

Universidad Católica Andrés Bello
Vicerrectorado Académico
Dirección General de los Estudios de Postgrado
Área: Ingeniería
Programa: Ingeniería Estructural

Trabajo Especial de Grado como requisito parcial para optar al Título
ESPECIALISTA EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL

**DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO EDUCACIONAL TIPO FEDE BAJO EL
PRINCIPIO DE DESARROLLO PROGRESIVO**

Autor:
Ing. Yennifer Rivas

Asesor:
MSc. Ing. Guillermo Bonilla

Junio, 2017

Caracas, 19 de junio de 2017

Señores
Director y demás integrantes
Consejo de Área de Ingeniería
UCAB,
Presentes.-

Referencia: Aceptación de Asesor

Estimados Señores:

Por medio de la presente hago constar que he leído y revisado el Trabajo Especial de Grado titulado “**DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO EDUCACIONAL TIPO FEDE BAJO EL PRINCIPIO DE DESARROLLO PROGRESIVO**”, desarrollado por la Ing. Yennifer Rivas, portadora de la cédula de identidad número 18.428.036, como requisito parcial para optar al Título de **Especialista en Ingeniería Estructural**.

A partir de dicha lectura y revisión considero que el mencionado **Trabajo Especial de Grado** cumple con los requisitos y reúne los méritos suficientes para su evaluación por parte del distinguido **Jurado Evaluador** que tengan a bien designar.

Atentamente,

Guillermo Bonilla. Ing. Civil, MSc

UNIVERSIDAD CATÓLICA ANDRÉS BELLO
VICERRECTORADO ACADÉMICO
DIRECCION GENERAL DE ESTUDIOS DE POSTGRADO
ÁREA DE INGENIERIA
PROGRAMA: INGENIERIA ESTRUCTURAL

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO EDUCACIONAL TIPO FEDE BAJO EL PRINCIPIO DE DESARROLLO PROGRESIVO

Autor: Ing. Yennifer Rivas
Asesor: MSc. Ing. Guillermo Bonilla
Fecha: Junio, 2017

RESUMEN

La Universidad Experimental de Guayana, en Puerto Ordaz presenta deficiencia respecto al desarrollo de su planta física por falta de recursos económicos, lo cual afecta el incremento de oferta académica e ingreso de estudiantes, por lo que la Dirección de Planta Física considera necesario establecer una propuesta que siendo repetible en otras localidades, facilite el desarrollo y pueda darse de forma gradual reduciendo el impacto en el presupuesto. Esta investigación propone un edificio de aulas tipo FEDE en acero estructural concebido según las premisas de desarrollo progresivo, de fácil ejecución y rápida instalación, reduciendo la mano de obra especializada y permitiendo su industrialización. Metodológicamente la propuesta consiste en una investigación aplicada del tipo proyectiva, con un diseño mixto y se divide en cuatro fases orientadas a desarrollar los objetivos planteados donde se destaca en primer lugar el diseño de los miembros estructurales con base a criterios de modulación industrializada, seguido por el diseño de las conexiones bajo el principio de desarrollo progresivo para luego definir las etapas constructivas y los kits de materiales según módulos de funcionamiento, todo esto con la finalidad de presentar la propuesta planteada fomentando su aplicación y uso en el país.

Palabras claves: *diseño estructural, edificio educacional, acero, progresividad, industrialización.*

ÍNDICE GENERAL

REFERENCIA: ACEPTACIÓN DE ASESOR	II
ÍNDICE GENERAL.....	IV
ÍNDICE DE FIGURAS	VIII
ÍNDICE DE TABLAS.....	XI
INTRODUCCIÓN	1
CAPÍTULO I.....	4
EL PROBLEMA	4
PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	4
OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN	6
Objetivo General.....	6
Objetivos Específicos.....	6
JUSTIFICACIÓN	6
ALCANCE Y DELIMITACIÓN	7
CAPÍTULO II	8
MARCO TEÓRICO	8
ANTECEDENTES	8
BASES LEGALES.....	11
Normativa Nacional	11
Normativa Internacional.....	12
BASES TEÓRICAS	13
Desarrollo Progresivo de la Construcción.....	13
Planteamientos y Criterios de Progresividad	14
Industrialización de la Construcción	14
Sistemas de construcción industrializada	16
Sistemas Cerrados	16

Sistemas abiertos o por componentes	17
Sistema constructivo prefabricado	18
Uso del Acero como material estructural	18
Productos comerciales de Acero	21
Criterios de diseño en Acero.....	25
Estado límite de agotamiento resistente.....	26
Estado Límite de Servicio	26
Diseño de miembros a Compresión.....	27
Diseños de miembros a Tracción	29
Diseño de miembros a Flexión	30
Diseño de miembros por Corte	31
Análisis y Diseño Sismorresistente	32
Pasos a seguir para elaborar un Diseño Sismorresistente en Acero:..	33
Conexiones.....	35
Clasificación de las conexiones	36
Conexiones soldadas	38
Conexiones Empernadas	39
Conexiones de plancha extrema	41
Placa base.....	42
Sistema de Fundaciones	43
Zapata Aislada.....	44
Losa de Cimentación.....	45
GLOSARIO DE TÉRMINOS	49
CAPÍTULO III.....	52
MARCO METODOLÓGICO	52
CONSIDERACIONES GENERALES	52
TIPO DE INVESTIGACIÓN	52
DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN	53
DISEÑO DE LAS FASES METODOLÓGICAS.....	54

TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE LA INFORMACIÓN	55
TÉCNICAS DE ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE LOS DATOS.....	56
OPERACIONALIZACIÓN DE OBJETIVOS.....	57
CAPÍTULO IV.....	59
RECOLECCIÓN Y PROCESAMIENTO DE LA INFORMACIÓN.....	59
CUBIERTA DE TECHO.....	60
LOSA DE ENTREPISO.....	61
DETERMINACIÓN DE CARGAS EN LA LOSA	62
COMBINACIÓN DE SOLICITACIONES	63
ANÁLISIS SÍSMICO DE LA ESTRUCTURA.....	64
Cálculo de Espectro de Diseño.....	65
Periodos y Modos de Vibración	68
Cortante Basal	71
Desplazamiento de la Estructura	72
Diseño estructural de los miembros que conforman la edificación	72
Chequeo de Columnas por combinaciones con Acción Sísmica Amplificada.....	75
Verificación de relación ancho/espesor de los perfiles	77
Diseño Estructural del Módulo de Escaleras	78
REACCIONES PARA EL CÁLCULO DEL SISTEMA DE FUNDACIONES	80
Características de los miembros estructurales que conforman el kit	82
Viga de Techo A (VT-A)	82
Viga de Entrepiso A (VE-A)	83
Viga de Entrepiso B (VE-B)	83
Volado de Pasillo (VO-1)	84
Volado Posterior (VO-2)	84
Columnas	85
Arriostramientos	86
Apoyos de Escaleras.....	86
Diseño de Conexiones.....	88
Conexión de plancha extrema	88

Conexión de continuidad de Viga	93
Diseño de Placa Base	99
Detalles de las Conexiones	103
PROCESO DE CONSTRUCCIÓN DEL MÓDULO DE AULAS	106
Aspectos Generales del Sistema de Fundaciones	106
Colocación de las Columnas	106
Colocación de las Vigas.....	107
Colocación de las Correas.....	107
Vaciado de la losa de entrepiso	108
Cerramientos, Tabiquería y acabados	108
ETAPAS DE LA CONSTRUCCIÓN DE LA ESTRUCTURA	109
Primera Etapa (Planta Baja – Parte 1).....	109
Segunda Etapa (Planta Baja – Parte 2).....	109
Tercera Etapa (Módulo de Escaleras)	110
Cuarta Etapa (Primer Piso – Parte 1)	111
Quinta Etapa (Primer Piso – Parte 2).....	111
PÓRTICOS Y PLANTA DE ENTREPISO DE LA ESTRUCTURA	112
CONCLUSIONES	117
RECOMENDACIONES	118
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	119

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Curvas tensión-deformación para tres aceros ASTM	20
Figura 2. Propiedades del Acero estructural en la curva tensión-deformación .	21
Figura 3. Algunos perfiles comerciales y planchas	22
Figura 4. Perfiles Soldados	23
Figura 5. Perfiles Electrosoldados	23
Figura 6. Losa compuesta por sofito metálico y concreto armado	24
Figura 7. Losa de Tabelones	25
Figura 8. Valores de Factor de longitud efectiva (k)	28
Figura 9. Mapa de zonificación sísmica	35
Figura 10. Conexión simple (combinación de Soldadura y pernos)	37
Figura 11. Conexión rígida	37
Figura 12. Diferentes Tipos de Soldaduras	39
Figura 13. Perno de Cabeza Hexagonal	40
Figura 14. Plancha Extrema	41
Figura 15. Plancha Extrema en perfiles tubulares	42
Figura 16. Conexión placa base	43
Figura 17. Partes de una zapata aislada	44
Figura 18. Tipos de Zapatas combinadas	46
Figura 19. Tipos de losas de cimentación	47
<i>Figura 20. Esquema de planta de la edificación</i>	59
Figura 21. Esquema de corte de la edificación	59
Figura 22. Especificaciones del TERMOPANEL	61
Figura 23. Características de Sección Transversal de Losacero	62
Figura 24. Espectro de Respuesta y Espectro de Diseño	65
Figura 25. Espectro de Respuesta y Espectro de	68
Figura 26. Primer Modo de Vibración de la estructura	69
Figura 27. Segundo Modo de Vibración de la estructura	69
Figura 28. Tercer Modo de Vibración de la estructura	69
Figura 29. Corrección del Cortante Basal	71

Figura 30. Coeficientes Demanda/Capacidad, piso 1	73
Figura 31. Coeficientes Demanda/Capacidad, Pórtico C	73
Figura 32. Coeficientes Demanda/Capacidad, Pórtico D	74
Figura 33. Reporte de diseño, Viga principal de entrepiso del Pórtico C	75
Figura 34. Coeficientes Demanda/Capacidad, Pórtico C	76
Figura 35. Coeficientes Demanda/Capacidad, Pórtico D	76
Figura 36. Coeficientes Demanda/Capacidad, Módulo de Escaleras	79
Figura 37. Secciones de Miembros, Módulo de Escaleras	79
Figura 38. Viga de Techo 1	82
Figura 39. Viga de Entrepiso tipo 1	83
Figura 40. Viga de Entrepiso tipo 2	83
Figura 41. Volado de Pasillo	84
Figura 42. Volado Posterior	84
Figura 43. Columnas Pórtico Arriostrado	85
Figura 44. Arriostramientos Laterales de la Edificación	86
Figura 45. Apoyos de Escaleras	87
Figura 46. Conexión Viga-Columna de Plancha externa y	103
Figura 47. Conexión de Continuidad de Viga	103
Figura 48. Conexión Placa Base	104
Figura 49. Conexión a tracción de Arriostramiento lateral (se requiere corte de alas del perfil IPE para apernar el alma a la plancha)	104
Figura 50. Conexión tipo brida en tope de techo y Arriostramiento	105
Figura 51. Conexión a corte de correas	107
Figura 52. Eta Constructiva 1 de la edificación	109
Figura 53. Eta constructiva 2 de la edificación	110
Figura 54. Eta constructiva 3 de la edificación	110
Figura 55. Eta constructiva 4 de la edificación	111
Figura 56. Eta Constructiva 5 de la edificación	111
Figura 57. Pórticos 1, 3, 5, 7 y 9	112
Figura 58. Pórticos 2, 4, 6 y 8	113
Figura 59. Pórticos 1 y 2	114

Figura 60. Corte A-A	115
Figura 61. Planta de Entrepiso	116

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Niveles de diseño ND	34
Tabla 2. Valores de A_o	35
Tabla 3. Cargas de la losa de Entrepiso	62
Tabla 4. Cargas de la losa de Techo	63
Tabla 5. Porcentaje de participación modal de las masas	70
Tabla 6. Derivas máximas de Piso	72
Tabla 7. Perfiles usados para Vigas y Arriostramiento lateral	77
Tabla 8. Perfiles usados para Columnas	78
Tabla 9. Reacciones en la Base para Cálculo de Fundaciones	80
Tabla 10 (continuación). Reacciones en la Base para Cálculo de Fundaciones ..	81

INTRODUCCIÓN

El sector universitario tiene gran importancia en una sociedad porque son las universidades las casas del conocimiento, y de las cuales surgen las ideas para el desarrollo de un país. En el caso de Venezuela, la mayoría de las universidades son subsidiadas por el Estado porque se ofrece educación gratuita a todo joven que quiera formarse y obtener un título. Al albergar una diversidad de culturas y áreas de conocimiento, estas casas de estudio deben contar con la infraestructura y planta física necesarias para dicho fin.

Ahora bien, las universidades venezolanas más antiguas tienen una infraestructura bastante desarrollada, puesto que fueron construidas en otras épocas, requiriendo sobre todo mantenimiento y mejoras, pero se tienen otros casos de universidades jóvenes, con apenas tres décadas de existencia las cuales no han podido desarrollar su planta física del modo adecuado para su debido funcionamiento. Un ejemplo particular de esta situación es la Universidad Nacional Experimental de Guayana (UNEG) en el estado Bolívar.

Adicionalmente, en las últimas décadas, las universidades públicas venezolanas no han podido desarrollar su infraestructura, impidiendo el desarrollo de oferta académica, porque cada vez es más reducido el presupuesto proporcionado por el Estado para su funcionamiento así como también son reducidas las donaciones públicas y los aportes de la Oficina de Planificación del Sector Universitario (OPSU). Por lo tanto, con esta investigación, tomando como punto de partida el caso de la UNEG, se quiere proponer una solución constructiva que sirva de opción para las universidades en su meta de ampliar y desarrollar su planta física construyendo edificios de manera progresiva en función de su presupuesto anual evitando el estancamiento de su desarrollo por falta de recursos económicos destinados a tal fin.

Dentro de este contexto, el objetivo de la investigación se centra en proponer una configuración estructural de un edificio educacional tipo FEDE de tal manera que pueda ser construido de manera progresiva, usando como material principal de

construcción productos de acero; cuyas etapas constructivas se definan por módulos de funcionamiento como unidad de medida. Se busca además, que los miembros estructurales sean fabricados industrialmente y luego transportados al sitio de la obra para ser ensamblados en sitio sin necesidad de mano de obra especializada.

Luego de la revisión bibliográfica se tomó como enfoque para el diseño estructural un sistema constructivo desarrollado por el Instituto de Desarrollo Experimental de la Construcción (IDEC) conocido como SIEMA, el cual está compuesto por miembros estructurales livianos de acero producidos industrialmente con conexiones emperradas de fácil ensamblaje en sitio. A partir de esta premisa se desarrollará una propuesta y se realizará el análisis estructural tomando en cuenta zonas sísmicas venezolanas, tipos de suelo, los criterios de diseño para los diferentes comportamientos que puedan asumir los miembros estructurales, a fin de elegir los perfiles y la configuración más convenientes referentes al tipo de vigas, columnas, arriostramientos laterales, así como también el tipo de solución para la construcción de las fundaciones y losa de entrepiso.

Como procedimiento metodológico se aplicará una investigación tipo aplicada de investigación y desarrollo dedicada a producir una solución constructiva que además de tomar en cuenta los aspectos económicos para su desarrollo, cuide de los aspectos técnicos obteniendo una edificación segura y duradera.

Para desarrollar esta investigación, además de la revisión bibliográfica con el propósito de sustentar el problema planteado, en la etapa de desarrollo se utilizará como programa de cálculo estructural el ETABS con la finalidad de agilizar el proceso de definición del diseño de los miembros estructurales, el cual será apoyado por hojas de cálculo en Excel especialmente preparadas para efectuar el diseño de las conexiones, chequeos y obtención de los espectros de respuestas, así como también se propondrá el sistema de fundaciones que soportará la edificación.

Por último se describirán las características de los diferentes componentes de la estructura y se plantearán las etapas constructivas a fin de definir los paquetes o

kits de materiales requeridos por módulo de tal manera que puedan ser transportados desde la fábrica a cualquier parte del país donde se encuentre la obra, junto con las indicaciones para su montaje y ensamblaje en sitio. Se espera que la investigación sea de utilidad no solo a la UNEG, sino a cualquier universidad o escuela del país que necesite una solución constructiva factible para su desarrollo.

CAPÍTULO I

EL PROBLEMA

Planteamiento del Problema

El hecho que por decreto presidencial la educación en Venezuela sea gratuita desde el año 1870, implica que todas las instituciones académicas públicas, en todos sus niveles dependan económicamente del Estado. Para el caso de las universidades, el Estado provee un presupuesto anual según el plan operativo de las mismas y para cualquier necesidad adicional de dotación, nuevas construcciones, ampliaciones o mantenimiento que no puedan ser cubiertas por la propia Universidad deberán ser solicitados recursos siguiendo una serie de requisitos a la Oficina de Planificación del Sector Universitario (OPSU) o, como alternativas, pueden ser cubiertas por donaciones del gobierno regional o municipal, ministerios, empresas, etc.

Particularmente la Universidad Nacional Experimental de Guayana (UNEG) cuenta con una serie de proyectos para el desarrollo físico de sus diferentes sedes en el estado Bolívar los cuales han sido solicitados desde hace años sin éxito de aprobación por parte de la OPSU. Adicionalmente la situación económica del país unida a los proyectos FEDE existentes que contemplan edificaciones tipo, de alcance completo, hacen que el costo de construcción de cada edificación se incremente a medida que pasan los años haciendo más difícil la culminación de las ciudades universitarias. Por esta razón implementar estructuras de crecimiento progresivo estableciendo módulos funcionales los cuales puedan construirse con recursos dentro del presupuesto anual universitario sería de gran ayuda en el alcance de la meta.

