



UNIVERSIDAD DEL AZUAY
FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL Y GERENCIA DE
CONSTRUCCIONES

**Análisis técnico y económico comparativo entre hormigón
armado y estructura de acero del nuevo edificio
administrativo de la Facultad de Ciencia y Tecnología de la
Universidad del Azuay**

Trabajo de grado previo a la obtención del título de:
INGENIERO CIVIL CON ÉNFASIS EN GERENCIA DE
CONSTRUCCIONES

Autores:

RICARDO REMIGIO CADME VERA
JORGE JULIÁN ESTRELLA SALINAS

Director:

ROBERTO GAMÓN TORRES

CUENCA – ECUADOR

2016

DEDICATORIA

Este trabajo de graduación dedicó primeramente a Dios por haberme dado la fortaleza y perseverancia para alcanzar esta meta tan anhelada.

A las personas más importantes en mi vida, mi padre Remigio Cadme y mi madre Isabel Vera por haberme apoyado y guiado en todo momento para brindarme siempre lo mejor, y cuyas enseñanzas de vida estoy seguro que jamás olvidare. A mi hermana Marcela con quien he compartido durante casi toda mi vida, de la cual estoy orgulloso y estoy convencido que llegara muy lejos. A Pamela que siempre ha estado conmigo apoyándome y preocupándose para que logré cumplir mis metas conjuntamente con ella.

Ricardo Cadme V.

Este trabajo de titulación quiero dedicar a mis padres Jorge y Flora, quienes han velado por mi bienestar y educación a lo largo de mi vida, apoyándome siempre con sabiduría, esfuerzo y dedicación durante todos los años de estudio, brindándome su apoyo incondicional y depositando siempre su confianza en mí.

A mis hermanos, por todo su cariño y palabras de aliento para lograr todas mis metas planteadas.

A todas las personas que forman parte importante en mi vida, que me brindaron su apoyo desinteresado y motivación en todo momento.

Julián Estrella S.

AGRADECIMIENTOS

Al culminar nuestros estudios en la Universidad, agradecemos a todas las personas que formaron parte de esta etapa de nuestra vida, siendo un aporte esencial tanto en la parte académica y personal.

Primero, agradecemos a Dios, por brindarnos la vida, salud, y fortaleza para seguir adelante en búsqueda de alcanzar nuestros objetivos.

A nuestros padres, por su confianza entregada desde el primer momento mediante su apoyo incondicional, y palabras de aliento y motivación, para no rendirnos ni desmayar durante todo este proceso.

De manera cordial queremos agradecer a nuestro director de tesis, Ing. Roberto Gamón por su dedicación y conocimientos aportados, y también agradecemos al Ing. José Vázquez por su guía y orientación, también a todos los docentes que forman parte de la Universidad y al Ing. Paul Cordero director de la escuela de Ingeniería Civil.

Finalmente, agradecemos a la Facultad de Ciencia y Tecnología de la Universidad del Azuay, por la formación académica obtenida para desempeñarnos de manera adecuada en nuestra vida profesional.

ÍNDICE DE CONTENIDOS

DEDICATORIA	II
AGRADECIMIENTOS	iii
ÍNDICE DE CONTENIDOS	iv
ÍNDICE DE TABLAS	vii
ÍNDICE DE FIGURAS.....	ix
RESUMEN.....	xii
ABSTRACT.....	13
INTRODUCCIÓN	1
CAPÍTULO 1: GENERALIDADES	3
Introducción.....	3
1.1 Antecedentes	3
1.2 Objetivos	4
1.2.1 Objetivo General	4
1.2.2 Objetivos Específicos.....	4
1.3 Alcance	4
1.4 Estado del Arte	5
1.4.1 Levantamiento de información en la provincia del Azuay	5
1.4.1.1 Tendencias de la construcción en nuestro entorno.....	5
1.4.1.2 Materiales predominantes en las estructuras en nuestro medio.....	5
1.5 Descripción de los materiales estructurales.....	7
1.5.1 Hormigón armado	7
1.5.1.1 Características del hormigón armado	8
1.5.1.2 Acero de refuerzo	14
1.5.1.3 Principales ventajas y desventajas del hormigón armado	14
1.5.2 Acero estructural	15
1.5.2.1 Propiedades del acero estructural	16
1.5.2.2 Principales ventajas y desventajas del acero estructural	20
1.6 Fundamentos de las estructuras	21

1.6.1	Estructuras utilizadas en edificaciones	22
1.6.1.1	Estructuras con paredes soportantes.....	22
1.6.1.2	Estructuras aporricadas	22
1.6.2	Sistemas estructurales de hormigón armado	22
1.6.3	Sistemas estructurales en acero estructural	23
1.6.3.1	Pórticos especiales a momento (PEM).....	23
1.6.3.2	Pórticos especiales arriostrados concéntricamente (PEAC).....	23
1.6.3.3	Pórticos arriostrados excéntricos (PAE).....	24
1.7	Datos generales del proyecto.....	25
1.7.1	Descripción	25
1.7.2	Datos	26
1.7.2.1	Datos del estudio de suelos	26

CAPÍTULO 2: MODELACIÓN Y DISEÑO DE LAS SOLUCIONES ESTRUCTURALES..... 28

Introducción.....	28
2.1 Modelación de las soluciones estructurales.....	28
2.1.1 Modelación de los materiales.....	28
2.1.1.1 Modelo en hormigón armado	29
2.1.1.2 Acero estructural	29
2.1.2 Modelación de la geometría.....	30
2.1.2.1 Prediseño de los miembros estructurales.....	30
2.1.3 Modelación de las cargas	38
2.1.3.1 Cargas permanentes.....	38
2.1.3.2 Sobrecarga de uso.....	39
2.1.3.3 Cargas ambientales.....	40
2.1.3.4 Combinación de cargas	60
2.2 Cálculo y diseño de las soluciones estructurales.....	62
2.2.1 Método de diseño: Estados Límite Últimos.....	62
2.2.2 Normas utilizadas.....	63
2.2.3 Software CYPECAD v2016.e.....	64

2.2.3.1	Proceso de cálculo estructural CYPECAD v2016.e.....	64
2.2.4	Parámetros para el diseño.....	65
2.2.5	Cálculo y diseño estructural en hormigón armado.....	66
2.2.5.1	Diseño de columnas.....	66
2.2.5.2	Diseño de vigas	69
2.2.5.3	Diseño de losa nervada.....	72
2.2.5.4	Diseño de cimentaciones	75
2.2.6	Cálculo y diseño estructural en acero.....	81

**CAPÍTULO 3: ANÁLISIS COMPARATIVO TÉCNICO-ECONÓMICO
ENTRE EL DISEÑO ESTRUCTURAL EN HORMIGÓN ARMADO Y EN
ACERO ESTRUCTURAL 92**

	Introducción.....	92
3.1	Análisis técnico	92
3.1.1	Cimentación	92
3.1.2	Procesos constructivos y montaje	93
3.1.2.1	Estructuras de acero.....	93
3.1.2.2	Estructuras de hormigón armado.....	97
3.2	Análisis económico	99
3.2.1.2	Presupuesto de la variante de hormigón armado.....	104
3.2.1.3	Presupuesto de la variante de acero estructural.....	107
3.2.2	Análisis de la relación costo/beneficio.....	110
3.3	Análisis comparativo entre las variantes de hormigón y acero	111
3.4	Selección del diseño estructural	112

CONCLUSIONES 117

RECOMENDACIONES 117

BIBLIOGRAFÍA 120

ANEXOS 121

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1-1. Materiales predominantes en la estructura	6
Tabla 1-2. Propiedades del acero estructural	16
Tabla 1-3. Propiedades de los aceros según especificación ASTM.....	17
Tabla 1-4. Sistemas estructurales de hormigón armado.....	22
Tabla 1-5. Distribución arquitectónica de áreas.....	25
Tabla 2-1. Matriz modelo de hormigón armado	30
Tabla 2-2. Matriz modelo de estructura de acero.....	30
Tabla 2-3. Pesos unitarios de los materiales de construcción	39
Tabla 2-4. Cálculo de la carga permanente	39
Tabla 2-5. Cargas vivas en áreas de distinto uso	40
Tabla 2-6. Distribución de cargas por piso	40
Tabla 2-7. Hipótesis sismo X1	46
Tabla 2-8. Hipótesis sismo Y1	46
Tabla 2-9. Centro de masas, centro de rigidez y excentricidades de cada planta.	47
Tabla 2-10. Peso sísmico total de la estructura.	48
Tabla 2-11. Condición de cortante basal mínimo	48
Tabla 2-12. Hipótesis sismo X1	52
Tabla 2-13. Hipótesis sismo Y1	52
Tabla 2-14. Centro de masas, centro de rigidez y excentricidades de cada planta	52
Tabla 2-15. Peso sísmico total de la estructura.	54
Tabla 2-16. Condición de cortante basal mínimo	55
Tabla 2-17. Valores máximos de altura de piso	56
Tabla 2-18. Deriva máxima de cada piso (Hormigón).....	57
Tabla 2-19. Deriva total máxima (Hormigón)	57
Tabla 2-20. Deriva máxima de cada piso (Acero)	59
Tabla 2-21. Deriva total máxima (Acero)	59
Tabla 2-22. Listado de combinaciones de carga (Hormigón y acero)	62
Tabla 2-23. Estados límites más comunes.	63
Tabla 2-24. Listado de columnas (Hormigón)	68
Tabla 2-25. Listado de vigas (Hormigón)	71
Tabla 2-26. Secciones de vigas de cimentación tipo T invertida.....	75

Tabla 2-27. Listado de zapatas corridas	78
Tabla 2-28. Armado tipo del muro de sótano	80
Tabla 2-29. Armado tipo del muro de ascensor	81
Tabla 2-30. Listado de tipos de columnas (Acero)	83
Tabla 2-31. Listado de tipos de vigas (Acero)	85
Tabla 3-1. Componentes del costo indirecto.....	102
Tabla 3-2. Relación costo/beneficio.....	110
Tabla 3-3. Tabla comparativa entre soluciones de hormigón y acero.....	111
Tabla 3-4. Matriz de pesos ponderados de las dos variantes	115

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1-1. Materiales predominantes en la estructura (Nacional).....	6
Figura 1-2. Materiales predominantes en la estructura (Azuay).....	7
Figura 1-3. Fluencia del hormigón.....	11
Figura 1-4. Curva de relación esfuerzo-deformación del hormigón.....	14
Figura 1-5. Diagrama esfuerzo-deformación de un acero estructural.....	18
Figura 1-6. Diagrama esfuerzo-deformación para diferentes aceros estructurales	20
Figura 1-7. Zonas que se esperan deformaciones inelásticas en un PEM.....	23
Figura 1-8. Pórticos arriostrados concéntricamente 3 tipos.....	24
Figura 1-9. Pórticos arriostrados concéntricamente 2 tipos.....	24
Figura 1-10. Pórticos arriostrados excéntricos 2 tipos.....	25
Figura 1-11. Ubicación de edificio administrativo.....	26
Figura 2-1. Sección de Losa Nervada.....	31
Figura 2-2. Modelo de la estructura en hormigón armado (lado izquierdo).....	33
Figura 2-3. Modelo de la estructura en hormigón armado (lado derecho).....	33
Figura 2-4. Sección de losa tipo steel deck.....	34
Figura 2-5. Modelo en Acero Estructural (lado izquierdo).....	36
Figura 2-6. Modelo en Acero Estructural (lado derecho).....	36
Figura 2-7. Esquema de muro de contención.....	37
Figura 2-8. Esquema de vigas de cimentación.....	38
Figura 2-9. Espectro elástico de aceleraciones.....	44
Figura 2-10. Espectro de diseño según X.....	45
Figura 2-11. Espectro de diseño según Y.....	45
Figura 2-12. Espectro de diseño según X.....	46
Figura 2-13. Espectro de diseño según Y.....	46
Figura 2-14. Espectro elástico de aceleraciones.....	50
Figura 2-15. Espectro de diseño según X.....	51
Figura 2-16. Espectro de diseño según Y.....	51
Figura 2-17. Espectro de diseño según X.....	52
Figura 2-18. Espectro de diseño según Y.....	52
Figura 2-19. Deformada en X (Modo de vibración 2). Hormigón.....	58

Figura 2-20. Deformada en Y (Modo de vibración 1). Hormigón.....	58
Figura 2-21. Deformada en X (Modo de vibración 2). Acero	59
Figura 2-22. Deformada en Y (Modo de vibración 1). Acero	60
Figura 2-23. Sección que se comprueba en una columna	67
Figura 2-24. Distribución de columnas (Hormigón).....	69
Figura 2-25. Esquema de distribución de vigas tipo N+1,62 (Hormigón).....	71
Figura 2-26. Esquema de distribución de vigas tipo N+4,86 (Hormigón).....	72
Figura 2-27. Esquema de distribución de vigas tipo N+8,10 (Hormigón).....	72
Figura 2-28. Características de losa nervada.....	73
Figura 2-29. Esquema de armado de losa tipo N+1,62 (Hormigón).....	74
Figura 2-30. Esquema de armado de losa tipo N+1,62 (Hormigón).....	74
Figura 2-31. Distribución de vigas de cimentación	76
Figura 2-32. Esquema de esfuerzos transmitidos a la zapata corrida	77
Figura 2-33. Esquema distribución zapatas corridas.....	78
Figura 2-34. Esquema de empujes en los muros de sótano.....	79
Figura 2-35. Empuje sobrecarga uniformemente repartida.....	79
Figura 2-36. Empuje carga en banda paralela.....	80
Figura 2-37. Esquema de distribución de tipos de columnas (Acero)	84
Figura 2-38. Esquema de distribución de tipos de vigas N+1,62 (Acero)	86
Figura 2-39. Esquema de distribución de tipos de vigas N+8,10 (Acero)	86
Figura 2-40. Esquema de la distribución de losa en planta N+1,62 (Acero)	87
Figura 2-41. Esquema de la distribución de losa en planta N+1,62 (Acero)	88
Figura 2-42. Esquema ejemplo de placas de anclaje.....	90

ÍNDICE DE ANEXOS

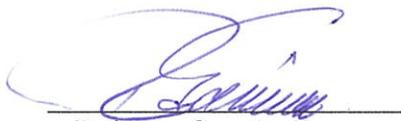
ANEXO 1. Especificaciones Técnicas.....	122
ANEXO 2. Justificación de la acción sísmica (Hormigón Armado)	140
ANEXO 3. Justificación de la acción sísmica (Acero Estructural)	146
ANEXO 4. Ejemplo comprobaciones Columna Tipo Hormigón Armado	152
ANEXO 5. Ejemplo comprobaciones Viga Tipo Hormigón Armado	165
ANEXO 6. Ejemplo comprobaciones Cimentaciones	183
ANEXO 7. Ejemplo comprobaciones Columna Tipo Acero Estructural	191
ANEXO 8. Ejemplo comprobaciones Viga Tipo Acero Estructural	203
ANEXO 9. Obtención de utilidad y costos indirectos	214
ANEXO 10. Volúmenes de obra.....	221
ANEXO 11. Análisis de precios unitarios	230
ANEXO 12. Planos estructurales de las variantes	251

**ANÁLISIS TÉCNICO Y ECONÓMICO COMPARATIVO ENTRE
HORMIGÓN ARMADO Y ESTRUCTURA DE ACERO DEL NUEVO
EDIFICIO ADMINISTRATIVO DE LA FACULTAD DE CIENCIA Y
TECNOLOGÍA DE LA UNIVERSIDAD DEL AZUAY**

RESUMEN

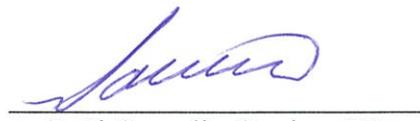
El análisis técnico y económico comparativo de una modelación estructural es importante para obtener una visión amplia sobre las diferentes tecnologías constructivas, en este caso hormigón armado y acero estructural. Para realizar el cálculo estructural y obtener las solicitaciones a las que están expuestas los miembros estructurales de la edificación, se utilizó el software CYPECAD, mediante el cual se determinaron las soluciones estructurales para posteriormente obtener volúmenes de obra y así realizar la evaluación técnica-económica necesaria para definir criterios acerca de las ventajas y desventajas entre las dos soluciones, siendo la estructura de hormigón armado la más favorable según las características del proyecto.

Palabras Clave: modelación estructural, hormigón armado, acero estructural, solicitaciones, miembros estructurales, proyecto.



Roberto Gamón Torres

Director de Titulación



Paúl Cornelio Cordero Díaz

Director de Escuela



Ricardo Remigio Cadme Vera



Jorge Julián Estrella Salinas

Autores

**TECHNICAL AND ECONOMIC COMPARATIVE ANALYSIS BETWEEN
REINFORCED CONCRETE AND STRUCTURAL STEEL OF THE NEW
ADMINISTRATIVE BUILDING AT THE FACULTY OF SCIENCE AND
TECHNOLOGY, UNIVERSIDAD DEL AZUAY**

ABSTRACT

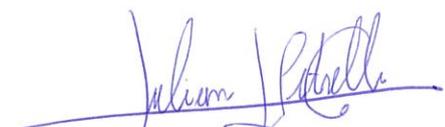
The technical and economic comparative analysis of structural modeling is important to get a broad overview of the different construction technologies; in this case reinforced concrete and structural steel. The CYPECAD software was used in order to make the structural calculation and obtain the stresses to which the structural members of the building are exposed. Through this, it was possible to determine the structural solutions, and later obtain volumes of work and thus, perform the technical-economic assessment required to define criteria on the advantages and disadvantages between the two solutions. As a result, the reinforced concrete structure was the most favorable according to the characteristics of the project.

Keywords: Structural Modeling; Reinforced Concrete; Structural Steel; Stress; Structural Members; Project.


Roberto Gamón Torres
Thesis Director

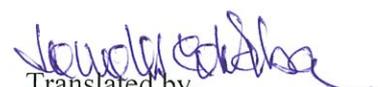

Paúl Cornelio Cordero Díaz
School Director


Ricardo Remigio Cadme Vera


Jorge Julián Estrella Salinas

Authors


UNIVERSIDAD DEL
AZUAY
Dpto. Idiomas


Translated by,
Lic. Lourdes Crespo

Ricardo Remigio Cadme Vera

Jorge Julián Estrella Salinas

Trabajo de Graduación

Ing. Roberto Gamón Torres PhD. Msc.

Junio, 2016

**ANÁLISIS TÉCNICO Y ECONÓMICO COMPARATIVO ENTRE
HORMIGÓN ARMADO Y ESTRUCTURA DE ACERO DEL NUEVO
EDIFICIO ADMINISTRATIVO DE LA FACULTAD DE CIENCIA Y
TECNOLOGÍA DE LA UNIVERSIDAD DEL AZUAY**

INTRODUCCIÓN

En el presente trabajo de titulación, el principal objetivo es realizar un estudio comparativo entre estructura de acero y hormigón armado del nuevo edificio administrativo de la Facultad de Ciencia y Tecnología de la Universidad del Azuay, sobre la base de un estudio técnico-económico, el cual permita identificar la solución más favorable, con el fin de establecer la alternativa de mayor rentabilidad en relación costo-beneficio de la inversión total.

Para el desarrollo del proyecto primero se realizó una recopilación de datos sobre información de los materiales más utilizados para la construcción en el Ecuador. Además, se investigaron fundamentos teóricos del hormigón y acero estructural, ventajas y desventajas de cada uno, sus principales cargas y combinaciones; a las cuales está expuesta la edificación.

Como siguiente punto comprende el análisis estructural siguiendo los criterios y parámetros de diseño, las normas y especificaciones técnicas que rigen actualmente

en el país, así como los componentes y sistemas estructurales de cada tipo de edificación.

Posteriormente se elaboró la modelación de los diseños estructurales mediante un software especializado, tanto en hormigón armado como en estructura de acero, con el fin de obtener los criterios de diseño adecuados que garanticen el buen comportamiento de la estructura cumpliendo con los requisitos mínimos de diseño estructural sismo resistente.

Por último, se realizó el análisis técnico-económico, teniendo en cuenta los precios unitarios de cada rubro, con el objetivo de comparar los costos totales, materiales y mano de obra de cada diseño. Se establecieron criterios técnicos sobre tiempo de ejecución, peso y funcionalidad, que permitieron establecer la solución de diseño más conveniente.

CAPÍTULO 1

GENERALIDADES

Introducción

En el presente capítulo, se desarrolla un resumen y análisis de fundamentos teóricos e investigativos necesarios para el proyecto, en el cual se abordan temas como: balance entre los materiales utilizados en la construcción, descripción del hormigón armado y acero estructural, además de los aspectos importantes de los sistemas estructurales.

1.1 Antecedentes

En la actualidad el área administrativa de la Facultad de Ciencia y Tecnología de la Universidad del Azuay no cumple con los siguientes aspectos técnicos como: seguridad, funcionalidad y durabilidad, por este motivo, se buscará mejorar esta edificación teniendo en cuenta dos alternativas de diseño estructural.

De igual manera, en la Universidad del Azuay no existe un estudio comparativo de diseño estructural entre hormigón armado y acero estructural del edificio administrativo que se desea construir en la Facultad de Ciencia y Tecnología; por consiguiente, no se tienen conocimientos sobre aspectos técnicos-económicos entre estas dos alternativas de diseño y construcción.

Consecuentemente la Facultad de Ciencia y Tecnología en la Universidad del Azuay, no tiene alternativas favorables de diseño estructural para la construcción del nuevo edificio administrativo, lo cual repercute directamente en los costos.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo General

Elaborar un estudio comparativo en hormigón armado y acero estructural del nuevo edificio administrativo de la facultad de ciencia y tecnología en la Universidad del Azuay, mediante la modelación, diseño estructural y evaluación técnico-económico sobre la base de las normativas establecidas.

1.2.2 Objetivos Específicos

- Investigar las ventajas y desventajas que poseen la construcción en hormigón armado y acero estructural en la actualidad.
- Desarrollar el modelo y diseño estructural en ambos materiales.
- Realizar un análisis comparativo técnico y económico entre ambas variantes.
- Definir la alternativa más favorable de solución estructural de ambos diseños.

1.3 Alcance

Sobre la base de lo planteado anteriormente, se busca cumplir con los objetivos mencionados en el proyecto, en los cuales se realizará la modelación y diseño estructural en hormigón armado y acero, empleando un software especializado; también se elaborará un presupuesto, con el fin de comparar aspectos técnico-económicos de la edificación, evaluando ventajas y desventajas de las dos soluciones de diseño, y por último seleccionar la alternativa más favorable en beneficio de la Universidad del Azuay.

Los resultados se presentarán mediante un registro escrito que constará con los diseños, con su respectiva evaluación técnica-económica. Adicionalmente se incluirán los planos estructurales haciendo constar el proceso utilizado para justificar la metodología propuesta.

1.4 Estado del Arte

1.4.1 Levantamiento de información en la provincia del Azuay

La información obtenida para realizar el análisis ha sido extraída y citada de varias fuentes, con el fin de sintetizarla para aclarar la actividad constructiva en el Azuay, donde se emplazará la nueva estructura.

1.4.1.1 Tendencias de la construcción en nuestro entorno

En la provincia del Azuay, la construcción ha ido creciendo notablemente hasta el año 2014, donde se evidencia una estabilidad económica adecuada y el principal factor son los créditos hipotecarios.

Según el Instituto Nacional de Estadísticas y Censos (INEC), en el 2014 se han concedido 27199 Permisos de Construcción, la provincia con mayores permisos son: Guayas con el 15,25%, seguido de Azuay con el 9,69% y Pichincha con el 7,58%.

Un factor importante en nuestra ciudad es que los terrenos disponibles para la construcción se han trasladado a las afueras de la ciudad, donde se destacan zonas como Chaullabamba, El Valle, San Joaquín, entre las principales. Para todos los proyectos de urbanización y ejecución de obras de infraestructura, se debe tener en cuenta la planificación establecida por el municipio de la ciudad.

1.4.1.2 Materiales predominantes en las estructuras en nuestro medio

Para mayor entendimiento de la construcción en la ciudad de Cuenca, es importante analizar los tipos de materiales utilizados en nuestro medio. Además de esto cabe analizar que los materiales de construcción contribuyen al empleo como dinamizador de la economía abriendo diversas fuentes de empleo.

Primero, tenemos la composición de la estructura que debido a los avances tecnológicos y ecológicos se han ido buscando nuevas alternativas para optimizar los

recursos al momento de construir, en la siguiente tabla se pueden apreciar los materiales más empleados en la construcción. El hormigón armado es el material más utilizado, pero también se evidencia que las estructuras metálicas van creciendo en porcentaje en el período de análisis.

Tabla 1-1. Materiales predominantes en la estructura

NÚMERO DE PERMISOS POR TIPO DE MATERIAL PREDOMINANTE EN LAS ESTRUCTURAS								
	NACIONAL				AZUAY			
Año	Hormigón Armado	Metálica	Madera	Otros	Hormigón Armado	Metálica	Madera	Otros
2010	36762	1224	91	1580	2550	169	8	31
2011	39424	1353	86	1179	3511	323	3	8
2012	34575	1415	129	498	2338	209	10	33
2013	31049	1888	83	365	2438	309	10	37
2014	25505	1265	89	340	2330	261	15	30

Fuente: (Instituto Nacional de Estadística y Censos, 2015)



Figura 1-1. Materiales predominantes en la estructura (Nacional).

Fuente: (Instituto Nacional de Estadística y Censos, 2015)

En el Azuay, al igual que en todo el país se ve una gran apertura para las edificaciones metálicas, existe un aumento notable y se pronostica una participación mucho más amplia tanto a nivel local como a nivel nacional, debido al avance tecnológico y nuevas técnicas de construcción. En el siguiente gráfico se pueden estimar los materiales más usados en las estructuras en la provincia del Azuay.

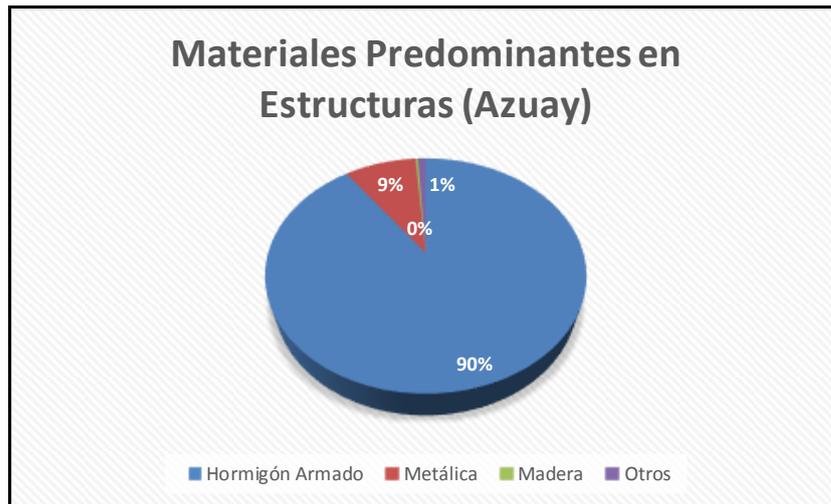


Figura 1-2. Materiales predominantes en la estructura (Azuay).

Fuente: (Instituto Nacional de Estadística y Censos, 2015)

Para concluir el tema de los materiales más predominantes en las estructuras tanto a nivel local como nacional, el material que predomina es el hormigón armado sin desprestigiar el crecimiento constante que va teniendo el acero en los últimos años.

1.5 Descripción de los materiales estructurales

1.5.1 Hormigón armado

El hormigón armado es un material estructural que también se le conoce como concreto reforzado, el mismo es una mezcla de cemento, grava, arena, agua y acero de refuerzo; a este hormigón se le puede agregar adicionalmente distintos aditivos según los requerimientos y aspectos técnicos que se necesiten cumplir. Estos dos materiales se combinan con el fin de resistir solicitaciones de compresión y tracción, debido a que el hormigón solo puede resistir grandes esfuerzos de compresión, pero no de tracción; entonces al incorporar el acero de refuerzo, se añade la propiedad para resistir la tracción (McCormac & Brown, 2011).

El acero de refuerzo no siempre se coloca solo en los lugares donde se van a producir fuerzas de tracción, en ocasiones se puede colocar secciones de acero para resistir fuerzas de compresión, o cuando en determinados casos las secciones de hormigón resultan insuficientes y no pueden ser ampliadas (Medina Torri & Ruiz, 1985).

Para la fabricación de miembros en hormigón armado no se generan grandes dificultades, ya que existe fácil acceso a todos los materiales componentes, en casi cualquier lugar del mundo y facilidad de producirlo en obra, siempre bajo supervisión de personal calificado. Es necesario apoyarse en ensayos posteriores de resistencia, para garantizar la calidad del hormigón armado y que cumplan las especificaciones técnicas definidas en el proyecto.

Existen hormigones de diversas resistencias, los cuales son utilizados según la función que vayan a desempeñar en obra, basándose en sus características de permeabilidad, resistencia, manejabilidad, durabilidad, estética y costo, entre las principales a considerar.

1.5.1.1 Características del hormigón armado

Según lo presentado en (McCormac & Brown, 2011) las siguientes son las propiedades más importantes del hormigón armado:

1.5.1.1.1 Resistencia

La resistencia del hormigón es una propiedad importante de la calidad general del mismo y es un requisito para el diseño de las estructuras.

1.5.1.1.2 Resistencia a la compresión

La resistencia a la compresión del concreto $f'c$ se determina por medio de pruebas de falla de cilindros de concreto, los cuales se rompen a los 28 días de edad. Durante este período los cilindros suelen mantenerse sumergidos en agua para asegurar que la resistencia a la compresión del concreto en la estructura sea igual o mayor que el valor especificado $f'c$, el diseño de la mezcla de concreto debe apuntar a un valor superior $f'c$.

1.5.1.1.3 Resistencia a la tracción

La resistencia a la tracción del concreto varía de aproximadamente 8 a 15% de su resistencia a la compresión y es función de la magnitud de esta. Una razón principal para esta baja resistencia, es que el concreto es un material particular y se generan un gran número de grietas. Una vez que las grietas por tracción se han presentado, ya no le queda más resistencia a esta. Para medir la resistencia a tracción del hormigón, se han establecido dos pruebas: prueba del módulo de ruptura y la prueba radial de cilindro.

1.5.1.1.4 Resistencia al corte

Según los autores Enrique Hernández y Luisa Gil en (Hernández Montes & Gil Martín, 2007), es sumamente difícil obtener en pruebas de laboratorio fallas por cortante puro que no estén afectadas por otros esfuerzos. Como consecuencia, las pruebas para resistencia por cortante del concreto han dado durante muchos años, valores que varían entre un tercio de la resistencia última a la tracción.

Lo presentado en (Hernández Montes & Gil Martín, 2007) los principales factores que afectan la resistencia son:

- La relación agua-cemento.
- La resistencia del hormigón generalmente aumenta con el tiempo.
- Las características del cemento, tanto la finura como la composición química del cemento afectan la resistencia del hormigón.
- Las condiciones de curado, humedad y temperatura, se puede decir que mientras más largo sea el período de almacenamiento húmedo y más alta la temperatura, mayor será la resistencia a cualquier edad.
- La riqueza de la mezcla y el carácter del agregado tiene influencia sobre la relación agua-cemento requerida para producir la consistencia deseada.

1.5.1.1.5 Módulo de elasticidad

- a. **Estático:** Según los autores Jack McCormack y Rusell Brown en (McCormack & Brown, 2011), el hormigón armado no tiene un solo valor de módulo de elasticidad establecido, el valor varía con las diferentes resistencias del concreto, con la edad de éste, con el tipo de carga, las características y proporciones del cemento y los agregados. Además, hay varias definiciones del módulo:
- El módulo inicial es la pendiente del diagrama de esfuerzo-deformación en el origen de la curva.
 - El módulo por tangente es la pendiente de una tangente a la curva en algún punto de ésta, por ejemplo, en 50% de la resistencia última del concreto.
 - A la pendiente de una línea trazada del origen a un punto en la curva entre 25 y 50% de su resistencia última a compresión, se le llama módulo por secante.
 - Otro módulo, llamado módulo aparente o módulo a largo plazo, se determina usando los esfuerzos y deformaciones unitarias obtenidas después de que la carga se ha aplicado durante cierto periodo.
 - El Módulo de Elasticidad “Secante”, se determina por la pendiente de una línea recta trazada del origen de la curva esfuerzo-deformación a algún punto sobre la curva (esfuerzo de compresión).

