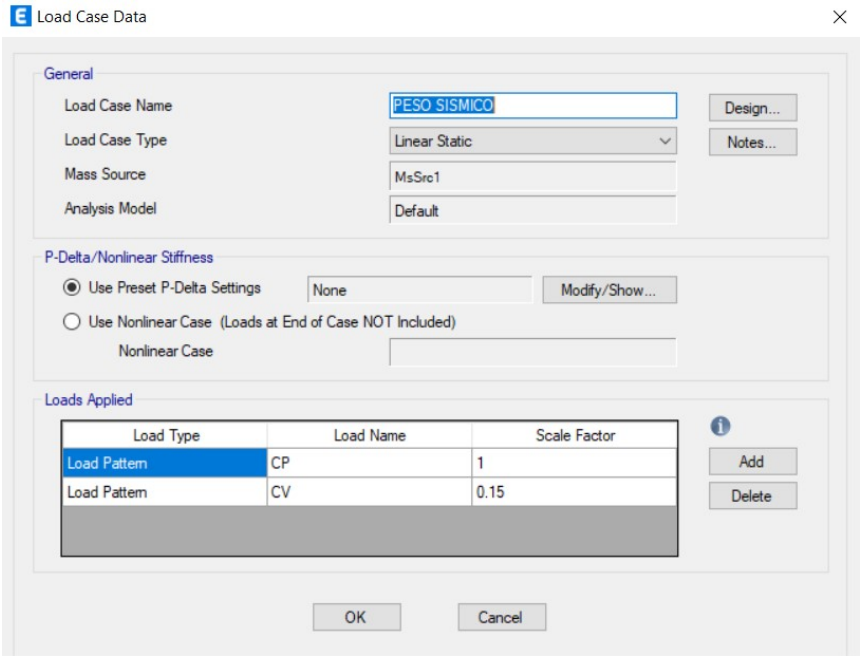
FUENTE DE MASA

Siguiendo las especificaciones de la edificación en estudio, se establece que, para efectos de análisis dinámico, la Fuente de masa corresponde a la participación de patrones de carga especificados: 100.00% de la carga permanente, 50.00% de la carga variable para la Fuente de masa asociada ($y_{cv} := 0.5$).

TABLA 20. Fracción de las cargas variables para calcular W

Recipientes de líquidos, a su máxima capacidad.	100%
Almacenes y depósitos donde las cargas tengan carácter cuasi-permanente, tales como bibliotecas y archivos.	80%
Ascensores (en su posición más alta)	100%
Estacionamientos públicos, considerados a máxima capacidad.	50%
Ambientes donde pueda haber una concentración de más de 200 personas, tales como cines, teatros, centros comerciales, industrias y otros.	50%
Oficinas y comercios, no incluidos en los casos previos.	25%
Viviendas, no incluidas en los casos previos	15%
Instalaciones industriales.	30%
Techos y terrazas no accesibles.	0%

$$CV' := 0.15$$



Los Arales, San Diego, Edo. Carabobo.

COMPONENTE SISMICA VERTICAL

TABLA 19. Parámetros del espectro de la componente sísmica vertical

Clase De Sitio	γ_0	γ_{max}	$\gamma_{mín}$	T_{CV} (s)	η_0	η_c
A, AB, B, BC	0,7	1	0,42	0,2	0,85+0,5 αA_0	1,45-1,5 αA_0
C, CD	0,8	1,3	0,36	0,3	0,7+ αA_0	1,36-1,2 αA_0
D, DE, E	0,9	1,6	0,3	0,4	0,55+1,5 αA_0	1,3-αA_0

$\gamma_{max} := 1.3$ $\quad$ $n_o := 0.7 + \alpha \cdot A_0 = 0.925$

$C_{SV} := \beta \cdot A_A \cdot \gamma_{max} \cdot n_o = 0.804$ $\quad$ $Sv := C_{SV}$

Combinación 4 y 5

$CP := 1.2 + 0.3 \cdot Sv = 1.441$

Combinación 6 y 7

$CP := 0.9 - 0.3 \cdot Sv = 0.659$

CASO MODAL

Se establece un máximo de 6 modos ajustados hasta alcanzar la participación de por lo menos un 90% de la masa.

Los Arales, San Diego, Edo. Carabobo.

VERIFICACIÓN Y CORRECCIÓN DEL CORTANTE BASAL

Período Fundamental Aproximado de la edificación Ta

TABLA 24. Valores de C_t para determinar T_a

Tipo estructural	C_t
Pórticos de concreto armado (Subtipo I-a)	0,07
Pórticos de acero (Subtipo I-a)	0,08
Pórticos de acero con arriostramiento excéntrico (Subtipos III-a y II-a)	0,075
Pórticos de acero con arriostramiento de pandeo restringido (Subtipos III-a y II-a)	0,075
Otros	0,05

$$Ta = C_t \cdot h_n^{\,0.75}$$

Donde:

$C_t = 0.07$ Concreto Armado

hn: Altura de la edificación medida desde el último nivel hasta el primer nivel cuyos desplazamientos estén restringidos total o parcialmente

$C_t := 0.07$ $hn := 9.8$

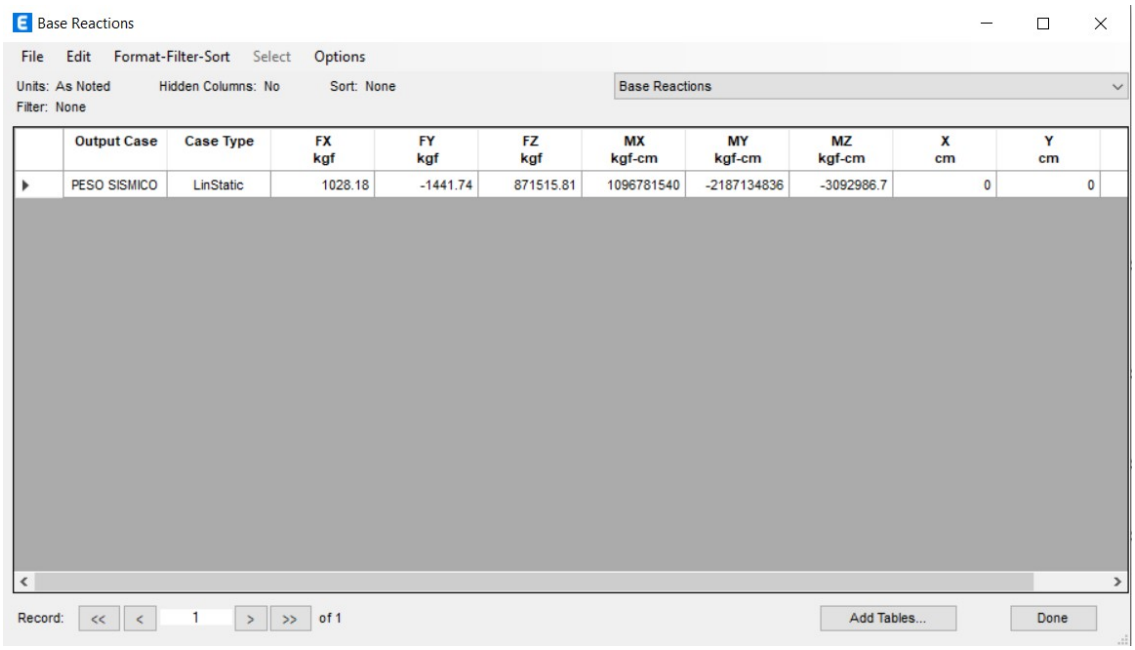
$$T_a := C_t \cdot hn^{0.75} = 0.388$$

TABLA 23. Valores de σ

Coeficiente de Aceleración A_A	σ
$A_A \leq 0{,}10$	1,7
$0{,}10 < A_A \leq 0{,}20$	1,55
$A_A > 0{,}20$	1,4

$$T := 1.55 \cdot T_a = 0.601$$

Los Arales, San Diego, Edo. Carabobo.



$W := 871515.81\ kgf$ **PESO SÍSMICO OBTENIDO DE ETABS**

FUERZA CORTANTE EN LA BASE

El cortante basal dinámico en "x" y "y" son iguales

$N := 1$

$Ad := A_i(T) = 0.075712$ Ordenada del espectro en la base

Mayor valor entre:

$$\mu 1 := 1.4 \cdot \left(\frac{N+9}{2 \cdot N+12}\right) = 1$$

$$\mu 2 := 0.8 + \frac{1}{20} \cdot \left(\frac{T_a}{T_C} - 1\right) = 0.797$$

$\mu := \max(\mu 1, \mu 2) = 1$ Factor de modificación de cortantes

$V_0 := \mu \cdot Ad \cdot W = 65.984\ tonnef$ Valor del cortante basal dinámico para sismo

Coeficiente sismico

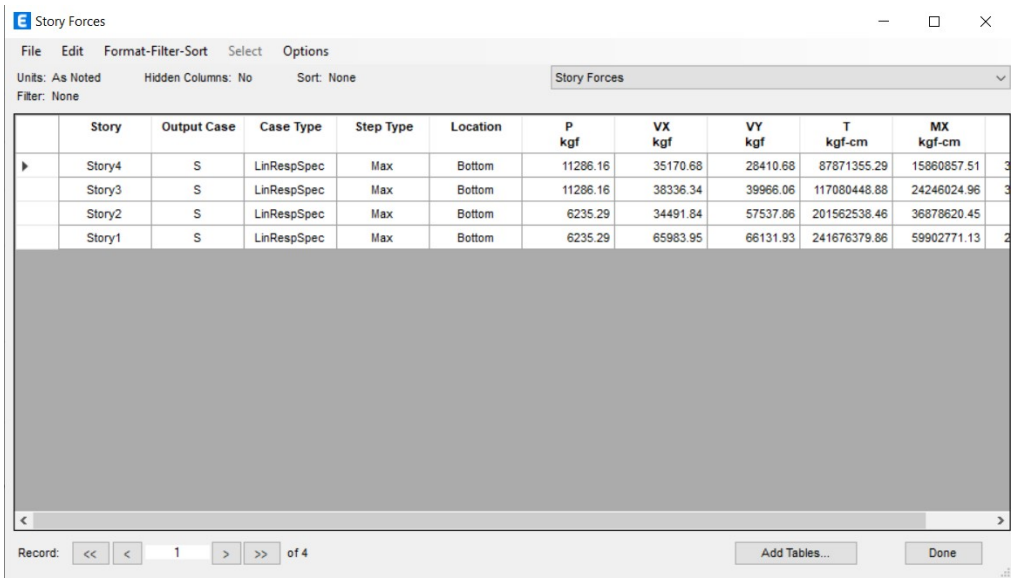
$$C := \frac{V_0}{W} = 0.075712$$

$$C_{min} := \frac{A_A}{R} = 0.046406$$

$\text{if}\left(C_{min} \geq 0.01, \text{“Cumple”}, \text{“No cumple”}\right) = \text{“Cumple”}$

$\text{if}\left(C > C_{min}, \text{“Cumple”}, \text{“No cumple”}\right) = \text{“Cumple”}$

Los Arales, San Diego, Edo. Carabobo.



Story	Output Case	Case Type	Step Type	Location	P kgf	VX kgf	VY kgf	T kgf-cm	MX kgf-cm
Story4	S	LinRespSpec	Max	Bottom	11286.16	35170.68	28410.68	87871355.29	15860857.51
Story3	S	LinRespSpec	Max	Bottom	11286.16	38336.34	39966.06	117080448.88	24246024.96
Story2	S	LinRespSpec	Max	Bottom	6235.29	34491.84	57537.86	201562538.46	36878620.45
Story1	S	LinRespSpec	Max	Bottom	6235.29	65983.95	66131.93	241676379.86	59902771.13

Corrección para sismo en X: **CORTANTE EN X OBTENIDO DE ETABS**

$$V_{ox.estruc} := 65983.95 \cdot kgf \qquad RC_x := \frac{V_0}{V_{ox.estruc}} = 1$$

$$\text{if}\left(\frac{V_0}{V_{ox.estruc}} > 1\text{ , “Se debe corregir” , “No se debe corregir”}\right) = \text{“No se debe corregir”}$$

Corrección para sismo en Y: **CORTANTE EN Y OBTENIDO DE ETABS**

$$V_{oy.estruc} := 66131.93\ kgf \qquad RC_y := \frac{V_0}{V_{oy.estruc}} = 0.9978$$

$$\text{if}\left(\frac{V_0}{V_{oy.estruc}} > 1\text{ , “Se debe corregir” , “No se debe corregir”}\right) = \text{“No se debe corregir”}$$

Se decidió aumentar las dimensiones de los elementos estructurales para un mejor funcionamiento de la estructura, concluyendo el diseño con vigas de 40x50cm, tanto de carga como auxiliares y sismoresistentes, a excepción de las vigas centrales de carga del techo más alto que fueron de 40x60cm, y columnas de 40x60cm. Para pérgola decorativa en la parte frontal y el campanario, se seleccionaron nervios de 10x20cm, vigas de 40x50cm, columnas de 40x60cm. Con relación al muro del campanario, el mismo se consideró como no estructural y estableció en el programa con cabillas de 3/8” cada 20cm.

Los Arales, San Diego, Edo. Carabobo.

DERIVAS DE PISO

Se verifica el criterio establecido por la Norma COVENIN 1756-2001, donde la máxima deriva experimentada por el pórtico en estudio es menor a la máxima permisible.

TABLA 25. Valores límites de la relación de deriva lateral total $\bar{\Delta}_i$ para el Sismo de Diseño

Tipo y disposición de los elementos no estructurales	Grupo de Importancia		
	A1, A2	B1	B2, C
Componentes frágiles susceptibles de sufrir daños por deformaciones de la estructura	0,008	0,010	0,012
Componentes dúctiles susceptibles de sufrir daños por deformaciones de la estructura	0,012	0,016	0,018
Componentes no susceptibles de sufrir daños por deformaciones de la estructura	0,016	0,020	0,022

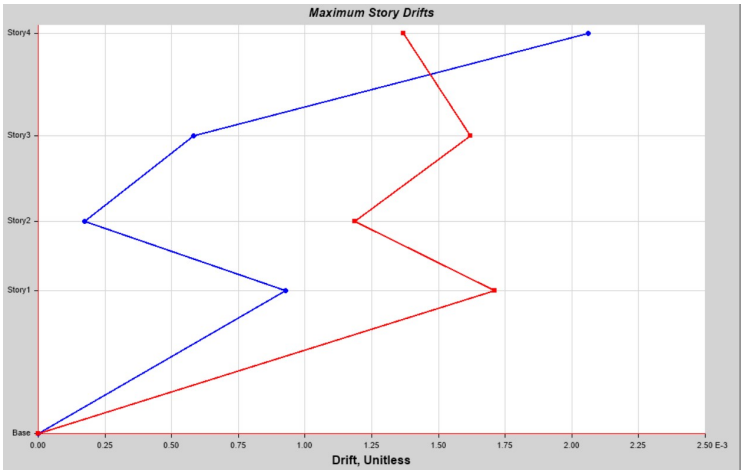


DIAGRAMA DE DERIVAS OBTENIDO DEL ETABS

$Deriva.max := 0.002061\ cm$

Los Arales, San Diego, Edo. Carabobo.

DISEÑO DE ESTRIBOS EN COLUMNAS

$Bx := 40\ cm$ $\quad nx := 4$

$By := 60\ cm$ $\quad ny := 5$

Numero de cabillas por dirección

$rec := 5\ cm$

$Aslong :=$ Denominación de cabilla: 7/8″ $\cdot\ cm^2$

$As.estribos :=$ Denominación de cabilla: 1/2″ $\cdot\ cm^2$

Separación de estribos

$$d1 := \frac{min(Bx, By)}{4} = 10\ cm$$

$$d2 := \frac{6 \cdot Aslong}{cm} = 23.28\ cm$$

Separación horizontal máxima entre barras arriostradas por ligaduras o ganchos en todas las caras de una columna

$$hx := \max\left(\frac{Bx - 2 \cdot rec}{nx}, \frac{By - 2 \cdot rec}{ny}\right) = 10\ cm$$

Máxima separación del acero de refuerzo transversal en columnas

$$Sx := 10\ cm + \frac{35\ cm - hx}{3} = 18.333\ cm$$

$$d3 := \begin{cases} 10\ cm & \text{if } Sx < 10\ cm \\ 15 \cdot cm & \text{else if } Sx > 15\ cm \\ Sx & \text{else} \end{cases} = 0.15\ m$$

$$S := min(d1, d2, d3) = 10\ cm$$

Área de acero transversal

Dimensión transversal del núcleo de la columna o de un miembro de borde de un muro estructural, medida centro a centro del acero de refuerzo de confinamiento

$$hcx := Bx - 2 \cdot rec = 30\ cm$$

$$hcy := By - 2 \cdot rec = 50\ cm$$

Área gruesa o total de la sección de concreto $\quad Ag := Bx \cdot By = 2400\ cm^2$

Los Arales, San Diego, Edo. Carabobo.

Área del núcleo de la sección transversal de un miembro estructural, medida desde las caras externas del refuerzo transversa

$$Ac := (Bx - 2 \cdot rec) \cdot (By - 2\ rec) = 1500\ cm^2$$

$$Asv1x := 0.3 \cdot S \cdot hcx \cdot \left(\frac{Ag}{Ac} - 1\right) \cdot \frac{f'c}{Fy} = 3.214\ cm^2$$

$$Asv2x := 0.09 \cdot S \cdot hcx \cdot \frac{f'c}{Fy} = 1.607\ cm^2$$

$$Asvreqx := \max(Asv1x, Asv2x) = 3.214\ cm^2$$ Área de acero requerido en x

$$Ramas.x := \frac{Asvreqx}{As.estribos} = 2.531$$ Número de ramas en x

$$Asv1y := 0.3 \cdot S \cdot hcy \cdot \left(\frac{Ag}{Ac} - 1\right) \cdot \frac{f'c}{Fy} = 5.357\ cm^2$$

$$Asv2y := 0.09 \cdot S \cdot hcy \cdot \frac{f'c}{Fy} = 2.679\ cm^2$$

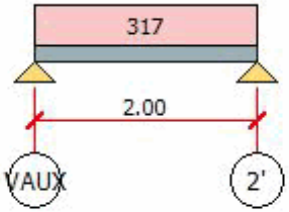
$$Asvreqy := \max(Asv1y, Asv2y) = 5.357\ cm^2$$ Área de acero requerido en y

$$Ramas.y := \frac{Asvreqy}{As.estribos} = 4.218$$ Número de ramas en y

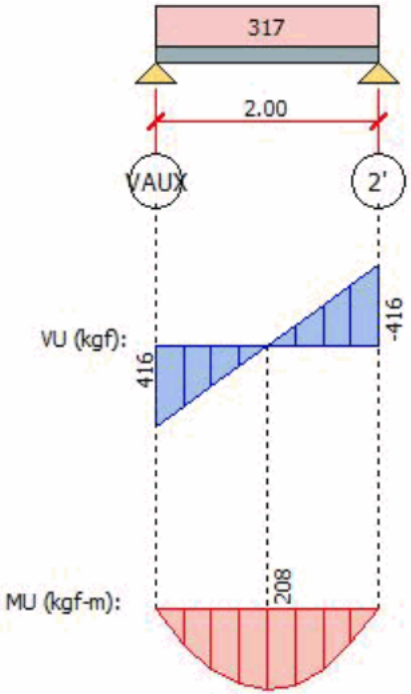
ANALISIS Y DISEÑO DE LOSAS

Proyecto:

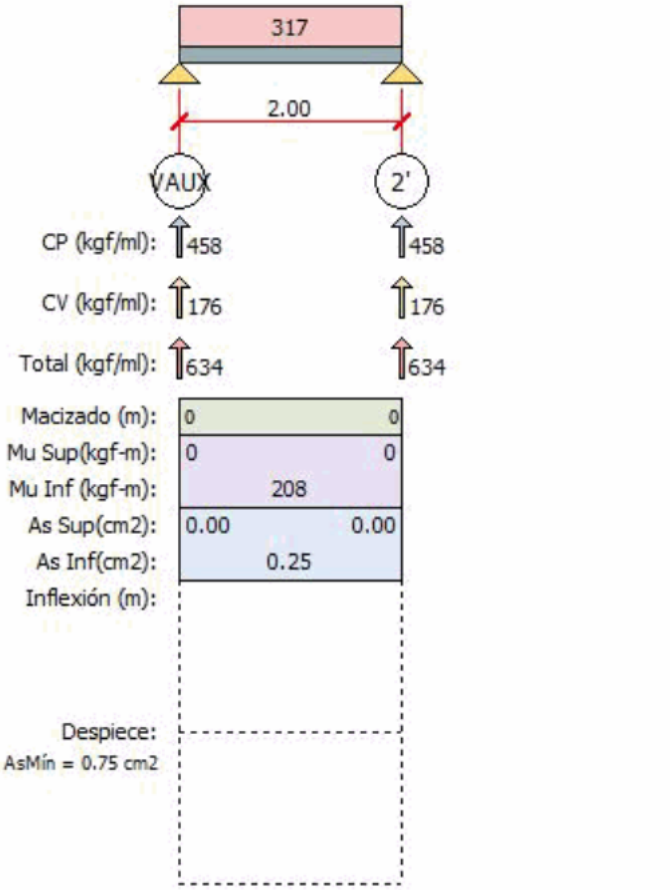
IP3-Fundaciones 4.2



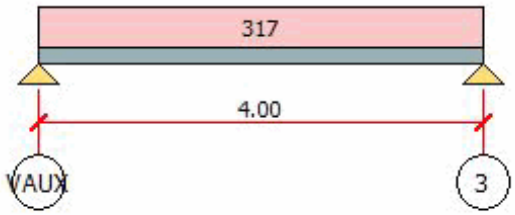
LE-1
LOSA NERVADA: E = 0.25 m
(GEOMETRIA)



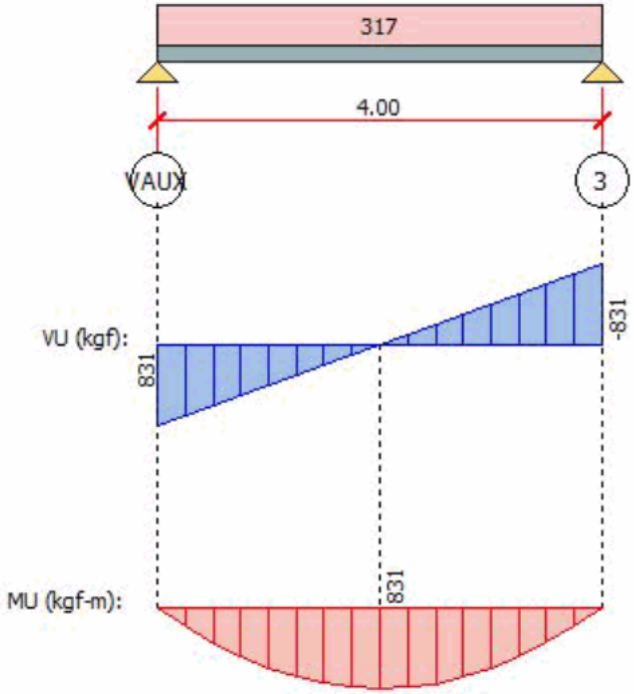
LE-1
LOSA NERVADA: E = 0.25 m
(DIAGRAMAS DE CORTES Y MOMENTOS MAYORAD



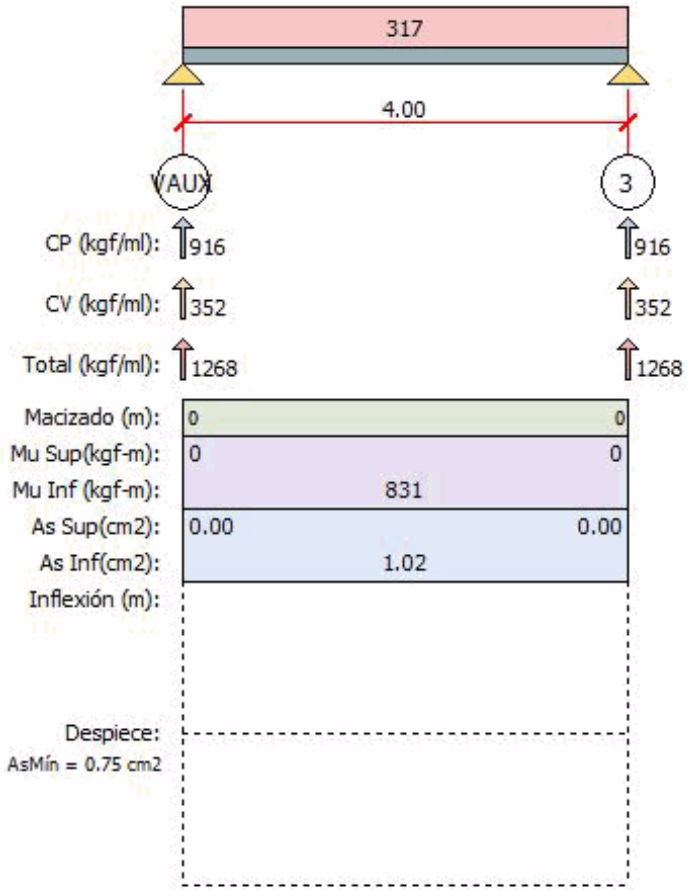
LE-1
LOSA NERVADA: E = 0.25 m (ANALISIS Y DISEÑO)



LE-2
LOSA NERVADA: E = 0.25 m
(GEOMETRIA)

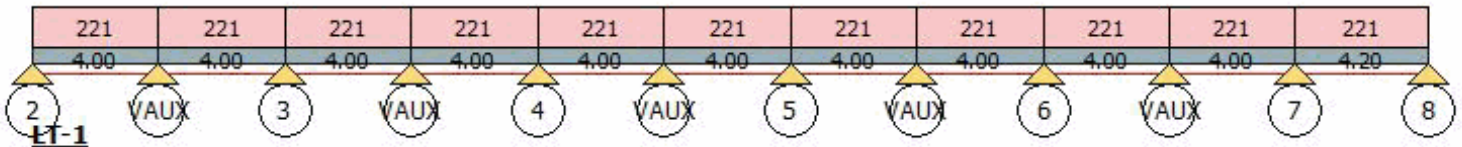


LE-2
LOSA NERVADA: E = 0.25 m
(DIAGRAMAS DE CORTES Y MOMENTOS MAYORADOS)



LE-2

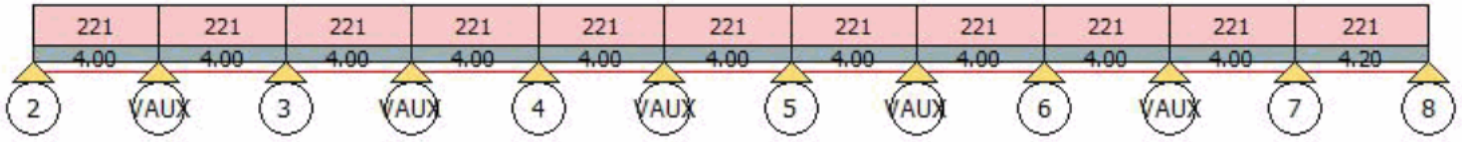
LOSA NERVADA: E = 0.25 m (ANALISIS Y DISEÑO)

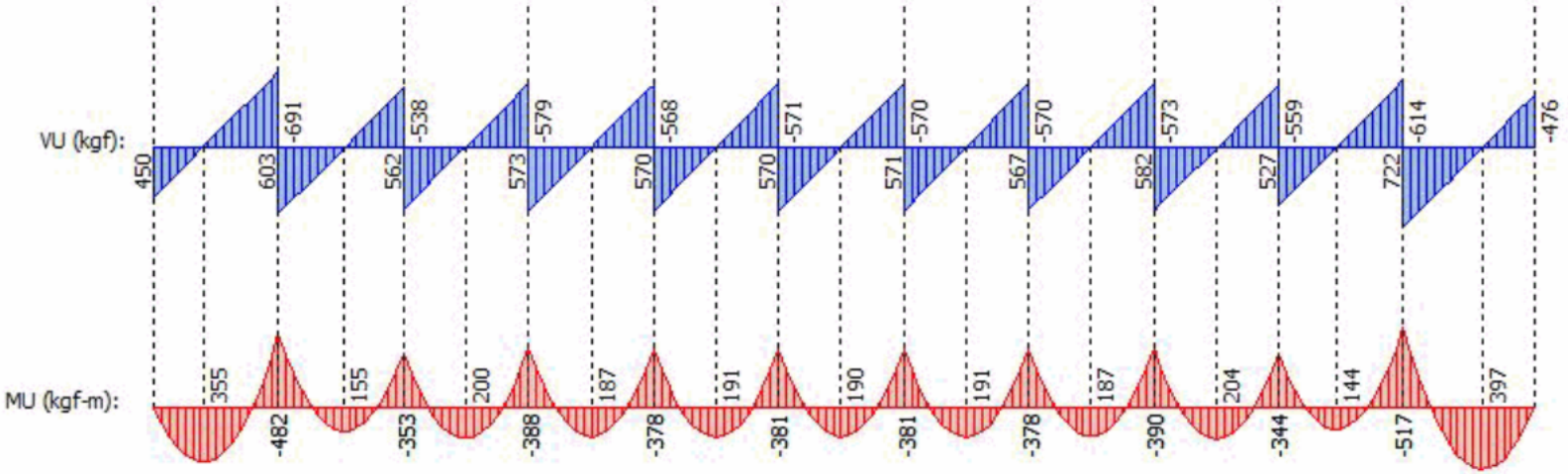


LT-1

LOSA NERVADA: E = 0.25 m

(GEOMETRIA)

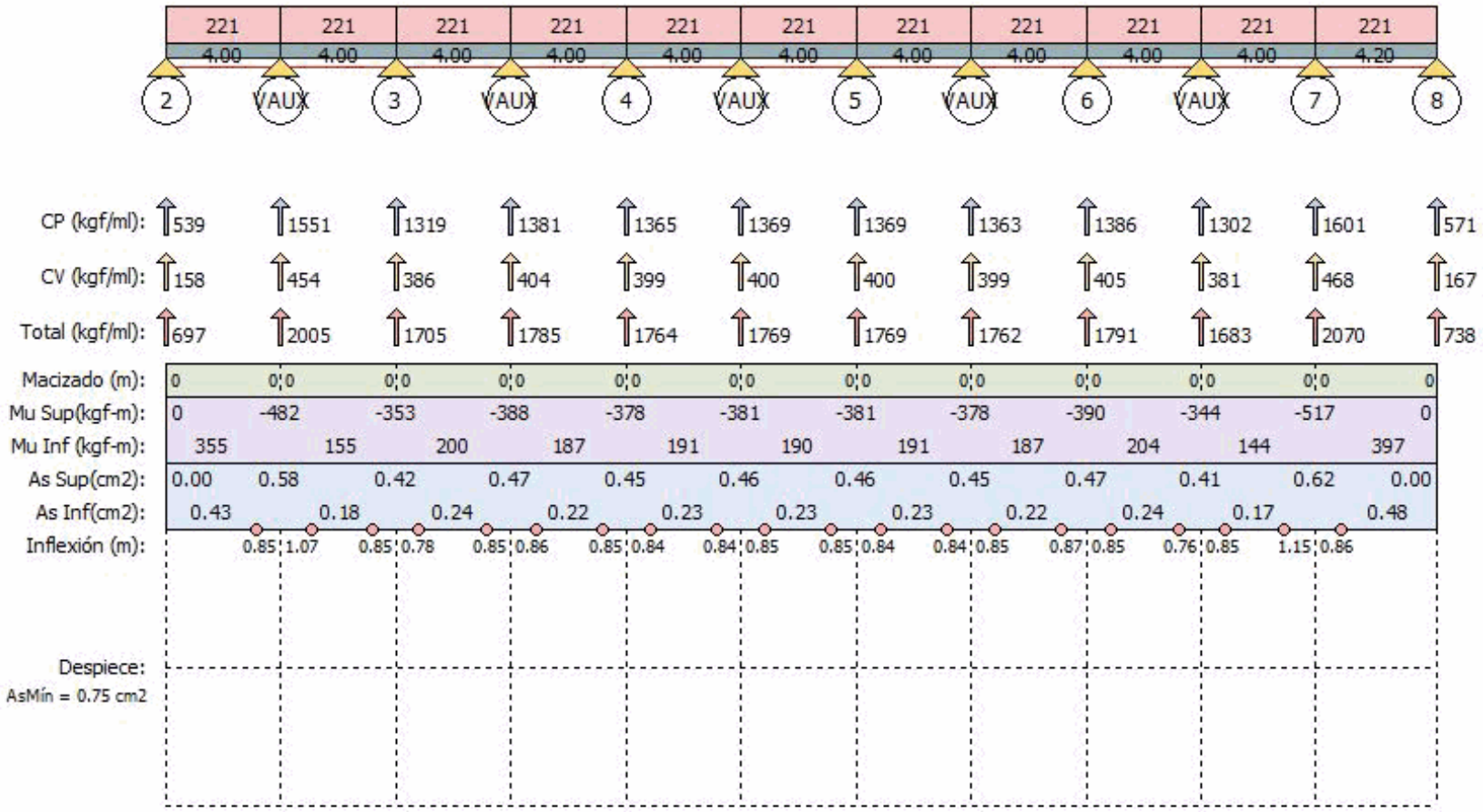




LT-1

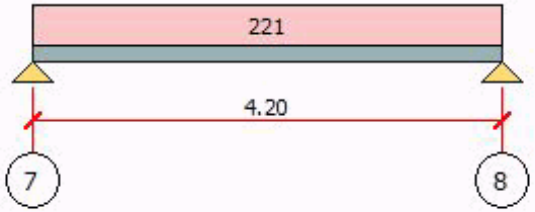
LOSA NERVADA: E = 0.25 m

(DIAGRAMAS DE CORTES Y MOMENTOS MAYORADOS)

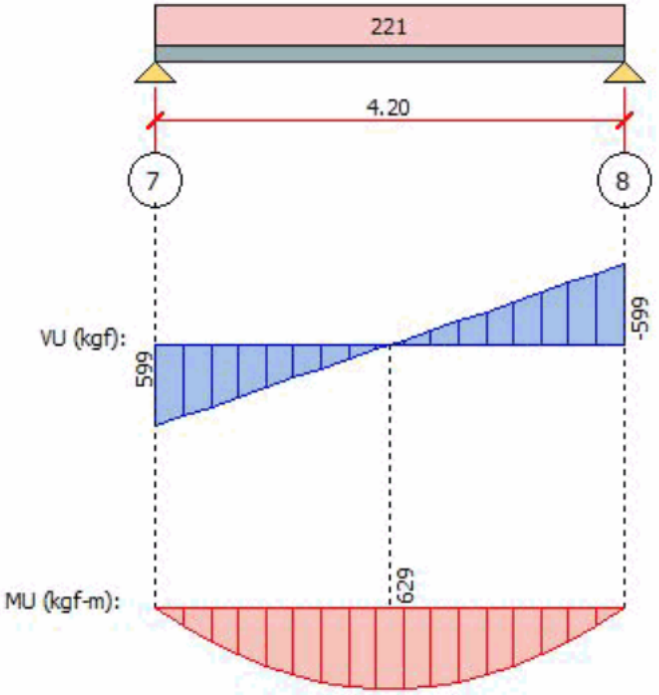


LT-1

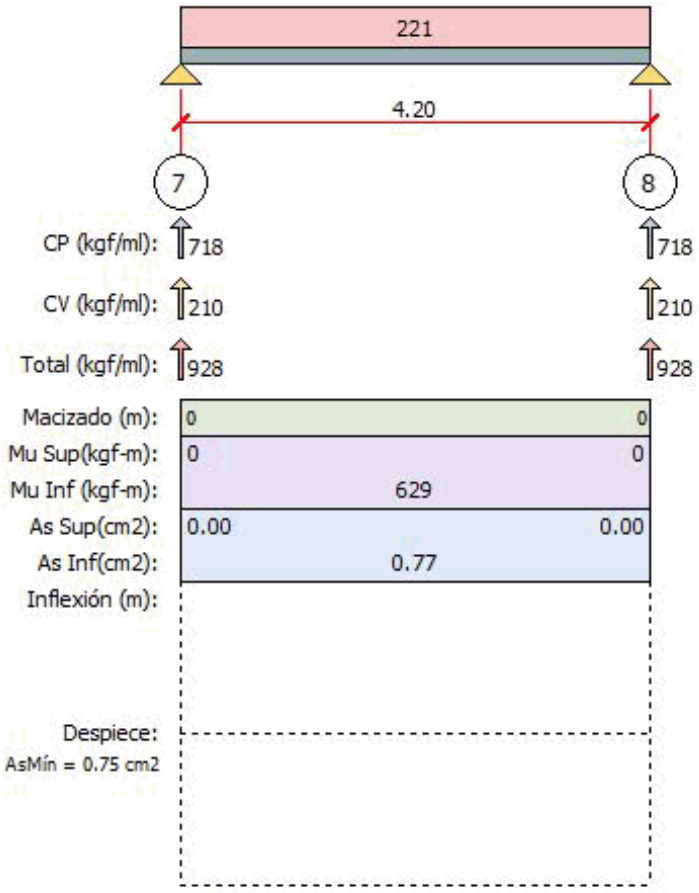
LOSA NERVADA: E = 0.25 m (ANALISIS Y DISEÑO)



LT-2
LOSA NERVADA: E = 0.25 m
(GEOMETRIA)

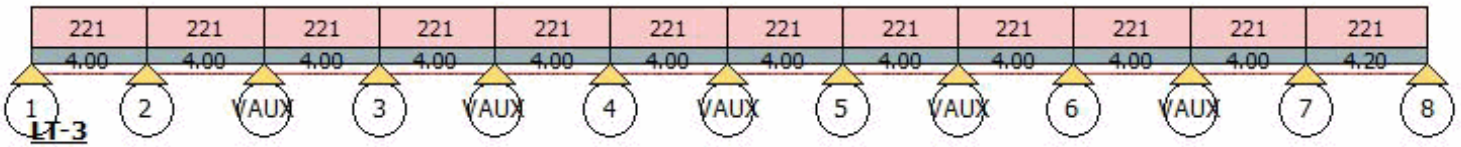


LT-2
LOSA NERVADA: E = 0.25 m
(DIAGRAMAS DE CORTES Y MOMENTOS MAYORADOS)



LT-2

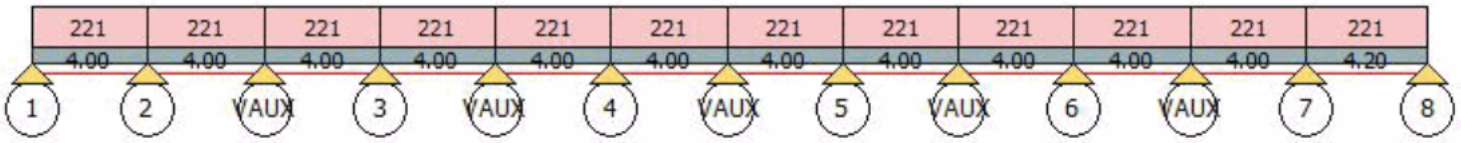
LOSA NERVADA: E = 0.25 m (ANALISIS Y DISEÑO)

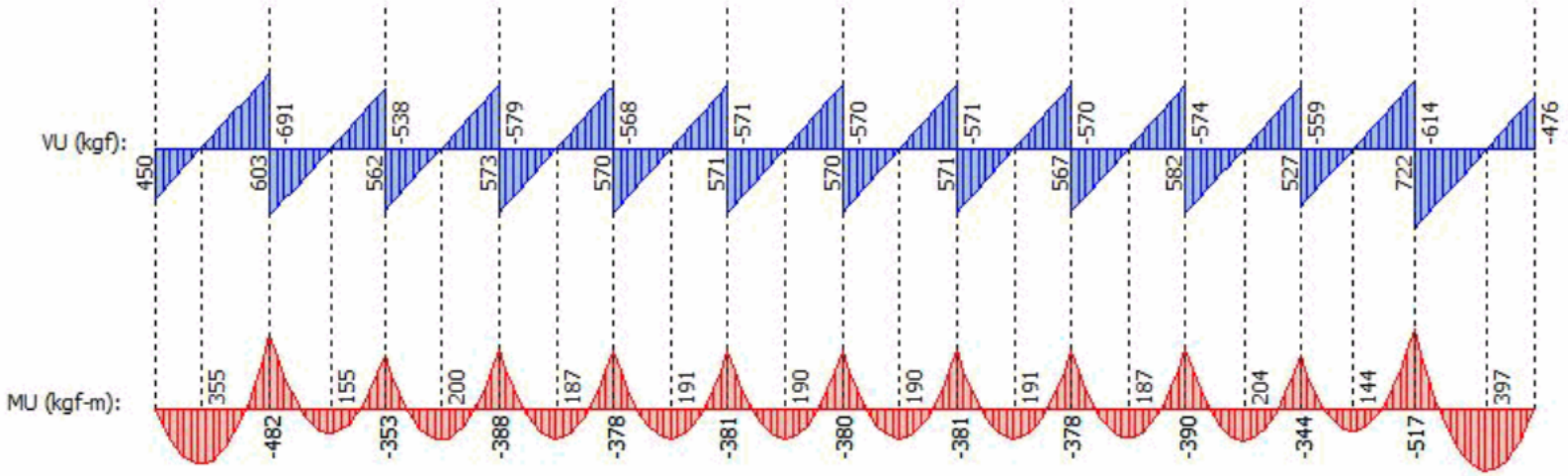


LT-3

LOSA NERVADA: E = 0.25 m

(GEOMETRIA)

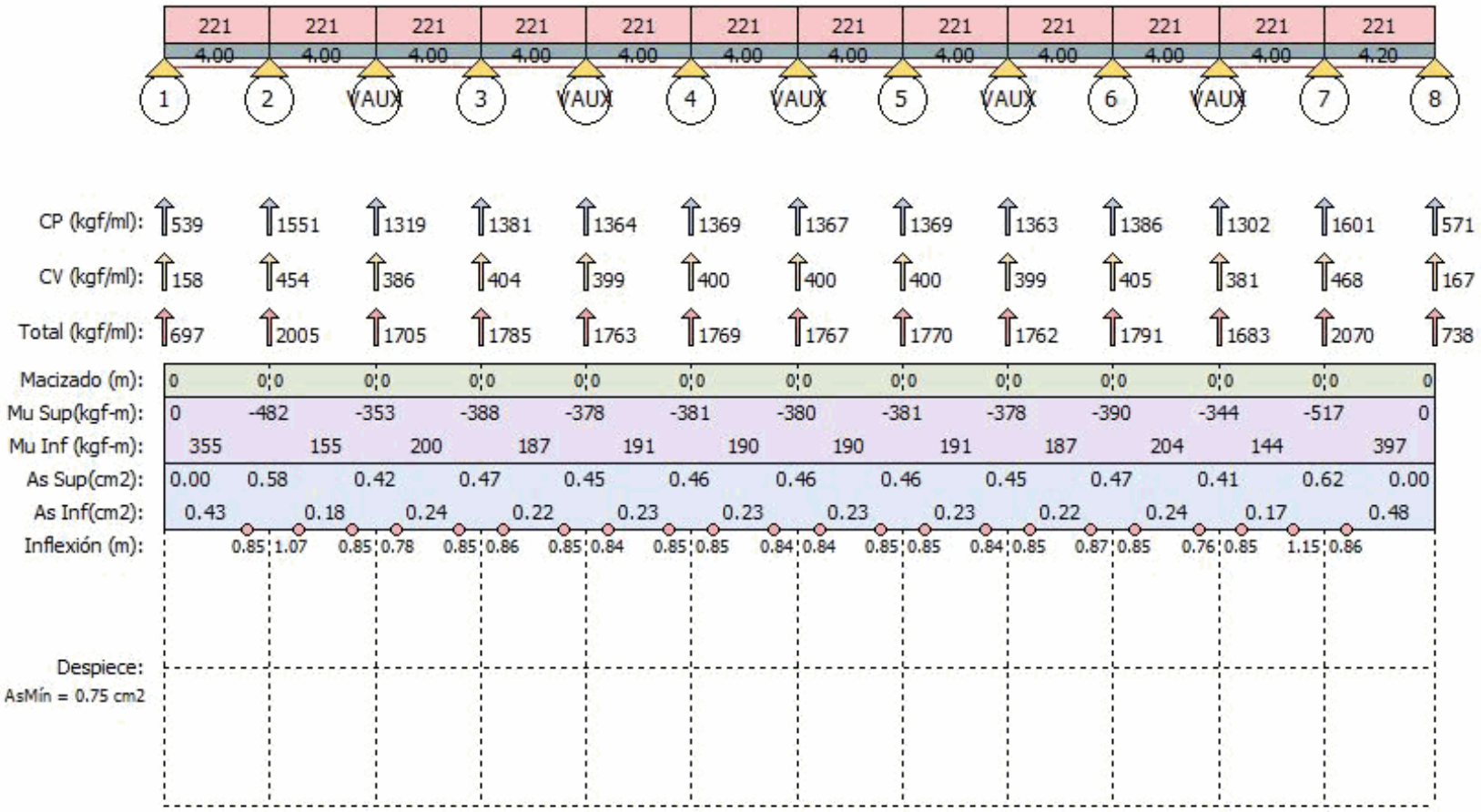




LT-3

LOSA NERVADA: E = 0.25 m

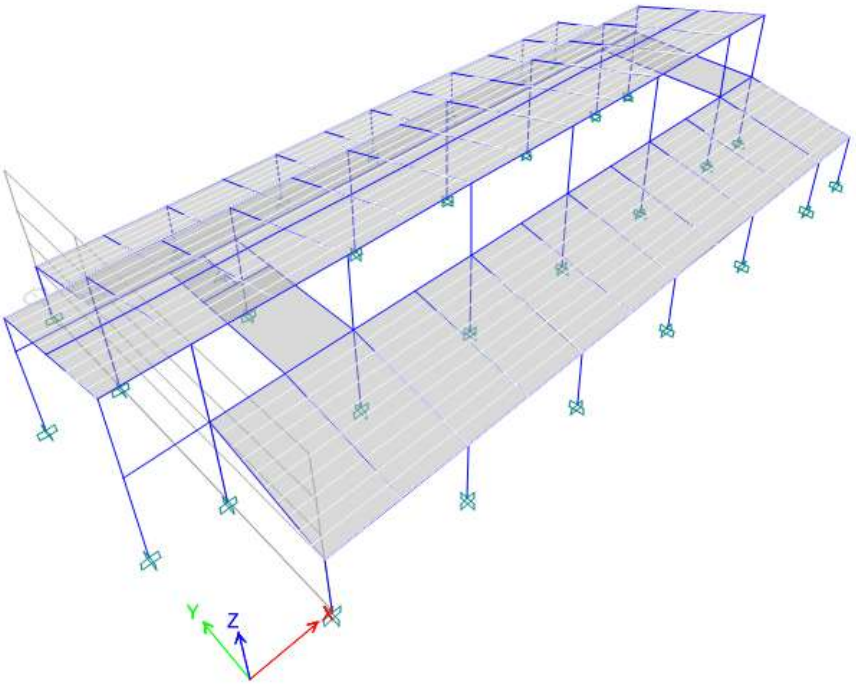
(DIAGRAMAS DE CORTES Y MOMENTOS MAYORADOS)



LT-3

LOSA NERVADA: E = 0.25 m (ANALISIS Y DISEÑO)

ETABS®



Reporte de ETABS Iglesia

Model File: Iglesia, Revision 0
3/2/2023

1 Properties

This chapter provides property information for materials, frame sections, shell sections, and links.

1.1 Materials

Table 1.1 - Material Properties - General

Material	Type	SymType	Grade	Color	Notes		
4000Psi	Concrete	Isotropic	f'c 4000 psi	Gray8Dark			
A416Gr270Tendon	Uniaxial		Grade 270	Green			
A615Gr60Rebar	Uniaxial		Grade 60	Blue			
A992Fy50	Steel	Isotropic	Grade 50	Yellow			
f'c250	Concrete	Isotropic	f'c 250	Gray8Dark			
Fy4200Rebar	Uniaxial		Grade 60	Blue			

2 Loads

This chapter provides loading information as applied to the model.