En la búsqueda de soluciones constructivas económicas entra el concepto de industrialización, el cual implica establecer elementos estructurales estandarizados en función de una modulación adecuada, de tal manera que se establezcan dimensiones de trabajo por volumen de construcción donde los elementos que conforman dicha modulación sean fabricados en grandes cantidades en zonas industriales del país y, luego, sean transportados al lugar de la obra para su instalación. Permitiendo además

un crecimiento por etapas sin llevar a la interrupción de clases cuando llegue el momento de avanzar en la construcción.

Aunque en el país se han planteado diferentes propuestas para desarrollo progresivo, estas se enfocan principalmente a la solución del problema habitacional que constituyen módulos de funcionamiento de dimensiones más reducidas en comparación con las requeridas para aulas y en algunos casos dichos módulos son prefabricados en talleres especializados que no se encuentran en todo el territorio nacional, lo que implicaría una gran dependencia.

Dentro de este contexto existen propuestas de sistemas constructivos para desarrollo progresivo que no se basa en módulos prefabricados de dimensiones estándar si no en miembros prefabricados, siendo uno de ellos es el Sistema de Estructura Metálica Apernada (SIEMA), desarrollado en el Instituto de Desarrollo Experimental de la Construcción (IDEC) de la Facultad de Arquitectura y Urbanismo de la Universidad Central de Venezuela en el año 1979. Este sistema consiste en elementos estandarizados que se producen industrialmente los cuales se unen a través de conexiones apernadas que facilitan la adición de componentes a la edificación. Tuvo su auge en la década de los 80 y bajo este concepto se construyeron edificios educacionales y de oficinas.

Al respecto, el uso del acero estructural como material de construcción por su simplicidad de manejo, disminución de tiempos de ejecución y propiedades mecánicas sería lo más idóneo para cumplir con los aspectos anteriormente señalados al poder desarrollar elementos y conexiones apernadas que simplifiquen su ensamblaje en sitio de tal manera que disminuya la necesidad de mano de obra calificada. No se puede perder de vista los criterios de resistencia y capacidad de la estructura por lo tanto, el diseño de los miembros y conexiones deben cumplir los requisitos sismorresistentes según la zona sísmica y el tipo de suelo donde se desea implantar el edificio.

Tomando en cuenta estas ideas, se plantea concebir un sistema constructivo para edificios educacionales con base a perfiles estructurales. En virtud de lo expuesto

se presentan las siguientes interrogantes: ¿Qué características deben tener los miembros y conexiones de la estructura para permitir su industrialización, fácil suministro y montaje en sitio?

Objetivos de la Investigación

Objetivo General

Definir la ingeniería estructural básica de edificio educacional tipo FEDE de dos niveles bajo el principio de desarrollo progresivo.

Objetivos Específicos

- 1) Diseñar los miembros estructurales bajo criterios de modulación industrializada para desarrollo progresivo.
- 2) Desarrollar los componentes de materiales estructurales con base a al criterio de modulación industrializada para desarrollo progresivo.
- 3) Diseñar las conexiones de los miembros adaptables al criterio de modulación industrializada para desarrollo progresivo.

Justificación

El desarrollo de la infraestructura universitaria permite albergar a una mayor población estudiantil y ampliar la oferta académica al disponer de más espacios para aulas, bibliotecas, comedores, etc. Este proceso de crecimiento ha sido lento para la Universidad Nacional Experimental de Guayana que siendo fundada en el año 1982 comenzó a funcionar en instalaciones donadas remodeladas para su uso académico o compartidas con otras universidades, y apenas en el año 1998 fue construida su primera célula académica en la sede principal de Ciudad Guayana y en el 2001 la primera célula en su sede de Ciudad Bolívar.

En los últimos 10 años ha sido difícil conseguir recursos para seguir avanzando en el desarrollo de la planta física; por lo tanto se hace necesario presentar una propuesta de edificación que por sus características pueda ser desarrollado de forma sencilla al ser concebido con base a principios de crecimiento modular progresivo de carácter industrial; de manera que los componentes estructurales puedan ser ejecutados en talleres de herrerías en zonas industriales del país, almacenados por paquetes de dimensiones normalizadas para facilitar el envío por etapas. De este modo podrán ser llevados a cabo crecimientos físicos asociados a las posibilidades financieras.

Alcance y delimitación

Con este trabajo de investigación se desarrollará la propuesta de un edificio educacional tipo FEDE de dos niveles regular de sección alargada en acero estructural con base a principios de crecimiento modular que permita el desarrollo de forma industrial.

El edificio será analizado aplicando el Método Dinámico Espacial establecido en el capítulo 9 de la Norma COVENIN 1756-2001 con nivel de diseño ND3 y durante el desarrollo de este análisis se definirá el espectro de diseño con el cual resulte una edificación tipo que pueda ser replicada en diferentes zonas del país. Con el objeto de conseguir una estructura liviana, además con miembros de fácil manejo e instalación en obra su usarán perfiles de acero.

Es finalidad de la investigación definir y dimensionar miembros junto al tipo conexiones adecuadas para que dicha estructura pueda ser ensamblada fácilmente sin necesidad de mano de obra especializada, pero se partirá de la premisa que dichas conexiones serán del tipo apernada.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

Antecedentes

La idea de estructuras de desarrollo progresivo se ha trabajado en Venezuela desde hace décadas enfocándose primordialmente en la solución habitacional proponiendo sistemas constructivos en concreto reforzado y perfiles o láminas de acero estableciendo en algunos casos módulos funcionales prefabricados. Estas investigaciones se pueden extrapolar para dar solución al problema planteado desarrollando el diseño estructural para definir la mejor opción a aplicar, por lo tanto, se presentan a continuación los antecedentes considerados como sustento teórico del presente trabajo especial de grado.

Maggi, G. (1998). *Sistema de estructura metálica apernada SIEMA: Concepción, aplicaciones y perspectivas*. Este trabajo de ascenso se describe la actualización del sistema constructivo y sus posibles aplicaciones, cuya versión inicial fue diseñada dentro del marco de un Proyecto de Investigación del convenio CONICIT-CLASP-IDEC en el cual la autora participó en el año 1978. El objetivo de la investigación es diseñar un sistema constructivo industrializado para el sector público que pueda ser aplicado a edificaciones educacionales y comunales. El sistema SIEMA fue concebido bajo enfoques de racionalización y organización de los procesos de producción garantizando la efectividad de la técnica constructiva. Su sistema estructural está conformado por componentes estandarizados producidos industrialmente, con una armazón articulada de acero conformada por vigas en celosía o cerchas apernadas a columnas de sección cuadrada, las losas de concreto vaciado en sitio y arriostramientos diagonales. El concepto de este sistema constructivo servirá de base para el planteamiento de la propuesta del presente trabajo.

Barroeta, J (1999). *Sistema constructivo con estructura de entramado metálico para viviendas multifamiliares de desarrollo progresivo*, desarrolló una propuesta para solución habitacional a los sectores de bajos recursos en Venezuela

bajo la premisa de que las viviendas sean de bajo costo y calidad óptima utilizando como material de construcción esencial apoyándose en el hecho de que en el país se produce acero y tiene industrias metalmeccánicas establecidas. La propuesta constructiva del investigador es de carácter progresivo aplicando entramado metálico con perfiles conformados al frío producidos por las industrias venezolanas disminuyendo el peso de la estructura y los costos de producción, con conexiones soldadas. Los conceptos de desarrollo progresivo y el uso de perfiles de acero livianos como material de construcción planteados por Barroeta, J (1999) serán tomados en cuenta para el desarrollo estructural de la presente investigación llevando el enfoque y diseño estructural al caso de edificación educacional.

Hernández, B (2009). *Aplicación del Sistema de Estructura Metálica Apernada-SIEMA en viviendas multifamiliares de desarrollo progresivo*, estudia las implicaciones del enfoque de la construcción progresiva para un conjunto habitacional llevando implícito aspectos importantes como que deben satisfacer las necesidades de una comunidad, teniendo siempre en cuenta no sacrificar las condiciones de confort y habitabilidad, tomando como inspiración el Sistema de Estructura Metálica Apernada-SIEMA ya mencionado, el cual brinda las condiciones necesarias para este enfoque, por su modo de adición de componentes y su sistema de modulación. La investigación aplicará los conceptos planteados por Hernández, B (2009) en el modelado del edificio haciendo las modificaciones que sean necesarias para obtener el sistema estructural más efectivo para el caso de estudio.

Novas Cabrera, J (2010). *Sistemas constructivos prefabricados aplicables a la construcción de edificaciones en países en desarrollo*, realizó un estudio de los diferentes sistemas constructivos prefabricados con la intención de ampliar el conocimiento de las diversas opciones existentes para que sirva como guía de posibles soluciones arquitectónicas y estructurales que sean compatibles con las necesidades determinadas de la edificación. Plantea los sistemas constructivos industrializados por tener la potencialidad de operar con niveles inferiores de costos en busca de que sean

adoptados por los países en desarrollo como es el caso de Venezuela. Se enfoca en la prefabricación por ser el modo industrial de acelerar la construcción de edificaciones por lo que proporcionará el apoyo en esta investigación para la selección del sistema constructivo en acero óptimo a aplicar como solución del problema de estudio.

Herrera, F y Santos, J (2012). *Diseño de un sistema constructivo en serie basado en el Desarrollo de un KIT de vivienda unifamiliar que permita crecimiento horizontal y vertical por etapas*, luego de analizar diferentes sistemas constructivos proponen un sistema de construcción de viviendas con tipologías innovadoras cuyas características están dirigidas a satisfacer la necesidades de cualquier sector de la población contando con espacios adecuados para cumplir con la seguridad, adaptación y confort. Los investigadores bajo las premisas expuestas desarrollaron una estructura metálica que denominaron CUBOVIV con conexiones apernadas utilizando perfiles electrosoldados, esta estructura es de crecimiento progresivo a través de módulos cúbicos $3m^3$ cuyo elementos constructivos serán prefabricados y entregados a modo de kit para su ensamblaje en obra. La metodología aplicada por Herrera, F y Santos, J (2012) servirá de guía para esta investigación enfocando su uso a edificaciones educacionales.

Bases Legales

Para desarrollar la propuesta estructural que daría solución al problema planteando se deben seguir las indicaciones de las normas competentes. Las que aplican para esta investigación son las siguientes:

Normativa Nacional

1. COVENIN-MINDUR 1756:2001 “Edificaciones Sismorresistentes. Articulado y Comentarios”.

Esta Norma será aplicada para el análisis estructural del edificio y en función de las características del mismo servirá para establecer parámetros necesarios para el análisis sismorresistente. Se incluye la determinación del espectro de diseño en función de los parámetros indicados en la Norma.

2. COVENIN 1618:1998 “Estructuras de Acero para Edificaciones. Método de los Estados Límites”.

Proporciona las especificaciones de diseño para los diferentes elementos que conforman la estructura y de las conexiones entre los mismos, en esta norma no se consideran los perfiles de alma llena (tubulares).

3. COVENIN-MINDUR (PROVISIONAL) 2002 – 88 “Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones”.

En esta norma se establecen los requisitos y acciones mínimas a considerar un proyecto de edificaciones, excepto las acciones de sismo y viento. En estas normas se definen las cargas de servicio que son aplicables tanto en la Teoría Clásica como en la Teoría de Estados Límites. Se aplicará para el análisis estructural del edificio educacional, aportando los pesos unitarios de los materiales que lo conformarán como cargas permanentes, además proporcionará los pesos unitarios de carga variable en función de su uso educacional.

4. COVENIN-MINDUR (PROVISIONAL) 2004 – 98 “Terminología de las Normas Covenin – Mindur de Edificaciones”.

Esta Norma se aplicará para definir los términos técnicos en la investigación, ya que existen diferencias significativas con la terminología internacional.

Normativa Internacional

1. ANSI/AISC 360-10: “Specification for Structural Steel Buildings”, Código Nacional de los Estados Unidos.

Es la norma homologa a la COVENIN 1618:1998 referente a los elementos estructurales, será utilizada puesto que está actualizada y cuenta con modificaciones que dependiendo del caso serán aplicadas en el diseño del edificio reemplazando las especificaciones de la norma Venezolana.

2. ANSI/AISC 358-10: “Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications. Including Supplement No. 1”, Código Nacional de los Estados Unidos.

Es la norma homologa a la COVENIN 1618:1998 referente a los a las conexiones precalificadas, será utilizada como complemento de la norma ANSI/AISC 360-10.

Bases Teóricas

Desarrollo Progresivo de la Construcción

El concepto de desarrollo progresivo está enfocado principalmente en las viviendas al representar estas el cobijo del grupo social primario de la sociedad que es la familia. Este concepto fue formulado por primera vez según Sandó (2006), por el arquitecto finlandés Alvar Aalto, en el marco de la reconstrucción de su país después de la guerra en 1946, como una alternativa ante la dimensión de los trabajos requeridos y los limitados recursos con los que se pueden contar para la ejecución de las obras. Lo que se busca es el desarrollo de un sistema que en el período más breve satisfaga las necesidades elementales y que al mismo tiempo, sin demolición alguna crezca hasta el punto de su completo desarrollo satisfaciendo las necesidades para las que fue proyectada.

Siguiendo con este orden de ideas, Cilento (2007) expresa que el concepto de desarrollo progresivo o de construcción progresiva implica un proceso mediante el cual una edificación se construye en el largo plazo con financiamiento de corto plazo siendo este un desarrollo por etapas sucesivas de construcción, utilizando varios eventos de recursos. Estas ideas se extrapolan para el caso de la presente investigación, a la construcción de edificios educacionales donde se ha presentado la necesidad de adoptar el concepto no tanto con la finalidad de mejorar la calidad del edificio de manera progresiva sino completar por etapas un proyecto establecido con el fin de dividir los costos de tal manera que la institución educativa pueda asumirlos e ir desarrollándose independientemente.

Planteamientos y Criterios de Progresividad

Según ALEMO por Sandó (2006), el proceso constructivo es determinante en la progresividad de la construcción de una edificación, y deberá facilitar y permitir:

- Desarrollo progresivo de las obras
- La inversión progresiva
- La continuidad de las distintas etapas de construcción, sin necesidad de destruir nada de las etapas anteriores
- Toda la obra o etapa debe facilitar el uso de la edificación
- La adaptabilidad de los materiales de distinta naturaleza
- Materiales y componentes de construcción progresiva
- Simplificar los procesos de trabajo
- De fácil manejo por la mano de obra local
- Materiales y técnicas que requieran menos trabajo calificado en la obra previendo posibles errores
- Economías en el costo global de la construcción.

Todos estos criterios deben ser tomados en cuenta al momento de elaborar un proyecto de construcción siendo parte de la planificación de cualquier obra donde se busque un desarrollo completo a largo plazo. Se debe planificar tanto el aspecto arquitectónico definiendo los cerramientos y el uso de los espacios, como el estructural al evaluar principalmente los elementos que conforman el esqueleto de la edificación así como la elección del material de construcción en función del sistema constructivo que facilite el cumplimiento de los criterios expuestos.

Industrialización de la Construcción

En primer lugar se debe decir que la construcción se refiere a la acción de construir, de crear, de hacer, de ordenar y juntar un conjunto de partes necesarias de acuerdo tanto a una planificación como a los diversos medios que se tengan a disposición. Partiendo de esta definición, Orozco (2008) plantea que la construcción

de edificaciones se fundamenta en la utilización de materiales seleccionados y aplicación de técnicas dirigida a la acción de construir con la finalidad de obtener un espacio habitable.

Dicho espacio habitable denominado edificación se puede ver como un recinto cerrado o semicerrado que define espacios construidos y dependiendo del uso que se le dé a la misma se tendrá una diversidad de procedimientos constructivos. En el afán de construir una edificación por etapas aplicando el concepto de desarrollo progresivo, principalmente con la meta de buscar economía sin reducir la calidad, surge el planteamiento de aplicar un sistema constructivo industrializable. Son los sistemas constructivos industrializados quienes tienen la potencialidad de operar con niveles inferiores de costos.

Los sistemas industrializados son aquellos en los que se aplican de técnicas industriales, referidos a la repetición de elementos, coordinación de dimensiones y especialización de mano de obra, (Orozco, 2008). Los parámetros de la industrialización que se citan son: la rapidez de ejecución, la economía de materiales disponibles, reducción de personal y el aspecto cualitativo del producto.

Perrea (2012) expresa el sistema de construcción industrializado como un esquema de construcción que mediante la adecuada planeación de las tareas y presupuesto, y una selección de equipos y materiales puede generar elevados rendimientos en obra además de optimizar los recursos sin afectar las condiciones económicas y la generación de empleo.

Con la industrialización se busca:

- En obra
 - Velocidad de trabajo
 - Exactitud en tiempo de construcción
 - Eficiencia en controles de obra
 - Precisión dimensional
 - Acabados perfectos

- Organización y planeación
 - Planeación financiera
 - Coordinación de Actividades
- Costos
 - Presupuestos más precisos
 - Control de materiales, 100% optimización
 - Mano de obra no especializada
 - Anular los tiempos muertos

Por otra parte, Vargas (2007) hace énfasis en que “la industrialización no implica el uso de materiales nuevos, sino es la forma de emplear los materiales lo que puede dar a los elementos resultantes el carácter de industrializados”.

La industrialización de refiere a la producción de cualquier producto con los materiales disponibles de una forma tecnificada con el uso de maquinarias capaces de utilizar estos materiales de una forma nueva e industrial. El material no es el que determina si un producto es industrial, es la forma en la que este producto se fabrica.

Sistemas de construcción industrializada

Al entrar en la industrialización de la edificación se puede considerar el producto industrial de dos formas, bien que sea todo un edificio (sistema cerrado), o bien que sean sus partes (sistema abierto).

Sistemas Cerrados

La característica principal de los sistemas cerrados, es que los elementos que constituyen las edificaciones no pueden intercambiarse con elementos procedentes de otras marcas. En este tipo de sistemas los elementos se fabrican conforme a especificaciones internas del propio sistema, respondiendo únicamente a reglas de

compatibilidad interna quedando condicionado el proyecto arquitectónico a los condicionantes del sistema.