El módulo de elasticidad del hormigón es:

$$E_c = 0,14W_c^{1,5}\sqrt{f'_c} \text{ (Kg /cm}^2\text{)}.$$

El módulo de elasticidad para hormigón de densidad normal ($\gamma = 2.400\text{kg/m}^3$) es:

$$E_c = 15100\sqrt{f'_c} \text{ (Kg /cm}^2\text{)}$$

Dónde:

E_c es el módulo de elasticidad del hormigón, W_c es el peso unitario del hormigón, y f'_c la resistencia especificada del hormigón a compresión.

- b. Dinámico:** El módulo de elasticidad dinámico, que corresponde a deformaciones unitarias instantáneas muy pequeñas, se obtiene usualmente por medio de pruebas sónicas. Es entre 20 y 40% mayor que el módulo estático y es aproximadamente igual al módulo inicial. Cuando las estructuras se analizan por cargas sísmicas o de impacto, el uso del módulo dinámico parece ser apropiado. (McCormac & Brown, 2011, pág. 13)

1.5.1.1.6 Fluencia

La fluencia se define como la deformación adicional obtenida como consecuencia de aplicar una carga y mantenerla en el tiempo. La fluencia del hormigón depende de varios factores, siendo los más importantes: la humedad del ambiente, las dimensiones del elemento y la composición del hormigón. En la fluencia también influye la edad del hormigón a la que se aplica la carga por primera vez y la duración de ésta. (Hernández Montes & Gil Martín, 2007, pág. 60)

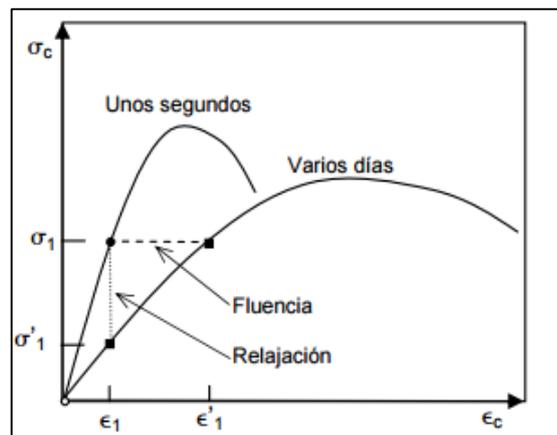


Figura 1-3. Fluencia del hormigón

Fuente: (Hernández Montes & Gil Martín, 2007)

1.5.1.1.7 Módulo de Poisson

Es la relación entre las deformaciones transversales y longitudinales bajo carga axial dentro del rango elástico. El módulo de Poisson varía de 0,15 a 0,20 para hormigones

de densidad normal ($\gamma = 2.400kg/m^3$) a ligero ($\gamma = 1.750kg/m^3$), pero se puede utilizar el valor promedio de 0,18.

1.5.1.1.8 Retracción

El exceso de agua, que se añade a la masa de hormigón para que sea manejable durante el hormigonado, no formará parte de la estructura endurecida y saldrá al exterior, a menos que se mantenga el ambiente en un 100% de humedad. Durante ese proceso, denominado retracción, el hormigón pierde humedad y se retrae. Esta deformación se puede descomponer en dos: por secado y por retracción autogenerada. La retracción de secado se desarrolla lentamente, puesto que es debido a la migración del agua a través del hormigón endurecido. La retracción autogenerada se produce durante el endurecimiento del hormigón y por ello se desarrolla en su mayor parte en los días posteriores al hormigonado. La retracción autogenerada es una función lineal de la resistencia del hormigón y tiene importancia cuando un hormigón nuevo se vierte sobre un hormigón endurecido (Hernández Montes & Gil Martín, 2007, pág. 64).

1.5.1.1.9 La consistencia

Es la movilidad que posee el hormigón fresco, se adapta a los moldes para tomar la forma requerida, dependiendo de la manejabilidad de la pasta, la cohesión de las partículas y del volumen de agua presente en la mezcla. Además, puede variar si existe la presencia de algún aditivo.

1.5.1.1.10 Sudado

El hormigón sujeto a ganancia de agua no es tan resistente, durable, o impermeable como el cemento debidamente diseñado. La ganancia de agua puede controlarse, haciendo una mezcla trabajable con una mínima cantidad de agua, un mayor contenido de cemento y arenas naturales que tengan un adecuado porcentaje de finos.

1.5.1.1.11 Durabilidad

La durabilidad tiene relación con la resistencia contra agentes agresivos como la acción de aguas saladas, suelos sulfatados, condiciones climáticas como congelación y deshielo, cambios de temperatura, humedad y secado, sustancias químicas, etc. También el uso de relaciones de agua/cemento conjuntamente con una buena compactación, pueden hacer un material sólido, que lo convertirá en un material permeable a sustancias agresivas y por ende muy durable y con alta resistencia a agentes agresivos (McCormac & Brown, 2011).

1.5.1.1.12 Relaciones esfuerzo-deformación del hormigón

En lo presentado en (McCormac & Brown, 2011) para obtener las curvas de esfuerzo deformación se realizan pruebas en cilindros, medidas a los 28 días, las mismas deben ser analizadas por que definen el comportamiento del hormigón armado y tiene las siguientes características:

- Las curvas son aproximadamente rectas, mientras la carga crece de cero a poco más o menos de un tercio a un medio de la resistencia última del concreto.
- El comportamiento del concreto es no lineal. La falta de linealidad de las curvas esfuerzo-deformación unitaria del concreto a esfuerzos mayores ocasiona algunos problemas en el análisis estructural porque este es lineal bajo esfuerzos mayores.
- Las deformaciones unitarias del concreto son entre 0.002 - 0.0025.
- La deformación límite para diseño no debe superar el valor de $E_c = 0,003$.
- Muchas pruebas han mostrado claramente que las curvas esfuerzo-deformación unitaria de los cilindros de concreto son casi idénticas con las obtenidas en los lados de compresión de vigas.
- Debe observarse además que los concretos de bajo grado son menos frágiles que los de grado alto, o sea, que mostrarán deformaciones unitarias mayores antes de romperse.

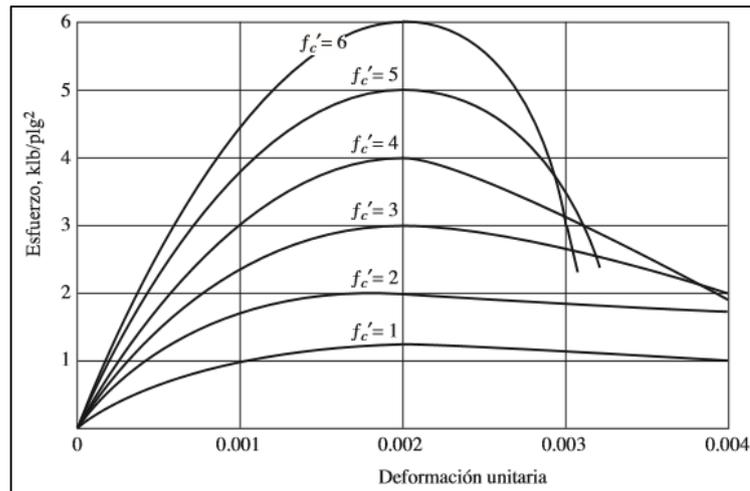


Figura 1-4. Curva de relación esfuerzo-deformación del hormigón

Fuente: (McCormac & Brown, 2011)

1.5.1.2 Acero de refuerzo

El refuerzo usado en las estructuras de concreto puede ser en forma de varillas o de malla soldada de alambre. Las varillas pueden ser lisas o corrugadas. Las varillas corrugadas, que tienen protuberancias en sus superficies para aumentar la adherencia entre el concreto y el acero, se usan en casi todas las aplicaciones. El alambre corrugado es dentado y no con protuberancias por laminado. Las varillas lisas no se usan con frecuencia, excepto para rodear las varillas longitudinales, sobre todo en columnas.

1.5.1.3 Principales ventajas y desventajas del hormigón armado

1.5.1.3.1 Ventajas:

- La seguridad contra incendios, ya que el hormigón es un material incombustible y no es un buen conductor de calor, por lo tanto, no afecta al acero debido al recubrimiento.
- Su carácter monolítico, toda la estructura tanto las columnas, vigas y losas, al momento de fundir estos miembros quedan unidos entre sí, presentando una alta estabilidad y rigidez contra sismos.
- Requiere de poco mantenimiento.

- El hormigón se presta para ejecutar estructuras de formas más variadas, satisfaciendo cualquier exigencia arquitectónica del proyecto.
- El hormigón armado trabaja sin grandes daños ante la presencia de agentes corrosivos.

1.5.1.3.2 Desventajas:

- En miembros tanto como vigas y losas se necesita encofrados por un largo período de tiempo, en lo posible 28 días debido a que son miembros horizontales y necesita tiempo para endurecerse.
- Su volumen varía con el transcurso del curado, produciéndose contracción inicialmente y posteriormente dilatación ocasionando grietas y fisuramiento.
- Poca resistencia a la tracción, por tal razón, se tiene la necesidad de introducir acero de refuerzo que le brinde esta propiedad. (Acero de refuerzo)
- La baja resistencia por unidad de volumen del concreto implica que los miembros sean relativamente grandes, lo cual se debe considerar en edificios altos y en estructuras de grandes claros.

1.5.2 Acero estructural

El acero estructural es un material cuya composición consiste principalmente de hierro (98%) y de pequeñas cantidades de carbono, silicio, magnesio, azufre, fósforo y otros elementos. El carbón es el elemento de mayor influencia en las propiedades del acero estructural, así, la dureza y resistencia aumentan con el porcentaje de carbono, pero el acero resultante es más frágil y se afecta su soldabilidad.

Con menos cantidad de carbono el acero estructural es más suave y dúctil pero más débil. Las propiedades del acero estructural se cambian también añadiendo otros elementos como el silicio, níquel, manganeso y cobre, para producir lo que se denomina acero aleado.

Considerando lo anteriormente expuesto las propiedades mecánicas del acero estructural dependen de la composición química, aleaciones, proceso de laminación,

forma de enfriamiento, tratamiento térmico posterior y el tipo de solicitaciones a que sean sometidos.

1.5.2.1 Propiedades del acero estructural

Tabla 1-2. Propiedades del acero estructural

Propiedades del Acero Estructural	
Peso Específico	$\gamma = 7.850\text{Kg/m}^3$
Módulo de elasticidad longitudinal	$E = 2,1 \times 10^6 \text{Kg/cm}^2$
Coefficiente de Poisson	$\mu = 0,3 \text{ (0,25 a 0,33)}$
Módulo de elasticidad transversal	$G = \frac{E}{2(1 + \mu)}$
Para aceros estructurales puede adoptarse	$G = 845.000 \text{Kg/cm}^2$
Coefficiente de dilatación térmica lineal	$\alpha = 1,2 \times 10^{-5} / ^\circ\text{C}$

Fuente: (McCormac, 2012)

Además de las antes mencionadas, según (McCormac, 2012) se tienen otras propiedades y características descritas a continuación:

1.5.2.1.1 Esfuerzo de fluencia

El esfuerzo de fluencia F_y , mide la resistencia del acero. Por muchos años estuvo limitado a 33.000 lb/pulg² (33ksi), y hoy se obtienen fácilmente aceros desde 32 hasta 130ksi.

1.5.2.1.2 Ductilidad

La ductilidad es la propiedad del acero para fluir plásticamente con un esfuerzo casi constante y mantener su resistencia, lo cual le permite ajustarse a un esfuerzo máximo de diseño y tener una capacidad de resistencia de reserva; esta propiedad es la base para el diseño plástico.

Las denominaciones del acero se realizan de acuerdo con la norma de ensayo de materiales, por ejemplo el acero A36 cumple la especificación ASTM para aceros al

carbono A36. Según se muestra en el siguiente cuadro, los aceros se agrupan en varias clasificaciones:

Tabla 1-3. Propiedades de los aceros según especificación ASTM

Designación ASTM	Tipo de Acero	Formas	Usos Recomendados	Esfuerzo min. fluencia Fy, Ksi (Kg/cm ²)	Resistencia última a la tensión Fu, Ksi (kg/cm ²)
A36	Al carbono	Perfiles, barras y placas	Puentes, Edificios, y otras estructuras atornilladas, soldadas y remachadas	36(2536) (32 si el espesor es más de 8")	50 - 80 (4086-5636)
A529	Al carbono	Perfiles, placas de hasta 1/2pulg	Similar al A36	42(2959)	60-85 (4227-5989)
A411	De alta resistencia y de baja aleación	Perfiles, placas y barras de hasta 8pulg	Similar al A36	40-50 (2818-3523)	60-70 (4227-5636)
A572	De alta resistencia y de baja aleación	Perfiles, placas y barras de hasta 6pulg	Construcción atornillada, soldada o remachada. Los de Fy=55ksi o mayores no se usan para puentes soldados	42-65 (2959-4580)	60-80 (4227-5636)
A242	De alta resistencia, baja aleación y resistente a la corrosión atmosférica	Perfiles, placas y barras de hasta 4pulg	Construcción atornillada, soldada o remachada. La técnica de soldado es muy importante	42-50 (2959-3523)	63-70 (4439-4932)
A588	De alta resistencia, baja aleación y resistente a la corrosión atmosférica	Placas y barras	Construcción atornillada y remachada.	42-50 (2959-3523)	63-70 (4439-4932)
A514	Templados y revenidos	Placas solo hasta 4pulg	Estructura soldada con mucha atención a la técnica utilizada; no se utilizarán si la técnica es importante	90-100 (6340-7045)	100-130 (7045-9159)

Fuente: (AISC 360-10, 2010)

El acero estructural se presenta por lo general en forma de perfilera o láminas. Es un material que posee alta resistencia a compresión como a tracción, por lo que no necesita de otro tipo de material para trabajar.

Debido a su vulnerabilidad a la corrosión, por lo general va acompañado de un recubrimiento el cual puede ser galvanizado (recubrimiento de zinc), recubierto de anticorrosivo, de pintura o una mezcla de ellos.

Su densidad es aproximadamente de 7800 kg/m^3 . La ventaja del acero es la limpieza en obra y la posibilidad de reciclaje una vez que termine su ciclo de vida útil. El acero de las demoliciones se vende como chatarra, luego se funde en las siderúrgicas y con una adición de algunos componentes se consigue de nuevo acero estructural.

1.5.2.1.3 Relaciones esfuerzo-deformación del acero estructural

El diagrama esfuerzo-deformación que se muestra en la figura; es típica de los aceros estructurales dúctiles y se supone que es la misma para miembros a tensión o a compresión. La forma del diagrama varía con la velocidad de carga, el tipo de acero y con la temperatura.

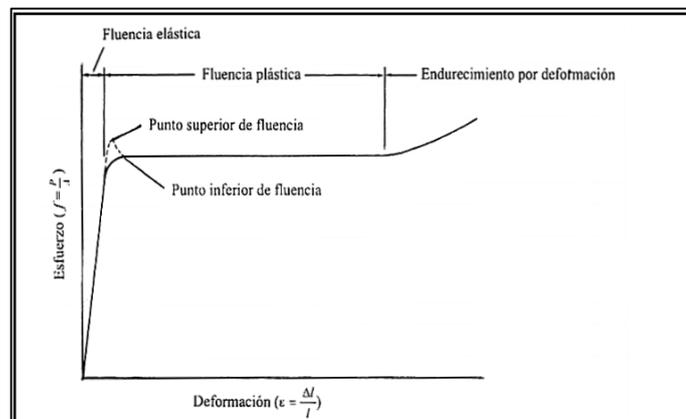


Figura 1-5. Diagrama esfuerzo-deformación de un acero estructural

Fuente: (McCormac, 2012)

El punto más alto de la porción recta del diagrama esfuerzo-deformación se denomina límite proporcional. El mayor esfuerzo que un material puede resistir sin deformarse permanentemente se lo conoce como límite elástico, este valor rara vez se mide y para la mayoría de los materiales estructurales, incluido el acero, es

sinónimo de límite proporcional. Por esta razón se usa a veces el término límite proporcional elástico.

El esfuerzo en el que se presenta un incremento brusco en el alargamiento o deformación sin incremento en el esfuerzo, se denomina esfuerzo de fluencia. La fluencia del acero es una característica muy útil; con frecuencia ha prevenido la falla de una estructura debida a omisiones o errores del proyectista.

Si el esfuerzo en un punto de una estructura de acero dúctil alcanza el esfuerzo de fluencia, esa parte de la estructura cederá localmente sin incrementos en el esfuerzo, impidiendo así una falla prematura.

La deformación que se presenta antes del esfuerzo de fluencia se denomina deformación elástica. La deformación que se presenta después del esfuerzo de fluencia, sin incremento de esfuerzo, se denomina deformación plástica.

Después de la región plástica se tiene una zona llamada endurecimiento por deformación en la que se requieren esfuerzos adicionales para producir deformaciones mayores.

La curva alcanza su esfuerzo máximo y luego disminuye poco a poco antes de que ocurra la falla de la probeta. En esta región de la curva se presenta una marcada reducción de la sección transversal, llamada “restricción del elemento”.

En el siguiente gráfico se muestra las curvas de esfuerzo-deformación para los tres principales tipos de acero (al carbono, los de alta resistencia y baja aleación y los templados y revenidos). Como puede observarse los dos primeros tipos tienen puntos de fluencia bien definidos, en tanto que los templados y revenidos no.

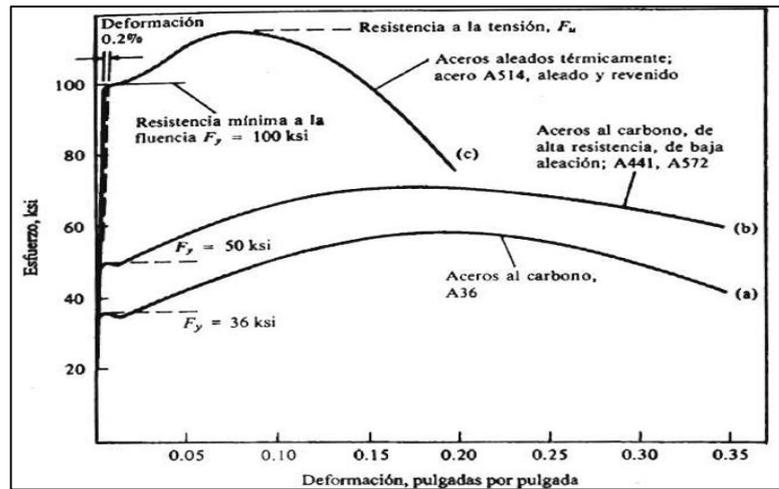


Figura 1-6. Diagrama esfuerzo-deformación para diferentes aceros estructurales

Fuente: (McCormac, 2012)

1.5.2.2 Principales ventajas y desventajas del acero estructural

1.5.2.2.1 Ventajas:

- La resistencia alta que tiene el acero por unidad de peso origina que las estructuras tengan un bajo peso, lo cual, es de gran importancia en puentes y cubiertas de grandes luces, edificios altos y estructuras que deben construirse sobre un mal suelo de cimentación.
- Las propiedades del acero bajo condiciones normales de funcionamiento de la estructura, no cambia apreciablemente con el tiempo, como ocurre en el caso del hormigón armado.
- El acero es un material homogéneo y por tanto es el que más se aproxima a las hipótesis de análisis estructural, porque sigue la ley de Hooke hasta esfuerzos bastante altos.
- La naturaleza dúctil del acero estructural le permite fluir localmente ante cargas normales que desarrollan altas concentraciones de esfuerzos en varios puntos, evitando fallas prematuras.
- Los aceros estructurales son tenaces, es decir poseen resistencia y ductilidad, y son capaces de resistir grandes fuerzas hasta que se presenten grandes deformaciones. (capacidad para absorber energía)
- Las estructuras de acero se adaptan a nuevas adiciones e igualmente son relativamente fáciles de desmontarlas y trasladarlas.
- Las estructuras de acero con un adecuado mantenimiento son definitivas.

- Costo de recuperación, se podrían generar ingresos como chatarra de acero.
- Facilidad en el montaje y la posibilidad de prefabricar casi todos los miembros componentes de la estructura.

1.5.2.2.2 Desventajas:

- Entre más largo y esbelto es un miembro de acero sometido a compresión, mayor es el peligro de pandeo.
- Es necesario pintar periódicamente el acero, a fin de evitar su oxidación y desgaste debido a su exposición a la intemperie. (Costo de mantenimiento)
- Los miembros de acero son incombustibles, pero durante un incendio su resistencia se reduce considerablemente, lo que provocaría la falla de la estructura.
- La resistencia del acero se reduce cuando se lo somete a un gran número de inversiones del signo de esfuerzo, o a un gran número de cambios en la magnitud del esfuerzo de tensión.

1.6 Fundamentos de las estructuras

La estructura es la parte fundamental de las edificaciones, se podría considerar como un conjunto de miembros resistentes que forman un esqueleto, convenientemente vinculados entre sí, que accionan y reaccionan bajo los efectos de diferentes cargas que se presentan a lo largo de la vida útil de la edificación. Su finalidad es resistir y transmitir las cargas del edificio a los apoyos, sin sufrir grandes deformaciones que generen inseguridad para usarlos.

Los miembros básicos que componen una estructura incluyen todos los miembros de apoyo vertical y horizontal como columnas, vigas, muros, los cuales se conectan entre sí para conforman un todo que se denomina estructura.

Los principales materiales utilizados en la construcción para edificaciones son el hormigón y el acero estructural. Los mismos pueden utilizarse por separado (material predominante en la estructura) o se puede conforman una edificación mixta.

1.6.1 Estructuras utilizadas en edificaciones

1.6.1.1 Estructuras con paredes soportantes

Este tipo de estructuras se apoya sobre muros que resisten las cargas verticales y proveen estabilidad y rigidez lateral a la edificación. Permite la prefabricación de miembros estructurales en un taller.

1.6.1.2 Estructuras aporticadas

Las estructuras aporticadas son las más comunes y utilizadas. La estructura está constituida por vigas, columnas y sistemas de arrostramiento lateral.

Normalmente se utilizan tres tipos de uniones:

- Uniones rígidas formando marcos rígidos.
- Uniones simples solo transmiten fuerzas cortantes.
- Uniones elásticas de comportamiento intermedio formando marcos semirígidos.

1.6.2 Sistemas estructurales de hormigón armado

Tabla 1-4. Sistemas estructurales de hormigón armado

Sistema Estructural	Elementos que resisten sismo	Ubicación de rótulas plásticas	Objetivo del detallamiento
Pórtico especial	Columnas y vigas descolgadas	Extremo de vigas y base de columnas 1er piso.	Columna fuerte, nudo fuerte, viga fuerte a corte pero débil en flexión.
Pórticos con vigas banda	Columnas y vigas banda	Extremo de vigas y base de columnas 1er piso.	Columna fuerte, nudo fuerte, viga fuerte a corte y punzonamiento pero débil en flexión.
Muros estructurales	Columnas y muros estructurales	En la base de los muros y columnas 1er piso (a nivel de la calle).	Muro fuerte en corte, débil en flexión. Columna no falla por corte.
Muros estructurales acoplados	Columnas, muros estructurales y vigas de acople	En la base de los muros y columnas 1er piso (a nivel de la calle). Extremos vigas de acople.	Muro fuerte en corte, débil en flexión. Columna no falla por corte. Viga de acople fuerte en corte, débil en flexión.

Fuente: (NEC-SE-HM, 2014)

1.6.3 Sistemas estructurales en acero estructural

1.6.3.1 Pórticos especiales a momento (PEM)

Según la Norma Ecuatoriana de la Construcción los pórticos especiales a momento deben de ser capaces de resistir deformaciones inelásticas significativas cuando estén sujetos a las fuerzas resultantes producidas por el sismo de diseño. Se espera que la mayoría de las deformaciones inelásticas ocurran en las articulaciones plásticas de las vigas con limitada fluencia en las zonas de panel. También se espera que ocurran deformaciones inelásticas en las bases de las columnas. La figura presenta las zonas en las que se espera deformaciones inelásticas en un PEM (NEC-SE-AC, 2014).

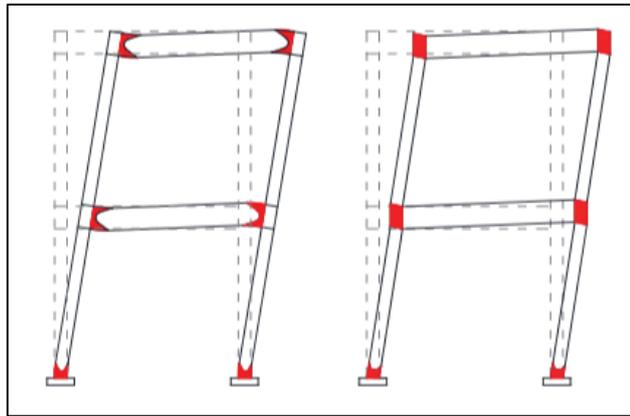


Figura 1-7. Zonas que se esperan deformaciones inelásticas en un PEM

Fuente: (NEC-SE-AC, 2014)

1.6.3.2 Pórticos especiales arriostrados concéntricamente (PEAC)

Los pórticos especiales arriostrados concéntricamente son sistemas estructurales en los que los ejes centroidales de los miembros que se conectan a una junta se interceptan en un punto para formar una armadura vertical que resiste las cargas laterales. La Figura presenta los tipos más comunes de tipos de PEAC (NEC-SE-AC, 2014).

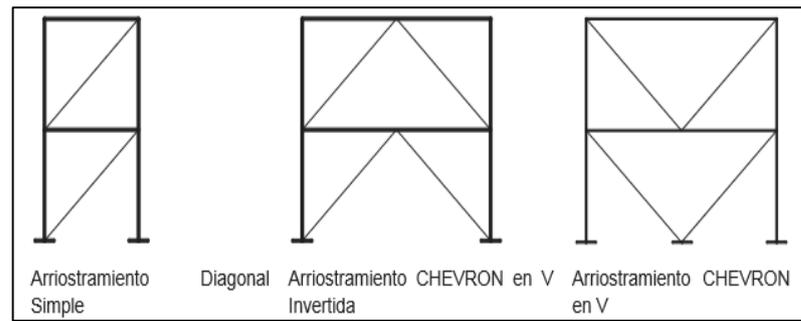


Figura 1-8. Pórticos arriostrados concéntricos 3 tipos

Fuente: (NEC-SE-AC, 2014)

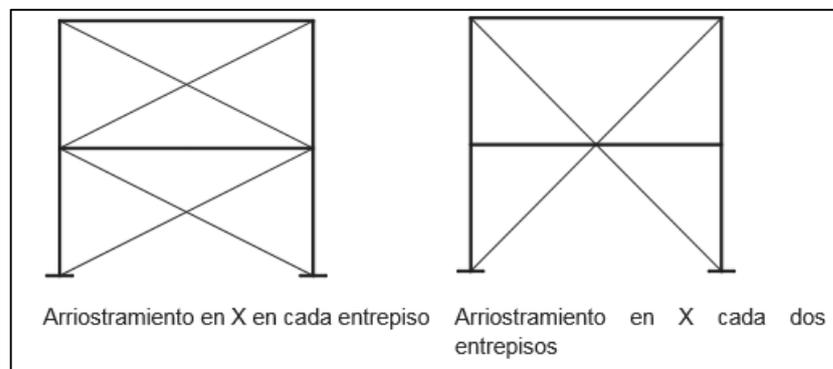


Figura 1-9. Pórticos arriostrados concéntricos 2 tipos

Fuente: (NEC-SE-AC, 2014)

1.6.3.3 Pórticos arriostrados excéntricos (PAE)

Los Pórticos Arriostrados Excéntricos (PAE) son sistemas estructurales formados por vigas, columnas y arriostamientos diagonales con configuraciones similares a la de los pórticos arriostrados concéntricos (PAC). La diferencia fundamental con los PAC radica en que por lo menos uno de los extremos de cada arriostamiento diagonal está conectado para aislar un segmento de viga que se denomina vínculo. De esta manera, la fuerza en el arriostamiento diagonal se transmite al vínculo principalmente por corte y flexión. La figura 1-23 presenta los tipos más comunes de tipos de PAE (NEC-SE-AC, 2014).

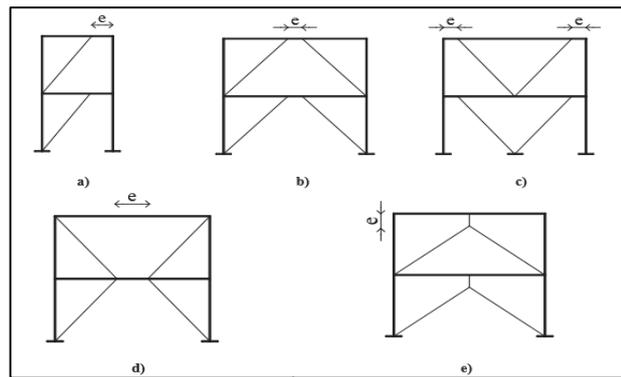


Figura 1-10. Pórticos arriostrados excéntricos 2 tipos

Fuente: (NEC-SE-AC, 2014)

1.7 Datos generales del proyecto

1.7.1 Descripción

El proyecto busca dar solución estructural entre dos opciones a un edificio de uso administrativo para la Universidad del Azuay, el mismo que está compuesto por un semisótano, planta baja y planta alta. La distribución de cada piso es la siguiente: el semisótano será opcional para utilizarlo como laboratorios, la planta baja se utilizará para áreas administrativas y la planta alta se para áreas académicas como direcciones de escuela.

El edificio cuenta con una altura de entrepiso de 3,44 m, logrando una altura total de 8,10 m desde el nivel 0,00 y cuenta con un área total de construcción de 749,00 m².

Tabla 1-5. Distribución arquitectónica de áreas

PLANTA	ÁREA BRUTA (m ²)	USO
SEMISÓTANO	247.0	3 Laboratorios/ 1 Bodega
PLANTA BAJA	253.0	Areas Administrativas
PLANTA ALTA	249.0	Areas Académicas
TOTAL (m²)	749.0	

1.7.2 Datos

Nombre del Proyecto: Edificio Administrativo de la Facultad de Ciencia y Tecnología de la Universidad del Azuay.

Responsable: Arq. Fabián Mogrovejo.

Área de Construcción: 749,00 m².

Ubicación: Se encuentra ubicado en las calles Av. 24 de Mayo y Calle Hernán Malo, Cuenca – Ecuador.



Figura 1-11. Ubicación de edificio administrativo

Fuente: <https://www.google.com.ec/maps>

Entorno: El entorno donde se ubicará el proyecto es dentro de los predios de la Facultad de Ciencia y Tecnología de la Universidad del Azuay.

1.7.2.1 Datos del estudio de suelos

En el estudio de suelos la capacidad admisible del mismo resulto 0,76 kg/cm², por este motivo determinamos una alternativa más conveniente antes de la colocación de los cimientos, la cual es remover 40cm del suelo propio para posteriormente rellenar esos 40 cm con material de mejoramiento, por lo tanto, el suelo mejoraría

aproximadamente $0,1 \text{ kg/cm}^2$ por cada 10cm de suelo mejorado. Finalmente, optamos por considerar un valor de capacidad admisible de $1,2 \text{ kg/cm}^2$.