2.1 Load Patterns

Table 2.1 - Load Pattern Definitions

Name	Is Auto Load	Type	Self Weight Multiplier	Auto Load
~ChineseX	Yes	Other	0	
~ChineseY	Yes	Other	0	
~LLRF	Yes	Other	0	
~SECC	Yes	Other	0	
~Static+Ecc	SYes	Other	0	
~Static-Ecc	SYes	Other	0	
~Static	SYes	Other	0	
CP	No	Dead	1	
CV	No	Live	0	
CVtNoRoof		Live	0	
S	No	Seismic	0	None

2.2 Load Sets

Table 2.2 - Shell Uniform Load Sets

Name	Load Pattern	Load Value kgf/cm2
TECHOCP		0.034
TECHOCVt		0.01
TERRAZACP		0.046
TERRAZACV		0.01

2.3 Applied Loads

2.3.1 Area Loads

Table 2.3 - Area Load Assignments - Uniform Load Sets

StoryLabel	UniqueName	Load Set
Story4F	601	963TECHO
Story4F	602	964TECHO
Story4F	603	965TECHO
Story4F	604	966TECHO
Story4F	605	967TECHO
Story4F	606	968TECHO
Story4F	607	969TECHO
Story4F	608	970TECHO
Story4F	609	971TECHO
Story4F	610	972TECHO
Story4F	611	973TECHO
Story4F	612	974TECHO
Story4F	613	975TECHO
Story4F	614	976TECHO
Story4F	615	977TECHO
Story4F	616	978TECHO
Story4F	617	979TECHO

Table 2.3 - Area Load Assignments - Uniform Load Sets (continued)

StoryLabel	UniqueName	Load Set
Story4	F618980	TECHO
Story4	F619981	TECHO
Story4	F620982	TECHO
Story4	F621983	TECHO
Story4	F622984	TECHO
Story4	F623985	TECHO
Story4	F624986	TECHO
Story4	F625987	TECHO
Story4	F626988	TECHO
Story4	F627989	TECHO
Story4	F628990	TECHO
Story4	F629991	TECHO
Story4	F630992	TECHO
Story4	F631993	TECHO
Story4	F632994	TECHO
Story4	F633995	TECHO
Story4	F634996	TECHO
Story4	F635997	TECHO
Story4	F636998	TECHO
Story4	F637999	TECHO
Story4	F6381000	TECHO
Story4	F6391001	TECHO
Story4	F6401002	TECHO
Story4	F6411003	TECHO
Story4	F6421004	TECHO
Story4	F6431005	TECHO
Story4	F6441006	TECHO
Story4	F6451007	TECHO
Story4	F6461008	TECHO
Story4	F6471009	TECHO
Story4	F6481010	TECHO
Story4	F6491011	TECHO
Story4	F6501012	TECHO
Story4	F6511013	TECHO
Story4	F6521014	TECHO
Story4	F6531015	TECHO
Story4	F6541016	TECHO
Story4	F6551017	TECHO
Story4	F6561018	TECHO
Story4	F6571019	TECHO
Story4	F6581020	TECHO
Story4	F6591021	TECHO
Story4	F6601022	TECHO
Story4	F6611023	TECHO
Story4	F6621024	TECHO
Story4	F6631025	TECHO
Story4	F6641026	TECHO
Story4	F6651027	TECHO
Story4	F6661028	TECHO
Story4	F6671029	TECHO

Table 2.3 - Area Load Assignments - Uniform Load Sets (continued)

StoryLabel	UniqueName	Load Set
Story4F	6681030	TECHO
Story4F	6691031	TECHO
Story4F	6701032	TECHO
Story4F	6711033	TECHO
Story4F	6721034	TECHO
Story4F	6731035	TECHO
Story4F	6741036	TECHO
Story4F	6751037	TECHO
Story4F	6761038	TECHO
Story4F	6771039	TECHO
Story4F	6781040	TECHO
Story4F	6791041	TECHO
Story4F	6801042	TECHO
Story4F	6811043	TECHO
Story4F	6821044	TECHO
Story4F	6831045	TECHO
Story4F	6841046	TECHO
Story4F	6851047	TECHO
Story4F	6861048	TECHO
Story4F	6871049	TECHO
Story4F	6881050	TECHO
Story4F	6891051	TECHO
Story4F	6901052	TECHO
Story4F	6911053	TECHO
Story4F	6921054	TECHO
Story4F	6931055	TECHO
Story4F	6941056	TECHO
Story4F	6951057	TECHO
Story4F	6961058	TECHO
Story4F	6971059	TECHO
Story4F	6981060	TECHO
Story4F	6991061	TECHO
Story4F	7001062	TECHO
Story4F	7011063	TECHO
Story4F	7021064	TECHO
Story4F	7031065	TECHO
Story4F	7041066	TECHO
Story4F	7051067	TECHO
Story4F	7061068	TECHO
Story4F	7071069	TECHO
Story4F	7081070	TECHO
Story4F	7091071	TECHO
Story4F	7101072	TECHO
Story4F	7311093	TECHO
Story4F	7321094	TECHO
Story4F	7331095	TECHO
Story4F	7341096	TECHO
Story4F	7351097	TECHO
Story4F	7361098	TECHO
Story4F	7371099	TECHO

Table 2.3 - Area Load Assignments - Uniform Load Sets (continued)

StoryLabel	UniqueName	Load Set
Story4	F7381100	TECHO
Story4	F7391101	TECHO
Story4	F7401102	TECHO
Story2	F401763	TECHO
Story2	F402764	TECHO
Story2	F403765	TECHO
Story2	F404766	TECHO
Story2	F405767	TECHO
Story2	F406768	TECHO
Story2	F407769	TECHO
Story2	F408770	TECHO
Story2	F409771	TECHO
Story2	F410772	TECHO
Story2	F411773	TECHO
Story2	F412774	TECHO
Story2	F413775	TECHO
Story2	F414776	TECHO
Story2	F415777	TECHO
Story2	F416778	TECHO
Story2	F417779	TECHO
Story2	F418780	TECHO
Story2	F419781	TECHO
Story2	F420782	TECHO
Story2	F421783	TECHO
Story2	F422784	TECHO
Story2	F423785	TECHO
Story2	F424786	TECHO
Story2	F425787	TECHO
Story2	F426788	TECHO
Story2	F427789	TECHO
Story2	F428790	TECHO
Story2	F429791	TECHO
Story2	F430792	TECHO
Story2	F431793	TECHO
Story2	F432794	TECHO
Story2	F433795	TECHO
Story2	F434796	TECHO
Story2	F435797	TECHO
Story2	F436798	TECHO
Story2	F437799	TECHO
Story2	F438800	TECHO
Story2	F439801	TECHO
Story2	F440802	TECHO
Story2	F441803	TECHO
Story2	F442804	TECHO
Story2	F443805	TECHO
Story2	F444806	TECHO
Story2	F445807	TECHO
Story2	F446808	TECHO
Story2	F447809	TECHO

Table 2.3 - Area Load Assignments - Uniform Load Sets (continued)

StoryLabel	UniqueName	Load Set
Story2F448	810	TECHO
Story2F449	811	TECHO
Story2F450	812	TECHO
Story2F451	813	TECHO
Story2F452	814	TECHO
Story2F453	815	TECHO
Story2F454	816	TECHO
Story2F455	817	TECHO
Story2F456	818	TECHO
Story2F457	819	TECHO
Story2F458	820	TECHO
Story2F459	821	TECHO
Story2F460	822	TECHO
Story2F461	823	TECHO
Story2F462	824	TECHO
Story2F463	825	TECHO
Story2F464	826	TECHO
Story2F465	827	TECHO
Story2F466	828	TECHO
Story2F467	829	TECHO
Story2F468	830	TECHO
Story2F469	831	TECHO
Story2F470	832	TECHO
Story2F471	833	TECHO
Story2F472	834	TECHO
Story2F473	835	TECHO
Story2F474	836	TECHO
Story2F475	837	TECHO
Story2F476	838	TECHO
Story2F477	839	TECHO
Story2F478	840	TECHO
Story2F479	841	TECHO
Story2F480	842	TECHO
Story2F481	843	TECHO
Story2F482	844	TECHO
Story2F483	845	TECHO
Story2F484	846	TECHO
Story2F485	847	TECHO
Story2F486	848	TECHO
Story2F487	849	TECHO
Story2F488	850	TECHO
Story2F489	851	TECHO
Story2F490	852	TECHO
Story2F491	853	TECHO
Story2F492	854	TECHO
Story2F493	855	TECHO
Story2F494	856	TECHO
Story2F495	857	TECHO
Story2F496	858	TECHO
Story2F497	859	TECHO

Table 2.3 - Area Load Assignments - Uniform Load Sets (continued)

StoryLabel	UniqueName	Load Set
Story2F498	860	TECHO
Story2F499	861	TECHO
Story2F500	862	TECHO
Story2F501	863	TECHO
Story2F502	864	TECHO
Story2F503	865	TECHO
Story2F504	866	TECHO
Story2F505	867	TECHO
Story2F506	868	TECHO
Story2F507	869	TECHO
Story2F508	870	TECHO
Story2F509	871	TECHO
Story2F510	872	TECHO
Story2F511	873	TECHO
Story2F512	874	TECHO
Story2F513	875	TECHO
Story2F514	876	TECHO
Story2F515	877	TECHO
Story2F516	878	TECHO
Story2F517	879	TECHO
Story2F518	880	TECHO
Story2F519	881	TECHO
Story2F520	882	TECHO
Story2F521	883	TECHO
Story2F522	884	TECHO
Story2F523	885	TECHO
Story2F524	886	TECHO
Story2F525	887	TECHO
Story2F526	888	TECHO
Story2F527	889	TECHO
Story2F528	890	TECHO
Story2F529	891	TECHO
Story2F530	892	TECHO
Story2F531	893	TECHO
Story2F532	894	TECHO
Story2F533	895	TECHO
Story2F534	896	TECHO
Story2F535	897	TECHO
Story2F536	898	TECHO
Story2F537	899	TECHO
Story2F538	900	TECHO
Story2F539	901	TECHO
Story2F540	902	TECHO
Story2F541	903	TECHO
Story2F542	904	TECHO
Story2F543	905	TECHO
Story2F544	906	TECHO
Story2F545	907	TECHO
Story2F546	908	TECHO
Story2F547	909	TECHO

Table 2.3 - Area Load Assignments - Uniform Load Sets (continued)

StoryLabel	UniqueName	Load Set
Story2F548	910	TECHO
Story2F549	911	TECHO
Story2F550	912	TECHO
Story2F551	913	TECHO
Story2F552	914	TECHO
Story2F553	915	TECHO
Story2F554	916	TECHO
Story2F555	917	TECHO
Story2F556	918	TECHO
Story2F557	919	TECHO
Story2F558	920	TECHO
Story2F559	921	TECHO
Story2F560	922	TECHO
Story2F561	923	TECHO
Story2F562	924	TECHO
Story2F563	925	TECHO
Story2F564	926	TECHO
Story2F565	927	TECHO
Story2F566	928	TECHO
Story2F567	929	TECHO
Story2F568	930	TECHO
Story2F569	931	TECHO
Story2F570	932	TECHO
Story2F571	933	TECHO
Story2F572	934	TECHO
Story2F573	935	TECHO
Story2F574	936	TECHO
Story2F575	937	TECHO
Story2F576	938	TECHO
Story2F577	939	TECHO
Story2F578	940	TECHO
Story2F579	941	TECHO
Story2F580	942	TECHO
Story2F581	943	TECHO
Story2F582	944	TECHO
Story2F583	945	TECHO
Story2F584	946	TECHO
Story2F585	947	TECHO
Story2F586	948	TECHO
Story2F587	949	TECHO
Story2F588	950	TECHO
Story2F589	951	TECHO
Story2F590	952	TECHO
Story2F591	953	TECHO
Story2F592	954	TECHO
Story2F593	955	TECHO
Story2F594	956	TECHO
Story2F595	957	TECHO
Story2F596	958	TECHO
Story2F597	959	TECHO

Table 2.3 - Area Load Assignments - Uniform Load Sets (continued)

Story	Label	UniqueName	Load	Set
Story2F	598	960	TECHO	
Story2F	599	961	TECHO	
Story2F	600	962	TECHO	
Story2F	7111	073	TECHO	
Story2F	7121	074	TECHO	
Story2F	7131	075	TECHO	
Story2F	7141	076	TECHO	
Story2F	7151	077	TECHO	
Story2F	7161	078	TECHO	
Story2F	7171	079	TECHO	
Story2F	7181	080	TECHO	
Story2F	7191	081	TECHO	
Story2F	7201	082	TECHO	
Story2F	7211	083	TECHO	
Story2F	7221	084	TECHO	
Story2F	7231	085	TECHO	
Story2F	7241	086	TECHO	
Story2F	7251	087	TECHO	
Story2F	7261	088	TECHO	
Story2F	7271	089	TECHO	
Story2F	7281	090	TECHO	
Story2F	7291	091	TECHO	
Story2F	7301	092	TECHO	
Story2F	76	141	TECHO	
Story2F	1		1	TERRAZA
Story2F	5		3	TERRAZA

2.4 Functions

2.4.1 Response Spectrum Functions

Table 2.4 - Functions - Response Spectrum - User Defined

Name	Period sec	Value	Damping Ratio
ESPECTRO	0	0.1901	0.05
ESPECTRO	0.01	0.1901	
ESPECTRO	0.02	0.1901	
ESPECTRO	0.03	0.1882	
ESPECTRO	0.04	0.1862	
ESPECTRO	0.05	0.1842	
ESPECTRO	0.06	0.1822	
ESPECTRO	0.07	0.1802	
ESPECTRO	0.08	0.1782	
ESPECTRO	0.09	0.1762	
ESPECTRO	0.1	0.1742	
ESPECTRO	0.11	0.1722	
ESPECTRO	0.12	0.1702	
ESPECTRO	0.13	0.1682	
ESPECTRO	0.14	0.1662	
ESPECTRO	0.15	0.1642	
ESPECTRO	0.16	0.1622	

Table 2.4 - Functions - Response Spectrum - User Defined (continued)

Name	Period sec	Value	Damping Ratio
ESPECTRO	0.17	0.1602	
ESPECTRO	0.18	0.1582	
ESPECTRO	0.19	0.1562	
ESPECTRO	0.2	0.1542	
ESPECTRO	0.21	0.1522	
ESPECTRO	0.22	0.1501	
ESPECTRO	0.23	0.1481	
ESPECTRO	0.24	0.1461	
ESPECTRO	0.25	0.1441	
ESPECTRO	0.26	0.1421	
ESPECTRO	0.27	0.1401	
ESPECTRO	0.28	0.1381	
ESPECTRO	0.29	0.1361	
ESPECTRO	0.3	0.1341	
ESPECTRO	0.31	0.1321	
ESPECTRO	0.32	0.1301	
ESPECTRO	0.33	0.1281	
ESPECTRO	0.34	0.1261	
ESPECTRO	0.35	0.1241	
ESPECTRO	0.36	0.1221	
ESPECTRO	0.37	0.1201	
ESPECTRO	0.38	0.1181	
ESPECTRO	0.39	0.1161	
ESPECTRO	0.4	0.1141	
ESPECTRO	0.41	0.1138	
ESPECTRO	0.42	0.1111	
ESPECTRO	0.43	0.1085	
ESPECTRO	0.44	0.1061	
ESPECTRO	0.45	0.1037	
ESPECTRO	0.46	0.1014	
ESPECTRO	0.47	0.0993	
ESPECTRO	0.48	0.0972	
ESPECTRO	0.49	0.0952	
ESPECTRO	0.5	0.0933	
ESPECTRO	0.51	0.0915	
ESPECTRO	0.52	0.0897	
ESPECTRO	0.53	0.0881	
ESPECTRO	0.54	0.0864	
ESPECTRO	0.55	0.0848	
ESPECTRO	0.56	0.0833	
ESPECTRO	0.57	0.0819	
ESPECTRO	0.58	0.0805	
ESPECTRO	0.59	0.0791	
ESPECTRO	0.6	0.0778	
ESPECTRO	0.61	0.0765	
ESPECTRO	0.62	0.0753	
ESPECTRO	0.63	0.0741	
ESPECTRO	0.64	0.0729	
ESPECTRO	0.65	0.0718	

Table 2.4 - Functions - Response Spectrum - User Defined (continued)

Name	Period sec	Value	Damping Ratio
ESPECTRO	0.66	0.0707	
ESPECTRO	0.67	0.0697	
ESPECTRO	0.68	0.0686	
ESPECTRO	0.69	0.0676	
ESPECTRO	0.7	0.0667	
ESPECTRO	0.71	0.0657	
ESPECTRO	0.72	0.0648	
ESPECTRO	0.73	0.0639	
ESPECTRO	0.74	0.0631	
ESPECTRO	0.75	0.0622	
ESPECTRO	0.76	0.0614	
ESPECTRO	0.77	0.0606	
ESPECTRO	0.78	0.0598	
ESPECTRO	0.79	0.0591	
ESPECTRO	0.8	0.0583	
ESPECTRO	0.81	0.0576	
ESPECTRO	0.82	0.0569	
ESPECTRO	0.83	0.0562	
ESPECTRO	0.84	0.0556	
ESPECTRO	0.85	0.0549	
ESPECTRO	0.86	0.0543	
ESPECTRO	0.87	0.0536	
ESPECTRO	0.88	0.053	
ESPECTRO	0.89	0.0524	
ESPECTRO	0.9	0.0519	
ESPECTRO	0.91	0.0513	
ESPECTRO	0.92	0.0507	
ESPECTRO	0.93	0.0502	
ESPECTRO	0.94	0.0496	
ESPECTRO	0.95	0.0491	
ESPECTRO	0.96	0.0486	
ESPECTRO	0.97	0.0481	
ESPECTRO	0.98	0.0476	
ESPECTRO	0.99	0.0471	
ESPECTRO	1	0.0467	
ESPECTRO	1.01	0.0462	
ESPECTRO	1.02	0.0458	
ESPECTRO	1.03	0.0453	
ESPECTRO	1.04	0.0449	
ESPECTRO	1.05	0.0444	
ESPECTRO	1.06	0.044	
ESPECTRO	1.07	0.0436	
ESPECTRO	1.08	0.0432	
ESPECTRO	1.09	0.0428	
ESPECTRO	1.1	0.0424	
ESPECTRO	1.11	0.042	
ESPECTRO	1.12	0.0417	
ESPECTRO	1.13	0.0413	
ESPECTRO	1.14	0.0409	

Table 2.4 - Functions - Response Spectrum - User Defined (continued)

Name	Period sec	Value	Damping Ratio
ESPECTRO1	.150.0406		
ESPECTRO1	.160.0402		
ESPECTRO1	.170.0399		
ESPECTRO1	.180.0395		
ESPECTRO1	.190.0392		
ESPECTRO1	.20.0389		
ESPECTRO1	.210.0386		
ESPECTRO1	.220.0383		
ESPECTRO1	.230.0379		
ESPECTRO1	.240.0376		
ESPECTRO1	.250.0373		
ESPECTRO1	.260.037		
ESPECTRO1	.270.0367		
ESPECTRO1	.280.0365		
ESPECTRO1	.290.0362		
ESPECTRO1	.30.0359		
ESPECTRO1	.310.0356		
ESPECTRO1	.320.0354		
ESPECTRO1	.330.0351		
ESPECTRO1	.340.0348		
ESPECTRO1	.350.0346		
ESPECTRO1	.360.0343		
ESPECTRO1	.370.0341		
ESPECTRO1	.380.0338		
ESPECTRO1	.390.0336		
ESPECTRO1	.40.0333		
ESPECTRO1	.410.0331		
ESPECTRO1	.420.0329		
ESPECTRO1	.430.0326		
ESPECTRO1	.440.0324		
ESPECTRO1	.450.0322		
ESPECTRO1	.460.032		
ESPECTRO1	.470.0317		
ESPECTRO1	.480.0315		
ESPECTRO1	.490.0313		
ESPECTRO1	.50.0311		
ESPECTRO1	.510.0309		
ESPECTRO1	.520.0307		
ESPECTRO1	.530.0305		
ESPECTRO1	.540.0303		
ESPECTRO1	.550.0301		
ESPECTRO1	.560.0299		
ESPECTRO1	.570.0297		
ESPECTRO1	.580.0295		
ESPECTRO1	.590.0294		
ESPECTRO1	.60.0292		
ESPECTRO1	.610.029		
ESPECTRO1	.620.0288		
ESPECTRO1	.630.0286		

Table 2.4 - Functions - Response Spectrum - User Defined (continued)

Name	Period sec	Value	Damping Ratio
ESPECTRO	1.64	0.0285	
ESPECTRO	1.65	0.0283	
ESPECTRO	1.66	0.0281	
ESPECTRO	1.67	0.0279	
ESPECTRO	1.68	0.0278	
ESPECTRO	1.69	0.0276	
ESPECTRO	1.7	0.0275	
ESPECTRO	1.71	0.0273	
ESPECTRO	1.72	0.0271	
ESPECTRO	1.73	0.027	
ESPECTRO	1.74	0.0268	
ESPECTRO	1.75	0.0267	
ESPECTRO	1.76	0.0265	
ESPECTRO	1.77	0.0264	
ESPECTRO	1.78	0.0262	
ESPECTRO	1.79	0.0261	
ESPECTRO	1.8	0.0259	
ESPECTRO	1.81	0.0258	
ESPECTRO	1.82	0.0256	
ESPECTRO	1.83	0.0255	
ESPECTRO	1.84	0.0254	
ESPECTRO	1.85	0.0252	
ESPECTRO	1.86	0.0251	
ESPECTRO	1.87	0.025	
ESPECTRO	1.88	0.0248	
ESPECTRO	1.89	0.0247	
ESPECTRO	1.9	0.0246	
ESPECTRO	1.91	0.0244	
ESPECTRO	1.92	0.0243	
ESPECTRO	1.93	0.0242	
ESPECTRO	1.94	0.0241	
ESPECTRO	1.95	0.0239	
ESPECTRO	1.96	0.0238	
ESPECTRO	1.97	0.0237	
ESPECTRO	1.98	0.0236	
ESPECTRO	1.99	0.0235	
ESPECTRO	2	0.0233	
ESPECTRO	2.01	0.0232	
ESPECTRO	2.02	0.0231	
ESPECTRO	2.03	0.023	
ESPECTRO	2.04	0.0229	
ESPECTRO	2.05	0.0228	
ESPECTRO	2.06	0.0227	
ESPECTRO	2.07	0.0225	
ESPECTRO	2.08	0.0224	
ESPECTRO	2.09	0.0223	
ESPECTRO	2.1	0.0222	
ESPECTRO	2.11	0.0221	
ESPECTRO	2.12	0.022	

Table 2.4 - Functions - Response Spectrum - User Defined (continued)

Name	Period sec	Value	Damping Ratio
ESPECTRO2	.130.0219		
ESPECTRO2	.140.0218		
ESPECTRO2	.150.0217		
ESPECTRO2	.160.0216		
ESPECTRO2	.170.0215		
ESPECTRO2	.180.0214		
ESPECTRO2	.190.0213		
ESPECTRO2	.20.0212		
ESPECTRO2	.210.0211		
ESPECTRO2	.220.021		
ESPECTRO2	.230.0209		
ESPECTRO2	.240.0208		
ESPECTRO2	.250.0207		
ESPECTRO2	.260.0206		
ESPECTRO2	.270.0206		
ESPECTRO2	.280.0205		
ESPECTRO2	.290.0204		
ESPECTRO2	.30.0203		
ESPECTRO2	.310.0202		
ESPECTRO2	.320.0201		
ESPECTRO2	.330.02		
ESPECTRO2	.340.0199		
ESPECTRO2	.350.0199		
ESPECTRO2	.360.0198		
ESPECTRO2	.370.0197		
ESPECTRO2	.380.0196		
ESPECTRO2	.390.0195		
ESPECTRO2	.40.0194		
ESPECTRO2	.410.0194		
ESPECTRO2	.420.0193		
ESPECTRO2	.430.0192		
ESPECTRO2	.440.0191		
ESPECTRO2	.450.019		
ESPECTRO2	.460.019		
ESPECTRO2	.470.0189		
ESPECTRO2	.480.0188		
ESPECTRO2	.490.0187		
ESPECTRO2	.50.0187		
ESPECTRO2	.510.0186		
ESPECTRO2	.520.0185		
ESPECTRO2	.530.0184		
ESPECTRO2	.540.0184		
ESPECTRO2	.550.0183		
ESPECTRO2	.560.0182		
ESPECTRO2	.570.0182		
ESPECTRO2	.580.0181		
ESPECTRO2	.590.018		
ESPECTRO2	.60.0179		
ESPECTRO2	.610.0179		

Table 2.4 - Functions - Response Spectrum - User Defined (continued)

Name	Period sec	Value	Damping Ratio
ESPECTRO	2.620.0178		
ESPECTRO	2.630.0177		
ESPECTRO	2.640.0177		
ESPECTRO	2.650.0176		
ESPECTRO	2.660.0175		
ESPECTRO	2.670.0175		
ESPECTRO	2.680.0174		
ESPECTRO	2.690.0173		
ESPECTRO	2.70.0173		
ESPECTRO	2.710.0172		
ESPECTRO	2.720.0172		
ESPECTRO	2.730.0171		
ESPECTRO	2.740.017		
ESPECTRO	2.750.017		
ESPECTRO	2.760.0169		
ESPECTRO	2.770.0168		
ESPECTRO	2.780.0168		
ESPECTRO	2.790.0167		
ESPECTRO	2.80.0167		
ESPECTRO	2.810.0166		
ESPECTRO	2.820.0165		
ESPECTRO	2.830.0165		
ESPECTRO	2.840.0164		
ESPECTRO	2.850.0164		
ESPECTRO	2.860.0163		
ESPECTRO	2.870.0163		
ESPECTRO	2.880.0162		
ESPECTRO	2.890.0161		
ESPECTRO	2.90.0161		
ESPECTRO	2.910.016		
ESPECTRO	2.920.016		
ESPECTRO	2.930.0159		
ESPECTRO	2.940.0159		
ESPECTRO	2.950.0158		
ESPECTRO	2.960.0158		
ESPECTRO	2.970.0157		
ESPECTRO	2.980.0157		
ESPECTRO	2.990.0156		
ESPECTRO	3	0.0156	
UnifRS	01		0.05
UnifRS	11		

2.4.2 Time History Functions

Table 2.5 - Functions - Time History - User Defined

Name	Time sec	Value
RampTH		00
RampTH		11
RampTH	41	

Table 2.5 - Functions - Time History - User Defined (continued)

Name	Time sec	Value
UnifTH		01
UnifTH	11	

2.5 Load Cases

Table 2.6 - Load Case Definitions - Summary

NameType	
CPLinear Static	
CVLinear Static	
ModalModal - Eigen	
CVtLinear Static	
S	Response Spectrum
PESO SISMICOLinear Static	

2.6 Load Combinations

Table 2.7 - Load Combination Definitions

NameTypels Auto	Load Name	SFNotes
DJstS1Linear AddYesCP1.4Dead [Strength]		
DJstS2Linear AddYesCP1.2Dead + Live [Strength]		
DJstS2CV1.6		
DJstS3Linear AddYesCP1.2Dead + Live + Roof Live [Strength]		
DJstS3CVt1.6		
DSlbS1Linear AddYesCP1.4Dead [Strength]		
DSlbS2Linear AddYesCP1.2Dead + Live [Strength]		
DSlbS2CV1.6		
DSlbS3Linear AddYesCP1.2Dead + Live + Roof Live [Strength]		
DSlbS3CV1.6		
DSlbS3CVt0.5		
DSlbS4Linear AddYesCP1.2Dead + Live + Roof Live [Strength]		
DSlbS4CV		1
DSlbS4CVt1.6		
DSlbS5Linear AddYesCP1.3Dead + Live + Response Spectrum [Strength]		
DSlbS5CV		1
DSlbS5	S1	
DSlbS6Linear AddYesCP0.8Dead (min) + Response Spectrum [Strength]		
DSlbS6		S1
DStlD1Linear AddYesCP		1 Dead [Deflections]
DStlD2Linear AddYesCP		1 Dead + Live [Deflections]
DStlD2CV		1
DStlS1Linear AddYesCP1.4Dead [Strength]		
DStlS2Linear AddYesCP1.2Dead + Live [Strength]		
DStlS2CV1.6		
DStlS3Linear AddYesCP1.2Dead + Live + Roof Live [Strength]		
DStlS3CV1.6		
DStlS3CVt0.5		
DStlS4Linear AddYesCP1.2Dead + Live + Roof Live [Strength]		
DStlS4CV		1
DStlS4CVt1.6		

Table 2.7 - Load Combination Definitions (continued)

NameTypeIs Auto	Load Name	SFNotes
DStlS5Linear AddYesCP1.3Dead + Live + Response Spectrum [Strength]		
DStlS5CV		1
DStlS5	S1	
DStlS6Linear AddYesCP0.8Dead (min) + Response Spectrum [Strength]		
DStlS6	S1	
DWalS1Linear AddYesCP1.4Dead [Strength]		
DWalS2Linear AddYesCP1.2Dead + Live [Strength]		
DWalS2CV1.6		
DWalS3Linear AddYesCP1.2Dead + Live + Roof Live [Strength]		
DWalS3CV1.6		
DWalS3CVt0.5		
DWalS4Linear AddYesCP1.2Dead + Live + Roof Live [Strength]		
DWalS4CV		1
DWalS4CVt1.6		
DWalS5Linear AddYesCP1.3Dead + Live + Response Spectrum [Strength]		
DWalS5CV		1
DWalS5	S1	
DWalS6Linear AddYesCP0.8Dead (min) + Response Spectrum [Strength]		
DWalS6		S1
SERVICIOLinear AddNoCP		1
SERVICIOCV		1
SERVICIOCVt		1
SISMOLinear AddNoCV0.15		
SISMOCVt		0
UDConS1Linear AddNoCP1.4Dead [Strength]		
UDConS2Linear AddNoCP1.2Dead + Live [Strength]		
UDConS2CV1.6		
UDConS3Linear AddNoCP1.2Dead + Live + Roof Live [Strength]		
UDConS3CV1.6		
UDConS3CVt0.5		
UDConS4Linear AddNoCP1.2Dead + Live + Roof Live [Strength]		
UDConS4CV0.5		
UDConS4CVt1.6		
UDConS5Linear AddNoCP1.44Dead + Live + Response Spectrum [Strength]		
UDConS5CV0.5		
UDConS5	S1	
UDConS6Linear AddNoCP0.66Dead (min) + Response Spectrum [Strength]		
UDConS6	S1	

3 Analysis Results

This chapter provides analysis results.

3.1 Structure Results

Table 3.1 - Base Reactions (Part 1 of 2)

Output Case	Case Type	Step Type	FX kgf	FY kgf	FZ kgf	MX kgf-cm	MY kgf-cm	MZ kgf-cm
CP	LinStatic		1016.04	-1469.78871011	81109619	0701-2186646748	-3101539.98	
CV	LinStatic		80.92	186.9833603938	930.38	-3253921.457	021.91	
CVt	LinStatic		51.1	-513.34123245.38	156295586.27	-320107181	-595402.37	
S	LinRespSpec	Max	66397.09	81913.8		0	57291696.34	36899294.94
PESO SISMICO	LinStatic		1028.18	-1441.74	871515.81	1096781540	-2187134836	-3092986.7
~StaticS	LinStatic		-19115.14	-67046.75			0	51388790.23
~Static+EccS	LinStatic		-19134.63	-67302.47			0	51521766.69
~Static-EccS	LinStatic		-19095.65	-66791.03			0	51255813.76
UDConS1	Combination		1422.45	-2057.71	219416.53	1534666981	-3061305447	-4342155.98
UDConS2	Combination		1348.72	-1464.57	1050590.17	1321731130	-2629182372	-3630612.93
UDConS3	Combination		1374.27	-1721.24	1112212.86	1399878923	-2789235963	-3928314.11
UDConS4	Combination		1341.46	-2491.61	244086.77	1567471244	-3137774548	-4645980.82
UDConS5	Combination	Max	67900.65	79890.81	2559371	637775771	-3113498983	299858454.86
UDConS5	Combination	Min	-64393.54	-83936.81	2559371	523192378	-3187297573	-308733868
UDConS6	Combination	Max	67067.68	80943.75	574867.79	780777558.94	-1406287559	302249145.09
UDConS6	Combination	Min	-65726.51	-82883.86	574867.79	666194166.25	-1480086149	-306343178
SERVICIO	Combination		1148.05	-1796.15	997617.18	1256425218	-2510007851	-3639920.45

Table 3.1 - Base Reactions (Part 2 of 2)

X cm	Y cm	Z cm
000		
000		
000		
000		
000		
000		
000		
000		
000		
000		
000		
000		
000		
000		
000		
000		
000		

Table 3.2 - Centers Of Mass And Rigidity

Story	Diaphragm	Mass X kgf-s2/cm	Mass Y kgf-s2/cm	XCM cm	YCM cm	Cum Mass X kgf-s2/cm	Cum Mass Y kgf-s2/cm	XCCM cm	YCCM cm	XCR cm	YCR cm
Story2	D3	90.88269	0.882629	81.05119	4.346	90.88269	0.882629	81.05119	4.346		

3.2 Story Results

Table 3.3 - Story Max Over Avg Displacements

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Direction	Maximum cm	Average cm	Ratio
Story2	~StaticSLinStatic			X	0.0567	0.0229	2.471
Story2	~StaticSLinStatic			Y	0.2577	0.1356	1.9
Story2	~Static+EccSLinStatic			X	0.0571	0.0231	2.471
Story2	~Static+EccSLinStatic			Y	0.2597	0.1367	1.9
Story2	~Static-EccSLinStatic			X	0.0562	0.0228	2.471
Story2	~Static-EccSLinStatic			Y	0.2557	0.1346	1.9

Table 3.4 - Story Drifts

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Direction	Drift	Drift/Label	
Story4	S	LinRespSpecMax		X	0.002061	1/48510	
Story4	S	LinRespSpecMax		Y	0.001368	1/73118	
Story3	S	LinRespSpecMax		X	0.000582	1/171827	
Story3	S	LinRespSpecMax		Y	0.001618	1/61819	
Story2	S	LinRespSpecMax		X	0.000174	1/575318	
Story2	S	LinRespSpecMax		Y	0.001186	1/84319	
Story1	S	LinRespSpecMax		X	0.000927	1/107912	
Story1	S	LinRespSpecMax		Y	0.001711	1/58420	

Table 3.5 - Story Forces

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Location	P kgf	VX kgf	VY kgf	T kgf-cm	MX kgf-cm	MY kgf-cm
Story4	S		LinRespSpecMax	Bottom	11286.16	3517	0.68	2841	0.6887871	355.2915860	857.51	30970784.79
Story3	S		LinRespSpecMax	Bottom	11286.16	3833	6.34	3996	6.06	11708	0448.88	24246024.96	33787352.03
Story2	S		LinRespSpecMax	Bottom	6235.293	4491.84	5753	7.86	20156	2538.46	36878620.45	16660787.7	
Story1	S	LinRespSpecMax	Bottom		6235.296	5983.95	6613	1.93	24167	6379.86	59902	771.13	28046874.98	

3.3 Modal Results

Table 3.6 - Modal Periods And Frequencies

Case	Mode	Period sec	Frequency cyc/sec	CircFreq rad/sec	Eigenvalue rad2/sec2
Modal	1		0.357	2.8031	7.6115	310.1667
Modal	2		0.329	3.0381	9.0906	364.4518
Modal	3		0.293	3.4082	1.4154	458.6209
Modal	4		0.283	3.5722	2.4414	503.6145
Modal	5		0.249	4.012	5.1934	634.7099
Modal	6		0.209	4.7853	0.0648	903.8913
Modal	7		0.206	4.8553	0.5066	930.6547
Modal	8		0.24	4.9883	1.3436	982.4194
Modal	9		0.196	5.1132	11.5610	31.4099
Modal	10	0.182	5.508	34.6071	1197.6537		
Modal	11	0.18	5.566	34.9753	1223.2711		
Modal	12	0.179	5.576	35.0368	1227.5806		

Table 3.7 - Modal Participating Mass Ratios (Part 1 of 2)

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY
Modal	1	0.357	0.0101	0.5263		0	0.0101	0.5263	0	0.1062	0.0145
Modal	2	0.329	0.3013	0.011		0	0.3114	0.5373	0	0.0125	0.5389
Modal	3	0.293	0.0207	0.005		0	0.3321	0.5423	0	5.309E-06	0.0576
Modal	4	0.28	0.1571	0.1347		0	0.3478	0.6769	0	0.1062	0.0296
Modal	5	0.249	0.003	0.1005		0	0.3508	0.7775	0	0.014	0.0364
Modal	6	0.209	0.0098	0.0012		0	0.3605	0.7787	0	0.0084	0.0174
Modal	7	0.206	0.2135	0.0001		0	0.574	0.7788	0	0.0002	0.1316
Modal	8	0.201	0.0945	0.0058		0	0.6786	0.7845	0	0.0032	0.0464
Modal	9	0.196	0.0003	0.0356		0	0.6789	0.8201	0	0.063	0.0001
Modal	10	0.182	0.0018	0.0027		0	0.6807	0.8228	0	0.0128	1.385E-06
Modal	11	0.18	1.606E-05		0	0	0.6807	0.8228	0	5.608E-06	4.651E-06
Modal	12	0.179	1.837E-06	2.227E-06		0	0.6807	0.8228	0	3.315E-05	0

Table 3.7 - Modal Participating Mass Ratios (Part 2 of 2)

RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
0.067	0.1062	0.0145	0.067
0.1121	0.1187	0.5534	0.1791
0.2143	0.1187	0.611	0.3934
0.163	0.2249	0.6406	0.5564
0.0964	0.2388	0.677	0.6528
0.1091	0.2472	0.6944	0.7619
0.0293	0.2474	0.8259	0.7912
0.0031	0.2506	0.8724	0.7943
0.0004	0.3136	0.8724	0.7947
0.0011	0.3264	0.8724	0.7958
1.407E-06	0.3264	0.8724	0.7958
1.228E-05	0.3264	0.8724	0.7958

4 Design Data

This chapter provides design data and results.

4.1 Concrete Frame Design

Table 4.1 - Concrete Frame Design Preferences - ACI 318-14

Item	Value
Multi-Response Design	Step-by-Step - All
# Interaction Curves	24
# Interaction Points	11
Minimum Eccentricity?	Yes
Design for BCCR?	Yes
Ignore Beneficial Pu for Beam Design?	Yes
Seismic Design Category	D
Design System Omega0	2
Design System Rho	1
Design System Sds	0.5
Consider ICC_{ESR}	No
Phi (Tension)	0.9
Phi (Compression Tied)	0.65
Phi (Compression Spiral)	0.75
Phi (Shear and Torsion)	0.75
Phi (Shear Seismic)	0.6
Phi (Shear Joint)	0.85
Pattern Live Load Factor	0.75
Utlization Factor Limit	1

Table 4.2 - Concrete Column PMM Envelope - ACI 318-14

Story	Label	UniqueName	Section	Location	P kgf	M Major kgf-cm	M Minor kgf-cm	PMM Combo	PMM Ratio or Rebar %
Story4	C1	4	C40X60 (39.90)	Top	35739	71792.31	17146	53.28UDConS	0.668
Story4	C1	4	C40X60 (39.90)	Bottom	538.68	131537	0.05347	706.2UDConS	0.609
Story4	C711	C40X60 (54.20)	Top		21860.54	16654	31.67307	7015.98UDConS	0.963
Story4	C711	C40X60 (54.20)	Bottom		25235.13	-22558	87.34	-10903	28.38UDConS	0.804
Story4	C1518	C40X60 (54.20)	Top		33183.98	-11334	10.18	34772	41.73UDConS	0.884
Story4	C1518	C40X60 (54.20)	Bottom		36558.57	16886	88.73	-18565	52.45UDConS	0.75
Story4	C2222	C40X60 (54.20)	Top		32178.55	10321	08.81	35532	16.39UDConS	0.872
Story4	C2222	C40X60 (54.20)	Bottom		40126.44	-13918	18.46	-92450	6.31UDConS	0.526
Story4	C3026	C40X60 (54.20)	Top		31367.79	-10385	33.13	38121	68.54UDConS	0.919
Story4	C3026	C40X60 (54.20)	Bottom		40889.04	13829	68.06	-11538	09.58UDConS	0.559
Story4	C3730	C40X60 (54.20)	Top		32858.04	10794	42.21	36845	62.42UDConS	0.907
Story4	C3730	C40X60 (54.20)	Bottom		41310.88	-14178	54.03	-10485	68.18UDConS	0.552
Story4	C4134	C40X60 (54.20)	Top		22174.71	-16271	32.89	29606	91.38UDConS	0.932
Story4	C4134	C40X60 (54.20)	Bottom		25549.32	05690	3.05	-15659	01.33UDConS	0.815
Story4	C4438	C40X60 (39.90)	Top		3616.56	-97340	0.311	63439	8.16UDConS	0.653
Story4	C4438	C40X60 (39.90)	Bottom		7017.26	13122	31.9	-10427	93.81UDConS	0.64
Story3	C5	6	C40X60 (39.90)	Top	6323.16	-21209	7.01	-16574	12.17UDConS	0.451
Story3	C5	6	C40X60 (39.90)	Bottom	7650.27	56160	1.7	-94615	0.63UDConS	0.369
Story3	C1216	C40X60 (54.20)	Top		27512.62	61476	1.45	-26472	08UDConS	0.609
Story3	C1216	C40X60 (54.20)	Bottom		28813.61	-10813	28.62	-21946	59.79UDConS	0.647

Table 4.2 - Concrete Column PMM Envelope - ACI 318-14 (continued)

StoryLabel	UniqueName	SectionLocation	P kgf	M Major kgf-cm	M Minor kgf-cm	PMM Combo	PMM Ratio or Rebar %
Story3	C2020	C40X60 (54.20)Top	41720.35	-315350.51	-2991477.87	UDConS5	0.596
Story3	C2020	C40X60 (54.20)Bottom	43021.34	-1041491.84	-2157733.66	UDConS5	0.63
Story3	C2724	C40X60 (54.20)Top	39892.28	171902.58	-3247232.47	UDConS5	0.606
Story3	C2724	C40X60 (54.20)Bottom	37203.73	621203.72	-2342478.82	UDConS5	0.553
Story3	C3528	C40X60 (54.20)Top	40798.48	-184152.64	-3440014.61	UDConS5	0.641
Story3	C3528	C40X60 (54.20)Bottom	36851.01	527785.24	-2581370.16	UDConS5	0.573
Story3	C4032	C40X60 (54.20)Top	41098.37	235129.34	-3322139.15	UDConS5	0.634
Story3	C4032	C40X60 (54.20)Bottom	37898.72	622863.87	-2449873.62	UDConS5	0.572
Story3	C4336	C40X60 (54.20)Top	28643.84	650019.91	-2358914.08	UDConS5	0.567
Story3	C4336	C40X60 (54.20)Bottom	29944.83	1325708.21	-1491283.26	UDConS5	0.593
Story3	C4640	C40X60 (39.90)Top	6832.5	-193176.07	-1224519.21	UDConS5	0.327
Story3	C4640	C40X60 (39.90)Bottom	8159.6	-575499.7	-986120.64	UDConS5	0.381
Story2	C1	2 C40X60 (39.90)Top	2089.11	-325068.45	367479.57	UDConS5	0.181
Story2	C1	2 C40X60 (39.90)Bottom	5987.48	140957.74	-1475443.65	UDConS5	0.395
Story2	C3	5 C40X60 (39.90)Top	6944.91	175697.08	-729999.83	UDConS5	0.2
Story2	C3	5 C40X60 (39.90)Bottom	10843.28	-100882.48	1809056.96	UDConS5	0.462
Story2	C7	9 C40X60 (54.20)Top	57072.64	642839.26	-1075867.29	UDConS5	0.38
Story2	C7	9 C40X60 (54.20)Bottom	60971.01	-359475.13	255368.09	UDConS5	0.2
Story2	C1014	C40X60 (54.20)Top	48805.63	259607.95	-528785.69	UDConS5	0.193
Story2	C1014	C40X60 (54.20)Bottom	52704	-153743.62	831163.55	UDConS5	0.226
Story2	C1517	C40X60 (54.20)Top	78447.58	-459634.16	-1059567.01	UDConS5	0.35
Story2	C1517	C40X60 (54.20)Bottom	82345.95	233616.05	600297.34	UDConS5	0.252
Story2	C1719	C40X60 (54.20)Top	56618.17	417418.86	34121.75	UDConS5	0.251
Story2	C1719	C40X60 (54.20)Bottom	60516.53	-245086.53	-337884.88	UDConS5	0.185
Story2	C2221	C40X60 (54.20)Top	60914.55	281784.48	-1055681.75	UDConS5	0.297
Story2	C2221	C40X60 (54.20)Bottom	64812.92	-176550.39	632884.45	UDConS5	0.219
Story2	C2523	C40X60 (54.20)Top	66897.43	-182228.61	-397314.7	UDConS5	0.195
Story2	C2523	C40X60 (54.20)Bottom	70795.81	92847.76	1325764.59	UDConS5	0.339
Story2	C3025	C40X60 (54.20)Top	61316.36	254496.86	-1184518.43	UDConS5	0.315
Story2	C3025	C40X60 (54.20)Bottom	65214.73	177644.92	849307.08	UDConS5	0.251
Story2	C3227	C40X60 (54.20)Top	67502.77	-183877.54	-539247.63	UDConS5	0.211
Story2	C3227	C40X60 (54.20)Bottom	71401.14	194496.69	1774262.3	UDConS5	0.419
Story2	C3729	C40X60 (54.20)Top	62737.34	294573.66	-1120161.11	UDConS5	0.313
Story2	C3729	C40X60 (54.20)Bottom	66635.71	181515.68	725210.36	UDConS5	0.235
Story2	C3931	C40X60 (54.20)Top	67979.38	-185175.84	-446625.84	UDConS5	0.202
Story2	C3931	C40X60 (54.20)Bottom	71877.75	195794.99	1454461.44	UDConS5	0.364
Story2	C4133	C40X60 (54.20)Top	64379.21	-437164.78	-1029268.24	UDConS5	0.328
Story2	C4133	C40X60 (54.20)Bottom	68277.58	231231.79	1144027.57	UDConS5	0.31
Story2	C4235	C40X60 (54.20)Top	64291.06	-320896.5	-483680.06	UDConS5	0.222
Story2	C4235	C40X60 (54.20)Bottom	68189.43	196271.18	760257.58	UDConS5	0.245
Story2	C4437	C40X60 (39.90)Top	36856.51	314205.73	-678481.01	UDConS5	0.243
Story2	C4437	C40X60 (39.90)Bottom	40754.88	-159700.65	1019533.9	UDConS5	0.278
Story2	C4539	C40X60 (39.90)Top	31098.83	-176662.36	-538335.2	UDConS5	0.175
Story2	C4539	C40X60 (39.90)Bottom	34997.19	112910.91	934710	UDConS5	0.245
Story1	C4	7 C40X60 (54.20)Top	15511.88	1044702.15	1200883.34	UDConS5	0.479
Story1	C4	7 C40X60 (54.20)Bottom	13000.2	-1198251.45	-1948865.74	UDConS5	0.645
Story1	C812	C40X60 (54.20)Top	10980.02	1019415.94	-1009641.46	UDConS5	0.444

Table 4.2 - Concrete Column PMM Envelope - ACI 318-14 (continued)

StoryLabel	UniqueName	SectionLocation	P kgf	M Major kgf-cm	M Minor kgf-cm	PMM Combo	PMM Ratio or Rebar %
Story1	C812	C40X60 (54.20)Bottom	13468.34	-1262928.79	2294055.61	UDConS5	0.726
Story1	C977	C40X60 (54.20)Top	29210.96	-650424.16	964831.38	UDConS5	0.338
Story1	C977	C40X60 (54.20)Bottom	31699.28	1062108.74	-671473.4	UDConS5	0.397
Story1	C1380	C40X60 (54.20)Top	28332.8	-669905.23	-871683.16	UDConS5	0.328
Story1	C1380	C40X60 (54.20)Bottom	30821.12	1152163.46	1531.32	UDConS5	0.41
Story1	C1486	C40X60 (54.20)Top	31784.79	-495437.36	1506594.03	UDConS5	0.385
Story1	C1486	C40X60 (54.20)Bottom	29419.59	962683.42	-2882866.13	UDConS5	0.738
Story1	C1889	C40X60 (54.20)Top	31424.1	-558641.31	-1451332.39	UDConS5	0.391
Story1	C1889	C40X60 (54.20)Bottom	25876.21	1073916.45	3277478	UDConS5	0.838
Story1	C1995	C40X60 (54.20)Top	32854.28	-515663.33	1631276.8	UDConS5	0.41
Story1	C1995	C40X60 (54.20)Bottom	28672.18	966400.19	-3527392.42	UDConS5	0.852
Story1	C2398	C40X60 (54.20)Top	32914.38	-570120.52	-1636577.21	UDConS5	0.424
Story1	C2398	C40X60 (54.20)Bottom	24460.14	1067431.05	4201382.84	UDConS5	0.997
Story1	C24104	C40X60 (54.20)Top	32860.15	02271.64	1545251.61	UDConS5	0.394
Story1	C24104	C40X60 (54.20)Bottom	29862.17	-898941.58	-3121735.01	UDConS5	0.764
Story1	C28107	C40X60 (54.20)Top	32500.98	548468.49	-1499167.31	UDConS5	0.397
Story1	C28107	C40X60 (54.20)Bottom	25954.62	993651.61	3535986.21	UDConS5	0.862
Story1	C29113	C40X60 (54.20)Top	19256.24	-975228.54	1229174.12	UDConS5	0.46
Story1	C29113	C40X60 (54.20)Bottom	21744.56	1215319.33	-2224243.64	UDConS5	0.694
Story1	C33116	C40X60 (54.20)Top	17713.11	-1030502.45	-1098246.65	UDConS5	0.456
Story1	C33116	C40X60 (54.20)Bottom	20201.43	1310785.93	1898338.37	UDConS5	0.665
Story1	C34122	C40X60 (39.90)Top	3856.746	5300.22	930353.12	UDConS5	0.339
Story1	C34122	C40X60 (39.90)Bottom	6345.02	-863639.48	-2201397.34	UDConS5	0.727
Story1	C38125	C40X60 (39.90)Top	2426.36	508057.76	-843851.99	UDConS5	0.338
Story1	C38125	C40X60 (39.90)Bottom	4914.68	-949029.83	1881385.15	UDConS5	0.692