Un ejemplo de los sistemas cerrados son los sistemas de paneles pesados o livianos, los de encofrados túnel y los módulos tridimensionales. En esos sistemas la coordinación modular y dimensional no tiene mayor importancia puesto que no se deben adaptar a otro tipo de componentes fuera de la marca, solo debe seguirse una forma de trabajo interna. Es este sistema se industrializa una edificación completa.

Sistemas abiertos o por componentes

La característica principal de la industrialización abierta o por componentes, es la de la *intercambiabilidad* o sea, el uso en un mismo edificio de componentes realizados en distintas fábricas y que se montan en obra, con uniones cada vez más universales y sencillas. Por ello, su puesta en marcha exige que dos convenios sean admitidos y aplicados:

- La intercambiabilidad: para que los elementos sean intercambiables, debe haber una coordinación dimensional y modular aceptada por todos los que intervienen en el sistema constructivo. Todos los participantes en el hecho arquitectónico deben ponerse de acuerdo, principalmente, en las elecciones de multimódulos y retículas modulares, dimensiones, tolerancias de fabricación y montaje.
- La compatibilidad de las juntas: aunque los elementos a combinar sean de distinta procedencia. Se comprende fácilmente, que este sistema permitirá la ejecución de cualquier tipo de edificios, abriendo enormemente las posibilidades creativas y de aplicación.

Sistema constructivo prefabricado

El concepto de construcción industrializada está íntimamente ligado al concepto de prefabricación dado que la palabra prefabricación, etimológicamente significa *fabricar antes* y con este criterio la Asociación Italiana de la Prefabricación la define como “la fabricación industrial fuera de la obra de partes de la construcción aptas para ser utilizadas mediante distintas acciones de montaje”.

Según expresa Carriba (2011), se considera prefabricado a un elemento o sistema que pudiendo ser realizado en obra con una serie de materiales y técnicas, se produce en fábrica y de allí se transporta a obra para su montaje definitivo. Si no se puede efectuar dicha elección se tiene un elemento hecho “in situ”, o bien un “producto industrial”.

Si un proceso o elementos, presentan las característica de poderse producir en fábrica o en obra y se opta por su producción en fabrica, se trasforman en productos prefabricados, por lo que la opción de prefabricar deben aprovechar al máximo las condiciones del momento que disminuyan al máximo el trabajo a realizarse en obra.

Uso del Acero como material estructural

Habiendo expuesto los diferentes conceptos en los que se busca enmarcar la propuesta de la investigación se considera utilizar elementos estructurales de acero. Las estructuras construidas en acero presentan facilidad relacionada el manejo e instalación de estos, pudiendo además fabricarse industrialmente los miembros y elementos que las componen enfocándose en el sistema abierto descrito anteriormente. Otra de sus ventajas de encuentra en el hecho que pueden generar una edificación liviana en comparación con las edificaciones construidas en concreto reforzado.

El uso del acero se multiplicó gracias al avance de la metalurgia y a la soldadura eléctrica. La característica fundamental de las modernas estructuras de acero es la

simplificación estructural y la esbeltez. Desde sus primeras aplicaciones en puentes y después en rascacielos, el acero ha ido ganando uso sobre todo en edificios de viviendas y oficinas, aunque el desarrollo de la técnica del concreto reforzado lo ha limitado.

Dentro de este contexto, el acero de uso estructural es un material de fabricación industrializada, lo cual asegura un adecuado control de calidad, pudiendo además llevar a una fabricación de componentes más específicos a partir de los ya existentes (sobre todo las conexiones). Este material se caracteriza por una elevada resistencia, rigidez y ductilidad (esto es capacidad de soportar deformaciones plásticas sin disminuir su capacidad resistente), por lo cual su uso es muy recomendable para construcciones sismorresistentes.

En el diseño y verificación de componentes estructurales de acero, uno de los parámetros mecánicos más importantes es la tensión a tracción de cedencia, F_y . Adicionalmente, en algunos estados límites vinculados con la fractura se aplica la resistencia de agotamiento, F_u . Ambos parámetros son propiedades nominales del acero especificado. En la *figura 1* puede observarse las características de resistencia y ductilidad de los comerciales siendo A36 y A572 aceros convencionales, que presentan resistencias menores y mayor ductilidad, y A514 acero de alta resistencia con ductilidad reducida.

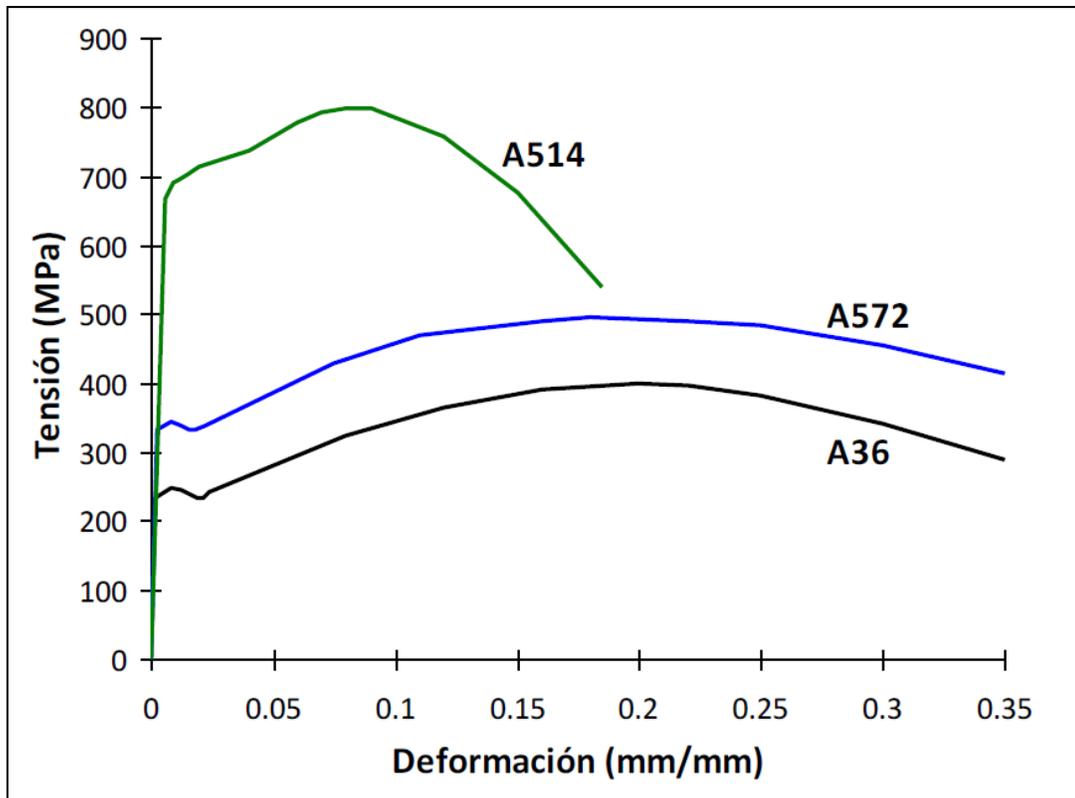


Figura 1. Curvas tensión-deformación para tres aceros ASTM

Fuente: Crisafulli, F (2013), Pag 5

Como indica Fratelli (2003), las propiedades mecánicas representan la resistencia de un miembro estructural de acero bajo solicitaciones aplicadas obteniendo estas del diagrama de tensiones versus deformaciones como el que se muestra en la figura 2. Continúa explicando que dichos diagramas grafican el comportamiento de un espécimen de acero sometido en el laboratorio a tensiones gradualmente crecientes hasta la rotura.

Las propiedades mecánicas del acero son de gran importancia en el comportamiento de los miembros estructurales y dependen de la composición química, los procesos de laminado y el tratamiento térmico al que estén sometidos, siendo las principales las que se enumeran a continuación:

- La Tensión de Cedencia F_y
- El Límite de proporcionalidad F_p

- La Resistencia última o de agotamiento F_u
- La ductilidad
- El módulo de elasticidad E
- El coeficiente de Poisson ν
- El módulo de corte G

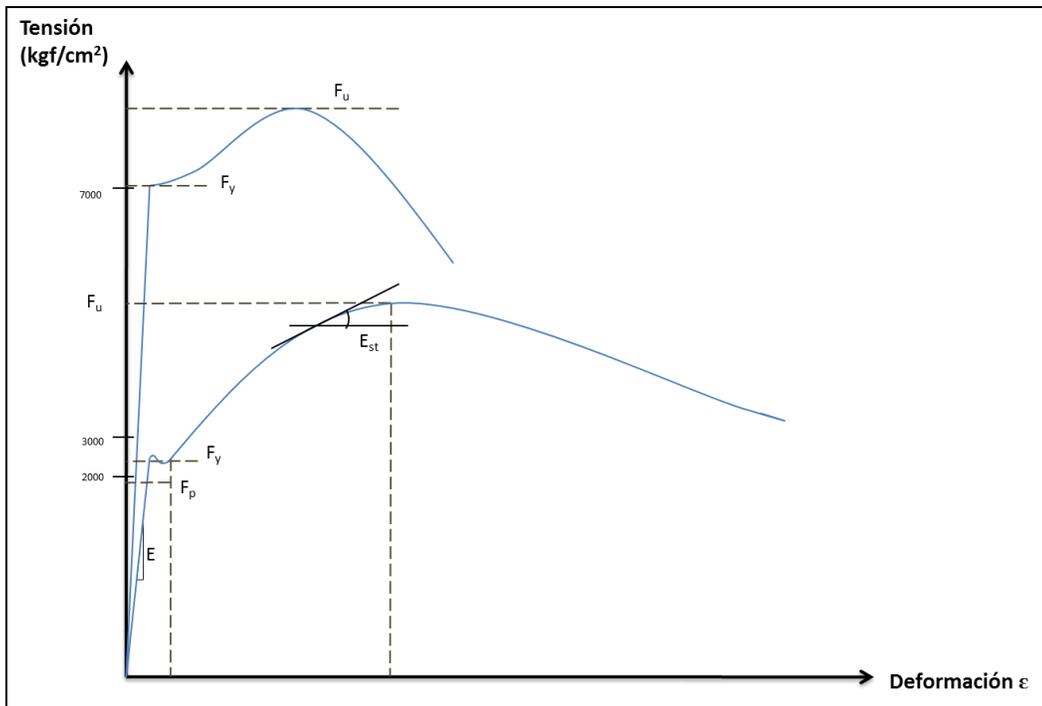


Figura 2. Propiedades del Acero estructural en la curva tensión-deformación

Fuente: Elaboración propia

Productos comerciales de Acero

Las secciones comerciales de acero se obtienen generalmente de los lingotes de las coladas continuas que son posteriormente tratados y conformados a través de laminadoras que le dan la forma y dimensiones finales, según explica Fratelli (2003). Estos productos pueden ser laminados en caliente o en frío y pueden ser: planos, no planos, tubulares o barras. Además a partir de estos productos se pueden armar secciones resistentes compuestas.

Los productos planos comprenden las láminas o planchas de diferentes espesores y los productos no planos son los perfiles y las barras. La *figura 3* muestra algunas de las secciones transversales de los perfiles estructurales más usados en la práctica. Las características de las secciones transversales proveen al perfil grandes momentos de inercia en relación a sus áreas, proporcionando resistencia a los miembros estructurales sin que estos sean pesados y voluminosos.

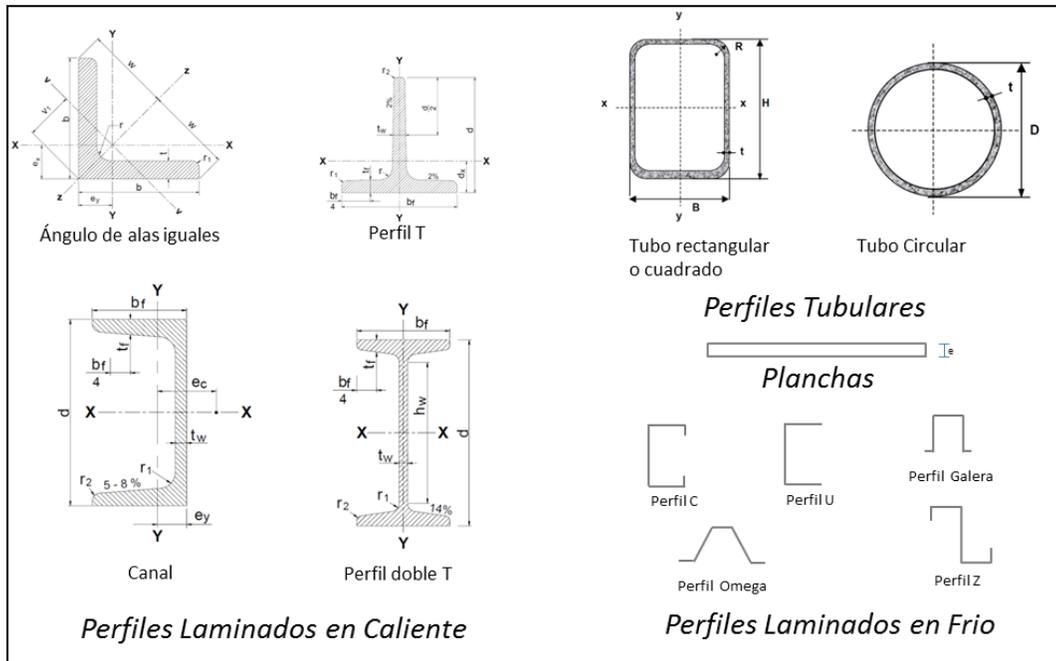


Figura 3. Algunos perfiles comerciales y planchas

Fuente: Elaboración propia

Como se mencionó, los perfiles pueden clasificarse según su proceso de formación el cual puede: laminado en frío (a temperatura cercana a la del ambiente), laminado en caliente (a temperaturas elevadas, en altos hornos), o perfiles soldados y electrosoldados (compuestos por láminas o perfiles laminados). Estos tipos de perfiles conjuntamente trabajan para dar a la estructura la resistencia y rigidez requerida, pero cada uno tiene diferencias considerables en lo que respecta a su comportamiento estructural.

En lo que respecta a los perfiles laminados en caliente se fabrican calentando previamente los lingotes de acero fundido a una temperatura que permita la

deformación a través de una cadena de cilindros a presión llamado tren de laminación. Estos cilindros van conformando el perfil hasta conseguir las medidas adecuadas. Este proceso da como resultado una sección continua y uniforme con bajo nivel de tensiones residuales.

Por su parte los perfiles laminados en frío, su comportamiento está determinado por las consecuencias del proceso de formación y por el uso de materiales de espesores relativamente pequeños, dando como resultado miembros esbeltos, con configuraciones geométricas diversas, que les permiten tener resistencia y rigidez aceptables como miembros de carga. Algunas de las ventajas de esos perfiles son su ligereza, economía y practicidad para la construcción prefabricada.

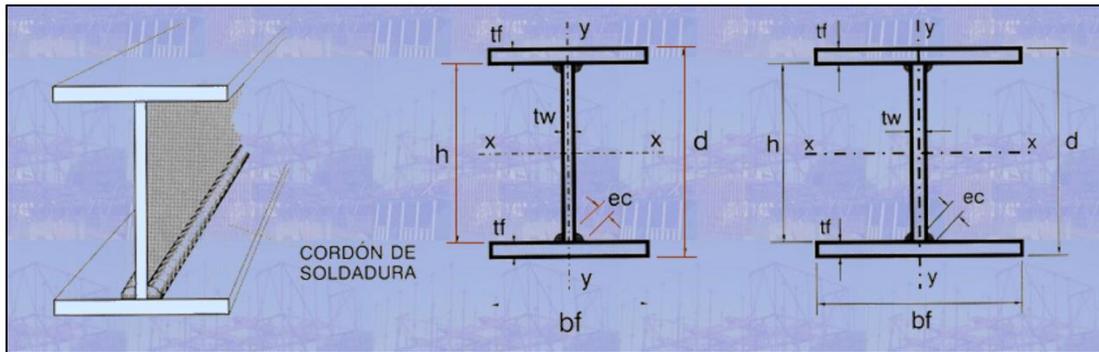


Figura 4. Perfiles Soldados

Fuente: <http://webdelprofesor.ula.ve/nucleotrujillo/amicab/01-introducion/1-11.html> (consultado el 15/11/15)

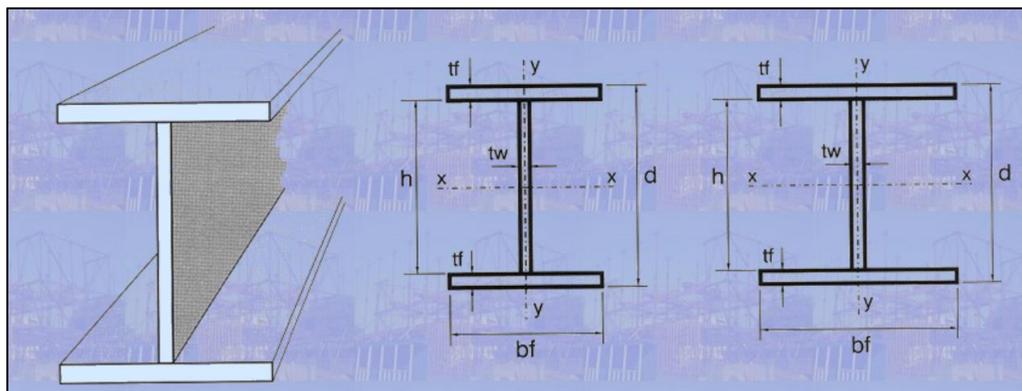


Figura 5. Perfiles Electrosoldados

Fuente: <http://webdelprofesor.ula.ve/nucleotrujillo/amicab/01-introducion/1-11.html> (consultado el 15/11/15)

Los perfiles descritos se usan principalmente en la estructura como columnas, vigas, correas y arriostramientos. Las planchas por su parte tienen como función principal crear y reforzar las conexiones entre los perfiles o rigidizar los miembros.