1. Suelo:

Peso volumétrico	$\gamma_s = 1,80 \text{ t/m}^3$
Ángulo rozamiento interno	$\phi = 15^\circ$
Cohesión del suelo	$C = 0,42 \text{ kg/cm}^2$
Coefficiente de Poisson	$\nu = 15^\circ$
Carga Admisible	$\sigma_{adm} = 1,2 \text{ kg/cm}^2$

2. Reposición:

Peso volumétrico	$\gamma_s = 1,80 \text{ t/m}^3$
Ángulo rozamiento interno	$\phi = 15^\circ$
Cohesión del suelo	$C = 0,42 \text{ kg/cm}^2$

CAPÍTULO 2

MODELACIÓN Y DISEÑO DE LAS SOLUCIONES ESTRUCTURALES

Introducción

En el presente capítulo, se tiene por objeto la elaboración de dos soluciones estructurales, modelados y analizados en un software especializado, tanto en hormigón armado como en acero estructural, con el fin de obtener criterios valederos sobre el comportamiento de la estructura, cumpliendo los requisitos de diseño estructural sísmo resistente planteados en las normas vigentes.

2.1 Modelación de las soluciones estructurales

2.1.1 Modelación de los materiales

Para la modelación de los materiales utilizados en las estructuras de una obra civil, estos tienen que cumplir determinados parámetros de calidad, así como requerimientos técnicos según las especificaciones de la obra. Según lo descrito en (NEC-SE-HM, 2014) por lo general, se debe cumplir los siguientes requisitos:

- Resistencias mecánicas acordes con el uso que recibirán.
- Estabilidad química (resistencia a agentes agresivos).
- Estabilidad física (dimensional).
- Seguridad para su manejo y utilización.
- Protección de la higiene y salud de obreros y usuarios.
- No conspirar contra el ambiente.
- Aislamiento térmico y acústico (colaborar en el ahorro de energía).
- Estabilidad y protección en caso de incendio (resistencia al fuego).
- Comodidad de uso, estética y economía.

2.1.1.1 Modelo en hormigón armado

2.1.1.1.1 Hormigón

El hormigón a emplearse para la modelación y diseño estructural tiene las siguientes propiedades:

Resistencia a la compresión: $f'c = 240 \text{ Kg/cm}^2$

Módulo de elasticidad $Ec = 232000 \text{ Kg/cm}^2$

Módulo de Poisson $\mu = 0,2$

2.1.1.1.1 Acero de refuerzo

El Acero a emplearse para la modelación y diseño estructural tiene las siguientes propiedades:

Límite de fluencia $Fy = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

Módulo de elasticidad $Ea = 210000 \text{ Kg/cm}^2$

Módulo de Poisson $\mu = 0,3$

2.1.1.2 Acero estructural

2.1.1.2.1 Perfiles en acero estructural

Los materiales a utilizar para el modelo en acero estructural serán de tipo ASTM A36, donde el límite de fluencia será mayor o igual a 2500 Kg/cm², mientras que la placa colaborante será de acero galvanizado ASTM A653.

Los perfiles estructurales a emplearse para la modelación y diseño estructural tienen las siguientes propiedades:

Módulo de Elasticidad $Ea = 2000000 \text{ Kg/cm}^2$

Módulo de Poisson $\mu = 0,3$

2.1.2 Modelación de la geometría

Para definir la modelación de la geometría se tiene que definir las secciones de los miembros estructurales a partir de los planos arquitectónicos existentes.

2.1.2.1 Prediseño de los miembros estructurales

En el prediseño de los miembros estructurales se tiene por objetivo definir las dimensiones previas a utilizar, para posteriormente generar la solución estructural y así verificar si cumple con las solicitaciones a las cuales estará sometida la estructura. Este dimensionamiento no es definitivo, ya que a través del proceso de diseño se van optimizando las secciones establecidas.

Se desarrollan los modelos estructurales para las soluciones tanto en hormigón como en acero, con el fin de dar mayor rigidez a la estructura y que sean económicamente viables, entonces se comprueba valores de distorsiones y cuantías para los prediseños propuestos.

Tabla 2-1. Matriz modelo de hormigón armado

VARIANTE DE HORMIGÓN ARMADO		DISTORSIÓN DE COLUMNAS		CUANTÍAS DE OBRA Prediseño estimado Índices por m ²		
Modelo	Breve Descripción	DIRECCIÓN X	DIRECCIÓN Y	CUANTÍA ENCOFRADO	CUANTÍA HORMIGÓN	CUANTÍA ACERO
1	Ascensor: muros de corte Columnas cuadradas	1/166	1/121	2.089	0.323	53.72

Tabla 2-2. Matriz modelo de estructura de acero

VARIANTE DE ACERO ESTRUCTURAL		DISTORSIÓN DE COLUMNAS		CUANTÍAS DE OBRA Prediseño estimado Índices por m ²		
Modelo	Breve Descripción	DIRECCIÓN X	DIRECCIÓN Y	ACERO ASTMA36	CUANTÍA HORMIGÓN	CUANTÍA ACERO
1	Ascensor: muros de corte Col. Perfiles I Armados	1/132	1/110	60246	0,244	23,11

2.1.2.1.1 Prediseño de la solución estructural en hormigón armado

2.2.1.1.1.1 Prediseño de losa

Para el prediseño de la losa se empleará una losa nervada, basándose en las siguientes consideraciones:

$$h_{min} = \frac{1}{30}L_n + h_{compresión}$$

L_n = Luz libre en la dirección larga, medida cara a cara de las vigas en centímetros

$h_{compresión}$ = Espesor de la chapa de compresión en centímetros

$$\text{Datos: } L_n = 6,35m \quad h_{compresión} = 0,05m$$

$$h_{min} = \frac{1}{30}(635) + 5$$

$$h_{min} = 26cm \approx 25cm$$

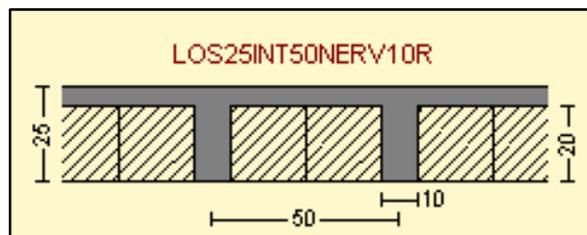


Figura 2-1. Sección de Losa Nervada

2.1.2.1.1.2 Prediseño de vigas

Para el prediseño de vigas, se establecerán secciones rectangulares, basándose en las siguientes relaciones.

$$\frac{L_n}{10} \geq h \geq \frac{L_n}{15}$$

$$\frac{2}{3}h \geq b \geq \frac{1}{2}h$$

L_n = Luz libre en la dirección larga, medida cara a cara de las vigas en centímetros

Datos:

$$L_n = 6,35m \rightarrow h = \frac{6,35}{10} = 0,63 \approx 0,6m$$

$$L_n = 6,35m \rightarrow h = \frac{6,35}{15} = 0,42 \approx 0,5m$$

$$h = 0,5m \rightarrow b = \frac{2}{3}(0,5) = 0,33 \approx 0,4$$

$$h = 0,5m \rightarrow b = \frac{1}{2}(0,5) = 0,25$$

Para el diseño de las vigas se escoge una sección rectangular de altura (h) de 50cm y un ancho (b) de 30cm para todas las vigas.

2.1.2.1.1.3 Prediseño de columnas

Para el prediseño de columnas se establecerán columnas cuadradas en función de las siguientes relaciones:

$$\frac{L_n}{l_{menor}} \leq 10 - 12$$

L_n = Altura libre entre pisos en centímetros

l_{menor} = Lado menor de columna en centímetros

Para columnas sismo-resistentes considerar un mínimo de 0,3 m.

$$l_{menor} = 40$$

$$\frac{324}{40} \leq 10 - 12$$

$$8,1 \leq 10$$

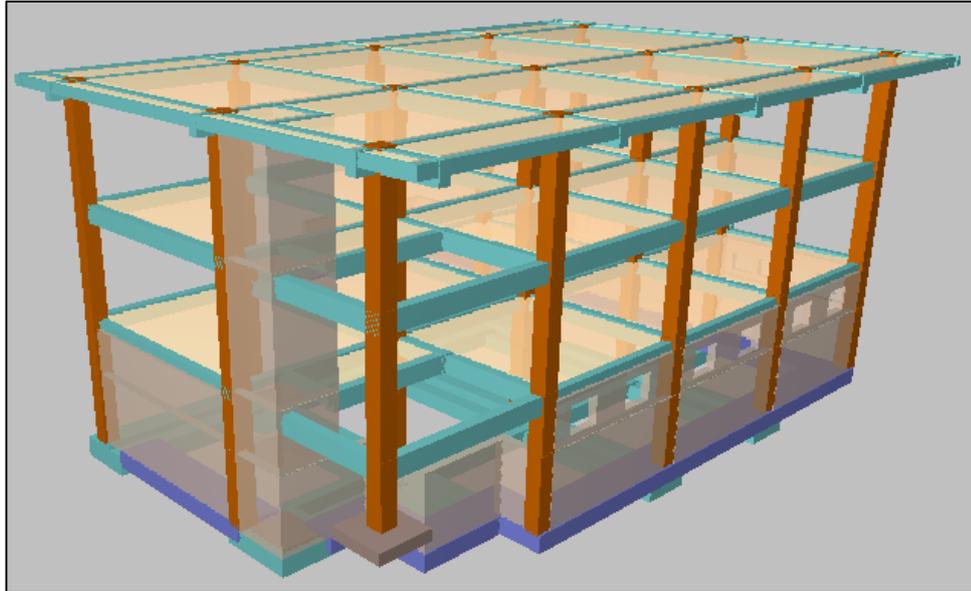


Figura 2-2. Modelo de la estructura en hormigón armado (lado izquierdo)

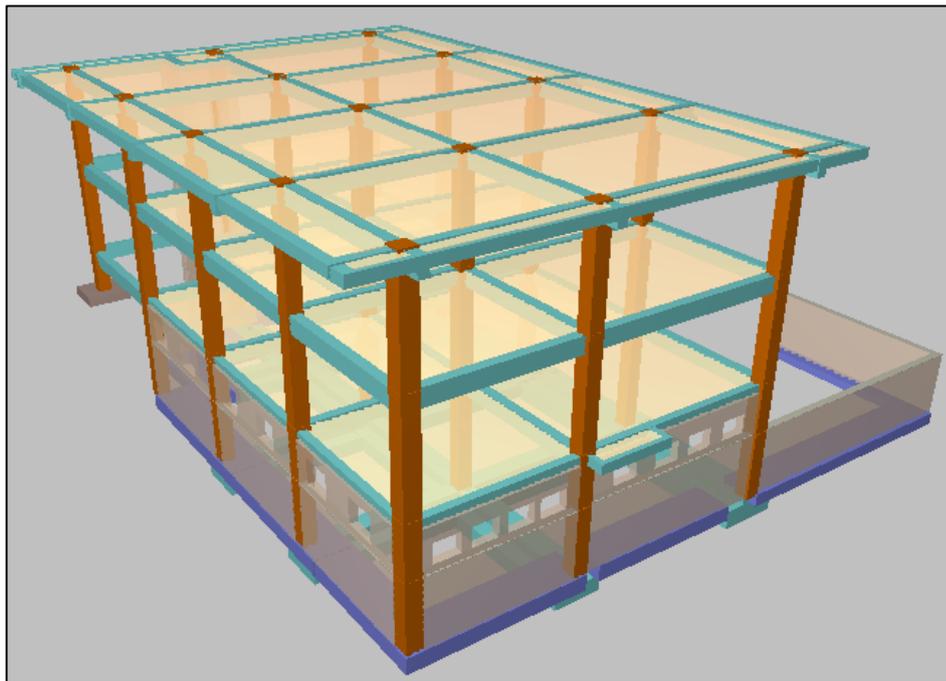


Figura 2-3. Modelo de la estructura en hormigón armado (lado derecho)

2.1.2.1.2 Prediseño de la solución en acero estructural

2.1.2.1.2.1 Prediseño de losa

Para el prediseño de la losa se empleará una losa de placa colaborante tipo *steel deck*, basándose en las consideraciones descritas en el *software* especializado.

$$\text{Espesor losa}_{\text{sobre cresta}} = 5,5\text{cm}$$

$$\text{Espesor placa colaborante} = 0.76\text{mm}$$

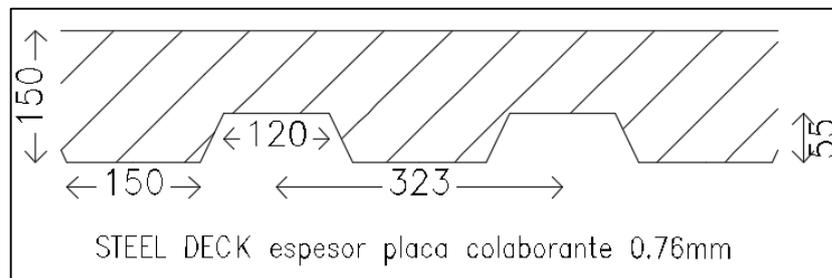


Figura 2-4. Sección de losa tipo *steel deck*

2.1.2.1.2.2 Prediseño de vigas

Para el prediseño de vigas, se establecerán secciones de perfil tipo I, basándose en las siguientes relaciones

$$\frac{L_n}{12} \geq h \geq \frac{L_n}{20}$$

$$\frac{2}{3}h \geq b \geq \frac{1}{2}h$$

L_n = Luz libre en la dirección larga, medida cara a cara de las vigas en centímetros

Datos: $L_n = 6,35\text{m}$

$$L_n = 6,35\text{m} \rightarrow h = \frac{6,35}{12} = 0,45 \approx 0,4\text{m}$$

$$L_n = 6,35\text{m} \rightarrow h = \frac{6,35}{20} = 0,31 \approx 0,3\text{m}$$

$$h = 0,3\text{m} \rightarrow b = \frac{2}{3}(0,3) = 0,2$$

$$h = 0,3m \rightarrow b = \frac{1}{2}(0,3) = 0,15$$

$$e_{alma} < e_{patin}$$

$$e_{alma} = 10mm$$

$$e_{patin} = 12mm$$

Se define emplear vigas de peralte (h) de 300mm y un ancho (b) de 200mm para las vigas con espesores de alma y patín de 10mm y 12mm respectivamente.

2.1.2.1.2.3 Prediseño de columnas

Para el prediseño de columnas se establecerán columnas con perfiles tipo I, en función de las siguientes relaciones:

$$\frac{L_n}{l_{menor}} \leq 12 - 14$$

L_n = Altura libre entre pisos en centímetros

l_{menor} = Lado menor de columna en centímetros

Para columnas sismo-resistentes considerar un mínimo de 0,3 m.

$$l_{menor} = 40$$

$$\frac{324}{40} \leq 12 - 14$$

$$8,1 \leq 12$$

$$e_{alma} < e_{patin}$$

$$e_{alma} = 10mm$$

$$e_{patin} = 15mm$$

Se define emplear columnas de peralte (h) de 300mm y un ancho (b) de 200mm para las vigas con espesores de alma y patín de 10mm y 15mm respectivamente.

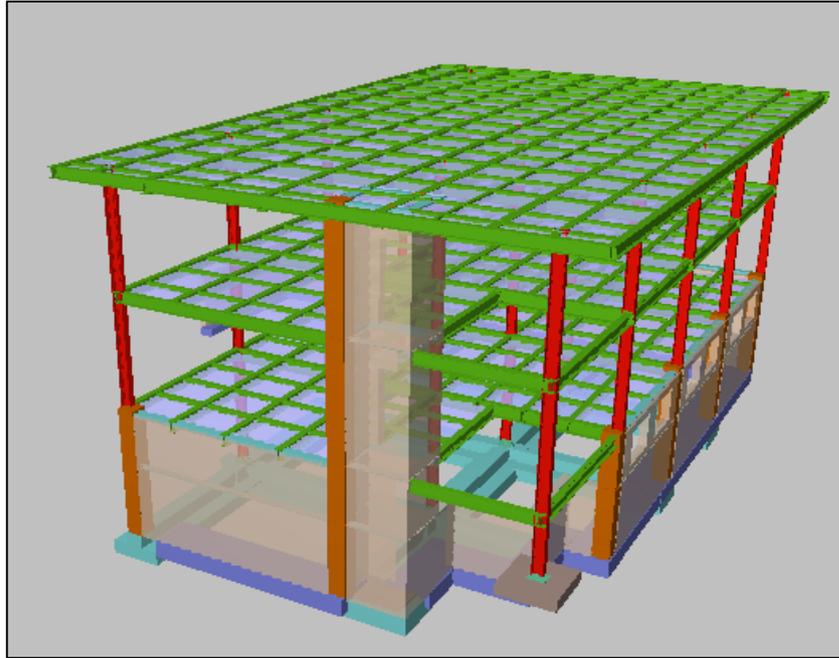


Figura 2-5. Modelo en Acero Estructural (lado izquierdo)

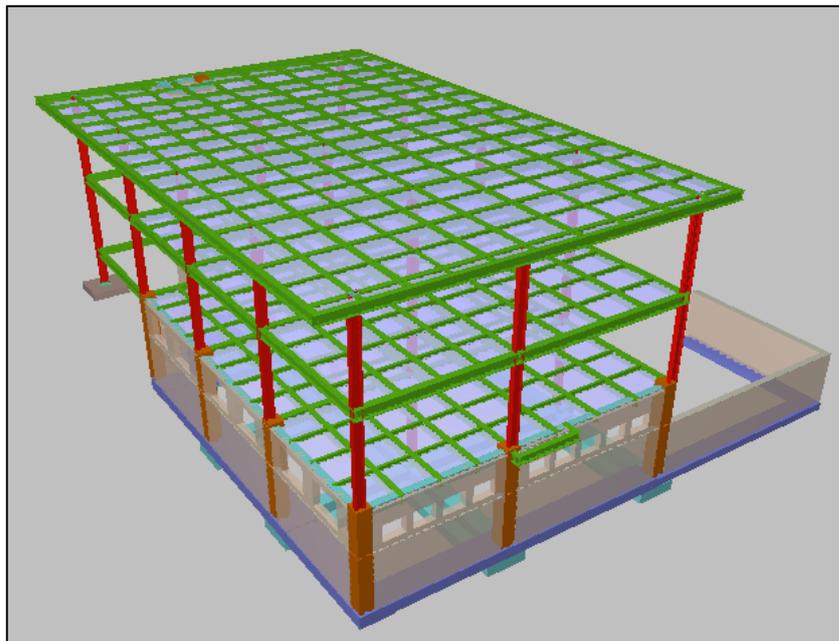


Figura 2-6. Modelo en Acero Estructural (lado derecho)

2.1.2.1.3 Prediseño de la cimentación

Para la cimentación teniendo en cuenta las dos variantes se va a utilizar hormigón armado para el muro de contención, el cual será de tipo sótano; las zapatas serán

corridas bajo el muro, y también un emparrillado de vigas T invertidas amarradas al muro. En el prediseño del muro se considera el criterio geométrico a partir de la profundidad del semisótano.

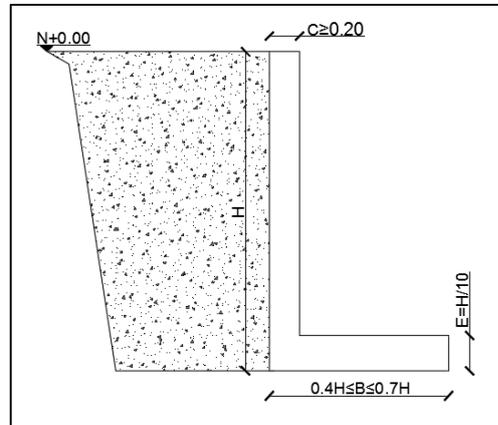


Figura 2-7. Esquema de muro de contención

Se considera una profundidad de $H=2,16\text{m}$, y se obtiene las dimensiones siguientes:

- Espesor muro $C=0,25$.
- Peralte de la zapata $E=0,30\text{m}$.
- Base $B=1,50\text{m}$.

Para las vigas de cimentación se hace un predimensionamiento según la resistencia admisible del suelo, debido al pésimo suelo que se tiene se optó por un emparrillado de vigas de cimentación tipo T invertida, ya que esta solución también es conveniente para grandes cargas y luces importantes, trabajando en ambas direcciones ortogonales, donde asumimos los siguientes datos para un predimensionamiento:

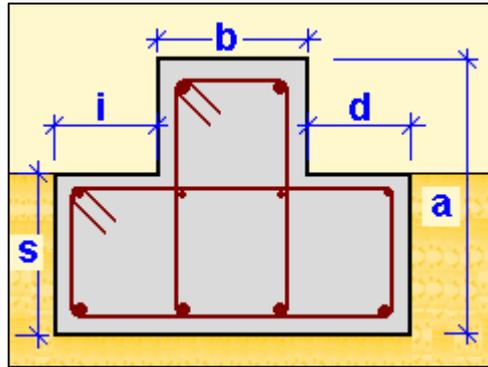


Figura 2-8. Esquema de vigas de cimentación

Datos:

Ancho (b) = 40cm

Altura (a) = 80cm

Altura del ala (s) = 40cm

Ala izquierda (i) = 40cm

Ala derecha (s) = 40cm

2.1.3 Modelación de las cargas

Sobre la base de las especificaciones que se encuentran en la Norma Ecuatoriana de la Construcción se puede calcular y agrupar las cargas que actuarán sobre la estructura, en lo que se refiere al capítulo de Cargas (No Sísmicas), en donde se consideran las cargas y combinaciones mínimas que debe soportar la estructura para el diseño (NEC-SE-CG, 2014).

2.1.3.1 Cargas permanentes

Las cargas permanentes o muertas, son los pesos de todos los miembros estructurales que estarán presentes durante toda la vida útil de la estructura, tales como: paredes, instalaciones eléctricas, sanitarias, mecánicas, entre otras.

Tabla 2-3. Pesos unitarios de los materiales de construcción

Material	Peso Unitario (Kg/m ³)
Hormigón Armado	2400
Ladrillo Artesanal	1600
Cemento compuesto y arena 1:3 a 1:5	2000
Acero	7850

Fuente: (NEC-SE-CG, 2014)

Tabla 2-4. Cálculo de la carga permanente

Material	Peso Unitario (Kg/m ²)
Contrapiso y recubrimientos (Baldosa de cerámica, con mortero de cemento: por cada cm, de espesor, e=2,5cm)	50
Cielorrasos y Cubiertas (De yeso sobre listones de madera, incluido los listones)	20
Piedras artificiales (Bloque hueco de hormigón)	120
Instalaciones Ligeras	10
TOTAL CARGA PERMANENTE	200

Fuente: (NEC-SE-CG, 2014)

El peso de la estructura y todos sus elementos, son considerados de manera automática por el software especializado.

2.1.3.2 Sobrecarga de uso

La sobrecarga de uso o carga viva es aquella que se utiliza durante la ocupación de la estructura, ya sea temporal como el peso de las personas, los bienes muebles, equipos temporales y otras. Estas sobrecargas mínimas a considerar se encuentran en las especificaciones de la Norma Ecuatoriana de la Construcción.

Tabla 2-5. Cargas vivas en áreas de distinto uso

Ocupación o Uso	Carga (Kg/m ²)
Edificio de Oficinas (Áreas de recepción y corredores del primer piso)	480
Bibliotecas (Corredores en pisos superiores a planta baja)	400
Cubiertas (Cubiertas planas, inclinadas y curvas)	70

Fuente: (NEC-SE-CG, 2014)

Para el análisis tanto en hormigón armado como en acero estructural, se considera de la siguiente manera la distribución de cargas de piso.

Tabla 2-6. Distribución de cargas por piso

Planta	S.C.U (t/m ²)	Cargas permanentes (t/m ²)	Uso
N+8.10	0.10	0.20	
N+4.86	0.10	0.20	Áreas Académicas
N+1.62	0.10	0.20	Áreas Administrativas
N+0.00	0.10	0.20	3 Laboratorios/ 1 Bodega
CIM-2.16	0.10	0.20	

2.1.3.3 Cargas ambientales

Se considera únicamente las cargas de sismo que actuaran en la edificación.

2.1.3.3.1 Carga sísmica

En la actualidad el diseño sismo resistente de estructuras de edificaciones es esencial, según se define en la norma ecuatoriana de la construcción, debido a que el Ecuador se encuentra en una zona de alto peligro sísmico, denominada “Cinturón de fuego del pacífico”, además se divide en seis zonas sísmicas. Para el análisis sísmico se deben tomar en consideración diferentes factores, entre los principales se pueden mencionar: tipo de estructura, factor de aceleración esperada en la zona, importancia

de la edificación, tipo de suelo, espectros de aceleraciones, regularidad de los pisos en la edificación, entre otros.

Para la elaboración del modelo matemático se mostrarán las características principales del comportamiento dinámico como la distribución de masas y rigideces.

Para el análisis sismo resistente de edificaciones, se utilizarán todas las consideraciones y parámetros definidos en el capítulo Peligro Sísmico (NEC-SE-DS, 2014). A continuación, se mencionarán algunas definiciones importantes:

- **Altura de piso:** Es la distancia vertical medida entre el terminado de la losa de piso o de nivel de terreno y el terminado de la losa del nivel inmediatamente superior.
- **Base de la estructura:** Nivel al cual se considera que la acción sísmica actúa sobre la estructura.
- **Coefficiente de importancia:** Coeficiente relativo a las consecuencias de un daño estructural y al tipo de ocupación.
- **Cortante basal de diseño:** Fuerza total de diseño por cargas laterales, aplicada en la base de la estructura, resultado de la acción del sismo de diseño con o sin reducción, de acuerdo con las especificaciones de la presente norma.
- **Cortante de piso:** Sumatoria de las fuerzas laterales de todos los pisos superiores al nivel considerado.
- **Deriva de piso:** Desplazamiento lateral relativo de un piso - en particular por la acción de una fuerza horizontal - con respecto al piso consecutivo, medido en dos puntos ubicados en la misma línea vertical de la estructura. Se calcula restando del desplazamiento del extremo superior el desplazamiento del extremo inferior del piso.
- **Piso blando:** Piso en el cual su rigidez lateral es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso inmediato superior.
- **Piso débil:** Piso en el cual su resistencia lateral es menor que el 80% de la resistencia del piso inmediato superior.

- **Z (factor):** El valor de Z de cada zona sísmica representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad.

Además de todos estos conceptos de importancia, la estructura deberá estar diseñada para soportar fuerzas sísmicas horizontales. La consideración de concurrencia simultánea es el 100% de las fuerzas en una dirección y el 30% en la dirección perpendicular a esta, teniendo en cuenta la que requiera mayor resistencia.

2.1.3.3.1.1 Análisis dinámico espectral

En el análisis dinámico espectral, se utilizó las respuestas máximas de los modos de vibración calculadas posteriormente en el espectro de respuesta, rigiéndose en la (NEC-SE-DS, 2014), en el artículo 6.2.2: literal e. Análisis espectral, para determinar la fuerza sísmica de respuesta controlando la deriva de piso.

Consideraciones para la evaluación sísmica estructural:

Caracterización del emplazamiento:

Región Sierra, Azuay, Cuenca

Importancia de la obra:

Estructuras de ocupación especial: Museos, iglesias, escuelas, y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente.

Regularidad de la estructura:

Regular en planta y en elevación.

Tipo de suelo:

Tipo C.

Tipología Estructural:

Pórticos de hormigón armado sin muros estructurales. (Solución en hormigón armado)

Estructura de acero sin arriostramientos. (Solución en acero estructural)

Sistema Estructural:

Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas. (Solución en hormigón armado)

Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado o caliente o con miembros armados de placas. (Solución en acero estructural)

Número de modos de vibración:

Las especificaciones dadas por la ((NEC-SE), 2014), involucran participación de la masa acumulada modal al menos más del 90% de la masa total.

2.1.3.3.1.1 Solución en hormigón armado**a) Parámetros necesarios para la definición del espectro**

Z: Factor de zona (NEC-SE-DS 2014, Tabla 1) **Z :** 0.25

Zona sísmica (NEC-SE-DS 2014, 3.1.1): II

η : Relación de amplificación espectral (NEC-SE-DS 2014, 3.3.1) **η :** 2.48

Región sísmica (NEC-SE-DS 2014, 3.3.1): Sierra

F_a: Factor de sitio (NEC-SE-DS 2014, Tabla 3) **F_a :** 1.30

F_d: Factor de sitio (NEC-SE-DS 2014, Tabla 4) **F_d :** 1.28

F_s: Factor de sitio (NEC-SE-DS 2014, Tabla 5) **F_s :** 0.94

Tipo de suelo (NEC-SE-DS 2014, 3.2.1): C

Zona sísmica (NEC-SE-DS 2014, 3.1.1): II

I: Factor de importancia (NEC-SE-DS 2014, Tabla 6) **I :** 1.30

Importancia de la obra (NEC-SE-DS 2014, 4.1): Estructuras de ocupación especial

r: Exponente que define la rama descendente del espectro (NEC-SE-DS 2014, 3.3.1)

r : 1.00

Tipo de suelo (NEC-SE-DS 2014, 3.2.1): C

T_c: Periodo límite superior de la rama de aceleración constante del espectro (NEC-SE-DS 2014, 3.3.1)

T_c : 0.51 s

Coefficiente Amplificación:

El valor máximo de las ordenadas espectrales es 1.048 g.

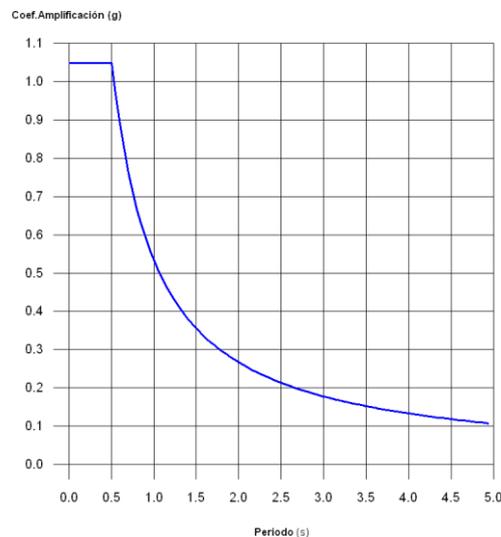


Figura 2-9. Espectro elástico de aceleraciones

Fuente: Anexo 2. Justificación sísmica (Hormigón)

El espectro de diseño sísmico se obtiene reduciendo el espectro elástico por el coeficiente ($R \cdot F_P \cdot F_E$) correspondiente a cada dirección de análisis.

b) Factor de comportamiento / Coeficiente de ductilidad

R_X : Factor de reducción (X) (NEC-SE-DS 2014, Tabla 15 y 16)	$R_X : 8.00$
R_Y : Factor de reducción (Y) (NEC-SE-DS 2014, Tabla 15 y 16)	$R_Y : 8.00$
Φ_P : Coeficiente de regularidad en planta (NEC-SE-DS 2014, 5.2.3a)	$\Phi_P : 0.90$
Φ_E : Coeficiente de regularidad en elevación (NEC-SE-DS 2014, 5.2.3b)	$\Phi_E : 0.90$

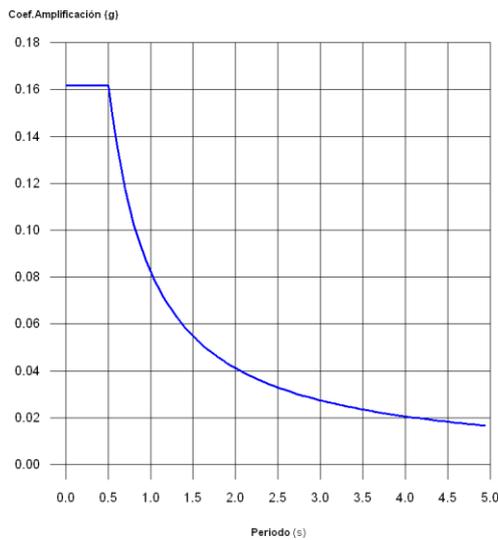


Figura 2-10. Espectro de diseño según X

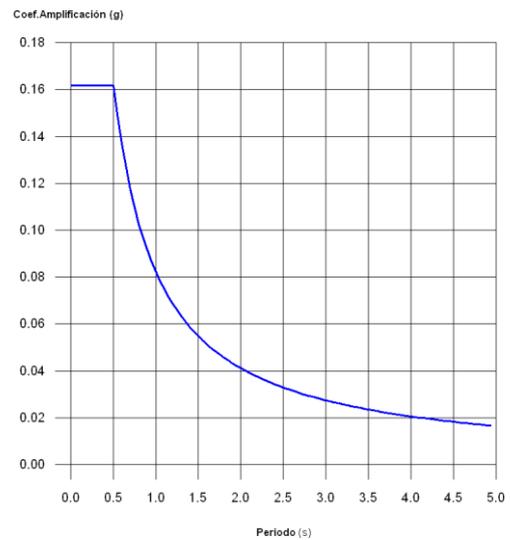


Figura 2-11. Espectro de diseño según Y

Fuente: Anexo 2. Justificación sísmica (Hormigón)

Cuando se ha definido el espectro de aceleraciones, se evalúan los modos de vibración que involucren la participación del 90% de la masa de la estructura. En el programa de cálculo define el número de modos de vibración que cumplen con este requisito.