Table 4.3 - Concrete Column Shear Envelope - ACI 318-14

StoryLabel	UniqueName	SectionLocation	V Major kgf	V Major Combo	At Major cm2/cm	V Minor kgf	V Minor Combo	At Minor cm2/cm
Story4	C1	4 C40X60 (39.90)Top	5637.63	UDConS5	0.066389	81.54	UDConS6	0.053
Story4	C1	4 C40X60 (39.90)Bottom	5637.63	UDConS5	0.066389	81.54	UDConS6	0.053
Story4	C711	C40X60 (54.20)Top	13826.66	UDConS6	0.129318	077.75	UDConS6	0.1064
Story4	C711	C40X60 (54.20)Bottom	13826.66	UDConS6	0.129318	077.75	UDConS6	0.1064
Story4	C1518	C40X60 (54.20)Top	16381.67	UDConS6	0.153220	395.9	UDConS6	0.12
Story4	C1518	C40X60 (54.20)Bottom	16381.67	UDConS6	0.153220	395.9	UDConS6	0.12
Story4	C2222	C40X60 (54.20)Top	16093.53	UDConS6	0.150520	269.38	UDConS6	0.1193
Story4	C2222	C40X60 (54.20)Bottom	16093.53	UDConS6	0.150520	269.38	UDConS6	0.1193
Story4	C3026	C40X60 (54.20)Top	16031.94	UDConS6	0.152172	5.94	UDConS6	0.1279
Story4	C3026	C40X60 (54.20)Bottom	16031.94	UDConS6	0.152172	5.94	UDConS6	0.1279
Story4	C3730	C40X60 (54.20)Top	16339.93	UDConS6	0.152821	249.5	UDConS6	0.1251
Story4	C3730	C40X60 (54.20)Bottom	16339.93	UDConS6	0.152821	249.5	UDConS6	0.1251
Story4	C4134	C40X60 (54.20)Top	14068.84	UDConS6	0.131617	60.71	UDConS6	0.1045
Story4	C4134	C40X60 (54.20)Bottom	14068.84	UDConS6	0.131617	60.71	UDConS6	0.1045
Story4	C4438	C40X60 (39.90)Top	5574.49	UDConS5	0.065589	87.58	UDConS6	0.0531
Story4	C4438	C40X60 (39.90)Bottom	5574.49	UDConS5	0.065589	87.58	UDConS6	0.0531
Story3	C5	6 C40X60 (39.90)Top	12998.43	UDConS6	0.122244	45.7	UDConS5	0.0328
Story3	C5	6 C40X60 (39.90)Bottom	12998.43	UDConS6	0.122244	45.7	UDConS5	0.0328

Table 4.3 - Concrete Column Shear Envelope - ACI 318-14 (continued)

StoryLabel	UniqueName	SectionLocation	V Major kgf	V Major Combo	At Major cm2/cm	V Minor kgf	V Minor Combo	At Minor cm2/cm
Story3	C1216	C40X60 (54.20)Top	27916.87	UDConS60.261115	020.59	UDConS50.1105		
Story3	C1216	C40X60 (54.20)Bottom	27916.87	UDConS60.261115	020.59	UDConS50.1105		
Story3	C2020	C40X60 (54.20)Top	32316.91	UDConS60.302312	774.01	UDConS60.094		
Story3	C2020	C40X60 (54.20)Bottom	32316.91	UDConS60.302312	774.01	UDConS60.094		
Story3	C2724	C40X60 (54.20)Top	31648.34	UDConS60.296105	08.25	UDConS60.0773		
Story3	C2724	C40X60 (54.20)Bottom	31648.34	UDConS60.296105	08.25	UDConS60.0773		
Story3	C3528	C40X60 (54.20)Top	31724.42	UDConS60.296712	885.85	UDConS60.0948		
Story3	C3528	C40X60 (54.20)Bottom	31724.42	UDConS60.296712	885.85	UDConS60.0948		
Story3	C4032	C40X60 (54.20)Top	32684.72	UDConS60.305711	415.04	UDConS60.084		
Story3	C4032	C40X60 (54.20)Bottom	32684.72	UDConS60.305711	415.04	UDConS60.084		
Story3	C4336	C40X60 (54.20)Top	28080.93	UDConS60.262711	967.48	UDConS60.088		
Story3	C4336	C40X60 (54.20)Bottom	28080.93	UDConS60.262711	967.48	UDConS60.088		
Story3	C4640	C40X60 (39.90)Top	12998.43	UDConS60.122210	535.82	UDConS50.0778		
Story3	C4640	C40X60 (39.90)Bottom	12998.43	UDConS60.122210	535.82	UDConS50.0778		
Story2	C1	2	C40X60 (39.90)Top	5763.32	UDConS60.054222	28.25	UDConS60.0164	
Story2	C1	2	C40X60 (39.90)Bottom	5763.32	UDConS60.054222	28.25	UDConS60.0164	
Story2	C3	5	C40X60 (39.90)Top	3739.27	UDConS60.035252	73.24	UDConS50.0389	
Story2	C3	5	C40X60 (39.90)Bottom	3739.27	UDConS60.035252	73.24	UDConS50.0389	
Story2	C7	9	C40X60 (54.20)Top	17112.64	UDConS60.160151	24.68	UDConS60.0302	
Story2	C7	9	C40X60 (54.20)Bottom	17112.64	UDConS60.160151	24.68	UDConS60.0302	
Story2	C1014	C40X60 (54.20)Top	8394.41	UDConS60.078556	93.96	UDConS60.0335		
Story2	C1014	C40X60 (54.20)Bottom	8394.41	UDConS60.078556	93.96	UDConS60.0335		
Story2	C1517	C40X60 (54.20)Top	18269.62	UDConS60.050212	436.22	UDConS60.0335		
Story2	C1517	C40X60 (54.20)Bottom	18317.04	UDConS60.050212	436.22	UDConS60.0335		
Story2	C1719	C40X60 (54.20)Top	8956.74	UDConS60.083887	15.06	UDConS60.0513		
Story2	C1719	C40X60 (54.20)Bottom	8956.74	UDConS60.083887	15.06	UDConS60.0513		
Story2	C2221	C40X60 (54.20)Top	15427.49	UDConS60.144353	80.05	UDConS60.0317		
Story2	C2221	C40X60 (54.20)Bottom	15427.49	UDConS60.144353	80.05	UDConS60.0317		
Story2	C2523	C40X60 (54.20)Top	10124.84	UDConS60.094773	05.35	UDConS60.043		
Story2	C2523	C40X60 (54.20)Bottom	10124.84	UDConS60.094773	05.35	UDConS60.043		
Story2	C3025	C40X60 (54.20)Top	14776.12	UDConS60.138263	44.12	UDConS60.0373		
Story2	C3025	C40X60 (54.20)Bottom	14776.12	UDConS60.138263	44.12	UDConS60.0373		
Story2	C3227	C40X60 (54.20)Top	9278.37	UDConS60.086885	65	UDConS60.0504		
Story2	C3227	C40X60 (54.20)Bottom	9278.37	UDConS60.086885	65	UDConS60.0504		
Story2	C3729	C40X60 (54.20)Top	15909.14	UDConS60.148856	90.79	UDConS60.0335		
Story2	C3729	C40X60 (54.20)Bottom	15909.14	UDConS60.148856	90.79	UDConS60.0335		
Story2	C3931	C40X60 (54.20)Top	10151.23	UDConS60.095781	8.84	UDConS60.046		
Story2	C3931	C40X60 (54.20)Bottom	10151.23	UDConS60.095781	8.84	UDConS60.046		
Story2	C4133	C40X60 (54.20)Top	14419.46	UDConS60.134914	373.27	UDConS60.0846		
Story2	C4133	C40X60 (54.20)Bottom	14419.46	UDConS60.134914	373.27	UDConS60.0846		
Story2	C4235	C40X60 (54.20)Top	9359.17	UDConS60.087510	37.86	UDConS60.0632		
Story2	C4235	C40X60 (54.20)Bottom	9359.17	UDConS60.087510	737.86	UDConS60.0632		
Story2	C4437	C40X60 (39.90)Top	5249.37	UDConS60.049413	73.9	UDConS60.0813		
Story2	C4437	C40X60 (39.90)Bottom	5249.37	UDConS60.049413	773.9	UDConS60.0813		
Story2	C4539	C40X60 (39.90)Top	3739.27	UDConS60.035298	14.13	UDConS60.0579		
Story2	C4539	C40X60 (39.90)Bottom	3739.27	UDConS60.035298	14.13	UDConS60.0579		
Story1	C4	7	C40X60 (54.20)Top	7475.61	UDConS50.087464	81.43	UDConS60.0335	
Story1	C4	7	C40X60 (54.20)Bottom	7475.61	UDConS50.087464	81.43	UDConS60.0335	
Story1	C812	C40X60 (54.20)Top	9628.07	UDConS60.090111	012.26	UDConS50.081		

Table 4.3 - Concrete Column Shear Envelope - ACI 318-14 (continued)

StoryLabel UniqueNameSectionLocation	V Major kgf	V Major Combo	At Major cm2/cm	V Minor kgf	V Minor Combo	At Minor cm2/cm
Story1C312C40X60 (54.20)Bottom9628.07UDConS60.090111012.26UDConS50.081						
Story1C977C40X60 (54.20)Top21994.67UDConS60.20572700.31						0
Story1C977C40X60 (54.20)Bottom21994.67UDConS60.20572700.31						0
Story1C1380C40X60 (54.20)Top22166.25UDConS60.20732525.49						0
Story1C1380C40X60 (54.20)Bottom22166.25UDConS60.20732525.49						0
Story1C1486C40X60 (54.20)Top20077.65UDConS60.18789795.36UDConS60.0721						
Story1C1486C40X60 (54.20)Bottom20077.65UDConS60.18789795.36UDConS60.0721						
Story1C1889C40X60 (54.20)Top20436.82UDConS60.191215760.76UDConS50.1159						
Story1C1889C40X60 (54.20)Bottom20436.82UDConS60.191215760.76UDConS50.1159						
Story1C1995C40X60 (54.20)Top20319.42UDConS60.190112211.9UDConS60.0898						
Story1C1995C40X60 (54.20)Bottom20319.42UDConS60.190112211.9UDConS60.0898						
Story1C2398C40X60 (54.20)Top20770.51UDConS60.194319458.7UDConS50.1432						
Story1C2398C40X60 (54.20)Bottom20770.51UDConS60.194319458.7UDConS50.1432						
Story1C24104C40X60 (54.20)Top20922.76UDConS60.195710638.16UDConS60.0783						
Story1C24104C40X60 (54.20)Bottom20922.76UDConS60.195710638.16UDConS60.0783						
Story1C28107C40X60 (54.20)Top21324.96UDConS60.199516782.95UDConS50.1235						
Story1C28107C40X60 (54.20)Bottom21324.96UDConS60.199516782.95UDConS50.1235						
Story1C29113C40X60 (54.20)Top18241.14UDConS60.170611509.73UDConS50.0847						
Story1C29113C40X60 (54.20)Bottom18241.14UDConS60.170611509.73UDConS50.0847						
Story1C33116C40X60 (54.20)Top18562.25UDConS60.17369985.54UDConS50.0735						
Story1C33116C40X60 (54.20)Bottom18562.25UDConS60.17369985.54UDConS50.0735						
Story1C34122C40X60 (39.90)Top7799.06UDConS60.073310439.15UDConS50.077						
Story1C34122C40X60 (39.90)Bottom7799.06UDConS60.073310439.15UDConS50.077						
Story1C38125C40X60 (39.90)Top7799.06UDConS60.07339083.75UDConS50.067						
Story1C38125C40X60 (39.90)Bottom7799.06UDConS60.07339083.75UDConS50.067						

Table 4.4 - Concrete Beam Flexure Envelope - ACI 318-14

StoryLabel UniqueName Section Location	(-) Moment kgf-cm	(-) Combo	As Top cm2	(+) Moment kgf-cm	(+) Combo	As Bot cm2
Story4B24171V40X50End-I-1498780.71UDConS59.28505571.59UDConS66.03						
Story4B24171V40X50Middle	0		UDConS66.031216752.47		UDConS57.46	
Story4B24171V40X50End-J-1513843.58UDConS59.6565513.78UDConS66.03						
Story4B2576V40X60End-I-3004096.31UDConS515.53				0	UDConS57.48	
Story4B2576V40X60Middle	0		UDConS67.373296447.13		UDConS517.18	
Story4B2576V40X60End-J-3148163.46UDConS516.34				0	UDConS57.85	
Story4B2685V40X60End-I-3413635.49UDConS517.85				0	UDConS58.54	
Story4B2685V40X60Middle	0		UDConS67.374285970		UDConS422.99	
Story4B2685V40X60End-J-3563257.95UDConS518.71				0	UDConS58.93	
Story4B2794V40X60End-I-3442329.78UDConS518.02				0	UDConS58.61	
Story4B2794V40X60Middle	0		UDConS67.374220087.71		UDConS422.59	
Story4B2794V40X60End-J-3540517.33UDConS518.58				0	UDConS58.87	
Story4B28103V40X60End-I-3697253.11UDConS519.49				0	UDConS59.28	
Story4B28103V40X60Middle	0		UDConS67.374310851.06		UDConS523.14	
Story4B28103V40X60End-J-3802948.6UDConS520.11				0	UDConS59.56	
Story4B29112V40X60End-I-3582020.58UDConS518.82				0	UDConS58.98	
Story4B29112V40X60Middle	0		UDConS67.374341430.62		UDConS523.33	
Story4B29112V40X60End-J-3716953.58UDConS519.61				0	UDConS59.33	
Story4B30121V40X60End-I-2830989.89UDConS514.57654949.8UDConS67.37						
Story4B30121V40X60Middle	0		UDConS67.373250692.97		UDConS516.92	

Table 4.4 - Concrete Beam Flexure Envelope - ACI 318-14 (continued)

StoryLabel UniqueName Section Location	(-) Moment kgf-cm	(-) Combo	As Top cm2	(+) Moment kgf-cm	(+) Combo	As Bot cm2
Story4B30121V40X60End-J-3091641.54UDConS516.02				0	UDConS57.7	
Story4B31130V40X50End-I-1373223.69UDConS58.47375633.42UDConS66.03						
Story4B31130V40X50Middle	0		UDConS66.031127666.76UDConS56.89			
Story4B31130V40X50End-J-1555933.8UDConS59.66				0	UDConS66.03	
Story4B38137V40X50End-I-712046.21UDConS66.031033752.93UDConS56.53						
Story4B38137V40X50Middle-453380.45UDConS66.03232444.89UDConS66.03						
Story4B38137V40X50End-J-1232924.94UDConS57.8565316.03UDConS66.03						
Story4B39138V40X50End-I-1321315.71UDConS58.14275373.35UDConS66.03						
Story4B39138V40X50Middle-240614.47UDConS66.031247352.91UDConS47.65						
Story4B39138V40X50End-J-1758383.56UDConS511				0	UDConS66.03	
Story4B40139V40X50End-I-1688582.47UDConS510.58286785.05UDConS66.03						
Story4B40139V40X50Middle-233783.98UDConS66.031187945.47UDConS47.27						
Story4B40139V40X50End-J-1708998.93UDConS510.6759603.64UDConS66.03						
Story4B41140V40X50End-I-1689274.68UDConS510.62265725.38UDConS66.03						
Story4B41140V40X50Middle-222169.57UDConS66.031197142.42UDConS47.33						
Story4B41140V40X50End-J-1682811.1UDConS510.644737.13UDConS66.03						
Story4B42141V40X50End-I-1670978.78UDConS510.52261558.7UDConS66.03						
Story4B42141V40X50Middle-236053.08UDConS66.031190256.67UDConS47.29						
Story4B42141V40X50End-J-1722303.39UDConS510.9529189.61UDConS66.03						
Story4B43142V40X50End-I-1745836.03UDConS510.94240212.13UDConS66.03						
Story4B43142V40X50Middle-88471.01UDConS66.031276597.46UDConS47.84						
Story4B43142V40X50End-J-1294876.3UDConS58.2290406.98UDConS66.03						
Story4B44143V40X50End-I-1316033.02UDConS58.4408538.69UDConS66.03						
Story4B44143V40X50Middle-530213.98UDConS66.03553089.06UDConS66.03						
Story4B44143V40X50End-J-955652.19UDConS66.111069286.34UDConS56.83						
Story4B60173V40X50End-I-172640.31UDConS66.0349440.03UDConS66.03						
Story4B60173V40X50Middle-157681.86UDConS66.03				0	UDConS66.03	
Story4B60173V40X50End-J-290903.16UDConS66.03				0	UDConS66.03	
Story4B61174V40X50End-I-941713.1UDConS56.19				0	UDConS66.03	
Story4B61174V40X50Middle	0		UDConS66.03964421.59UDConS56.33			
Story4B61174V40X50End-J	0		UDConS66.031454283.22UDConS59.45			
Story4B62175V40X50End-I	0		UDConS66.031420198.52UDConS48.77			
Story4B62175V40X50Middle-396879.65UDConS66.03				0	UDConS66.03	
Story4B62175V40X50End-J-1576174.18UDConS59.92				0	UDConS66.03	
Story4B63176V40X50End-I-1593811.76UDConS510.19				0	UDConS66.03	
Story4B63176V40X50Middle	0		UDConS66.03307562.85UDConS66.03			
Story4B63176V40X50End-J	0		UDConS66.031215540.96UDConS57.74			
Story4B64177V40X50End-I	0		UDConS66.031167350.51UDConS57.14			
Story4B64177V40X50Middle-381680.41UDConS66.03				0	UDConS66.03	
Story4B64177V40X50End-J-1445559.41UDConS58.94				0	UDConS66.03	
Story4B65178V40X50End-I-1456363.56UDConS59.12				0	UDConS66.03	
Story4B65178V40X50Middle	0		UDConS66.03308035.36UDConS66.03			
Story4B65178V40X50End-J	0		UDConS66.031190131.99UDConS57.4			
Story4B66179V40X50End-I	0		UDConS66.031188000.13UDConS57.38			
Story4B66179V40X50Middle-371867.78UDConS66.03				0	UDConS66.03	
Story4B66179V40X50End-J-1450867.91UDConS59.07				0	UDConS66.03	
Story4B67180V40X50End-I-1446443.36UDConS58.94				0	UDConS66.03	
Story4B67180V40X50Middle	0		UDConS66.03309596.9UDConS66.03			
Story4B67180V40X50End-J	0	UDConS66.031164684.94UDConS47.13				

Table 4.4 - Concrete Beam Flexure Envelope - ACI 318-14 (continued)

StoryLabel UniqueName Section Location	(-) Moment kgf-cm	(-) Combo	As Top cm2	(+) Moment kgf-cm	(+) Combo	As Bot cm2
Story4B68181V40X50End-I	0		UDConS66.03	1157397.13	UDConS	57.36
Story4B68181V40X50Middle-377	299.63	UDConS66.03		0	UDConS	66.03
Story4B68181V40X50End-J-1457	919.61	UDConS59.29		0	UDConS	66.03
Story4B69182V40X50End-I-1454	306.8	UDConS59.11		0	UDConS	66.03
Story4B69182V40X50Middle	0		UDConS66.03	3780330.69	UDConS	66.03
Story4B69182V40X50End-J	0		UDConS66.03	1397070.11	UDConS	48.62
Story4B70183V40X50End-I	0		UDConS66.03	1505050.49	UDConS	59.77
Story4B70183V40X50Middle-201	999.68	UDConS66.03	982556.41	UDConS	56.43	
Story4B70183V40X50End-J-1044	476.36	UDConS56.82		0	UDConS	66.03
Story4B71184V40X50End-I-196	576.44	UDConS66.03		0	UDConS	66.03
Story4B71184V40X50Middle-155	313.5	UDConS66.03	33552.37	UDConS	66.03	
Story4B71184V40X50End-J-279	988.2	UDConS66.03	132205.66	UDConS	66.03	
Story4B74187V40X50End-I	0		UDConS66.03	1293936.22	UDConS	47.95
Story4B74187V40X50Middle	0		UDConS66.03	1515782.86	UDConS	59.4
Story4B74187V40X50End-J	0		UDConS66.03	1290676.5	UDConS	48.03
Story4B77190V40X50End-I	0		UDConS66.03	1310403.37	UDConS	48.06
Story4B77190V40X50Middle	0		UDConS66.03	1532891.22	UDConS	59.51
Story4B77190V40X50End-J	0		UDConS66.03	1306205.61	UDConS	48.13
Story4B80193V40X50End-I	0		UDConS66.03	1342983.01	UDConS	58.27
Story4B80193V40X50Middle	0		UDConS66.03	1588069.8	UDConS	59.87
Story4B80193V40X50End-J	0		UDConS66.03	1326910.03	UDConS	48.27
Story4B83196V40X50End-I	0		UDConS66.03	1352817.52	UDConS	58.33
Story4B83196V40X50Middle	0		UDConS66.03	1601670.26	UDConS	59.96
Story4B83196V40X50End-J	0		UDConS66.03	1331239.93	UDConS	48.3
Story4B86199V40X50End-I	0		UDConS66.03	1311059.52	UDConS	58.06
Story4B86199V40X50Middle	0		UDConS66.03	1543168.56	UDConS	59.58
Story4B86199V40X50End-J	0		UDConS66.03	1296999.71	UDConS	48.08
Story3B45144V40X50End-I-294	729.37	UDConS66.03	388475.35	UDConS	66.03	
Story3B45144V40X50Middle-309	390.84	UDConS66.03	87908.45	UDConS	66.03	
Story3B45144V40X50End-J-633	398.59	UDConS66.03	196012.05	UDConS	66.03	
Story3B46145V40X50End-I-1139	153.66	UDConS56.96	149281.88	UDConS	66.03	
Story3B46145V40X50Middle-973	86.03	UDConS66.03	1268674.06	UDConS	47.79	
Story3B46145V40X50End-J-1480	075.23	UDConS59.16		0	UDConS	66.03
Story3B47146V40X50End-I-1479	681.97	UDConS59.16	92960.78	UDConS	66.03	
Story3B47146V40X50Middle-103	624.62	UDConS66.03	1182438.26	UDConS	47.24	
Story3B47146V40X50End-J-1428	108.43	UDConS58.82		0	UDConS	66.03
Story3B48147V40X50End-I-1386	612.34	UDConS58.55	107848.19	UDConS	66.03	
Story3B48147V40X50Middle-928	72.24	UDConS66.03	1212197.95	UDConS	47.43	
Story3B48147V40X50End-J-1434	018.96	UDConS58.86		0	UDConS	66.03
Story3B49148V40X50End-I-1408	038.08	UDConS58.69	91540.35	UDConS	66.03	
Story3B49148V40X50Middle-954	46.6	UDConS66.03	1204003.7	UDConS	47.38	
Story3B49148V40X50End-J-1426	533.7	UDConS58.81		0	UDConS	66.03
Story3B50149V40X50End-I-1508	690.83	UDConS59.35	80337.76	UDConS	66.03	
Story3B50149V40X50Middle-216	07.33	UDConS66.03	1269213.68	UDConS	47.8	
Story3B50149V40X50End-J-1151	820.88	UDConS57.04		0	UDConS	66.03
Story3B51150V40X50End-I-477	572.82	UDConS66.03	202302.64	UDConS	66.03	
Story3B51150V40X50Middle-241	308.57	UDConS66.03	289659.57	UDConS	66.03	
Story3B51150V40X50End-J-468	682.52	UDConS66.03	546412.78	UDConS	66.03	
Story2B313V40X50End-I-1405	733.36	UDConS58.68	133881.12	UDConS	66.03	

Table 4.4 - Concrete Beam Flexure Envelope - ACI 318-14 (continued)

StoryLabel	UniqueName	Section	Location	(-) Moment kgf-cm	(-) Combo	As Top cm2	(+) Moment kgf-cm	(+) Combo	As Bot cm2
Story2	B313	V40X50	Middle	0			826.61	UDConS66.03	461
Story2	B313	V40X50	End-J	605785.38	UDConS66.03	239	803.35	UDConS66.03	
Story2	B515	V40X50	End-I	1259884.64	UDConS58.07	436	370.21	UDConS66.03	
Story2	B515	V40X50	Middle	231223.85	UDConS66.03	410	074.81	UDConS66.03	
Story2	B515	V40X50	End-J	1463619.51	UDConS59.65	395	623.51	UDConS66.03	
Story2	B681	V40X50	End-I	1062147.59	UDConS46.47	60	839.63	UDConS66.03	
Story2	B681	V40X50	Middle	0			749.69	UDConS66.03	317
Story2	B681	V40X50	End-J	457796.64	UDConS66.03		0	UDConS66.03	
Story2	B882	V40X50	End-I	11672.75	UDConS66.03	117	883.8	UDConS66.03	
Story2	B882	V40X50	Middle	0			694.55	UDConS66.03	312
Story2	B882	V40X50	End-J	1355743.85	UDConS58.35		0	UDConS66.03	
Story2	B990	V40X50	End-I	1835791.21	UDConS511.52	285	570.56	UDConS66.03	
Story2	B990	V40X50	Middle	0			467.26	UDConS66.03	355
Story2	B990	V40X50	End-J	1041036.96	UDConS56.34	339	167.07	UDConS66.03	
Story2	B1191	V40X50	End-I	1833932.52	UDConS511.55	605	765.82	UDConS66.03	
Story2	B1191	V40X50	Middle	172853.92	UDConS66.03	501	186.58	UDConS66.03	
Story2	B1191	V40X50	End-J	1946431.42	UDConS512.66		0	UDConS56.34	
Story2	B1299	V40X50	End-I	2082593	UDConS513.2		0	UDConS56.34	
Story2	B1299	V40X50	Middle	1031.86	UDConS66.03	101	9802.48	UDConS56.21	
Story2	B1299	V40X50	End-J	1229795.64	UDConS57.54	558	896.6	UDConS66.03	
Story2	B14100	V40X50	End-I	2179168.24	UDConS514.27	259	365.74	UDConS57.09	
Story2	B14100	V40X50	Middle	294012.05	UDConS66.03	982	526.72	UDConS56.52	
Story2	B14100	V40X50	End-J	2260692.86	UDConS515.12	79	778.57	UDConS57.67	
Story2	B15108	V40X50	End-I	1934119.59	UDConS512.19	336	872.55	UDConS66.03	
Story2	B15108	V40X50	Middle	0			429.95	UDConS66.03	358
Story2	B15108	V40X50	End-J	1101796.61	UDConS56.73	421	341.47	UDConS66.03	
Story2	B17109	V40X50	End-I	1932958.12	UDConS512.3	561	031.3	UDConS56.06	
Story2	B17109	V40X50	Middle	219764.17	UDConS66.03	539	401.02	UDConS66.03	
Story2	B17109	V40X50	End-J	2074639.19	UDConS513.65		0	UDConS56.87	
Story2	B18117	V40X50	End-I	1539811.09	UDConS59.55	407	166.18	UDConS66.03	
Story2	B18117	V40X50	Middle	0			910.08	UDConS66.03	338
Story2	B18117	V40X50	End-J	1324513.98	UDConS58.28	42	329.78	UDConS66.03	
Story2	B20118	V40X50	End-I	1356532.51	UDConS58.36	475	691.69	UDConS66.03	
Story2	B20118	V40X50	Middle	91273.11	UDConS66.03	356	303.99	UDConS66.03	
Story2	B20118	V40X50	End-J	1869878.17	UDConS512.08		0	UDConS66.03	
Story2	B21126	V40X50	End-I	1201918.1	UDConS57.58	435	272.08	UDConS66.03	
Story2	B21126	V40X50	Middle	15120.41	UDConS66.03	275	923.19	UDConS66.03	
Story2	B21126	V40X50	End-J	1094918.65	UDConS57.18	165	468.05	UDConS66.03	
Story2	B23127	V40X50	End-I	1065225.69	UDConS57.04	506	249.74	UDConS66.03	
Story2	B23127	V40X50	Middle	172732.53	UDConS66.03	283	428.19	UDConS66.03	
Story2	B23127	V40X50	End-J	1539299.26	UDConS510.35	162	883.86	UDConS66.03	
Story2	B38158	V40X50	End-I	649270.18	UDConS66.03	947	870.82	UDConS56.65	
Story2	B38158	V40X50	Middle	544100.66	UDConS66.03	183	426.78	UDConS66.03	
Story2	B38158	V40X50	End-J	1448270.54	UDConS59.82	471	080.31	UDConS66.03	
Story2	B39159	V40X50	End-I	1988465.41	UDConS514.5		0	UDConS58.14	
Story2	B39159	V40X50	Middle	117557.99	UDConS66.03	2100	018.13	UDConS515.24	
Story2	B39159	V40X50	End-J	2408072.68	UDConS515.47		0	UDConS57.38	
Story2	B40160	V40X50	End-I	1906937.94	UDConS513.7		0	UDConS57.62	
Story2	B40160	V40X50	Middle	189366.05	UDConS66.03	1184	161.98	UDConS59.05	

Table 4.4 - Concrete Beam Flexure Envelope - ACI 318-14 (continued)

StoryLabel	UniqueName	Section	Location	(-) Moment kgf-cm	(-) Combo	As Top cm2	(+) Moment kgf-cm	(+) Combo	As Bot cm2
Story2	B40160	V40X50	End-J	-1682149.98	UDConS5	12.04	0	UDConS	56.73
Story2	B41161	V40X50	End-I	-1732572.87	UDConS5	11.46	216645.04	UDConS	66.03
Story2	B41161	V40X50	Middle-1	-91763.05	UDConS	66.03	1379941.95	UDConS	48.51
Story2	B41161	V40X50	End-J	-1747073.35	UDConS5	11.37	0	UDConS	66.03
Story2	B42162	V40X50	End-I	-1746996.64	UDConS5	11.37	213874.52	UDConS	66.03
Story2	B42162	V40X50	Middle-2	-2339.15	UDConS	66.03	1370999.76	UDConS	48.45
Story2	B42162	V40X50	End-J	-1767516.32	UDConS5	11.69	0	UDConS	56.03
Story2	B43163	V40X50	End-I	-1812376.32	UDConS5	12.87	0	UDConS	57.1
Story2	B43163	V40X50	Middle-9	-2488.08	UDConS	66.03	1315799.18	UDConS	59.85
Story2	B43163	V40X50	End-J	-1482454.56	UDConS5	10.91	0	UDConS	56.29
Story2	B44164	V40X50	End-I	-1110484.28	UDConS	56.78	405031.42	UDConS	66.03
Story2	B44164	V40X50	Middle-4	-24138	UDConS	66.03	433097.09	UDConS	66.03
Story2	B44164	V40X50	End-J	-805813.45	UDConS	66.03	820959.78	UDConS	66.03
Story2	B45151	V40X50	End-I	-205741.72	UDConS	66.03	247968.73	UDConS	66.03
Story2	B45151	V40X50	Middle-1	-82445.53	UDConS	66.03	83313.87	UDConS	66.03
Story2	B45151	V40X50	End-J	-398983.76	UDConS	66.03	153495.84	UDConS	66.03
Story2	B46152	V40X50	End-I	-911855.26	UDConS	57.59	132900.24	UDConS	66.03
Story2	B46152	V40X50	Middle-2	-93558.3	UDConS	66.03	1200172.74	UDConS	59.37
Story2	B46152	V40X50	End-J	-1202851.3	UDConS	59.27	44243.13	UDConS	66.03
Story2	B47153	V40X50	End-I	-1179288.26	UDConS	58.56	103492	UDConS	66.03
Story2	B47153	V40X50	Middle-4	-3432.99	UDConS	66.03	1297726.96	UDConS	59.31
Story2	B47153	V40X50	End-J	-1539279.09	UDConS5	10.64	0	UDConS	66.03
Story2	B48154	V40X50	End-I	-1431345.28	UDConS	59.25	10833.69	UDConS	66.03
Story2	B48154	V40X50	Middle-3	-4042.09	UDConS	66.03	1373734.86	UDConS	48.47
Story2	B48154	V40X50	End-J	-1423072.35	UDConS5	9.01	0	UDConS	66.03
Story2	B49155	V40X50	End-I	-1414939.38	UDConS	59.13	13336.77	UDConS	66.03
Story2	B49155	V40X50	Middle-3	-4565.25	UDConS	66.03	1377430.05	UDConS	48.49
Story2	B49155	V40X50	End-J	-1427290.2	UDConS5	9.43	0	UDConS	66.03
Story2	B50156	V40X50	End-I	-1504116.72	UDConS5	10.69	0	UDConS	66.03
Story2	B50156	V40X50	Middle	0		UDConS	66.03	1278616.99	UDConS	59.46
Story2	B50156	V40X50	End-J	-1249542.65	UDConS5	9.27	0	UDConS	66.03
Story2	B51157	V40X50	End-I	-321133	UDConS	66.03	114944.33	UDConS	66.03
Story2	B51157	V40X50	Middle-1	-52463.13	UDConS	66.03	174516.3	UDConS	66.03
Story2	B51157	V40X50	End-J	-309436.28	UDConS	66.03	322716.98	UDConS	66.03
Story2	B72185	V40X50	End-I	0		UDConS	66.03	1287390.49	UDConS	47.91
Story2	B72185	V40X50	Middle	0		UDConS	66.03	1948389.18	UDConS	412.29
Story2	B72185	V40X50	End-J	0		UDConS	66.03	1293743.19	UDConS	48.16
Story2	B73186	V40X50	End-I	0		UDConS	66.03	1371700.03	UDConS	48.46
Story2	B73186	V40X50	Middle	0		UDConS	66.03	2143281.27	UDConS	413.74
Story2	B73186	V40X50	End-J	0		UDConS	66.03	1371699.95	UDConS	48.78
Story2	B75188	V40X50	End-I	0	UDConS6	0	1371699.95	UDConS	48.46
Story2	B75188	V40X50	Middle	0		UDConS	66.03	2143281.27	UDConS	413.62
Story2	B75188	V40X50	End-J	0		UDConS	66.03	1371700.03	UDConS	48.65
Story2	B76189	V40X50	End-I	0	UDConS6	0	1371700.03	UDConS	48.46
Story2	B76189	V40X50	Middle	0		UDConS	66.03	2143281.27	UDConS	413.62
Story2	B76189	V40X50	End-J	0		UDConS	66.03	1371699.95	UDConS	48.63
Story2	B78191	V40X50	End-I	0		UDConS	66.03	1371699.95	UDConS	48.46
Story2	B78191	V40X50	Middle	0		UDConS	66.03	2143281.27	UDConS	413.62
Story2	B78191	V40X50	End-J	0	UDConS6	6.03	1371700.03	UDConS	48.63	

Table 4.4 - Concrete Beam Flexure Envelope - ACI 318-14 (continued)

StoryLabel	UniqueName	Section	Location	(-) Moment kgf-cm	(-) Combo	As Top cm2	(+) Moment kgf-cm	(+) Combo	As Bot cm2
Story2B	79192	V40X50	End-I	0		UDConS	66.03137	100.03	UDConS48.46
Story2B	79192	V40X50	Middle	0		UDConS	66.03214	328	1.27UDConS413.62
Story2B	79192	V40X50	End-J	0		UDConS	66.03137	1699.95	UDConS48.64
Story2B	81194	V40X50	End-I	0		UDConS	66.03137	1699.95	UDConS48.46
Story2B	81194	V40X50	Middle	0		UDConS	66.03214	328	1.27UDConS413.62
Story2B	81194	V40X50	End-J	0		UDConS	66.03137	100.03	UDConS48.63
Story2B	82195	V40X50	End-I	0		UDConS	66.03137	100.03	UDConS48.46
Story2B	82195	V40X50	Middle	0		UDConS	66.03214	328	1.27UDConS413.62
Story2B	82195	V40X50	End-J	0		UDConS	66.03137	1699.95	UDConS48.64
Story2B	84197	V40X50	End-I	0	UDConS6	0	137	1699.95	UDConS48.46
Story2B	84197	V40X50	Middle	0		UDConS	66.03214	328	1.27UDConS413.62
Story2B	84197	V40X50	End-J	0		UDConS	66.03137	100.03	UDConS48.64
Story2B	85198	V40X50	End-I	0	UDConS6	0	137	100.03	UDConS48.46
Story2B	85198	V40X50	Middle	0		UDConS	66.03214	328	1.27UDConS413.62
Story2B	85198	V40X50	End-J	0		UDConS	66.03137	1699.95	UDConS48.65
Story2B	87200	V40X50	End-I	175	9640.06	UDConS	511.01	121	487.37UDConS66.03
Story2B	87200	V40X50	Middle	217	39.06	UDConS	66.03	355	944.91UDConS66.03
Story2B	87200	V40X50	End-J	135	2872.68	UDConS	58.33		0 UDConS66.03
Story2B	88201	V40X50	End-I	164	3606.49	UDConS	510.24	168	417.05UDConS66.03
Story2B	88201	V40X50	Middle	144	17.39	UDConS	66.03	365	037.8UDConS66.03
Story2B	88201	V40X50	End-J	137	6126.83	UDConS	58.49		0 UDConS66.03
Story2B	89202	V40X50	End-I	138	5780.79	UDConS	58.55	93	672.87UDConS66.03
Story2B	89202	V40X50	Middle	27	1265	UDConS	66.03		0 UDConS66.03
Story2B	89202	V40X50	End-J	28	5154.95	UDConS	66.03	174	596.12UDConS66.03
Story2B	90	3	V40X50	End-I	0	UDConS6	0	122	836.84UDConS57.53
Story2B	90	3	V40X50	Middle	0	UDConS6	0	137	516.12UDConS58.46
Story2B	90	3	V40X50	End-J	0	UDConS6	0	75	544.42UDConS66.03
Story2B	5841	V40X50	End-I	17	0990.84	UDConS	66.03		0 UDConS6 0
Story2B	5841	V40X50	Middle	162	2193.62	UDConS	510.1		0 UDConS6 0
Story2B	5841	V40X50	End-J	17	0990.84	UDConS	66.03		0 UDConS6 0
Story2B	442	V40X50	End-I	0	UDConS6	00		UDConS6	0
Story2B	442	V40X50	Middle	221	3268.5	UDConS	514.1		0 UDConS6 0
Story2B	442	V40X50	End-J	299	5801.63	UDConS	519.75		0 UDConS6 0
Story2B	1044	V40X50	End-I	299	5801.63	UDConS	519.75		0 UDConS6 0
Story2B	1044	V40X50	Middle	221	3268.5	UDConS	514.1		0 UDConS6 0
Story2B	1044	V40X50	End-J	0	UDConS6	00		UDConS6	0
Story1B	32131	V40X50	End-I	107	9278.94	UDConS	56.58	360	457.92UDConS66.03
Story1B	32131	V40X50	Middle	102	365.99	UDConS	66.03	156	5313.58UDConS49.72
Story1B	32131	V40X50	End-J	181	9034.29	UDConS	511.41		0 UDConS66.03
Story1B	33132	V40X50	End-I	161	5235.21	UDConS	510.19	76	111.59UDConS66.03
Story1B	33132	V40X50	Middle	112	385.2	UDConS	66.03	136	2574.71UDConS48.4
Story1B	33132	V40X50	End-J	156	9283.94	UDConS	59.75		0 UDConS66.03
Story1B	34133	V40X50	End-I	155	9437.66	UDConS	59.68	116	697.46UDConS66.03
Story1B	34133	V40X50	Middle	111	415.33	UDConS	66.03	138	7990.03UDConS48.56
Story1B	34133	V40X50	End-J	159	6435.67	UDConS	59.95		0 UDConS66.03
Story1B	35134	V40X50	End-I	155	8844.49	UDConS	59.68	113	377.73UDConS66.03
Story1B	35134	V40X50	Middle	126	554.38	UDConS	66.03	137	4873.75UDConS48.48
Story1B	35134	V40X50	End-J	163	4461.32	UDConS	510.47		0 UDConS66.03
Story1B	36135	V40X50	End-I	164	2292.63	UDConS	510.26	89	791.63UDConS66.03

Table 4.4 - Concrete Beam Flexure Envelope - ACI 318-14 (continued)

StoryLabel	UniqueName	Section	Location	(-) Moment kgf-cm	(-) Combo	As Top cm2	(+) Moment kgf-cm	(+) Combo	As Bot cm2
Story1	B36135	V40X50	Middle	0		UDConS	66.03	145422	6.91 UDConS	48.99
Story1	B36135	V40X50	End-J	1250334.83	UDConS	58.2			0	UDConS	66.03
Story1	B37136	V40X50	End-I	976700.05	UDConS	56.39	143292.78	UDConS	66.03		
Story1	B37136	V40X50	Middle	288627.23	UDConS	66.03	289490.19	UDConS	66.03		
Story1	B37136	V40X50	End-J	511424.22	UDConS	66.03	559181.92	UDConS	66.03		
Story1	B52165	V40X50	End-I	1226340.14	UDConS	57.52	385580.28	UDConS	66.03		
Story1	B52165	V40X50	Middle	145280.51	UDConS	66.03	1487936.05	UDConS	49.21		
Story1	B52165	V40X50	End-J	1841462.48	UDConS	511.56			0	UDConS	66.03
Story1	B53166	V40X50	End-I	1625398.09	UDConS	510.12	108689.36	UDConS	66.03		
Story1	B53166	V40X50	Middle	130659.61	UDConS	66.03	1374835.98	UDConS	48.48		
Story1	B53166	V40X50	End-J	1615963.1	UDConS	510.06			0	UDConS	66.03
Story1	B54167	V40X50	End-I	1596008.53	UDConS	59.92	136703.83	UDConS	66.03		
Story1	B54167	V40X50	Middle	126301.71	UDConS	66.03	1385965.78	UDConS	48.55		
Story1	B54167	V40X50	End-J	1627855.23	UDConS	510.34			0	UDConS	66.03
Story1	B55168	V40X50	End-I	1588363.94	UDConS	59.87	132719.74	UDConS	66.03		
Story1	B55168	V40X50	Middle	141747.1	UDConS	66.03	1374051.58	UDConS	48.47		
Story1	B55168	V40X50	End-J	1666683.93	UDConS	510.82			0	UDConS	66.03
Story1	B56169	V40X50	End-I	1671741.03	UDConS	510.56	108338.19	UDConS	66.03		
Story1	B56169	V40X50	Middle	0		UDConS	66.03	145320	3.82 UDConS	48.99
Story1	B56169	V40X50	End-J	1276111.26	UDConS	58.46			0	UDConS	66.03
Story1	B57170	V40X50	End-I	1015984.34	UDConS	56.69	175535.73	UDConS	66.03		
Story1	B57170	V40X50	Middle	316203.63	UDConS	66.03	317025.5	UDConS	66.03		
Story1	B57170	V40X50	End-J	562928.57	UDConS	66.03	609643.79	UDConS	66.03		

Table 4.5 - Concrete Beam Shear Envelope - ACI 318-14 (Part 1 of 2)

StoryLabel	UniqueName	Section	Location	V kgf	V Combo	At cm2/cm	T for At kgf-cm	T for At Combo	At Torsion cm2/cm
Story4	B24171	V40X50	End-I	6007.43	UDConS	60.033	546512.33	UDConS	50.013			
Story4	B24171	V40X50	Middle	230.59	UDConS	30.033	51234	22.33	UDConS	50.0246		
Story4	B24171	V40X50	End-J	6919.35	UDConS	20.033	51234	22.33	UDConS	50.0246		
Story4	B2576	V40X60	End-I	23959.28	UDConS	50.058	410	2133.32	UDConS	50.0226		
Story4	B2576	V40X60	Middle	16547.48	UDConS	50.015	715	7120.24	UDConS	50.0289		
Story4	B2576	V40X60	End-J	20006.21	UDConS	50.064	515	7120.24	UDConS	50.0289		
Story4	B2685	V40X60	End-I	28105.46	UDConS	50.082	42983	7.93	UDConS	6		0
Story4	B2685	V40X60	Middle	20971.82	UDConS	50.041	21222	34.41	UDConS	50.0153		
Story4	B2685	V40X60	End-J	28632.4	UDConS	50.085	41222	34.41	UDConS	50.0153		
Story4	B2794	V40X60	End-I	27650.88	UDConS	50.079	72543	6.2	UDConS	6		0
Story4	B2794	V40X60	Middle	20119.54	UDConS	50.036	31128	55.88	UDConS	50.0139		
Story4	B2794	V40X60	End-J	22660.69	UDConS	50.083	61128	55.88	UDConS	50.0139		
Story4	B28103	V40X60	End-I	28257.03	UDConS	50.083	22551	5.03	UDConS	6		0
Story4	B28103	V40X60	Middle	20675.01	UDConS	50.039	51102	71.38	UDConS	50.013		
Story4	B28103	V40X60	End-J	23430.64	UDConS	50.089	21102	71.38	UDConS	50.013		
Story4	B29112	V40X60	End-I	28284.67	UDConS	50.083	43399	5.12	UDConS	6		0
Story4	B29112	V40X60	Middle	20825.15	UDConS	50.040	31180	77.26	UDConS	50.014		
Story4	B29112	V40X60	End-J	23285.63	UDConS	50.088	11180	77.26	UDConS	50.014		
Story4	B30121	V40X60	End-I	23976.65	UDConS	50.058	51240	3.03	UDConS	50.0271		
Story4	B30121	V40X60	Middle	16934.2	UDConS	50.017	91688	47.4	UDConS	50.0309		
Story4	B30121	V40X60	End-J	19873.49	UDConS	50.063	51688	47.4	UDConS	50.0309		

Table 4.5 - Concrete Beam Shear Envelope - ACI 318-14 (Part 1 of 2, continued)

StoryLabel	UniqueName	Section	Location	V kgf	V Combo	At cm2/cm	T for At kgf-cm	T for At Combo	At Torsion cm2/cm
Story4	B31130	V40X50	End-I	5973.86	UDConS6	0.03351	8173.3	UDConS5	0.0155				
Story4	B31130	V40X50	Middle	54.54	UDConS2	0.03351	34017.86	UDConS5	0.0268				
Story4	B31130	V40X50	End-J	7367.49	UDConS2	0.01121	34017.86	UDConS5	0.0268				
Story4	B38137	V40X50	End-I	9488.59	UDConS5	0.06696	9039.41	UDConS5	0.0172				
Story4	B38137	V40X50	Middle	11043.79	UDConS5	0.07796	9039.41	UDConS5	0.0172				
Story4	B38137	V40X50	End-J	11665.87	UDConS5	0.08236	9039.41	UDConS5	0.0172				
Story4	B39138	V40X50	End-I	7953.09	UDConS6	0.05613	3352.3	UDConS6					0
Story4	B39138	V40X50	Middle	7814.14	UDConS6	0.05513	3352.3	UDConS6					0
Story4	B39138	V40X50	End-J	8416.06	UDConS6	0.05943	3352.3	UDConS6					0
Story4	B40139	V40X50	End-I	8084.64	UDConS6	0.05747	100.64	UDConS6					0
Story4	B40139	V40X50	Middle	7534.77	UDConS6	0.05324	7100.64	UDConS6					0
Story4	B40139	V40X50	End-J	8136.69	UDConS6	0.05744	7100.64	UDConS6					0
Story4	B41140	V40X50	End-I	8123.89	UDConS6	0.05732	7473.71	UDConS6					0
Story4	B41140	V40X50	Middle	7521.97	UDConS6	0.05312	7473.71	UDConS6					0
Story4	B41140	V40X50	End-J	8123.26	UDConS6	0.05732	7473.71	UDConS6					0
Story4	B42141	V40X50	End-I	8187.98	UDConS6	0.05781	9894.61	UDConS6					0
Story4	B42141	V40X50	Middle	7645.52	UDConS6	0.05391	9894.61	UDConS6					0
Story4	B42141	V40X50	End-J	8247.44	UDConS6	0.05821	9894.61	UDConS6					0
Story4	B43142	V40X50	End-I	8441.44	UDConS6	0.05967	0370.37	UDConS5	0.0161				
Story4	B43142	V40X50	Middle	7839.52	UDConS6	0.05537	0370.37	UDConS5	0.0161				
Story4	B43142	V40X50	End-J	7909.72	UDConS6	0.05587	0370.37	UDConS5	0.0161				
Story4	B44143	V40X50	End-I	11828.23	UDConS5	0.08348	2134.5	UDConS5	0.0224				
Story4	B44143	V40X50	Middle	10843.27	UDConS5	0.07658	2134.5	UDConS5	0.0224				
Story4	B44143	V40X50	End-J	9529.99	UDConS5	0.06728	2134.5	UDConS5	0.0224				
Story4	B60173	V40X50	End-I	7490.12	UDConS5	0.05281	6348.92	UDConS6					0
Story4	B60173	V40X50	Middle	8231.83	UDConS5	0.05811	6348.92	UDConS6					0
Story4	B60173	V40X50	End-J	8923.03	UDConS5	0.06291	6348.92	UDConS6					0
Story4	B61174	V40X50	End-I	15560.63	UDConS5	0.10984	5018.42	UDConS6					0
Story4	B61174	V40X50	Middle	14869.43	UDConS5	0.10494	5018.42	UDConS6					0
Story4	B61174	V40X50	End-J	13141.43	UDConS5	0.09274	5018.42	UDConS6					0
Story4	B62175	V40X50	End-I	16199.57	UDConS5	0.11432	5447.23	UDConS6					0
Story4	B62175	V40X50	Middle	17927.57	UDConS5	0.12652	5447.23	UDConS6					0
Story4	B62175	V40X50	End-J	18618.77	UDConS5	0.13132	5447.23	UDConS6					0
Story4	B63176	V40X50	End-I	17638.97	UDConS5	0.12442	1021.07	UDConS6					0
Story4	B63176	V40X50	Middle	16947.77	UDConS5	0.11962	1021.07	UDConS6					0
Story4	B63176	V40X50	End-J	15219.77	UDConS5	0.10742	1021.07	UDConS6					0
Story4	B64177	V40X50	End-I	13829.41	UDConS5	0.09764	4182.91	UDConS6					0
Story4	B64177	V40X50	Middle	15557.41	UDConS5	0.10984	4182.91	UDConS6					0
Story4	B64177	V40X50	End-J	16248.61	UDConS5	0.11464	4182.91	UDConS6					0
Story4	B65178	V40X50	End-I	16591.64	UDConS5	0.1173	8024.54	UDConS6					0
Story4	B65178	V40X50	Middle	15900.44	UDConS5	0.11223	8024.54	UDConS6					0
Story4	B65178	V40X50	End-J	14172.44	UDConS5	0.1	38024.54	UDConS6					0
Story4	B66179	V40X50	End-I	14158.61	UDConS5	0.09995	4982.7	UDConS6					0
Story4	B66179	V40X50	Middle	15886.61	UDConS5	0.11215	4982.7	UDConS6					0
Story4	B66179	V40X50	End-J	16577.81	UDConS5	0.1175	4982.7	UDConS6					0
Story4	B67180	V40X50	End-I	16331.12	UDConS5	0.11525	3948.94	UDConS6					0
Story4	B67180	V40X50	Middle	15639.92	UDConS5	0.11035	3948.94	UDConS6					0
Story4	B67180	V40X50	End-J	13911.92	UDConS5	0.09815	3948.94	UDConS6					0