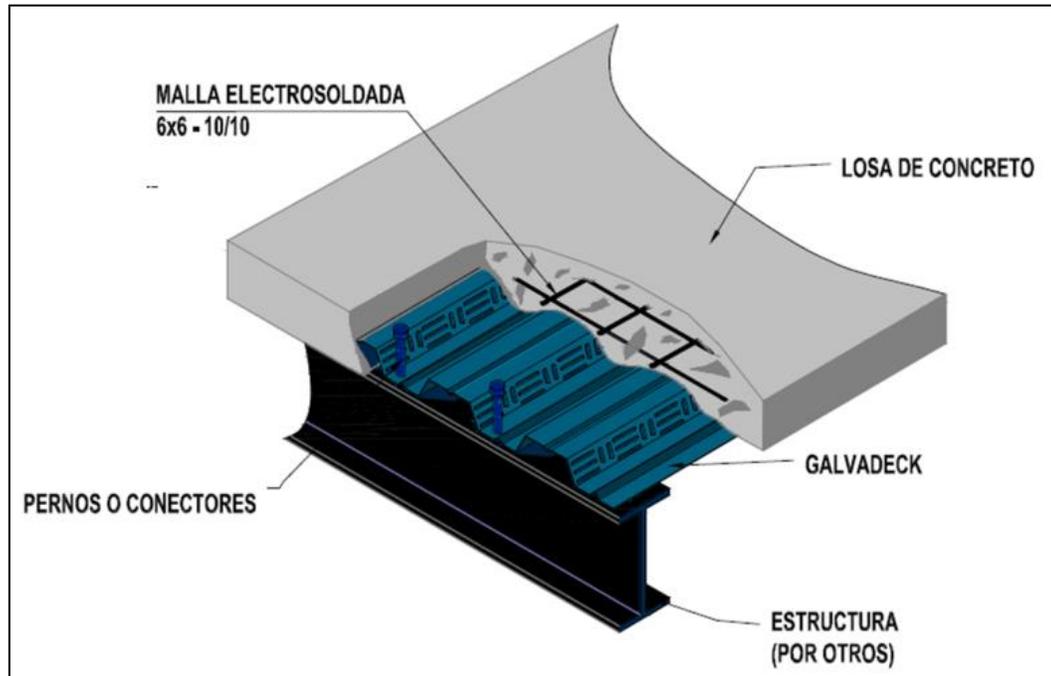


Figura 6. Losa compuesta por sofito metálico y concreto armado

Fuente: Cantú, P (2008)

En lo que respecta a la losa de entrepiso, generalmente se hechas con una combinación de materiales (construcción mixta), los cuales pueden ser: concreto armado vaciado sobre sofito metálico como se muestra en la *figura 6* o concreto armado vaciado sobre correas de perfiles con tabelones o bloques de anime entre ellos (*figura 7*). Todos estos productos deben seleccionarse en función de su capacidad y comportamiento estructural bajo unas acciones específicas y de las características de desarrollo progresivo industrializado que se buscan.

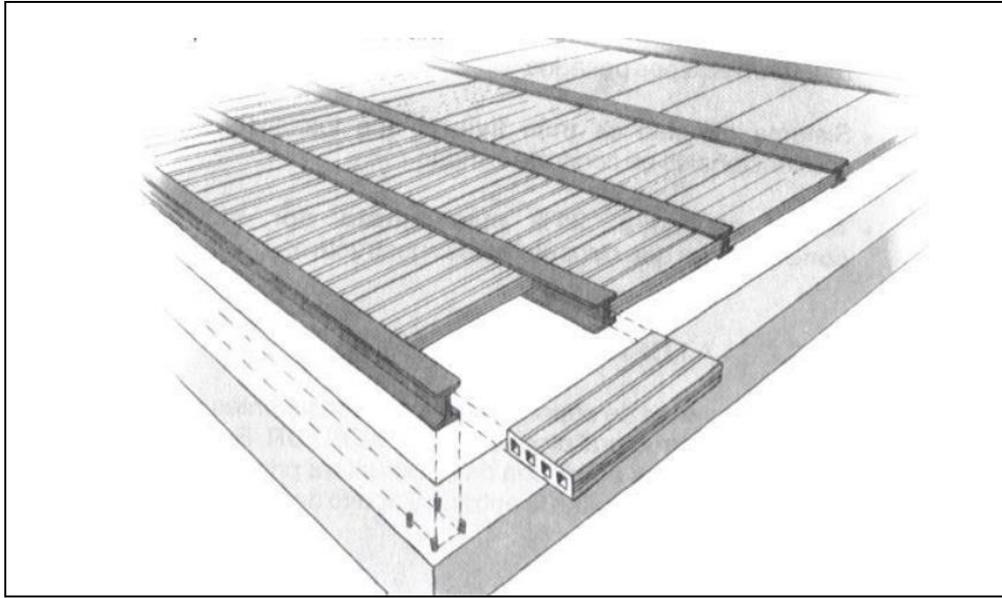


Figura 7. Losa de Tableros

Fuente: SIDETUR (2009)

Criterios de diseño en Acero

Fratelli (2001) expone que el criterio de diseño estructural consiste en seleccionar las secciones óptimas de cada miembro, con sus correspondientes uniones y conexiones, entre un conjunto de alternativas y se pueden emplear métodos de diseño que solo tomen en cuenta el comportamiento de la estructura en el rango elástico o métodos que permitan incursión en el rango inelástico de algunas secciones.

Aunque los criterios elásticos han sido usados durante muchos años con éxito, la Norma vigente COVENIN 1618 (1998) referente a diseño de estructuras de acero establece el uso del método de los estados límites (criterios inelásticos) el cual es definido por la norma COVENIN 2002 (1988), consiste en determinar todos los potenciales modos de falla o inutilidad (estados límites) que puede alcanzar un miembro o elemento estructural y mantener unos niveles de seguridad aceptables contra su ocurrencia. En este método se considera básicamente dos estados límites:

- Estado límite de agotamiento resistente.
- Estado límite de servicio.

Estado límite de agotamiento resistente

Está relacionado con la seguridad y capacidad resistente de cada miembro, uniones y conexiones, para lo cual se debe tener una resistencia de diseño mayor o igual a la resistencia que se requiere al mayorar las cargas nominales.

La capacidad resistente se define por el producto ϕR_t , siendo R_t la resistencia teórica, nominal o de diseño, y ϕ un factor de minoración de la resistencia, que varía según el tipo de sollicitación actuante que se encuentran en las normas respectivas. La resistencia requerida o demanda, resulta el producto $\sum \gamma_i Q_i$ siendo su magnitud la resultante para la combinación más desfavorables de las cargas factorizadas. En la formula Q_i representa las acciones nominales (cargas o momentos) y γ_i es el factor de mayoración correspondiente, que resulta ser un factor de seguridad, el subíndice i representa cada tipo de carga (variable, permanente, temperatura, viento, sismo, etc.). La condición fundamental para aplicar el criterio de estado límite está dada por la relación:

$$\sum \gamma_i Q_i \leq \phi R_t \quad \text{Ec.1}$$

Demanda \leq Capacidad

Estado Límite de Servicio

Este se refiere a la condición para la cual una estructura alcanza deformaciones, vibraciones, agrietamientos o deterioros que afectan su funcionamiento, confort y durabilidad en condiciones normales de ocupación y uso. El criterio del estado límite de servicio es prevenir la interrupción en el uso funcional y daños a las estructuras durante su uso normal diario. Aunque alcanzar los estados límites de servicio no lleva al colapso de la estructura puede ocasionar molestias a los usuarios y gastos en reparaciones, sobre todo en estructuras flexibles.

Entre las exigencias del estado límite de servicio están:

- Flechas limitadas.
- Buen funcionamiento de las instalaciones.

- Vibraciones y oscilaciones controladas (importante en el diseño de la losa)
- Derivas aceptables.
- Expansiones y contracciones compatibles.
- Drenajes eficientes.
- Protección contra corrosión e incendios.

Diseño de miembros a Compresión

Para diseñar los miembros comprimidos se debe considerar su longitud efectiva kL , definida como el producto del factor de longitud efectiva, k y la longitud no arriostrada lateralmente, L . La longitud no arriostrada, L , se toma como la longitud del miembro comprimido entre los centroides de los miembros que lo restringen, según lo expuesto en la norma COVENIN 1618 (1998).

Para describir el comportamiento de un miembro estructural comprimido, no se hace en general referencia directa a su longitud sino a la relación entre la longitud efectiva de un miembro comprimido normalmente kL respecto al radio de giro r , ambos referidos al mismo eje de flexión, se denomina relación de esbeltez λ . Se recomienda que la relación de esbeltez $\lambda = kL/r$ de los miembros comprimidos no exceda de 200.

La resistencia minorada a compresión, $\phi_c N_t$, será el menor valor que se obtenga de analizar los posibles modos de pandeo flexional, torsional y flexotorsional de la sección del miembro comprimido normalmente (figura 8). La norma COVENIN 1618 (1998) también explica que el pandeo local se ha incluido en la formulación de los modos de pandeo mediante el factor de reducción por efecto de pandeo local ϕ_{as} .

- Resistencia a compresión por pandeo flexional

La resistencia minorada por pandeo flexional de los miembros comprimidos será $\phi_c N_t$ donde:

$$\phi_c N_t = \phi_c \times A \times F_{cr}, \phi_c = 0.90 \quad \text{Ec. 2}$$

a) Cuando $\lambda_c \sqrt{\phi_{as}} \leq 1.5$

$$F_{cr} = \phi_{as} \left(0.658 \phi_{as} \lambda_c^2 \right) F_y \quad \text{Ec. 3}$$

b) Cuando $\lambda_c \sqrt{\phi_{as}} > 1.5$

$$F_{cr} = \left(\frac{0.877}{\lambda_c^2} \right) F_y \quad \text{Ec. 4}$$

Donde

$$\lambda_c = \frac{kL}{r\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad \text{Ec. 5}$$

L = Distancia entre secciones transversales arriostradas contra desplazamientos laterales o torsionales del miembro.

r = Radio de giro que controla el diseño tomado con respecto al plano de pandeo.

ϕ_{as} = Coeficiente de reducción por efecto de pandeo local.

La forma del elemento comprimido pandeado se muestra con la línea de trazos						
Valor teórico de K	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Valor recomendado para el diseño cuando las restricciones reales se aproximan a las ideales	0.65	0.80	1.2	1.0	2.10	2.0
Símbolos para las restricciones en los extremos	Rotación restringida y traslación restringida	Rotación libre y traslación restringida	Rotación libre y traslación restringida	Rotación restringida y traslación libre	Rotación libre y traslación libre	Rotación restringida y traslación libre

Figura 8. Valores de Factor de longitud efectiva (k)

Fuente: Molina (2009)

- Resistencia a compresión por pandeo torsional o pandeo flexotorsional

La resistencia minorada de los miembros comprimidos determinada por los modos de pandeo torsional y flexotorsional será $\phi_c N_t$, donde:

$$\phi_c N_t = \phi_c \times A \times F_{cr}, \phi_c = 0.85 \quad \text{Ec. 6}$$

La tensión crítica teórica F_{cr} se determinará de la siguiente manera:

- a) Cuando $\lambda_e \sqrt{\phi_{as}} \leq 1.5$

$$F_{cr} = \phi_{as} \left(0.658 \phi_{as} \lambda_e^2 \right) F_y \quad \text{Ec. 7}$$

- b) Cuando $\lambda_e \sqrt{\phi_{as}} > 1.5$

$$F_{cr} = \left(\frac{0.877}{\lambda_e^2} \right) F_y \quad \text{Ec. 8}$$

Donde:

$$\lambda_e = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} \quad \text{Ec. 9}$$

La tensión F_e , se calculará de acuerdo con la simetría de la sección transversal del miembro comprimido y dichos casos se encuentran en la norma 1618.

Diseños de miembros a Tracción

Para los miembros a tracción, la norma, en su capítulo 14, establece ciertas consideraciones que se deben tener a la hora de diseñar tales elementos.

Así se tiene que, la longitud de diseño de los miembros traccionados normalmente, L , será la longitud no arriostrada lateralmente, definida como la distancia entre los baricentros de los miembros que los restringen lateralmente.

En lo que respecta a la relación de esbeltez de los miembros traccionados, esta será su longitud no arriostrada, L , dividida por el correspondiente radio de giro, r , es

decir L/r . Se recomienda que la relación de esbeltez de los miembros traccionados no exceda de 300.

Por otra parte, la resistencia minorada de los miembros sometidos a tracción, $\phi_t N_t$, será el menor valor que se obtenga de considerar los estados límite de cedencia en la sección del área total y de fractura en la sección del área neta efectiva.

- Cedencia en la sección del área total

$$N_t = F_y A_g, \phi_t = 0.90 \quad \text{Ec. 10}$$

- Fractura en la sección del área neta efectiva

$$N_t = F_u A_e, \phi_t = 0.75 \quad \text{Ec. 11}$$

Donde:

A = Área total de la sección transversal del miembro.

A_e = Área neta efectiva, calculada según el Artículo 7.3 de la norma 1618.

N_t = Resistencia teórica a tracción normal.

ϕ_t = Factor de minoración de la resistencia teórica.

Diseño de miembros a Flexión

Los estados límites de resistencia de los elementos sometidos a flexión, contemplan diferentes posibilidades en el comportamiento de falla, bajo cargas factorizadas. La resistencia minorada a flexión alrededor del eje mayor será $\phi_b M_t$, donde $\phi_b = 0.90$ es el factor de minoración de la resistencia teórica a flexión, M_t y será el menor valor que se obtenga de analizar los siguientes estados límite:

- Pandeo Local

El estado límite de agotamiento resistente por pandeo local de las alas y/o el alma de las secciones con elementos esbeltos de perfiles de alma y alas y dependerá de la relación de esbeltez y sus valores límites.

- Cedencia

El estado límite de agotamiento resistente por cedencia será $\phi_b M_t$, con el factor de minoración de la resistencia teórica a flexión $\phi_b = 0.90$. Para diseño por análisis plástico, cuando $\lambda \leq \lambda_{pd}$, y para diseño por análisis elástico cuando $\lambda \leq \lambda_p$

$$M_t = M_p F_y Z \quad \text{Ec.12}$$

Donde:

Z = Módulo de sección plástico alrededor del eje X-X (Propiedad del perfil).

- Pandeo Lateral Torsional

La resistencia a flexión del elemento se verá afectada por la forma como esta arriostrada lateralmente. El cálculo de la resistencia teórica M_t por pandeo lateral torsional dependerá de cada tipo de sección transversal y condiciones de arriostramiento lateral y las ecuaciones respectivas se encuentran en la sección 16.3 de la norma 1618.

En el caso de que se vaya a diseñar elementos con secciones tubulares se aplicarán los requisitos planteados en las norma AISC 360 (2010), en su capítulo en sus secciones F7 y F8.

Diseño de miembros por Corte

Para explicar el diseño de miembros por corte es necesario mencionar que el mismo varía según el tipo de miembro, así pues, se tienen vigas con almas esbeltas o no y con rigidizadores laterales o sin ellos. La resistencia minorada $\phi_v V_t$, con $\phi_v = 0.90$

por corte estaría planteada para todo tipo de perfiles exceptuando los tubulares redondos por la siguiente ecuación:

$$V_t = 0.6F_{yw}A_wC_v \quad \text{Ec.13}$$

Donde:

A_w = Es el área sometida a corte y depende del tipo de sección.

C_v =Es el coeficiente de corte el área sometida a corte y además de estar en función del tipo de sección que a su vez depende de la relación ancho espesor de la sección λ .

Análisis y Diseño Sismorresistente

Los sismos son eventos generados por el movimiento de las placas tectónicas, quienes liberan una gran cantidad de energía acumulada y se propaga por toda la superficie en forma de ondas que provocan un desequilibrio de la superficie terrestre.

El análisis sísmico de una edificación tiene como objetivo encontrar las fuerzas y momentos internos debidos a la carga sísmica, en cada uno de los elementos del sistema estructural. Las fuerzas de sismo que actúan sobre una estructura consisten en fuerzas inerciales de masa que se originan por la excitación de sus fundaciones durante un movimiento telúrico.

Según Vezga (2002), estas fuerzas pueden ser obtenidas multiplicando la masa de un piso cualquiera por su aceleración en ese instante. Una vez obtenidas las fuerzas laterales que actúan en el edificio, es posible realizar un análisis para determinar las sollicitaciones de diseño de los elementos que lo constituyen.

Es de suma importancia aplicar este tipo de análisis en el cálculo de estructuras, puesto que es posible que incursionen en el rango inelástico cuando son sometidas a las acciones de un sismo, ello garantiza que las mismas experimenten mayores deformaciones sin perder su capacidad a resistir las cargas gravitacionales.

Por lo anteriormente expuesto se justifica llevar a cabo un diseño sismorresistente, el cual se basa principalmente en el análisis de las fuerzas de inercias traslacionales, cuyo efecto sobre una estructura es en general más notable que las componentes verticales o rotacionales.

Si bien es posible diseñar estructuras que no sufran daño alguno aun durante los terremotos más severos, no es usual este tipo de diseño, pues no es justificable el exagerado costo que ello representa, tomando en cuenta además, que la intensidad de estos movimientos es generalmente inversamente proporcional a la frecuencia de ocurrencia de los mismos.

Por ello, las estructuras se diseñan para que no sufran daños en sismos leves, pocos daños reparables en sismos de mediana magnitud, y si bien es posible que se deterioren durante un fuerte terremoto, deben permanecer en pie salvaguardando la vida de los ocupantes del edificio. El colapso terminal del mismo debe ser drásticamente evitado en todos los casos.