En el software especializado se puede revisar el *Anexo 2. Justificación de la acción sísmica (Hormigón), sección 1.3 – Tabla de Coeficientes de participación*. En esta tabla analizamos los valores totales dados en porcentaje, en donde no se presenta una variación más del 10% de la una respecto a la otra, lo que garantizará que la estructura funcione correctamente ante solicitudes de torsión de un sismo.

M_x , M_y : Porcentaje de masa desplazada por cada modo en cada dirección del análisis.

$M_x = 96,31\%$

$M_y = 97,22\%$

c) Representación de los periodos modales

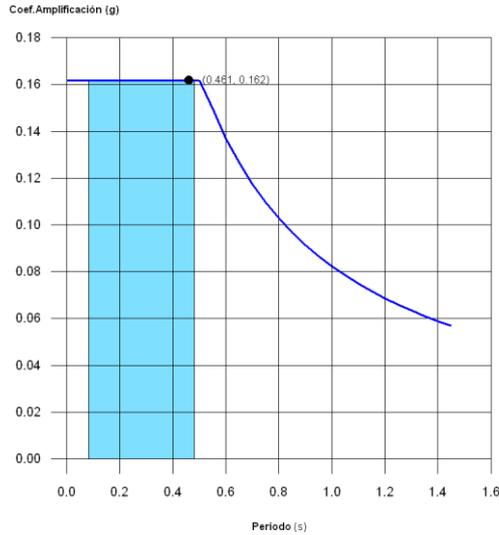


Figura 2-12. Espectro de diseño según X

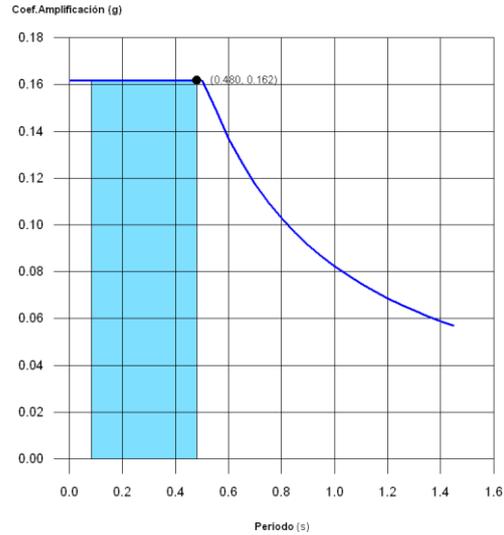


Figura 2-13. Espectro de diseño según Y

Fuente: Anexo 2. Justificación sísmica (Hormigón)

Se representa el rango de periodos abarcado por los modos estudiados, con indicación de los modos en los que se desplaza más del 30% de la masa:

Tabla 2-7. Hipótesis sismo X1

Hipótesis Sismo X1		
Hipótesis modal	T (s)	A (g)
Modo 2	0.461	0.162

Tabla 2-8. Hipótesis sismo Y1

Hipótesis Sismo Y1		
Hipótesis modal	T (s)	A (g)
Modo 1	0.480	0.162

Fuente: Anexo 2. Justificación sísmica (Hormigón)

d) Centro de masas, centro de rigidez y excentricidades de cada planta

Tabla 2-9. Centro de masas, centro de rigidez y excentricidades de cada planta.

Planta	c.d.m. (m)	c.d.r. (m)	e_x (m)	e_y (m)
N+8.10	(-10.66, 6.04)	(-15.80, 4.82)	5.13	1.21
N+4.86	(-10.61, 6.10)	(-15.59, 4.87)	4.99	1.24
N+1.62	(-10.41, 6.13)	(-13.49, 2.63)	3.08	3.50
N+00	(-9.63, 6.25)	(-5.45, 11.35)	-4.18	-5.10

Fuente: Anexo 2. Justificación sísmica (Hormigón)

c.d.m.: Coordenadas del centro de masas de la planta (X, Y).

c.d.r.: Coordenadas del centro de rigidez de la planta (X, Y).

e_x : Excentricidad del centro de masas respecto al centro de rigidez (X).

e_y : Excentricidad del centro de masas respecto al centro de rigidez (Y).

2.1.3.3.1.1.1 Cortante dinámico CQC

El cortante basal dinámico (V_d), por dirección e hipótesis sísmica, se obtiene mediante la combinación cuadrática completa (CQC) de los cortantes en la base por hipótesis modal. Para revisar los cálculos y valores obtenidos se puede revisar el *Anexo 2. Justificación de la acción sísmica (Hormigón), sección 1.5 – Cortante dinámico CQC*.

Sismo X1, $V_{d,X} = 122.8598$ ton.

Sismo Y1, $V_{d,Y} = 116.2851$ ton.

$V_{d,X}$: Cortante basal dinámico en dirección X, por hipótesis sísmica.

$V_{d,Y}$: Cortante basal dinámico en dirección Y, por hipótesis sísmica.

2.1.3.3.1.1.2 Cortante basal estático

El cortante sísmico en la base de la estructura se determina para cada una de las direcciones de análisis:

e) Peso sísmico total de la estructura

El peso sísmico total de la estructura es la suma de los pesos sísmicos de todas las plantas.

W: Peso sísmico total de la estructura

w_i: Peso sísmico total de la planta "i"

Suma de la totalidad de la carga permanente y de la fracción de la sobrecarga de uso considerada en el cálculo de la acción sísmica.

Tabla 2-10. Peso sísmico total de la estructura.

Planta	w _i (t)
N+8.10	332.3286
N+4.86	238.7213
N+1.62	239.5930
W=Σw_i	810.6429

Fuente: Anexo 2. Justificación sísmica (Hormigón)

f) Verificación de la condición de cortante basal

Cuando el valor del cortante dinámico total en la base (V_d), obtenido después de realizar la combinación modal, para cualquiera de las direcciones de análisis, es menor que el 80 % del cortante basal sísmico estático (V_s), todos los parámetros de la respuesta dinámica se multiplican por el factor de modificación: $0.80 \cdot V_s / V_d$ (NEC-SE-DS, 2014).

Tabla 2-11. Condición de cortante basal mínimo

Hipótesis sísmica	Condición de cortante basal mínimo	Factor de modificación
Sismo X1	$V_{d,X1} \geq 0.80 \cdot V_{s,X}$ 122.8598 t \geq 104.8632 t	N.P.
Sismo Y1	$V_{d,Y1} \geq 0.80 \cdot V_{s,Y}$ 116.2851 t \geq 104.8632 t	N.P.

Fuente: Anexo 2. Justificación sísmica (Hormigón)

$V_{d,x}$: Cortante basal dinámico en dirección X, por hipótesis sísmica

$V_{s,x}$: Cortante basal estático en dirección X, por hipótesis sísmica

$V_{d,y}$: Cortante basal dinámico en dirección Y, por hipótesis sísmica

$V_{s,y}$: Cortante basal estático en dirección Y, por hipótesis sísmica

N.P.: No procede

2.1.3.3.1.1.2 Solución en Acero Estructural

a) Parámetros necesarios para la definición del espectro:

Z: Factor de zona (NEC-SE-DS 2014, Tabla 1)

Z : 0.25

Zona sísmica (NEC-SE-DS 2014, 3.1.1): II

η : Relación de amplificación espectral (NEC-SE-DS 2014, 3.3.1)

η : 2.48

Región sísmica (NEC-SE-DS 2014, 3.3.1): Sierra

F_a : Factor de sitio (NEC-SE-DS 2014, Tabla 3)

F_a : 1.30

F_d : Factor de sitio (NEC-SE-DS 2014, Tabla 4)

F_d : 1.28

F_s : Factor de sitio (NEC-SE-DS 2014, Tabla 5)

F_s : 0.94

Tipo de suelo (NEC-SE-DS 2014, 3.2.1): C

Zona sísmica (NEC-SE-DS 2014, 3.1.1): II

I: Factor de importancia (NEC-SE-DS 2014, Tabla 6)

I : 1.30

Importancia de la obra (NEC-SE-DS 2014, 4.1): Estructuras de ocupación especial

r: Exponente que define la rama descendente del espectro (NEC-SE-DS 2014, 3.3.1)

r : 1.00

Tipo de suelo (NEC-SE-DS 2014, 3.2.1): C

T_c : Periodo límite superior de la rama de aceleración constante del espectro (NEC-SE-DS 2014, 3.3.1)

T_c : 0.51 s

Coeficiente Amplificación:

El valor máximo de las ordenadas espectrales es 1.048 g.

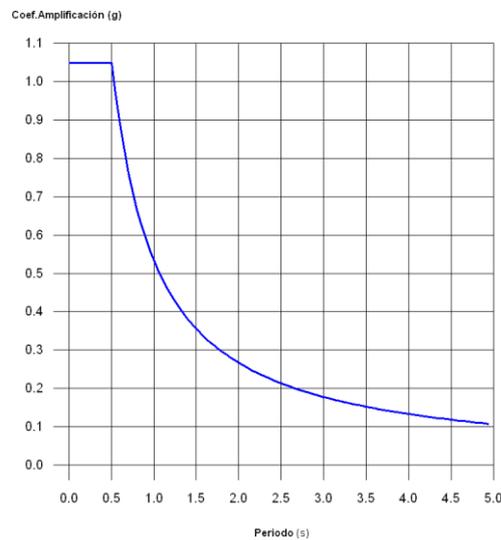


Figura 2-14. Espectro elástico de aceleraciones

Fuente: Anexo 3. Justificación sísmica (Acero)

El espectro de diseño sísmico se obtiene reduciendo el espectro elástico por el coeficiente ($R \cdot F_P \cdot F_E$) correspondiente a cada dirección de análisis.

b) Factor de comportamiento / Coeficiente de ductilidad

R_X: Factor de reducción (X) (NEC-SE-DS 2014, Tabla 15 y 16)

R_X : 8.00

R_Y: Factor de reducción (Y) (NEC-SE-DS 2014, Tabla 15 y 16)

R_Y : 8.00

Φ_P : Coeficiente de regularidad en planta (NEC-SE-DS 2014, 5.2.3a) $\Phi_P : 0.90$

Φ_E : Coeficiente de regularidad en elevación (NEC-SE-DS 2014, 5.2.3b) $\Phi_E : 0.90$

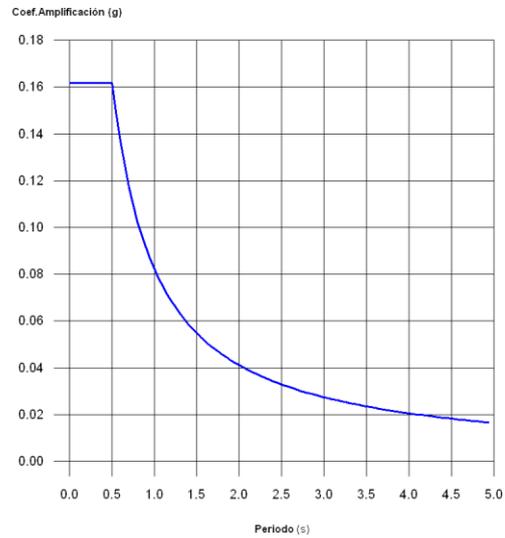
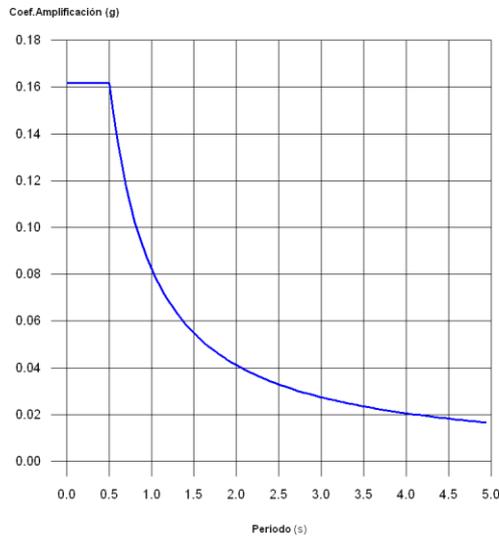


Figura 2-15. Espectro de diseño según X

Figura 2-16. Espectro de diseño según Y

Fuente: Anexo 3. Justificación sísmica (Acero)

Cuando se ha definido el espectro de aceleraciones, se evalúan los modos de vibración que involucren la participación del 90% de la masa de la estructura. En el programa de cálculo define el número de modos de vibración que cumplen con este requisito.

En el software especializado se puede revisar el *Anexo 3. Justificación de la acción sísmica (Acero), sección 1.3 – Tabla de Coeficientes de participación*. En esta tabla analizamos los valores totales dados en porcentaje, en donde no se presenta una variación más del 10% de la una respecto a la otra, lo que garantizará que la estructura funcione correctamente ante sollicitaciones de torsión de un sismo.

M_x, M_y : Porcentaje de masa desplazada por cada modo en cada dirección del análisis.

$$M_x = 95,17\%$$

$$M_y = 97,49\%$$

c) Representación de los periodos modales

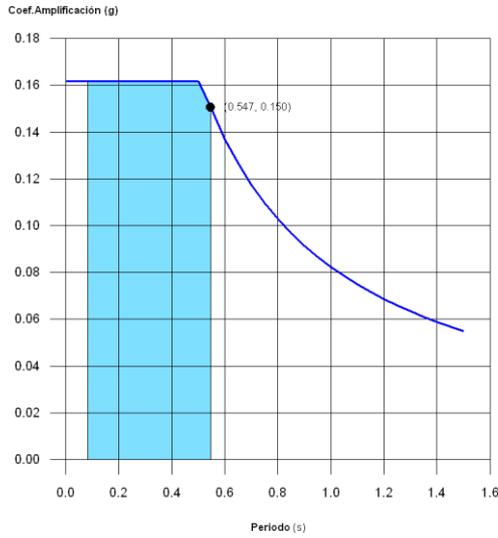


Figura 2-17. Espectro de diseño según X

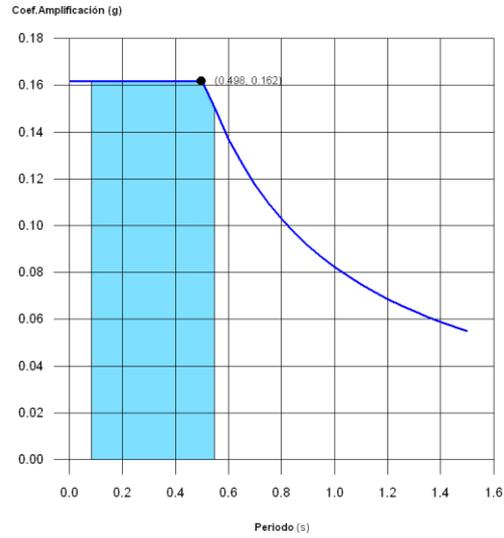


Figura 2-18. Espectro de diseño según Y

Fuente: Anexo 3. Justificación sísmica (Acero)

Se representa el rango de periodos abarcado por los modos estudiados, con indicación de los modos en los que se desplaza más del 30% de la masa:

Tabla 2-12. Hipótesis sismo X1

Hipótesis Sismo X1		
Hipótesis modal	T (s)	A (g)
Modo 1	0.547	0.150

Tabla 2-13. Hipótesis sismo Y1

Hipótesis Sismo Y1		
Hipótesis modal	T (s)	A (g)
Modo 2	0.498	0.162

Fuente: Anexo 3. Justificación sísmica (Acero)

d) Centro de masas, centro de rigidez y excentricidades de cada planta

Tabla 2-14. Centro de masas, centro de rigidez y excentricidades de cada planta

Planta	c.d.m. (m)	c.d.r. (m)	e_x (m)	e_y (m)
N+8.10	(-10.78, 5.97)	(-18.55, 4.36)	7.77	1.61
N+4.86	(-10.58, 6.16)	(-18.48, 4.38)	7.90	1.78
N+1.62	(-10.23, 6.08)	(-13.30, 2.40)	3.07	3.68
N+0.00	(-9.45, 6.38)	(-5.38, 12.05)	-4.08	-5.68

Fuente: Anexo 3. Justificación sísmica (Acero)

c.d.m.: Coordenadas del centro de masas de la planta (X, Y).

c.d.r.: Coordenadas del centro de rigidez de la planta (X, Y).

e_x: Excentricidad del centro de masas respecto al centro de rigidez (X).

e_y: Excentricidad del centro de masas respecto al centro de rigidez (Y).

2.1.3.3.1.1.2.1 Cortante dinámico CQC

El cortante basal dinámico (V_d), por dirección e hipótesis sísmica, se obtiene mediante la combinación cuadrática completa (CQC) de los cortantes en la base por hipótesis modal. Para revisar los cálculos y valores obtenidos se puede revisar el *Anexo 2. Justificación de la acción sísmica (Hormigón), sección 1.5 – Cortante dinámico CQC*.

Sismo X1, $V_{d,X} = 80.0782$ ton.

Sismo Y1, $V_{d,Y} = 81.0233$ ton.

$V_{d,X}$: Cortante basal dinámico en dirección X, por hipótesis sísmica.

$V_{d,Y}$: Cortante basal dinámico en dirección Y, por hipótesis sísmica.

2.1.3.3.1.1.2.2 Cortante basal estático

El cortante sísmico en la base de la estructura se determina para cada una de las direcciones de análisis:

$V_{s,x}$: Cortante sísmico en la base (X) (NEC-
SE-DS 2014, 6.3.2)

$V_{s,x} : 97.5728$ t

$S_{d,x}(T_a)$: Aceleración espectral horizontal
de diseño (X)

$S_{d,x}(T_a) : 0.162$ g

$T_{a,x}$: Periodo fundamental
aproximado (X) (NEC-SE-DS 2014,
6.3.3a)

$T_{a,x} : 0.38$ s

Sistema estructural (X) (NEC-SE-DS 2014, 6.3.3a): I

h: Altura del edificio **h :** 8.10 m

V_{s,y}: Cortante sísmico en la base (Y) (NEC-SE-DS 2014, 6.3.2)

V_{s,y} : 97.5728 t

S_{d,y}(T_a): Aceleración espectral horizontal de diseño (Y)

S_{d,y}(T_a) : 0.162 g

T_{a,y}: Periodo fundamental aproximado (Y) (NEC-SE-DS 2014, 6.3.3a)

T_{a,y} : 0.38 s

Sistema estructural (Y) (NEC-SE-DS 2014, 6.3.3a): I

h: Altura del edificio **h :** 8.10 m

e) Peso sísmico total de la estructura

El peso sísmico total de la estructura es la suma de los pesos sísmicos de todas las plantas.

W: Peso sísmico total de la estructura

w_i: Peso sísmico total de la planta "i"

Suma de la totalidad de la carga permanente y de la fracción de la sobrecarga de uso considerada en el cálculo de la acción sísmica.

Tabla 2-15. Peso sísmico total de la estructura.

Planta	w _i (t)
--------	-----------------------

Planta	w_i (t)
N+8.10	217.8215
N+4.86	187.6033
N+1.62	198.0030
$W = \sum w_i$	603.4278

Fuente: Anexo 3. Justificación sísmica (Acero)

f) Verificación de la condición de cortante basal

Cuando el valor del cortante dinámico total en la base (V_d), obtenido después de realizar la combinación modal, para cualquiera de las direcciones de análisis, es menor que el 80 % del cortante basal sísmico estático (V_s), todos los parámetros de la respuesta dinámica se multiplican por el factor de modificación: $0.80 \cdot V_s / V_d$ (NEC-SE-DS, 2014).

Tabla 2-16. Condición de cortante basal mínimo

Hipótesis sísmica	Condición de cortante basal mínimo	Factor de modificación
Sismo X1	$V_{d,X1} \geq 0.80 \cdot V_{s,X}$ 80.0782 t \geq 78.0582 t	N.P.
Sismo Y1	$V_{d,Y1} \geq 0.80 \cdot V_{s,Y}$ 81.0233 t \geq 78.0582 t	N.P.

Fuente: Anexo 3. Justificación sísmica (Acero)

$V_{d,X}$: Cortante basal dinámico en dirección X, por hipótesis sísmica

$V_{s,X}$: Cortante basal estático en dirección X, por hipótesis sísmica

$V_{d,Y}$: Cortante basal dinámico en dirección Y, por hipótesis sísmica

$V_{s,Y}$: Cortante basal estático en dirección Y, por hipótesis sísmica

N.P.: No procede

2.1.3.3.1.2 Control de deriva de piso

En la realización del diseño se debe garantizar que las deformaciones inelásticas controlables sean menores a la deriva máxima permitida, según las normas establecidas.

Tabla 2-17. Valores máximos de altura de piso

ESTRUCTURAS DE	Δ_M MÁXIMA
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.020
De mampostería	0.010

Fuente: (NEC-SE-DS, 2014)

Los límites de la deriva máxima inelástica Δ_M de cada piso debe calcularse mediante:

$$\Delta_M = 0,75 R \Delta_E$$

Dónde:

R: Factor de reducción de resistencia definido (NEC-SE-DS, 2014)

Δ_E : Desplazamiento obtenido en aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas.

Δ_M No puede superar los valores establecidos en (NEC-SE-DS, 2014), los cuales deben satisfacerse en todas las columnas del edificio.

Las derivas obtenidas como consecuencia de la aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas, sean estáticas o dinámicas, para cada dirección de aplicación de las fuerzas laterales, se calcularán para cada piso, realizando un análisis elástico de la estructura sometida a las fuerzas laterales calculadas. Se considerará secciones agrietadas de miembros estructurales (NEC-SE-DS, 2014).

Para el caso de estructuras de hormigón armado y de mampostería, en el cálculo de la rigidez y de las derivas máximas se deberán utilizar los valores de las inercias agrietadas de los miembros estructurales, de similar forma a la descrita para el procedimiento de cálculo estático de fuerzas sísmicas (NEC-SE-DS, 2014).

Según lo descrito en (NEC-SE-DS, 2014) para estructuras de hormigón armado:

- $0,5 l_g$ para vigas (considerando la contribución de las losas, cuando fuera aplicable).
- $0,5 l_g$ para columnas.
- $0,6 l_g$ para muros estructurales.

2.1.3.3.1.2.1 Variante en hormigón armado

Los valores máximos de deriva de piso se obtuvieron en el software de cálculo, con los siguientes resultados:

Tabla 2-18. Deriva máxima de cada piso (Hormigón)

Desplome local máximo de los pilares					$\Delta_{Mmáx}$	\checkmark
Planta	Situaciones persistentes o transitorias		Situaciones sísmicas ⁽¹⁾		\leq	
	Dirección X	Dirección Y	Dirección X	Dirección Y		
N+8.10	0,0003	0,0002	0,0069	0,0132	0,020	ok
N+4.86	0,0003	0,0002	0,0065	0,0109	0,020	ok
N+1.62	0,0003	0,0007	0,0072	0,0105	0,020	ok
N+00	0,0001	0,0004	0,0043	0,0038	0,020	ok

Notas:

⁽¹⁾ Los desplazamientos están mayorados por la ductilidad.

Fuente: Distorsiones de columnas (Hormigón)

Tabla 2-19. Deriva total máxima (Hormigón)

Desplome total máximo de los pilares				$\Delta_{Mmáx}$	\checkmark
Situaciones persistentes o transitorias		Situaciones sísmicas ⁽¹⁾		\leq	
Dirección X	Dirección Y	Dirección X	Dirección Y		
0,0003	0,0002	0,0060	0,0083	0,0200	ok

Notas:

⁽¹⁾ Los desplazamientos están mayorados por la ductilidad.

Fuente: Distorsiones de columnas (Hormigón)

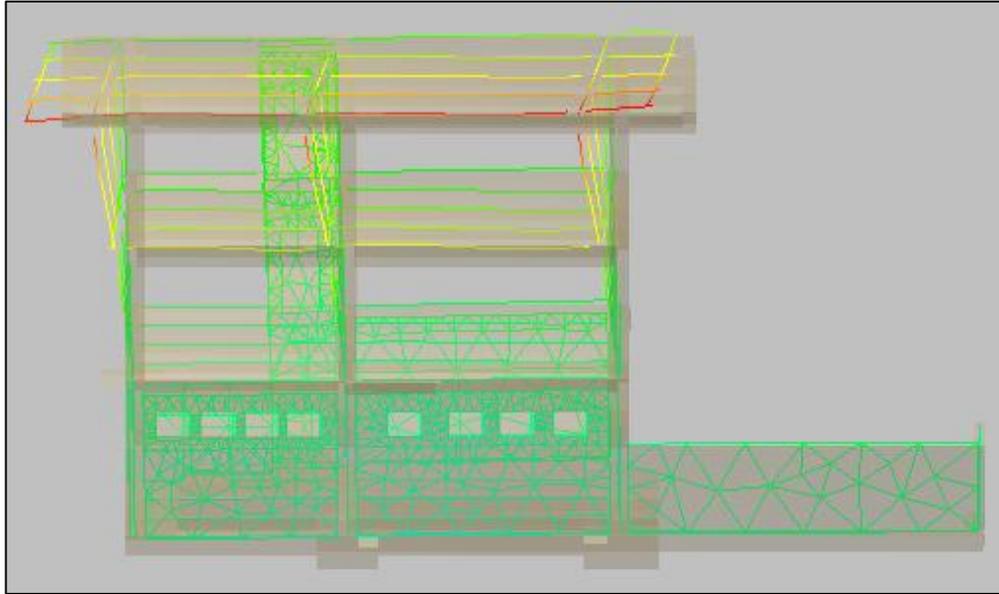


Figura 2-19. Deformada en X (Modo de vibración 2). Hormigón

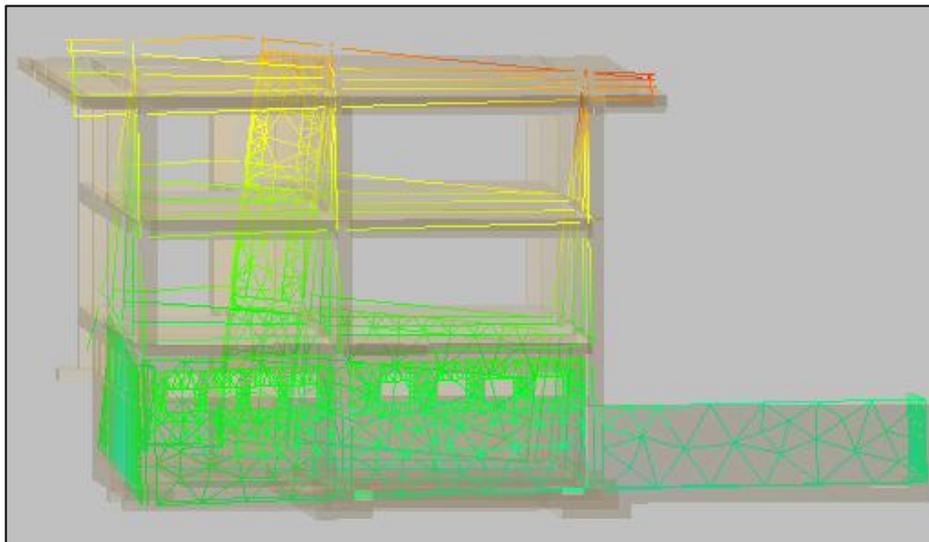


Figura 2-20. Deformada en Y (Modo de vibración 1). Hormigón

2.1.3.3.1.2.2 Variante en acero estructural

Los valores máximos de deriva de piso se obtuvieron en el software de cálculo, con los siguientes resultados:

Tabla 2-20. Deriva máxima de cada piso (Acero)

Desplome local máximo de los pilares					$\Delta_{Mm\acute{a}x}$	\checkmark
Planta	Situaciones persistentes o transitorias		Situaciones sísmicas ⁽¹⁾		≤	
	Dirección X	Dirección Y	Dirección X	Dirección Y		
N+8.10	0.0001	0.0003	0.0097	0.0127	0.020	ok
N+4.86	0.0001	0.0003	0.0088	0.0143	0.020	ok
N+1.62	0.0002	0.0012	0.0081	0.0096	0.020	ok
N+00	0.0001	0.0006	0.0037	0.0038	0.020	ok

Notas:
⁽¹⁾ Los desplazamientos están mayorados por la ductilidad.

Fuente: Distorsiones de columnas (Acero)

Tabla 2-21. Deriva total máxima (Acero)

Desplome total máximo de los pilares				$\Delta_{Mm\acute{a}x}$	\checkmark
Situaciones persistentes o transitorias		Situaciones sísmicas ⁽¹⁾		≤	
Dirección X	Dirección Y	Dirección X	Dirección Y		
0.0002	0.0002	0.0076	0.0091	0.0200	ok

Notas:
⁽¹⁾ Los desplazamientos están mayorados por la ductilidad.

Fuente: Distorsiones de columnas (Acero)

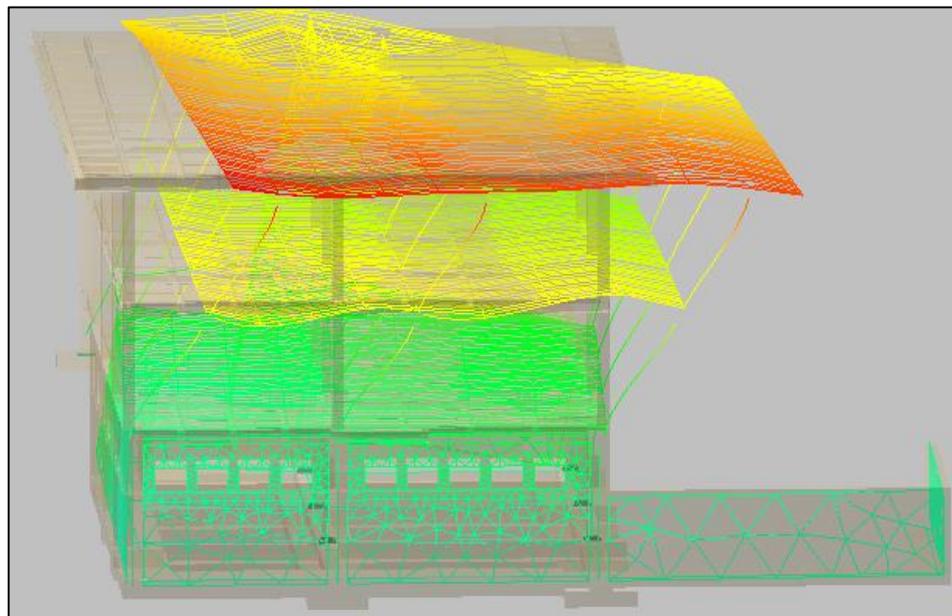


Figura 2-21. Deformada en X (Modo de vibración 2). Acero

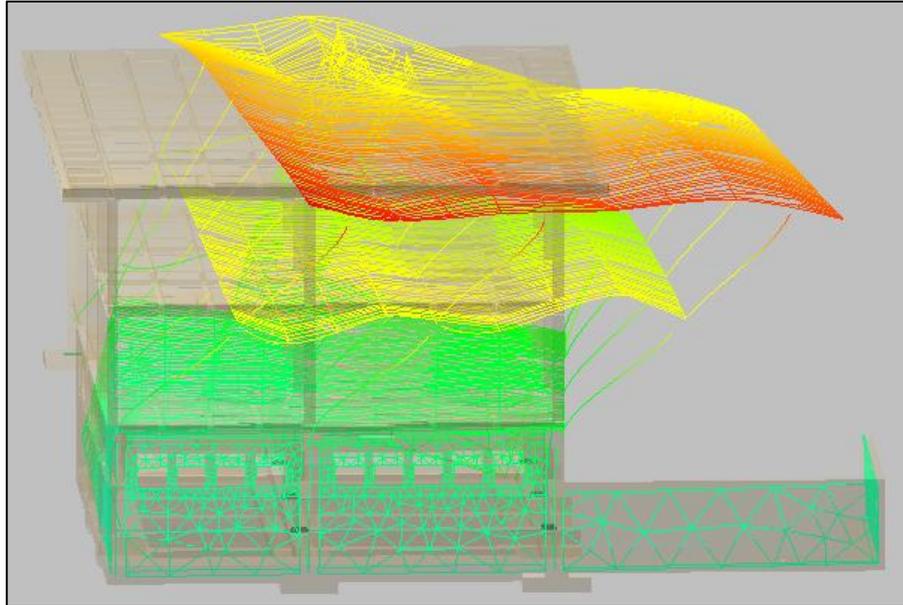


Figura 2-22. Deformada en Y (Modo de vibración 1). Acero

2.1.3.4 Combinación de cargas

En el diseño de la edificación y todos sus miembros estructurales, se tomarán en cuenta las consideraciones descritas en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (CITA NEC 2014 CARGAS NO SISMICAS), Artículo 3.4.3 Combinación para el diseño por última resistencia; esto se tomará para efectos de cargas incrementadas, teniendo en cuenta los factores de carga con el propósito de estimar las magnitudes implicadas en el diseño.