Table 4.5 - Concrete Beam Shear Envelope - ACI 318-14 (Part 1 of 2, continued)

StoryLabel	UniqueName	Section	Location	V kgf	V Combo	At cm2/cm	T for At kgf-cm	T for At Combo	At Torsion cm2/cm
Story4B	68181	V40X50	End-I	14238.69	UDConS50.1004	44375.86	UDConS6			0
Story4B	68181	V40X50	Middle	15966.69	UDConS50.1126	44375.86	UDConS6			0
Story4B	68181	V40X50	End-J	16657.89	UDConS50.1175	44375.86	UDConS6			0
Story4B	69182	V40X50	End-I	17789.2	UDConS50.1255	45544.16	UDConS6			0
Story4B	69182	V40X50	Middle	17098	UDConS50.1206	45544.16	UDConS6			0
Story4B	69182	V40X50	End-J	15370	UDConS50.1084	45544.16	UDConS6			0
Story4B	70183	V40X50	End-I	13897.02	UDConS50.0983	2609.96	UDConS6			0
Story4B	70183	V40X50	Middle	15625.02	UDConS50.1102	32609.96	UDConS6			0
Story4B	70183	V40X50	End-J	16316.22	UDConS50.1151	32609.96	UDConS6			0
Story4B	71184	V40X50	End-I	8715.62	UDConS50.0615	20884	UDConS6			0
Story4B	71184	V40X50	Middle	7747.94	UDConS50.0547	20884	UDConS6			0
Story4B	71184	V40X50	End-J	7185.86	UDConS50.0507	20884	UDConS6			0
Story4B	74187	V40X50	End-I	7276.55	UDConS50.0335	17580.45	UDConS6			0
Story4B	74187	V40X50	Middle	6007.96	UDConS50.0335	16249.27	UDConS6			0
Story4B	74187	V40X50	End-J	9917.01	UDConS50.0335	16249.27	UDConS6			0
Story4B	77190	V40X50	End-I	7355.79	UDConS50.0335	13473.46	UDConS6			0
Story4B	77190	V40X50	Middle	5936.52	UDConS50.0335	25740.99	UDConS6			0
Story4B	77190	V40X50	End-J	9988.45	UDConS50.0335	25740.99	UDConS6			0
Story4B	30193	V40X50	End-I	6108.4	UDConS50.0335	7882.79	UDConS6			0
Story4B	30193	V40X50	Middle	7156.6	UDConS50.0335	30614.03	UDConS6			0
Story4B	30193	V40X50	End-J	6666.99	UDConS60.0335	30614.03	UDConS6			0
Story4B	33196	V40X50	End-I	6130.54	UDConS50.0335	6199.29	UDConS6			0
Story4B	33196	V40X50	Middle	7136.55	UDConS50.0335	28284.64	UDConS6			0
Story4B	33196	V40X50	End-J	6676.2	UDConS60.0335	28284.64	UDConS6			0
Story4B	36199	V40X50	End-I	7324.5	UDConS50.0335	11799.08	UDConS6			0
Story4B	36199	V40X50	Middle	5977.32	UDConS50.0335	45580.9	UDConS50.0104			
Story4B	36199	V40X50	End-J	9144.17	UDConS40.0335	45580.9	UDConS50.0104			
Story3B	45144	V40X50	End-I	8338.69	UDConS50.0588	76458.92	UDConS50.0191			
Story3B	45144	V40X50	Middle	9893.89	UDConS50.0698	76458.92	UDConS50.0191			
Story3B	45144	V40X50	End-J	10515.97	UDConS50.0742	76458.92	UDConS50.0191			
Story3B	46145	V40X50	End-I	7528.77	UDConS60.0531	41060.38	UDConS6			0
Story3B	46145	V40X50	Middle	7306.57	UDConS60.0515	41060.38	UDConS6			0
Story3B	46145	V40X50	End-J	7908.49	UDConS60.0558	41060.38	UDConS6			0
Story3B	47146	V40X50	End-I	7758.77	UDConS60.0547	38390.01	UDConS6			0
Story3B	47146	V40X50	Middle	7156.85	UDConS60.0505	38390.01	UDConS6			0
Story3B	47146	V40X50	End-J	7713.05	UDConS60.0544	38390.01	UDConS6			0
Story3B	48147	V40X50	End-I	7639.22	UDConS60.0539	42559.61	UDConS6			0
Story3B	48147	V40X50	Middle	7096.6	UDConS60.0501	42559.61	UDConS6			0
Story3B	48147	V40X50	End-J	7698.52	UDConS60.0543	42559.61	UDConS6			0
Story3B	49148	V40X50	End-I	7648.87	UDConS60.0543	8748.45	UDConS6			0
Story3B	49148	V40X50	Middle	7069.63	UDConS60.0499	38748.45	UDConS6			0
Story3B	49148	V40X50	End-J	7671.55	UDConS60.0541	38748.45	UDConS6			0
Story3B	50149	V40X50	End-I	8004.04	UDConS60.0565	77614.97	UDConS50.0157			
Story3B	50149	V40X50	Middle	7402.12	UDConS60.0522	77614.97	UDConS50.0157			
Story3B	50149	V40X50	End-J	7556.74	UDConS60.0533	77614.97	UDConS50.0157			
Story3B	51150	V40X50	End-I	9816.43	UDConS50.0693	109980.47	UDConS50.025			
Story3B	51150	V40X50	Middle	8831.47	UDConS50.0623	109980.47	UDConS50.025			
Story3B	51150	V40X50	End-J	7518.19	UDConS50.0531	09980.47	UDConS50.025			

Table 4.5 - Concrete Beam Shear Envelope - ACI 318-14 (Part 1 of 2, continued)

StoryLabel	UniqueName	Section	Location	V kgf	V Combo	At cm2/cm	T for At kgf-cm	T for At Combo	At Torsion cm2/cm
Story2	B313	V40X50	End-I	8392.51	UDConS6	0.059212	8775.66	UDConS5	0.031
Story2	B313	V40X50	Middle	6834.14	UDConS6	0.048213	3787.78	UDConS5	0.0325
Story2	B313	V40X50	End-J	7418.44	UDConS6	0.052313	3787.78	UDConS5	0.0325
Story2	B515	V40X50	End-I	7430.88	UDConS6	0.052477	08.81	UDConS5	0.0158
Story2	B515	V40X50	Middle	6047.29	UDConS6	0.042777	08.81	UDConS5	0.0158
Story2	B515	V40X50	End-J	7605.66	UDConS6	0.053777	08.81	UDConS5	0.0158
Story2	B681	V40X50	End-I	6800.18	UDConS6	0.033557	880.47	UDConS6	0
Story2	B681	V40X50	Middle	7663.52	UDConS5	0.033557	880.47	UDConS6	0
Story2	B681	V40X50	End-J	8076.31	UDConS6	0.033557	880.47	UDConS6	0
Story2	B382	V40X50	End-I	7051.63	UDConS6	0.033554	004.27	UDConS5	0.0115
Story2	B382	V40X50	Middle	6444.08	UDConS6	0.033554	004.27	UDConS5	0.0115
Story2	B382	V40X50	End-J	8917.08	UDConS6	0.033554	004.27	UDConS5	0.0115
Story2	B990	V40X50	End-I	10155.12	UDConS6	0.071651	537.48	UDConS6	0
Story2	B990	V40X50	Middle	7682.12	UDConS6	0.054251	537.48	UDConS6	0
Story2	B990	V40X50	End-J	9124.74	UDConS6	0.064451	537.48	UDConS6	0
Story2	B1191	V40X50	End-I	9861.92	UDConS6	0.069633	226.13	UDConS6	0
Story2	B1191	V40X50	Middle	7560.33	UDConS6	0.053333	226.13	UDConS6	0
Story2	B1191	V40X50	End-J	10033.33	UDConS6	0.070833	226.13	UDConS6	0
Story2	B1299	V40X50	End-I	10640.65	UDConS6	0.075151	502.82	UDConS6	0
Story2	B1299	V40X50	Middle	8167.65	UDConS6	0.057651	502.82	UDConS6	0
Story2	B1299	V40X50	End-J	9541.29	UDConS6	0.067351	502.82	UDConS6	0
Story2	B14100	V40X50	End-I	10823.32	UDConS6	0.076434	518.66	UDConS6	0
Story2	B14100	V40X50	Middle	8514.26	UDConS6	0.060134	518.66	UDConS6	0
Story2	B14100	V40X50	End-J	10987.26	UDConS6	0.077534	518.66	UDConS6	0
Story2	B15108	V40X50	End-I	10354.08	UDConS6	0.07354	107.49	UDConS6	0
Story2	B15108	V40X50	Middle	7881.08	UDConS6	0.055654	107.49	UDConS6	0
Story2	B15108	V40X50	End-J	9285.86	UDConS6	0.065554	107.49	UDConS6	0
Story2	B17109	V40X50	End-I	10111.12	UDConS6	0.071332	335.12	UDConS6	0
Story2	B17109	V40X50	Middle	7855.15	UDConS6	0.055432	335.12	UDConS6	0
Story2	B17109	V40X50	End-J	10328.15	UDConS6	0.072932	335.12	UDConS6	0
Story2	B18117	V40X50	End-I	9249.3	UDConS6	0.065337	354.84	UDConS6	0
Story2	B18117	V40X50	Middle	6730.58	UDConS6	0.047537	354.84	UDConS6	0
Story2	B18117	V40X50	End-J	9101.76	UDConS6	0.064237	354.84	UDConS6	0
Story2	B20118	V40X50	End-I	9538.66	UDConS6	0.067334	304.26	UDConS6	0
Story2	B20118	V40X50	Middle	7684.12	UDConS6	0.054234	304.26	UDConS6	0
Story2	B20118	V40X50	End-J	10202.84	UDConS6	0.07234	304.26	UDConS6	0
Story2	B21126	V40X50	End-I	6989.77	UDConS6	0.049360	251.19	UDConS6	0
Story2	B21126	V40X50	Middle	5422.7	UDConS6	0.038360	251.19	UDConS6	0
Story2	B21126	V40X50	End-J	7026.79	UDConS6	0.049660	251.19	UDConS6	0
Story2	B23127	V40X50	End-I	7460.75	UDConS6	0.052637	572.14	UDConS6	0
Story2	B23127	V40X50	Middle	6522.2	UDConS6	0.04637	572.14	UDConS6	0
Story2	B23127	V40X50	End-J	8126.29	UDConS6	0.057337	572.14	UDConS6	0
Story2	B38158	V40X50	End-I	11326.05	UDConS5	0.079910	4263.79	UDConS5	0.0196
Story2	B38158	V40X50	Middle	12881.25	UDConS5	0.090910	4263.79	UDConS5	0.0196
Story2	B38158	V40X50	End-J	13503.33	UDConS5	0.095310	4263.79	UDConS5	0.0196
Story2	B39159	V40X50	End-I	11546.07	UDConS6	0.08154	5635.4	UDConS6	0
Story2	B39159	V40X50	Middle	11521.45	UDConS6	0.08134	5635.4	UDConS6	0
Story2	B39159	V40X50	End-J	12123.37	UDConS6	0.08554	5635.4	UDConS6	0

Table 4.5 - Concrete Beam Shear Envelope - ACI 318-14 (Part 1 of 2, continued)

StoryLabel	UniqueName	Section	Location	V kgf	V Combo	At cm2/cm	T for At kgf-cm	T for At Combo	At Torsion cm2/cm
Story2	B40	160V40X50	End-I	9576.85	UDConS6	0.06765	8221.72	UDConS5	0.0109
Story2	B40	160V40X50	Middle	8974.93	UDConS6	0.06335	8221.72	UDConS5	0.0109
Story2	B40	160V40X50	End-J	9307.62	UDConS6	0.06575	8221.72	UDConS5	0.0109
Story2	B41	161V40X50	End-I	8654.25	UDConS6	0.06113	5077.4	UDConS6	0
Story2	B41	161V40X50	Middle	8068.16	UDConS6	0.0569	5077.4	UDConS6	0
Story2	B41	161V40X50	End-J	8670.08	UDConS6	0.06123	5077.4	UDConS6	0
Story2	B42	162V40X50	End-I	8713.06	UDConS6	0.06153	1451.69	UDConS6	0
Story2	B42	162V40X50	Middle	8129.47	UDConS6	0.05743	1451.69	UDConS6	0
Story2	B42	162V40X50	End-J	8731.39	UDConS6	0.06163	1451.69	UDConS6	0
Story2	B43	163V40X50	End-I	9279.35	UDConS6	0.06556	7722.08	UDConS5	0.0133
Story2	B43	163V40X50	Middle	8677.43	UDConS6	0.06126	7722.08	UDConS5	0.0133
Story2	B43	163V40X50	End-J	8927.98	UDConS6	0.0636	7722.08	UDConS5	0.0133
Story2	B44	164V40X50	End-I	9980.32	UDConS5	0.07043	5918.88	UDConS6	0
Story2	B44	164V40X50	Middle	8995.36	UDConS5	0.06353	5918.88	UDConS6	0
Story2	B44	164V40X50	End-J	7868.68	UDConS5	0.05553	5918.88	UDConS6	0
Story2	B45	151V40X50	End-I	7986.83	UDConS5	0.05631	04700.51	UDConS5	0.0187
Story2	B45	151V40X50	Middle	9044.24	UDConS5	0.0638	104700.51	UDConS5	0.0187
Story2	B45	151V40X50	End-J	9666.32	UDConS5	0.0682	104700.51	UDConS5	0.0187
Story2	B46	152V40X50	End-I	6467.51	UDConS6	0.03355	9683.96	UDConS6	0
Story2	B46	152V40X50	Middle	9408.47	UDConS6	0.03355	9683.96	UDConS6	0
Story2	B46	152V40X50	End-J	16308.32	UDConS5	0.0352	59683.96	UDConS6	0
Story2	B47	153V40X50	End-I	8228.47	UDConS6	0.0585	9136.53	UDConS5	0.0091
Story2	B47	153V40X50	Middle	8063.28	UDConS6	0.05695	3039.87	UDConS5	0.0091
Story2	B47	153V40X50	End-J	8665.2	UDConS6	0.06115	3039.87	UDConS5	0.0091
Story2	B48	154V40X50	End-I	8080.2	UDConS6	0.05748	357.72	UDConS6	0
Story2	B48	154V40X50	Middle	7478.28	UDConS6	0.05284	8357.72	UDConS6	0
Story2	B48	154V40X50	End-J	8069.7	UDConS6	0.05694	8357.72	UDConS6	0
Story2	B49	155V40X50	End-I	8116.72	UDConS6	0.05734	2777.91	UDConS6	0
Story2	B49	155V40X50	Middle	7527.06	UDConS6	0.05314	2777.91	UDConS6	0
Story2	B49	155V40X50	End-J	8128.98	UDConS6	0.05734	2777.91	UDConS6	0
Story2	B50	156V40X50	End-I	8612.59	UDConS6	0.06086	8403.3	UDConS5	0.0111
Story2	B50	156V40X50	Middle	8010.67	UDConS6	0.05656	8403.3	UDConS5	0.0111
Story2	B50	156V40X50	End-J	8316.87	UDConS6	0.05876	8403.3	UDConS5	0.0111
Story2	B51	157V40X50	End-I	9378.82	UDConS5	0.06622	9692.49	UDConS6	0
Story2	B51	157V40X50	Middle	8393.86	UDConS5	0.0592	9692.49	UDConS6	0
Story2	B51	157V40X50	End-J	7614.43	UDConS5	0.05372	9692.49	UDConS6	0
Story2	B72	185V40X50	End-I	9798.18	UDConS5	0.00651	34562.22	UDConS5	0.0383
Story2	B72	185V40X50	Middle	3430.19	UDConS6	0.00251	34562.22	UDConS5	0.0383
Story2	B72	185V40X50	End-J	9823.18	UDConS5	0.00681	06173.8	UDConS5	0.03
Story2	B73	186V40X50	End-I	6275.65	UDConS6	0.03359	226.26	UDConS6	0
Story2	B73	186V40X50	Middle	7546.91	UDConS5	0.03359	226.26	UDConS6	0
Story2	B73	186V40X50	End-J	8140.16	UDConS6	0.03359	226.26	UDConS6	0
Story2	B75	188V40X50	End-I	7841.46	UDConS5	0.03352	2118.16	UDConS6	0
Story2	B75	188V40X50	Middle	5807.46	UDConS5	0.03352	2118.16	UDConS6	0
Story2	B75	188V40X50	End-J	6400.71	UDConS6	0.03352	2118.16	UDConS6	0
Story2	B76	189V40X50	End-I	7841.46	UDConS5	0.03351	2055.46	UDConS6	0
Story2	B76	189V40X50	Middle	5807.46	UDConS5	0.03351	2055.46	UDConS6	0
Story2	B76	189V40X50	End-J	6400.71	UDConS6	0.03351	2055.46	UDConS6	0

Table 4.5 - Concrete Beam Shear Envelope - ACI 318-14 (Part 1 of 2, continued)

StoryLabel	UniqueName	Section	Location	V kgf	V Combo	At cm2/cm	T for At kgf-cm	T for At Combo	At Torsion cm2/cm
Story2B	78191	V40X50	End-I	7841.46	UDConS5	0.03352	2739.61	UDConS6	0
Story2B	78191	V40X50	Middle	5807.46	UDConS5	0.03352	2739.61	UDConS6	0
Story2B	78191	V40X50	End-J	6400.71	UDConS6	0.03352	2739.61	UDConS6	0
Story2B	79192	V40X50	End-I	6275.65	UDConS6	0.03351	6033.23	UDConS6	0
Story2B	79192	V40X50	Middle	7546.91	UDConS5	0.03351	6033.23	UDConS6	0
Story2B	79192	V40X50	End-J	8140.16	UDConS6	0.03351	6033.23	UDConS6	0
Story2B	31194	V40X50	End-I	7841.46	UDConS5	0.03352	2435.04	UDConS6	0
Story2B	31194	V40X50	Middle	5807.46	UDConS5	0.03352	2435.04	UDConS6	0
Story2B	31194	V40X50	End-J	6400.71	UDConS6	0.03352	2435.04	UDConS6	0
Story2B	32195	V40X50	End-I	6275.65	UDConS6	0.03351	6436.89	UDConS6	0
Story2B	32195	V40X50	Middle	7546.91	UDConS5	0.03351	6436.89	UDConS6	0
Story2B	32195	V40X50	End-J	8140.16	UDConS6	0.03351	6436.89	UDConS6	0
Story2B	34197	V40X50	End-I	7841.46	UDConS5	0.03352	1747.5	UDConS6	0
Story2B	34197	V40X50	Middle	5807.46	UDConS5	0.03352	1747.5	UDConS6	0
Story2B	34197	V40X50	End-J	6400.71	UDConS6	0.03352	1747.5	UDConS6	0
Story2B	35198	V40X50	End-I	7841.46	UDConS5	0.03351	3554.41	UDConS6	0
Story2B	35198	V40X50	Middle	5807.46	UDConS5	0.03351	3554.41	UDConS6	0
Story2B	35198	V40X50	End-J	6400.71	UDConS6	0.03351	3554.41	UDConS6	0
Story2B	37200	V40X50	End-I	7948.15	UDConS6	0.05611	5836.22	UDConS6	0
Story2B	37200	V40X50	Middle	5995.36	UDConS6	0.04231	5836.22	UDConS6	0
Story2B	37200	V40X50	End-J	7492.6	UDConS6	0.05291	5836.22	UDConS6	0
Story2B	38201	V40X50	End-I	6150.76	UDConS6	0.03352	6732.41	UDConS6	0
Story2B	38201	V40X50	Middle	7333.22	UDConS5	0.03352	6732.41	UDConS6	0
Story2B	38201	V40X50	End-J	7396.19	UDConS6	0.03352	6732.41	UDConS6	0
Story2B	39202	V40X50	End-I	5795.83	UDConS6	0.03352	4.06	UDConS5	0.011
Story2B	39202	V40X50	Middle	5752.96	UDConS6	0.03352	4.06	UDConS5	0.011
Story2B	39202	V40X50	End-J	3529.66	UDConS5	0.01152	4.06	UDConS5	0.011
Story2B	90	3	V40X50	End-I	4545.66	UDConS5	0.03352	5360.16	UDConS6	0
Story2B	90	3	V40X50	Middle	6795.56	UDConS5	0.03352	5360.16	UDConS6	0
Story2B	90	3	V40X50	End-J	1793.89	UDConS6	0	25360.16	UDConS6	0
Story2B	5841	V40X50	End-I	3499.02	UDConS6	0	124112.67	UDConS5	0.0396
Story2B	5841	V40X50	Middle	3657.42	UDConS6	0	124112.67	UDConS5	0.0396
Story2B	5841	V40X50	End-J	3340.62	UDConS6	0	124112.67	UDConS5	0.0396
Story2B	442	V40X50	End-I	17604.34	UDConS5	0.0443	0	UDConS6	0
Story2B	442	V40X50	Middle	19283.47	UDConS5	0.0562	0	UDConS6	0
Story2B	442	V40X50	End-J	19843.18	UDConS5	0.0601	0	UDConS6	0
Story2B	1044	V40X50	End-I	19843.18	UDConS5	0.0601	0	UDConS6	0
Story2B	1044	V40X50	Middle	19283.47	UDConS5	0.0562	0	UDConS6	0
Story2B	1044	V40X50	End-J	17604.34	UDConS5	0.0443	0	UDConS6	0
Story1B	32131	V40X50	End-I	7936.02	UDConS6	0.05640	756.77	UDConS6	0
Story1B	32131	V40X50	Middle	8600.13	UDConS6	0.06074	0756.77	UDConS6	0
Story1B	32131	V40X50	End-J	9202.05	UDConS6	0.06494	0756.77	UDConS6	0
Story1B	33132	V40X50	End-I	8371.24	UDConS6	0.05916	7426.57	UDConS5	0.0125
Story1B	33132	V40X50	Middle	7769.32	UDConS6	0.05486	7426.57	UDConS5	0.0125
Story1B	33132	V40X50	End-J	8298.64	UDConS6	0.05853	6750.56	UDConS5	0.0125
Story1B	34133	V40X50	End-I	8254.74	UDConS6	0.05823	6944.27	UDConS6	0
Story1B	34133	V40X50	Middle	7699.58	UDConS6	0.05433	6944.27	UDConS6	0
Story1B	34133	V40X50	End-J	8301.5	UDConS6	0.05863	6944.27	UDConS6	0

Table 4.5 - Concrete Beam Shear Envelope - ACI 318-14 (Part 1 of 2, continued)

StoryLabel	UniqueName	Section	Location	V kgf	V Combo	At cm2/cm	T for At kgf-cm	T for At Combo	At Torsion cm2/cm
Story1	B35134	V40X50	End-I	8371.98	UDConS6	0.0591	36656.68	UDConS6	0
Story1	B35134	V40X50	Middle	7860.63	UDConS6	0.0555	36656.68	UDConS6	0
Story1	B35134	V40X50	End-J	8462.55	UDConS6	0.0597	36656.68	UDConS6	0
Story1	B36135	V40X50	End-I	8563.32	UDConS6	0.0604	72431.17	UDConS5	0.0129
Story1	B36135	V40X50	Middle	7961.4	UDConS6	0.0562	72431.17	UDConS5	0.0129
Story1	B36135	V40X50	End-J	8147.48	UDConS6	0.0575	72431.17	UDConS5	0.0129
Story1	B37136	V40X50	End-I	10228.33	UDConS5	0.0722	812.04	UDConS6	0
Story1	B37136	V40X50	Middle	9243.37	UDConS5	0.0652	812.04	UDConS6	0
Story1	B37136	V40X50	End-J	7930.09	UDConS5	0.0559	812.04	UDConS6	0
Story1	B52165	V40X50	End-I	8244.48	UDConS6	0.0582	75130.45	UDConS5	0.0131
Story1	B52165	V40X50	Middle	8447.71	UDConS6	0.0596	75130.45	UDConS5	0.0131
Story1	B52165	V40X50	End-J	9049.63	UDConS6	0.0638	75130.45	UDConS5	0.0131
Story1	B53166	V40X50	End-I	8339.18	UDConS6	0.0588	98316.55	UDConS5	0.0157
Story1	B53166	V40X50	Middle	7737.26	UDConS6	0.0546	98316.55	UDConS5	0.0157
Story1	B53166	V40X50	End-J	8302.15	UDConS6	0.0586	98316.55	UDConS5	0.0157
Story1	B54167	V40X50	End-I	8358.05	UDConS6	0.0596	4299.65	UDConS6	0
Story1	B54167	V40X50	Middle	7799.57	UDConS6	0.0556	4299.65	UDConS6	0
Story1	B54167	V40X50	End-J	8401.49	UDConS6	0.0593	64299.65	UDConS6	0
Story1	B55168	V40X50	End-I	8461.36	UDConS6	0.0597	55722.6	UDConS6	0
Story1	B55168	V40X50	Middle	7951.1	UDConS6	0.0561	55722.6	UDConS6	0
Story1	B55168	V40X50	End-J	8553.02	UDConS6	0.0603	55722.6	UDConS6	0
Story1	B56169	V40X50	End-I	8641.29	UDConS6	0.0611	00469.01	UDConS5	0.0163
Story1	B56169	V40X50	Middle	8039.37	UDConS6	0.0567	100469.01	UDConS5	0.0163
Story1	B56169	V40X50	End-J	8224.35	UDConS6	0.0581	00469.01	UDConS5	0.0163
Story1	B57170	V40X50	End-I	10385.15	UDConS5	0.0733	24432.9	UDConS6	0
Story1	B57170	V40X50	Middle	9400.19	UDConS5	0.0663	24432.9	UDConS6	0
Story1	B57170	V40X50	End-J	8086.91	UDConS5	0.0571	24432.9	UDConS6	0

Table 4.5 - Concrete Beam Shear Envelope - ACI 318-14 (Part 2 of 2)

T for As kgf-cm	T for As Combo	As Torsion cm2
46512.33	UDConS5	7.56
123422.33	UDConS5	7.56
123422.33	UDConS5	7.56
102133.32	UDConS5	9.23
157120.24	UDConS5	9.23
157120.24	UDConS5	9.23
29837.93	UDConS6	0
122234.41	UDConS5	9.23
122234.41	UDConS5	9.23
25436.2	UDConS6	0
112855.88	UDConS5	9.23
112855.88	UDConS5	9.23
25515.03	UDConS6	0
110271.38	UDConS5	9.23
110271.38	UDConS5	9.23
33995.12	UDConS6	0
118077.26	UDConS5	9.23

Table 4.5 - Concrete Beam Shear Envelope - ACI 318-14 (Part 2 of 2, continued)

T for As kgf-cm	T for As Combo	As Torsion cm2
118077.26	UDConS59.23	
124195.03	UDConS59.23	
124195.03	UDConS59.23	
168847.4	UDConS59.17	
18173.3	UDConS57.56	
134017.86	UDConS57.56	
134017.86	UDConS57.56	
69039.41	UDConS57.56	
69039.41	UDConS57.56	
69039.41	UDConS57.56	
33352.3	UDConS6	0
33352.3	UDConS6	0
33352.3	UDConS6	0
47100.64	UDConS6	0
47100.64	UDConS6	0
47100.64	UDConS6	0
27473.71	UDConS6	0
27473.71	UDConS6	0
27473.71	UDConS6	0
19894.61	UDConS6	0
19894.61	UDConS6	0
19894.61	UDConS6	0
70370.37	UDConS57.56	
70370.37	UDConS57.56	
70370.37	UDConS57.56	
82134.5	UDConS57.56	
82134.5	UDConS57.56	
82134.5	UDConS57.56	
16348.92	UDConS6	0
16348.92	UDConS6	0
16348.92	UDConS6	0
45018.42	UDConS6	0
45018.42	UDConS6	0
45018.42	UDConS6	0
25447.23	UDConS6	0
25447.23	UDConS6	0
25447.23	UDConS6	0
21021.07	UDConS6	0
21021.07	UDConS6	0
21021.07	UDConS6	0
44182.91	UDConS6	0
44182.91	UDConS6	0
44182.91	UDConS6	0
38024.54	UDConS6	0
38024.54	UDConS6	0
38024.54	UDConS6	0
54982.7	UDConS6	0
54982.7	UDConS6	0

Table 4.5 - Concrete Beam Shear Envelope - ACI 318-14 (Part 2 of 2, continued)

T for As kgf-cm	T for As Combo	As Torsion cm2
54982.7	UDConS6	0
53948.94	UDConS6	0
53948.94	UDConS6	0
53948.94	UDConS6	0
44375.86	UDConS6	0
44375.86	UDConS6	0
44375.86	UDConS6	0
45544.16	UDConS6	0
45544.16	UDConS6	0
45544.16	UDConS6	0
32609.96	UDConS6	0
32609.96	UDConS6	0
32609.96	UDConS6	0
20884	UDConS6	0
20884	UDConS6	0
20884	UDConS6	0
17580.45	UDConS6	0
16249.27	UDConS6	0
16249.27	UDConS6	0
13473.46	UDConS6	0
25740.99	UDConS6	0
25740.99	UDConS6	0
7882.79	UDConS6	0
30614.03	UDConS6	0
30614.03	UDConS6	0
6199.29	UDConS6	0
28284.64	UDConS6	0
28284.64	UDConS6	0
11799.08	UDConS6	0
45580.9	UDConS57.56	
45580.9	UDConS57.56	
76458.92	UDConS57.56	
76458.92	UDConS57.56	
76458.92	UDConS57.56	
41060.38	UDConS6	0
41060.38	UDConS6	0
41060.38	UDConS6	0
38390.01	UDConS6	0
38390.01	UDConS6	0
38390.01	UDConS6	0
42559.61	UDConS6	0
42559.61	UDConS6	0
42559.61	UDConS6	0
38748.45	UDConS6	0
38748.45	UDConS6	0
38748.45	UDConS6	0
77614.97	UDConS57.56	
77614.97	UDConS57.56	

Table 4.5 - Concrete Beam Shear Envelope - ACI 318-14 (Part 2 of 2, continued)

T for As kgf-cm	T for As Combo	As Torsion cm2
7761	4.97	UDConS57.56
109980.47	UDConS57.56	
109980.47	UDConS57.56	
109980.47	UDConS57.56	
128775.66	UDConS57.27	
128775.66	UDConS57.27	
133787.78	UDConS57.16	
77708.81	UDConS57.56	
77708.81	UDConS57.56	
77708.81	UDConS57.56	
57880.47	UDConS6	0
57880.47	UDConS6	0
57880.47	UDConS6	0
54004.27	UDConS57.56	
54004.27	UDConS57.56	
54004.27	UDConS57.56	
51537.48	UDConS6	0
51537.48	UDConS6	0
51537.48	UDConS6	0
33226.13	UDConS6	0
33226.13	UDConS6	0
33226.13	UDConS6	0
51502.82	UDConS6	0
51502.82	UDConS6	0
51502.82	UDConS6	0
34518.66	UDConS6	0
34518.66	UDConS6	0
34518.66	UDConS6	0
54107.49	UDConS6	0
54107.49	UDConS6	0
54107.49	UDConS6	0
32335.12	UDConS6	0
32335.12	UDConS6	0
32335.12	UDConS6	0
37354.84	UDConS6	0
37354.84	UDConS6	0
37354.84	UDConS6	0
34304.26	UDConS6	0
34304.26	UDConS6	0
34304.26	UDConS6	0
60251.19	UDConS6	0
60251.19	UDConS6	0
60251.19	UDConS6	0
37572.14	UDConS6	0
37572.14	UDConS6	0
37572.14	UDConS6	0
104263.79	UDConS57.56	
104263.79	UDConS57.56	

Table 4.5 - Concrete Beam Shear Envelope - ACI 318-14 (Part 2 of 2, continued)

T for As kgf-cm	T for As Combo	As Torsion cm2
104263.79	UDConS57.56	
45635.4	UDConS6	0
45635.4	UDConS6	0
45635.4	UDConS6	0
58221.72	UDConS57.56	
58221.72	UDConS57.56	
58221.72	UDConS57.56	
35077.4	UDConS6	0
35077.4	UDConS6	0
35077.4	UDConS6	0
31451.69	UDConS6	0
31451.69	UDConS6	0
31451.69	UDConS6	0
67722.08	UDConS57.56	
67722.08	UDConS57.56	
67722.08	UDConS57.56	
35918.88	UDConS6	0
35918.88	UDConS6	0
35918.88	UDConS6	0
104700.51	UDConS57.56	
104700.51	UDConS57.56	
104700.51	UDConS57.56	
59683.96	UDConS6	0
59683.96	UDConS6	0
59683.96	UDConS6	0
59136.53	UDConS57.56	
53039.87	UDConS57.56	
53039.87	UDConS57.56	
48357.72	UDConS6	0
48357.72	UDConS6	0
48357.72	UDConS6	0
42777.91	UDConS6	0
42777.91	UDConS6	0
42777.91	UDConS6	0
68403.3	UDConS57.56	
68403.3	UDConS57.56	
68403.3	UDConS57.56	
29692.49	UDConS6	0
29692.49	UDConS6	0
29692.49	UDConS6	0
134562.22	UDConS57.14	
106173.8	UDConS57.56	
106173.8	UDConS57.56	
9226.26	UDConS6	0
9226.26	UDConS6	0
9226.26	UDConS6	0
22118.16	UDConS6	0
22118.16	UDConS6	0

Table 4.5 - Concrete Beam Shear Envelope - ACI 318-14 (Part 2 of 2, continued)

T for As kgf-cm	T for As Combo	As Torsion cm2
22118.16	UDConS6	0
12055.46	UDConS6	0
12055.46	UDConS6	0
12055.46	UDConS6	0
22739.61	UDConS6	0
22739.61	UDConS6	0
22739.61	UDConS6	0
16033.23	UDConS6	0
16033.23	UDConS6	0
16033.23	UDConS6	0
22435.04	UDConS6	0
22435.04	UDConS6	0
22435.04	UDConS6	0
16436.89	UDConS6	0
16436.89	UDConS6	0
16436.89	UDConS6	0
21747.5	UDConS6	0
21747.5	UDConS6	0
21747.5	UDConS6	0
13554.41	UDConS6	0
13554.41	UDConS6	0
13554.41	UDConS6	0
15836.22	UDConS6	0
15836.22	UDConS6	0
15836.22	UDConS6	0
26732.41	UDConS6	0
26732.41	UDConS6	0
26732.41	UDConS6	0
24.06	UDConS57.56	
24.06	UDConS57.56	
24.06	UDConS57.56	
25360.16	UDConS6	0
25360.16	UDConS6	0
25360.16	UDConS6	0
124112.67	UDConS57.36	
124112.67	UDConS57.36	
124112.67	UDConS57.36	
0	UDConS6	0
0	UDConS6	0
0	UDConS6	0
0	UDConS6	0
0	UDConS6	0
0	UDConS6	0
40756.77	UDConS6	0
40756.77	UDConS6	0
40756.77	UDConS6	0
67426.57	UDConS57.56	
36750.56	UDConS57.56	

Table 4.5 - Concrete Beam Shear Envelope - ACI 318-14 (Part 2 of 2, continued)

T for As kgf-cm	T for As Combo	As Torsion cm2
36750.56	UDConS5	7.56
36944.27	UDConS6	0
36944.27	UDConS6	0
36944.27	UDConS6	0
36656.68	UDConS6	0
36656.68	UDConS6	0
36656.68	UDConS6	0
72431.17	UDConS5	7.56
72431.17	UDConS5	7.56
72431.17	UDConS5	7.56
812.04	UDConS6	0
812.04	UDConS6	0
812.04	UDConS6	0
75130.45	UDConS5	7.56
75130.45	UDConS5	7.56
75130.45	UDConS5	7.56
98316.55	UDConS5	7.56
98316.55	UDConS5	7.56
98316.55	UDConS5	7.56
64299.65	UDConS6	0
64299.65	UDConS6	0
64299.65	UDConS6	0
55722.6	UDConS6	0
55722.6	UDConS6	0
55722.6	UDConS6	0
100469.01	UDConS5	7.56
100469.01	UDConS5	7.56
100469.01	UDConS5	7.56
24432.9	UDConS6	0
24432.9	UDConS6	0
24432.9	UDConS6	0

Table 4.6 - Concrete Joint Envelope - ACI 318-14

StoryLabel	UniqueName	Section	B/C Major Combo	B/C Major Ratio	B/C Minor Combo	B/C Minor Ratio	JS Major Combo	JS Major Ratio	JS Minor Combo	JS Minor Ratio
Story4	C1	4	C40X60 (39.90)	UDConS6	0.566	UDConS6	0.51	UDConS5	0.334	UDConS5	0.479		
Story4	C711	C40X60 (54.20)	UDConS6	0.914	UDConS6	0.758	UDConS5	0.725	UDConS5	0.811			
Story4	C1518	C40X60 (54.20)	UDConS5	1.003	UDConS6	0.841	UDConS5	0.871	UDConS5	0.929			
Story4	C2222	C40X60 (54.20)	UDConS6	1.046	UDConS6	0.837	UDConS5	0.854	UDConS5	0.922			
Story4	C3026	C40X60 (54.20)	UDConS6	1.044	UDConS6	0.901	UDConS5	0.851	UDConS5	0.998			
Story4	C3730	C40X60 (54.20)	UDConS5	1.001	UDConS6	0.879	UDConS5	0.869	UDConS5	0.973			

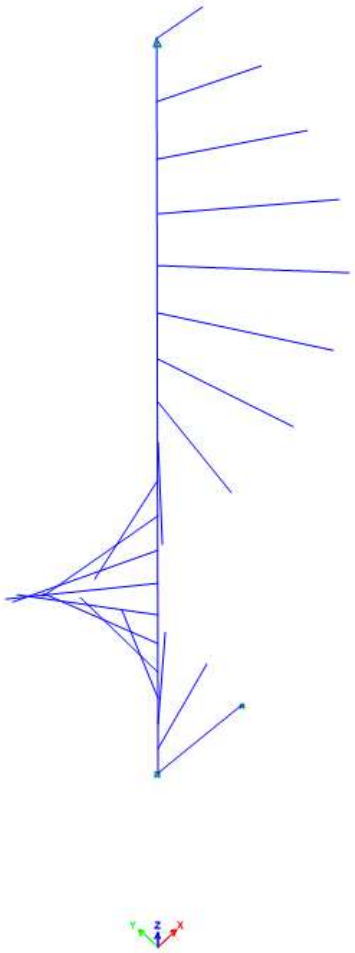
Table 4.6 - Concrete Joint Envelope - ACI 318-14 (continued)

StoryLabel	UniqueName	Section	B/C Major Combo	B/C Major Ratio	B/C Minor Combo	B/C Minor Ratio	JS Major Combo	JS Major Ratio	JS Minor Combo	JS Minor Ratio
Story4	C4134	C40X60 (54.20)	UDConS60.929	UDConS60.744	UDConS50.738	UDConS50.795				
Story4	C4438	C40X60 (39.90)	UDConS60.591	UDConS60.51	UDConS50.35	UDConS50.479				
Story3	C5	C40X60 (39.90)	UDConS60.519	UDConS50.308						
Story3	C1216	C40X60 (54.20)	UDConS60.831	UDConS50.664						
Story3	C2020	C40X60 (54.20)	UDConS60.949	UDConS50.777						
Story3	C2724	C40X60 (54.20)	UDConS60.932	UDConS50.76						
Story3	C3528	C40X60 (54.20)	UDConS60.935	UDConS50.762						
Story3	C4032	C40X60 (54.20)	UDConS60.962	UDConS50.787						
Story3	C4336	C40X60 (54.20)	UDConS60.834	UDConS50.669						
Story3	C4640	C40X60 (39.90)	UDConS60.519	UDConS50.308						
Story2	C1	C40X60 (39.90)	UDConS60.584	UDConS50.34						
Story2	C3	C40X60 (39.90)	UDConS60.259	UDConS50.272						
Story2	C7	C40X60 (54.20)	UDConS51.157	UDConS60.234	UDConS51.05	UDConS50.301				
Story2	C1014	C40X60 (54.20)	UDConS60.43	UDConS60.184	UDConS50.615	UDConS50.426				
Story2	C1517	C40X60 (54.20)	UDConS51.202	UDConS60.544	UDConS51.181	UDConS50.591				
Story2	C1719	C40X60 (54.20)	UDConS60.452	UDConS60.277	UDConS50.659	UDConS50.512				
Story2	C2221	C40X60 (54.20)	UDConS61.087	UDConS60.238	UDConS50.931	UDConS50.317				
Story2	C2523	C40X60 (54.20)	UDConS60.509	UDConS60.233	UDConS50.754	UDConS50.561				
Story2	C3025	C40X60 (54.20)	UDConS61.041	UDConS60.282	UDConS50.89	UDConS50.377				
Story2	C3227	C40X60 (54.20)	UDConS60.467	UDConS60.275	UDConS50.685	UDConS50.672				
Story2	C3729	C40X60 (54.20)	UDConS51.02	UDConS60.252	UDConS50.966	UDConS50.336				
Story2	C3931	C40X60 (54.20)	UDConS60.51	UDConS60.25	UDConS50.756	UDConS50.606				
Story2	C4133	C40X60 (54.20)	UDConS61.036	UDConS60.651	UDConS50.866	UDConS50.691				
Story2	C4235	C40X60 (54.20)	UDConS60.475	UDConS60.344	UDConS50.691	UDConS50.645				

Table 4.6 - Concrete Joint Envelope - ACI 318-14 (continued)

StoryLabel	UniqueName	Section	B/C Major Combo	B/C Major Ratio	B/C Minor Combo	B/C Minor Ratio	JS Major Combo	JS Major Ratio	JS Minor Combo	JS Minor Ratio
Story2	C4437	C40X60 (39.90)	UDConS60	0.517	UDConS60	0.867	UDConS50	0.308	UDConS50	0.66
Story2	C4539	C40X60 (39.90)	UDConS60	0.255	UDConS60	0.426	UDConS50	0.272	UDConS50	0.584
Story1	C4	C40X60 (54.20)	UDConS60	0.428	UDConS50	0.337				
Story1	C812	C40X60 (54.20)	UDConS60	0.491	UDConS50	0.385				
Story1	C977	C40X60 (54.20)	UDConS51	0.039	UDConS50	0.892				
Story1	C1380	C40X60 (54.20)	UDConS51	0.052	UDConS50	0.9				
Story1	C1486	C40X60 (54.20)	UDConS6		1		UDConS50	0.807		
Story1	C1889	C40X60 (54.20)	UDConS61	0.026	UDConS50	0.823				
Story1	C1995	C40X60 (54.20)	UDConS61	0.015	UDConS50	0.817				
Story1	C2398	C40X60 (54.20)	UDConS5		1		UDConS50	0.837		
Story1	C24104	C40X60 (54.20)	UDConS61	0.042	UDConS50	0.844				
Story1	C28107	C40X60 (54.20)	UDConS51	0.023	UDConS50	0.862				
Story1	C29113	C40X60 (54.20)	UDConS60	0.918	UDConS50	0.728				
Story1	C33116	C40X60 (54.20)	UDConS60	0.937	UDConS50	0.741				
Story1	C34122	C40X60 (39.90)	UDConS60	0.522	UDConS50	0.308				
Story1	C38125	C40X60 (39.90)	UDConS60	0.524	UDConS50	0.308				

ETABS®



Reporte de ETABS Escalera

Model File: Escalera, Revision 0
3/2/2023

1 Properties

This chapter provides property information for materials, frame sections, shell sections, and links.

1.1 Materials

Table 1.1 - Material Properties - General

Material	Type	SymType	Grade	Color	Notes		
4000Psi	Concrete	Isotropic	f'c 4000 psi	Gray8Dark			
A416Gr270	Tendon	Uniaxial	Grade 270	Green			
A615Gr60	Rebar	Uniaxial	Grade 60	Blue			
A992Fy50	Steel	Isotropic	Grade 50	Yellow			
f'c250	Concrete	Isotropic	f'c 250	Gray8Dark			
Fy4200	Rebar	Uniaxial	Grade 60	Blue			

2 Loads

This chapter provides loading information as applied to the model.