Para ello se exige que toda estructura posea la suficiente reserva de energía potencial para incursionar en el rango inelástico. Sin embargo, aun en situaciones extremas de inusuales solicitaciones sísmicas, debe mantenerse estable, con adecuada capacidad de disipación.

Pasos a seguir para elaborar un Diseño Sismorresistente en Acero:

Basado en las recomendaciones de la organización FEMA por sus siglas en ingles “Federal Emergency Management Agency” se establecen los siguientes pasos para un adecuado diseño sismorresistente en acero:

- Seleccionar un Tipo de Sistema Estructural y configuración de pórticos adecuados a la arquitectura presentada.
- Hacer un predimensionado de los miembros pertenecientes a los pórticos.
- Determinar los datos para poder llevar a cabo el análisis estructural tales como las cargas gravitacionales y acciones.

- Llevar a cabo el modelaje y análisis matemático de la estructura.
- Comprobar el adecuado comportamiento de los miembros seleccionados para el pórtico según las fuerzas, derivas y limitantes de estabilidad adecuadas.
- Confirmar o revisar las dimensiones de los miembros basado en los requerimientos establecidos para cada uno de los tipos de sistemas estructurales, en caso de no cumplir con dichos requerimientos se deberá redimensionar los elementos y regresar al paso anterior.
- Completar el diseño de las conexiones, rigidizadores, arriostramientos laterales, entre otros elementos que dependerán del tipo de sistema estructural elegido.

Todos los requisitos necesarios para obtener la acción sísmica de la estructura a diseñar se encuentran en la norma COVENIN 1756-1 (2001) donde según el uso, al ser una edificación educacional se encuentra en el GRUPO A y en función de la tabla 1, el nivel de diseño requerido será el ND3 para cualquiera de las zonas sísmicas, por lo tanto utilizarán los requisitos dispuestos para el mismo en la norma COVENIN 1618 (1998).

Tabla 1. Niveles de diseño ND

GRUPO	ZONA SÍSMICA		
	1 y 2	3 y 4	5, 6 y 7
A; B1	ND2 ND3	ND3	ND3
B2	ND1(*) ND2 ND3	ND2(*) ND3	ND3 ND2(**)

(*) Válido para edificaciones de hasta 10 pisos ó 30 m de altura

(**) Válido para edificaciones de hasta 2 pisos u 8 m de altura

Fuente: COVENIN 1756-1 (2001)

La zona sísmica resulta de la división territorio nacional en función del peligro sísmico y las fallas geológicas del terreno (Ver figura 12), y en cada una de estas zonas se tiene un Coeficiente de Aceleración Horizontal determinado (A_0), que es el cociente entre la aceleración máxima del terreno y la aceleración de la gravedad cuyos valores pueden apreciarse en la tabla 2.

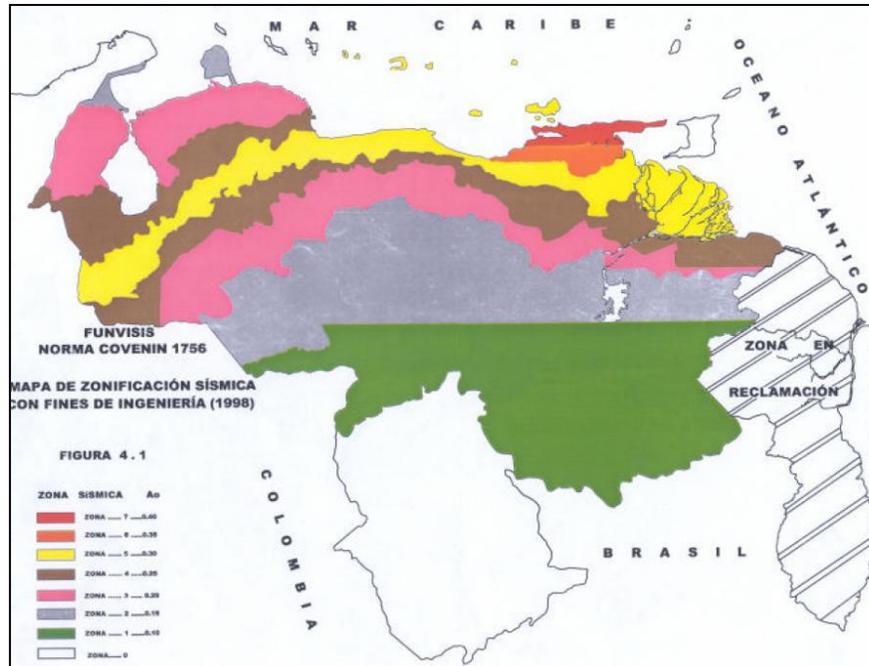


Figura 9. Mapa de zonificación sísmica
 Fuente: COVENIN 1756-1 (2001)

Tabla 2. Valores de A_0

ZONA SÍSMICA	PELIGRO SÍSMICO	A_0
7	ELEVADO	0.40
6		0.35
5		0.30
4	INTERMEDIO	0.25
3		0.20
2	BAJO	0.15
1		0.10
0		-

Fuente: COVENIN 1756-1 (2001)

Conexiones

Una estructura se forma del ensamblaje de los miembros estructurales que constituyen su esqueleto resistente y en los lugares donde los diversos miembros se deben unir en sus extremos a otros miembros se requieren, en el caso de las estructuras metálicas, configuraciones compuestas conocidas como conexiones

las cuales deben permitir que los esfuerzos producidos por las acciones sobre la estructuras sigan un flujo ordenado y continuo hasta llegar al sistema de fundaciones.

La norma COVENIN 1618 (1998) define como conexión a la combinación de juntas para transmitir fuerzas entre dos o más miembros. Por su parte se entiende como junta al área donde se unen dos o más extremos, superficies o bordes, y que incluye las planchas, perfiles angulares, pernos remaches y soldaduras.

El diseño de las conexiones en esta investigación precisa una parte bastante importante puesto una configuración adecuada de las mismas garantizará el desarrollo progresivo de la edificación. El diseño de las conexiones implica la elaboración de juntas que sean seguras, económicas en el uso de materiales, y construibles, además también se quiere que las mismas sean industrializables y que aporte una facilidad al momento de ensamblar la estructura.

Clasificación de las conexiones

Fratelli (2005) explica que el comportamiento de toda estructura depende básicamente del diseño y la ejecución de sus conexiones, y además dice que la respuesta de las conexiones a las solicitaciones debidas a las cargas exteriores, se expresa según su capacidad de deformación en función de la relación momento-curvatura.

Para efectos de diseño, la norma venezolana, así como también la norma norteamericana AISC 358 (2010) y los manuales de diseño clasifican a las conexiones en tres categorías:

- Conexiones Simples, o articuladas son las que se comportan de manera flexible y son incapaces de resistir ni transmitir los momentos. Además presentan rotaciones relativamente grandes.



*Figura 10. **Conexión simple (combinación de Soldadura y pernos)***
Fuente: Sede UCAB. Escultura académica de conexiones SIDETUR

- Conexiones Rígidas, son aquellas que mantienen prácticamente invariables los ángulos iniciales de la estructura, es decir, que presenta rotaciones muy pequeñas luego de la deformación. Asimismo, éstas son capaces de resistir y transmitir la totalidad de los momentos de continuidad debidos a las cargas exteriores.



*Figura 11. **Conexión rígida***
Fuente: Sede UCAB. Escultura académica de conexiones SIDETUR

- Conexiones Semi-Rígidas, son las que presentan una condición intermedia entre los dos tipos anteriores y los límites entre ambas son establecidos en las normas.

La selección del tipo de conexión entonces depende del comportamiento de dicha conexión; las limitaciones que haya para su construcción; la facilidad de fabricación (acceso para la soldadura, el uso de equipos automáticos, etc.) y su montaje (acceso para atornillar, simplicidad, soportes provisionales). Estos ensambles se realizan por medio de soldaduras o conectores mecánicos de los cuales el más utilizado son los pernos.

Conexiones soldadas

Las conexiones soldadas son aquellas donde todas las uniones de sus elementos se realizan a través de soldaduras. Mattos (2006) define a la soldadura como la técnica empleada para unir de dos o más componentes de un elemento estructural, conservando la continuidad del material y sus propiedades mecánicas y químicas. El uso de conexiones soldadas tiene varias ventajas como lo son: mayor rigidez de las conexiones, reduce los costos de la fabricación, se utiliza menor cantidad de acero, ya que son más compactas que las conexiones empernadas y permite una mejor limpieza y colocación de la pintura.

Entre sus desventajas se tiene el hecho de requerir mano de obra calificada en sitio que es lo que se busca evitar con la propuesta de estudio, sin embargo siempre se requiere el uso de las soldaduras en la prefabricación de las piezas y miembros de acero.

Las soldaduras se clasifican según el tipo de juntas, tipo de soldadura, posición para soldar y orientación de la soldadura. Respecto al tipo de soldadura se tienen:

- Soldaduras de ranura
- Soldaduras de filete
- Soldaduras de tapón o canal

- Soldaduras de muesca o hendidura

Las soldaduras de filetes son las más comunes en obras de ingeniería, para juntas de solape o en T, y se caracterizan por su forma triangular, con lados iguales o desiguales. Los tipos de soldaduras pueden observarse en la figura 15.

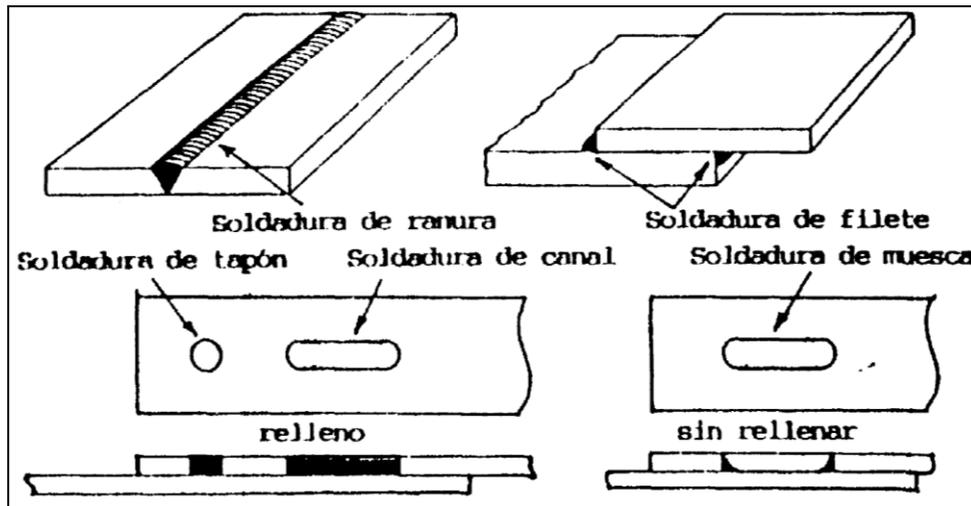


Figura 12. *Diferentes Tipos de Soldaduras*

Fuente: Fratelli (2003)

Conexiones Empernadas

Son las conexiones en las cuales las uniones principales de sus elementos se hacen a través de pernos o tornillos y cuya resistencia depende de la capacidad combinada de estos y las planchas o partes del perfil que unen, así como de la configuración y distribución de los pernos en las mismas.

En las conexiones empernadas los pernos se insertan a través de agujeros en planchas o piezas a unir, estos pernos están formados por tres partes: la cabeza que puede ser cuadrada o hexagonal, el vástago cilíndrico y la rosca en su extremo sobresaliente que funciona para ajustar con tuercas o arandelas de apriete. Los pernos que más se utilizan en estructuras son los de cabeza hexagonal debido a que son más fáciles de ajustar y necesitan un espacio menor para girar con las llaves de apriete, las tuercas también pueden ser cuadradas o hexagonales.

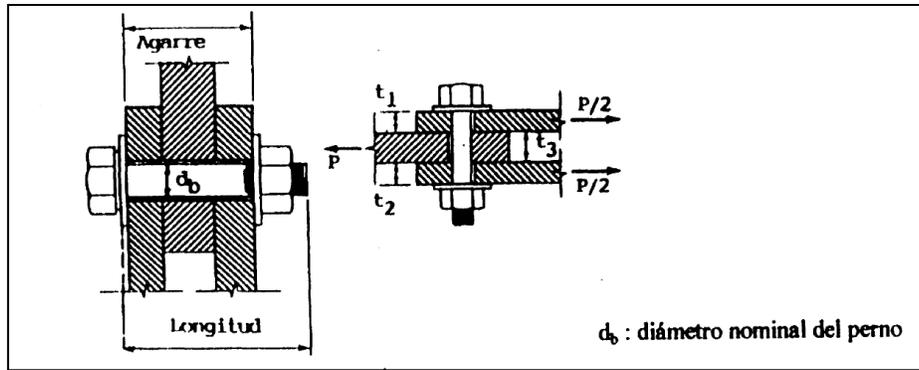


Figura 13. Perno de Cabeza Hexagonal

Fuente: Fratelli (2003)

Según sus dimensiones los pernos se clasifican en normales, pesados y semipesados. También se clasifican según sus características mecánicas en:

- Pernos normales: son los pernos de clasificación según especificaciones norteamericanas ASTM los A 307, estos poseen baja resistencia mecánica y se usan en miembros secundarios de edificios industriales con cargas estáticas de limitada magnitud o construcciones de corta vida y fácil desarme, se encuentran disponibles en diámetros entre $\frac{1}{4}$ " y $1 \frac{1}{2}$ ". Su colocación se hace de forma manual común con poco apriete por lo que pueden producirse desplazamientos entre las planchas o miembros estructurales que conectan.
- Pernos de alta resistencia: son los pernos de uso específico estructural, con campo de aplicación en juntas de pórticos de edificios, puentes, armaduras de techos y galpones. Los más utilizados en la industria son los A 325 y los A490 elaborados con aceros de medio carbono aleados, templados y revenidos. Su apriete debe ser tal que los miembros conectados queden bien ajustados y se pueda considerar fricción entre ellos.

La configuración de las conexiones requeridas en la estructuras dependerá de sistema constructivo y de la modulación. Sin embargo es importante describir dos tipos de conexiones de mayor uso con las cuales se distinguirán además los elementos que componen una conexión.

Conexiones de plancha extrema

Este tipo de conexión consiste en una plancha que se suelda, en el taller, al extremo de la viga y que posteriormente se emperna en campo a las alas de la columna o en el caso de columnas tubulares a una adaptación como se puede observar en la figura 18. Existen variaciones de esta conexión según el número de pernos usados; las configuraciones más usadas se muestran en la figura 17.

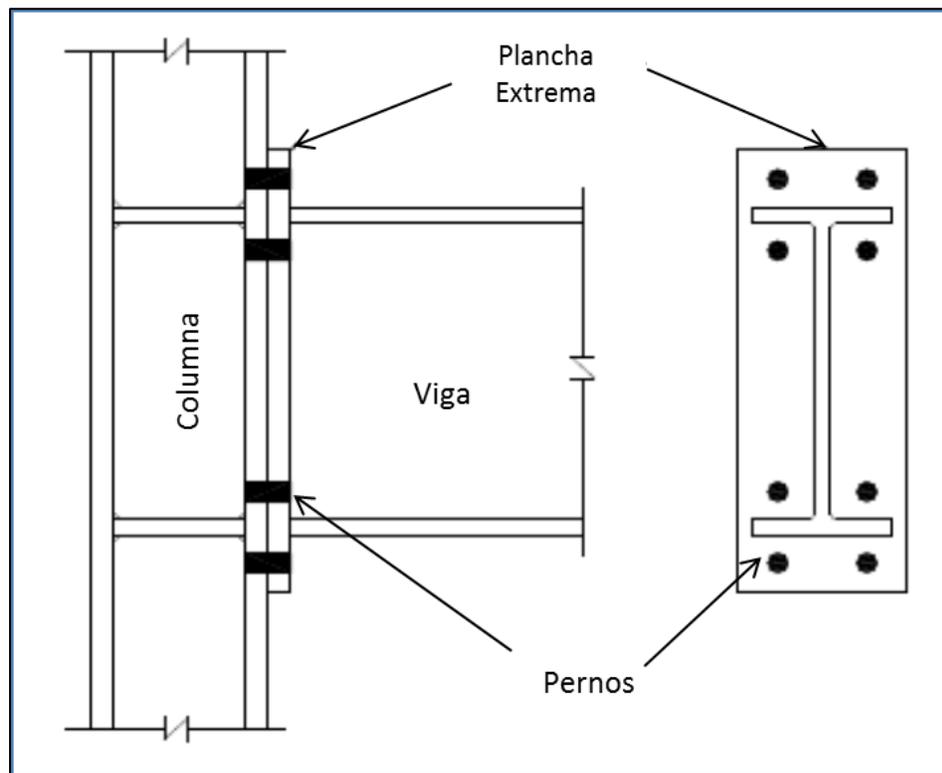


Figura 14. Plancha Extrema

Fuente: Elaboración propia

Las conexiones de plancha extrema rigidizadas de 4 pernos (4ES) han sido ampliamente ensayadas demostrando un comportamiento satisfactorio en la construcción de edificios de acero en Estados Unidos después del sismo de Northridge.

La principal ventaja de este tipo de conexión consiste en ser una conexión que utiliza soldadura hecha en el taller y se perna en el campo. La fuerza transmitida por

las aletas de la viga se distribuye en un área mayor de la aleta de la columna que en el caso de las conexiones Pre-Northridge.