- *Combinación 1:* $1,4D$
- *Combinación 2:* $1,2D + 1,6L + 0,5 \max[L_T; S; R]$
- *Combinación 3:* $1,2D + 1,6 \max[L_T; S; R] + \max[L; 0,5W]$
- *Combinación 4:* $1,2D + 1,0W + L + 0,5 \max[L_T; S; R]$
- *Combinación 5:* $1,2D + 1,0E + L + 0,2S$
- *Combinación 6:* $0,9D + 1,0W$
- *Combinación 7:* $0,9D + 1,0E$

Dónde:

D Carga Permanente

E Carga de sismo

L	Sobrecarga (carga viva)
L_T	Sobrecarga cubierta (carga viva)
S	Carga de granizo
W	Carga de viento

En el *software* especializado CYPECAD se realizaron una serie de combinaciones, con el fin de evaluar de mejor manera la estructura, donde se generan combinaciones de carga normadas de forma automática, como la de carga permanente que incluye el peso propio de los miembros estructurales utilizados, la sobrecarga de uso definida en toda la superficie de la planta y las cargas sísmicas sobre la base de las normas utilizadas.

A continuación, se presentará el listado de combinaciones de carga realizado de las dos variantes de diseño estructural en hormigón armado y acero para los estados límites, donde se analiza la condición establecida al inicio del sismo y su dirección de aplicación, se asume la ocurrencia del 100% de la fuerza en un sentido y el 30% en sentido perpendicular.

Tabla 2-22. Listado de combinaciones de carga (Hormigón y acero)

Comb.	PP	CM	Qa	SX	SY
1	1,400	1,400			
2	1,200	1,200			
3	1,200	1,200	1,600		
4	1,200	1,200		-1,000	
5	1,200	1,200	0.500	-1,000	
6	1,200	1,200		1,000	
7	1,200	1,200	0.500	1,000	
8	1,200	1,200			-1,000
9	1,200	1,200	0.500		-1,000
10	1,200	1,200			1,000
11	1,200	1,200	0.500		1,000
12	0.900	0.900			
13	0.900	0.900		-1,000	
14	0.900	0.900		1,000	
15	0.900	0.900			-1,000
16	0.900	0.900			1,000

2.2 Cálculo y diseño de las soluciones estructurales

2.2.1 Método de diseño: Estados Límite Últimos

El método de diseño de los estados límites últimos permite proyectar a la estructura en modos de comportamiento que ponen en peligro la estabilidad de la edificación o algún elemento estructural de ella, incluye también la ocurrencia de daños económicos o condiciones que impiden el desarrollo adecuado de las funciones para las que se proyecta la edificación.

El término estado límite es usado para describir una condición en la cual la edificación o una parte estructural de esta, deja de cumplir su funcionalidad. Existen dos tipos de estados límite: los últimos y los de servicio.

Estado Límite Último (E.L.U.): Es un estado límite, que se basa en la capacidad resistente de la estructura que al ser sobrepasado, está o parte de ella podría colapsar causando daños materiales y personales.

Estado Límite de Servicio (E.L.S.): Es un estado límite, que se basa en el comportamiento de la estructura ante cargas normales de servicio, en lo que se refiere a aspectos de uso y ocupación, como deslizamientos, deflexiones excesivas, vibraciones y agrietamientos, siendo estas fallas reparables a corto plazo.

A continuación, se presentará un cuadro con los estados límites más comunes:

Tabla 2-23. Estados límites más comunes.

DESIGNACIÓN		SITUACIÓN LÍMITE	NIVEL	
ESTADOS LÍMITES	ESTADOS LÍMITES ÚLTIMOS	EQUILIBRIO	Pérdida de estabilidad: vuelco, deslizamiento.	Estructura o pieza
		AGOTAMIENTO POR SOLICITACIONES NORMALES	Agotamiento resistente o deformación plástica excesiva por solicitaciones normales.	Sección
		AGOTAMIENTO POR CORTANTE	Agotamiento resistente o deformación plástica excesiva por cortante.	Sección
		AGOTAMIENTO POR TORSIÓN	Agotamiento resistente o deformación plástica excesiva por torsión.	Sección
		AGOTAMIENTO POR PUNZONAMIENTO	Agotamiento resistente o deformación plástica excesiva por punzonamiento.	Sección
		AGOTAMIENTO POR RASANTE	Agotamiento resistente o deformación plástica excesiva por rasante.	Sección
		INESTABILIDAD	Inestabilidad parcial o total de la estructura o pandeo de alguna pieza.	Estructura o pieza
		FATIGA	Agotamiento por acciones variables repetidas significativas.	Sección
	ESTADOS LÍMITES DE SERVICIO	FISURACIÓN	Abertura de fisuras excesiva.	Sección
		DEFORMACIÓN	Movimientos (Flechas y/o giros) excesivos.	Estructura o pieza
		VIBRACIONES	Frecuencias de vibración que causan molestias o perjuicios.	Estructura o pieza

Fuente: (Cobo Escamilla, 2010)

2.2.2 Normas utilizadas

Para el diseño de los miembros estructurales se cumplen las normativas y requerimientos establecidos en la (NEC-SE, 2014), en la cual, se toman en cuenta los capítulos siguientes:

- NEC-SE-CG: Cargas (No Sísmicas)
- NEC-SE-DS: Peligro Sísmico: Diseño Sismo Resistente
- NEC-SE-HM: Estructuras de Hormigón Armado
- NEC-SE-AC: Estructuras de Acero
- NEC-SE-GC: Geotecnia y Cimentaciones

Además, se utilizarán normativas internacionales citadas a continuación:

- Para hormigón armado: (ACI 318S-11, 2011)
- Para acero conformado: (AISI S100, 2007)
- Para acero laminado: (AISC 360-10, 2010)

2.2.3 Software CYPECAD v2016.e

El software CYPECAD es un programa de última generación para calcular estructuras de hormigón armado y acero estructural, tiene una certificación de calidad ISO 9001:2000, pertenece a la empresa CYPE Ingenieros, una empresa que lleva más de 20 años en el mercado de diseño de estructuras, tomando en cuenta en nuestro caso la ((NEC-SE), 2014).

2.2.3.1 Proceso de cálculo estructural CYPECAD v2016.e

En el análisis de las estructuras primero tenemos que armarnos de mucha información, tales como los planos arquitectónicos con los cuales definiremos la geometría completa de la edificación, también nos informaremos de la utilización del edificio, para las sollicitaciones a la que estará expuesta, y la ubicación exacta donde se emplazara para determinar correctamente las cargas de sismo.

Para el procedimiento de cálculo y dimensionado de estructuras en hormigón armado y en metal diseñadas para edificios sometidos a cargas verticales y horizontales. Las vigas pueden ser en hormigón, metálicas y mixtas (acero y hormigón). Los soportes pueden ser pilares de hormigón armado, metálicos, pantallas en hormigón, muros de hormigón armado y muros de fábrica. La cimentación puede ser fija con zapatas o

flotante mediante vigas y losas de cimentación. Pueden calcularse únicamente la cimentación si se introduce sólo arranques de pilares (Cype Ingenieros S.A., 2016).

El análisis de las solicitaciones se realiza mediante un cálculo espacial en 3D, por métodos matriciales de rigidez, formando todos los miembros que definen la estructura: pilares, pantallas H.A., muros, vigas y forjados.

Se establece la compatibilidad de deformaciones en todos los nudos, considerando 6 grados de libertad, y se crea la hipótesis de indeformabilidad, del plano de cada planta, para simular el comportamiento rígido del forjado, impidiendo los desplazamientos relativos entre nudos del mismo (diafragma rígido). Por tanto, cada planta sólo podrá girar y desplazarse en su conjunto (3 grados de libertad).

Para todos los estados de carga se realiza un cálculo estático (excepto cuando se consideran acciones dinámicas por sismo, en cuyo caso se emplea el análisis modal espectral) y se supone un comportamiento lineal de los materiales y, por tanto, un cálculo de primer orden, de cara a la obtención de desplazamientos y esfuerzos.

2.2.4 Parámetros para el diseño

Para el diseño, se debe saber distribuir y proporcionar los miembros de la estructura, con el fin de agilizar su montaje, además de cumplir con la resistencia especificada y que sea económicamente viable. Los factores de mayor importancia para el diseño son los siguientes:

- **“Seguridad:** Una estructura no solo debe soportar con seguridad las cargas impuestas sino soportarlas en forma tal que las deflexiones y vibraciones resultantes no sean excesivas y alarmen a los ocupantes de ella” (McCormac, 2012).

- **“Costo:** El proyectista siempre debe tener en mente la posibilidad de abatir los costos de la construcción sin sacrificar la resistencia, pudiendo emplear miembros y materiales que no requieran un mantenimiento excesivo a través de los años” (McCormac, 2012).
- **“Factibilidad:** Diseñar estructuras que puedan fabricarse y montarse sin mayores problemas, por ello se debe conocer lo relativo a métodos de fabricación, construcción y montaje. El diseño debe ser lo más razonable, práctico y económico de modo que durante su ejecución facilite el trabajo y evite problemas por tolerancias de error, excesiva variedad de diseños, abastecimientos de material, etc.” (McCormac, 2012).

2.2.5 Cálculo y diseño estructural en hormigón armado

El diseño estructural de la solución en hormigón armado, se realizó la ingeniería de detalle desde el nivel N+ (después de diseño listo); las vigas y columnas fueron diseñadas y agrupadas por tipos, y también se realizaron los diseños de cimentación, muros de sótano, muros del ascensor.

Para el fiel cumplimiento con respecto al buen comportamiento de la estructura, se revisó la norma (ACI 318S-11, 2011), en lo que se refiere a cuantías mínimas y máximas de refuerzo, las cuales están establecidas en un rango del 1% al 6% procurando utilizar secciones con cuantía del 2 al 3% recomendado en la (NEC-SE-HM, 2014).

2.2.5.1 Diseño de columnas

Las columnas en hormigón armado se realizan el diseño a flexo-compresión, lo primero que se comprueba son las cuantías de los armados previamente definidos en forma secuencial. Después se comprueban todas las combinaciones posibles en función de los esfuerzos, estableciendo compatibilidad de esfuerzos y deformaciones.

De esta manera se cumple que con el armado dispuesto no se superen las tensiones del hormigón y acero ni sus límites de deformación, ni de cuantías mínimas y máximas, de acuerdo con la arquitectura y las normas establecidas.

Lo que se refiere al armado vertical se lo realiza tramo por tramo, de arriba hacia abajo, siempre teniendo en cuenta que el armado inferior sea mayor al tramo superior. Las verificaciones se hacen de la siguiente manera:

Según el (ACI 318S-11, 2011) de acuerdo con el capítulo 21 en la sección 21.3 (pág. 343) se verifican las condiciones de los estribos, y el capítulo 11 en la sección 11.4 (pág. 172) donde se refiere el espaciamiento mínimo resistente a cortante.

En la figura a continuación se puede observar la sección de cómo está el armado de la columna de una planta.

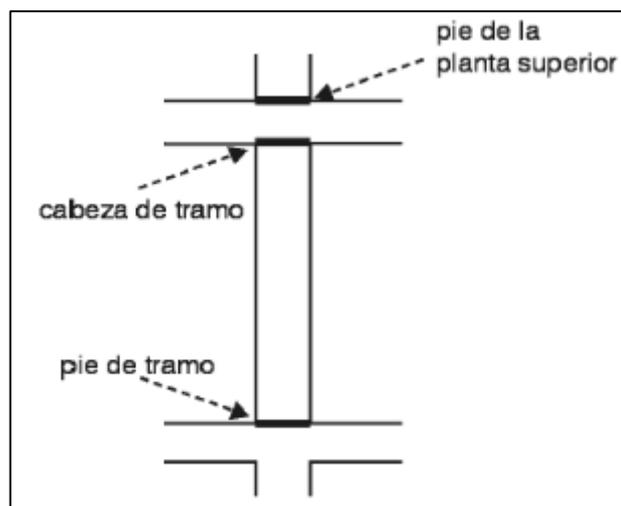


Figura 2-23. Sección que se comprueba en una columna

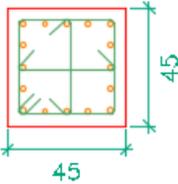
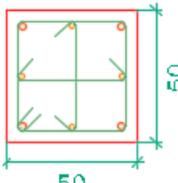
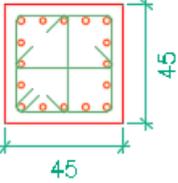
Fuente: (Cype Ingenieros S.A., 2016)

En el software especializado se permite verificar el cumplimiento de los esfuerzos en lo que se refiere al (ACI 318S-11, 2011), entonces se puede revisar las comprobaciones de todos los miembros estructurales en el *Anexo 4. Ejemplos de comprobaciones Columna Tipo Hormigón Armado*. Además los planos

correspondientes para cada sección definitiva como se muestra en un resumen de todas las columnas tipo hormigón.

El detalle de los armados de las columnas se puede apreciar en un resumen, en la siguiente tabla:

Tabla 2-24. Listado de columnas (Hormigón)

TIPO	NIVEL	Dimensión		Armado de hierros
		X (cm)	Y (cm)	
TIPO 1  A1, A2, A3, A4, C1, C5	N= +8,10	45	45	 <p>ESQUINAS 4Ø20 CARA X 6Ø18 CARA Y 6Ø18</p>
	N= +4,86	45	45	
	N= +1,62	45	45	
	N= -2,16	45	45	
TIPO 2  A5, B1	N= +8,10	50	50	 <p>ESQUINAS 4Ø25 CARA X 2Ø18 CARA Y 2Ø18</p>
	N= +4,86	50	50	
	N= +1,62	50	50	
	N= -2,16	50	50	
TIPO 3  B2, B3, B4, B5, C2, C3, C4	N= +8,10	45	45	 <p>ESQUINAS 4Ø25 CARA X 6Ø22 CARA Y 6Ø22</p>
	N= +4,86	45	45	
	N= +1,62	45	45	
	N= -2,16	45	45	

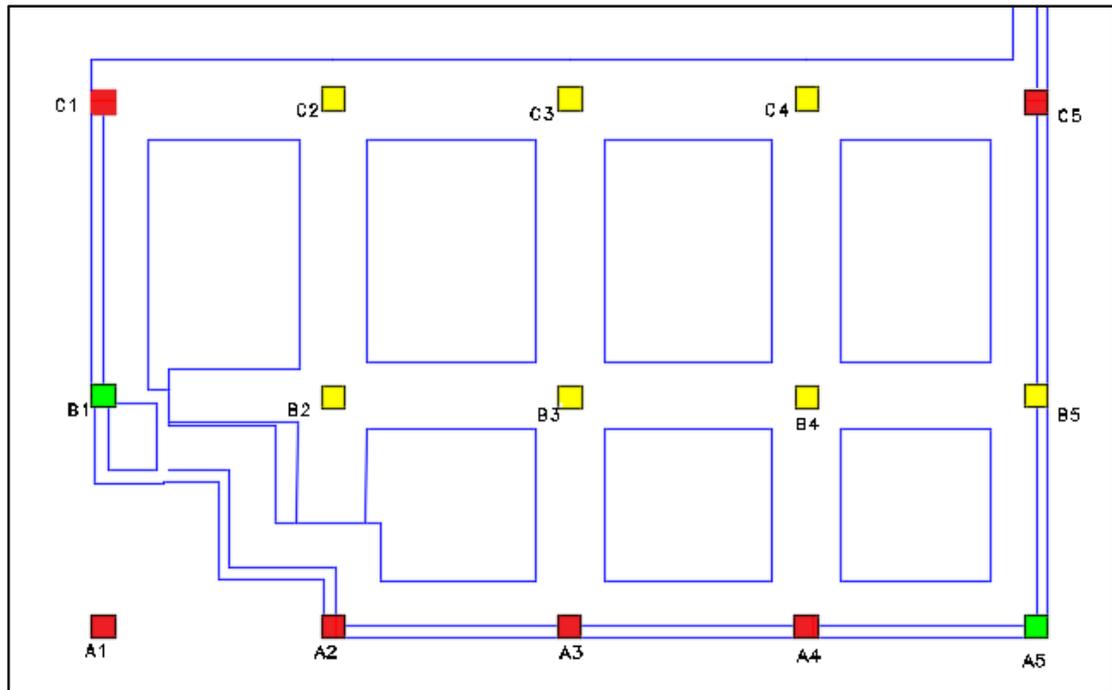


Figura 2-24. Distribución de columnas (Hormigón)

2.2.5.2 Diseño de vigas

Para el diseño de vigas en hormigón armado se determina mediante flexión simple, al menos en 14 puntos de cada tramo de viga, que están comprendidos cuando entran en contacto con las losas o viguetas. Teniendo en cuenta los momentos flectores en cada punto de determina las armaduras necesarias superiores e inferiores tanto en compresión o tracción, y por último, se comprueba el cumplimiento de la arquitectura y las normas vigentes; así también la parte sísmica y no sísmica colocando la mayor cuantía obtenida de ambas.

Para la correcta distribución del acero en las vigas se llevó a cabo el siguiente orden:

- Armadura longitudinal por flexión
 - Armadura Inferior
 - Armadura Superior
 - Refuerzo Superior
 - Armadura de refuerzo adicional
- Armadura longitudinal por torsión
- Armadura de estribos (transversal)

Las verificaciones se hacen de la siguiente manera:

2.2.5.2.1 Acero de refuerzo longitudinal en vigas

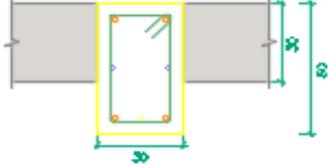
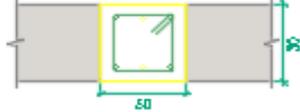
Según el (ACI 318S-11, 2011) de acuerdo con el capítulo 12 en las secciones del 12.1 al 12.5 (pág. 214-220) se verifica los espaciamientos máximos y mínimos, recubrimientos, longitudes de desarrollo, ganchos, entre otros.

2.2.5.2.2 Acero de refuerzo transversal en vigas (Estribos)

Según el (ACI 318S-11, 2011) de acuerdo con el capítulo 21 en las secciones 21.3, 21.5, 21.6 y 21.7 (pág. 343-360) se verifica la separación mínima de estribos, longitudes, etc. y el espaciamiento mínimo para cortante.

En el software especializado se permite verificar el cumplimiento de los esfuerzos en lo que se refiere al (ACI 318S-11, 2011), entonces se puede revisar las comprobaciones de todos los miembros estructurales en el Anexo 5. Ejemplos de comprobaciones Viga Tipo Hormigón Armado. Además los planos correspondientes para cada sección definitiva como se muestra en un resumen de todas las vigas tipo hormigón.

Tabla 2-25. Listado de vigas (Hormigón)

TIPO	NIVEL	Dimensión		Armado de hierros					
		X (cm)	Y (cm)						
TIPO 1 	N= +8,10	30	45	 <table border="1" data-bbox="957 577 1332 761"> <tr> <td>Refuerzo Viga Tipo (30x50cm)</td> </tr> <tr> <td>• 4Ø20mm</td> </tr> <tr> <td>• 2Ø12mm</td> </tr> <tr> <td>Estribos: 1Ø10mm, c/10cm y c/20cm</td> </tr> <tr> <td>• Recubrimiento a cada lado 4cm</td> </tr> </table>	Refuerzo Viga Tipo (30x50cm)	• 4Ø20mm	• 2Ø12mm	Estribos: 1Ø10mm, c/10cm y c/20cm	• Recubrimiento a cada lado 4cm
	Refuerzo Viga Tipo (30x50cm)								
	• 4Ø20mm								
	• 2Ø12mm								
Estribos: 1Ø10mm, c/10cm y c/20cm									
• Recubrimiento a cada lado 4cm									
N= +4,86	30	45							
N= +1,62	30	45							
N= -2,16	30	45							
TIPO 2 	N= +8,10	30	30	 <table border="1" data-bbox="965 1025 1340 1209"> <tr> <td>Refuerzo Viga Tipo (30x30cm)</td> </tr> <tr> <td>• 4Ø10mm</td> </tr> <tr> <td>• 2Ø14 mm</td> </tr> <tr> <td>Estribos: 1Ø10mm, c/6cm</td> </tr> <tr> <td>• Recubrimiento a cada lado 4cm</td> </tr> </table>	Refuerzo Viga Tipo (30x30cm)	• 4Ø10mm	• 2Ø14 mm	Estribos: 1Ø10mm, c/6cm	• Recubrimiento a cada lado 4cm
	Refuerzo Viga Tipo (30x30cm)								
	• 4Ø10mm								
	• 2Ø14 mm								
Estribos: 1Ø10mm, c/6cm									
• Recubrimiento a cada lado 4cm									
N= +4,86	30	45							
N= +1,62	30	45							
N= -2,16	30	45							

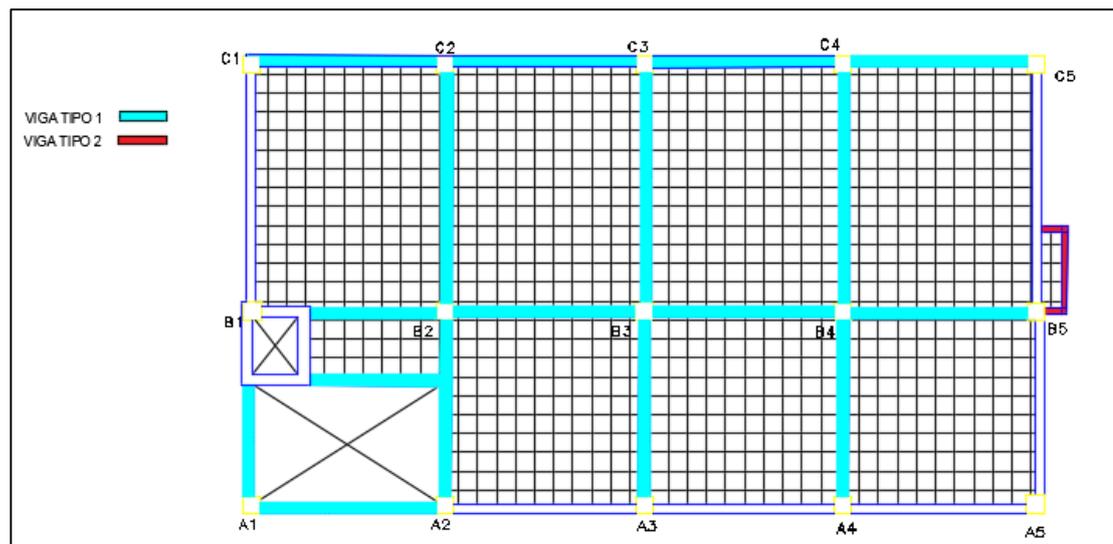


Figura 2-25. Esquema de distribución de vigas tipo N+1,62 (Hormigón)

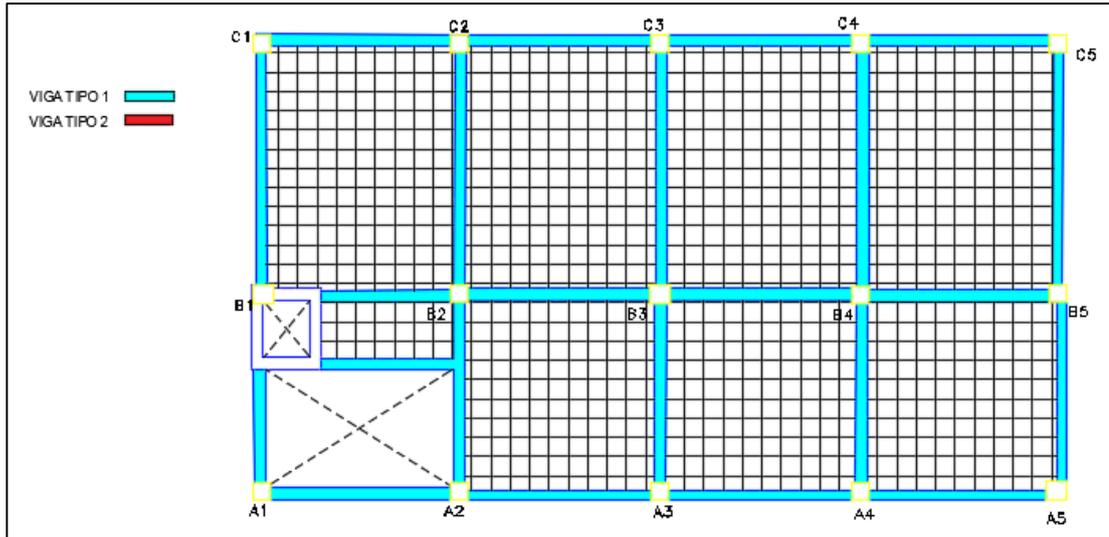


Figura 2-26. Esquema de distribución de vigas tipo N+4,86 (Hormigón)

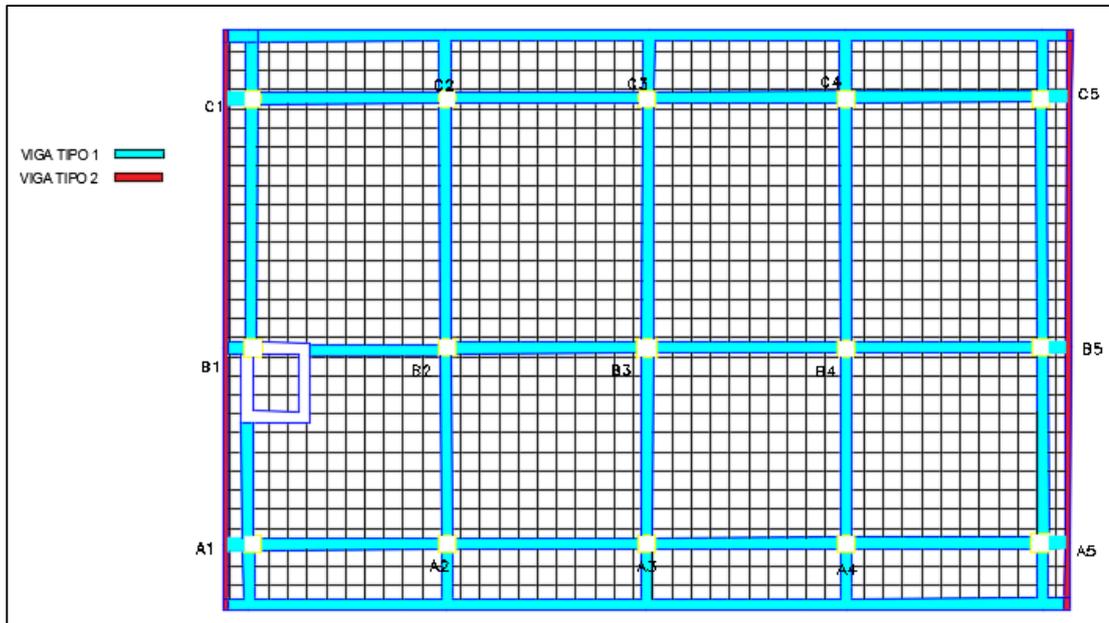


Figura 2-27. Esquema de distribución de vigas tipo N+8,10 (Hormigón)

2.2.5.3 Diseño de losa nervada

Para el análisis de la losa actúan los momentos flectores en dos direcciones, además un momento torsor, en cada uno de los nudos de la malla, con estos obteniendo el área necesaria superior e inferior, asumiendo un valor homogéneo en todos los nudos.

En los estribos de las losas, no se consideran ninguna área de macizos alrededor de las columnas, ya que se colocan vigas descolgadas asumiendo el valor del punzonamiento. Este efecto hace que la estructura sea más dúctil, en cierta forma más flexible ante un riesgo sismo.

Se revisó también las longitudes de anclaje, donde estas armaduras van desde el borde de apoyo con la losa y que crucen toda la viga para anclar correctamente.

Lo establecido por el (ACI 318S-11, 2011) de acuerdo con el capítulo 13 en las secciones 13.3, 13.5 y 13.6 (pág. 247-260) se verifica los procedimientos de diseño y refuerzo en las losas en dos direcciones.