2.1 Load Patterns

Table 2.1 - Load Pattern Definitions

Name	Is Auto Load	Type	Self Weight Multiplier	Auto Load
~ChineseXY	Yes	Other	0	
~ChineseYY	Yes	Other	0	
~LLRFY	Yes	Other	0	
~SECCY	Yes	Other	0	
~Static+EccSY	Yes	Other	0	
~Static-EccSY	Yes	Other	0	
~StaticSY	Yes	Other	0	
CPNoDead			1	
CVNoLive			0	
CVtNoRoof	Live		0	
S	No	Seismic	0	None

2.2 Load Sets

Table 2.2 - Shell Uniform Load Sets

Name	Load Pattern	Load Value kgf/cm2
TECHOCP	0.034	
TECHOCVt	0.01	
TERRAZACP	0.053	
TERRAZACV	0.01	

2.3 Applied Loads

2.3.1 Line Loads

Table 2.3 - Frame Loads Assignments - Point

StoryLabel UniqueName	Load Pattern	Load Type	Direction	Distance Type	Relative Distance	Absolute Distance cm	Force kgf
Story20	B2258	CVForceGravityRelative				1	100200
Story19	B2157	CVForceGravityRelative				1	100200
Story18	B2056	CVForceGravityRelative				1	100200
Story17	B1955	CVForceGravityRelative				1	100200
Story16	B1854	CVForceGravityRelative				1	100200
Story15	B1753	CVForceGravityRelative				1	100200
Story14	B2952	CVForceGravityRelative				1	100200
Story13	B2851	CVForceGravityRelative				1	100200
Story12	B2750	CVForceGravityRelative				1	100200
Story11	B2649	CVForceGravityRelative				1	100200
Story10	B2548	CVForceGravityRelative				1	100200
Story9	B2447	CVForceGravityRelative				1	100200
Story8	B2346	CVForceGravityRelative				1	100200
Story7	B345	CVForceGravityRelative				1	100200
Story6	B244	CVForceGravityRelative				1	100200

Table 2.3 - Frame Loads Assignments - Point (continued)

StoryLabel	UniqueName	Load Pattern	Load Type	Direction	Distance Type	Relative Distance	Absolute Distance cm	Force kgf
Story5	B743	CVForceGravityRelative				1		100200
Story4	B642	CVForceGravityRelative				1		100200
Story3	B541	CVForceGravityRelative				1		100200
Story2	B440	CVForceGravityRelative				1		100200
Base	B1	2	CVForceGravityRelative			1	100200	

Table 2.4 - Frame Loads Assignments - Distributed

StoryLabel	UniqueName	Load Pattern	Load Type	Direction	Distance Type	Relative Distance A	Relative Distance B	Absolute Distance A cm	Absolute Distance B cm	Force A kgf/cm	Force B kgf/cm
Story20	B2258	CVForceGravityRelative				0	1			100	2.42.4
Story20	C1	1	CVForceGravityRelative			0	1			520	2.42.4
Story19	B2157	CVForceGravityRelative				0	1			100	2.42.4
Story18	B2056	CVForceGravityRelative				0	1			100	2.42.4
Story17	B1955	CVForceGravityRelative				0	1			100	2.42.4
Story16	B1854	CVForceGravityRelative				0	1			100	2.42.4
Story15	B1753	CVForceGravityRelative				0	1			100	2.42.4
Story14	B2952	CVForceGravityRelative				0	1			100	2.42.4
Story13	B2851	CVForceGravityRelative				0	1			100	2.42.4
Story12	B2750	CVForceGravityRelative				0	1			100	2.42.4
Story11	B2649	CVForceGravityRelative				0	1			100	2.42.4
Story10	B2548	CVForceGravityRelative				0	1			100	2.42.4
Story9	B2447	CVForceGravityRelative				0	1			100	2.42.4
Story8	B2346	CVForceGravityRelative				0	1			100	2.42.4
Story7	B345	CVForceGravityRelative				0	1			100	2.42.4
Story6	B244	CVForceGravityRelative				0	1			100	2.42.4
Story5	B743	CVForceGravityRelative				0	1			100	2.42.4
Story4	B642	CVForceGravityRelative				0	1			100	2.42.4
Story3	B541	CVForceGravityRelative				0	1			100	2.42.4
Story2	B440	CVForceGravityRelative				0	1			100	2.42.4
Base	B1	2	CVForceGravityRelative			0	1			1002.42.4	

2.4 Functions

2.4.1 Response Spectrum Functions

Table 2.5 - Functions - Response Spectrum - User Defined

Name	Period sec	Value	Damping Ratio
ESPECTRO	0	0.19	0.05
ESPECTRO	0.01	0.19	01
ESPECTRO	0.02	0.19	01
ESPECTRO	0.03	0.18	82
ESPECTRO	0.04	0.18	62
ESPECTRO	0.05	0.18	42
ESPECTRO	0.06	0.18	22
ESPECTRO	0.07	0.18	02
ESPECTRO	0.08	0.17	82
ESPECTRO	0.09	0.17	62

Table 2.5 - Functions - Response Spectrum - User Defined (continued)

Name	Period sec	Value	Damping Ratio
ESPECTRO	0.1	0.1742	
ESPECTRO	0.11	0.1722	
ESPECTRO	0.12	0.1702	
ESPECTRO	0.13	0.1682	
ESPECTRO	0.14	0.1662	
ESPECTRO	0.15	0.1642	
ESPECTRO	0.16	0.1622	
ESPECTRO	0.17	0.1602	
ESPECTRO	0.18	0.1582	
ESPECTRO	0.19	0.1562	
ESPECTRO	0.2	0.1542	
ESPECTRO	0.21	0.1522	
ESPECTRO	0.22	0.1501	
ESPECTRO	0.23	0.1481	
ESPECTRO	0.24	0.1461	
ESPECTRO	0.25	0.1441	
ESPECTRO	0.26	0.1421	
ESPECTRO	0.27	0.1401	
ESPECTRO	0.28	0.1381	
ESPECTRO	0.29	0.1361	
ESPECTRO	0.3	0.1341	
ESPECTRO	0.31	0.1321	
ESPECTRO	0.32	0.1301	
ESPECTRO	0.33	0.1281	
ESPECTRO	0.34	0.1261	
ESPECTRO	0.35	0.1241	
ESPECTRO	0.36	0.1221	
ESPECTRO	0.37	0.1201	
ESPECTRO	0.38	0.1181	
ESPECTRO	0.39	0.1161	
ESPECTRO	0.4	0.1141	
ESPECTRO	0.41	0.1138	
ESPECTRO	0.42	0.1111	
ESPECTRO	0.43	0.1085	
ESPECTRO	0.44	0.1061	
ESPECTRO	0.45	0.1037	
ESPECTRO	0.46	0.1014	
ESPECTRO	0.47	0.0993	
ESPECTRO	0.48	0.0972	
ESPECTRO	0.49	0.0952	
ESPECTRO	0.5	0.0933	
ESPECTRO	0.51	0.0915	
ESPECTRO	0.52	0.0897	
ESPECTRO	0.53	0.0881	
ESPECTRO	0.54	0.0864	
ESPECTRO	0.55	0.0848	
ESPECTRO	0.56	0.0833	
ESPECTRO	0.57	0.0819	
ESPECTRO	0.58	0.0805	

Table 2.5 - Functions - Response Spectrum - User Defined (continued)

Name	Period sec	Value	Damping Ratio
ESPECTRO	0.59	0.0791	
ESPECTRO	0.6	0.0778	
ESPECTRO	0.61	0.0765	
ESPECTRO	0.62	0.0753	
ESPECTRO	0.63	0.0741	
ESPECTRO	0.64	0.0729	
ESPECTRO	0.65	0.0718	
ESPECTRO	0.66	0.0707	
ESPECTRO	0.67	0.0697	
ESPECTRO	0.68	0.0686	
ESPECTRO	0.69	0.0676	
ESPECTRO	0.7	0.0667	
ESPECTRO	0.71	0.0657	
ESPECTRO	0.72	0.0648	
ESPECTRO	0.73	0.0639	
ESPECTRO	0.74	0.0631	
ESPECTRO	0.75	0.0622	
ESPECTRO	0.76	0.0614	
ESPECTRO	0.77	0.0606	
ESPECTRO	0.78	0.0598	
ESPECTRO	0.79	0.0591	
ESPECTRO	0.8	0.0583	
ESPECTRO	0.81	0.0576	
ESPECTRO	0.82	0.0569	
ESPECTRO	0.83	0.0562	
ESPECTRO	0.84	0.0556	
ESPECTRO	0.85	0.0549	
ESPECTRO	0.86	0.0543	
ESPECTRO	0.87	0.0536	
ESPECTRO	0.88	0.053	
ESPECTRO	0.89	0.0524	
ESPECTRO	0.9	0.0519	
ESPECTRO	0.91	0.0513	
ESPECTRO	0.92	0.0507	
ESPECTRO	0.93	0.0502	
ESPECTRO	0.94	0.0496	
ESPECTRO	0.95	0.0491	
ESPECTRO	0.96	0.0486	
ESPECTRO	0.97	0.0481	
ESPECTRO	0.98	0.0476	
ESPECTRO	0.99	0.0471	
ESPECTRO	1	0.0467	
ESPECTRO	1.01	0.0462	
ESPECTRO	1.02	0.0458	
ESPECTRO	1.03	0.0453	
ESPECTRO	1.04	0.0449	
ESPECTRO	1.05	0.0444	
ESPECTRO	1.06	0.044	
ESPECTRO	1.07	0.0436	

Table 2.5 - Functions - Response Spectrum - User Defined (continued)

Name	Period sec	Value	Damping Ratio
ESPECTRO1	.08	0.0432	
ESPECTRO1	.09	0.0428	
ESPECTRO1	.1	0.0424	
ESPECTRO1	.11	0.042	
ESPECTRO1	.12	0.0417	
ESPECTRO1	.13	0.0413	
ESPECTRO1	.14	0.0409	
ESPECTRO1	.15	0.0406	
ESPECTRO1	.16	0.0402	
ESPECTRO1	.17	0.0399	
ESPECTRO1	.18	0.0395	
ESPECTRO1	.19	0.0392	
ESPECTRO1	.2	0.0389	
ESPECTRO1	.21	0.0386	
ESPECTRO1	.22	0.0383	
ESPECTRO1	.23	0.0379	
ESPECTRO1	.24	0.0376	
ESPECTRO1	.25	0.0373	
ESPECTRO1	.26	0.037	
ESPECTRO1	.27	0.0367	
ESPECTRO1	.28	0.0365	
ESPECTRO1	.29	0.0362	
ESPECTRO1	.3	0.0359	
ESPECTRO1	.31	0.0356	
ESPECTRO1	.32	0.0354	
ESPECTRO1	.33	0.0351	
ESPECTRO1	.34	0.0348	
ESPECTRO1	.35	0.0346	
ESPECTRO1	.36	0.0343	
ESPECTRO1	.37	0.0341	
ESPECTRO1	.38	0.0338	
ESPECTRO1	.39	0.0336	
ESPECTRO1	.4	0.0333	
ESPECTRO1	.41	0.0331	
ESPECTRO1	.42	0.0329	
ESPECTRO1	.43	0.0326	
ESPECTRO1	.44	0.0324	
ESPECTRO1	.45	0.0322	
ESPECTRO1	.46	0.032	
ESPECTRO1	.47	0.0317	
ESPECTRO1	.48	0.0315	
ESPECTRO1	.49	0.0313	
ESPECTRO1	.5	0.0311	
ESPECTRO1	.51	0.0309	
ESPECTRO1	.52	0.0307	
ESPECTRO1	.53	0.0305	
ESPECTRO1	.54	0.0303	
ESPECTRO1	.55	0.0301	
ESPECTRO1	.56	0.0299	

Table 2.5 - Functions - Response Spectrum - User Defined (continued)

Name	Period sec	Value	Damping Ratio
ESPECTRO1	.57	0.0297	
ESPECTRO1	.58	0.0295	
ESPECTRO1	.59	0.0294	
ESPECTRO1	.6	0.0292	
ESPECTRO1	.61	0.029	
ESPECTRO1	.62	0.0288	
ESPECTRO1	.63	0.0286	
ESPECTRO1	.64	0.0285	
ESPECTRO1	.65	0.0283	
ESPECTRO1	.66	0.0281	
ESPECTRO1	.67	0.0279	
ESPECTRO1	.68	0.0278	
ESPECTRO1	.69	0.0276	
ESPECTRO1	.7	0.0275	
ESPECTRO1	.71	0.0273	
ESPECTRO1	.72	0.0271	
ESPECTRO1	.73	0.027	
ESPECTRO1	.74	0.0268	
ESPECTRO1	.75	0.0267	
ESPECTRO1	.76	0.0265	
ESPECTRO1	.77	0.0264	
ESPECTRO1	.78	0.0262	
ESPECTRO1	.79	0.0261	
ESPECTRO1	.8	0.0259	
ESPECTRO1	.81	0.0258	
ESPECTRO1	.82	0.0256	
ESPECTRO1	.83	0.0255	
ESPECTRO1	.84	0.0254	
ESPECTRO1	.85	0.0252	
ESPECTRO1	.86	0.0251	
ESPECTRO1	.87	0.025	
ESPECTRO1	.88	0.0248	
ESPECTRO1	.89	0.0247	
ESPECTRO1	.9	0.0246	
ESPECTRO1	.91	0.0244	
ESPECTRO1	.92	0.0243	
ESPECTRO1	.93	0.0242	
ESPECTRO1	.94	0.0241	
ESPECTRO1	.95	0.0239	
ESPECTRO1	.96	0.0238	
ESPECTRO1	.97	0.0237	
ESPECTRO1	.98	0.0236	
ESPECTRO1	.99	0.0235	
ESPECTRO	2	0.0233	
ESPECTRO2	.01	0.0232	
ESPECTRO2	.02	0.0231	
ESPECTRO2	.03	0.023	
ESPECTRO2	.04	0.0229	
ESPECTRO2	.05	0.0228	

Table 2.5 - Functions - Response Spectrum - User Defined (continued)

Name	Period sec	Value	Damping Ratio
ESPECTRO2	.060.0227		
ESPECTRO2	.070.0225		
ESPECTRO2	.080.0224		
ESPECTRO2	.090.0223		
ESPECTRO2	.10.0222		
ESPECTRO2	.110.0221		
ESPECTRO2	.120.022		
ESPECTRO2	.130.0219		
ESPECTRO2	.140.0218		
ESPECTRO2	.150.0217		
ESPECTRO2	.160.0216		
ESPECTRO2	.170.0215		
ESPECTRO2	.180.0214		
ESPECTRO2	.190.0213		
ESPECTRO2	.20.0212		
ESPECTRO2	.210.0211		
ESPECTRO2	.220.021		
ESPECTRO2	.230.0209		
ESPECTRO2	.240.0208		
ESPECTRO2	.250.0207		
ESPECTRO2	.260.0206		
ESPECTRO2	.270.0206		
ESPECTRO2	.280.0205		
ESPECTRO2	.290.0204		
ESPECTRO2	.30.0203		
ESPECTRO2	.310.0202		
ESPECTRO2	.320.0201		
ESPECTRO2	.330.02		
ESPECTRO2	.340.0199		
ESPECTRO2	.350.0199		
ESPECTRO2	.360.0198		
ESPECTRO2	.370.0197		
ESPECTRO2	.380.0196		
ESPECTRO2	.390.0195		
ESPECTRO2	.40.0194		
ESPECTRO2	.410.0194		
ESPECTRO2	.420.0193		
ESPECTRO2	.430.0192		
ESPECTRO2	.440.0191		
ESPECTRO2	.450.019		
ESPECTRO2	.460.019		
ESPECTRO2	.470.0189		
ESPECTRO2	.480.0188		
ESPECTRO2	.490.0187		
ESPECTRO2	.50.0187		
ESPECTRO2	.510.0186		
ESPECTRO2	.520.0185		
ESPECTRO2	.530.0184		
ESPECTRO2	.540.0184		

Table 2.5 - Functions - Response Spectrum - User Defined (continued)

Name	Period sec	Value	Damping Ratio
ESPECTRO	2.550.0183		
ESPECTRO	2.560.0182		
ESPECTRO	2.570.0182		
ESPECTRO	2.580.0181		
ESPECTRO	2.590.018		
ESPECTRO	2.60.0179		
ESPECTRO	2.610.0179		
ESPECTRO	2.620.0178		
ESPECTRO	2.630.0177		
ESPECTRO	2.640.0177		
ESPECTRO	2.650.0176		
ESPECTRO	2.660.0175		
ESPECTRO	2.670.0175		
ESPECTRO	2.680.0174		
ESPECTRO	2.690.0173		
ESPECTRO	2.70.0173		
ESPECTRO	2.710.0172		
ESPECTRO	2.720.0172		
ESPECTRO	2.730.0171		
ESPECTRO	2.740.017		
ESPECTRO	2.750.017		
ESPECTRO	2.760.0169		
ESPECTRO	2.770.0168		
ESPECTRO	2.780.0168		
ESPECTRO	2.790.0167		
ESPECTRO	2.80.0167		
ESPECTRO	2.810.0166		
ESPECTRO	2.820.0165		
ESPECTRO	2.830.0165		
ESPECTRO	2.840.0164		
ESPECTRO	2.850.0164		
ESPECTRO	2.860.0163		
ESPECTRO	2.870.0163		
ESPECTRO	2.880.0162		
ESPECTRO	2.890.0161		
ESPECTRO	2.90.0161		
ESPECTRO	2.910.016		
ESPECTRO	2.920.016		
ESPECTRO	2.930.0159		
ESPECTRO	2.940.0159		
ESPECTRO	2.950.0158		
ESPECTRO	2.960.0158		
ESPECTRO	2.970.0157		
ESPECTRO	2.980.0157		
ESPECTRO	2.990.0156		
ESPECTRO	3	0.0156	
UnifRS	01		0.05
UnifRS	11		

2.4.2 Time History Functions

Table 2.6 - Functions - Time History - User Defined

Name	Time sec	Value
RampTH		00
RampTH		11
RampTH		41
UnifTH		01
UnifTH	11	

2.5 Load Cases

Table 2.7 - Load Case Definitions - Summary

NameType	
CP	Linear Static
CV	Linear Static
Modal	Modal - Eigen
CVt	Linear Static
S	Response Spectrum

2.6 Load Combinations

Table 2.8 - Load Combination Definitions

NameTypels Auto	Load Name	SFNotes
DJstS1	Linear Add	Yes CP 1.4Dead [Strength]
DJstS2	Linear Add	Yes CP 1.2Dead + Live [Strength]
DJstS2CV		1.6
DJstS3	Linear Add	Yes CP 1.2Dead + Live + Roof Live [Strength]
DJstS3CVt		1.6
DSlbS1	Linear Add	Yes CP 1.4Dead [Strength]
DSlbS2	Linear Add	Yes CP 1.2Dead + Live [Strength]
DSlbS2CV		1.6
DSlbS3	Linear Add	Yes CP 1.2Dead + Live + Roof Live [Strength]
DSlbS3CV		1.6
DSlbS3CVt		0.5
DSlbS4	Linear Add	Yes CP 1.2Dead + Live + Roof Live [Strength]
DSlbS4CV		1
DSlbS4CVt		1.6
DSlbS5	Linear Add	Yes CP 1.3Dead + Live + Response Spectrum [Strength]
DSlbS5CV		1
DSlbS5	S1	
DSlbS6	Linear Add	Yes CP 0.8Dead (min) + Response Spectrum [Strength]
DSlbS6		S1
DStlD1	Linear Add	Yes CP 1 Dead [Deflections]
DStlD2	Linear Add	Yes CP 1 Dead + Live [Deflections]
DStlD2CV		1
DStlS1	Linear Add	Yes CP 1.4Dead [Strength]
DStlS2	Linear Add	Yes CP 1.2Dead + Live [Strength]
DStlS2CV		1.6
DStlS3	Linear Add	Yes CP 1.2Dead + Live + Roof Live [Strength]
DStlS3CV		1.6
DStlS3CVt		0.5

Table 2.8 - Load Combination Definitions (continued)

NameTypeIs Auto	Load Name	SFNotes
DStlS4Linear AddYesCP1.2Dead + Live + Roof Live [Strength]		
DStlS4CV		1
DStlS4CVt1.6		
DStlS5Linear AddYesCP1.3Dead + Live + Response Spectrum [Strength]		
DStlS5CV		1
DStlS5	S1	
DStlS6Linear AddYesCP0.8Dead (min) + Response Spectrum [Strength]		
DStlS6		S1
SERVICIOLinear AddNoCP		1
SERVICIOCV		1
SERVICIOCVt		1
SISMOLinear AddNoCV0.15		
SISMOCVt		0
UDConS1Linear AddNoCP1.4Dead [Strength]		
UDConS2Linear AddNoCP1.2Dead + Live [Strength]		
UDConS2CV1.6		
UDConS3Linear AddNoCP1.2Dead + Live + Roof Live [Strength]		
UDConS3CV1.6		
UDConS3CVt0.5		
UDConS4Linear AddNoCP1.2Dead + Live + Roof Live [Strength]		
UDConS4CV0.5		
UDConS4CVt1.6		
UDConS5Linear AddNoCP1.44Dead + Live + Response Spectrum [Strength]		
UDConS5CV0.5		
UDConS5	S1	
UDConS6Linear AddNoCP0.66Dead (min) + Response Spectrum [Strength]		
UDConS6	S1	

3 Analysis Results

This chapter provides analysis results.

3.1 Structure Results

Table 3.1 - Base Reactions

Output Case	Case Type	Step Type	FX kgf	FY kgf	FZ kgf	MX kgf-cm	MY kgf-cm	MZ kgf-cm	X cm	Y cm	Z cm
CPLinStatic			00		4775.88	482513.37	-495666.37	0000			
CVLinStatic			00		100481	025459.53	-1079727.34	0000			
CVtLinStatic			000000000								
S	LinRespSpec	Max	563.97	607.34	0	184982.22	153479.83	92368.26	000		
~StaticSLin	Static		-205.14	-260.91	0	135675.18	-106670.5	-6827.52	000		
~Static+EccSLin	Static		-205.14	-260.91	0	135675.18	-106670.5	-6827.52	000		
~Static-EccSLin	Static		-205.14	-260.91	0	135675.18	-106670.5	-6827.52			000
UDConS1Combination			00		6686.24	675518.72	-693932.91	0000			
UDConS2Combination			00		21807.86	2219751.3	-2322363.39	0000			
UDConS3Combination			00		21807.86	2219751.3	-2322363.39	0000			
UDConS4Combination			00		10755.06	1091745.81	-1134663.31	0000			
UDConS5Combination		Max	563.97	607.34	11901.27	1392531.24	-1100143.41	92368.26	000		
UDConS5Combination		Min	-563.97	-607.34	11901.27	1022566.8	-1407103.07	-92368.26	000		
UDConS6Combination		Max	563.97	607.34	3152.08	503441.04	-173659.97	92368.26	000		
UDConS6Combination		Min	-563.97	-607.34	3152.08	133476.6	-480619.63	-92368.26	000		
SERVICIOCombination			00		14823.88	1507972.9	-1575393.71	0000			

3.2 Story Results

Table 3.2 - Story Drifts

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Direction	Drift	Drift/Label	
Story20	S	LinRespSpec	Max	X	0.0001	251/7978	3
Story20	S	LinRespSpec	Max	Y	0.0001	411/7074	3
Story19	S	LinRespSpec	Max	X	0.0001	21/8300	3
Story19	S	LinRespSpec	Max	Y	0.0001	351/7397	3
Story18	S	LinRespSpec	Max	X	0.0001	111/9004	3
Story18	S	LinRespSpec	Max	Y	0.0001	231/8104	3
Story17	S	LinRespSpec	Max	X	9.8E-05	1/10253	3
Story17	S	LinRespSpec	Max	Y	0.0001	071/9364	3
Story16	S	LinRespSpec	Max	X	8E-05	1/12430	3
Story16	S	LinRespSpec	Max	Y	8.6E-05	1/11587	3
Story15	S	LinRespSpec	Max	X	6.1E-05	1/16526	3
Story15	S	LinRespSpec	Max	Y	6.3E-05	1/15887	3
Story14	S	LinRespSpec	Max	X	3.9E-05	1/25927	3
Story14	S	LinRespSpec	Max	Y	3.8E-05	1/26412	3

Table 3.2 - Story Drifts (continued)

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Direction	Drift	Drift/Label	
Story13	S	LinRespSpec	Max	X	1.6E-05	1/63037	3
Story13	S	LinRespSpec	Max	Y	1.3E-05	1/77914	3
Story12	S	LinRespSpec	Max	X	1E-05	1/101531	3
Story12	S	LinRespSpec	Max	Y	1.5E-05	1/64796	3
Story11	S	LinRespSpec	Max	X	3.1E-05	1/31971	3
Story11	S	LinRespSpec	Max	Y	3.9E-05	1/25804	3
Story10	S	LinRespSpec	Max	X	5.2E-05	1/19396	3
Story10	S	LinRespSpec	Max	Y	6E-05	1/16697	3
Story9	S	LinRespSpec	Max	X	6.9E-05	1/14534	3
Story9	S	LinRespSpec	Max	Y	7.7E-05	1/12950	3
Story8	S	LinRespSpec	Max	X	8.2E-05	1/12221	3
Story8	S	LinRespSpec	Max	Y	9E-05	1/11158	3
Story7	S	LinRespSpec	Max	X	9E-05	1/11169	3
Story7	S	LinRespSpec	Max	Y	9.6E-05	1/10401	3
Story6	S	LinRespSpec	Max	X	9.1E-05	1/10993	3
Story6	S	LinRespSpec	Max	Y	9.6E-05	1/10409	3
Story5	S	LinRespSpec	Max	X	8.5E-05	1/11723	3
Story5	S	LinRespSpec	Max	Y	8.9E-05	1/11258	3
Story4	S	LinRespSpec	Max	X	7.2E-05	1/13903	3
Story4	S	LinRespSpec	Max	Y	7.4E-05	1/13509	3
Story3	S	LinRespSpec	Max	X	5E-05	1/19825	3
Story3	S	LinRespSpec	Max	Y	5.1E-05	1/19454	3
Story2	S	LinRespSpec	Max	X	2.1E-05	1/48407	3
Story2	S	LinRespSpec	Max	Y	2.1E-05	1/48019	3

3.3 Modal Results

Table 3.3 - Modal Periods And Frequencies

Case	Mode	Period sec	Frequency cyc/sec	CircFreq rad/sec	Eigenvalue rad2/sec2
Modal	1	0.094	10.665	67.009	4490.278
Modal	2	0.061	6.694	104.889	11001.702
Modal	3	0.055	18.112	113.800	12950.504
Modal	4	0.033	30.321	190.532	36302.830
Modal	5	0.024	9.474	310.855	96631.179
Modal	6	0.019	52.382	329.122	108321.861
Modal	7	0.018	55.384	347.986	121094.792
Modal	8	0.015	65.019	408.529	166896.261
Modal	9	0.014	70.855	445.195	198198.982
Modal	10	0.014	72.825	457.575	209375.291
Modal	11	0.013	75.319	473.241	223957.169
Modal	12	0.013	76.362	479.798	230207.024

Table 3.4 - Modal Participating Mass Ratios (Part 1 of 2)

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ
Modal	1	0.094	0.0619	0	0	0.0619	0	0	0.0924	0.0585	0.8063
Modal	2	0.06	0.1351	0.6316	0	0.197	0.6316	0	0.0374	0.0021	0.0267
Modal	3	0.055	0.5841	0.1602	0	0.781	0.7918	0	0.0574	0.0026	0.0288
Modal	4	0.03	0.0046	0.0014	0	0.7856	0.7932	0	0.0666	0.1401	0.079

Table 3.4 - Modal Participating Mass Ratios (Part 1 of 2, continued)

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ
Modal	5	0.02	0.014	0.0101		0	0.7997	0.8033	0	0.1945	0.1213	0.0111
Modal	6	0.019	0.0007	0.0035		0	0.8003	0.8068	0	0.0741	0.0027	0.0148
Modal	7	0.018	0.007	0.0469		0	0.8074	0.8537	0	0.0684	0.1362	0.0035
Modal	8	0.015	0.0001	0.0043		0	0.8074	0.858	0	0.0252	0.0193	0.0139
Modal	9	0.014	1.838E-05	0.0097		0	0.8074	0.8677	0	0.0352	0.001	0.0031
Modal	10	0.014	0.0057	0.0004		0	0.8132	0.8681	0	0.008	0.0093	0.0049
Modal	11	0.013	0.006	0.0096		0	0.8192	0.8777	0	0.0503	0.0162	0.0006
Modal	12	0.013	0.0017	0.0003		0	0.8208	0.8779	0	3.599E-05	0.0053	0.0023

Table 3.4 - Modal Participating Mass Ratios (Part 2 of 2)

SumRX	SumRY	SumRZ
0.0924	0.0585	0.8063
0.1298	0.0606	0.833
0.1871	0.0632	0.8618
0.2537	0.2033	0.9409
0.4483	0.3247	0.952
0.5224	0.3273	0.9668
0.5908	0.4635	0.9702
0.6159	0.4828	0.9841
0.6511	0.4838	0.9872
0.6591	0.4931	0.9921
0.7094	0.5093	0.9927
0.7094	0.5146	0.995

4 Design Data

This chapter provides design data and results.

4.1 Concrete Frame Design

Table 4.1 - Concrete Frame Design Preferences - ACI 318-14

Item	Value
Multi-Response Design	Step-by-Step - All
# Interaction Curves	24
# Interaction Points	11
Minimum Eccentricity?	Yes
Design for BCCR?	Yes
Ignore Beneficial Pu for Beam Design?	Yes
Seismic Design Category	D
Design System Omega0	2
Design System Rho	1
Design System Sds	0.5
Consider ICC_{ESR}	No
Phi (Tension)	0.9
Phi (Compression Tied)	0.65
Phi (Compression Spiral)	0.75
Phi (Shear and Torsion)	0.75
Phi (Shear Seismic)	0.6
Phi (Shear Joint)	0.85
Pattern Live Load Factor	0.75
Utlization Factor Limit	1

Table 4.2 - Concrete Column PMM Envelope - ACI 318-14

Story	Label	UniqueName	Section	Location	P kgf	M Major kgf-cm	M Minor kgf-cm	PMM Combo	PMM Ratio or Rebar %
Story20	C1	1			C40	Top	-4504.33	253681.65	-55128.46	UDConS	30.375
Story20	C1	1	C40	Bottom	111.1	7105012.78	-191263.35	UDConS	30.265		

Table 4.3 - Concrete Column Shear Envelope - ACI 318-14

Story	Label	UniqueName	Section	Location	V Major kgf	V Major Combo	At Major cm2/cm	V Minor kgf	V Minor Combo	At Minor cm2/cm
Story20	C1	1			C40	Top	493.64	UDConS6	0.0049	425.53	UDConS5	0.0053
Story20	C1	1	C40	Bottom	439.81	UDConS5	0.0055	507.71	UDConS5	0.0063		

Table 4.4 - Concrete Beam Flexure Envelope - ACI 318-14

Story	Label	UniqueName	Section	Location	(-) Moment kgf-cm	(-) Combo	As Top cm2	(+) Moment kgf-cm	(+) Combo	As Bot cm2
Story20	B2258	ESCALON SV	End-I		-3294.72	UDConS6	2.01			0	UDConS6	2.01
Story20	B2258	ESCALON SV	Middle		-792	UDConS6	1.76			0	UDConS6	1.76
Story20	B2258	ESCALON SV	End-J		0	UDConS6	1.51			0	UDConS6	1.51
Story19	B2157	ESCALON SV	End-I		-5148	UDConS6	2.01			0	UDConS6	2.01
Story19	B2157	ESCALON SV	Middle		-1237.5	UDConS6	1.76			0	UDConS6	1.76
Story19	B2157	ESCALON SV	End-J		0	UDConS6	1.51			0	UDConS6	1.51
Story18	B2056	ESCALON SV	End-I		-5148	UDConS6	2.01			0	UDConS6	2.01
Story18	B2056	ESCALON SV	Middle		-1237.5	UDConS6	1.76			0	UDConS6	1.76

Table 4.4 - Concrete Beam Flexure Envelope - ACI 318-14 (continued)

StoryLabel UniqueNameSectionLocation	(-) Moment kgf-cm	(-) Combo	As Top cm2	(+) Moment kgf-cm	(+) Combo	As Bot cm2
Story18B2056ESCALON SVEnd-J	0	UDConS61.51		0	UDConS61.51	
Story17B1955ESCALON SVEnd-I-5148UDConS62.01				0	UDConS62.01	
Story17B1955ESCALON SVMiddle-1237.5UDConS61.76				0	UDConS61.76	
Story17B1955ESCALON SVEnd-J	0	UDConS61.51		0	UDConS61.51	
Story16B1854ESCALON SVEnd-I-5148UDConS62.01				0	UDConS62.01	
Story16B1854ESCALON SVMiddle-1237.5UDConS61.76				0	UDConS61.76	
Story16B1854ESCALON SVEnd-J	0	UDConS61.51		0	UDConS61.51	
Story15B1753ESCALON SVEnd-I-5148UDConS62.01				0	UDConS62.01	
Story15B1753ESCALON SVMiddle-1237.5UDConS61.76				0	UDConS61.76	
Story15B1753ESCALON SVEnd-J	0	UDConS61.51		0	UDConS61.51	
Story14B2952ESCALON SVEnd-I-5148UDConS62.01				0	UDConS62.01	
Story14B2952ESCALON SVMiddle-1237.5UDConS61.76				0	UDConS61.76	
Story14B2952ESCALON SVEnd-J	0	UDConS61.51		0	UDConS61.51	
Story13B2851ESCALON SVEnd-I-5148UDConS62.01				0	UDConS62.01	
Story13B2851ESCALON SVMiddle-1237.5UDConS61.76				0	UDConS61.76	
Story13B2851ESCALON SVEnd-J	0	UDConS61.51		0	UDConS61.51	
Story12B2750ESCALON SVEnd-I-5148UDConS62.01				0	UDConS62.01	
Story12B2750ESCALON SVMiddle-1237.5UDConS61.76				0	UDConS61.76	
Story12B2750ESCALON SVEnd-J	0	UDConS61.51		0	UDConS61.51	
Story11B2649ESCALON SVEnd-I-5148UDConS62.01				0	UDConS62.01	
Story11B2649ESCALON SVMiddle-1237.5UDConS61.76				0	UDConS61.76	
Story11B2649ESCALON SVEnd-J	0	UDConS61.51		0	UDConS61.51	
Story10B2548ESCALON SVEnd-I-5148UDConS62.01				0	UDConS62.01	
Story10B2548ESCALON SVMiddle-1237.5UDConS61.76				0	UDConS61.76	
Story10B2548ESCALON SVEnd-J	0	UDConS61.51		0	UDConS61.51	
Story9B2447ESCALON SVEnd-I-5148UDConS62.01				0	UDConS62.01	
Story9B2447ESCALON SVMiddle-1237.5UDConS61.76				0	UDConS61.76	
Story9B2447ESCALON SVEnd-J	0	UDConS61.51		0	UDConS61.51	
Story8B2346ESCALON SVEnd-I-5148UDConS62.01				0	UDConS62.01	
Story8B2346ESCALON SVMiddle-1237.5UDConS61.76				0	UDConS61.76	
Story8B2346ESCALON SVEnd-J	0	UDConS61.51		0	UDConS61.51	
Story7B345ESCALON SVEnd-I-5148UDConS62.01				0	UDConS62.01	
Story7B345ESCALON SVMiddle-1237.5UDConS61.76				0	UDConS61.76	
Story7B345ESCALON SVEnd-J	0	UDConS61.51		0	UDConS61.51	
Story6B244ESCALON SVEnd-I-5148UDConS62.01				0	UDConS62.01	
Story6B244ESCALON SVMiddle-1237.5UDConS61.76				0	UDConS61.76	
Story6B244ESCALON SVEnd-J	0	UDConS61.51		0	UDConS61.51	
Story5B743ESCALON SVEnd-I-5148UDConS62.01				0	UDConS62.01	
Story5B743ESCALON SVMiddle-1237.5UDConS61.76				0	UDConS61.76	
Story5B743ESCALON SVEnd-J	0	UDConS61.51		0	UDConS61.51	
Story4B642ESCALON SVEnd-I-5148UDConS62.01				0	UDConS62.01	
Story4B642ESCALON SVMiddle-1237.5UDConS61.76				0	UDConS61.76	
Story4B642ESCALON SVEnd-J	0	UDConS61.51		0	UDConS61.51	
Story3B541ESCALON SVEnd-I-5148UDConS62.01				0	UDConS62.01	
Story3B541ESCALON SVMiddle-1237.5UDConS61.76				0	UDConS61.76	
Story3B541ESCALON SVEnd-J	0	UDConS61.51		0	UDConS61.51	
Story2B440ESCALON SVEnd-I-5148UDConS62.01				0	UDConS62.01	
Story2B440ESCALON SVMiddle-1237.5UDConS61.76				0	UDConS61.76	

Table 4.4 - Concrete Beam Flexure Envelope - ACI 318-14 (continued)

StoryLabel	UniqueName	SectionLocation	(-) Moment kgf-cm	(-) Combo	As Top cm2	(+) Moment kgf-cm	(+) Combo	As Bot cm2
Story2	B440	ESCALON SVEnd-J	0	UDConS6	1.51	0	UDConS6	1.51
BaseB1	2	ESCALON SVEnd-I-1	425.74	UDConS6	2.01	0	UDConS6	2.01
BaseB1	2	ESCALON SVMiddle	0		UDConS6	1.76623.63	UDConS6	1.76
BaseB1	2	ESCALON SVEnd-J	0	UDConS6	00		UDConS6	0

Table 4.5 - Concrete Beam Shear Envelope - ACI 318-14 (Part 1 of 2)

StoryLabel	UniqueName	SectionLocation	V kgf	V Combo	At cm2/cm	T for At kgf-cm	T for At Combo	At Torsion cm2/cm
Story20	B2258	ESCALON SVEnd-I	3672.67	UDConS5	0.0583	0	UDConS6	0
Story20	B2258	ESCALON SVMiddle	3526.18	UDConS5	0.064	0	UDConS6	0
Story20	B2258	ESCALON SVEnd-J	3390.05	UDConS5	0.0717	0	UDConS6	0
Story19	B2157	ESCALON SVEnd-I	3085.32	UDConS5	0.049	0	UDConS6	0
Story19	B2157	ESCALON SVMiddle	2902.2	UDConS5	0.0526	0	UDConS6	0
Story19	B2157	ESCALON SVEnd-J	2732.04	UDConS5	0.0578	0	UDConS6	0
Story18	B2056	ESCALON SVEnd-I	3085.32	UDConS5	0.049	0	UDConS6	0
Story18	B2056	ESCALON SVMiddle	2902.2	UDConS5	0.0526	0	UDConS6	0
Story18	B2056	ESCALON SVEnd-J	2732.04	UDConS5	0.0578	0	UDConS6	0
Story17	B1955	ESCALON SVEnd-I	3085.32	UDConS5	0.049	0	UDConS6	0
Story17	B1955	ESCALON SVMiddle	2902.2	UDConS5	0.0526	0	UDConS6	0
Story17	B1955	ESCALON SVEnd-J	2732.04	UDConS5	0.0578	0	UDConS6	0
Story16	B1854	ESCALON SVEnd-I	3085.32	UDConS5	0.049	0	UDConS6	0
Story16	B1854	ESCALON SVMiddle	2902.2	UDConS5	0.0526	0	UDConS6	0
Story16	B1854	ESCALON SVEnd-J	2732.04	UDConS5	0.0578	0	UDConS6	0
Story15	B1753	ESCALON SVEnd-I	3085.32	UDConS5	0.049	0	UDConS6	0
Story15	B1753	ESCALON SVMiddle	2902.2	UDConS5	0.0526	0	UDConS6	0
Story15	B1753	ESCALON SVEnd-J	2732.04	UDConS5	0.0578	0	UDConS6	0
Story14	B2952	ESCALON SVEnd-I	3085.32	UDConS5	0.049	0	UDConS6	0
Story14	B2952	ESCALON SVMiddle	2902.2	UDConS5	0.0526	0	UDConS6	0
Story14	B2952	ESCALON SVEnd-J	2732.04	UDConS5	0.0578	0	UDConS6	0
Story13	B2851	ESCALON SVEnd-I	3085.32	UDConS5	0.049	0	UDConS6	0
Story13	B2851	ESCALON SVMiddle	2902.2	UDConS5	0.0526	0	UDConS6	0
Story13	B2851	ESCALON SVEnd-J	2732.04	UDConS5	0.0578	0	UDConS6	0
Story12	B2750	ESCALON SVEnd-I	3085.32	UDConS5	0.049	0	UDConS6	0
Story12	B2750	ESCALON SVMiddle	2902.2	UDConS5	0.0526	0	UDConS6	0
Story12	B2750	ESCALON SVEnd-J	2732.04	UDConS5	0.0578	0	UDConS6	0
Story11	B2649	ESCALON SVEnd-I	3085.32	UDConS5	0.049	0	UDConS6	0
Story11	B2649	ESCALON SVMiddle	2902.2	UDConS5	0.0526	0	UDConS6	0
Story11	B2649	ESCALON SVEnd-J	2732.04	UDConS5	0.0578	0	UDConS6	0
Story10	B2548	ESCALON SVEnd-I	3085.32	UDConS5	0.049	0	UDConS6	0
Story10	B2548	ESCALON SVMiddle	2902.2	UDConS5	0.0526	0	UDConS6	0
Story10	B2548	ESCALON SVEnd-J	2732.04	UDConS5	0.0578	0	UDConS6	0
Story9	B2447	ESCALON SVEnd-I	3085.32	UDConS5	0.049	0	UDConS6	0
Story9	B2447	ESCALON SVMiddle	2902.2	UDConS5	0.0526	0	UDConS6	0
Story9	B2447	ESCALON SVEnd-J	2732.04	UDConS5	0.0578	0	UDConS6	0
Story8	B2346	ESCALON SVEnd-I	3085.32	UDConS5	0.049	0	UDConS6	0
Story8	B2346	ESCALON SVMiddle	2902.2	UDConS5	0.0526	0	UDConS6	0
Story8	B2346	ESCALON SVEnd-J	2732.04	UDConS5	0.0578	0	UDConS6	0
Story7	B345	ESCALON SVEnd-I	3085.32	UDConS5	0.049	0	UDConS6	0

Table 4.5 - Concrete Beam Shear Envelope - ACI 318-14 (Part 1 of 2, continued)

StoryLabel	UniqueName	SectionLocation	V kgf	V Combo	At cm2/cm	T for At kgf-cm	T for At Combo	At Torsion cm2/cm
Story7	B345	ESCALON SV	Middle			0	UDConS6	0
Story7	B345	ESCALON SV	End-J			0	UDConS6	0
Story6	B244	ESCALON SV	End-I			0	UDConS6	0
Story6	B244	ESCALON SV	Middle			0	UDConS6	0
Story6	B244	ESCALON SV	End-J			0	UDConS6	0
Story5	B743	ESCALON SV	End-I			0	UDConS6	0
Story5	B743	ESCALON SV	Middle			0	UDConS6	0
Story5	B743	ESCALON SV	End-J			0	UDConS6	0
Story4	B642	ESCALON SV	End-I			0	UDConS6	0
Story4	B642	ESCALON SV	Middle			0	UDConS6	0
Story4	B642	ESCALON SV	End-J			0	UDConS6	0
Story3	B541	ESCALON SV	End-I			0	UDConS6	0
Story3	B541	ESCALON SV	Middle			0	UDConS6	0
Story3	B541	ESCALON SV	End-J			0	UDConS6	0
Story2	B440	ESCALON SV	End-I			0	UDConS6	0
Story2	B440	ESCALON SV	Middle			0	UDConS6	0
Story2	B440	ESCALON SV	End-J			0	UDConS6	0
Base	B1	2 ESCALON SV	End-I	722.66	UDConS50.0273	0	UDConS6	0
Base	B1	2 ESCALON SV	Middle	1539.54	UDConS50.0279	0	UDConS6	0
Base	B1	2 ESCALON SV	End-J	1619.97	UDConS50.0343	0	UDConS6	0

Table 4.5 - Concrete Beam Shear Envelope - ACI 318-14 (Part 2 of 2)

T for As kgf-cm	T for As Combo	As Torsion cm2
0	UDConS6	0
0	UDConS6	0
0	UDConS6	0
0	UDConS6	0
0	UDConS6	0
0	UDConS6	0
0	UDConS6	0
0	UDConS6	0
0	UDConS6	0
0	UDConS6	0
0	UDConS6	0
0	UDConS6	0
0	UDConS6	0
0	UDConS6	0
0	UDConS6	0
0	UDConS6	0
0	UDConS6	0
0	UDConS6	0
0	UDConS6	0
0	UDConS6	0
0	UDConS6	0
0	UDConS6	0
0	UDConS6	0
0	UDConS6	0
0	UDConS6	0
0	UDConS6	0
0	UDConS6	0

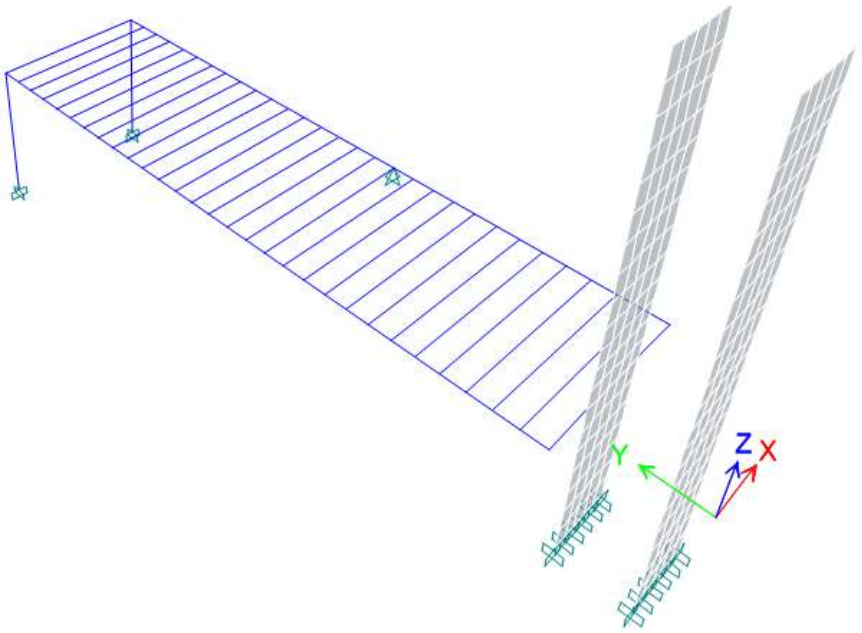
Table 4.5 - Concrete Beam Shear Envelope - ACI 318-14 (Part 2 of 2, continued)

T for As kgf-cm	T for As Combo	As Torsion cm2
0	UDConS6	0
0	UDConS6	0
0	UDConS6	0
0	UDConS6	0
0	UDConS6	0
0	UDConS6	0
0	UDConS6	0
0	UDConS6	0
0	UDConS6	0
0	UDConS6	0
0	UDConS6	0
0	UDConS6	0
0	UDConS6	0
0	UDConS6	0
0	UDConS6	0
0	UDConS6	0
0	UDConS6	0
0	UDConS6	0
0	UDConS6	0
0	UDConS6	0
0	UDConS6	0
0	UDConS6	0
0	UDConS6	0
0	UDConS6	0
0	UDConS6	0
0	UDConS6	0
0	UDConS6	0
0	UDConS6	0
0	UDConS6	0
0	UDConS6	0
0	UDConS6	0
0	UDConS6	0
0	UDConS6	0
0	UDConS6	0
0	UDConS6	0
0	UDConS6	0
0	UDConS6	0
0	UDConS6	0
0	UDConS6	0
0	UDConS6	0
0	UDConS6	0
0	UDConS6	0
0	UDConS6	0
0	UDConS6	0

Table 4.6 - Concrete Joint Envelope - ACI 318-14

StoryLabel	UniqueName	Section	B/C Major Combo	B/C Major Ratio	B/C Minor Combo	B/C Minor Ratio	JS Major Combo	JS Major Ratio	JS Minor Combo	JS Minor Ratio
Story20	C1	C40	UDConS5	0.146	UDConS5	0.132				

ETABS®



Reporte de ETABS Pérgola

Model File: Pérgola, Revision 0
3/2/2023

1 Properties

This chapter provides property information for materials, frame sections, shell sections, and links.

1.1 Materials

Table 1.1 - Material Properties - General

Material	Type	SymType	Grade	Color	Notes		
4000Psi	Concrete	Isotropic	f'c 4000 psi	Gray8Dark			
A416Gr270	Tendon	Uniaxial	Grade 270	Green			
A615Gr60	Rebar	Uniaxial	Grade 60	Blue			
A992Fy50	Steel	Isotropic	Grade 50	Yellow			
f'c250	Concrete	Isotropic	f'c 250	Gray8Dark			
Fy4200	Rebar	Uniaxial	Grade 60	Blue			

2 Loads

This chapter provides loading information as applied to the model.