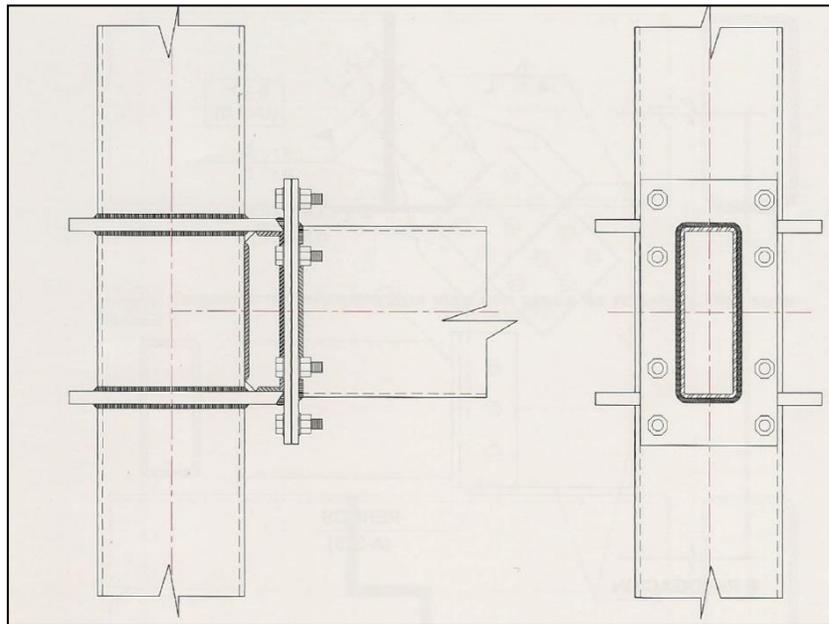


Figura 15. Plancha Extrema en perfiles tubulares

Fuente: Safina y Gonzalez (2011)

El uso de este tipo de conexión presenta algunas dificultades de tipo constructivo debido a la exactitud necesaria en cuanto a la longitud de las vigas, y la escuadra de las planchas y la columna; sin embargo estas dificultades son superables sin mayor incidencia económica.

Placa base

Las conexiones de placa base son el punto de transición crítico entre la estructura de acero y el sistema de fundaciones. Estas conexiones reciben las cargas de las columnas y las distribuye en un área de concreto localizado debajo de dichas placas que puede ser igual o mayor que el área de la placa.

Las placas base consisten en una plancha que generalmente es soldada en el taller directamente al extremo de la columna o puede conectarse mediante ángulos

apernados, esta posteriormente se ancla a la cimentación de concreto a través de pernos de anclaje.

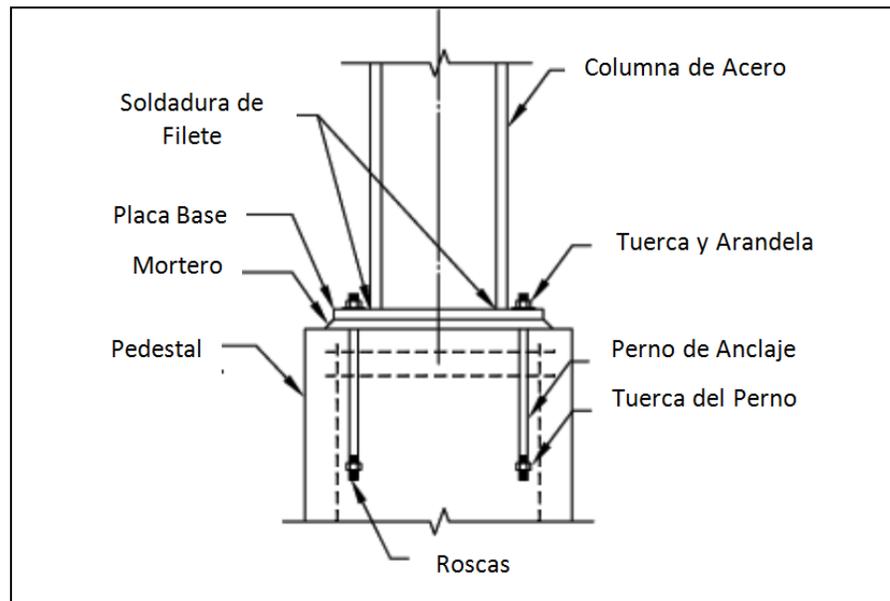


Figura 16. Conexión placa base
Fuente: Fisher y Kloiber, AISC (2006)

Para efectuar una fijación firme de la placa de base a la fundación, se realizan en ella agujeros por donde pasan pernos de anclaje que se han colocado dentro de la cimentación antes del vaciado del concreto, y a una profundidad suficiente, para de esta manera asegurar una adecuada adherencia. Estos agujeros deben tener un diámetro algo mayor, para corregir algún error en la alineación de las conexiones. Por su parte los pernos de anclaje deben ser resistentes al corte y a la tracción impuestos por las cargas exteriores actuantes.

Sistema de Fundaciones

La última etapa del diseño estructural sería la elección de un sistema de fundaciones. Como la edificación de estudio es de dos niveles y además el propósito es que sea de estructura liviana, su sistema de fundaciones debería estar constituido por fundaciones superficiales o directas. A continuación se exponen dos posibles opciones.

Zapata Aislada

La zapata aislada es un tipo de fundación directa que como describe Fratelli (1993), consiste en el ensanchamiento del extremo inferior de las columnas o pedestales con el objeto de distribuir la en el plano de apoyo sobre el suelo a modo de disminuir la magnitud de las presiones de contacto con este y asegurar la estabilidad de la superestructura. Generalmente son de concreto armado y la forma de su base es cuadrada o rectangular como se puede observar en la figura 20.

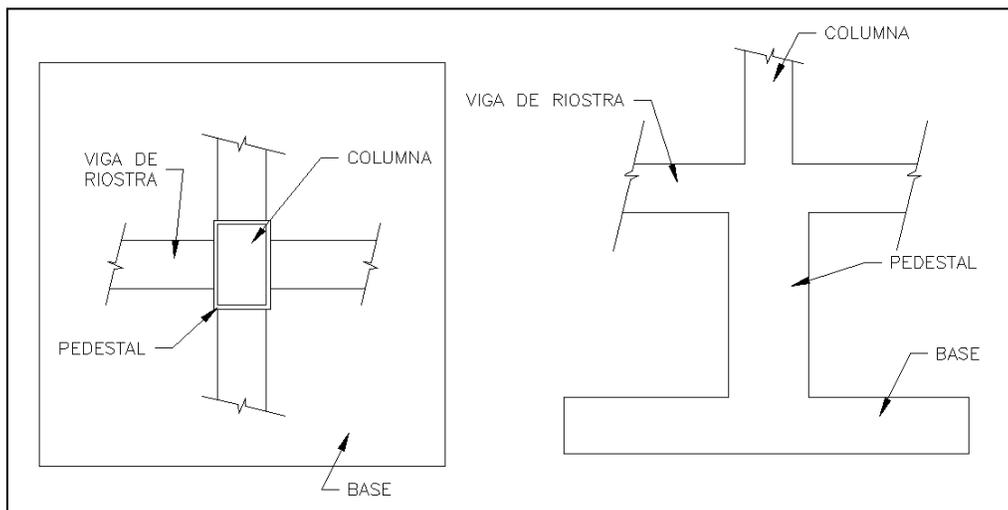


Figura 17. Partes de una zapata aislada

Fuente: Elaboración Propia

La base de la zapata se refuerza según dos direcciones ortogonales y para diseñar estructuralmente estas bases se debe seguir el siguiente procedimiento:

1. Se deben conocer las cargas de servicio totales que actúan sobre la base, y la combinación más desfavorable de las cargas mayoradas.
2. Obtener un perfil del suelo, para determinar la capacidad admisible así como la magnitud de los probables asentamientos que puedan generar las cargas de la superestructura.
3. Elegir la profundidad de apoyo de la bases a modo de permitir la armoniosa distribución de las cargas en la planta de las fundaciones.

4. Determinar la forma y tamaño de la base, en función de las cargas y la capacidad del suelo.
5. Diseñar las bases para las cargas mayoradas y según la calidad de los materiales a usar, respetando los espesores mínimos y las cuantías de acero recomendables. Este diseño se hace evaluando los posibles estados límites para determinar cuál es el más desfavorable.

Los estados límites pueden ser por estabilidad y resistencia. El chequeo de estabilidad se hace por: volcamiento, hundimiento, deslizamiento, esfuerzos sobre el suelo, siendo estos evaluado bajo cargas de servicio. El chequeo de resistencia se hace con las cargas mayoradas y se verifica: por viga ancha, punzonado y aplastamiento.

La dirección y magnitud de las cargas así como la excentricidad que se pueda dar en las zapatas puede generar distribuciones desiguales de esfuerzos que no es muy desfavorable en los suelos y es necesario estabilizar las zapatas aisladas conectándolas con otras. Al hacer esto se consigue rigidizar la cimentación y distribuir los esfuerzos de manera uniforme al suelo, estas zapatas se conocen como zapatas combinadas. Por otra parte cuando se emplean fundaciones aisladas es importante el uso de vigas de riostra para garantizar la rigidez lateral de la estructura.

Losa de Cimentación

Según Das (2001), este tipo de fundación es una zapata combinada que cubre toda la superficie bajo la estructura soportando varias columnas y/o muros como se observa en la figura 21. El uso más común de las losas de cimentación es en suelos con capacidad de carga baja pero que deben soportar grandes cargas de la superestructura. También se usan para cimentar en suelos de compresibilidad variable para proporcionar rigidez a modo de minimizar el asentamiento diferencial.

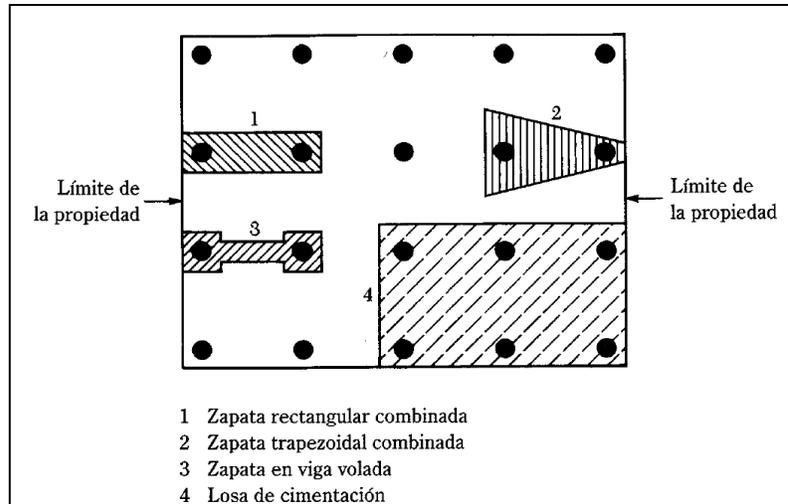


Figura 18. Tipos de Zapatas combinadas

Fuente: Das (2001)

La losa de cimentación se clasifica a su vez en varios tipos de acuerdo a sus características como se observa en la figura 22, siendo la más utilizada la losa continua que consta de un espesor uniforme, esta puede resultar poco económica si debe soportar grandes cargas que generen espesores altos por lo tanto se opta por las losas con refuerzo alrededor de las columnas.

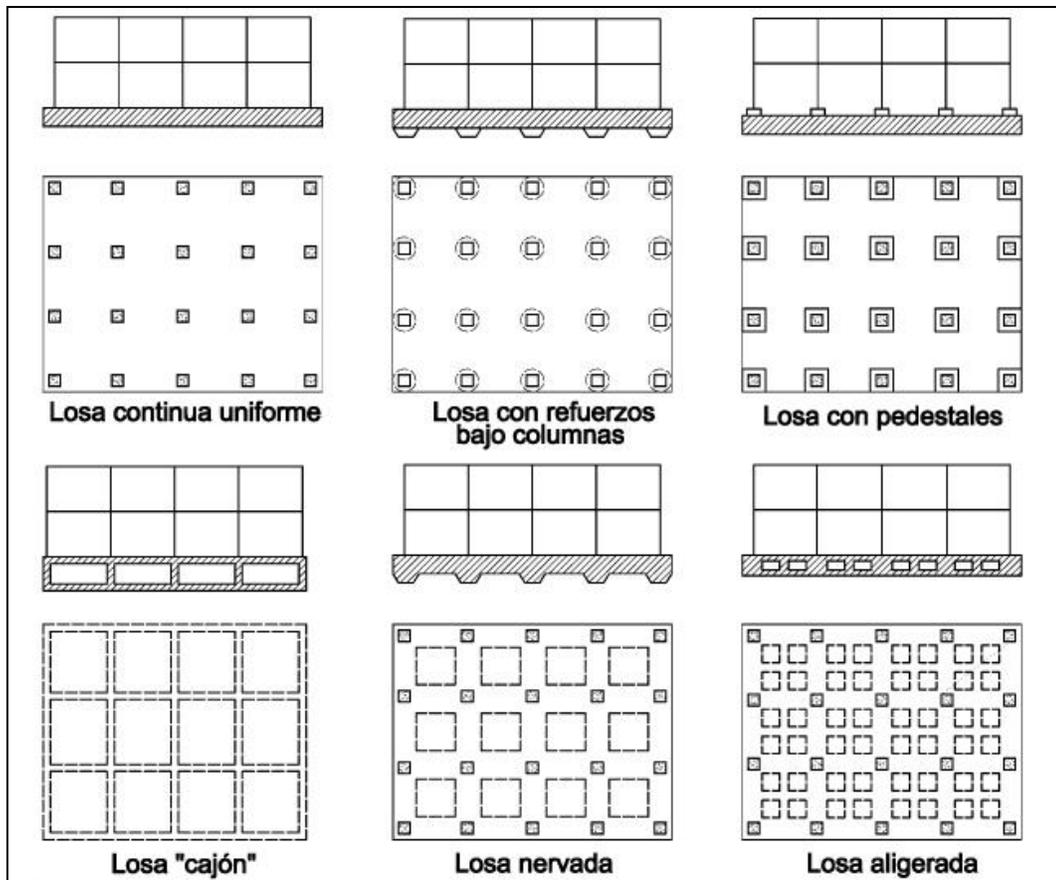


Figura 19. Tipos de losas de cimentación

Fuente: <https://teoriadeconstruccion.files.wordpress.com/2010/08/cte-parte-2-db-se-c-26-b.jpg>, (consultado el 26/11/15)

Desde el punto de vista estructural generalmente las losas de cimentación se diseñan como una losa de entrepiso invertida suponiendo que estas son infinitamente rígidas donde las cargas resultan ser las reacciones del suelo asumiendo que estas se distribuyen en línea recta y el centroide de estas coincide con la línea de acción de las cargas resultantes de las columnas. Como se diseña para resistir cargas en dos direcciones, la losa se divide en franjas para las cuales se determinan los diagramas de carga corte y momento con los que se va a trabajar.

El espesor de las losas o placas de cimentación queda determinado por su resistencia a corte y punzonado, especialmente cuando las columnas están ubicadas cerca de los bordes donde el perímetro de punzonado se reduce considerablemente y como la tracción diagonal debida a estas condiciones de falla es resistida únicamente

por el concreto el espesor de las placas generalmente es elevado, y la rigidez se incrementa, así lo indica Fratelli (1993).

Este tipo de fundación resulta ser una opción factible para la propuesta de estudio porque se logra distribuir las cargas de la superestructura para reducir la presiones sobre el suelo y con esto ubicar las zonas menos cargadas para ubicar la junta donde se le dará continuidad a la losa de cimentación cuando se avance en la construcción del edificio.

GLOSARIO DE TÉRMINOS

Acciones: fenómenos que producen cambios en el estado de tensiones y deformaciones en los elementos de una edificación. Las acciones se clasifican en permanentes, variables, accidentales y extraordinarias.

Acero Estructural: resultado de la aleación de hierro, carbono y pequeñas cantidades de otros elementos como silicio, fósforo, azufre y oxígeno, que le atribuyen características específicas como lo son alta resistencia, soldabilidad, ductilidad, entre otras.

Análisis Estructural: Determinación de las solicitaciones en los miembros y conexiones utilizando los principios de mecánica estructural.

Contenedor: es un recipiente de carga para el transporte marítimo o fluvial, transporte terrestre y transporte multimodal. Se trata de unidades estancas que protegen las mercancías de la climatología y que están fabricadas de acuerdo con la normativa ISO (*International Organization for Standardization*), en concreto, ISO-668;2 por ese motivo, también se conocen con el nombre de contenedores ISO. Sus dimensiones más extendidas son los de 20 y 40 pies de largo.

Conexión: Combinación de juntas para transmitir fuerzas entre dos o más miembros.

Diseño estructural: Dimensionamiento definitivo de las secciones de los miembros estructurales y detalles del refuerzo.

Elemento Estructural: Corresponde a las partes o piezas más pequeñas de una estructura, aplicándose principalmente a las estructuras de acero. Estos elementos serían los rigidizadores, planchas, conexiones.

Ensamblaje: unir, acoplar dos o más piezas, haciendo encajar la parte saliente de una en la entrante de la otra.

Espectro de diseño: espectro asociado a sismos de diseño, en el cual se incorpora el factor de reducción de respuesta correspondiente al sistema resistente a sismos adoptado.

Estructura: distribución y orden de las partes importantes de un edificio. Conjunto de elementos o miembros estructurales diseñados para soportar las cargas gravitacionales y resistir las acciones laterales, principalmente sismo y viento.

Factor de Reducción de Respuesta: factor que divide las ordenadas del espectro de respuesta elástica para obtener el espectro de diseño.

Kit: es el conjunto de piezas que conforman un objeto, aparato o estructura que se venden con un folleto de instrucciones para montarlo con facilidad.

Miembro estructural: es cada una de las partes principales de un todo o edificio. Estos son las vigas, columnas, muros, losas.

Módulo: una dimensión que convencionalmente se toma como unidad de medida. El módulo es la medida que se toma como base para dimensionar todo el edificio

Nivel de Diseño: es un conjunto de prescripciones normativas, asociadas a un determinado factor de reducción de respuesta y uso de la edificación, que se aplica en el diseño de los miembros del sistema resistente a sismos.

Perfiles Estructurales: son piezas de acero laminado cuya sección transversal puede ser en forma de I, H, T, canal o ángulo.