A continuación en la figura se ve las características definitivas de la losa nervada a utilizar:

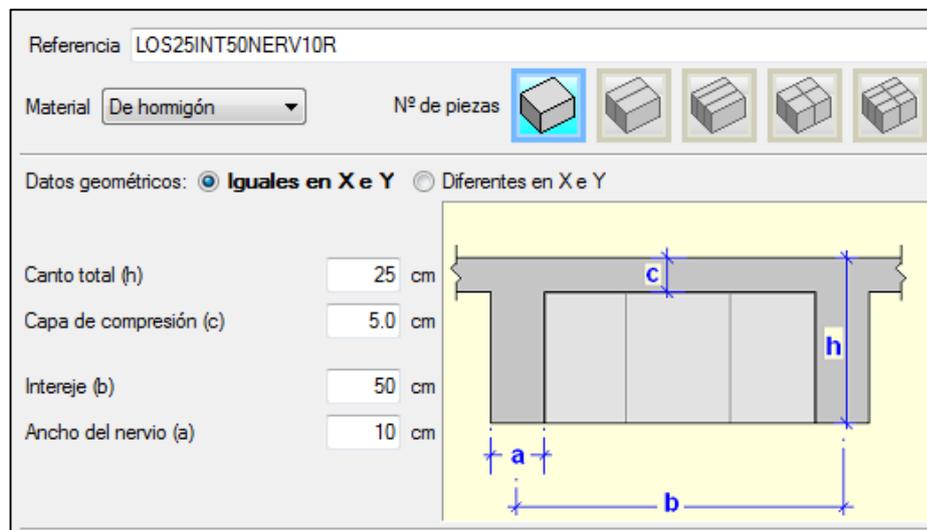


Figura 2-28. Características de losa nervada

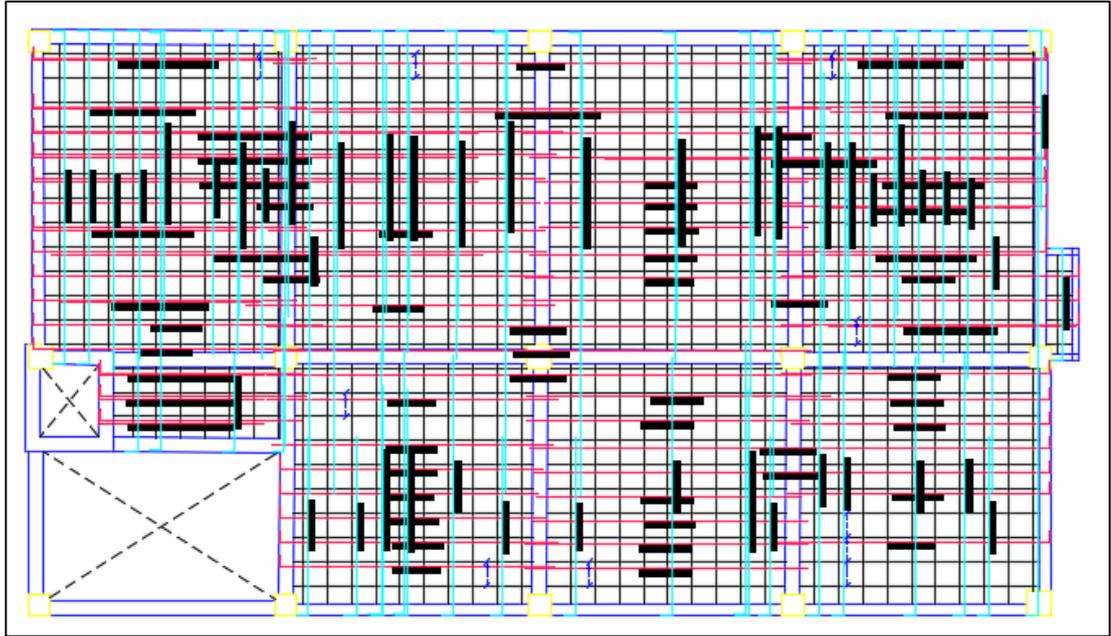


Figura 2-29. Esquema de armado de losa tipo N+1,62 (Hormigón)

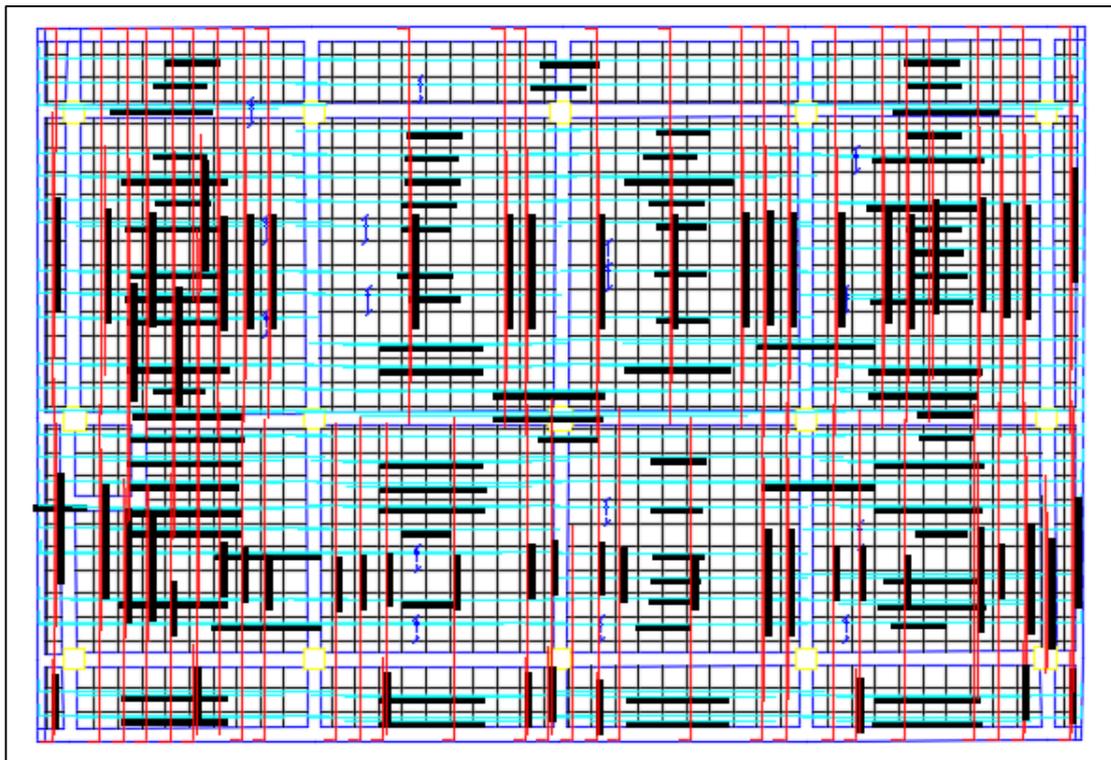


Figura 2-30. Esquema de armado de losa tipo N+1,62 (Hormigón)

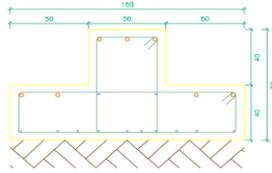
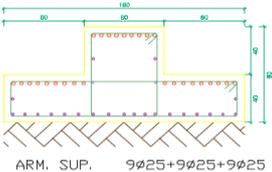
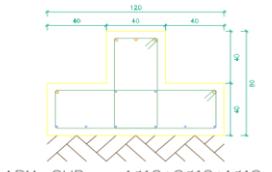
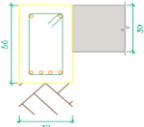
2.2.5.4 Diseño de cimentaciones

2.2.5.4.1 Vigas de Cimentación tipo T invertida

Las vigas de cimentación tipo T invertida tienen los mismos parámetros establecidos para la solución estructural en hormigón armado. Las comprobaciones realizadas para cada elemento estructural se pueden revisar en el *Anexo 8. Ejemplo Comprobaciones Viga de cimentación tipo T invertida.*

El detalle de los armados se aprecia en los planos anexados correspondientes a esta solución estructural. A continuación, se describe un listado de resumen detallando las secciones definitivas empleadas, agrupándolas en vigas de cimentación tipo.

Tabla 2-26. Secciones de vigas de cimentación tipo T invertida

TIPO	NIVEL	Dimensión				Armado de hierros
		L (cm)	H (cm)	L (cm)	H (cm)	
TIPO 1 	N= -2,16	150	40	50	40	 <p>ARM. SUP. 3ϕ25+2ϕ25+3ϕ25 10ϕ12 PERCHAS 2ϕ12 ESTRIBOS 1ϕ10 C/15</p>
TIPO 2 	N= -2,16	180	40	60	40	 <p>ARM. SUP. 9ϕ25+9ϕ25+9ϕ25 ARM. INF. 24ϕ16 ARM. PIEL 4ϕ16 PERCHAS 2ϕ12 ESTRIBOS 1ϕ10 C/15</p>
TIPO 3 	N= -2,16	120	40	40	40	 <p>ARM. SUP. 1ϕ18+3ϕ18+1ϕ18 ARM. INF. 6ϕ12 PERCHAS 2ϕ12 ESTRIBOS 1ϕ10 C/15</p>
TIPO 4 	N= -2,16					 <p>ARM. SUP. 2ϕ18 ARM. INF. 4ϕ18 ESTRIBOS 1ϕ10 C/15</p>

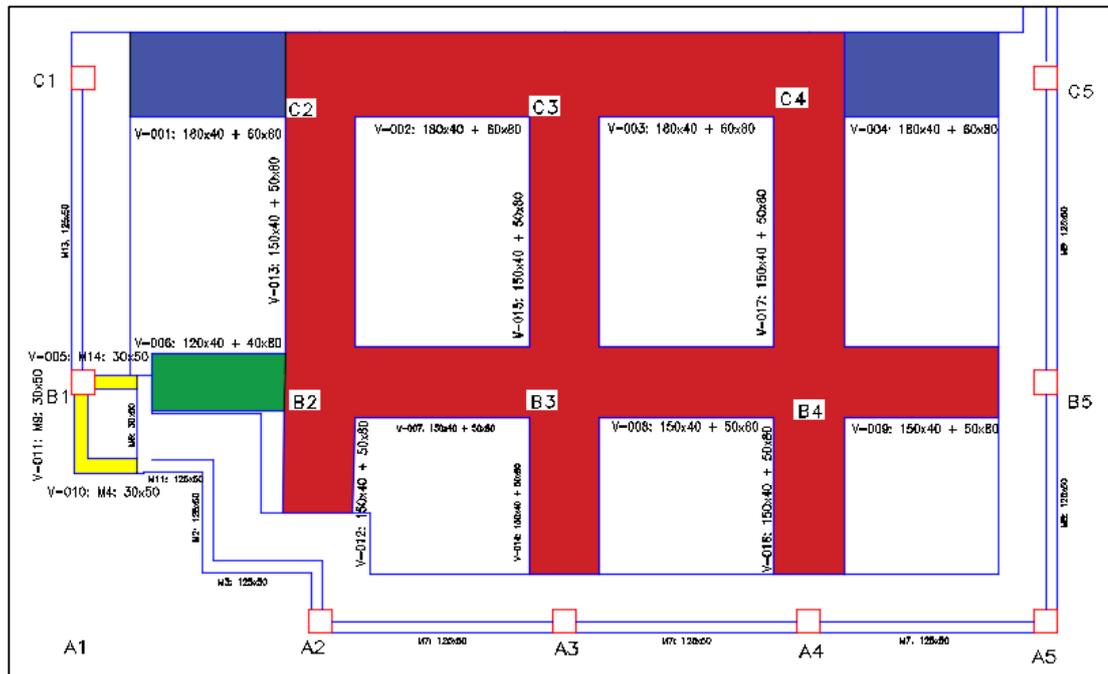


Figura 2-31. Distribución de vigas de cimentación

2.2.5.4.2 Zapata corrida bajo muro

Este tipo de zapata corrida bajo muro se puede utilizar en muros de contención y muros de sótano de edificios o muros portantes. Se pueden configurar de tres maneras diferentes las zapatas corridas bajo muro: con vuelos a ambos lados, con vuelo a la izquierda y con vuelo a la derecha.

Se aplica el mismo procedimiento que para una zapata aislada con la única diferencia en la forma de aplicar las cargas. Mientras que en una columna las cargas se aplican en su centro-eje geométrico, en un muro se convierte la resultante en una ley de tensiones aplicadas a lo largo de la base del muro.

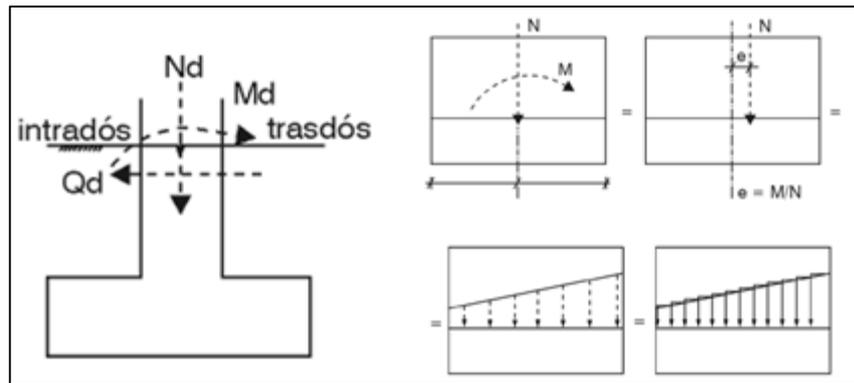


Figura 2-32. Esquema de esfuerzos transmitidos a la zapata corrida

Fuente: (Cype Ingenieros S.A., 2016)

Las hipótesis consideradas son: Peso propio, Sobrecarga de uso y Sismo; y los estados a comprobar son: Tensiones sobre el terreno, Equilibrio y Hormigón (flexión y cortante).

a) Tensiones sobre el terreno

Se supone una ley de deformación plana para la zapata, por lo que se obtendrán, en función de los esfuerzos, tensiones sobre el terreno de forma trapezoidal.

Se deben verificar:

- La tensión media no supere la del terreno.
- La tensión máxima en borde no supere a la del terreno definida para cada situación incrementada en el tanto por ciento (%) indicado para las combinaciones:
 - gravitatoria: 25 %
 - con viento: 25 %
 - con sismo: 25 %

b) Estados de equilibrio

Se deben comprobar las condiciones de estabilidad de la zapata.

c) Estados de hormigón

Se deben verificar la flexión de la zapata y las tensiones tangenciales. Para definir las características tanto geométricas como del armado del refuerzo se sigue lo establecido por el (ACI 318S-11, 2011), capítulo 15, secciones 15.3, 15.4, 15.5, 15.6 y 15.6, p.273-280.

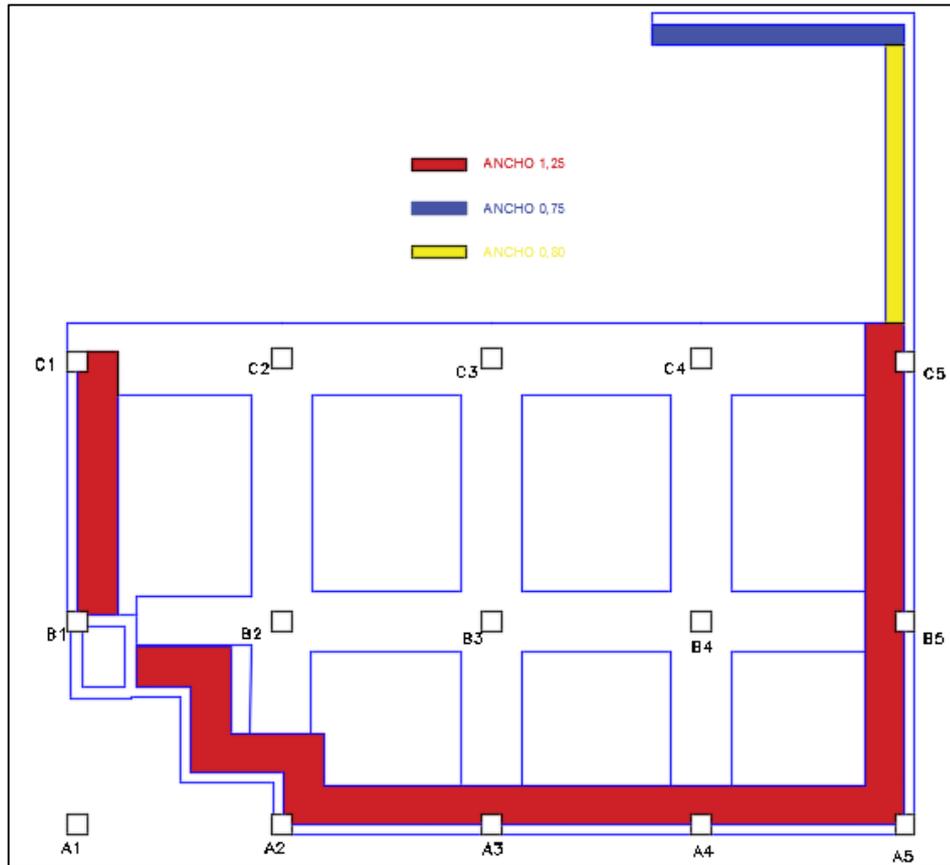


Figura 2-33. Esquema distribución zapatas corridas

Tabla 2-27. Listado de zapatas corridas

Zapata Corrida	ANCHO (m)	ALTURA (m)
Referencia: M2	1.25	0.50
Referencia: M3		
Referencia: M5		
Referencia: M7		
Referencia: M8		
Referencia: M11		
Referencia: M13	0.75	0.30
Referencia: M10		
Referencia: M12	0.80	0.30
LONGITUD TOTAL	10.3	

2.2.5.4.3 Muros de sótano de hormigón armado

Comúnmente este tipo de muro se utiliza para la construcción de un muro perimetral de sótano con una doble función: resistir los empujes del terreno y soportar las cargas transmitidas por la estructura a la cimentación.

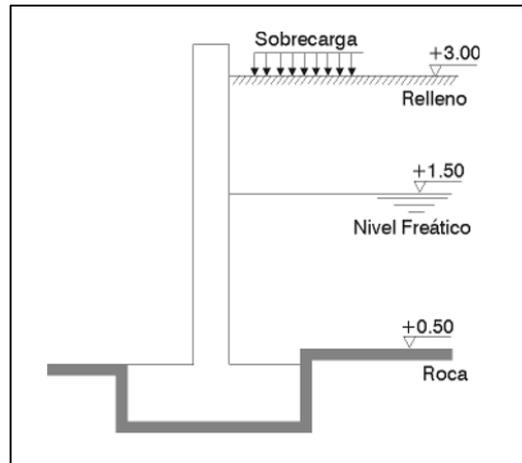


Figura 2-34. Esquema de empujes en los muros de sótano

Fuente: (Cype Ingenieros S.A., 2016)

a) Empujes producidos por una sobrecarga uniformemente repartida

El empuje horizontal que produce una sobrecarga uniformemente repartida q por unidad de longitud siguiendo el método de Coulomb.

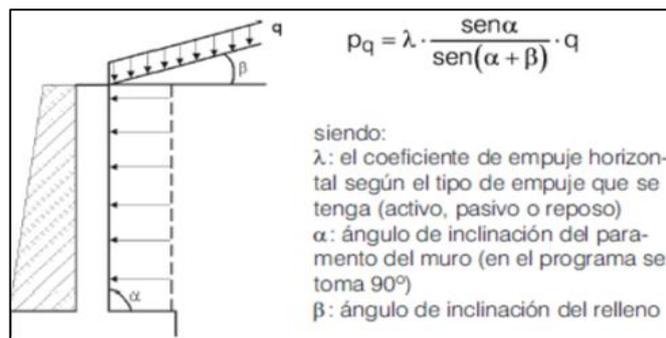


Figura 2-35. Empuje sobrecarga uniformemente repartida

Fuente: (Cype Ingenieros S.A., 2016)

b) Empujes producidos por una carga en banda paralela a la coronación

El empuje horizontal que produce una sobrecarga en banda para el caso de trasdós vertical siguiendo la Teoría de la Elasticidad:

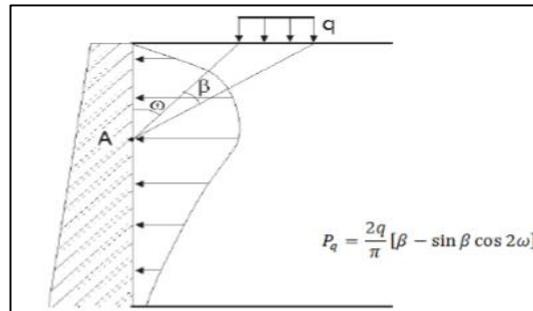


Figura 2-36. Empuje carga en banda paralela

Fuente: (Cype Ingenieros S.A., 2016)

Algunos esfuerzos varían en los distintos puntos, ya sea por los empujes, o por las cargas transmitidas por vigas, losas y columnas, se producen concentraciones de esfuerzos que son mayores en determinadas zonas, como es el encuentro con la losa o en el arranque o intersección con otros muros.

Para la modelación se consideró lo establecido en (ACI 318S-11, 2011), capítulo 14, secciones 14.3, 14.4, y 14.5, p.265-269 con respecto a sus procedimientos de diseño y colocación de refuerzo mínimo, entre otros.

Cuando se utilizan armados superiores a $\varnothing 12$, se suele colocar armado transversal, que son ramas de atado entre las armaduras de las caras colocadas por montaje y seguridad frente al pandeo local de las barras.

Tabla 2-28. Armado tipo del muro de sótano

Referencia: M7	Lado	Espesores	Arm. Vertical	Arm. Horizontal	Arm Transversal	F.C.
Fundación - N+1,62 PB	Izquierdo	0,125	$\varnothing 16c/25cm$	$\varnothing 14c/25cm$	1 $\varnothing 3/8''c/25cm$ V	100%
	Derecho	0,125	$\varnothing 16c/25cm$	$\varnothing 14c/25cm$	25cm H	

2.2.5.4.4 Muros portantes (pantallas) de hormigón armado

Este tipo de muro, fue el empleado para el ducto del ascensor. Se diseñó como “muros de sótano de hormigón armado” pero sin empujes, por lo que se convierte en una pared portante, como una pantalla a efectos de resistir cargas verticales y horizontales. La unión de los muros y las losas se considera en general como empotrada. Y para su dimensionado seguimos las mismas consideraciones que para los muros de sótano.

Tabla 2-29. Armado tipo del muro de ascensor

Referencia: M7	Lado	Espesores	Arm. Vertical	Arm. Horizontal	Arm Transversal	F.C.
Fundación - N+1,62 PB	Izquierdo	0.15	Ø14c/15cm	Ø12c/15cm	1Ø3/8" c/15cm V	100%
	Derecho	0.15	Ø14c/15cm	Ø12c/15cm	15cm H	
Fundación - N+4,86 PB	Izquierdo	0.15	Ø14c/15cm	Ø12c/15cm	1Ø3/8" c/15cm V	100%
	Derecho	0.15	Ø14c/15cm	Ø12c/15cm	15cm H	
Fundación - N+8,10 PB	Izquierdo	0.15	Ø14c/15cm	Ø12c/15cm	1Ø3/8" c/15cm V	100%
	Derecho	0.15	Ø14c/15cm	Ø12c/15cm	15cm H	

Este mismo tipo de armado se repite para las cuatro caras del ascensor.

2.2.6 Cálculo y diseño estructural en acero

En la solución estructural de acero, se realizó la ingeniería de detalles correspondientes a todas las plantas desde el nivel N+00 hasta N+8,10; se diseñaron las vigas y columnas componentes de la edificación agrupándolas por tipos. Se realizó el cálculo de la cimentación, muros de sótano y muro para ducto de ascensor en hormigón armado, siguiendo los lineamientos empleados anteriormente. En los planos de anexo se ven los diseños definitivos utilizados.

Para el diseño de todos los miembros estructurales componentes del proyecto, se verificó el cumplimiento de las disposiciones expuestas en la norma (AISC 360-10, 2010) para perfiles laminados, además se consideró lo expuesto en la (NEC-SE-AC, 2014).

2.2.6.1 Diseño de columnas

Las columnas de acero estructural, se calculan de acuerdo a la norma seleccionada para el tipo de acero, ya sea laminado o conformado. Se verifica que los perfiles seleccionados para las columnas cumplan con las solicitaciones que soporta la estructura. Las placas de anclaje se diseñan en la sección de cimentaciones.

En el diseño de columnas se sigue lo establecido en el (AISC 360-10, 2010) capítulo E, secciones E2, E3, E4, p.98-109; capítulo F, secciones F3, F4, F5, F7 Y F8, p.114-130; capítulo G, secciones G2, G5, G6, p.137-143; capítulo H, secciones H1, H3, p.144-150; capítulo J, donde se establece el diseño de miembros a compresión, flexión, corte y torsión, y diseño de conexiones respectivamente.

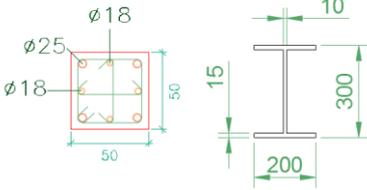
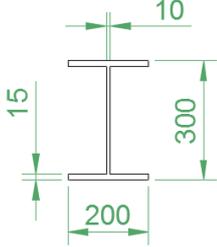
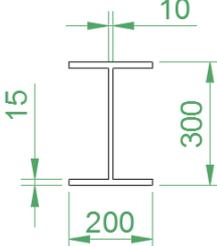
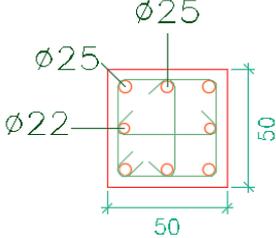
Las columnas que están en contacto con el suelo (sótano) se diseñaron en hormigón armado, bajo los lineamientos del (ACI 318S-11, 2011) mencionados anteriormente.

El software de modelado estructural permite realizar diversas verificaciones del cumplimiento de esfuerzos referidas al código (AISC 360-10, 2010), para optimizar las secciones requeridas y así lograr un mejor aprovechamiento de los miembros estructurales.

Las comprobaciones realizadas para cada elemento estructural se pueden revisar en el *Anexo 7. Ejemplo Comprobaciones Columna Tipo Metal*.

El detalle de los armados se aprecia en los planos anexados correspondientes a esta solución estructural. A continuación, se describe un listado de resumen detallando las secciones definitivas empleadas, agrupándolas en columnas tipo.

Tabla 2-30. Listado de tipos de columnas (Acero)

TIPO	NIVEL	Dimensión		Armado de fierros
		X (cm)	Y (cm)	
TIPO 1  A2, A3, A4, A5, B5, C1, C5	N= +8,10	IA_300x10_200x15		
	N= +4,86	IA_300x10_200x15		
	N= +1,62	50	50	
	N= -2,16	50	50	
TIPO 2  B2, B3, B4, C2, C3, C4	N= +8,10	IA_300x10_200x15		
	N= +4,86	IA_300x10_200x15		
	N= +1,62	IA_300x10_200x15		
	N= -2,16	IA_300x10_200x15		
TIPO 3  A1	N= +8,10	IA_300x10_200x15		
	N= +4,86	IA_300x10_200x15		
	N= +1,62	IA_300x10_200x15		
TIPO 4  B1	N= +8,10	45	45	
	N= +4,86	45	45	
	N= +1,62	45	45	
	N= -2,16	50	50	

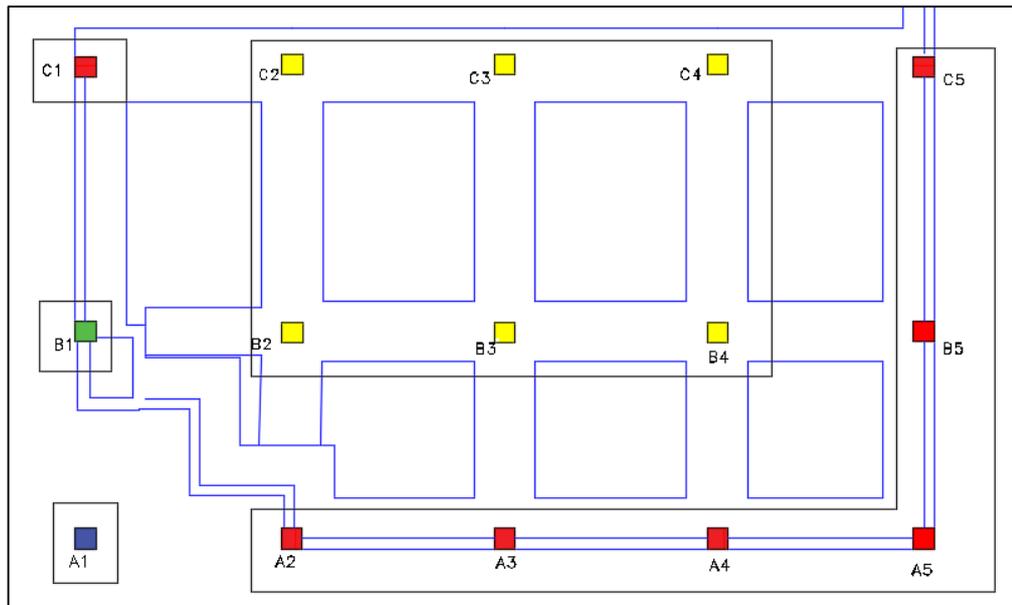


Figura 2-37. Esquema de distribución de tipos de columnas (Acero)

2.2.6.2 Diseño de vigas

Las vigas componentes de la estructura se dimensionan a flexión simple, y se aplica como criterio los límites establecidos en la normativa y límites de flecha.

Para el cálculo de vigas se sigue lo establecido en (AISC 360-10, 2010), capítulo F, secciones F3, F4, F5, F7 Y F8, p.114-130; capítulo G, secciones G2, G5, G6, p.137-143; capítulo H, secciones H1, H3, p.144-150; capítulo J, donde se establece el diseño de miembros a flexión, corte y torsión, y diseño de conexiones respectivamente.

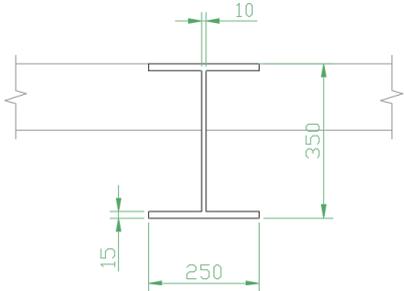
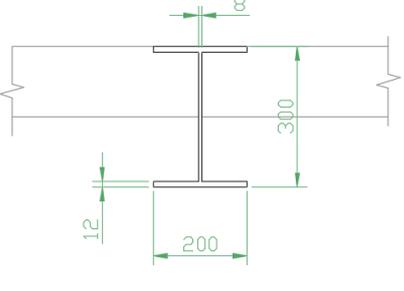
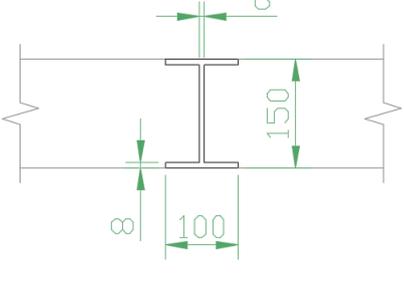
El diseño de vigas metálicas comprende vigas principales y vigas secundarias (viguetas), la distribución de las mismas se realizó sobre la base de la placa colaborante losa tipo *steel deck* seleccionada, con separaciones constantes de aproximadamente 1,50m.

El software de modelado estructural permite realizar comprobaciones del cumplimiento de solicitaciones referidas al código (AISC 360-10, 2010), para optimizar las secciones requeridas y así lograr un mejor aprovechamiento de los miembros estructurales.

Las comprobaciones realizadas para cada elemento estructural se pueden revisar en el Anexo 8. *Ejemplo Comprobaciones Viga Tipo Metal.*

El detalle de los armados se aprecia en los planos anexados correspondientes a esta solución estructural. A continuación, se describe un listado de resumen detallando las secciones definitivas empleadas, agrupándolas en vigas tipo.