2.1 Load Patterns

Table 2.1 - Load Pattern Definitions

Name	Is Auto Load	Type	Self Weight Multiplier	Auto Load
~ChineseXY	Yes	Other	0	
~ChineseYY	Yes	Other	0	
~LLRF	Yes	Other	0	
~SECC	Yes	Other	0	
~Static+Ecc	SYes	Other	0	
~Static-Ecc	SYes	Other	0	
~Static	SYes	Other	0	
CP	No	Dead	1	
CV	No	Live	0	
CVtNoRoof		Live	0	
S	No	Seismic	0	None

2.2 Load Sets

Table 2.2 - Shell Uniform Load Sets

Name	Load Pattern	Load Value kgf/cm2
TECHOCP	0.034	
TECHOCVt	0.01	
TERRAZACP	0.046	
TERRAZACV	0.01	

2.3 Functions

2.3.1 Response Spectrum Functions

Table 2.3 - Functions - Response Spectrum - User Defined

Name	Period sec	Value	Damping Ratio
ESPECTRO	0	0.1901	0.05
ESPECTRO	0.01	0.1901	
ESPECTRO	0.02	0.1901	
ESPECTRO	0.03	0.1882	
ESPECTRO	0.04	0.1862	
ESPECTRO	0.05	0.1842	
ESPECTRO	0.06	0.1822	
ESPECTRO	0.07	0.1802	
ESPECTRO	0.08	0.1782	
ESPECTRO	0.09	0.1762	
ESPECTRO	0.1	0.1742	
ESPECTRO	0.11	0.1722	
ESPECTRO	0.12	0.1702	
ESPECTRO	0.13	0.1682	
ESPECTRO	0.14	0.1662	
ESPECTRO	0.15	0.1642	

Table 2.3 - Functions - Response Spectrum - User Defined (continued)

Name	Period sec	Value	Damping Ratio
ESPECTRO	0.16	0.1622	
ESPECTRO	0.17	0.1602	
ESPECTRO	0.18	0.1582	
ESPECTRO	0.19	0.1562	
ESPECTRO	0.2	0.1542	
ESPECTRO	0.21	0.1522	
ESPECTRO	0.22	0.1501	
ESPECTRO	0.23	0.1481	
ESPECTRO	0.24	0.1461	
ESPECTRO	0.25	0.1441	
ESPECTRO	0.26	0.1421	
ESPECTRO	0.27	0.1401	
ESPECTRO	0.28	0.1381	
ESPECTRO	0.29	0.1361	
ESPECTRO	0.3	0.1341	
ESPECTRO	0.31	0.1321	
ESPECTRO	0.32	0.1301	
ESPECTRO	0.33	0.1281	
ESPECTRO	0.34	0.1261	
ESPECTRO	0.35	0.1241	
ESPECTRO	0.36	0.1221	
ESPECTRO	0.37	0.1201	
ESPECTRO	0.38	0.1181	
ESPECTRO	0.39	0.1161	
ESPECTRO	0.4	0.1141	
ESPECTRO	0.41	0.1138	
ESPECTRO	0.42	0.1111	
ESPECTRO	0.43	0.1085	
ESPECTRO	0.44	0.1061	
ESPECTRO	0.45	0.1037	
ESPECTRO	0.46	0.1014	
ESPECTRO	0.47	0.0993	
ESPECTRO	0.48	0.0972	
ESPECTRO	0.49	0.0952	
ESPECTRO	0.5	0.0933	
ESPECTRO	0.51	0.0915	
ESPECTRO	0.52	0.0897	
ESPECTRO	0.53	0.0881	
ESPECTRO	0.54	0.0864	
ESPECTRO	0.55	0.0848	
ESPECTRO	0.56	0.0833	
ESPECTRO	0.57	0.0819	
ESPECTRO	0.58	0.0805	
ESPECTRO	0.59	0.0791	
ESPECTRO	0.6	0.0778	
ESPECTRO	0.61	0.0765	
ESPECTRO	0.62	0.0753	
ESPECTRO	0.63	0.0741	
ESPECTRO	0.64	0.0729	

Table 2.3 - Functions - Response Spectrum - User Defined (continued)

Name	Period sec	Value	Damping Ratio
ESPECTRO	0.65	0.0718	
ESPECTRO	0.66	0.0707	
ESPECTRO	0.67	0.0697	
ESPECTRO	0.68	0.0686	
ESPECTRO	0.69	0.0676	
ESPECTRO	0.7	0.0667	
ESPECTRO	0.71	0.0657	
ESPECTRO	0.72	0.0648	
ESPECTRO	0.73	0.0639	
ESPECTRO	0.74	0.0631	
ESPECTRO	0.75	0.0622	
ESPECTRO	0.76	0.0614	
ESPECTRO	0.77	0.0606	
ESPECTRO	0.78	0.0598	
ESPECTRO	0.79	0.0591	
ESPECTRO	0.8	0.0583	
ESPECTRO	0.81	0.0576	
ESPECTRO	0.82	0.0569	
ESPECTRO	0.83	0.0562	
ESPECTRO	0.84	0.0556	
ESPECTRO	0.85	0.0549	
ESPECTRO	0.86	0.0543	
ESPECTRO	0.87	0.0536	
ESPECTRO	0.88	0.053	
ESPECTRO	0.89	0.0524	
ESPECTRO	0.9	0.0519	
ESPECTRO	0.91	0.0513	
ESPECTRO	0.92	0.0507	
ESPECTRO	0.93	0.0502	
ESPECTRO	0.94	0.0496	
ESPECTRO	0.95	0.0491	
ESPECTRO	0.96	0.0486	
ESPECTRO	0.97	0.0481	
ESPECTRO	0.98	0.0476	
ESPECTRO	0.99	0.0471	
ESPECTRO	1	0.0467	
ESPECTRO	1.01	0.0462	
ESPECTRO	1.02	0.0458	
ESPECTRO	1.03	0.0453	
ESPECTRO	1.04	0.0449	
ESPECTRO	1.05	0.0444	
ESPECTRO	1.06	0.044	
ESPECTRO	1.07	0.0436	
ESPECTRO	1.08	0.0432	
ESPECTRO	1.09	0.0428	
ESPECTRO	1.1	0.0424	
ESPECTRO	1.11	0.042	
ESPECTRO	1.12	0.0417	
ESPECTRO	1.13	0.0413	

Table 2.3 - Functions - Response Spectrum - User Defined (continued)

Name	Period sec	Value	Damping Ratio
ESPECTRO1	.14	0.0409	
ESPECTRO1	.15	0.0406	
ESPECTRO1	.16	0.0402	
ESPECTRO1	.17	0.0399	
ESPECTRO1	.18	0.0395	
ESPECTRO1	.19	0.0392	
ESPECTRO1	.2	0.0389	
ESPECTRO1	.21	0.0386	
ESPECTRO1	.22	0.0383	
ESPECTRO1	.23	0.0379	
ESPECTRO1	.24	0.0376	
ESPECTRO1	.25	0.0373	
ESPECTRO1	.26	0.037	
ESPECTRO1	.27	0.0367	
ESPECTRO1	.28	0.0365	
ESPECTRO1	.29	0.0362	
ESPECTRO1	.3	0.0359	
ESPECTRO1	.31	0.0356	
ESPECTRO1	.32	0.0354	
ESPECTRO1	.33	0.0351	
ESPECTRO1	.34	0.0348	
ESPECTRO1	.35	0.0346	
ESPECTRO1	.36	0.0343	
ESPECTRO1	.37	0.0341	
ESPECTRO1	.38	0.0338	
ESPECTRO1	.39	0.0336	
ESPECTRO1	.4	0.0333	
ESPECTRO1	.41	0.0331	
ESPECTRO1	.42	0.0329	
ESPECTRO1	.43	0.0326	
ESPECTRO1	.44	0.0324	
ESPECTRO1	.45	0.0322	
ESPECTRO1	.46	0.032	
ESPECTRO1	.47	0.0317	
ESPECTRO1	.48	0.0315	
ESPECTRO1	.49	0.0313	
ESPECTRO1	.5	0.0311	
ESPECTRO1	.51	0.0309	
ESPECTRO1	.52	0.0307	
ESPECTRO1	.53	0.0305	
ESPECTRO1	.54	0.0303	
ESPECTRO1	.55	0.0301	
ESPECTRO1	.56	0.0299	
ESPECTRO1	.57	0.0297	
ESPECTRO1	.58	0.0295	
ESPECTRO1	.59	0.0294	
ESPECTRO1	.6	0.0292	
ESPECTRO1	.61	0.029	
ESPECTRO1	.62	0.0288	

Table 2.3 - Functions - Response Spectrum - User Defined (continued)

Name	Period sec	Value	Damping Ratio
ESPECTRO1	.63	0.0286	
ESPECTRO1	.64	0.0285	
ESPECTRO1	.65	0.0283	
ESPECTRO1	.66	0.0281	
ESPECTRO1	.67	0.0279	
ESPECTRO1	.68	0.0278	
ESPECTRO1	.69	0.0276	
ESPECTRO1	.7	0.0275	
ESPECTRO1	.71	0.0273	
ESPECTRO1	.72	0.0271	
ESPECTRO1	.73	0.027	
ESPECTRO1	.74	0.0268	
ESPECTRO1	.75	0.0267	
ESPECTRO1	.76	0.0265	
ESPECTRO1	.77	0.0264	
ESPECTRO1	.78	0.0262	
ESPECTRO1	.79	0.0261	
ESPECTRO1	.8	0.0259	
ESPECTRO1	.81	0.0258	
ESPECTRO1	.82	0.0256	
ESPECTRO1	.83	0.0255	
ESPECTRO1	.84	0.0254	
ESPECTRO1	.85	0.0252	
ESPECTRO1	.86	0.0251	
ESPECTRO1	.87	0.025	
ESPECTRO1	.88	0.0248	
ESPECTRO1	.89	0.0247	
ESPECTRO1	.9	0.0246	
ESPECTRO1	.91	0.0244	
ESPECTRO1	.92	0.0243	
ESPECTRO1	.93	0.0242	
ESPECTRO1	.94	0.0241	
ESPECTRO1	.95	0.0239	
ESPECTRO1	.96	0.0238	
ESPECTRO1	.97	0.0237	
ESPECTRO1	.98	0.0236	
ESPECTRO1	.99	0.0235	
ESPECTRO	2	0.0233	
ESPECTRO2	.01	0.0232	
ESPECTRO2	.02	0.0231	
ESPECTRO2	.03	0.023	
ESPECTRO2	.04	0.0229	
ESPECTRO2	.05	0.0228	
ESPECTRO2	.06	0.0227	
ESPECTRO2	.07	0.0225	
ESPECTRO2	.08	0.0224	
ESPECTRO2	.09	0.0223	
ESPECTRO2	.1	0.0222	
ESPECTRO2	.11	0.0221	

Table 2.3 - Functions - Response Spectrum - User Defined (continued)

Name	Period sec	Value	Damping Ratio
ESPECTRO2	.120.022		
ESPECTRO2	.130.0219		
ESPECTRO2	.140.0218		
ESPECTRO2	.150.0217		
ESPECTRO2	.160.0216		
ESPECTRO2	.170.0215		
ESPECTRO2	.180.0214		
ESPECTRO2	.190.0213		
ESPECTRO2	.20.0212		
ESPECTRO2	.210.0211		
ESPECTRO2	.220.021		
ESPECTRO2	.230.0209		
ESPECTRO2	.240.0208		
ESPECTRO2	.250.0207		
ESPECTRO2	.260.0206		
ESPECTRO2	.270.0206		
ESPECTRO2	.280.0205		
ESPECTRO2	.290.0204		
ESPECTRO2	.30.0203		
ESPECTRO2	.310.0202		
ESPECTRO2	.320.0201		
ESPECTRO2	.330.02		
ESPECTRO2	.340.0199		
ESPECTRO2	.350.0199		
ESPECTRO2	.360.0198		
ESPECTRO2	.370.0197		
ESPECTRO2	.380.0196		
ESPECTRO2	.390.0195		
ESPECTRO2	.40.0194		
ESPECTRO2	.410.0194		
ESPECTRO2	.420.0193		
ESPECTRO2	.430.0192		
ESPECTRO2	.440.0191		
ESPECTRO2	.450.019		
ESPECTRO2	.460.019		
ESPECTRO2	.470.0189		
ESPECTRO2	.480.0188		
ESPECTRO2	.490.0187		
ESPECTRO2	.50.0187		
ESPECTRO2	.510.0186		
ESPECTRO2	.520.0185		
ESPECTRO2	.530.0184		
ESPECTRO2	.540.0184		
ESPECTRO2	.550.0183		
ESPECTRO2	.560.0182		
ESPECTRO2	.570.0182		
ESPECTRO2	.580.0181		
ESPECTRO2	.590.018		
ESPECTRO2	.60.0179		

Table 2.3 - Functions - Response Spectrum - User Defined (continued)

Name	Period sec	Value	Damping Ratio
ESPECTRO	2.610.0179		
ESPECTRO	2.620.0178		
ESPECTRO	2.630.0177		
ESPECTRO	2.640.0177		
ESPECTRO	2.650.0176		
ESPECTRO	2.660.0175		
ESPECTRO	2.670.0175		
ESPECTRO	2.680.0174		
ESPECTRO	2.690.0173		
ESPECTRO	2.70.0173		
ESPECTRO	2.710.0172		
ESPECTRO	2.720.0172		
ESPECTRO	2.730.0171		
ESPECTRO	2.740.017		
ESPECTRO	2.750.017		
ESPECTRO	2.760.0169		
ESPECTRO	2.770.0168		
ESPECTRO	2.780.0168		
ESPECTRO	2.790.0167		
ESPECTRO	2.80.0167		
ESPECTRO	2.810.0166		
ESPECTRO	2.820.0165		
ESPECTRO	2.830.0165		
ESPECTRO	2.840.0164		
ESPECTRO	2.850.0164		
ESPECTRO	2.860.0163		
ESPECTRO	2.870.0163		
ESPECTRO	2.880.0162		
ESPECTRO	2.890.0161		
ESPECTRO	2.90.0161		
ESPECTRO	2.910.016		
ESPECTRO	2.920.016		
ESPECTRO	2.930.0159		
ESPECTRO	2.940.0159		
ESPECTRO	2.950.0158		
ESPECTRO	2.960.0158		
ESPECTRO	2.970.0157		
ESPECTRO	2.980.0157		
ESPECTRO	2.990.0156		
ESPECTRO	3	0.0156	
UnifRS	01		0.05
UnifRS	11		

2.3.2 Time History Functions

Table 2.4 - Functions - Time History - User Defined

Name	Time sec	Value
RampTH		00
RampTH		11
RampTH		41
UnifTH		01
UnifTH	11	

2.4 Load Cases

Table 2.5 - Load Case Definitions - Summary

NameType	
CPLinear Static	
CVLinear Static	
ModalModal - Eigen	
CVtLinear Static	
S	Response Spectrum

2.5 Load Combinations

Table 2.6 - Load Combination Definitions

NameTypeIs Auto	Load Name	SFNotes
DJstS1Linear AddYesCP1.4Dead [Strength]		
DJstS2Linear AddYesCP1.2Dead + Live [Strength]		
DJstS2CV1.6		
DJstS3Linear AddYesCP1.2Dead + Live + Roof Live [Strength]		
DJstS3CVt1.6		
DSlbS1Linear AddYesCP1.4Dead [Strength]		
DSlbS2Linear AddYesCP1.2Dead + Live [Strength]		
DSlbS2CV1.6		
DSlbS3Linear AddYesCP1.2Dead + Live + Roof Live [Strength]		
DSlbS3CV1.6		
DSlbS3CVt0.5		
DSlbS4Linear AddYesCP1.2Dead + Live + Roof Live [Strength]		
DSlbS4CV		1
DSlbS4CVt1.6		
DSlbS5Linear AddYesCP1.3Dead + Live + Response Spectrum [Strength]		
DSlbS5CV		1
DSlbS5	S1	
DSlbS6Linear AddYesCP0.8Dead (min) + Response Spectrum [Strength]		
DSlbS6		S1
DStlD1Linear AddYesCP		1 Dead [Deflections]
DStlD2Linear AddYesCP		1 Dead + Live [Deflections]
DStlD2CV		1
DStlS1Linear AddYesCP1.4Dead [Strength]		
DStlS2Linear AddYesCP1.2Dead + Live [Strength]		
DStlS2CV1.6		
DStlS3Linear AddYesCP1.2Dead + Live + Roof Live [Strength]		
DStlS3CV1.6		
DStlS3CVt0.5		
DStlS4Linear AddYesCP1.2Dead + Live + Roof Live [Strength]		

Table 2.6 - Load Combination Definitions (continued)

NameTypeIs Auto	Load Name	SFNotes
DStlS4CV		1
DStlS4CVt1.6		
DStlS5Linear AddYesCP1.3Dead + Live + Response Spectrum [Strength]		
DStlS5CV		1
DStlS5	S1	
DStlS6Linear AddYesCP0.8Dead (min) + Response Spectrum [Strength]		
DStlS6	S1	
DWalS1Linear AddYesCP1.4Dead [Strength]		
DWalS2Linear AddYesCP1.2Dead + Live [Strength]		
DWalS2CV1.6		
DWalS3Linear AddYesCP1.2Dead + Live + Roof Live [Strength]		
DWalS3CV1.6		
DWalS3CVt0.5		
DWalS4Linear AddYesCP1.2Dead + Live + Roof Live [Strength]		
DWalS4CV		1
DWalS4CVt1.6		
DWalS5Linear AddYesCP1.3Dead + Live + Response Spectrum [Strength]		
DWalS5CV		1
DWalS5	S1	
DWalS6Linear AddYesCP0.8Dead (min) + Response Spectrum [Strength]		
DWalS6		S1
SERVICIOLinear AddNoCP		1
SERVICIOCV		1
SERVICIOCVt		1
SISMOLinear AddNoCV0.15		
SISMOCVt		0
UDConS1Linear AddNoCP1.4Dead [Strength]		
UDConS2Linear AddNoCP1.2Dead + Live [Strength]		
UDConS2CV1.6		
UDConS3Linear AddNoCP1.2Dead + Live + Roof Live [Strength]		
UDConS3CV1.6		
UDConS3CVt0.5		
UDConS4Linear AddNoCP1.2Dead + Live + Roof Live [Strength]		
UDConS4CV0.5		
UDConS4CVt1.6		
UDConS5Linear AddNoCP1.44Dead + Live + Response Spectrum [Strength]		
UDConS5CV0.5		
UDConS5	S1	
UDConS6Linear AddNoCP0.66Dead (min) + Response Spectrum [Strength]		
UDConS6	S1	

3 Analysis Results

This chapter provides analysis results.

3.1 Structure Results

Table 3.1 - Base Reactions (Part 1 of 2)

Output Case	Case Type	Step Type	FX kgf	FY kgf	FZ kgf	MX kgf-cm	MY kgf-cm	MZ kgf-cm	X cm
CP	LinStatic		0	0	40960.94	28594294.427	168163.64		0
CV	LinStatic								0000000
CVt	LinStatic								0000000
S	LinRespSpecMax	2702.42	448.67		0	884800.18	1456035.56	2831667.28	0
~StaticSLin	Static	-2516.17	-1455.26		0	702187.23	-1468092.92	1346383.72	0
~Static+EccSLin	Static	-2516.17	-1455.26		0	702187.23	-1468092.92	1346383.72	0
~Static-EccSLin	Static	-2516.17	-1455.26		0	702187.23	-1468092.92	1346383.72	0
UDConS1	Combination		0	0	57345.31	40032012.19	10035429.09		0
UDConS2	Combination		0	0	49153.12	34313153.31	8601796.36		0
UDConS3	Combination		0	0	49153.12	34313153.31	8601796.36		0
UDConS4	Combination		0	0	49153.12	34313153.31	8601796.36		0
UDConS5	Combination	Max	2702.42	448.67	58983.75	42060584.15	11778191.22	831667.28	0
UDConS5	Combination	Min	-2702.4	-2448.67	58983.75	40290983.79	8866120.07	-2831667.28	0
UDConS6	Combination	Max	2702.42	448.67	27034.22	19757034.56	187023.56	2831667.28	0
UDConS6	Combination	Min	-2702.4	-2448.67	27034.22	17987434.14	3274952.43	-2831667.28	0
SERVICIO	Combination		0	0	40960.94	28594294.427	168163.64	0	

Table 3.1 - Base Reactions (Part 2 of 2)

Y cm	Z cm
0	
0	
0	
0	
0	
0	
0	
0	
0	
0	
0	
0	
0	
0	
0	
0	
0	

3.2 Story Results

Table 3.2 - Story Drifts

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Direction	Drift	Drift/Label	
Story4	S	LinRespSpecMax		Y	0.0024011/416133		
Story3	S	LinRespSpecMax		Y	0.0022081/453134		
Story2	S	LinRespSpecMax		Y	0.0018461/542134		

Table 3.2 - Story Drifts (continued)

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Direction	Drift	Drift/Label	
Story1	S	LinRespSpec	Max	X	0.000141	1/7113	3
Story1	S	LinRespSpec	Max	Y	0.000901	1/1110206	

Table 3.3 - Story Forces

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Location	P kgf	VX kgf	VY kgf	T kgf-cm	MX kgf-cm	MY kgf-cm
Story4	S	LinRespSpec	Max	Bottom	0		495.423	3.266298	4.755831	5.81123850.12
Story3	S	LinRespSpec	Max	Bottom	0		1091.46	312.2512	1229.631	13772.58353055.88
Story2	S	LinRespSpec	Max	Bottom	0		1378.74	05.63155	507.1616	2871.26587434.73
Story1	S	LinRespSpec	Max	Bottom	125.6525	16.17145	5.262707	816.1152	0603.221	401997.81

3.3 Modal Results

Table 3.4 - Modal Periods And Frequencies

Case	Mode	Period sec	Frequency cyc/sec	CircFreq rad/sec	Eigenvalue rad2/sec2
Modal	1		0.946	1.0576.644	444.1487
Modal	2		0.517	1.93512.160	9147.888
Modal	3		0.17	5.89937.065	61373.8616
Modal	4		0.136	7.33346.076	2122.9974
Modal	5		0.132	7.59747.733	72278.5072
Modal	6		0.128	7.81949.125	62413.3257
Modal	7		0.104	9.65760.674	73681.4141
Modal	8		0.096	10.41265.421	74280.005
Modal	9	0.072	13.873	87.169	47598.4983
Modal	10	0.061	16.296	102.390	810483.8811
Modal	11	0.048	20.652	129.761	516838.0377
Modal	12	0.048	20.907	131.360	917255.6925

Table 3.5 - Modal Participating Mass Ratios (Part 1 of 2)

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ
Modal	1	0.946	0	0.1348	0	0	0.1348	0	0.4558	0	0
Modal	2	0.517	2.25E-06	0.1143	0	2.25E-06	0.2491	0	0.4781	2.12E-05	0.0001
Modal	3	0.17	0	0.0395	0	2.25E-06	0.2886	0	0.0267	0	0
Modal	4	0.136	0.0003	0.4325	0	0.0004	0.7211	0	0.0144	0.0052	0.082
Modal	5	0.132	0.2105	0.0049	0	0.2108	0.7261	0	0.0001	0.3881	0.1316
Modal	6	0.128	0.136	0	0	0.3468	0.7261	0	0.454	0	0.1493
Modal	7	0.104	0.2958	0.0067	0	0.6427	0.7327	0	1.513E-05	0.0055	0.4978
Modal	8	0.096	0.0088	0.0019	0	0.6515	0.7346	0	0.0048	0	0.0011
Modal	9	0.072	0	0	0	0.6515	0.7346	0	0	0	0.0008
Modal	10	0.061	0	0.0055	0	0.6515	0.7402	0	0.0076	0	0
Modal	11	0.048	0	0.0085	0	0.6515	0.7487	0	0.0007	2.83E-06	0.0004
Modal	12	0.048	9.86E-06	0.0063	0	0.6515	0.755	0	0.0023	0	0.0003

Table 3.5 - Modal Participating Mass Ratios (Part 2 of 2)

SumRX	SumRY	SumRZ
0.4558	0	0
0.9338	1.212E-05	0.0001
0.9605	1.212E-05	0.0001

Table 3.5 - Modal Participating Mass Ratios (Part 2 of 2, continued)

SumRX	SumRY	SumRZ
0.9749	0.0052	0.0821
0.975	0.3933	0.2137
0.975	0.8473	0.363
0.975	0.8529	0.8608
0.9797	0.8529	0.8619
0.9797	0.8529	0.8627
0.9873	0.8529	0.8627
0.988	0.8529	0.8632
0.9904	0.8529	0.8635

4 Design Data

This chapter provides design data and results.

4.1 Concrete Frame Design

Table 4.1 - Concrete Frame Design Preferences - ACI 318-14

Item	Value
Multi-Response Design	Step-by-Step - All
# Interaction Curves	24
# Interaction Points	11
Minimum Eccentricity?	Yes
Design for BCCR?	Yes
Ignore Beneficial Pu for Beam Design?	Yes
Seismic Design Category	D
Design System Omega0	2
Design System Rho	1
Design System Sds	0.5
Consider ICC_{ESR}	No
Phi (Tension)	0.9
Phi (Compression Tied)	0.65
Phi (Compression Spiral)	0.75
Phi (Shear and Torsion)	0.75
Phi (Shear Seismic)	0.6
Phi (Shear Joint)	0.85
Pattern Live Load Factor	0.75
Utlization Factor Limit	1

Table 4.2 - Concrete Column PMM Envelope - ACI 318-14

StoryLabel UniqueNameSectionLocation	P kgf	M Major kgf-cm	M Minor kgf-cm	PMM Combo	PMM Ratio or Rebar %
Story1D248C40X60 (39.90)Top	3362.21	264040.68	771346.51	UDConS5	0.236
Story1D248C40X60 (39.90)Bottom	6265.25	189680.64	-297009.99	UDConS5	0.113
Story1D356C40X60 (39.90)Top	10307.04	-311932.27	1689447.41	UDConS5	0.449
Story1D356C40X60 (39.90)Bottom	13210.08	352324.94	1190089.57	UDConS5	0.34

Table 4.3 - Concrete Column Shear Envelope - ACI 318-14

StoryLabel UniqueNameSectionLocation	V Major kgf	V Major Combo	At Major cm2/cm	V Minor kgf	V Minor Combo	At Minor cm2/cm
Story1D248C40X60 (39.90)Top	1074.96	UDConS5	0.012515	48.13		0
Story1D248C40X60 (39.90)Bottom	1074.96	UDConS5	0.012513	58.05		0
Story1D356C40X60 (39.90)Top	1279.3	UDConS6	0.014924	27.3	UDConS6	0.0178
Story1D356C40X60 (39.90)Bottom	1279.3	UDConS6	0.014922	37.22	UDConS6	0.0164

Table 4.4 - Concrete Beam Flexure Envelope - ACI 318-14

StoryLabel UniqueName Section Location	(-) Moment kgf-cm	(-) Combo	As Top cm2	(+) Moment kgf-cm	(+) Combo	As Bot cm2
Story1B258V40X50End-I	0		UDConS6	6.03594	6.24UDConS	6.03
Story1B258V40X50Middle	0		UDConS6	6.03118	92.46UDConS	6.03
Story1B258V40X50End-J-20	2313.22UDConS6	6.03		0	UDConS	6.03
Story1B123114V40X50End-I-81	46.98UDConS6	6.03		0	UDConS	6.03

Table 4.4 - Concrete Beam Flexure Envelope - ACI 318-14 (continued)

StoryLabel UniqueName Section Location	(-) Moment kgf-cm	(-) Combo	As Top cm2	(+) Moment kgf-cm	(+) Combo	As Bot cm2
Story1B123114V40X50Middle-119934.91UDConS66.03				0	UDConS66.03	
Story1B123114V40X50End-J-223348.87UDConS66.03				0	UDConS66.03	
Story1B124115V40X50End-I-121408.65UDConS66.0343992.68UDConS66.03						
Story1B124115V40X50Middle	0		UDConS66.03160411.14UDConS66.03			
Story1B124115V40X50End-J	0		UDConS66.03253741.61UDConS66.03			
Story1B125119N10X20End-I	0	UDConS6	0	2376UDConS60.57		
Story1B125119N10X20Middle	0	UDConS6	0	3960UDConS60.57		
Story1B125119N10X20End-J	0	UDConS6	0	2376UDConS60.57		
Story1B126120N10X20End-I	0	UDConS6	0	2376UDConS60.57		
Story1B126120N10X20Middle	0	UDConS6	0	3960UDConS60.57		
Story1B126120N10X20End-J	0	UDConS6	0	2376UDConS60.57		
Story1B127123N10X20End-I	0	UDConS6	0	2376UDConS60.57		
Story1B127123N10X20Middle	0	UDConS6	0	3960UDConS60.57		
Story1B127123N10X20End-J	0	UDConS6	0	2376UDConS60.57		
Story1B128124N10X20End-I	0	UDConS6	0	2376UDConS60.57		
Story1B128124N10X20Middle	0	UDConS6	0	3960UDConS60.57		
Story1B128124N10X20End-J	0	UDConS6	0	2376UDConS60.57		
Story1B129128N10X20End-I	0	UDConS6	0	2376UDConS60.57		
Story1B129128N10X20Middle	0	UDConS6	0	3960UDConS60.57		
Story1B129128N10X20End-J	0	UDConS6	0	2376UDConS60.57		
Story1B130129N10X20End-I	0		UDConS60.57	2376UDConS60.57		
Story1B130129N10X20Middle	0		UDConS60.57	3960UDConS60.57		
Story1B130129N10X20End-J	0	UDConS60.57		0	UDConS60.57	
Story1B131172N10X20End-I	0		UDConS60.57	2376UDConS60.57		
Story1B131172N10X20Middle	0		UDConS60.57	3960UDConS60.57		
Story1B131172N10X20End-J	0	UDConS60.57		0	UDConS60.57	
Story1B132204N10X20End-I	0		UDConS60.57	2376UDConS60.57		
Story1B132204N10X20Middle	0		UDConS60.57	3960UDConS60.57		
Story1B132204N10X20End-J	0	UDConS60.57		0	UDConS60.57	
Story1B133205N10X20End-I	0		UDConS60.57	2376UDConS60.57		
Story1B133205N10X20Middle	0		UDConS60.57	3960UDConS60.57		
Story1B133205N10X20End-J	0	UDConS60.57		0	UDConS60.57	
Story1B134206N10X20End-I	0		UDConS60.57	2376UDConS60.57		
Story1B134206N10X20Middle	0		UDConS60.57	3960UDConS60.57		
Story1B134206N10X20End-J	0	UDConS60.57		0	UDConS60.57	
Story1B135207N10X20End-I	0		UDConS60.57	2376UDConS60.57		
Story1B135207N10X20Middle	0		UDConS60.57	3960UDConS60.57		
Story1B135207N10X20End-J	0	UDConS60.57		0	UDConS60.57	
Story1B136208N10X20End-I	0		UDConS60.57	2376UDConS60.57		
Story1B136208N10X20Middle	0		UDConS60.57	3960UDConS60.57		
Story1B136208N10X20End-J	0	UDConS60.57		0	UDConS60.57	
Story1B137209N10X20End-I	0		UDConS60.57	2376UDConS60.57		
Story1B137209N10X20Middle	0		UDConS60.57	3960UDConS60.57		
Story1B137209N10X20End-J	0	UDConS60.57		0	UDConS60.57	
Story1B138210N10X20End-I	0		UDConS60.57	2376UDConS60.57		
Story1B138210N10X20Middle	0		UDConS60.57	3960UDConS60.57		
Story1B138210N10X20End-J	0	UDConS60.57		0	UDConS60.57	
Story1B139211N10X20End-I	0		UDConS60.57	2376UDConS60.57		
Story1B139211N10X20Middle	0	UDConS60.573960UDConS60.57				

Table 4.4 - Concrete Beam Flexure Envelope - ACI 318-14 (continued)

StoryLabel	UniqueName	Section	Location	(-) Moment kgf-cm	(-) Combo	As Top cm2	(+) Moment kgf-cm	(+) Combo	As Bot cm2
Story1	B139	211N10X20	End-J	0	UDConS60	.57	0	UDConS	60.57
Story1	B140	212N10X20	End-I	0			UDConS60.57	2376UDConS	60.57
Story1	B140	212N10X20	Middle	0			UDConS60.57	3960UDConS	60.57
Story1	B140	212N10X20	End-J	0	UDConS60	.57	0	UDConS	60.57
Story1	B142	214N10X20	End-I	0			UDConS60.57	2376UDConS	60.57
Story1	B142	214N10X20	Middle	0			UDConS60.57	3960UDConS	60.57
Story1	B142	214N10X20	End-J	0	UDConS60	.57	0	UDConS	60.57
Story1	B143	215N10X20	End-I	0			UDConS60.57	2376UDConS	60.57
Story1	B143	215N10X20	Middle	0			UDConS60.57	3960UDConS	60.57
Story1	B143	215N10X20	End-J	0	UDConS60	.57	0	UDConS	60.57
Story1	B144	216N10X20	End-I	0			UDConS60.57	2376UDConS	60.57
Story1	B144	216N10X20	Middle	0			UDConS60.57	3960UDConS	60.57
Story1	B144	216N10X20	End-J	0	UDConS60	.57	0	UDConS	60.57
Story1	B145	217N10X20	End-I	0			UDConS60.57	2376UDConS	60.57
Story1	B145	217N10X20	Middle	0			UDConS60.57	3960UDConS	60.57
Story1	B145	217N10X20	End-J	0	UDConS60	.57	0	UDConS	60.57
Story1	B146	218N10X20	End-I	0	UDConS6	0		2376UDConS	60.57
Story1	B146	218N10X20	Middle	0	UDConS6	0		3960UDConS	60.57
Story1	B146	218N10X20	End-J	0	UDConS6	0		2376UDConS	60.57
Story1	B147	219N10X20	End-I	0	UDConS6	0		2376UDConS	60.57
Story1	B147	219N10X20	Middle	0	UDConS6	0		3960UDConS	60.57
Story1	B147	219N10X20	End-J	0	UDConS6	0		2376UDConS	60.57
Story1	B148	220N10X20	End-I	0	UDConS6	0		2376UDConS	60.57
Story1	B148	220N10X20	Middle	0	UDConS6	0		3960UDConS	60.57
Story1	B148	220N10X20	End-J	0	UDConS6	0		2376UDConS	60.57
Story1	B149	221N10X20	End-I	0	UDConS6	0		2376UDConS	60.57
Story1	B149	221N10X20	Middle	0	UDConS6	0		3960UDConS	60.57
Story1	B149	221N10X20	End-J	0	UDConS6	0		2376UDConS	60.57
Story1	B150	222N10X20	End-I	0			UDConS60.57	2376UDConS	60.57
Story1	B150	222N10X20	Middle	0			UDConS60.57	3960UDConS	60.57
Story1	B150	222N10X20	End-J	0	UDConS60	.57	0	UDConS	60.57
Story1	B151	223N10X20	End-I	0			UDConS60.57	2376UDConS	60.57
Story1	B151	223N10X20	Middle	0			UDConS60.57	3960UDConS	60.57
Story1	B151	223N10X20	End-J	0	UDConS60	.57	0	UDConS	60.57
Story1	B184	226V40X50	End-I	-3825.22	UDConS66.03		83934.82	UDConS66.03	
Story1	B184	226V40X50	Middle	-69408.69	UDConS66.03				
Story1	B184	226V40X50	End-J	-278355.69	UDConS66.03				
Story1	B13	8	N10X20End-I	0			UDConS60.57	2376UDConS	60.57
Story1	B13	8	N10X20Middle	0			UDConS60.57	3960UDConS	60.57
Story1	B13	8	N10X20End-J	0	UDConS60	.57	0	UDConS	60.57
Story1	B1643	V40X50	End-I	-113738.37	UDConS66.03				
Story1	B1643	V40X50	Middle	-52909.19	UDConS66.03				
Story1	B1643	V40X50	End-J	0	UDConS66	.03	0	UDConS	66.03
Story1	B745	V40X50	End-I	0			UDConS66.03	23113.7UDConS	66.03
Story1	B745	V40X50	Middle	-112865.7	UDConS66.03				
Story1	B745	V40X50	End-J	-247369.65	UDConS66.03				
Story1	B3	1	V40X50End-I	0			UDConS66.03	227642.21UDConS	66.03
Story1	B3	1	V40X50Middle	0			UDConS66.03	148083.93UDConS	59.17
Story1	B3	1	V40X50End-J	0	UDConS66	.03	155474	1.25UDConS	59.65

Table 4.4 - Concrete Beam Flexure Envelope - ACI 318-14 (continued)

StoryLabel	UniqueName	Section Location	(-) Moment kgf-cm	(-) Combo	As Top cm2	(+) Moment kgf-cm	(+) Combo	As Bot cm2
Story1B4	2	V40X50End-I	0		UDConS66.03	1497	23.61UDConS	59.28
Story1B4	2	V40X50Middle-I	40193.28	UDConS66.03	12210	00.36UDConS		57.49
Story1B4	2	V40X50End-J-I	952	2.95UDConS	512.31		0	UDConS66.03

Table 4.5 - Concrete Beam Shear Envelope - ACI 318-14 (Part 1 of 2)

StoryLabel	UniqueName	Section Location	V kgf	V Combo	At cm2/cm	T for At kgf-cm	T for At Combo	At Torsion cm2/cm
Story1B2	58	V40X50End-I	5052.12	UDConS6	0.0356		0	UDConS6	0
Story1B2	58	V40X50Middle	4038.36	UDConS6	0.0285		0	UDConS6	0
Story1B2	58	V40X50End-J	4950.47	UDConS6	0.0349		0	UDConS6	0
Story1B1	23114	V40X50End-I	8268.74	UDConS5	0.0583	14327.17	UDConS6		0
Story1B1	23114	V40X50Middle	9651.14	UDConS5	0.0681	14327.17	UDConS6		0
Story1B1	23114	V40X50End-J	10342.34	UDConS5	0.073	14327.17	UDConS6		0
Story1B1	24115	V40X50End-I	10465.62	UDConS5	0.0738	181131.35	UDConS5	0.051	
Story1B1	24115	V40X50Middle	9774.42	UDConS5	0.069	181131.35	UDConS5	0.051	
Story1B1	24115	V40X50End-J	8392.02	UDConS5	0.0592	181131.35	UDConS5	0.051	
Story1B1	25119	N10X20End-I	39.6	UDConS6		00		UDConS6	0
Story1B1	25119	N10X20Middle	23.76	UDConS6		00		UDConS6	0
Story1B1	25119	N10X20End-J	55.44	UDConS6		00		UDConS6	0
Story1B1	26120	N10X20End-I	39.6	UDConS6		00		UDConS6	0
Story1B1	26120	N10X20Middle	23.76	UDConS6		00		UDConS6	0
Story1B1	26120	N10X20End-J	55.44	UDConS6		00		UDConS6	0
Story1B1	27123	N10X20End-I	39.6	UDConS6		00		UDConS6	0
Story1B1	27123	N10X20Middle	23.76	UDConS6		00		UDConS6	0
Story1B1	27123	N10X20End-J	55.44	UDConS6		00		UDConS6	0
Story1B1	28124	N10X20End-I	39.6	UDConS6		00		UDConS6	0
Story1B1	28124	N10X20Middle	23.76	UDConS6		00		UDConS6	0
Story1B1	28124	N10X20End-J	55.44	UDConS6		00		UDConS6	0
Story1B1	29128	N10X20End-I	39.6	UDConS6		00		UDConS6	0
Story1B1	29128	N10X20Middle	23.76	UDConS6		00		UDConS6	0
Story1B1	29128	N10X20End-J	55.44	UDConS6		00		UDConS6	0
Story1B1	30129	N10X20End-I	399.22	UDConS5	0.0075		0	UDConS6	0
Story1B1	30129	N10X20Middle	330.1	UDConS5	0.0062		0	UDConS6	0
Story1B1	30129	N10X20End-J	399.22	UDConS5	0.0075		0	UDConS6	0
Story1B1	31172	N10X20End-I	399.22	UDConS5	0.0075		0	UDConS6	0
Story1B1	31172	N10X20Middle	330.1	UDConS5	0.0062		0	UDConS6	0
Story1B1	31172	N10X20End-J	399.22	UDConS5	0.0075		0	UDConS6	0
Story1B1	32204	N10X20End-I	399.22	UDConS5	0.0075		0	UDConS6	0
Story1B1	32204	N10X20Middle	330.1	UDConS5	0.0062		0	UDConS6	0
Story1B1	32204	N10X20End-J	399.22	UDConS5	0.0075		0	UDConS6	0
Story1B1	33205	N10X20End-I	399.22	UDConS5	0.0075		0	UDConS6	0
Story1B1	33205	N10X20Middle	330.1	UDConS5	0.0062		0	UDConS6	0
Story1B1	33205	N10X20End-J	399.22	UDConS5	0.0075		0	UDConS6	0
Story1B1	34206	N10X20End-I	399.22	UDConS5	0.0075		0	UDConS6	0
Story1B1	34206	N10X20Middle	330.1	UDConS5	0.0062		0	UDConS6	0
Story1B1	34206	N10X20End-J	399.22	UDConS5	0.0075		0	UDConS6	0
Story1B1	35207	N10X20End-I	399.22	UDConS5	0.0075		0	UDConS6	0
Story1B1	35207	N10X20Middle	330.1	UDConS5	0.0062		0	UDConS6	0

Table 4.5 - Concrete Beam Shear Envelope - ACI 318-14 (Part 1 of 2, continued)

StoryLabel UniqueName Section Location	V kgf	V Combo	At cm2/cm	T for At kgf-cm	T for At Combo	At Torsion cm2/cm
Story1B135207N10X20End-J399.22UDConS50.0075				0	UDConS6	0
Story1B136208N10X20End-I399.22UDConS50.0075				0	UDConS6	0
Story1B136208N10X20Middle330.1UDConS50.0062				0	UDConS6	0
Story1B136208N10X20End-J399.22UDConS50.0075				0	UDConS6	0
Story1B137209N10X20End-I399.22UDConS50.0075				0	UDConS6	0
Story1B137209N10X20Middle330.1UDConS50.0062				0	UDConS6	0
Story1B137209N10X20End-J399.22UDConS50.0075				0	UDConS6	0
Story1B138210N10X20End-I399.22UDConS50.0075				0	UDConS6	0
Story1B138210N10X20Middle330.1UDConS50.0062				0	UDConS6	0
Story1B138210N10X20End-J399.22UDConS50.0075				0	UDConS6	0
Story1B139211N10X20End-I399.22UDConS50.0075				0	UDConS6	0
Story1B139211N10X20Middle330.1UDConS50.0062				0	UDConS6	0
Story1B139211N10X20End-J399.22UDConS50.0075				0	UDConS6	0
Story1B140212N10X20End-I399.22UDConS50.0075				0	UDConS6	0
Story1B140212N10X20Middle330.1UDConS50.0062				0	UDConS6	0
Story1B140212N10X20End-J399.22UDConS50.0075				0	UDConS6	0
Story1B142214N10X20End-I399.22UDConS50.0075				0	UDConS6	0
Story1B142214N10X20Middle330.1UDConS50.0062				0	UDConS6	0
Story1B142214N10X20End-J399.22UDConS50.0075				0	UDConS6	0
Story1B143215N10X20End-I399.22UDConS50.0075				0	UDConS6	0
Story1B143215N10X20Middle330.1UDConS50.0062				0	UDConS6	0
Story1B143215N10X20End-J399.22UDConS50.0075				0	UDConS6	0
Story1B144216N10X20End-I399.22UDConS50.0075				0	UDConS6	0
Story1B144216N10X20Middle330.1UDConS50.0062				0	UDConS6	0
Story1B144216N10X20End-J399.22UDConS50.0075				0	UDConS6	0
Story1B145217N10X20End-I399.22UDConS50.0075				0	UDConS6	0
Story1B145217N10X20Middle330.1UDConS50.0062				0	UDConS6	0
Story1B145217N10X20End-J399.22UDConS50.0075				0	UDConS6	0
Story1B146218N10X20End-I39.6UDConS6			00		UDConS6	0
Story1B146218N10X20Middle23.76UDConS6			00		UDConS6	0
Story1B146218N10X20End-J55.44UDConS6			00		UDConS6	0
Story1B147219N10X20End-I39.6UDConS6			00		UDConS6	0
Story1B147219N10X20Middle23.76UDConS6			00		UDConS6	0
Story1B147219N10X20End-J55.44UDConS6			00		UDConS6	0
Story1B148220N10X20End-I39.6UDConS6			00		UDConS6	0
Story1B148220N10X20Middle23.76UDConS6			00		UDConS6	0
Story1B148220N10X20End-J55.44UDConS6			00		UDConS6	0
Story1B149221N10X20End-I39.6UDConS6			00		UDConS6	0
Story1B149221N10X20Middle23.76UDConS6			00		UDConS6	0
Story1B149221N10X20End-J55.44UDConS6			00		UDConS6	0
Story1B150222N10X20End-I399.22UDConS50.0075				0	UDConS6	0
Story1B150222N10X20Middle330.1UDConS50.0062				0	UDConS6	0
Story1B150222N10X20End-J399.22UDConS50.0075				0	UDConS6	0
Story1B151223N10X20End-I399.22UDConS50.0075				0	UDConS6	0
Story1B151223N10X20Middle330.1UDConS50.0062				0	UDConS6	0
Story1B151223N10X20End-J399.22UDConS50.0075				0	UDConS6	0
Story1B184226V40X50End-I6439.86UDConS50.0454				0	UDConS6	0
Story1B184226V40X50Middle6858.08UDConS50.0484				0	UDConS6	0

Table 4.5 - Concrete Beam Shear Envelope - ACI 318-14 (Part 1 of 2, continued)

StoryLabel	UniqueName	Section	Location	V kgf	V Combo	At cm2/cm	T for At kgf-cm	T for At Combo	At Torsion cm2/cm
Story1	B184226	V40X50	End-J	8136.8	UDConS5	0.0574		0	UDConS6	0
Story1	B13	8	N10X20	End-I	399.22	UDConS5	0.0075	0	UDConS6	0
Story1	B13	8	N10X20	Middle	330.1	UDConS5	0.0062	0	UDConS6	0
Story1	B13	8	N10X20	End-J	399.22	UDConS5	0.0075	0	UDConS6	0
Story1	B1643	V40X50	End-I	29878.32	UDConS5	0.2108	82862.31	UDConS5	0.0169		
Story1	B1643	V40X50	Middle	29532.72	UDConS5	0.2083	82862.31	UDConS5	0.0169		
Story1	B1643	V40X50	End-J	29187.12	UDConS5	0.2059	82862.31	UDConS5	0.0169		
Story1	B745	V40X50	End-I	32590.69	UDConS5	0.2299		0	UDConS6	0
Story1	B745	V40X50	Middle	32936.29	UDConS5	0.2324		0	UDConS6	0
Story1	B745	V40X50	End-J	33281.89	UDConS5	0.2348		0	UDConS6	0
Story1	B3	1	V40X50	End-I	11117.3	UDConS5	0.0784	13385.11	UDConS6	0
Story1	B3	1	V40X50	Middle	9838.58	UDConS5	0.0694	13385.11	UDConS6	0
Story1	B3	1	V40X50	End-J	6572.66	UDConS5	0.0464	13385.11	UDConS6	0
Story1	B4	2	V40X50	End-I	6429.73	UDConS6	0.0454	13385.11	UDConS6	0
Story1	B4	2	V40X50	Middle	8140.45	UDConS6	0.0574	13385.11	UDConS6	0
Story1	B4	2	V40X50	End-J	9154.21	UDConS6	0.0646	13385.11	UDConS6	0

Table 4.5 - Concrete Beam Shear Envelope - ACI 318-14 (Part 2 of 2)

T for As kgf-cm	T for As Combo	As Torsion cm2
0	UDConS6	0
0	UDConS6	0
0	UDConS6	0
14327.17	UDConS6	0
14327.17	UDConS6	0
14327.17	UDConS6	0
181131.35	UDConS5	7.36
181131.35	UDConS5	7.36
181131.35	UDConS5	7.36
0	UDConS6	0
0	UDConS6	0
0	UDConS6	0
0	UDConS6	0
0	UDConS6	0
0	UDConS6	0
0	UDConS6	0
0	UDConS6	0
0	UDConS6	0
0	UDConS6	0
0	UDConS6	0
0	UDConS6	0
0	UDConS6	0
0	UDConS6	0
0	UDConS6	0
0	UDConS6	0
0	UDConS6	0
0	UDConS6	0
0	UDConS6	0
0	UDConS6	0
0	UDConS6	0

Table 4.5 - Concrete Beam Shear Envelope - ACI 318-14 (Part 2 of 2, continued)

T for As kgf-cm	T for As Combo	As Torsion cm2
0	UDConS6	0
0	UDConS6	0
0	UDConS6	0

Table 4.5 - Concrete Beam Shear Envelope - ACI 318-14 (Part 2 of 2, continued)

T for As kgf-cm	T for As Combo	As Torsion cm2
0	UDConS6	0
0	UDConS6	0
0	UDConS6	0
0	UDConS6	0
0	UDConS6	0
0	UDConS6	0
0	UDConS6	0
0	UDConS6	0
0	UDConS6	0
0	UDConS6	0
0	UDConS6	0
0	UDConS6	0
0	UDConS6	0
0	UDConS6	0
0	UDConS6	0
0	UDConS6	0
0	UDConS6	0
0	UDConS6	0
82862.31	UDConS5	7.56
82862.31	UDConS5	7.56
82862.31	UDConS5	7.56
0	UDConS6	0
0	UDConS6	0
0	UDConS6	0
13385.11	UDConS6	0
13385.11	UDConS6	0
13385.11	UDConS6	0
13385.11	UDConS6	0
13385.11	UDConS6	0
13385.11	UDConS6	0

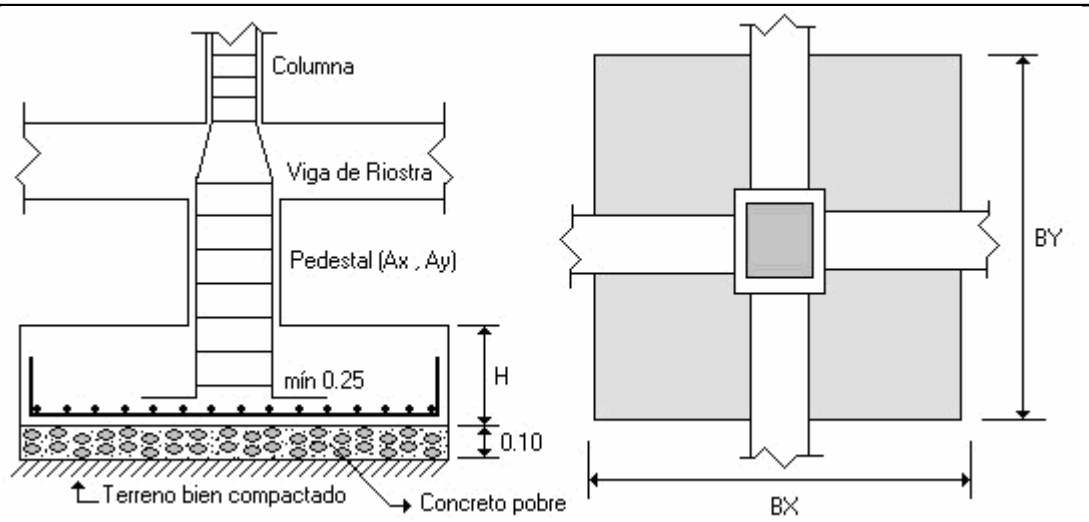
FUNDACIONES DIRECTAS

Usuario:

Proyecto:

Calculista:

IP3-Fundaciones 3.0



FUNDACION TIPO: F-1

Datos Generales

Qadm kgf/cm2	F'c kgf/cm2	Fy kgf/cm2	Recubr. m	Factor P.Propio
1.50	250	4,200	0.05	1.00

Datos de la Columna

P (tf)	Mx (tf-m)	My (tf-m)	Pu (tf)	Mux (tf-m)	Muy (tf-m)	Ax (m)	Ay (m)	Porc Mx	Porc My
11.400	5.520	0.000	17.670	8.560	0.000	0.50	0.70	50%	50%

Dimensiones de la Zapata

Bx (m)	BY (m)
1.20	1.50

Cálculo de la Altura Util (m)

Punzonado	Corte	Asumida D	Total H
0.10	0.12	0.25	0.30

Refuerzo en la Base

Momento tf-m	AsX cm2	Asx cm2/metro	Momento tf-m	Asy cm2	Asy cm2/metro
2.650	2.83	1.88	2.769	2.96	2.47

Refuerzo de Diseño

Diámetro	Dirección X	Dirección Y
3/8"	3/8 @ 14	3/8 @ 14
1/2"	1/2 @ 25	1/2 @ 25
5/8"		
3/4"		
7/8"		
1"		

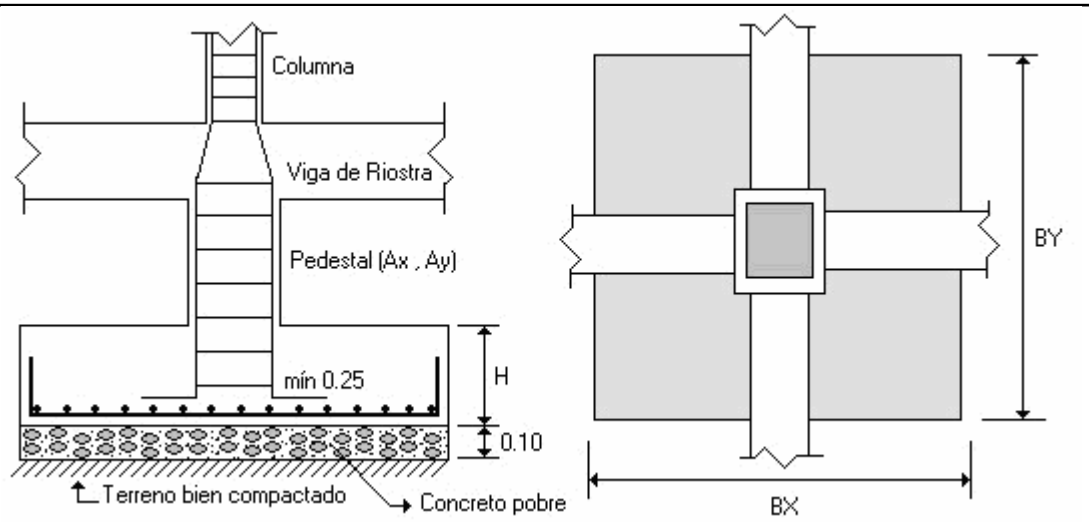
FUNDACIONES DIRECTAS

Usuario:

Proyecto:

Calculista:

IP3-Fundaciones 3.0



FUNDACION TIPO: F-2

Datos Generales

Qadm kgf/cm2	F'c kgf/cm2	Fy kgf/cm2	Recubr. m	Factor P.Propio
1.50	250	4,200	0.05	1.00

Datos de la Columna

P (tf)	Mx (tf-m)	My (tf-m)	Pu (tf)	Mux (tf-m)	Muy (tf-m)	Ax (m)	Ay (m)	Porc Mx	Porc My
63.500	4.160	0.000	98.430	6.450	0.000	0.50	0.70	50%	50%

Dimensiones de la Zapata

Bx (m)	BY (m)
2.15	2.15

Cálculo de la Altura Util (m)

Punzonado	Corte	Asumida D	Total H
0.22	0.22	0.25	0.30

Refuerzo en la Base

Momento tf-m	AsX cm2	Asx cm2/metro	Momento tf-m	Asy cm2	Asy cm2/metro
18.436	20.27	9.43	14.238	15.51	7.21

Refuerzo de Diseño

Diámetro	Dirección X	Dirección Y
3/8"	3/8 @ 8	3/8 @ 10
1/2"	1/2 @ 13	1/2 @ 18
5/8"	5/8 @ 21	5/8 @ 27
3/4"	3/4 @ 30	
7/8"		
1"		

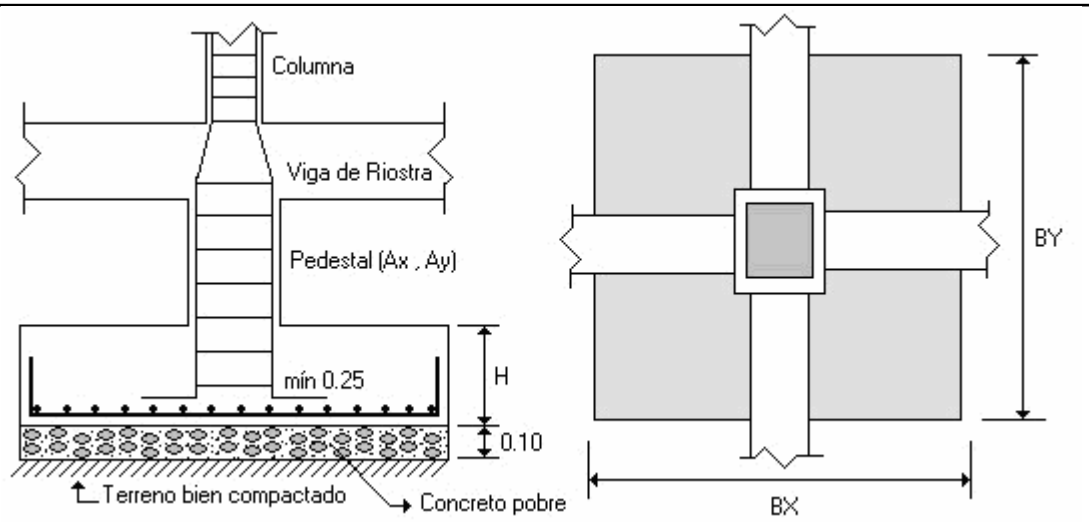
FUNDACIONES DIRECTAS

Usuario:

Proyecto:

Calculista:

IP3-Fundaciones 3.0



FUNDACION TIPO: F-3

Datos Generales

Qadm kgf/cm2	F'c kgf/cm2	Fy kgf/cm2	Recubr. m	Factor P.Propio
1.50	250	4,200	0.05	1.00

Datos de la Columna

P (tf)	Mx (tf-m)	My (tf-m)	Pu (tf)	Mux (tf-m)	Muy (tf-m)	Ax (m)	Ay (m)	Porc Mx	Porc My
15.480	9.920	3.110	24.000	15.380	4.830	0.50	0.70	50%	50%

Dimensiones de la Zapata

Bx (m)	BY (m)
1.50	2.00

Cálculo de la Altura Util (m)

Punzonado	Corte	Asumida D	Total H
0.14	0.16	0.25	0.30

Refuerzo en la Base

Momento tf-m	AsX cm2	Asx cm2/metro	Momento tf-m	Asy cm2	Asy cm2/metro
5.844	6.26	3.13	7.407	8.01	5.34

Refuerzo de Diseño

Diámetro	Dirección X	Dirección Y
3/8"	3/8 @ 14	3/8 @ 13
1/2"	1/2 @ 25	1/2 @ 24
5/8"		
3/4"		
7/8"		
1"		

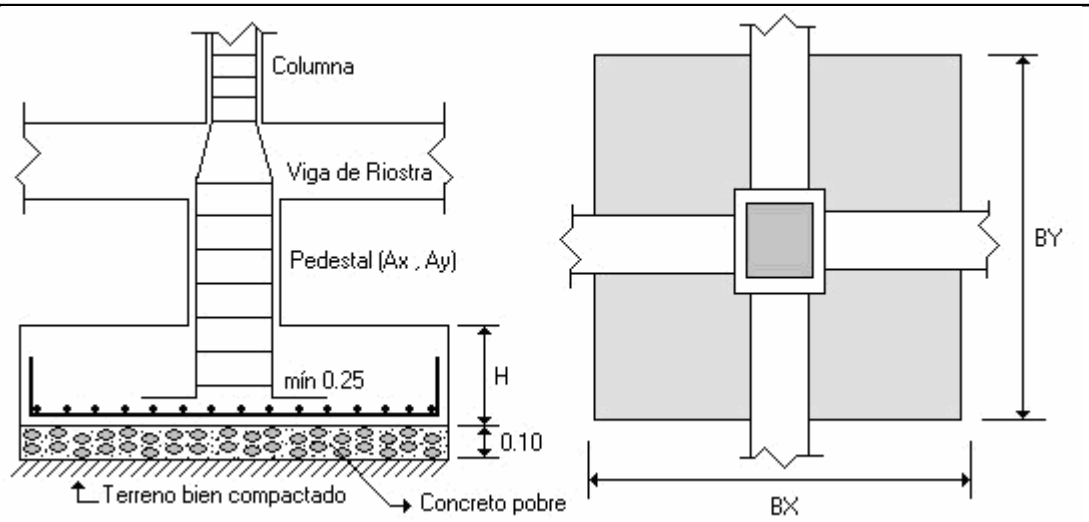
FUNDACIONES DIRECTAS

Usuario:

Proyecto:

Calculista:

IP3-Fundaciones 3.0



FUNDACION TIPO: F-4

Datos Generales

Qadm kgf/cm2	F'c kgf/cm2	Fy kgf/cm2	Recubr. m	Factor P.Propio
1.50	250	4,200	0.05	1.00

Datos de la Columna

P (tf)	Mx (tf-m)	My (tf-m)	Pu (tf)	Mux (tf-m)	Muy (tf-m)	Ax (m)	Ay (m)	Porc Mx	Porc My
15.900	6.000	0.600	24.650	9.300	0.930	0.50	1.70	50%	50%

Dimensiones de la Zapata

Bx (m)	BY (m)
2.15	2.15

Cálculo de la Altura Util (m)

Punzonado	Corte	Asumida D	Total H
0.06	0.11	0.25	0.30

Refuerzo en la Base

Momento tf-m	AsX cm2	Asx cm2/metro	Momento tf-m	Asy cm2	Asy cm2/metro
8.013	8.62	4.01	0.596	0.63	0.29

Refuerzo de Diseño

Diámetro	Dirección X	Dirección Y
3/8"	3/8 @ 14	3/8 @ 14
1/2"	1/2 @ 25	1/2 @ 25
5/8"		
3/4"		
7/8"		
1"		

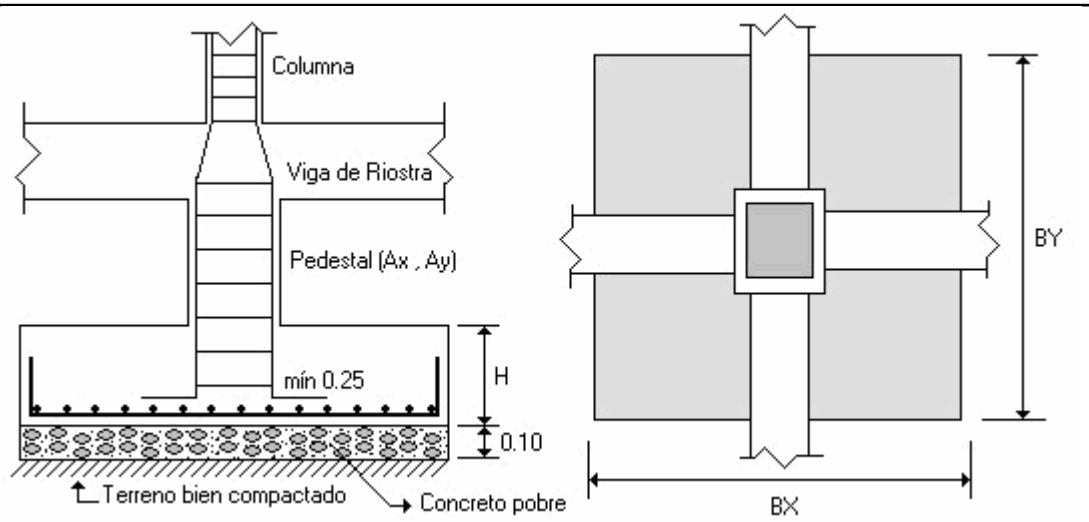
FUNDACIONES DIRECTAS

Usuario:

Proyecto:

Calculista:

IP3-Fundaciones 3.0



FUNDACION TIPO: F-5

Datos Generales

Qadm kgf/cm2	F'c kgf/cm2	Fy kgf/cm2	Recubr. m	Factor P.Propio
1.50	250	4,200	0.05	1.00

Datos de la Columna

P (tf)	Mx (tf-m)	My (tf-m)	Pu (tf)	Mux (tf-m)	Muy (tf-m)	Ax (m)	Ay (m)	Porc Mx	Porc My
32.050	2.000	0.000	49.680	3.100	0.000	0.30	1.80	50%	50%

Dimensiones de la Zapata

Bx (m)	BY (m)
1.00	2.50

Cálculo de la Altura Util (m)

Punzonado	Corte	Asumida D	Total H
0.07	0.09	0.25	0.30

Refuerzo en la Base

Momento tf-m	AsX cm2	Asx cm2/metro	Momento tf-m	Asy cm2	Asy cm2/metro
3.499	3.72	1.49	1.399	1.49	1.49

Refuerzo de Diseño

Diámetro	Dirección X	Dirección Y
3/8"	3/8 @ 14	3/8 @ 14
1/2"	1/2 @ 25	1/2 @ 25
5/8"		
3/4"		
7/8"		
1"		

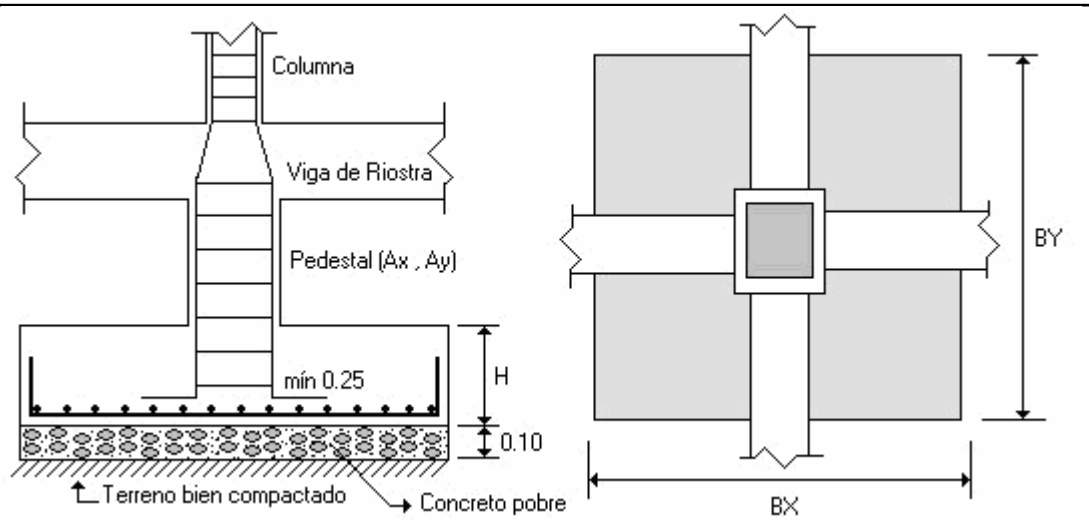
FUNDACIONES DIRECTAS

Usuario: **ING. JOSE PAULO OLIVAL**

Proyecto:

Calculista:

IP3-Fundaciones 3.0



FUNDACION TIPO: F-6

Datos Generales

Qadm kgf/cm2	F'c kgf/cm2	Fy kgf/cm2	Recubr. m	Factor P.Propio
1.50	250	4,200	0.05	1.00

Datos de la Columna

P (tf)	Mx (tf-m)	My (tf-m)	Pu (tf)	Mux (tf-m)	Muy (tf-m)	Ax (m)	Ay (m)	Porc Mx	Porc My
7.090	1.510	0.050	10.990	2.340	0.080	0.50	0.50	50%	50%

Dimensiones de la Zapata

Bx (m)	BY (m)
1.00	1.00

Cálculo de la Altura Util (m)

Punzonado	Corte	Asumida D	Total H
0.05	0.07	0.25	0.30

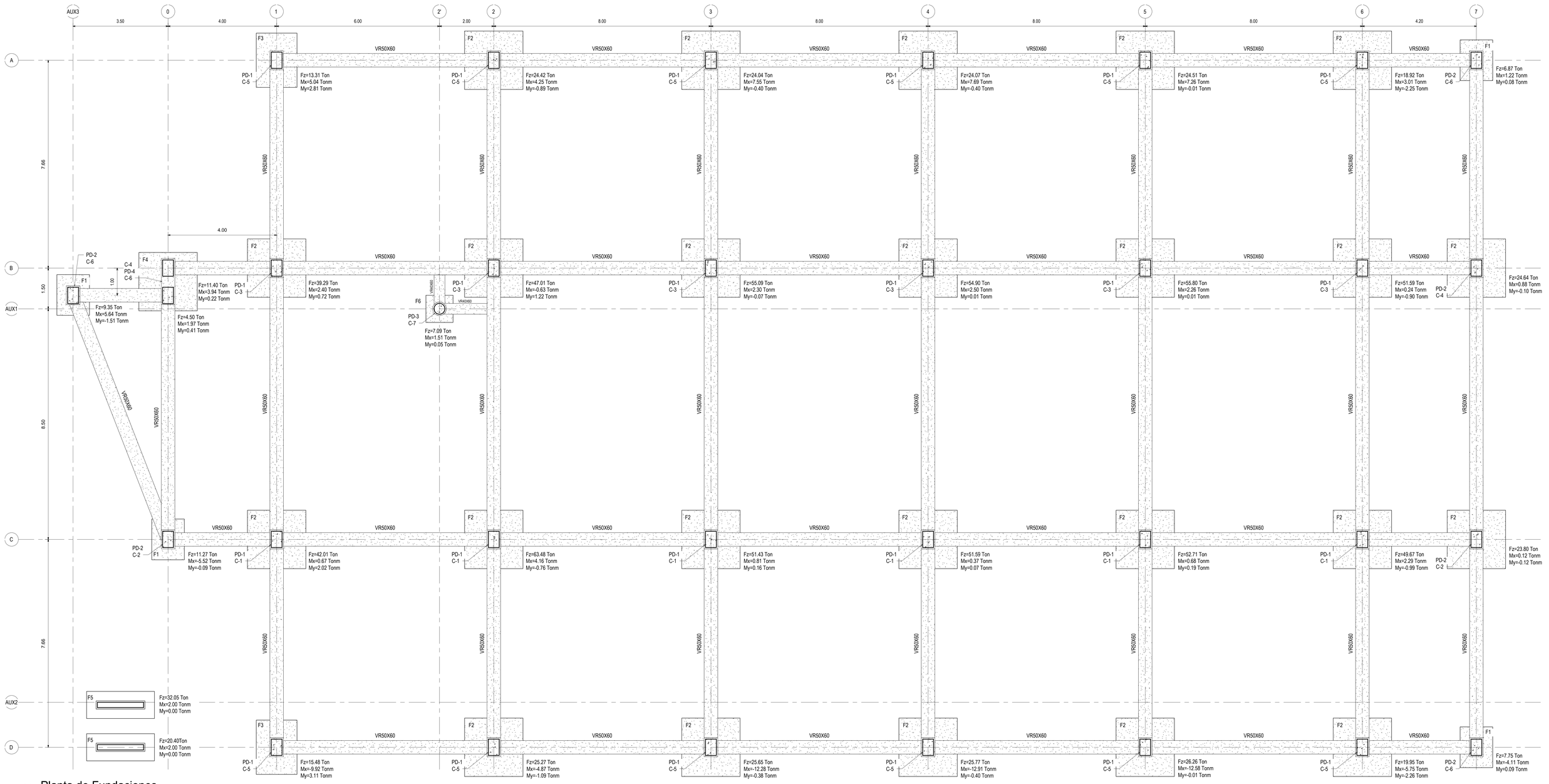
Refuerzo en la Base

Momento tf-m	AsX cm2	Asx cm2/metro	Momento tf-m	Asy cm2	Asy cm2/metro
0.782	0.83	0.83	0.782	0.83	0.83

Refuerzo de Diseño

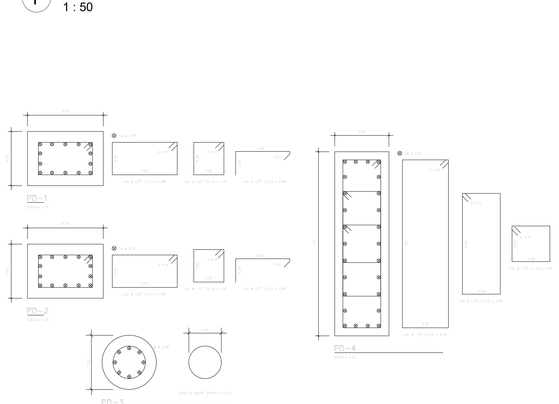
Diámetro	Dirección X	Dirección Y
3/8"	3/8 @ 14	3/8 @ 14
1/2"	1/2 @ 25	1/2 @ 25
5/8"		
3/4"		
7/8"		
1"		

APÉNDICE D: PLANOS ESTRUCTURALES.



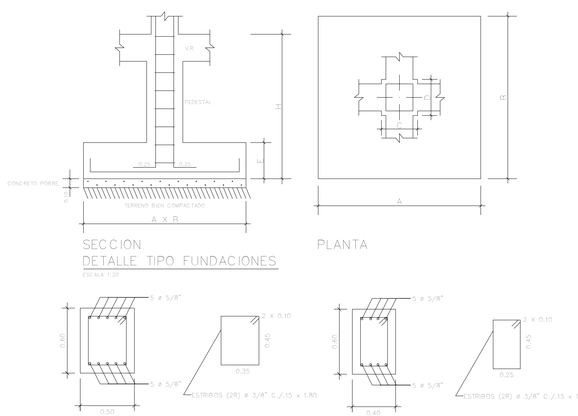
1 Planta de Fundaciones

1 : 50



CUADRO DE FUNDACIONES (Rs = 1.50 kgf/cm2)

DESCRIP / TIPO	ZAPATA A	ZAPATA B	PEDESTAL C	PEDESTAL D	ESP. E	PROF. H	REFUERZO (EN DIRECCION A)	REFUERZO (EN DIRECCION B)
F1	1.20	1.50	0.50	0.70	0.30	1.50	ø 1/2" C/.25 x 1.35	ø 1/2" C/.25 x 1.65
F2	2.15	2.15	0.50	0.70	0.30	1.50	ø 5/8" C/.20 x 2.30	ø 5/8" C/.20 x 2.30
F3	1.50	2.00	0.50	0.70	0.30	1.50	ø 1/2" C/.25 x 1.65	ø 1/2" C/.20 x 2.15
F4	2.15	2.15	0.50	1.70	0.30	1.50	ø 1/2" C/.25 x 2.30	ø 1/2" C/.25 x 2.30
F5	2.50	1.00	1.80	0.30	0.30	1.50	ø 1/2" C/.25 x 2.75	ø 1/2" C/.25 x 1.25
F6	1.00	1.00	0.50	0.50	0.30	1.50	ø 1/2" C/.25 x 2.75	ø 1/2" C/.25 x 1.25



Materiales:
f'c= 250 Kg/cm²
Fy= 4200 Kg/cm²
Capacidad Portante del Suelo= 1,50 Kg/cm²

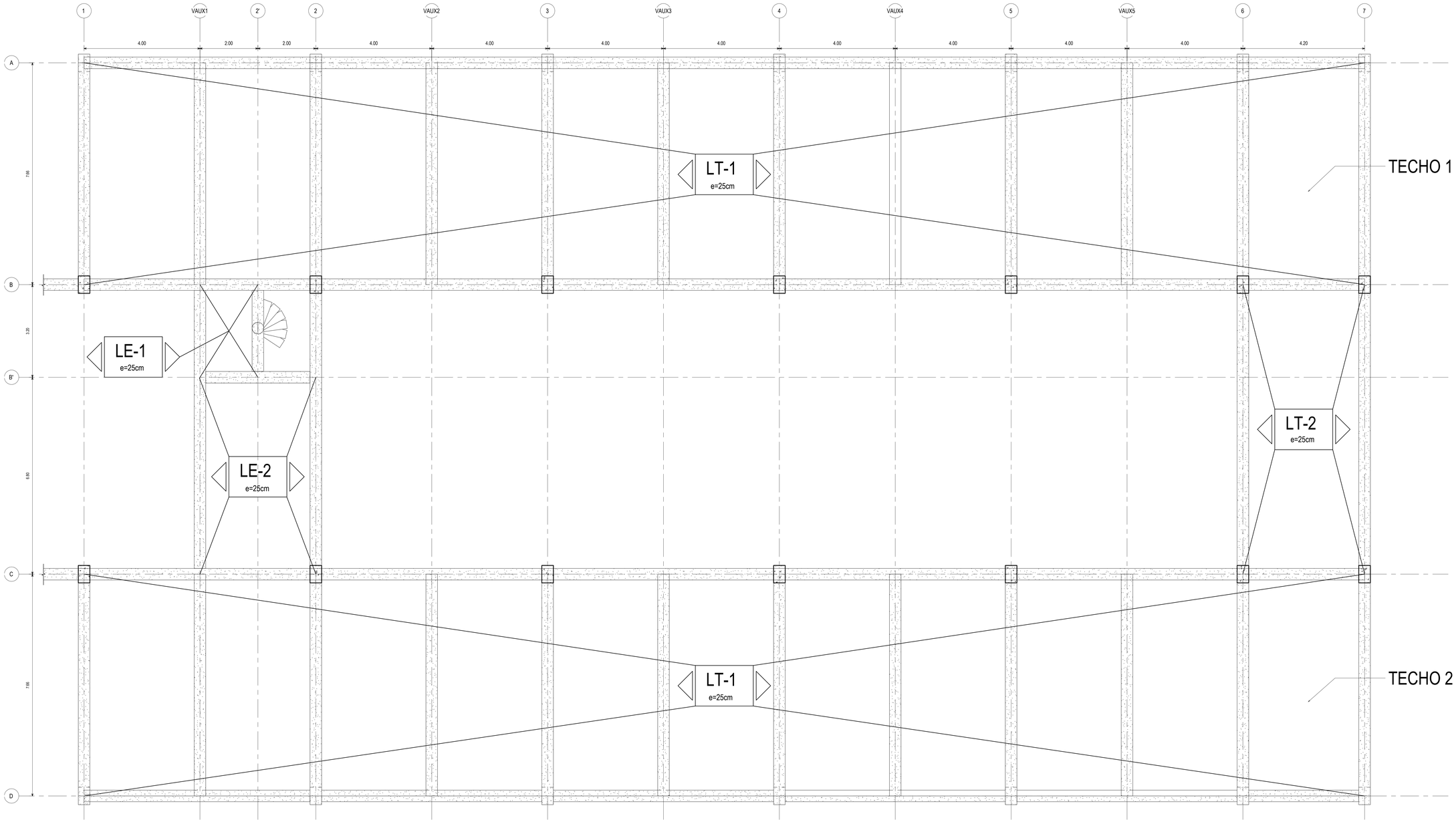
Nota: Todas las medidas están expresadas en metros.

Iglesia Los Arales

Urbanización Los Arales, San Diego, Carabobo, Venezuela

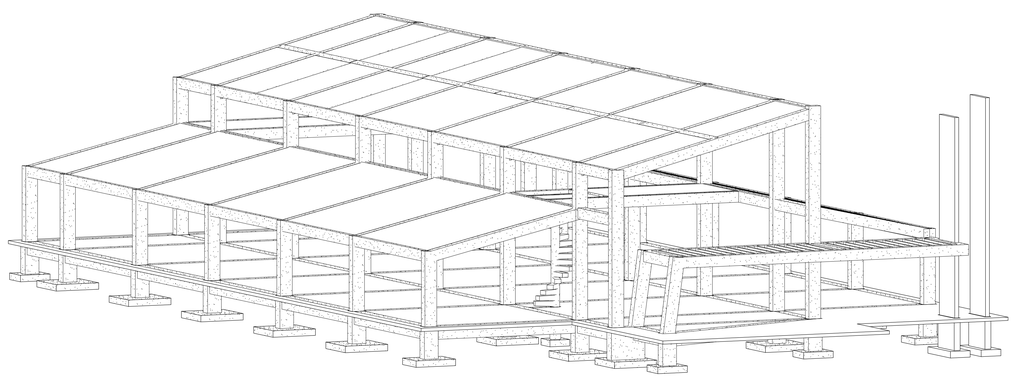
Fundaciones

Dibujado por	Goncalves, Janet Ponce, Marialy	Revisado por	Ing. Pocaterra, Alejandro
Escala:	Como se indica	Fecha:	01/31/23
Plano:	E-001	Total de Planos:	



1 Distribución de Losas Planta Baja

1 : 50



2 Vista 3D

Materiales:
f'c= 250 Kg/cm²
Fy= 4200 Kg/cm²
Capacidad Portante del Suelo= 1,50 Kg/cm²

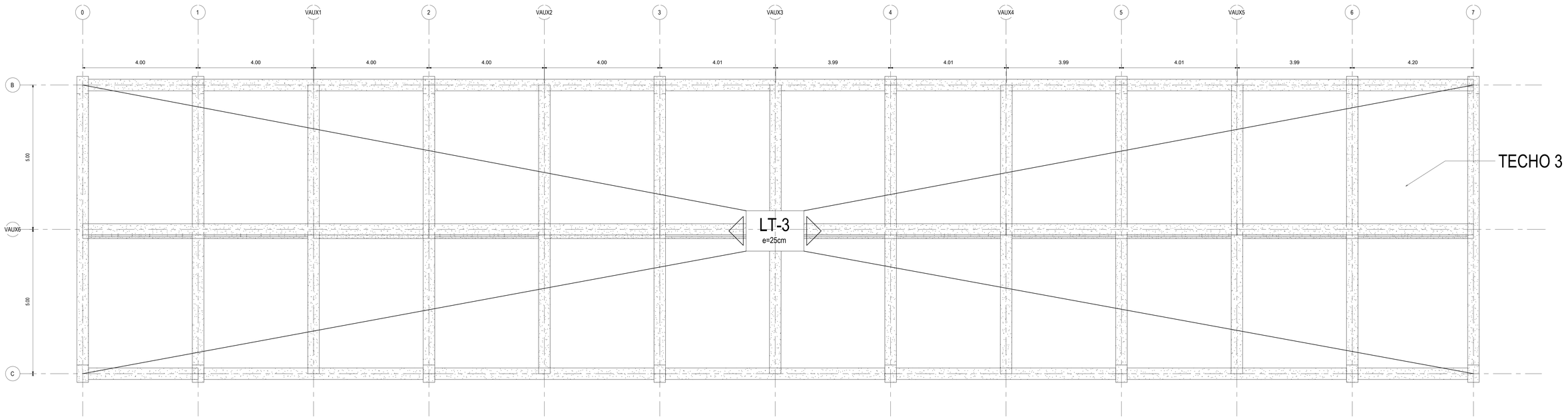
Nota: Todas las medidas están expresadas en metros.

Iglesia Los Arales

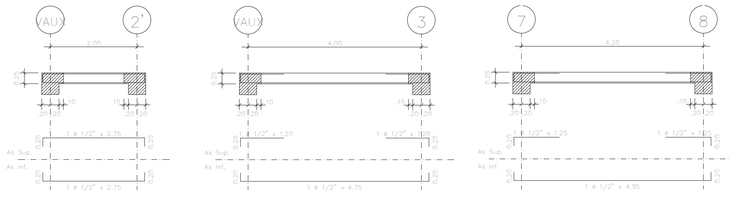
Urbanización Los Arales, San Diego, Carabobo, Venezuela

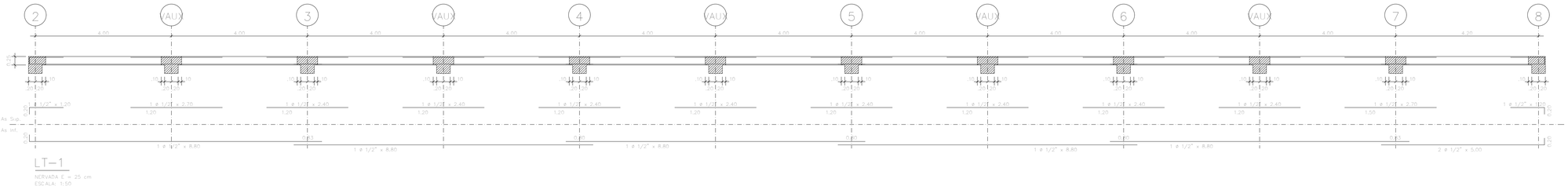
Distribución de Losas

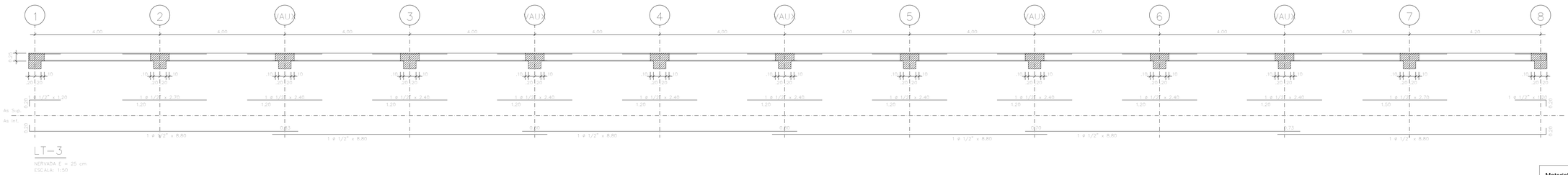
Dibujado por	Goncalves, Janet Ponce, Marialy	Revisado por	Ing. Pocaterra, Alejandro
Escala:	1 : 50	Fecha:	01/30/23
Plano:	E-002	Total de Planos:	

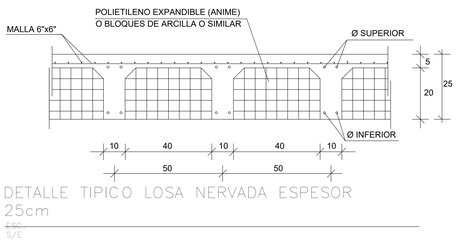


1 Distribución de Losas Planta Alta
1 : 50









DETALLE TIPICO LOSA NERVADA ESPESOR 25cm
ESC: S/E

Materiales:
f'c= 250 Kg/cm²
Fy= 4200 Kg/cm²
Capacidad Portante del Suelo= 1,50 Kg/cm²

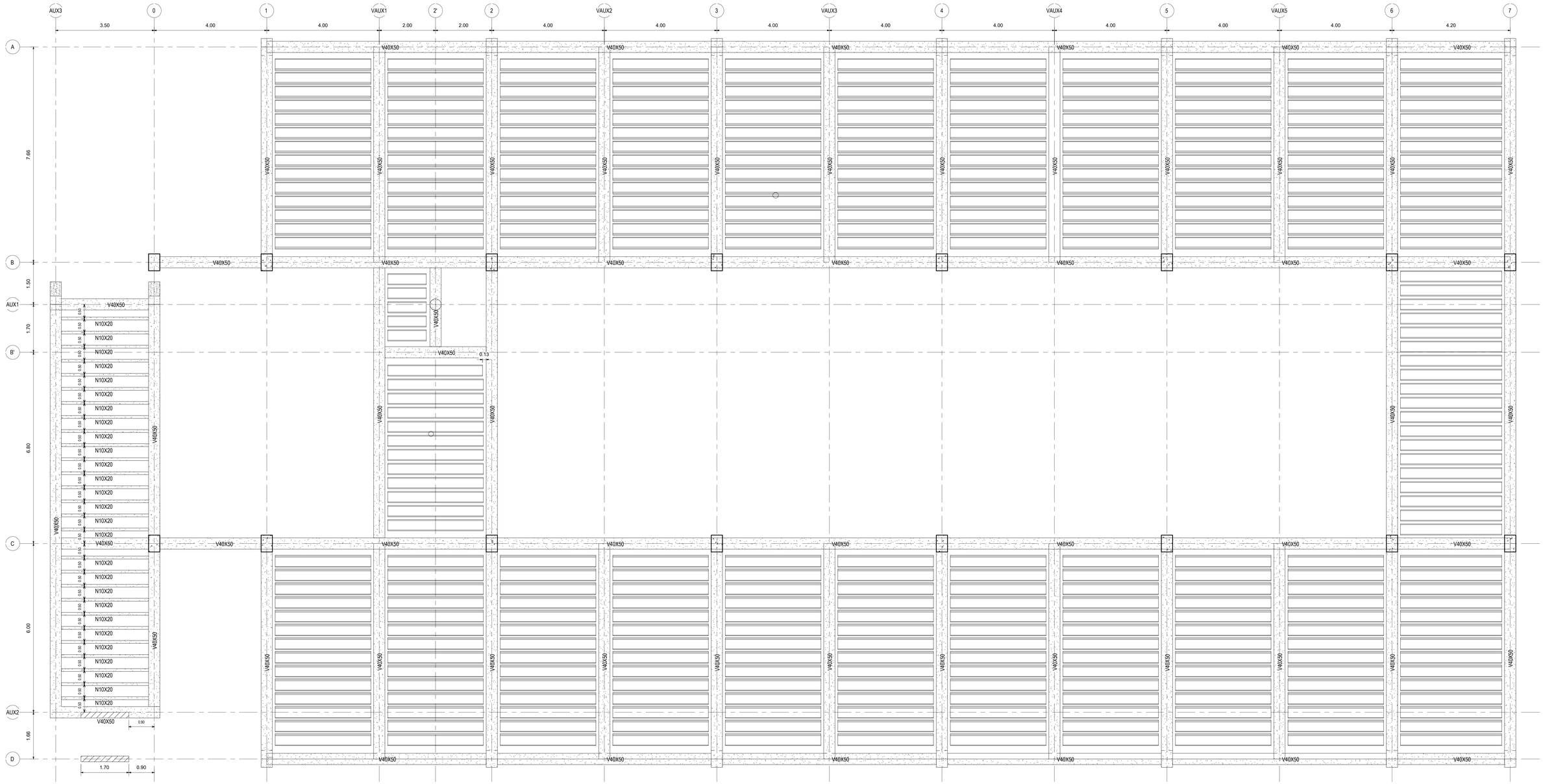
Nota: Todas las medidas están expresadas en metros.

Iglesia Los Arales

Urbanización Los Arales, San Diego, Carabobo, Venezuela

Distribución de Losas

Dibujado por	Goncalves, Janet Ponce, Marialy	Revisado por	Ing. Pocaterra, Alejandro
Escala:	Como se indica	Fecha:	01/30/23
Plano:	E-003	Total de Planos:	



1 Envigado Planta Baja
1 : 50

Materiales:
f'c= 250 Kg/cm²
Fy= 4200 Kg/cm²
Capacidad Portante del Suelo= 1,50 Kg/cm²

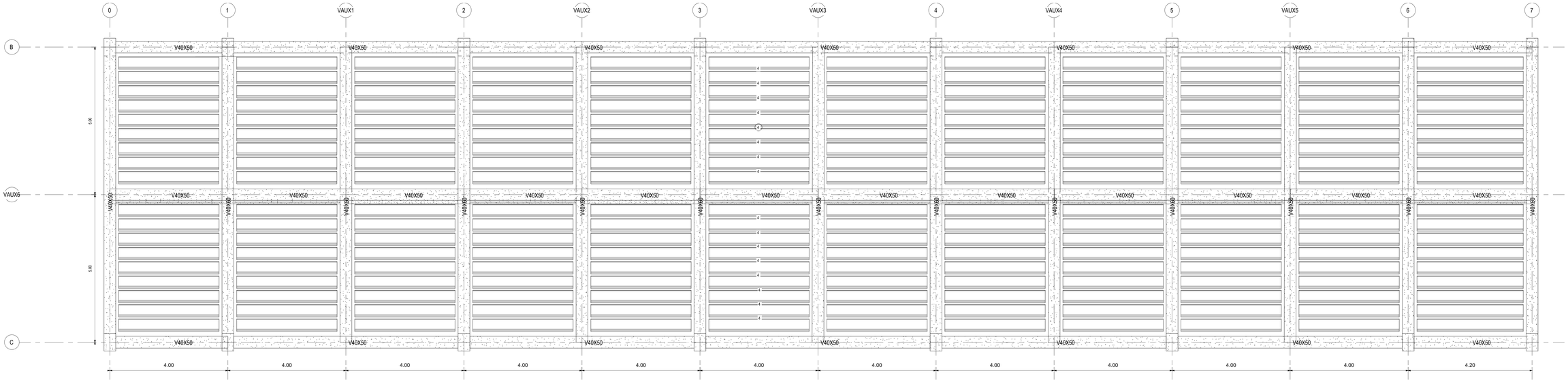
Nota: Todas las medidas están expresadas en metros.

Iglesia Los Arales

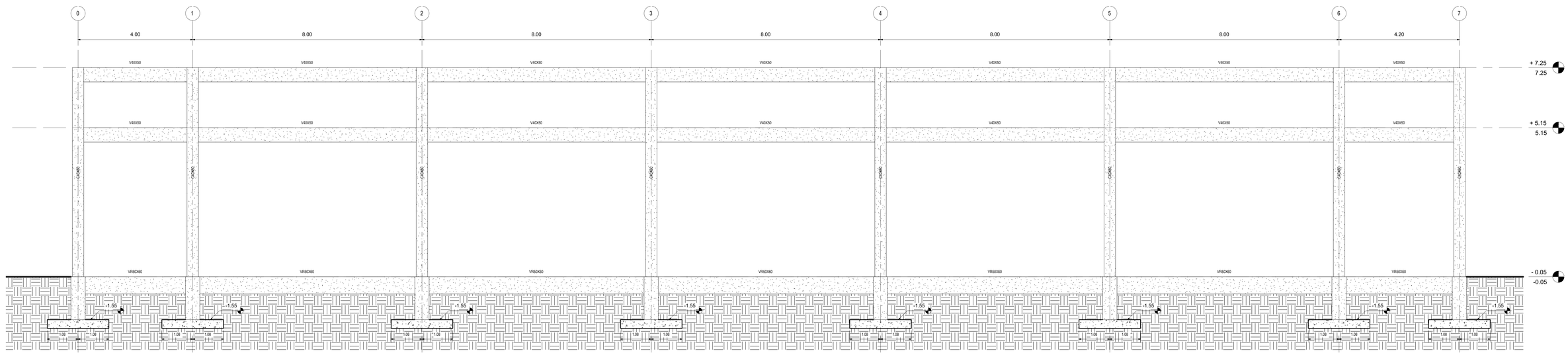
Urbanización Los Arales, San Diego, Carabobo, Venezuela

Envigado

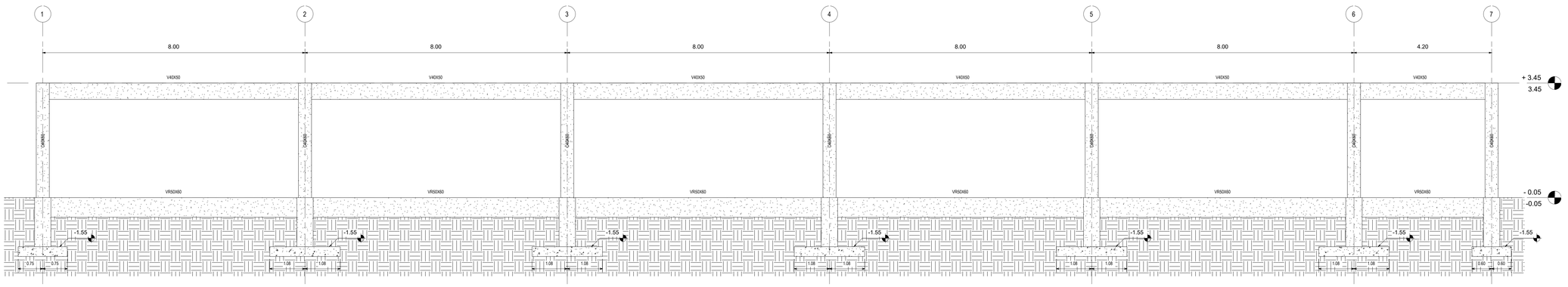
Dibujado por	Goncalves, Janet Ponce, Marialy	Revisado por	Ing. Pocaterra, Alejandro
Escala:	1 : 50	Fecha:	01/31/23
Plano:	E-004	Total de Planos:	



1 Envigado Planta Alta
1 : 50



3 Portico B
1 : 50



2 Portico A
1 : 50

Materiales:
f'c= 250 Kg/cm²
Fy= 4200 Kg/cm²
Capacidad Portante del Suelo= 1,50 Kg/cm²

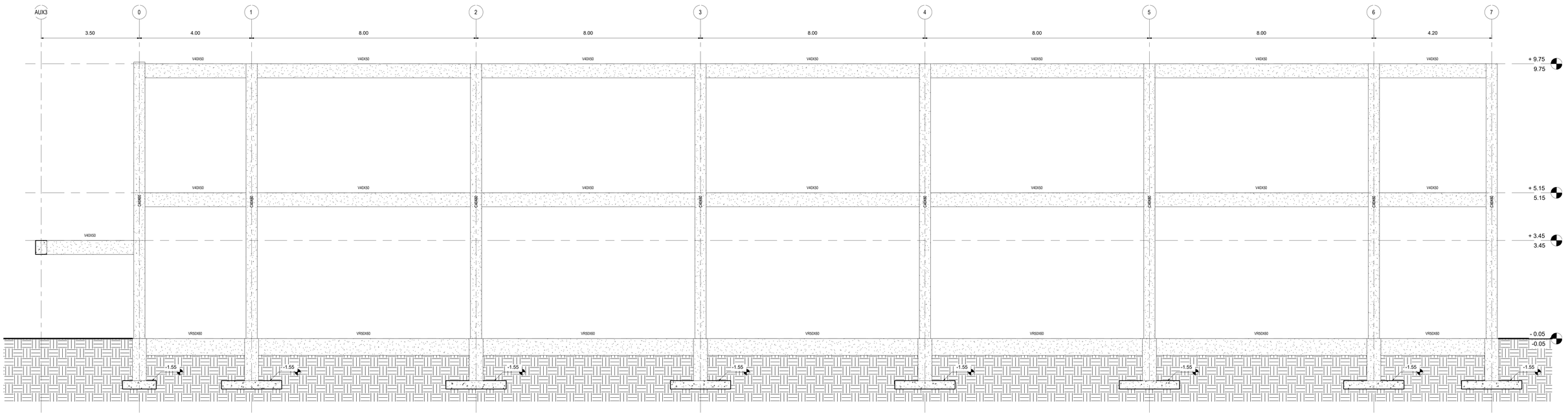
Nota: Todas las medidas están expresadas en metros.

Iglesia Los Arales

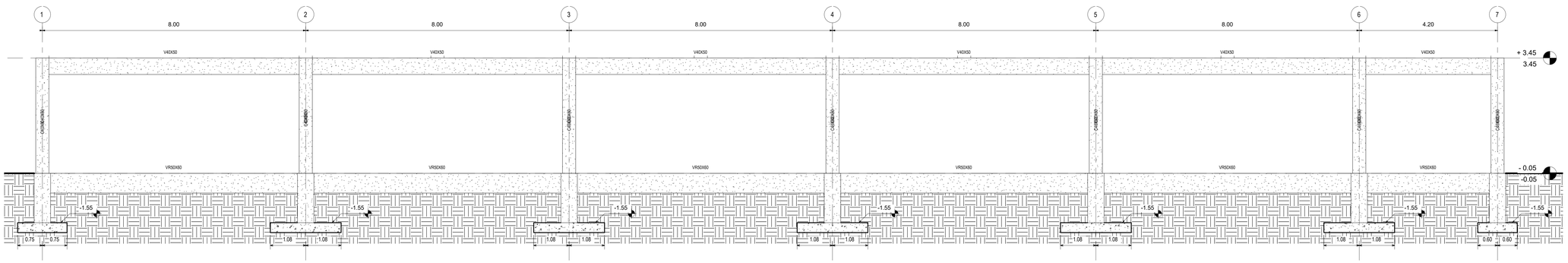
Urbanización Los Arales, San Diego, Carabobo, Venezuela

Envigado

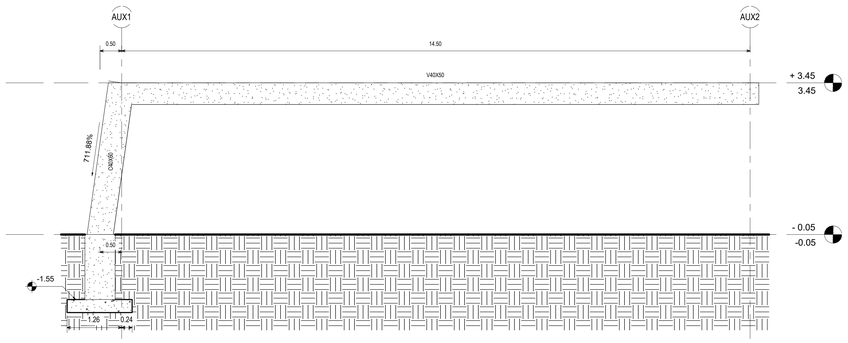
Dibujado por	Goncalves, Janet Ponce, Marialy	Revisado por	Ing. Pocaterra, Alejandro
Escala:	1 : 50	Fecha:	01/31/23
Plano:	E-005	Total de Planos:	



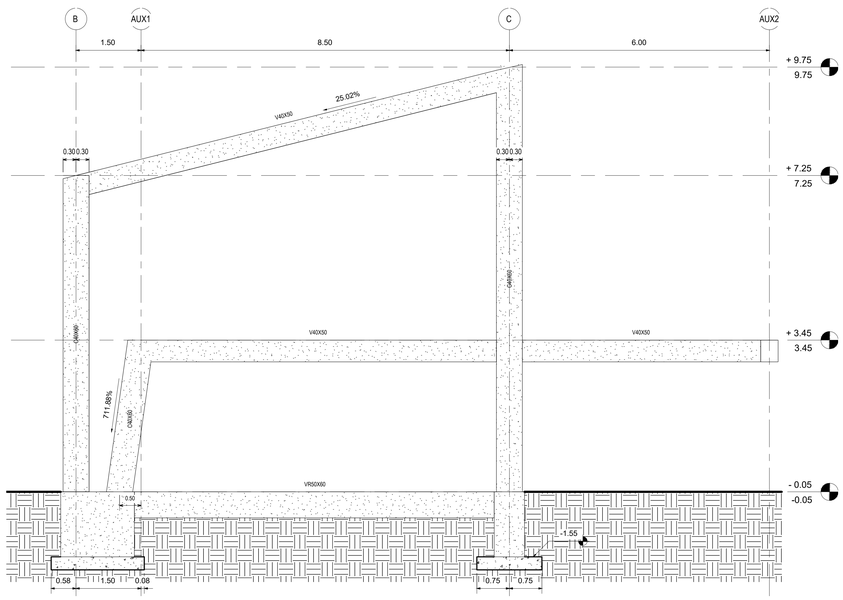
2 Portico C
1 : 50



3 Portico D
1 : 50



4 Portico AUX3
1 : 50



1 Portico 0
1 : 50

Materiales:
f'c= 250 Kg/cm²
Fy= 4200 Kg/cm²
Capacidad Portante del Suelo= 1,50 Kg/cm²

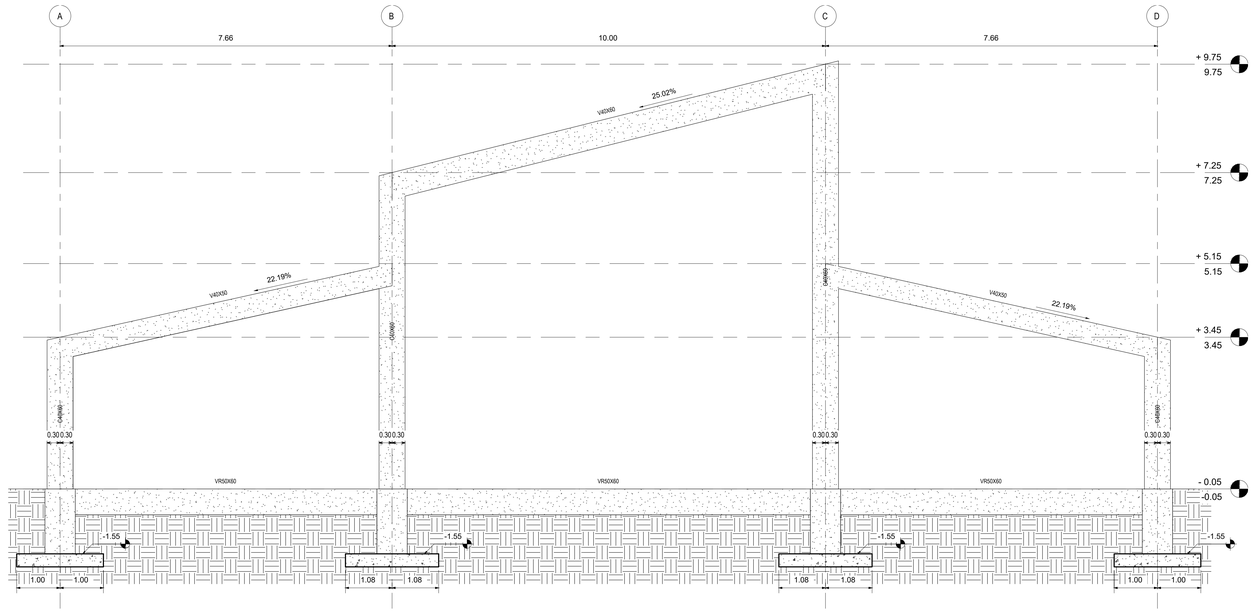
Nota: Todas las medidas están expresadas en metros.