Perfil Geotécnico: representación bidimensional de las condiciones geotécnicas de un lugar que incluye la estratigrafía y geometría de los depósitos de suelos, además de los parámetros mínimos necesarios para su caracterización.

Perno de Acero Estructural: perno de acero de aleación empleado para realizar uniones de acero estructural.

Prefabricación: sistema constructivo basado en el diseño y producción de componentes y subsistemas elaborados en serie en una fábrica fuera de su ubicación final y que en su posición definitiva, tras una fase de montaje simple, precisa y no laboriosa, conforman el todo o una parte de un edificio o construcción.

Sofito metálico: Lámina corrugada de acero que sirve como encofrado inferior en losas de concreto del tipo construcción mixta. Apropiadamente conectada o adherida, puede servir como refuerzo del concreto después que ha endurecido; "*steel deck, metal deck*".

Solicitaciones: Conjunto de fuerzas axiales, fuerzas cortantes, momentos flectores, momentos torsores y bimomentos que permiten el diseño de las secciones de los elementos y miembros estructurales.

Teoría de los estados límites: Método de diseño que consiste en determinar todos los modos potenciales de falla o inutilidad (Estados Límites), y mantener unos niveles de seguridad aceptables contra su ocurrencia, los cuales se establecen habitualmente con criterios probabilísticos.

Zona sísmica: zona geográfica en la cual se admite que la máxima intensidad esperada de las acciones sísmicas, en un periodo de tiempo prefijado, es similar en todos sus puntos.

CAPÍTULO III

MARCO METODOLÓGICO

Consideraciones Generales

En el presente capítulo se describirá el procedimiento metodológico de la investigación abarcando las técnicas y procedimientos que llevan a cumplir los objetivos planteados definiendo el tipo de investigación y diseño de la investigación, describiendo las fases metodológicas, técnicas e instrumentos de recolección de la información, técnicas de análisis e interpretación de los resultados y la operacionalización de objetivos.

Tipo de Investigación

Con esta investigación se busca generar una propuesta estructural base para un sistema constructivo de edificaciones educacionales que se desarrolle por etapas manteniendo su funcionamiento. Según Valarino, Yáber y Ceborain (2012) una investigación donde se apliquen conocimientos científicos para generar propuestas que contribuyan a innovar en el diseño de políticas, crear novedosos productos, aportar soluciones a los retos de desarrollo, a problemas nacionales o de una región, es una investigación del tipo aplicada.

La investigación aplicada se subdivide en tres tipologías que son: investigación y desarrollo, investigación evaluativa e investigación-acción. Siendo que la presente investigación proviene de ubicar una necesidad del presente en el entorno educativo, específicamente universitario de Venezuela en relación a las posibilidades económicas para desarrollar su planta física y con dicha investigación se busca desarrollar una propuesta solución, de dice entonces que es una investigación aplicada del tipo investigación y desarrollo.

Por otra parte, según el enfoque de Hurtado de B (2010), esta investigación también se considera del tipo proyectiva al proponer solución a una situación determinada implicando el diseño de algo en base a un proceso investigativo.

Diseño de la Investigación

Según Sabino (2007) “el diseño es, pues, una estrategia general de trabajo la cual el investigador determina una vez que ya ha alcanzado suficiente claridad respecto al problema y que orienta y esclarece las etapas que habrán de acometerse posteriormente” (p. 63).

Por otra parte Hurtado de B (2010) expresa que “el diseño se refiere a donde y cuando se recopila la información, así como la amplitud de la información a recopilar, de modo que se pueda dar respuesta a la pregunta de investigación de la forma más idónea posible” (p. 147). En este sentido todo trabajo de investigación debe enmarcarse en un diseño.

Diseño adoptado para “proponer la ingeniería básica de edificio educacional tipo FEDE de dos niveles bajo concepto de desarrollo progresivo” según Hurtado de B (2010) es mixto, siendo documental al recopilar información que ayude a desarrollar la solución así como el uso de un diseño arquitectónico establecido fuera de esta investigación y experimental al manipularse las variables en busca de las características ideales de materiales y configuración de la propuesta estructural. Respecto a la perspectiva temporal es transeccional contemporánea estudiando un evento actual pero en único momento del tiempo y es multieventual de caso al estudiarse varios de eventos en conjunto.

Diseño de las Fases Metodológicas

Para llevar a cabo la investigación de manera ordenada y cumplir con los objetivos se debe seguir un proceso sistemático mediante fases, pasos y actividades a realizar, así lo plantean Valarino, Yáber y Ceborain (2012). En este orden de ideas, para esta investigación se establecen cuatro fases que se describen a continuación:

Primera fase: consiste en la investigación y revisión bibliográfica en busca de información que sustente el planteamiento de problema en cuanto a los sistemas constructivos metálicos ya propuestos, al revisar y estudiar las diferentes características para poder desarrollar una propuesta estructural que proporcione una solución al caso de estudio.

Segunda fase: luego de recolectar ideas y seleccionar una configuración para el sistema constructivo del edificio en estudio se procede a efectuar el diseño estructural del mismo, tomando en cuenta los conceptos de progresividad, industrialización, transporte y cumpliendo los requisitos de resistencia. En esta fase definen las longitudes de los miembros y se pre-dimensionan las secciones de los perfiles de acero para modelar la estructura utilizando el programa ETABS en el cual definiendo las acciones permanentes y variables, así como variando las acciones sísmicas se obtienen los perfiles definitivos a usar en la estructura, así como las reacciones en los nodos para el diseño de las conexiones.

Tercera Fase: con las reacciones en los nodos obtenidas del programa de cálculo y además tomando en cuenta que se quiere una estructura de fácil ensamblaje y que pueda desarrollarse por etapas manteniendo su continuidad, se procede a diseñar las conexiones aplicando hojas de cálculo en Excel. Luego de tener definidas las conexiones se realizará el detallado de las mismas.

Cuarta Fase: por último contando con la información de todos los materiales estructurales necesarios para levantar la estructura se describe el método de ensamblaje así como las etapas de la construcción. Con la información anterior y

definidos los módulos de funcionamiento de la estructura se describe el contenido de los diferentes paquetes que forman parte del kit de construcción.

Técnicas e Instrumentos de Recolección de la Información

Balestrini, M (2002) refiriéndose a las técnicas e instrumentos de recolección de datos explica que se debe señalar y precisar de manera clara y metodológica, cuales son los métodos instrumentales y técnicas de recolección de información, más apropiados para atender las interrogantes planteadas en la investigación que en conjunto permitan obtener y recopilar los datos que se buscan.

Por su parte Hurtado de B, J (2010) dice que “las técnicas tienen que ver con los procedimientos utilizados para la recolección de datos” y “los instrumentos representan la herramientas con la cual se va a recoger, filtrar y codificar la información”. Siguiendo el orden de las ideas, también indica que “Los instrumentos están en correspondencia con las técnicas” (p. 153).

En relación a lo expuesto anteriormente se establece como técnica de recolección la observación científica y documental, definida por Sabino (2007) como “el uso sistemático de nuestros sentidos en la búsqueda de los datos que se necesitan para resolver un problema de investigación” (p.101). Esto es porque se recolecta información de fuentes externas en función de desarrollar ideas para dar solución al presente problema y por otro lado se manipulará la información usando un programa de computador para generar diferentes respuestas que se puedan comparar entre sí en busca del mejor resultado en función de las variables que se plantean.

Los instrumentos de recolección de información utilizados son los de consulta bibliográficas, hojas de cálculo en Excel para el predimensionado de los miembros estructurales, el programa de cálculo ETABS para modelado de la estructura, hojas de cálculo en Excel para el vaciado de la información necesaria resultante del programa, diseño de conexiones y resumen de los resultados.

Técnicas de Análisis e Interpretación de los Datos

Una vez recolectada la información con el uso de los instrumentos especificados se debe analizar a fin de descubrir su significado en término de los objetivos planteados. Según Valarino, Yáber y Ceborain (2012) las técnicas de análisis de información pueden clasificarse en cualitativas y cuantitativas explicando que, por lo general, en los trabajos de especialización se realizan análisis cuantitativos descriptivos o cualitativos sencillos.

Para esta investigación el tipo de análisis será cualitativo analizando la información procesada a través de tablas y gráficos elaborados que al ser descritos lleven a la elección de las características estructurales más convenientes para la propuesta en función de las variables de estudio.

Operacionalización de Objetivos

<p>Objetivo General: Proponer la ingeniería estructural básica de edificio educacional tipo FEDE de dos niveles bajo concepto de desarrollo progresivo.</p>			
Objetivo Específico	Variable	Dimensión	Indicadores
Diseñar los miembros estructurales bajo criterios de modulación industrializada	Configuración estructural modular en acero	Parámetros de diseño estructural	<ul style="list-style-type: none"> - Resistencia del material - Vida útil del edificio - Clasificación del Suelo - Zona Sísmica - Acciones sísmicas, variables y permanentes
		Miembros estructurales	<ul style="list-style-type: none"> - Tracción - Compresión - Pandeo - Flexión - Corte
		Modulación Industrializable	<ul style="list-style-type: none"> - Definición volumétrica de los espacios de almacenaje para transporte - Masa Total - Factibilidad de producción de los elementos que conforman la estructura.

Objetivo General: Proponer la ingeniería estructural básica de edificio educacional tipo FEDE de dos niveles bajo concepto de desarrollo progresivo.			
Objetivo Específico	Variable	Dimensión	Indicadores
Desarrollar los componentes de materiales estructurales con base a al criterio de modulación industrializada para desarrollo progresivo.	Caracterización de los miembros y elementos que conforman la estructura con base a volúmenes de contenedores	Modulación	<ul style="list-style-type: none"> - Dimensiones de los elementos y miembros - Masa de los materiales
		Eficiencia operacional	<ul style="list-style-type: none"> - Dimensión de los contenedores de transporte - Tiempo de ensamblaje
Diseñar las conexiones de los miembros adaptables al criterio de modulación industrializada para desarrollo progresivo.	Conexiones emperradas para ensamblaje sencillo	Sección resistente pernos Sección resistente Planchas	<ul style="list-style-type: none"> - Reacciones en los nodos - Dirección de las reacciones

CAPÍTULO IV

RECOLECCIÓN Y PROCESAMIENTO DE LA INFORMACIÓN

El objeto de estudio es una edificación educacional tipo FEDE alargado de dos (2) niveles con pórticos principales cuya distancia entre ejes de columnas es de 7.20m, y volados de 2.20m y 1.20m. Estos pórticos se encuentran separados a cada 3.60m, y adicionalmente cuenta con un módulo de circulación vertical adosado a la edificación principal, como puede observarse en las figuras 20 y 21.

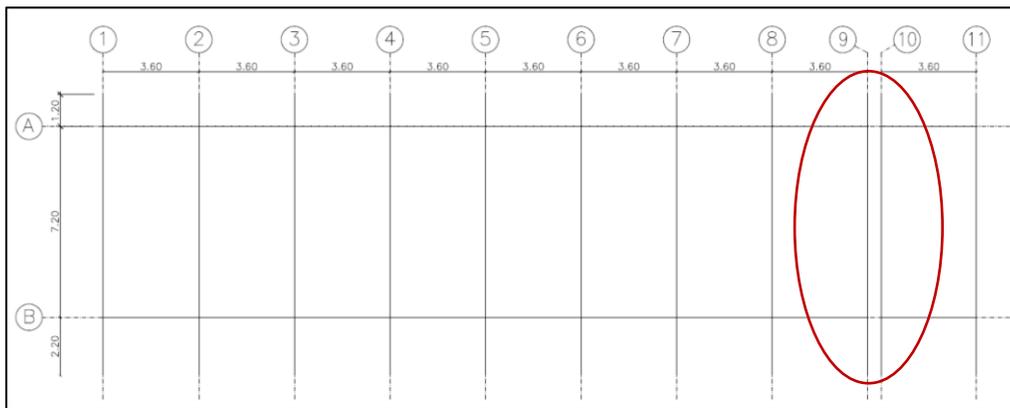


Figura 20. **Esquema de planta de la edificación**

Fuente: Elaboración propia

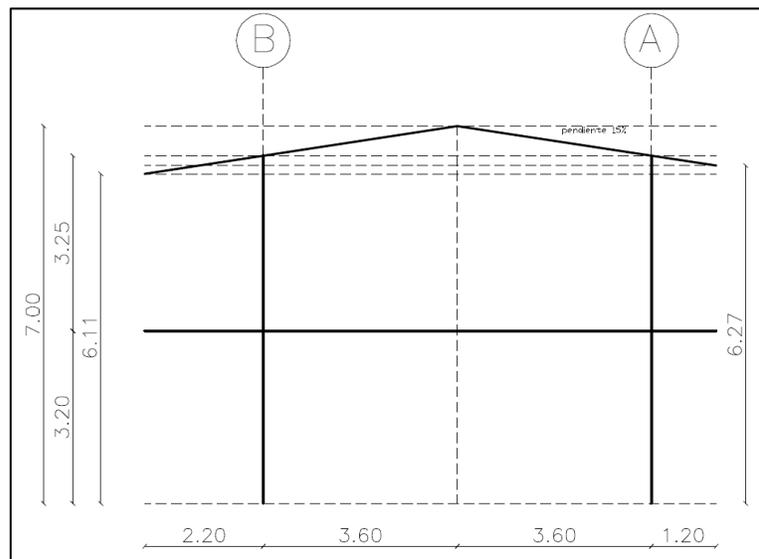


Figura 21. **Esquema de corte de la edificación**

Fuente: Elaboración propia

Tomando en cuenta las características dimensionales de la estructura en su máxima ampliación y los criterios de modulación industrializada con piezas prefabricadas que en sitio se conectan a través de pernos, se consideró el uso de perfiles de almas y alas, cuyas características facilitan el planteamiento de conexiones apernadas. En tal caso se decidió utilizar perfiles laminados: IPE para vigas, correas y arriostramientos, así como perfiles HEB para columnas los cuales cumplen con los límites de relación ancho/espesor para secciones compactas.

Así mismo, para definir las secciones resistentes de los miembros de la estructura se utilizó el programa de cálculo estructural CSI ETABS, considerando criterios varios según normas y diferentes autores en función de los datos que se ingresan a dicho programa, lo cuales se describen a continuación.

Cubierta de techo

Para la cubierta de techo se decidió utilizar paneles aislados para techo que pueden ser suministrados por varias empresas en el país (Centrolam, Luvitec, Isotex), cuyas características técnicas son bastante similares. Sin embargo para efectos de diseño en este trabajo de investigación se tomó información del folleto TERMOPANEL de Isotex (2016).

Según lo que se especifica en el folleto anteriormente mencionado, el TERMOPANEL consiste en un panel tipo sándwich fabricado con láminas de acero galvanizado pre-pintado al horno ó Galvalum con un núcleo de Poliestireno Expandido (EPS) de alta densidad, el calibre de las láminas puede variar de entre 0.35mm a 0.53mm dependiendo de su aplicación y el espesor del panel puede ser de 10 o 15cm.

En la figura 22 se pueden apreciar con más detalle las especificaciones técnicas del TERMOPANEL, para efectos de diseño se usó el máximo peso que puede tener este material. Se eligió este material por ser liviano y de fácil instalación, cumpliendo con las características del sistema constructivo que se quiere desarrollar con este trabajo de investigación.

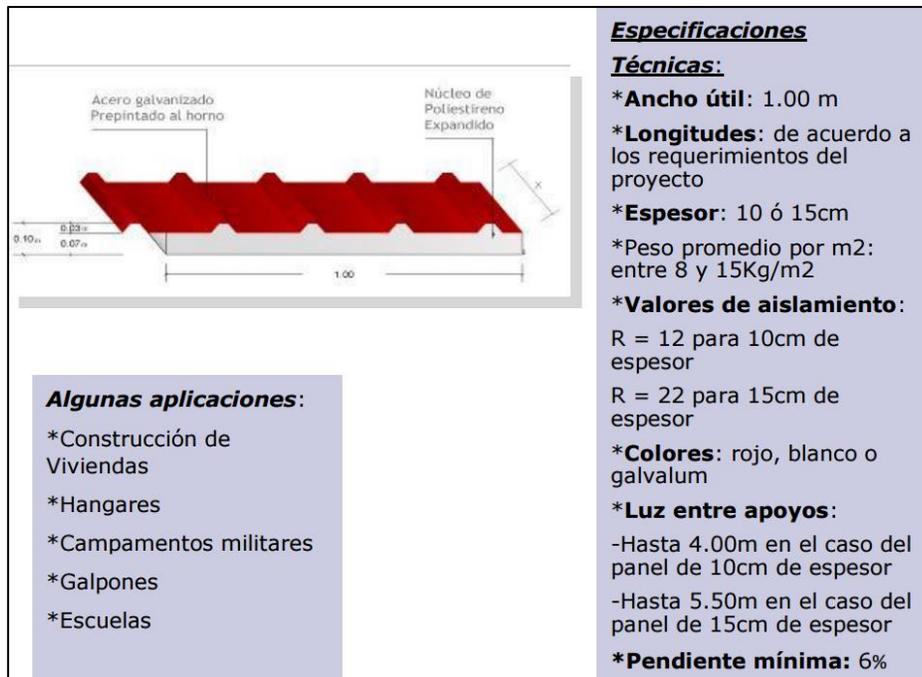


Figura 22. **Especificaciones del TERMOPANEL**
 Fuente: Isotex (2016)

Losa de Entrepiso

Se consideró para la losa de entrepiso el sistema mixto de losa de concreto vaciado sobre sofito metálico cuyas características facilitan y colaboran en el proceso constructivo, puesto que en primer lugar al instalar es sofito este actúa como plataforma de trabajo durante la construcción, en segundo lugar provee a la losa el refuerzo positivo por flexión y por ultimo provee a la estructura resistencia para cargas laterales, sin contar que con su uso se evita el procedimiento de desencofrado de la losa y se reduce el uso de cabillas de refuerzo.