Tabla 2-31. Listado de tipos de vigas (Acero)

TIPO	NIVEL	Dimensión	Armado de hierros
		Perfil	
TIPO 1  V2_350x10_250x15	N= +8,10	350x10_250x15	
	N= +4,86	350x10_250x15	
	N= +1,62	350x10_250x15	
	N= -2,16	350x10_250x15	
TIPO 2  V_1A_300x8_200x12	N= +8,10	300x8_200x12	
	N= +4,86	300x8_200x12	
	N= +1,62	300x8_200x12	
	N= -2,16	300x8_200x12	
TIPO 3  F_150x6_100x8	N= +8,10	150x6_100x8	
	N= +4,86	150x6_100x8	
	N= +1,62	150x6_100x8	
	N= -2,16	150x6_100x8	

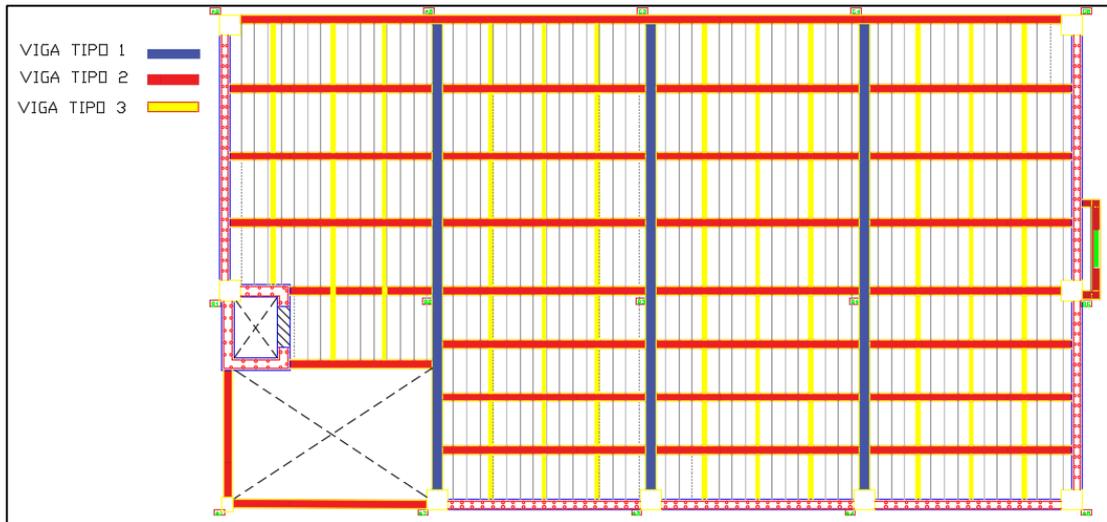


Figura 2-38. Esquema de distribución de tipos de vigas N+1,62 (Acero)

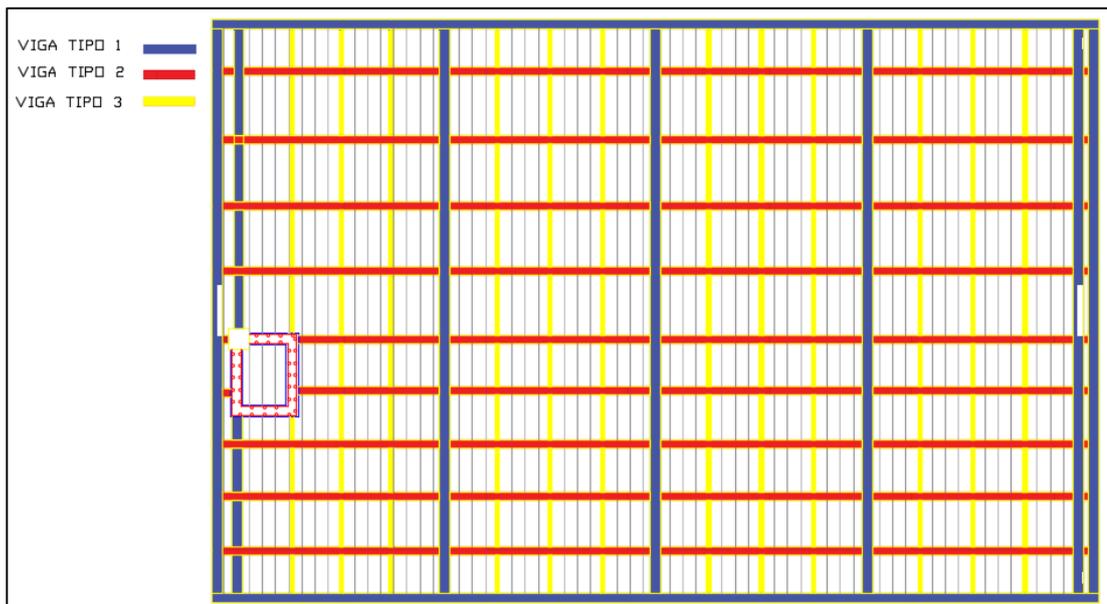


Figura 2-39. Esquema de distribución de tipos de vigas N+8,10 (Acero)

2.2.6.3 Diseño de losa *steel deck*

Definida la losa mixta, se comprueba que sea capaz de soportar las solicitaciones a las que está sometida, en dos fases:

- a) **En fase de ejecución:** Para el cálculo de la resistencia de la placa se tiene en cuenta el peso del hormigón, de la chapa de acero, y de las cargas de ejecución. Las cargas de ejecución representan el peso de los operarios y equipos de

hormigonado y tienen en cuenta cualquier impacto o vibración que pueda ocurrir durante la construcción.

- b) **En fase de servicio:** En este caso la losa se calcula sólo con la carga adicional posterior a la ejecución de la misma, formada por las cargas muertas y la sobrecarga de uso, ya que la placa se encarga de resistir el peso propio de la losa.

Para efectos de contracción y temperatura se coloca armadura dentro de canto del hormigón. Se definió usar malla electro-soldada para evitar el armado con varillas. La resistencia de una losa mixta será suficiente para soportar las cargas de cálculo y para asegurar que no se alcanza ningún estado límite de rotura. Se puede observar en la siguientes figuras, la distribución de la losa tipo *Steel deck*.

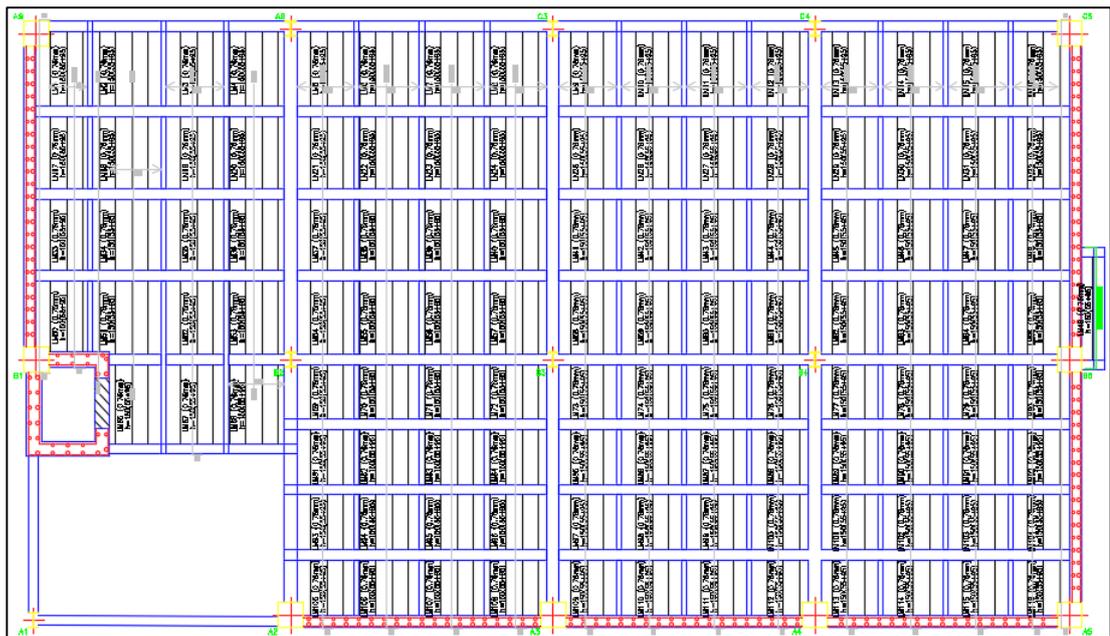


Figura 2-40. Esquema de la distribución de losa en planta N+1,62 (Acero)

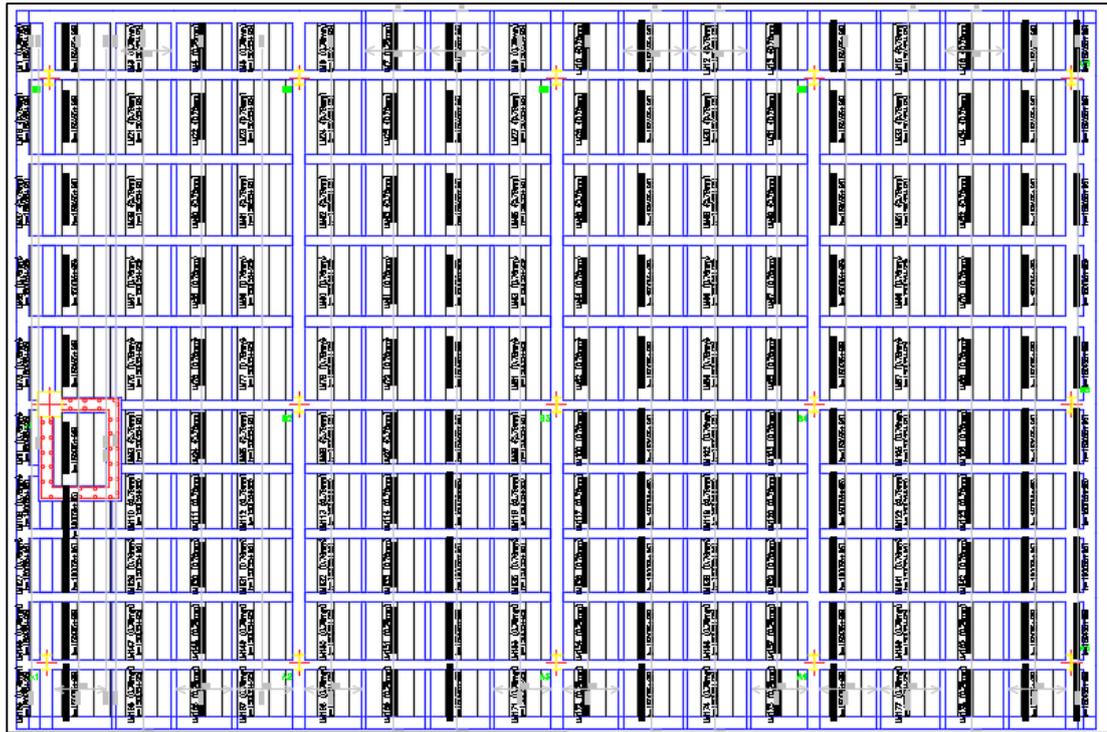


Figura 2-41. Esquema de la distribución de losa en planta N+1,62 (Acero)

2.2.6.4 Diseño de cimentaciones

La cimentación tiene la misma configuración estructural que la solución en hormigón armado, por tal motivo se realizan las mismas consideraciones mencionadas en la sección 2.2.5.4 Diseño de cimentaciones para la variante de hormigón. Se tiene una distribución similar de vigas de cimentación tipo T invertida; pero a más de esto, en la variante metálica se agrega al diseño, el cálculo de las placas de anclaje de las columnas.

2.2.6.5 Diseño de placas de anclaje

Para la comprobación de la placa de anclaje, se asume que la placa permanece plana ante los esfuerzos a los que está sometida, se pueden despreciar las deformaciones a efectos del reparto de cargas. Para que esto se cumpla, la placa de anclaje debe ser simétrica y suficientemente rígida.

Las comprobaciones que se realizan para aprobar una placa de anclaje se dividen en tres grupos: hormigón de la cimentación, pernos de anclaje y placa con los rigidizadores.

- a) **Comprobación sobre el hormigón:** Consiste en verificar que en el punto más comprimido bajo la placa no se supera la tensión admisible del hormigón. El método usado es el de las tensiones admisibles, suponiendo una distribución triangular de tensiones sobre el hormigón que sólo pueden ser de compresión.
- b) **Comprobaciones sobre los pernos:** Los pernos están sometidos en forma más simplificada, a un esfuerzo axial y un esfuerzo de cortante, se debe evaluar cada uno de por separado. Se considera que los pernos sólo trabajan a tracción. Las comprobaciones sobre los pernos son las siguientes:
- **Tensión sobre el vástago:** Consiste en comprobar que la tensión no supere la resistencia de cálculo del perno.
 - **Comprobación del hormigón circundante:** Comprobar el fallo por rotura del hormigón que lo rodea por los siguientes motivos:
 - Deslizamiento por pérdida de adherencia.
 - Arrancamiento por el cono de rotura.
 - Rotura por esfuerzo cortante (concentración de tensiones por efecto cuña).
- c) **Comprobaciones sobre la placa:** Comprobar el cumplimiento a las tensiones a las que está sujeta la placa en el área dentro del perímetro de perfil y en los rigidizadores.

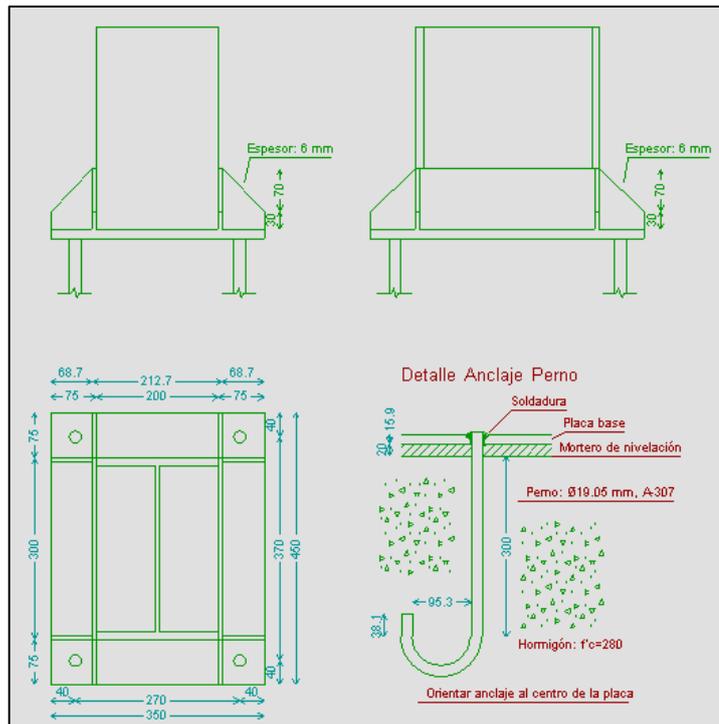


Figura 2-42. Esquema ejemplo de placas de anclaje

Las comprobaciones realizadas para cada elemento estructural se pueden revisar en el *Anexo 8. Ejemplo Comprobaciones –cimentación*. El detalle de los armados se puede revisar en los planos anexados correspondientes a esta solución estructural.

Al finalizar este capítulo, se tiene elaborado los modelos y diseños finales de las dos variantes de diseño Hormigón Armado y Acero Estructural. Primero, los materiales ya se han definido las características y especificaciones que deben cumplir cada uno de estos para asegurar su calidad y correcto funcionamiento, segundo, la geometría para definir las secciones de los miembros estructurales, que están sujetas a cumplir con la resistencias y normas establecidas, y por último, el modelado de las cargas lo que se refiere a las combinaciones de estas, las cuales el edificio deberá soportar manteniendo el criterio de la deriva de piso.

En lo que se relaciona al diseño de las dos variantes se obtienen los planos de diseño, con los cuales se va a trabajar y a partir de estos se continua con el cálculo de las

cantidades de obra para cada rubro requerido en la estructura. Estas son cantidades necesarias para el presupuesto de cada variante. Los planos de diseño obtenidos se pueden revisar en el *Anexo 13. PLANOS ESTRUCTURALES*.

CAPÍTULO 3

ANÁLISIS COMPARATIVO TÉCNICO – ECONÓMICO ENTRE EL DISEÑO ESTRUCTURAL EN HORMIGÓN ARMADO Y EN ACERO ESTRUCTURAL

Introducción

En este capítulo se van a describir parámetros técnicos y económicos, para posteriormente en función de los mismos, seleccionar la alternativa más favorable de solución estructural para la edificación. El análisis técnico comprenderá: procesos constructivos, tipología estructural, tecnología; en la parte económica, volúmenes de obra, presupuestos y cronogramas. La decisión de la solución estructural se hará sobre la base de una ponderación de los aspectos técnicos y económicos.

3.1 Análisis técnico

En el análisis técnico se estudiará cada solución estructural por separado, tratando de evaluar los mismos aspectos, para realizar un análisis comparativo en igualdad de condiciones de cada material.

3.1.1 Cimentación

Dentro de cualquier proceso constructivo, la cimentación constituye el primer proceso a seguir para levantar una estructura, es de suma importancia ya que sobre los cimientos se asienta toda la estructura y es a donde se transmiten todas las cargas que sobre él actúan.

En nuestro análisis la cimentación para las dos soluciones estructurales, está constituido por varios subprocesos que a la vez son similares para las estructuras en cuestión, entre estos están: excavación a máquina hasta la profundidad determinada

en el diseño; excavación manual de plintos y cimientos; relleno compactado (en suelo natural o mejoramiento); desalojo de materiales; replantillo con hormigón simple; plintos de hormigón simple y el hormigón en vigas de cimentación. Las estructuras de acero se anclan a los cimientos a través las placas base que van sujetadas hacia los pernos de anclaje.

Los puntos a inspeccionar en la obra civil para una estructura metálica son: Soporte de anclaje (plinto), altura de rosca de perno de anclaje, nivel en la superficie de los plintos, alineación longitudinal de pernos de anclaje, alineación transversal, escuadra entre ejes de plintos, escuadra entre pernos, distancia entre ejes de pernos, luz entre ejes. Una vez que se ha verificado la cimentación se sigue montando los diferentes miembros estructurales, la forma que se haga y la herramienta que se utilice depende de la que se disponga, el método es indiferente, lo más importante es el control que se haga de los miembros ya montados (Rojas López, 2007).

Por motivos de diseño estructural y en función de la capacidad admisible del suelo se optó por realizar el mismo tipo de cimentación para las soluciones estructurales tanto hormigón armado como acero estructural.

3.1.2 Procesos constructivos y montaje

Se describirá cada solución estructural por separado, tratando de evaluar los mismos aspectos, para realizar un análisis comparativo en igualdad de condiciones de cada material.

3.1.2.1 Estructuras de acero

En las edificaciones realizadas con estructuras de acero se diferencian dos etapas claramente definidas, primero la fabricación de los miembros y segundo el montaje en obra de los mismos.

Para la etapa de montaje se requiere un control minucioso en el armado de los perfiles (soldadura), para así detectar imperfecciones relacionadas con el corte, soldadura, colocación de los miembros en las posiciones exactas y comprobación de

las características de los perfiles utilizando ensayos técnicos como: tintas penetrantes, radiografías, ultrasonido, entre las principales.

3.1.2.1.1 Personal

Para el montaje de las estructuras de acero, se requiere de personal calificado para realizar la soldadura, el cual debería contar con una certificación del *American Welding Society* (AWS), lo cual garantizaría que los obreros están capacitados para realizar trabajos con una certeza de calidad en la mano de obra; en Ecuador ese aspecto no se cumple a excepciones de proyectos de gran escala, ya que existe un limitado número de trabajadores que cuenten con esta certificación y los cuales no están dispuestos a trabajar por un salario no bien remunerado. Las empresas en general no asumen este costo en la mano de obra, por tal motivo se trabaja con personal que tenga experiencia en este campo, pero sin ninguna certificación aprobada en las normativas vigentes en el país (NEC-SE-AC, 2014).

3.1.2.1.2 Materiales

El acero es posible de adquirir en su totalidad al inicio del proyecto, pero en su defecto se debe contar con recursos económicos necesarios para cubrir con este gasto, el porcentaje de pago puede variar entre el 30 y 50% del costo total del material.

En nuestro medio contamos con empresas ya establecidas en el país, que cuentan con una variedad de tipos de secciones y miembros de acero para edificaciones, como perfiles laminados importados de secciones I, IPN, UPN, etc.; secciones armadas, formadas por perfiles o placas unidos mediante soldadura; secciones de acero dobladas en frío, como los perfiles U, G, L, entre otros. Así como secciones tubulares y cuadradas mayormente usadas (NEC-SE-AC, 2014).

Existen casos en que el diseño conlleva a utilizar perfiles no comerciales o que no existan en nuestro medio, entonces se tiene que considerar dos aspectos importantes para el abastecimiento del mismo, disponer de los recursos económicos necesarios para el pedido y considerar el tiempo de fabricación de los perfiles. Por tal motivo es

indispensable coordinar bien el cronograma de actividades, ya que es un punto crítico a considerar en el montaje de la estructura.

3.1.2.1.3 Maquinarias y herramientas

Para proyectos de estructura de acero se debe emplear maquinaria y equipo más costoso, que a su vez posea mayor tecnología para la fabricación y montaje de las mismas. La fabricación de los miembros componentes de la estructura se la realiza en un taller donde existe mayor facilidad para su manejo, se tienen equipos de oxicorte, equipos de corte de plasma, tipos de soldadoras especiales para procesos de suelda. Para el montaje de la estructura, se usa maquinaria pesada como grúas, montacargas, poleas y polipastos, herramientas menores en general. Además, son necesarios todos los insumos que cada equipo requiera para su operación, mantenimiento y reparación.

3.1.2.1.4 Proceso de montaje

En las estructuras metálicas, el montaje es la operación más importante del proceso constructivo, está compuesta por una serie de actividades que van desde el transporte, armado de la estructura, soldadura, pulido de las sueldas o en su defecto uniones con pernos, y el control e inspección.

Es un proceso industrializado, que comienza por la colocación de las columnas, su nivelación y posterior colocación de vigas, armado de la primera losa, luego se alinean y aploman las columnas y se repite el proceso para cada nivel.

Durante el proceso de montaje se requieren de maquinaria pesada (grúas), las cuales deben tener una capacidad de izaje establecida para así no generar mayores problemas al momento de levantar los miembros componentes de la estructura. Se debe tener en cuenta la seguridad ocupacional de trabajadores, ya que este proceso de montaje tiene un alto riesgo de accidentes laborales.

Según lo descrito en (Rojas López, 2007) continuación, se detallan algunos aspectos que contiene el proceso de montaje de la estructura:

- **Prefabricación:** Es el primer proceso donde se elaboran los miembros que van a ser parte de la estructura, comúnmente se fabrica en el taller, cumpliendo las características y especificaciones de las normas establecidas.
- **Trazado y Corte:** El trazado de las plantillas se realizará por personal especializado, ajustándose a las cotas de los planos de taller, con las tolerancias fijadas en el proyecto. El corte de láminas, platinas, perfiles y placas de acero para la fabricación de vigas, columnas y acoples, se lo realiza para lograr obtener las dimensiones definitivas indicados en los planos de taller. Los métodos comúnmente usados son: sierra, disco, cizalla, oxicorte y en algunos casos se usa el corte por plasma, observando las prescripciones que siguen.
- **Transporte:** Para el traslado se lo realiza en grandes vehículos adecuados para llevar estos elementos. Es necesario tomar en cuenta el tráfico en la vía de acceso a la obra, porque esta será interrumpida al momento de descargar.
- **Armado o Montaje:** Para el montaje primero se hacen los cordones de soldadura, que se utilizan para armar la estructura dando paso a la soldadura definitiva. Luego se colocan, sujetan y sueldan los elementos, con el respectivo personal calificado y se lo efectúa con ayuda de grúas, evitándose de esta forma excesivas pérdidas de tiempo durante el armado de la estructura.
- **Soldadura:** Es el procedimiento donde mayor cuidado e inspección se debe tener, es necesario contar con personal certificado para su ejecución y deberá ser revisado con certificación AWS CWI (*American Welding Society, Certified Welding Inspector*). Los aspectos principales que se deben controlar son: calidad de soldadura, forma, dimensiones, penetración y consideraciones generales, los cuales se complementaran con ensayos de comprobación.
- **Control e Inspección:** Se puede efectuar ensayos para verificar la calidad del acero antes de efectuar la construcción. Los ensayos que se realizan para determinar la calidad son del límite de fluencia, tracción y compresión, con estos valores se obtienen las características más importantes del acero. También es muy necesario el control de calidad en las uniones durante la prefabricación y el montaje, sobre todo en las juntas soldadas, que deben regirse a los planos de taller, especificados en los WPS.

3.1.2.2 Estructuras de hormigón armado

3.1.2.2.1 Personal

Para la construcción de una estructura en hormigón armado no se necesita de personal altamente calificado, la calidad de las estructuras se garantiza por medio de la experiencia que tienen los trabajadores. La oferta laboral constituye maestros, albañiles, ayudantes, peones entre otros, cuya remuneración está regulada para cada cargo que se desempeñe.

3.1.2.2.2 Materiales

Los materiales que se requieren son básicamente hormigón y acero de refuerzo, en nuestro medio existe una gran facilidad para la adquisición de los mismos debido a la cantidad de fábricas y empresas que ofertan estos materiales, y no se generan mayores dificultades para ponerlos en obra.

3.1.2.2.3 Maquinaria y herramientas

Entre las máquinas están las necesarias para transportar materiales como poleas, tecles, cuando son cargas pequeñas, mientras que para grandes cargas es necesaria la utilización de grúas o plumas para elevar a grandes alturas a los diferentes pisos. El hormigón hoy en día generalmente es transportado a su sitio de colado por de tuberías de acero, impulsado mediante bombas, proporcionado por empresas hormigoneras y para el traslado entre pisos se usan carretillas, mientras que los operarios utilizan palas, picos, barras, andamios, entre otras herramientas de fácil consecución en nuestro medio.

3.1.2.2.4 Proceso de ejecución

Se comienza disponiendo del trazado y corte del acero de refuerzo, para ello de acuerdo a los planos se especifica la cantidad y dimensiones de varillas a utilizarse. Paralelamente se inicia con el encofrado de las secciones y una vez que se tiene el acero cortado y figurado se prosigue al armado de los elementos; previo a su fundición, se requiere verificar que se haya respetado lo indicado en los planos estructurales.

Se procede a la fundición de los miembros y luego al curado del hormigón, este paso es importante, ya que se necesita mantener las condiciones adecuadas de humedad, para evitar fisuraciones.

A continuación, se describen según (Rojas López, 2007) algunos aspectos importantes que comprenden el proceso de ejecución de proyectos en Hormigón armado:

- **Aceros de refuerzo:** De acuerdo al diseño se especifican la cantidad de varillas y sus respectivas dimensiones para cada elemento estructural. Así se preparan las varillas y se doblan de acuerdo a las dimensiones. Para la colocación se disponen de acuerdo a los requerimientos estructurales una vez que han sido sujetadas entre sí a través de alambre o con soldadura, y se empieza con el armado de cadenas, columnas, vigas y losas, su procedimiento es secuencial para cada caso.
- **Encofrado:** El encofrado es una actividad que consume tiempo y mano de obra; requiere de un control continuo, puesto que es el molde de la estructura que se edifica. Dentro del encofrado, es importante tener cuidado con el sistema de apuntalamiento, ya que éste soportará las solicitaciones generados durante el vertido del hormigón.
- **Transporte y vaciado:** Dentro de la obra, el transporte del hormigón puede realizarse mediante carretillas cuando las condiciones lo permiten; y cuando la altura es considerable se realiza el proceso de bombeo a través de tuberías de acero. El vaciado y la compactación son las actividades que nos darán el acabado final y la calidad del hormigón, ya que un correcto vibrado evitará la segregación del mismo. Se debe tomar en cuenta también un correcto curado del hormigón.

3.1.2.2.5 Control e inspección

Una desventaja para el control del hormigón es que no se puede tener certeza de la uniformidad del material; si bien, cuando es producido en planta, se asume que este cumple con los requerimientos técnicos, pero cuando es fabricado en obra, se tiene cierta incertidumbre. Para evaluar su resistencia se requiere de un plazo de tiempo

luego de ejecutarse, con la desventaja de ordenar la demolición del elemento en caso de incumplir con la resistencia especificada.

3.2 Análisis económico

Considerando la gran importancia que tiene el análisis de la estructura de un edificio es indudable que el conocimiento del análisis económico de un proyecto, aumentará el valor y capacidad de un profesional en el campo de la ingeniería para optar por la solución estructural más favorable. En este análisis hace referencia a la parte económica del proyecto, el mismo que será enfocada desde varios puntos de vista de costos tanto para las estructuras metálicas como para las de hormigón, para aquello es importante definir los rubros presentes para cada una de las estructuras, a fin que sirvan de base para el análisis comparativo entre ambas estructuras y sean evaluados para determinar la más factible económicamente.

3.2.1 Presupuesto

El presupuesto de un proyecto representa la estimación de los gastos mínimos que se van a realizar a futuro, basado en las cuantificaciones de los diferentes rubros que intervienen en el mismo. El presupuesto es parte esencial en la planificación de un proyecto ya que permite tener un conocimiento del posible gasto y así tratar de optimizar los recursos de la mejor manera.

El presupuesto está formado por la serie de rubros que intervienen en la construcción de la obra y de los cuales se requiere hacer un análisis de precio unitario para así determinar el valor a cobrar por la ejecución del mismo. Para cada análisis se revisa los costos directos y los costos indirectos que influyen. Para definir el presupuesto de las estructuras es necesario realizar un análisis de precios unitarios (APU), el mismo se detalla a continuación.

3.2.1.1 Análisis de precios unitarios

El análisis para la determinación del costo total de la estructura de un edificio requiere el estudio de cada una de las partes que lo constituyen, estos son conocidos como rubros, los mismos que son propios para cada proyecto. En la elaboración de precios unitarios intervienen dos tipos de costos: directos e indirectos, los cuales se detallarán posteriormente en el *Anexo 11. Análisis de Precios Unitarios*. En el análisis de precios unitarios intervienen dos factores importantes como son, el factor de utilización y el rendimiento.

- **Factor de utilización:** Este factor es subjetivo y su valor implica generalmente una sobredimensión que espera disminuir las pérdidas de tiempo en obra. Por ejemplo, hay equipos que se utilizan para cubrir ciertos procesos pero que solo trabajan parte del tiempo que lleva ejecutar parte de este fin. Este factor se utilizará solo para los equipos y mano de obra.
- **Rendimiento:** Esto depende de cada empresa, cada una puede tener sus propios factores de rendimiento ya que dependen de la capacidad propia del medio, tipo de proyecto y la experiencia propia de los constructores. Por tal razón dentro del análisis de precios unitarios en los factores de equipo y mano de obra, interviene un valor de rendimiento, que se traduce en un valor económico, que influye necesariamente en el costo total. Pero en los materiales, que es otro rubro no se puede variar su utilidad, por lo cual no se tiene un valor de rendimiento que influya.

3.2.1.1.1 Análisis de costos

Para el análisis de precios unitarios se revisa los costos directos que se generan en cuatro aspectos: mano de obra, equipos, materiales y transporte; a estos se les suma los costos indirectos ocasionados durante la ejecución de la obra.

3.2.1.1.1.1 Costos directos

Los costos directos son aquellos que se generan exclusivamente en cada proyecto y responden al costo de herramientas, sueldos de trabajo según su rendimiento, el

suministro de materiales, costos de transporte, entre otros, es decir todos los gastos que intervienen directamente en la ejecución de un proyecto de construcción.

A continuación, se detallan los parámetros que se consideran en el análisis de los costos directos.

3.2.1.1.1.1 Mano de obra

La mano de obra corresponde al costo del trabajo manual (humano) necesario para la construcción del proyecto. El análisis de costos se lo hará de acuerdo al Registro Oficial, componentes salariales, para operadores y mecánicos de maquinaria pesada, soldadores, y trabajadores de la construcción, divididos por categorías según la actividad que desempeñan. Las tarifas de jornal diario mínimo están definidas por la Contraloría General del estado en sus publicaciones oficiales. El rendimiento se lo expresa en horas - hombre (costo horario).

3.2.1.1.1.2 Materiales

Los materiales son todos los insumos que intervienen como materia prima necesaria para la construcción de la obra. Todos los materiales deben seleccionarse de los mejores proveedores para garantizar la calidad de los mismos, tomando en cuenta la disponibilidad de la materia prima dentro del mercado.

3.2.1.1.1.3 Equipos y maquinaria

Estos costos corresponden a la tarifa impuesta por el uso o arrendamiento del equipo necesario, ya sea maquinaria pesada, herramienta menor o demás equipos usados en la construcción.

3.2.1.1.1.4 Transporte

Corresponde a los costos por traslado de material, maquinaria, etc. que por lo general está ya considerado o es asumido internamente. En nuestro caso, a los rubros no se les está considerando el transporte.

3.2.1.1.2 Costos indirectos

Los costos indirectos son los efectuados por concepto de gastos administrativos, utilidades, imprevistos, impuestos, dirección de obra, entre otros, que son necesarios para un correcto funcionamiento de una construcción. La incidencia de estos costos varía dependiendo de la capacidad y organización de la empresa constructora. La utilidad, es un beneficio para el constructor, que depende de las condiciones en las que se encuentra un proyecto, riesgos de inversión, tiempo de recuperación del capital entre otros.

Tabla 3-1. Componentes del costo indirecto

No	COMPONENTES	%
1	DIRECCION DE OBRA	2,17%
2	ADMINISTRATIVOS	1,50%
3	LOCALES PROVISIONALES/BODEGAS	0,22%
4	VEHICULOS	0,00%
5	SERVICIOS PUBLICOS, VIGILANCIA Y CUSTODIA	0,61%
6	IESS TRABAJADORES	1,01%
7	GARANTIAS	0,62%
8	SEGUROS	0,26%
9	IMPUESTOS Y CONTRIBUCIONES DE LEY	1,00%
10	COSTOS FINANCIEROS	1,50%
11	PREVENCION DE ACCIDENTES	0,87%
12	OTROS: Manejo Conjunto, anticipo	0,50%
12.1	GASTOS OFERTA	0,10%
12.2	IMPREVISTOS	1,00%
12.3	IMPACTOS AMBIENTALES	0,24%
13	UTILIDAD	6,70%
	TOTAL	18,29%

Fuente: (Rojas López, 2007)

Para el proyecto en estudio se considera un porcentaje del 18% de indirectos, se puede revisar el desarrollo de la utilidad y costos indirectos en el *Anexo 9. Obtención de utilidad y costos indirectos*.