Iglesia Los Arales

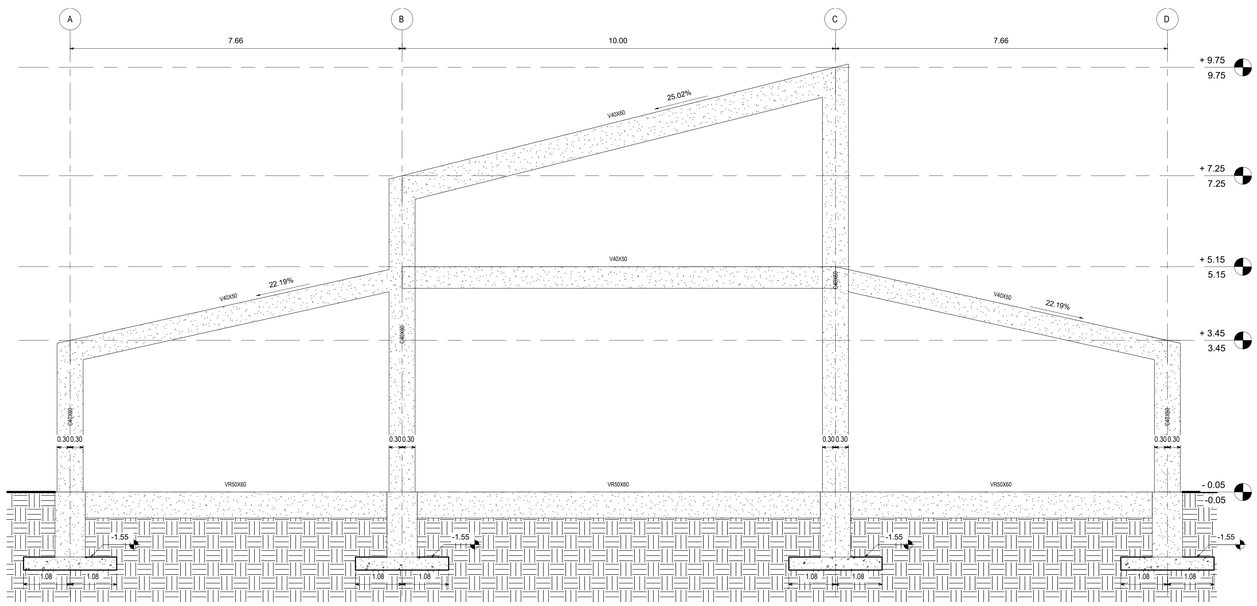
Urbanización Los Arales, San Diego, Carabobo, Venezuela

Porticos

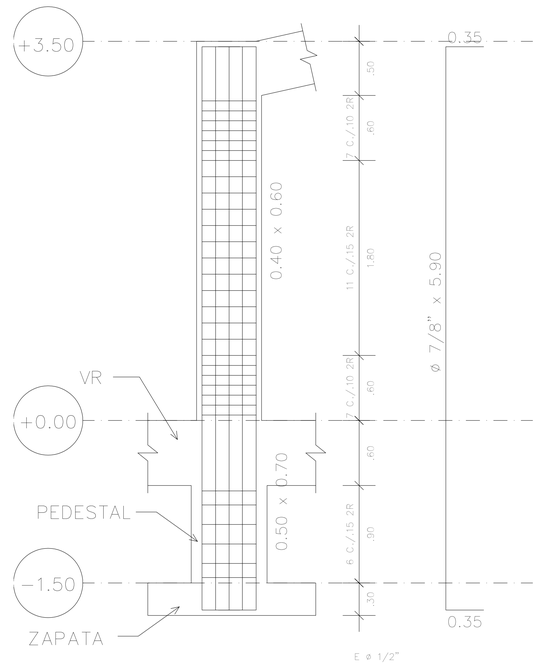
Dibujado por	Goncalves, Janet Ponce, Marialy	Revisado por	Ing. Pocaterra, Alejandro
Escala:	1 : 50	Fecha:	01/31/23
Plano:	E-006	Total de Planos:	



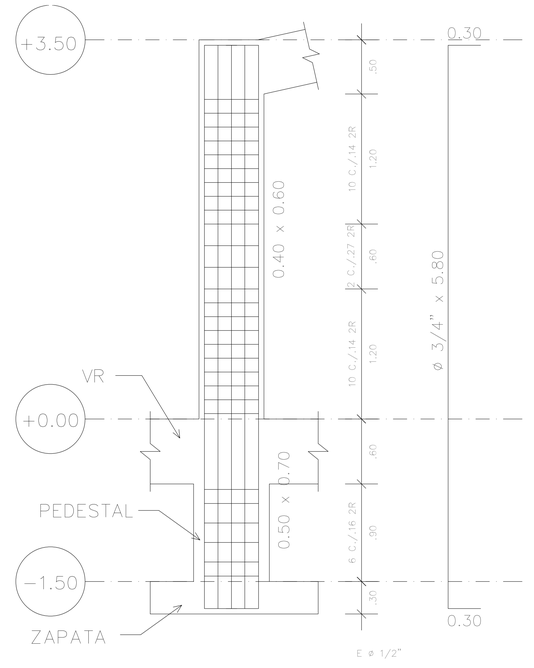
4 Portico 1, 3, 4 y 5
1 : 50



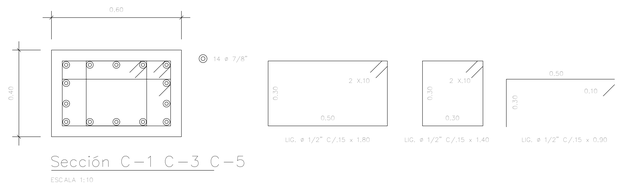
1 Portico 2, 6 y 7
1 : 50



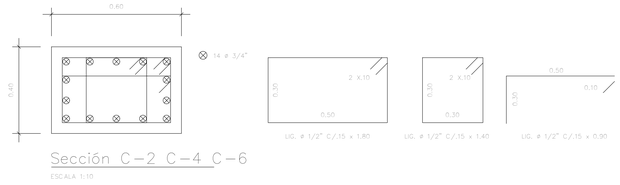
C – 5
ESCALA: 1:20



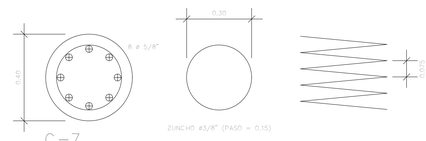
C – 6
ESCALA: 1:20



Sección C – 1 C – 3 C – 5
ESCALA 1:10



Sección C – 2 C – 4 C – 6
ESCALA 1:10



C – 7
ESCALA 1:10

2 Secciones de Columnas
1 : 10

Materiales:
f'c= 250 Kg/cm²
Fy= 4200 Kg/cm²
Capacidad Portante del Suelo= 1,50 Kg/cm²

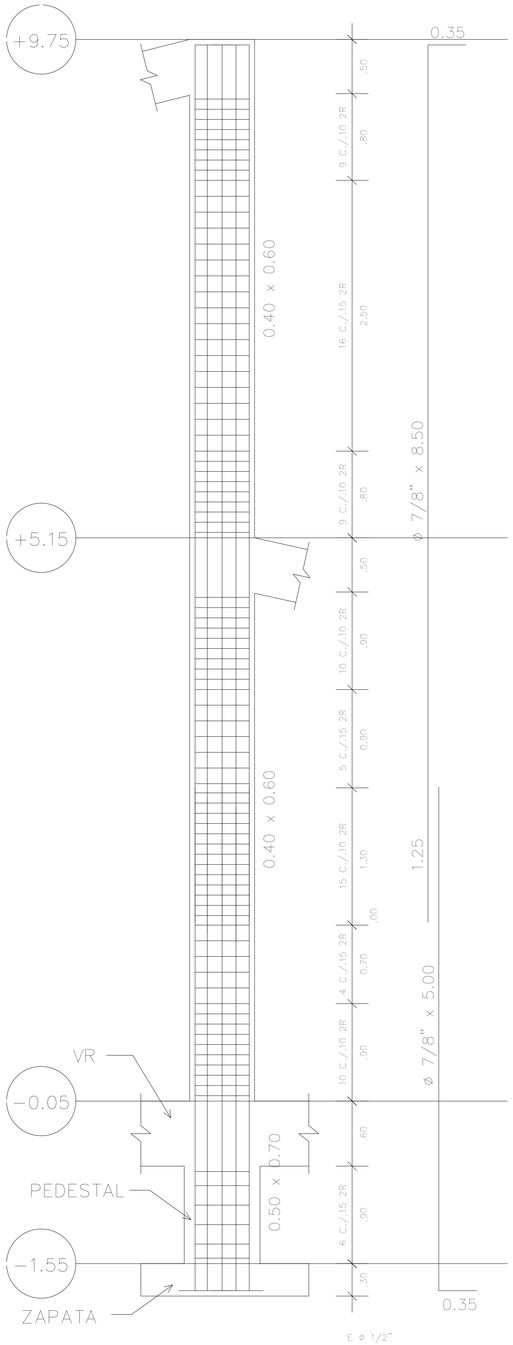
Nota: Todas las medidas están expresadas en metros.

Iglesia Los Arales

Urbanización Los Arales, San Diego, Carabobo, Venezuela

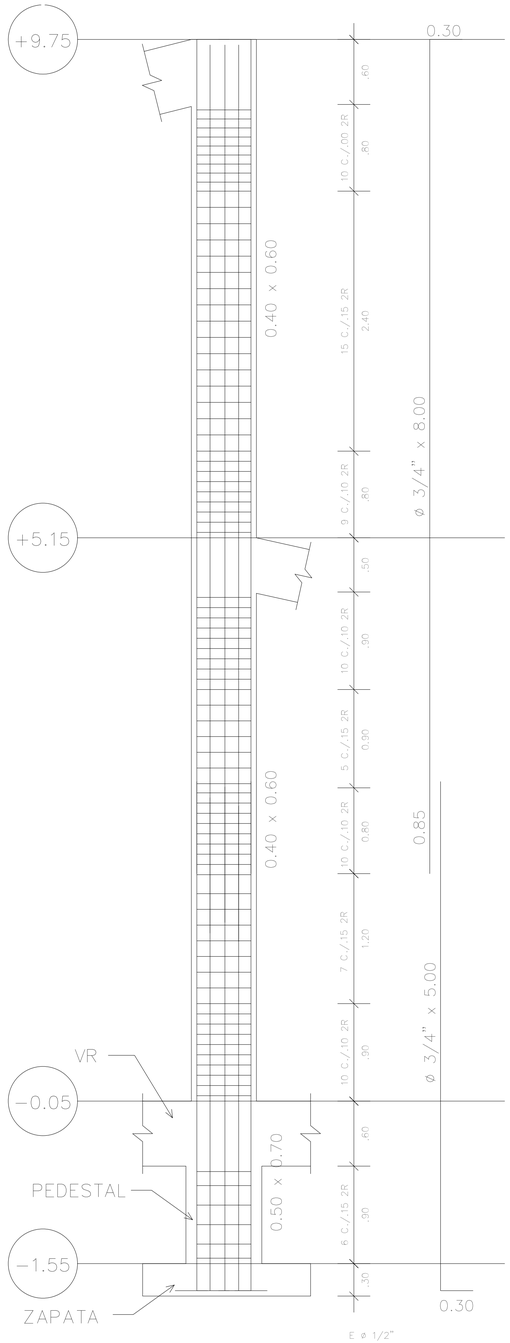
Porticos

Dibujado por	Goncalves, Janet Ponce, Marialy	Revisado por	Ing. Pocaterra, Alejandro
Escala:	Como se indica	Fecha:	01/31/23
Plano:	E-007	Total de Planos:	



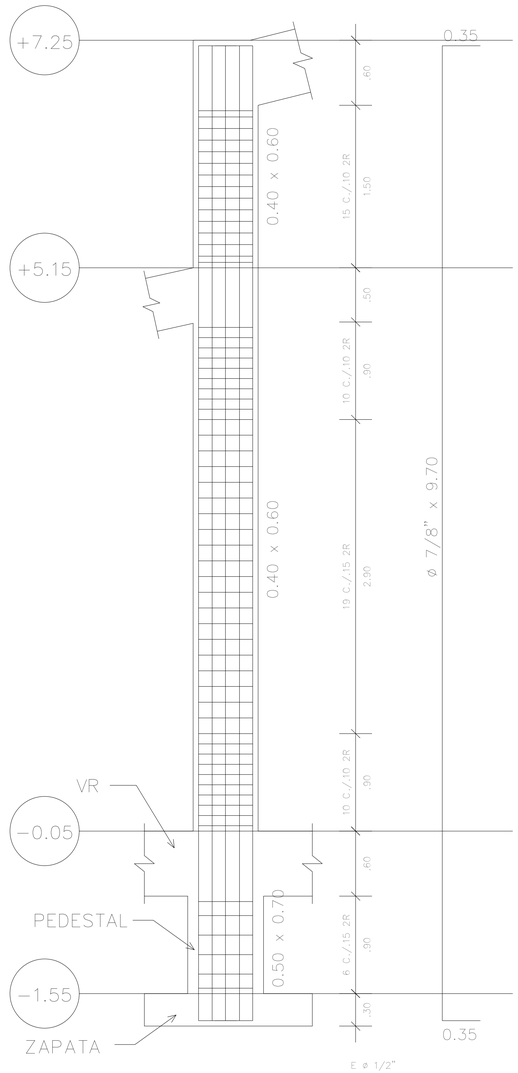
C − 1

ESCALA: 1:20



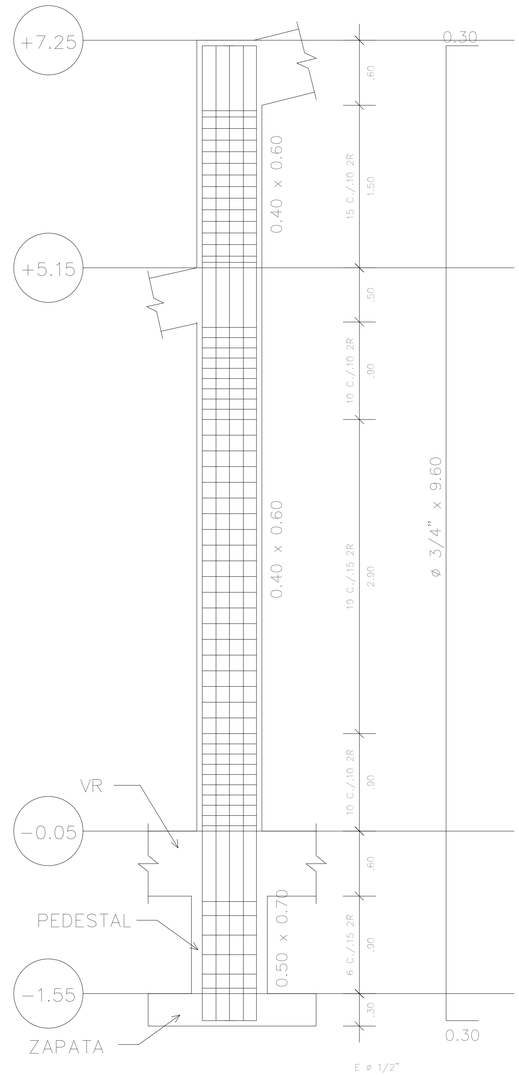
C − 2

ESCALA: 1:20



C − 3

ESCALA: 1:20



C − 4

ESCALA: 1:20

Materiales:
f'c= 250 Kg/cm²
Fy= 4200 Kg/cm²
Capacidad Portante del Suelo= 1,50 Kg/cm²

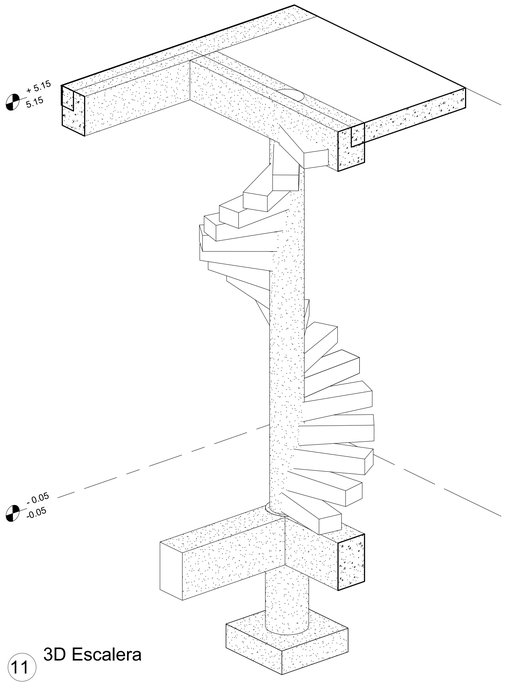
Nota: Todas las medidas están expresadas en metros.

Iglesia Los Arales

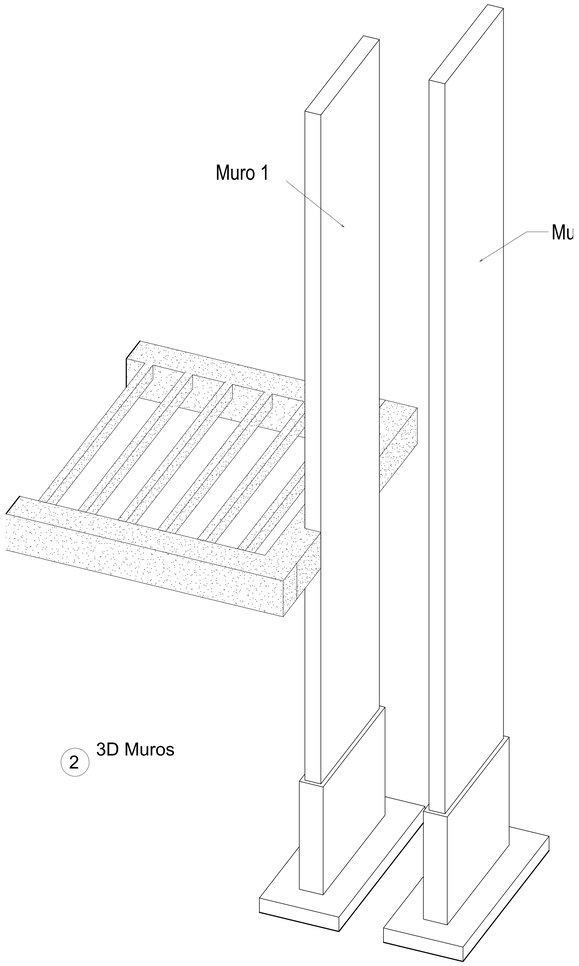
Urbanización Los Arales, San Diego, Carabobo, Venezuela

Columnas

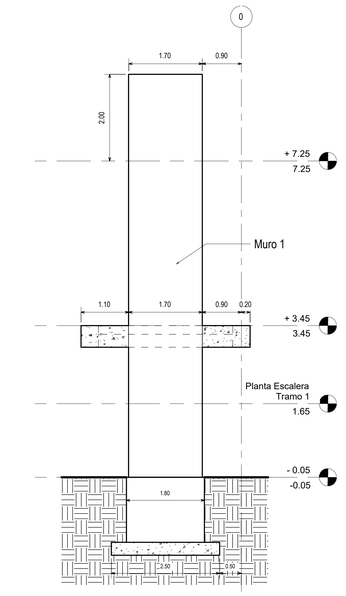
Dibujado por	Goncalves, Janet Ponce, Marialy	Revisado por	Ing. Pocaterra, Alejandro
Escala:	1 : 20	Fecha:	01/31/23
Plano:	E-008	Total de Planos:	



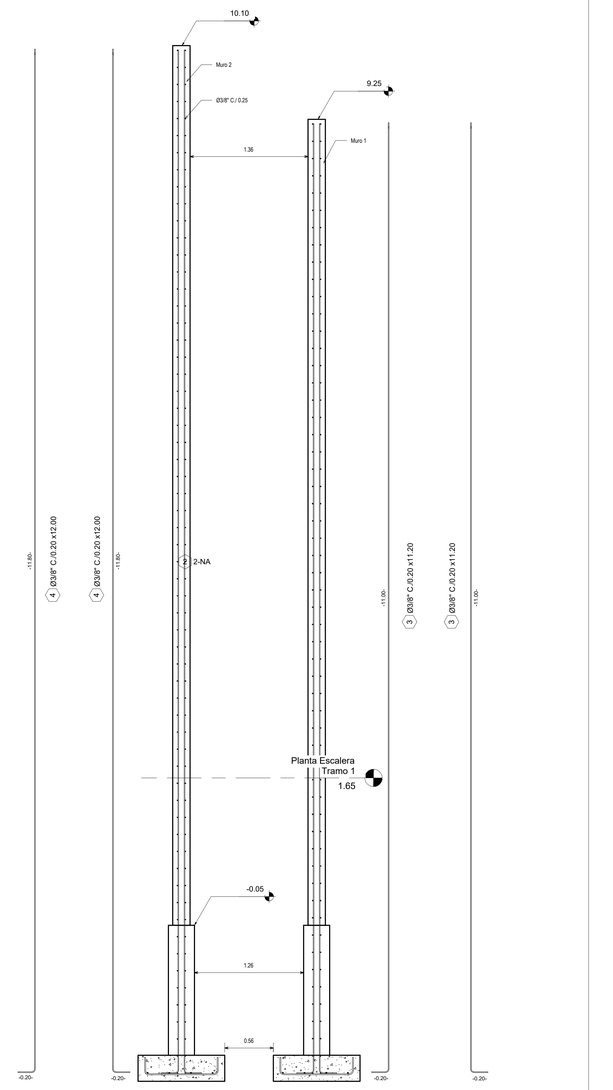
11 3D Escalera



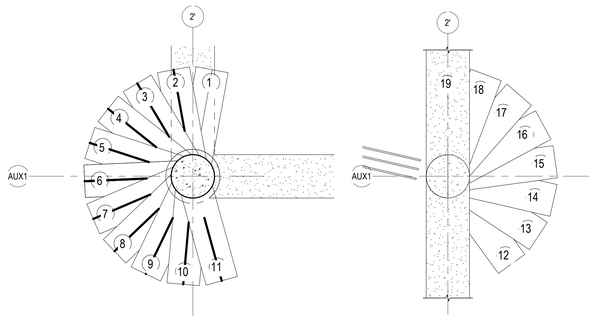
2 3D Muros



3 Alzado Muro 1
1 : 50

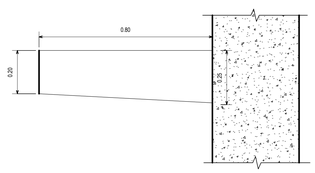


4 Sección Longitudinal Muro 1 y 2
1 : 25



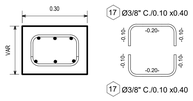
9 Planta Escalera Tramo 1
1 : 20

10 Planta Escalera Tramo 2
1 : 20

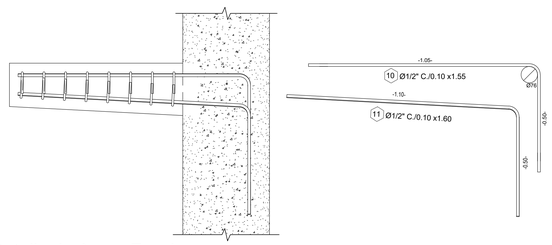


6 Detalle Escalon
1 : 10

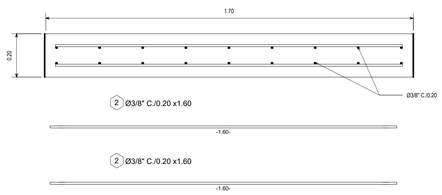
5 Alzado Muro 2
1 : 50



7 Sección Transversal Escalon
1 : 10



8 Detalle de Acero Escalon
1 : 10



1 Sección Muro 1 y 2
1 : 10

Materiales:
f'c= 250 Kg/cm²
Fy= 4200 Kg/cm²
Capacidad Portante del Suelo= 1,50 Kg/cm²

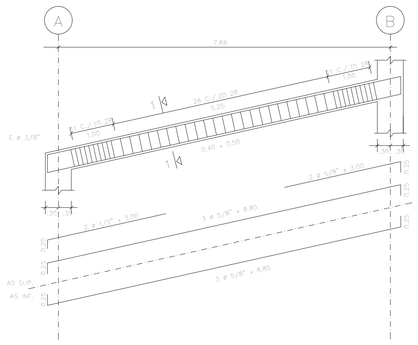
Nota: Todas las medidas están expresadas en metros.

Iglesia Los Arales

Urbanización Los Arales, San Diego, Carabobo, Venezuela

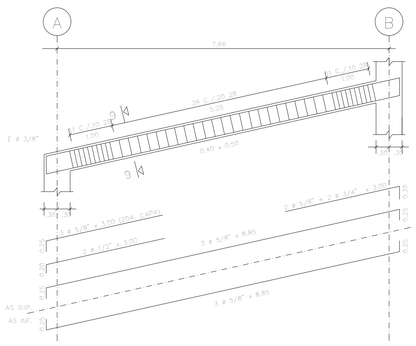
Escalera Y Muro

Dibujado por	Goncalves, Janet Ponce, Marialy	Revisado por	Ing. Pocaterra, Alejandro
Escala:	Como se indica	Fecha:	01/31/23
Plano:	E-009	Total de Planos:	



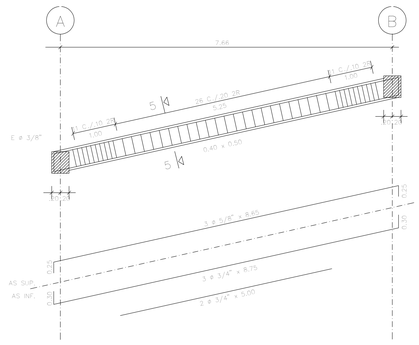
PORT–1 TCH–1

ESC ALA: 1:50



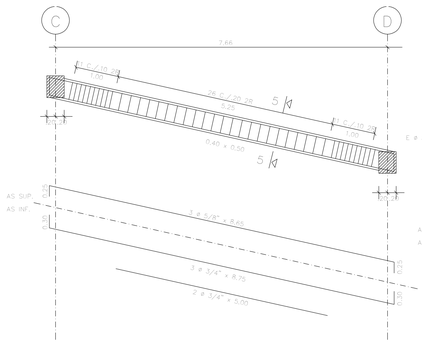
PORT–3 TCH–1
PORT–4 TCH–1
PORT–5 TCH–1

ESC ALA: 1:50



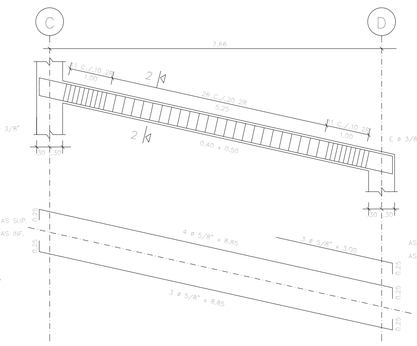
PORT–VAUX2 TCH–1
PORT–VAUX3 TCH–1
PORT–VAUX4 TCH–1
PORT–VAUX5 TCH–1

ESC ALA: 1:50



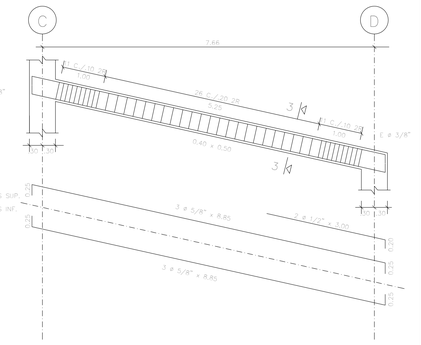
PORT–VAUX2 TCH–2
PORT–VAUX3 TCH–2
PORT–VAUX4 TCH–2
PORT–VAUX5 TCH–2

ESC ALA: 1:50



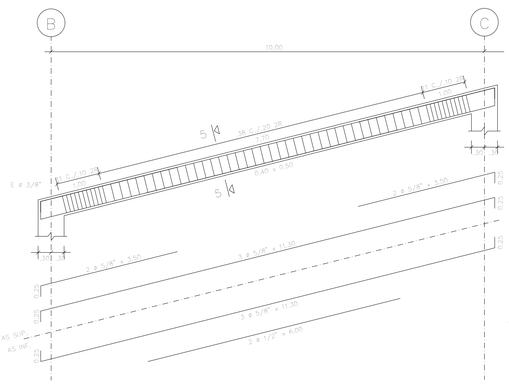
PORT–3 TCH–2
PORT–4 TCH–2
PORT–5 TCH–2

ESC ALA: 1:50



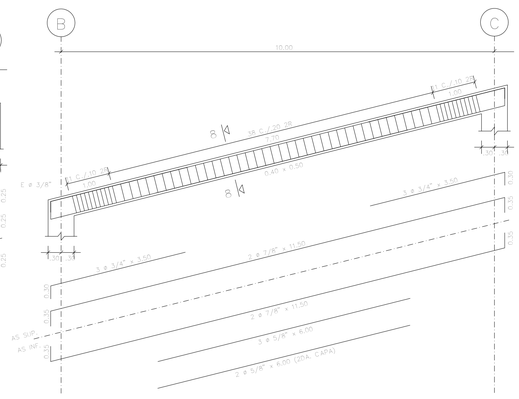
PORT–1 TCH–2

ESC ALA: 1:50



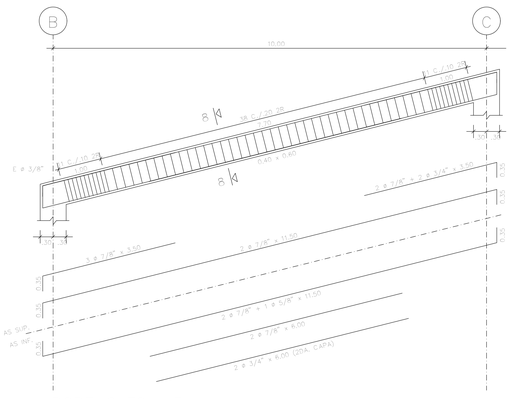
PORT–0 TCH–3
PORT–7 TCH–3

ESC ALA: 1:50



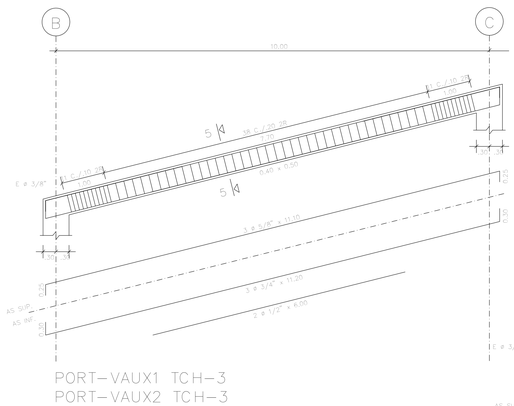
PORT–1 TCH–3
PORT–6 TCH–3

ESC ALA: 1:50



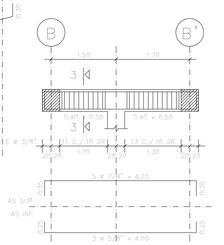
PORT–2 TCH–3
PORT–3 TCH–3
PORT–4 TCH–3
PORT–5 TCH–3

ESC ALA: 1:50



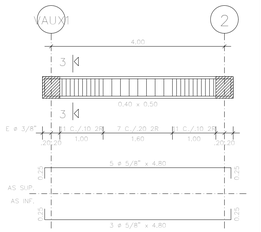
PORT–VAUX1 TCH–3
PORT–VAUX2 TCH–3
PORT–VAUX3 TCH–3
PORT–VAUX4 TCH–3
PORT–VAUX5 TCH–3

ESC ALA: 1:50



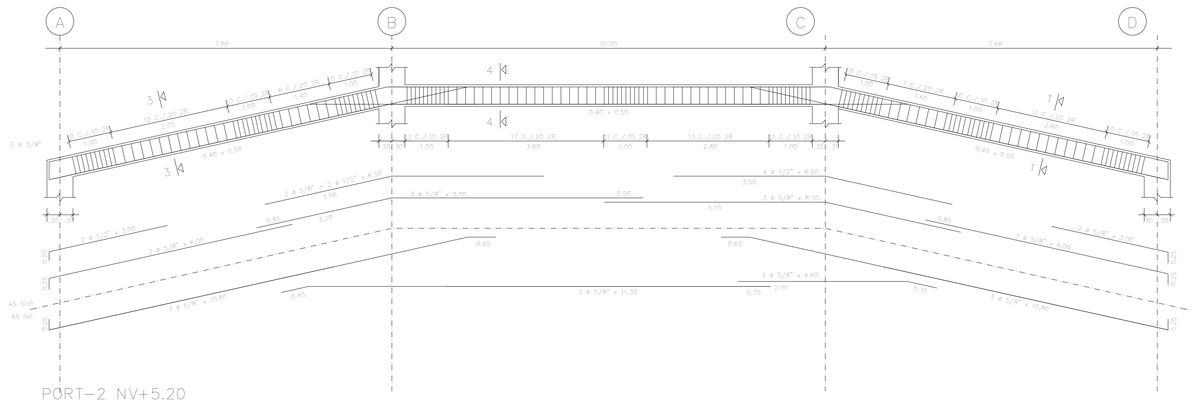
PORT–2' NV+5.20

ESC ALA: 1:50



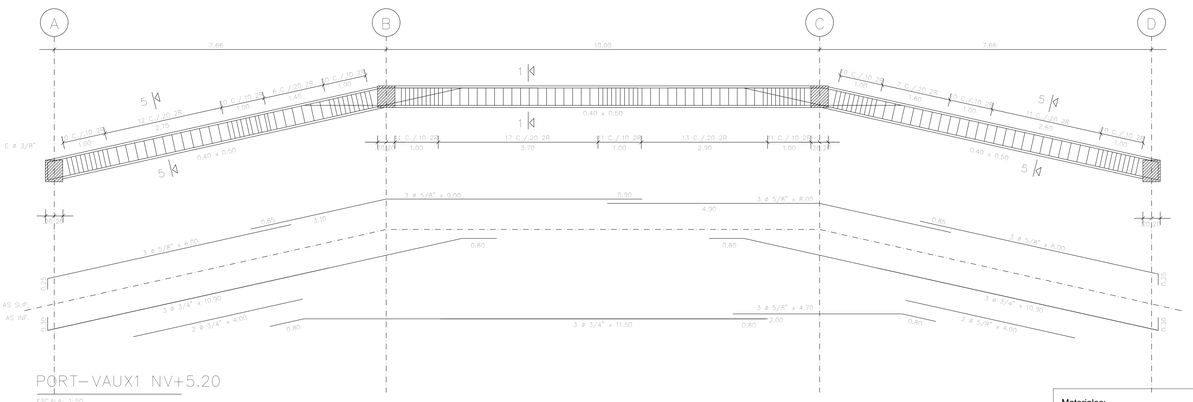
PORT–B' NV+5.20

ESC ALA: 1:50



PORT–2 NV+5.20
PORT–6 NV+5.20
PORT–7 NV+5.20

ESC ALA: 1:50



PORT–VAUX1 NV+5.20

ESC ALA: 1:50

Materiales:
f'c= 250 Kg/cm²
Fy= 4200 Kg/cm²
Capacidad Portante del Suelo= 1,50 Kg/cm²

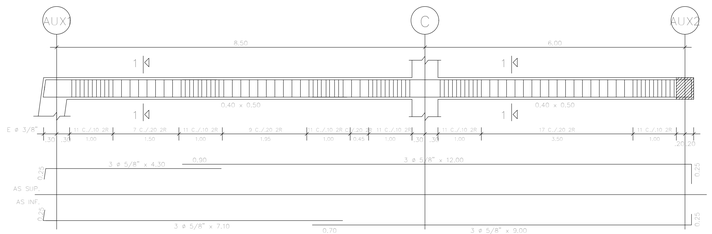
Nota: Todas las medidas están expresadas en metros.

Iglesia Los Arales

Urbanización Los Arales, San Diego, Carabobo, Venezuela

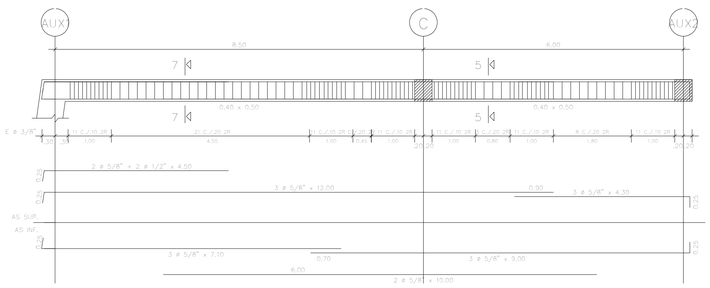
Vigas

Dibujado por	Goncalves, Janet Ponce, Marialy	Revisado por	Ing. Pocaterra, Alejandro
Escala:	1 : 50	Fecha:	01/31/23
Plano:	E-010	Total de Planos:	



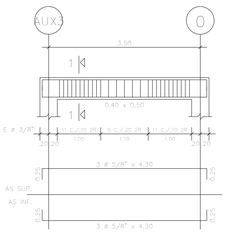
PORT–1 NV+3.45

ESC ALA: 1:50



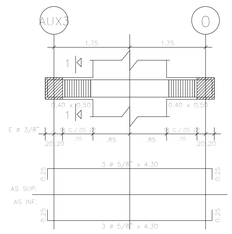
PORT–AUX3 NV+3.45

ESC ALA: 1:50



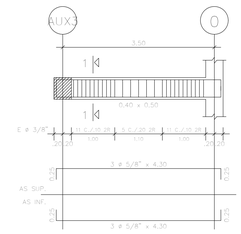
PORT–AUX1 NV+3.45

ESC ALA: 1:50



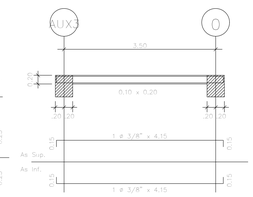
PORT–AUX2 NV+3.45

ESC ALA: 1:50



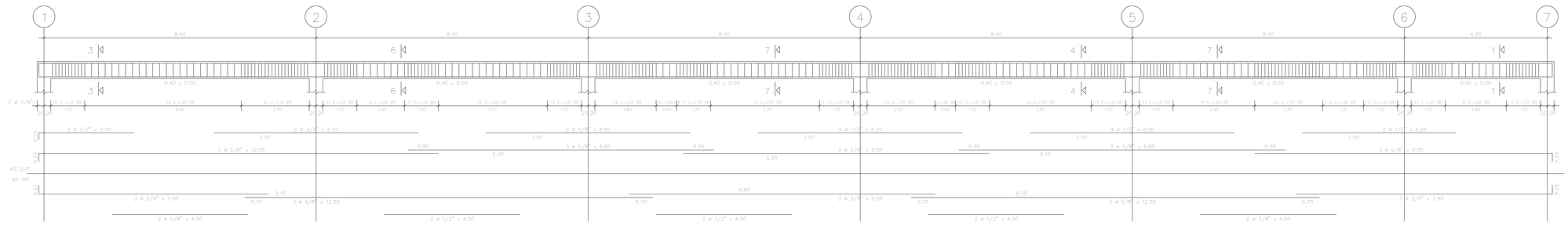
PORT–C NV+3.45

ESC ALA: 1:50



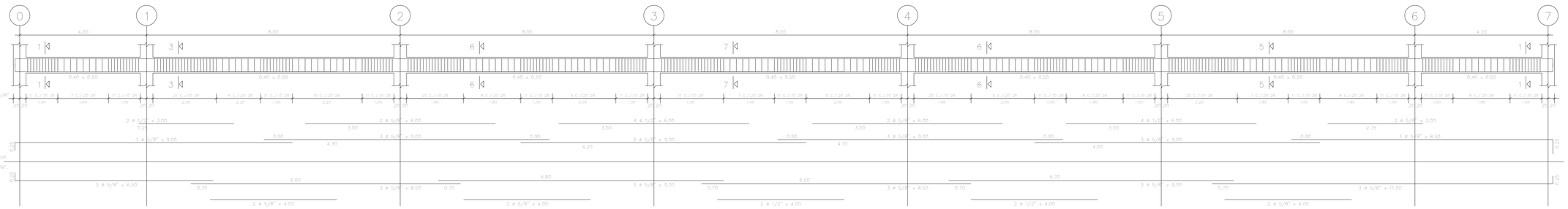
N10X20

ESC ALA: 1:50



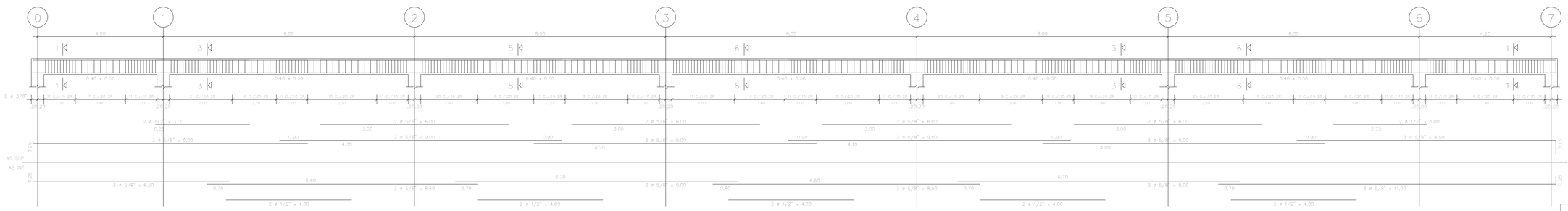
PORT–A NV+3.45
PORT–D NV+3.45

ESC ALA: 1:50



PORT–B NV+5.15

ESC ALA: 1:50



PORT–B NV+7.25

ESC ALA: 1:50

Materiales:
f'c= 250 Kg/cm²
Fy= 4200 Kg/cm²
Capacidad Portante del Suelo= 1,50 Kg/cm²

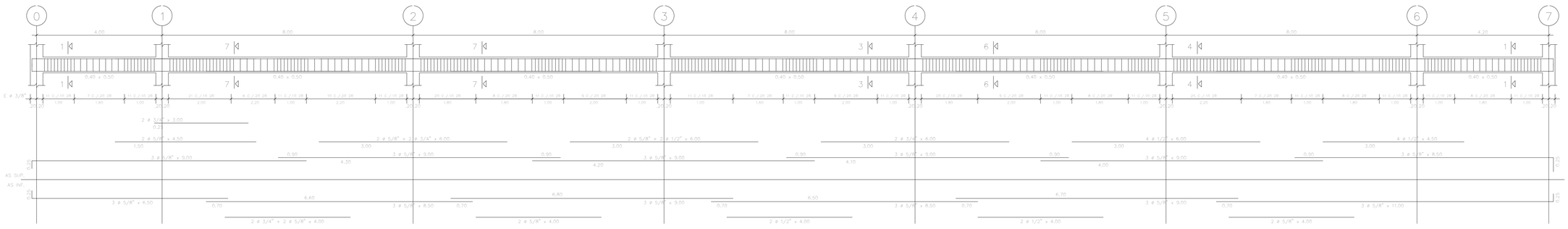
Nota: Todas las medidas están expresadas en metros.

Iglesia Los Arales

Urbanización Los Arales, San Diego, Carabobo, Venezuela

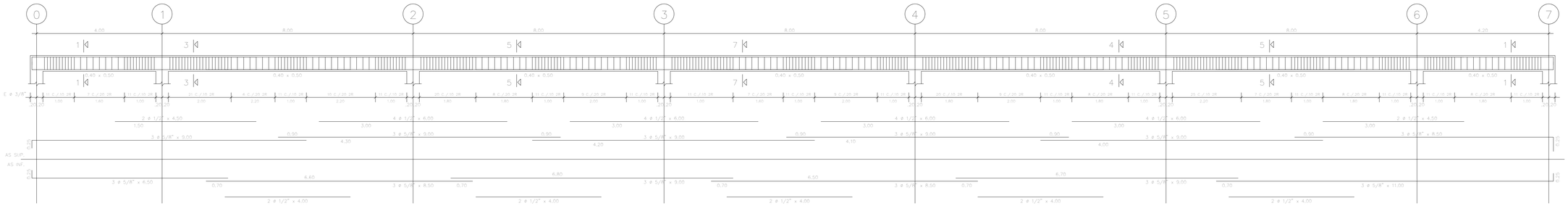
Vigas

Dibujado por	Goncalves, Janet Ponce, Marialy	Revisado por	Ing. Pocaterra, Alejandro
Escala:	1 : 50	Fecha:	01/31/23
Plano:	E-011	Total de Planos:	



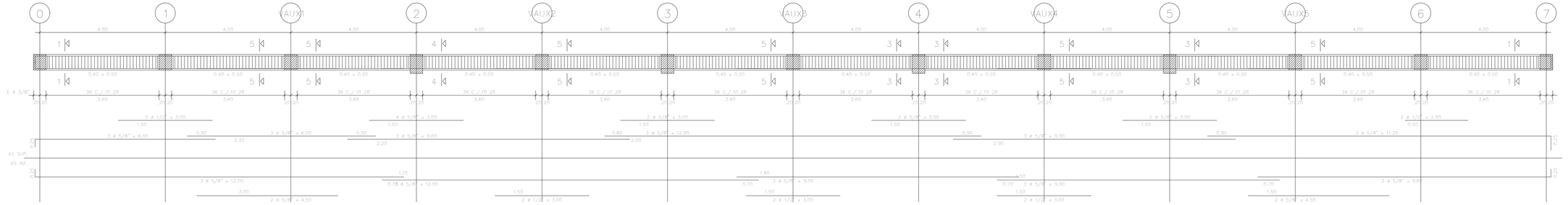
PORT–C NV+5.15

ESCALA: 1:50



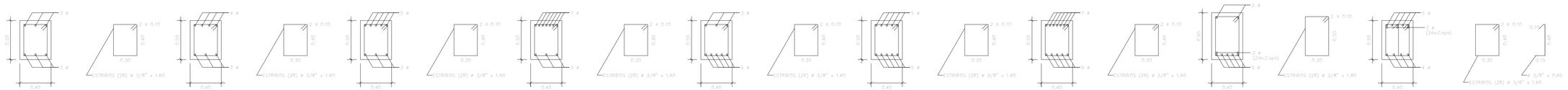
PORT–C NV+9.75

ESCALA: 1:50



PORT–VAUX6 TCH–3

ESCALA: 1:50



CORTE 1–1 ESCALA: 1:20

CORTE 2–2 ESCALA: 1:20

CORTE 3–3 ESCALA: 1:20

CORTE 4–4 ESCALA: 1:20

CORTE 5–5 ESCALA: 1:20

CORTE 6–6 ESCALA: 1:20

CORTE 7–7 ESCALA: 1:20

CORTE 8–8 ESCALA: 1:20

CORTE 9–9 ESCALA: 1:20

Materiales:
f'c= 250 Kg/cm²
Fy= 4200 Kg/cm²
Capacidad Portante del Suelo= 1,50 Kg/cm²

Nota: Todas las medidas están expresadas en metros.

Iglesia Los Arales

Urbanización Los Arales, San Diego, Carabobo, Venezuela

Vigas

Dibujado por	Goncalves, Janet Ponce, Marialy	Revisado por	Ing. Pocaterra, Alejandro
Escala:	1 : 50	Fecha:	31/01/23
Plano:	E-012	Total de Planos:	