Una vez que ya están definidos los costos directos e indirectos, se realizan los análisis de precios unitarios de cada variante. Para la elaboración de estos es

necesario cuantificar las cantidades de obra y precio unitario para obtener el monto a pagar, se puede revisar el *Anexo 10. Volúmenes de obra*.

Para el análisis de precios unitarios de las dos variantes, se contó con la base de datos del proyecto de la COLEGIO RÉPLICA FEBRES CORDERO, a la cual se le actualizo los costos correspondientes a la mano de obra. Se puede revisar en el *Anexo 11. Volúmenes de obra*.

3.2.1.2 Presupuesto de la variante de hormigón armado

PROYECTO		SOLUCION ESTRUCTURAL NUEVO EDIFICIO ADMINISTRATIVO DE LA UNIVERSIDAD DEL AZUAY				
		SOLUCION ESTRUCTURAL EN HORMIGON ARMADO				
Ubicación:		Cuenca				
Fecha:		12/04/2016				
Item	Código	Descripción	Unidad	Cantidad	P.Unitario	P.Total
001		OBRAS PRELIMINARES				4,706.90
1,001	501150	Construcción de bodega	m2	20.00	36.41	728.20
1,002	501151	Demolición estructura existente	m3	100.00	7.98	798.00
1,003	501152	Desalojo de materiales de demolición	m3	923.75	3.30	3,048.38
1,004	500003	Replanteo y Nivelación	m2	307.73	0.43	132.32
2		MOVIMIENTOS DE TIERRA				11,922.84
2,001	502009	Excavación mecánica en suelo sin clasificar, 0<H<2 m	m3	969.11	2.74	2,655.36
2,002	502003	Excavación manual en suelo sin clasificar, 0<H<2 m	m3	96.91	7.32	709.38
2,003	502156	Compactación subrasante	m3	307.73	4.00	1,230.92
2,004	502157	Relleno compactado con material de mejoramiento importado	m3	112.05	15.68	1,756.94
2,005	502158	Relleno compactado con material de sitio	m3	60.34	4.81	290.24
2,006	501153	Desalojo material de excavación hasta 6 km, incluye escombrera	m3	1,600.00	3.30	5,280.00
3		ESTRUCTURA DE HORMIGÓN ARMADO				180,774.13
3,001	505153	Hormigón simple en F'c=240 Kg/cm2	m3	320.66	133.37	42,766.42
3,002	505154	Hormigón Simple F'c=140 Kg/cm2	m3	15.36	86.06	1,321.88
3,003	510076	Encofrado recto de madera (Varios usos) Incluye apuntalamiento	m2	2,071.24	5.33	11,039.71
3,004	507114	Acero de refuerzo en varillas corrugadas fy=4200 Kg/cm2 (provisión, conf. y colocación)	Kg	53,312.00	2.19	116,753.28
3,005	509013	Malla Electro soldada tipo R-188 mm c/15 cm	m2	986.92	5.85	5,773.48
3,006	528091	Alivianamiento para losa de 25 cm	u	4,874.00	0.64	3,119.36
SUBTOTAL						197,403.87
IVA					12%	23,688.46
TOTAL						221,092.33

Son: DOSCIENTOS VEINTE Y UNO MIL NOVENTA Y DOS CON 33/100 DÓLARES

PROYECTO: Solución Estructural en Hormigón Armado									
CRONOGRAMA VALORADO									
Plazo: 180 días		Desde: 12/04/2016			Hasta: 08/10/2016				
RUBRO	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL	TIEMPO: MENSUAL					
				1	2	3	4	5	6
0. Solución Estructural en Hormigón Armado									
001. Obras preliminares									
Construcción de bodega	20	36.41	728.2	100.00000 %					
				20					
				728.2					
Demolición estructura existente	100	7.98	798	100.00000 %					
				100					
				798					
Desalojo de materiales de demolición	923.75	3.3	3048.38	100.00000 %					
				923.75					
				3048.38					
Replanteo y Nivelación	307.73	0.43	132.32	100.00000 %					
				307.73					
				132.32					
002. MOVIMIENTOS DE TIERRA									
Excavación mecánica en suelo sin clasificar, 0<H<2 m	969.11	2.74	2655.36	70.00000 %	30.00000 %				
				678.377	290.733				
				1858.75	796.61				
Excavación manual en suelo sin clasificar, 0<H<2 m	96.91	7.32	709.38	30.00000 %	70.00000 %				
				29.073	67.837				
				212.81	496.57				
Compactación subrasante	307.73	4	1230.92		80.00000 %	20.00000 %			
					246.184	61.546			
					984.74	246.18			
Relleno compactado con material de mejoramiento importado	112.05	15.68	1756.94		40.00000 %	30.00000 %	30.00000 %		
					44.82	33.615	33.615		
					702.78	527.08	527.08		

Relleno compactado con material de sitio	60.34	4.81	290.24		30.00000 %	70.00000 %			
					18.102	42.238			
					87.07	203.17			
Desalojo material de excavación hasta 6 km, incluye escombrera	1600	3.3	5280	20.00000 %	20.00000 %	20.00000 %	20.00000 %	20.00000 %	
				320	320	320	320	320	
				1056	1056	1056	1056	1056	
003. ESTRUCTURA DE HORMIGÓN ARMADO									
Hormigón simple en F'c=240 Kg/cm2	320.66	133.37	42766.42				30.00000 %	40.00000 %	30.00000 %
							96.198	128.264	96.198
							12829.93	17106.57	12829.93
Hormigón Simple F'c=140 Kg/cm2	15.36	86.06	1321.88			20.00000 %	60.00000 %	20.00000 %	
						3.072	9.216	3.072	
						264.38	793.13	264.38	
Encofrado recto de madera (Varios usos) Incluye apuntalamiento	2071.24	5.33	11039.71				40.00000 %	30.00000 %	30.00000 %
							828.496	621.372	621.372
							4415.88	3311.91	3311.91
Acero de refuerzo en varillas corrugadas fy=4200 Kg/cm2 (provisión, conf. y colocación)	53312	2.19	116753.28				40.00000 %	30.00000 %	30.00000 %
							21324.8	15993.6	15993.6
							46701.31	35025.98	35025.98
Malla Electro soldada tipo R-188 mm c/15 cm	986.92	5.85	5773.48				40.00000 %	30.00000 %	30.00000 %
							394.768	296.076	296.076
							2309.39	1732.04	1732.04
Alivianamiento para losa de 25 cm	4874	0.64	3119.36				40.00000 %	30.00000 %	30.00000 %
							1949.6	1462.2	1462.2
							1247.74	935.81	935.81
INVERSION MENSUAL				7834.46	4123.77	2296.81	69880.46	59432.69	53835.67
AVANCE PARCIAL EN %				3.96874 %	2.08900 %	1.16350 %	35.39974 %	30.10715 %	27.27184 %
INVERSION ACUMULADA				7834.46	11958.23	14255.04	84135.5	143568.19	197403.86
AVANCE ACUMULADO EN %				3.96%	6.05%	7.22%	42.62%	72.72%	99.99%

3.2.1.3 Presupuesto de la variante de acero estructural

PROYECTO		SOLUCION ESTRUCTURAL NUEVO EDIFICIO ADMINISTRATIVO DE LA UNIVERSIDAD DEL AZUAY					
		SOLUCION ESTRUCTURAL EN ACERO					
Ubicación:		Cuenca					
Fecha:		14/04/2016					
Item	Código	Descripción	Unidad	Cantidad	P.Unitario	P.Total	
001		PRELIMINARES					4,706.90
1,001	501150	Construcción de bodega	m2	20.00	36.41		728.20
1,002	501151	Demolición estructura existente	m3	100.00	7.98		798.00
1,003	501152	Desalojo de materiales de demolición	m3	923.75	3.30		3,048.38
1,004	500003	Replanteo y Nivelación	m2	307.73	0.43		132.32
2		MOVIMIENTO DE TIERRAS					11,922.84
2,001	502009	Excavación mecánica en suelo sin clasificar, 0<H<2 m	m3	969.11	2.74		2,655.36
2,002	502003	Excavación manual en suelo sin clasificar, 0<H<2 m	m3	96.91	7.32		709.38
2,003	502156	Compactación subrasante	m3	307.73	4.00		1,230.92
2,004	502157	Relleno compactado con material de mejoramiento importado	m3	112.05	15.68		1,756.94
2,005	502158	Relleno compactado con material de sitio	m3	60.34	4.81		290.24
2,006	501153	Desalojo material de excavación hasta 6 km, incluye escombrera	m3	1,600.00	3.30		5,280.00
3		ESTRUCTURA DE ACERO					226,946.46
3,001	505153	Hormigón simple en F _c =240 Kg/cm ²	m3	236.02	133.39		31,482.71
3,002	505154	Hormigón Simple F _c =140 Kg/cm ²	m3	15.36	86.06		1,321.88
3,003	510076	Encofrado recto de madera (Varios usos) Incluye apuntalamiento	m2	917.63	5.33		4,890.97
3,004	507115	Placa colaborante de acero galvanizado e=0.65 mm para losa, suministro y colocación, incluye conectores de corte	m2	772.86	21.65		16,732.42
3,005	507114	Acero de refuerzo en varillas corrugadas f _y =4200 Kg/cm ² (provisión, conf. y colocación)	Kg	24,277.00	2.19		53,166.63
3,006	507116	Acero ASTM A36 estructural en perfiles, suministro y montaje, incluye pintura anticorrosiva	Kg	50,460.00	2.24		113,030.40
3,007	509013	Malla Electro soldada tipo R-188 mm c/15 cm	m2	1,080.59	5.85		6,321.45
SUBTOTAL							243,576.20
IVA						12%	29,229.14
TOTAL							272,805.34

Son: DOSCIENTOS SETENTA Y DOS MIL OCHOCIENTOS CINCO CON 34/100 DÓLARES

PROYECTO: Solución Estructural en Acero							
CRONOGRAMA VALORADO							
Plazo: 120 días		Desde: 12/04/2016		Hasta: 08/10/2016			
RUBRO	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL	TIEMPO: MENSUAL			
				1	2	3	4
0. Solución Estructural en Acero							
001. PRELIMINARES							
Construcción de bodega	20	36.42	728.4	100.00000 %			
				20			
				728.4			
Demolición estructura existente	100	7.98	798	100.00000 %			
				100			
				798			
Desalojo de materiales de demolición	923.75	3.3	3048.38	100.00000 %			
				923.75			
				3048.38			
Replanteo y Nivelación	307.73	0.43	132.32	100.00000 %			
				307.73			
				132.32			
002. MOVIMIENTO DE TIERRAS							
Excavación mecánica en suelo sin clasificar, 0<H<2 m	969.11	2.75	2665.05	70.00000 %	30.00000 %		
				678.377	290.733		
				1865.54	799.52		
Excavación manual en suelo sin clasificar, 0<H<2 m	96.91	7.32	709.38	30.00000 %	70.00000 %		
				29.073	67.837		
				212.81	496.57		
Compactación subrasante	307.73	4	1230.92		80.00000 %	20.00000 %	
					246.184	61.546	
					984.74	246.18	
Relleno compactado con material de mejoramiento importado	112.05	15.69	1758.06		30.00000 %	70.00000 %	
					33.615	78.435	

					527.42	1230.64	
Relleno compactado con material de sitio	60.34	4.81	290.24		30.00000 %	70.00000 %	
					18.102	42.238	
					87.07	203.17	
Desalojo material de excavación hasta 6 km, incluye escombrera	1600	3.3	5280		25.00000 %	25.00000 %	25.00000 %
					400	400	400
					1320	1320	1320
003. ESTRUCTURA DE ACERO							
Hormigón simple en F'c=240 Kg/cm2	236.02	133.39	31482.71			70.00000 %	30.00000 %
						165.214	70.806
						22037.9	9444.81
Hormigón Simple F'c=140 Kg/cm2	15.36	86.08	1322.19		20.00000 %	80.00000 %	
					3.072	12.288	
					264.44	1057.75	
Encofrado recto de madera (Varios usos) Incluye apuntalamiento	917.63	5.33	4890.97		30.00000 %	70.00000 %	
					275.289	642.341	
					1467.29	3423.68	
Placa colaborante de acero galvanizado e=0.65 mm para losa, suministro y colocación, incluye conectores de corte	772.86	21.67	16747.88			70.00000 %	30.00000 %
						541.002	231.858
						11723.52	5024.36
Acero de refuerzo en varillas corrugadas fy=4200 Kg/cm2 (provisión, conf. y colocación)	24277	2.2	53409.4		80.00000 %	20.00000 %	
					19421.6	4855.4	
					42727.52	10681.88	
Acero ASTM A36 estructural en perfiles, suministro y montaje, incluye pintura anticorrosiva	50460	2.23	112525.8			50.00000 %	50.00000 %
						25230	25230
						56262.9	56262.9
Malla Electro soldada tipo R-188 mm c/15 cm	1080.59	5.85	6321.45			80.00000 %	20.00000 %
						864.472	216.118
						5057.16	1264.29
INVERSION MENSUAL				8105.45	48674.57	113244.78	73316.36
AVANCE PARCIAL EN %				3.33089 %	20.00260 %	46.53745 %	30.12904 %
INVERSION ACUMULADA				8105.45	56780.02	170024.8	243341.16
AVANCE ACUMULADO EN %				3.33%	23.33%	69.87%	100.00%

De las tablas revisadas anteriormente, se obtiene los costos totales de las dos variantes, el tiempo de ejecución y el costo por metro cuadrado.

Tabla 3-2. Relación costo/beneficio

VARIANTE	Área de construcción (m ²)	Presupuesto (dólares)	Tiempo de ejecución (meses)	Costo por m ² (Presupuesto/Área)
Hormigón Armado	772.78	\$ 197,403.87	6 meses	255.45
Acero Estructural	772.78	\$ 243,576.20	4 meses	315.19

3.2.2 Análisis de la relación costo/beneficio

En relación a la construcción en nuestro medio, las personas que abarcan el mercado son mayoritariamente los inversionistas y empresarios interesados en invertir en estos tipos de proyectos debido a los precios que tienen, por lo cual se considera el precio por metro cuadrado y la percepción de los compradores con respecto al tipo de diseño constructivo. Entonces, al considerar dos opciones de diseño se procedió a consultar a profesionales dedicados a este tipo de construcciones y se asume que en un diseño de hormigón armado el mercado está dispuesto a pagar un 20% más sobre el costo del metro de construcción y en acero estructural hasta un 15% sobre el costo, por lo tanto, en nuestro proyecto quedaría de la siguiente manera:

$$Precio_{estructura} = cu + \%cu$$

En donde cu es el costo por metro cuadrado del diseño estructural para cualquiera de las dos variantes y $\%cu$ es el porcentaje sobre el costo, continuando con esta ecuación se obtendría los precios para las dos variantes:

Hormigón: $Precio_{estructura} = 255.45 + 0.20 \times 255.45$

Acero: $Precio_{estructura} = 315.19 + 0.15 \times 315.19$

Mientras que la relación costo beneficio, se obtiene a través de la siguiente expresión:

$$B/C = \text{Precio}_{\text{estructura}} / \text{Costo}_{\text{estructura}}$$

Después de hacer los cálculos anteriores se fija una relación costo/beneficio de un diseño estructural de acero es 1,15, que es menor a la obtenida en un diseño en hormigón armado, que es de 1,2 por lo tanto la ganancia es mayor en hormigón armado, pero solamente en relación a la inversión; sin embargo, esta aseveración sería subjetiva al evaluar el tiempo de retorno del capital y esto depende de la aceptación del mercado.

3.3 Análisis comparativo entre las variantes de hormigón y acero

Para la realización del análisis comparativo ya se tienen definidas la parte técnica y económica de cada una de las variantes, con lo cual se realizó una matriz comparativa sobre distintos aspectos que para nuestra consideración son los más relevantes, se puede ver en la siguiente tabla:

Tabla 3-3. Tabla comparativa entre soluciones de hormigón y acero.

Parámetro	Variante de Hormigón Armado	Variante de Acero Estructural
Peso de las estructuras	<ul style="list-style-type: none"> Miembros pesados. Peso estructura: 	<ul style="list-style-type: none"> Miembros ligeros. Peso estructura:
Resistencia	<ul style="list-style-type: none"> Se verifica después de un plazo de tiempo de puesta en ejecución. 	<ul style="list-style-type: none"> Las características se obtienen con un certificado antes de su puesta en ejecución.
Seguridad	<ul style="list-style-type: none"> Estructuras menos dúctiles ante acciones sísmicas. Cortante basal dinámico: 122,86 ton. Cortante basal estático: 131,08 ton. Distorsiones en columna: X(0,0060) Y(0,0083) (son mayores que en acero) 	<ul style="list-style-type: none"> Estructuras más dúctiles ante acciones sísmicas. Cortante basal dinámico: 80,073 ton. Cortante basal estático: 81,02 ton. Distorsiones en columna: X(0,0076) Y(0,0091) (son mayores que en acero)

Mano de Obra	<ul style="list-style-type: none"> • Requiere personal calificado, no necesita certificación. • Facilidad para conseguir mano de obra. 	<ul style="list-style-type: none"> • Requiere personal calificado, con certificación AWS. • Dificultad para conseguir personal certificado.
Materiales	<ul style="list-style-type: none"> • Fácil disponibilidad. • No se consigue en totalidad debido a que no se puede almacenar por sus características. 	<ul style="list-style-type: none"> • No hay disponibilidad inmediata de los perfiles • Requieren ser fabricados. • Se adquieren totalmente y se almacenan.
Maquinaria Pesada	<ul style="list-style-type: none"> • Disponibilidad rápida de equipo para su vaciado. • Alquiler de maquinaria menos costoso. 	<ul style="list-style-type: none"> • Dificil disponibilidad de equipo para su montaje (grúas) en nuestro medio. • Alquiler más costoso.
Mantenimiento	<ul style="list-style-type: none"> • Mantenimiento constante, debido a las fisuraciones por secado. 	<ul style="list-style-type: none"> • Mantenimiento constante, con respecto a la corrosión.
Impacto Ambiental	<ul style="list-style-type: none"> • El hormigón que se destruye ya no se utiliza. 	<ul style="list-style-type: none"> • El acero es reutilizable para otros fines.
Tiempo de Vida Útil	<ul style="list-style-type: none"> • Con un adecuado mantenimiento tiene un tiempo de vida prolongado. 	<ul style="list-style-type: none"> • Con un adecuado mantenimiento tiene un tiempo de vida prolongado.
Plazo de Ejecución	<ul style="list-style-type: none"> • 6 meses. 	<ul style="list-style-type: none"> • 4 meses.
Presupuesto	<ul style="list-style-type: none"> • \$ 221,092.33 	<ul style="list-style-type: none"> • \$ 272,805.34

En la tabla presentada se puede ver ventajas y desventajas de la una solución estructural respecto con la otra, entonces para poder evaluar de una mejor manera, se puede realizar una matriz de ponderación para elegir la variante más conveniente para el proyecto.

3.4 Selección del diseño estructural

Para la selección se realizó un método cualitativo por puntos, donde se evaluaron los pesos ponderados de cada una de las variables asignándoles un valor de importancia, esta valoración depende mucho del criterio y experiencia de la persona que está evaluándolas. Para la generación de esta matriz se hizo énfasis en tres aspectos:

tecnología del material, economía de la obra y calidad de la obra. La calificación se hará de la siguiente manera.

TECNOLOGÍA

FACTOR MANO DE OBRA CALIFICACIÓN

Requiere mano de obra calificada

<i>Si</i>	3
<i>Parcialmente</i>	2
<i>No</i>	1

Disponibilidad de trabajadores en el mercado

<i>Si</i>	3
<i>Parcialmente</i>	2
<i>No</i>	1

MAQUINARIA

Disponibilidad de maquinaria

<i>Fácil acceso en el mercado</i>	3
<i>Difícil acceso en el mercado</i>	2
<i>No se tiene acceso en el mercado</i>	1

Personal calificado para el manejo

<i>Si</i>	3
<i>Parcialmente</i>	2
<i>No</i>	1

MATERIALES

Disponibilidad de materiales

<i>Fácil acceso en el mercado</i>	3
<i>Difícil acceso en el mercado</i>	2
<i>No se tiene acceso en el mercado</i>	1

Garantía de uniformidad del material

<i>Si</i>	3
<i>Parcialmente</i>	2
<i>No</i>	1

ECONOMÍA

FACTOR PRESUPUESTO CALIFICACIÓN

Monto del Presupuesto

<i>Menos costosa</i>	3
<i>Iguales</i>	2
<i>Más costosa</i>	1

Relación Costo/Beneficio

<i>Mayor ganancia</i>	3
<i>Igual ganancia</i>	2
<i>Menor ganancia</i>	1

TIEMPO DE EJECUCIÓN**Tiempo de ejecución**

<i>Menor plazo</i>	3
<i>Iguales</i>	2
<i>Mayor plazo</i>	1

CALIDAD**FACTOR****CALIFICACIÓN****INSPECCIÓN Y CONTROL DE CALIDAD****Dispone personal calificado para inspección**

<i>Si</i>	3
<i>Parcialmente</i>	2
<i>No</i>	1

Control de calidad en planta

<i>Alto</i>	3
<i>Medio</i>	2
<i>Bajo</i>	1

Control de calidad en obra

<i>Alto</i>	3
<i>Medio</i>	2
<i>Bajo</i>	1

A partir de estos factores se elaboró una matriz de ponderaciones de cada una de las soluciones y se determinó cual es la mejor opción, dependiendo de la que mayor peso tenga al ser evaluada.

Tabla 3-4. Matriz de pesos ponderados de las dos variantes

FACTOR	PESO	VARIANTES DE DISEÑO			
		ESTRUCTURA DE HOMIRGÓN ARMADO		ESTRUCTURA DE ACERO ESTRUCTURAL	
		CALIF.	PONDERACIÓN	CALIF.	PONDERACIÓN
TECNOLOGÍA	35%		0.89		0.57
MANO DE OBRA	20%		0.52		0.36
<i>Requiere mano de obra calificada</i>	8%	2	0.16	3	0.24
<i>Disponibilidad de trabajadores en el mercado</i>	12%	3	0.36	1	0.12
MAQUINARIA	5%		0.13		0.05
<i>Disponibilidad de maquinaria</i>	3%	3	0.09	1	0.03
<i>Personal calificado para el manejo</i>	2%	2	0.04	1	0.02
MATERIALES	10%		0.24		0.16
<i>Disponibilidad de materiales</i>	7%	3	0.21	1	0.07
<i>Garantía de uniformidad del material</i>	3%	1	0.03	3	0.09
ECONOMÍA	50%		1.25		1.05
PRESUPUESTO	25%		0.75		0.30
<i>Monto del Presupuesto</i>	20%	3	0.60	1	0.2
<i>Relación Costo/Beneficio</i>	5%	3	0.15	2	0.1
TIEMPO DE EJECUCIÓN	25%		0.50		0.75
<i>Tiempo de ejecución</i>	25%	2	0.50	3	0.75
CALIDAD	15%		0.40		0.40
INSPECCIÓN Y CONTROL DE CALIDAD	15%		0.40		0.40
<i>Dispone personal calificado para inspección</i>	8%	3	0.24	2	0.16
<i>Control de calidad en planta</i>	4%	2	0.08	3	0.12
<i>Control de calidad en obra</i>	4%	2	0.08	3	0.12
TOTAL	100%		2.54		2.02

Los parámetros correspondientes para las soluciones estructurales correspondientes, fueron consultados por dos ingenieros con experiencia en el área de estudio, el Ingeniero José Vázquez y el Ingeniero Roberto Gamón. De donde se puede sacar conclusiones importantes acerca del análisis y son las siguientes:

1. Con respecto a la mano de obra, en nuestro medio hay escasez de profesionales especializados en estructuras de acero lo que hace deficiente construcción y fiscalización de las mismas, mientras que en hormigón hay disponibilidad completa de personal técnico y obrero debido más que todo a la experiencia, lo que asegura una buena calidad de las obras de construcción de este tipo.
2. Desde el punto de vista de los materiales, el hormigón presenta menos complicaciones, debido a que hay bastante demanda y oferta en nuestro medio, lo que hace más económico, pero no genera completa confiabilidad debido a que no es totalmente uniforme. En tanto, el acero presenta más debilidades, la más influyente es la falta de abastecimiento, pues su adquisición resulta complicada ya que no se encuentra en stock, generando que el constructor tenga que invertir más dinero para conseguir todo el material para almacenarlo, por lo tanto, lo hace más costoso.
3. Por último, en lo que se refiere al presupuesto, entre las dos efectivamente la solución de hormigón es más beneficiosa porque resulta más económica, no obstante, la confiabilidad de la obra parte desde la concepción hasta su ejecución siempre que se tenga una buena técnica constructiva cumpliendo todas las normas en vigencia.

Finalmente, se analizó y seleccionamos la solución más favorable que es la de Hormigón Armado.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Conclusiones:

- En los últimos años, la construcción ha tenido un constante crecimiento, construcciones de gran variedad tales como: edificios, vías, viviendas, urbanizaciones, etc., todo esto hasta el año 2015 donde se paralizaron algunas de estas, por lo tanto es evidente un notorio cambio debido a la crisis existente en el país, además esto ha generado desempleo y escasa construcción en nuestro medio.
- Por otra parte, se ha descrito los materiales y sus características más importantes para su mejor entendimiento, que nos sirve de fundamento durante el proceso de modelo y diseño estructural, así también para la mejor opción en lo que a sistemas estructurales se refiere.
- Se realizó los modelos y diseños estructurales de las dos soluciones tanto en hormigón armado como en acero estructural del edificio administrativo de la Universidad del Azuay, se puede considerar el uso de cualquiera de las dos variantes ya que cumplen a cabalidad con las normas de acuerdo con las derivas de piso y las flechas, sin embargo, se determinó los cortantes basales donde se evidencia que estas fuerzas son menores en la solución de acero debido a las diferentes masas, con esto representa una ventaja con respecto al hormigón.
- Para el diseño se utilizó el método de los estados límites últimos (E.L.U.) para todos los miembros estructurales, para hormigón armado se usó las recomendaciones descritas en el ACI, y para acero el AISC Y AISI, siempre cumpliendo el criterio de columna fuerte – viga débil. Luego se determinó armados comerciales, tratando de conservar un solo tipo para mayor facilidad en la lectura de planos y posterior construcción por parte de los obreros, que ayuda a la disminución de errores durante el proceso.

- Luego, para la realización del análisis técnico-económico, se obtuvo el presupuesto de cada variante, siendo la de acero superior con un 24% en comparación con la de hormigón, esto conlleva a otro análisis como el de tiempo de ejecución siendo más rápida de construir en acero, pero no es solo esto debido a que el proceso de construcción es más exigente, requiere de mayor detalle en ingeniería y en planificación, por este motivo, mayor inversión.
- De acuerdo con la anterior conclusión se determinó el costo/beneficio de la inversión total de cada una, concluyendo que la de mayor beneficio es la de hormigón armado respecto a la de acero, como se aprecia en el precio más alto de \$45,17 por metro cuadrado de construcción, pero todo depende del inversionista debido a que es lo más conveniente si el tiempo de ejecución o el precio de la estructura.
- También si nos referimos a las desventajas que tiene el acero, son su difícil adquisición debido a tasas de inflación elevadas, la escasa importación de este material, la poca fabricación hace que se encarezca los precios de adquisición, las pruebas para control de calidad son bastante costosas en comparación con el hormigón armado. Mientras que si hablamos del hormigón armado, es común encontrarlo en el mercado, con precios accesibles, adquisición inmediata a medida que avance la obra.
- Al finalizar el análisis comparativo técnico-económico del proyecto mediante una matriz de pesos ponderados de acuerdo con criterios en lo que se refiere a tecnología, economía y calidad de cada estructura; se ha determinado por recomendar la variante de Hormigón Armado, como la solución estructural más favorable.

Recomendaciones:

- Es importante definir todos los criterios de control para diseño estructural de edificaciones de uso especial, como es el caso de instituciones educativas. Regirse a todas las normativas y códigos establecidos en el país, para garantizar los criterios mínimos y máximos de diseño, con la finalidad de brindar una certeza de seguridad en la posterior ocupación de la edificación.
- Para optar por la solución estructural idónea en función de las características del proyecto, no se debe tomar en cuenta solo aspectos económicos, es necesario realizar un análisis técnico para conocer ventajas y desventajas que complementen el estudio económico para tener un mejor criterio en la toma de decisiones.
- Se debe establecer normativas en el país para regular y mejorar la calidad de mano de obra en los proyectos de construcción. La mayoría de obreros no tienen una formación apropiada en las actividades que desempeñan, lo hacen solo en función de la experiencia obtenida, es decir no cuentan con una certificación que garantice el trabajo realizado. Este aspecto es de vital importancia en los proyectos de estructuras de acero, porque no existe una gran oferta de soldadores certificados en el país para asegurar la calidad en la suelda.
- En cuanto a la construcción privada, el gobierno no establece ningún control en el proceso constructivo, por lo cual no se garantiza el cumplimiento de los parámetros de diseño definidos en la solución estructural (modelación estructural), motivo por el cual las edificaciones no garantizarían su posterior uso.

BIBLIOGRAFÍA

- ACI 318S-11. (2011). AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. Farmington Hills, MI: 38800 Country Club Drive.
- AISC 360-10. (2010). *AMERICAN INSTITUTE of STEEL CONSTRUCTION*. (s.f.).
- AISI S100. (2007). *AMERICAN IRON AND STEEL INSITITUTE*. (s.f.).
- Cobo Escamilla, A. (2010). *Hormigón Pretensado*. Madrid: Fundación Escuela de la Edificación.
- Cype Ingenieros S.A. (2016). *Memoria de Cálculo - CYPECAD*.
- Hernández Montes, E., & Gil Martín, L. (2007). *Hormigón Armado y Pretensado*. Granada: Grupo de Investigación TEP-190 Ingeniería e infraestructuras.
- Instituto Nacional de Estadística y Censos (INEC). (2015). *Encuesta anual de edificaciones*. Quito: COMUNICACIÓN SOCIAL Y RELACIONES PÚBLICAS.
- McCormac, J. (2011). *Diseño de Concreto Reforzado* (Octava ed.). (U. Dr. Raúl Arrijo Juárez, Trad.) México D.F., México: Alfaomega.
- McCormac, J. (2012). *Diseño de Estructuras de Acero. Método LRFD* (Quinta ed.). (L. Á. Lomelí Díaz, Ed.) México D.F., México: Alfaomega.
- Medina Torri, F., & Ruiz, L. (1985). *Hormigon Estructural II*. Madrid: Servicio de Publicaciones de la Universidad de Sevilla.
- NEC-SE. (2014). NEC-SE. Quito: Direccion de Comunicacion Social, MIDUM.
- NEC-SE-AC. (2014). *ESTRUCTURAS DE ACERO*. Quito: Direccion de Comunicacion Social, MIDUM.
- NEC-SE-CG. (2014). *CARGAS (NO SISMICAS)*. Quito: Direccion de Comunicacion Social, MIDUM.
- NEC-SE-DS. (2014). *PELIGRO SÍSMICO DISEÑO SISMO RESISTENTE*. Quito: Direccion de Comunicacion Social, MIDUM.
- NEC-SE-HM. (2014). *ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO*. Quito: Direccion de Comunicacion Social, MIDUM.
- Rojas López, M. D. (2007). *Evaluación de Proyectos para Ingenieros*. Bogotá: McGraw-Hill.