En función de lo expuesto anteriormente para el diseño de esta edificación se utilizó el sofito metálico o lámina acanalada conocida como Ternium Losacero 25, por ser el modelo que contiene mayor volumen de concreto vaciado en comparación con la Losacero 15 (implicando un peso mayor sobre la estructura), de calibre 22 con espesor de concreto de 5cm. Esto con la finalidad de que si por alguna razón no se dispone en el mercado de la Losacero 25 se pueda utilizar la Losacero 15. En la figura 23 se puede observar la diferencia entre ambas láminas.

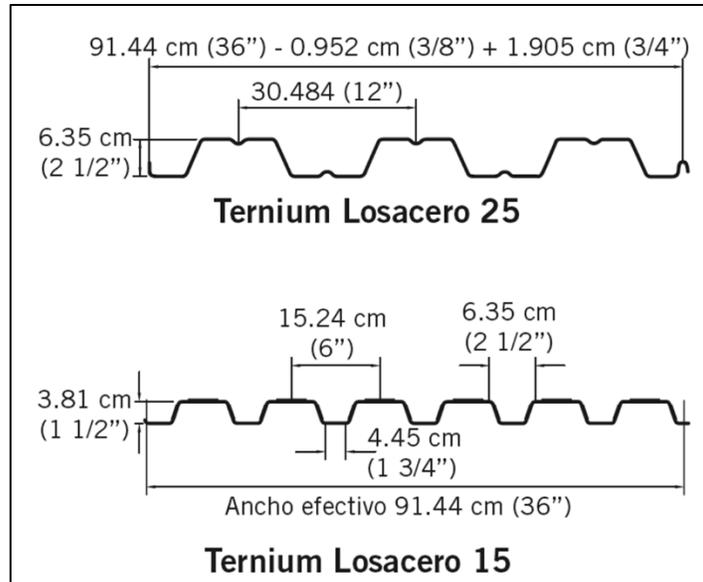


Figura 23. **Características de Sección Transversal de Losacero**
Fuente: Ternium (2010)

Determinación de cargas en la losa

Las cargas en la losa de techo y entrepiso se determinaron de acuerdo a los capítulos 4 y 5 de la Norma COVENIN 2002-88 “Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones” y están expresadas en Kg/m².

Tabla 3. **Cargas de la losa de Entrepiso**

LOSA ENTREPISO	
CARGA MUERTA (kg/m²)	
Peso de soffito metálico (Losacero 25 con espesor de concreto 5cm)	205
Acabado de piso (Granito)	100
Ductería e Instalaciones Eléctricas	20
Cielo Raso	20
Paredes (estimado)	100
	CP= 445
	CPu= 534
CARGA VIVA (kg/m²)	
Aulas	300
	CVu= 480
Pasillo	400
	CVu= 640

Fuente: Elaboración Propia

Donde:

Wg: es la carga muerta distribuida en planta

Wgu: es la carga muerta última distribuida en planta

Wp: es la carga viva distribuida en planta

Wpu: es la carga viva última distribuida en planta

Tabla 4. Cargas de la losa de Techo

LOSA DE TECHO	
CARGA MUERTA (kg/m²)	
Láminas de termopanel	15
CPu=	18
CARGA VIVA (kg/m²)	
Techos inaccesibles livianos	40
CVu=	64

Fuente: Elaboración Propia

Combinación de solicitaciones

Las combinaciones de solicitaciones consideradas para el análisis de la estructura por estado límite de agotamiento resistente, son las siguientes (Norma COVENIN 1618-1998):

$$1.4CP \quad \text{Ec. 12}$$

$$1.2CP + 1.6CV + 0.5CV_t \quad \text{Ec. 13}$$

$$1.2CP + 1.6CV_t + CV \quad \text{Ec. 14}$$

$$1.2CP + 0.5CV_t + 0.5CV \pm S \quad \text{Ec. 15}$$

$$0.9CP \pm S \quad \text{Ec. 16}$$

Donde:

CP, solicitaciones por carga permanente.

CV, solicitaciones por carga variable.

CV_t, solicitaciones por carga variable en techo.

S, solicitaciones debidas a acciones sísmicas.

Tomando en consideración las solicitaciones sísmicas, S , que intervienen sobre la estructura, se tiene:

$$S = S_H \pm S_V \quad \text{Ec. 17}$$

Donde la componente horizontal, se obtuvo mediante las fuerzas resultantes a partir del análisis sísmico de la estructura, y la misma se encontraría afectada por un factor de sobrerresistencia, Ω_0 , que en el caso de estructuras con sistemas mixtos sería igual a 2. El cual se aplica en las siguientes ecuaciones:

$$1.2CP + 0.5CV_t + 0.5CV \pm \Omega_0 S_H \quad \text{Ec. 18}$$

$$0.9CP \pm \Omega_0 S_H \quad \text{Ec. 19}$$

Por otra parte, la componente sísmica vertical fue calculada como se muestra a continuación:

$$S_V = (0.2\alpha\phi\beta A_0)CP \quad \text{Ec. 20}$$

Sustituyendo los parámetros considerados en el análisis sísmico:

$$S_V = (0.2 * 1.30 * 0.70 * 2.80 * 0.20)CP = 0.10192CP \quad \text{Ec. 21}$$

Por su parte, como combinaciones de carga para el estado límite de servicio se aplicaron las siguientes:

$$CP \quad \text{Ec. 22}$$

$$CP + CV + CV_t \quad \text{Ec. 25}$$

Análisis sísmico de la estructura

Para llevar a cabo el análisis sísmico de la estructura, se elaboró inicialmente el Espectro de Respuesta Elástico y el Espectro de Diseño (figura 24) aplicando el nivel de diseño ND3 puesto que se tiene una edificación clasificada según su uso en el grupo A, obteniéndose de estos la aceleración de diseño, A_d , con la cual se determinaría el corte basal V_0 de la misma.

Basados en la Norma Covenin 1756-01, se definieron los parámetros necesarios para la elaboración de los espectros antes mencionados, siendo los mismos especificados a continuación:

- Estructura Tipo II
- Grupo A
- Zona Sísmica 3 ($A_0=0.20$; $\alpha=1.30$; $R=5$)
- Suelo tipo S3; $\varphi=0.70$
- Nivel de Diseño ND3

Cálculo de Espectro de Diseño

Se calculó el espectro sísmico de diseño aplicando una hoja de Excel de elaboración propia expuesta a continuación en función de la los parámetros sísmicos definidos en el punto anterior, determinando la aceleración de respuesta y diseño según la figura 24; cuya tabla de valores fue convertida a formato *.txt* e importada al programa de cálculo estructural ETABS.

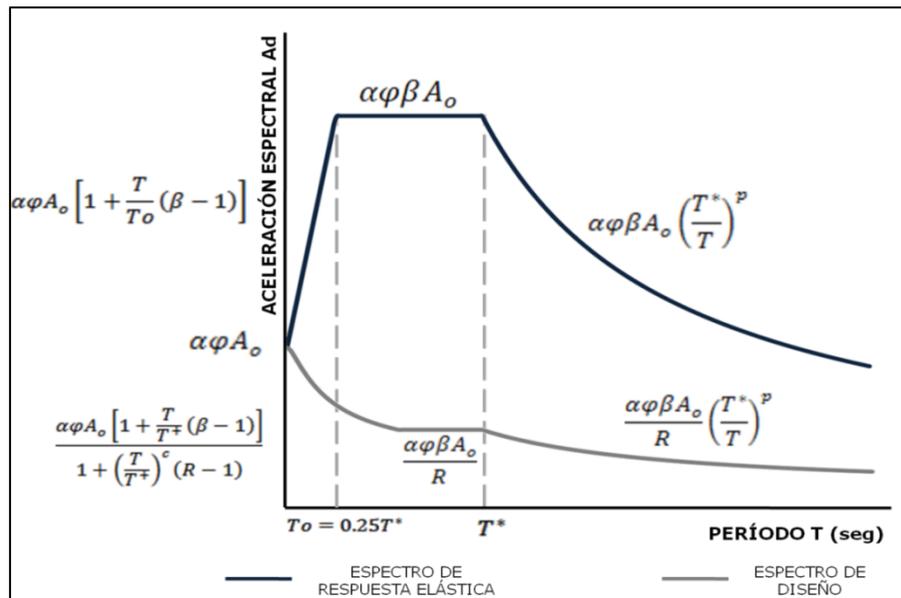


Figura 24. Espectro de Respuesta y Espectro de Diseño

Fuente: Norma COVENIN 1756-2 (2001)

ESPECTRO DE RESPUESTA Y DISEÑO

VALORES DE A_0		
Zonas Sísmicas	Peligro Sísmico	A_0
7	Elevado	0.40
6		0.35
5		0.30
4	Intermedio	0.25
3		0.20
2	Bajo	0.15
1		0.10
0		-

FACTOR DE IMPORTANCIA	
GRUPO	α
A	1.30
B1	1.15
B2	1.00

GRUPO	α
A	1.3

Forma espectral y Factor de corrección						
Material	Vsp (m/s)	H (m)	Zonas sísmicas de 1 a 4		Zonas sísmicas de 5 a 7	
			Forma espectral	ϕ	Forma espectral	ϕ
Roca sana/fracturada	>500	-	S1	0.85	S1	1.00
Roca blanda y meteorizada y suelos muy duros o muy densos	>400	<30	S1	0.85	S1	1.00
		30-50	S2	0.80	S2	0.90
		>50	S3	0.70	S2	0.90
Suelos duros o densos	250-400	<15	S1	0.80	S1	1.00
		15-50	S2	0.80	S2	0.90
		>50	S3	0.75	S2	0.90
Suelos firmes/medio densos	170-250	≤50	S3	0.70	S2	0.95
		>50	S3 ^(a)	0.70	S3	0.75
Suelos blandos y sueltos		≤15	S3	0.70	S2	0.90
		>15	S3 ^(a)	0.70	S3	0.80
Suelos blandos o sueltos ^(b) intercalados con suelos más rígidos	-	H1	S2 ^(b)	0.65	S2	0.70

(a) Si A_0 es menor o igual a 0.15 usese S4

(b) El espesor de los estratos blandos o sueltos ($V_{sp} < 170$ m/s) debe ser mayor que 0.1H

(c) Si $H1 \geq 0.25H$ y $A_0 \leq 0.20$ úsese S3

Vsp= velocidad promedio de onda de corte en el perfil geotécnico

H=profundidad a la cual se encuentra el material cuya velocidad de las ondas de corte, V_s es mayor que es mayor que 500 m/s

ϕ =factor de corrección del coeficiente de aceleración horizontal

H1=profundidad de la superficie hasta el tope del estrato blando

NIVELES DE DISEÑO ND			
GRUPO	Zona Sísmica		
	1 y 2	3 y 4	5,6 y 7
A;B1	ND2 ND3	ND3	ND3
B2	ND1(*) ND2 ND3	ND2(*) ND3	ND2 ND3(**)

(*) Válido para edificaciones de hasta 10 pisos ó 30 m de altura

(**) Válido para edificaciones de hasta de dos pisos u 8 m de altura

ÁREAS Y/O COMPONENTES EN LOS CUALES DEBE EXTENDERSE EL CUMPLIMIENTO DE LOS REQUERIMIENTOS DE DISEÑO ND3		
Tipo de irregularidad		Áreas y componentes
VERTICAL	a.1: Entrepiso blando	Todos los componentes del entrepiso y de los dos entrepisos adyacentes
	a.2: Entrepiso debil	
	a.7: Discontinuidad en el plano del sistema resistente	Los componentes donde ocurre la discontinuidad y todos los componentes adyacentes
	a.9: Columnas cortas	
HORIZONTAL	b.2: Riesgo torsional elevado	Toda la estructura
	b.4: Diafragma flexible	Todos los componentes que se vinculan al diafragma en referencia

FACTORES DE REDUCCIÓN DE RESPUESTA R

NIVEL DE DISEÑO	ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO				
	TIPO DE ESTRUCTURA				
	I	II	III	III(a)	IV
ND3	6.00	5.00	4.50	5.00	2.00
ND2	4.00	3.50	3.00	3.50	1.50
ND1	2.00	1.75	1.50	2.00	1.25

(1) Para sistemas con columnas articuladas en su base el valor de R será multiplicado por 0.75

(2) En pórticos con vigas de celosía se usará 5.00 limitado a edificios de no más de 3m de altura

(3) En aquellos casos donde la conexión viga colectora-columna sea del tipo PR, según la norma COVENIN 1618-98, úsese 5.00

NIVEL DE DISEÑO	ESTRUCTURAS DE ACERO				
	TIPO DE ESTRUCTURA				
	I ⁽¹⁾	II	III	III(a)	IV
ND3	6 ⁽²⁾	5.00	4.00	6 ⁽³⁾	2.00
ND2	4.50	4.00	-	-	1.50
ND1	2.50	2.25	2.00	-	1.25

(1) Para muros estructurales reforzados con planchas de acero y miembros de borde de sección mixta acero-concreto, úsese 5.00

NIVEL DE DISEÑO	ESTRUCTURAS DE ACERO-CONCRETO				
	TIPO DE ESTRUCTURA				
	I	II	III	III(a)	IV
ND3	6.00	5.00	4.00	6 ⁽¹⁾	2.00
ND2	4.00	4.00	-	-	1.50
ND1	2.25	2.50	2.25	-	1.00

COEFICIENTE SISMICO Y ESPECTROS DE DISEÑO

Forma Espectral	T*	β	ρ
S3	1.0	2.8	1.0

VALORES DE T*, β Y ρ			
Forma Espectral	T* (seg)	β	ρ
S1	0.4	2.4	1.0
S2	0.7	2.6	1.0
S3	1.0	2.8	1.0
S4	1.3	3.0	0.8

VALORES DE T ⁺	
CASO	T ⁺ (seg)
R < 5	0.1(R-1)
R ≥ 5	0.4

Zona sísmica	3
A _o	0.20
T*	1.00
T _o	0.25
α	1.30
ρ	1.00
T ⁺	0.40
β	2.80
φ	0.70
c	1.16
R	5.00

$$c = \sqrt[4]{R/\beta}$$

El espectro de respuesta y diseño obtenido con los parámetros definidos se puede observar en la figura 25.

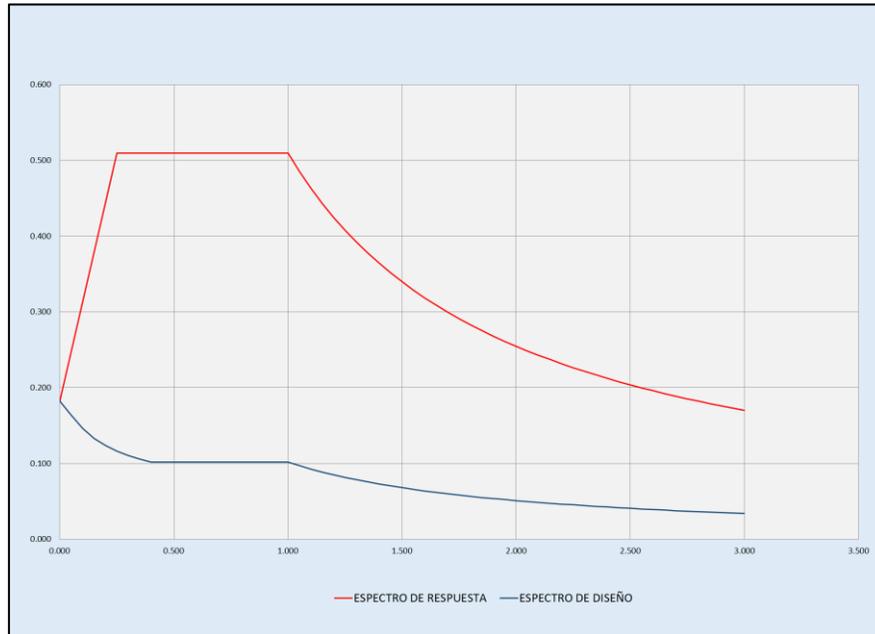


Figura 25. Espectro de Respuesta y Espectro de Diseño obtenido para el análisis
Fuente: Elaboración Propia

Periodos y Modos de Vibración

Se verifico que el primer modo de vibración de la estructura tenga preferiblemente un valor de cercano al valor de $1.4 T_a$, establecido por la Norma COVENIN 1756-01 (2001) en su artículo 9.3.2.1, donde T_a para edificaciones tipo II es:

$$T_a = 0.05h_n^{0.75} = 0.05 \times (7m)^{0.75} = 0.215s \quad \text{Ec.26}$$

$$1.4T_a = 1.4 \times 0.215s = 0.301s \quad \text{Ec.27}$$

Además se procuró que los dos primeros modos fuesen traslacionales para evitar torsión excesiva:

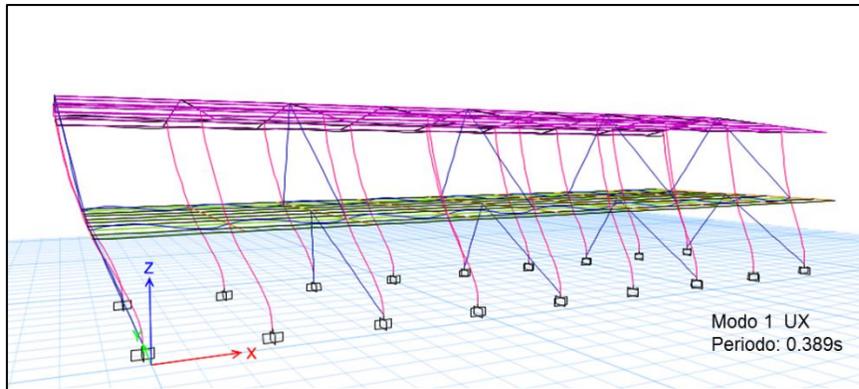


Figura 26. Primer Modo de Vibración de la estructura
Fuente: Elaboración Propia

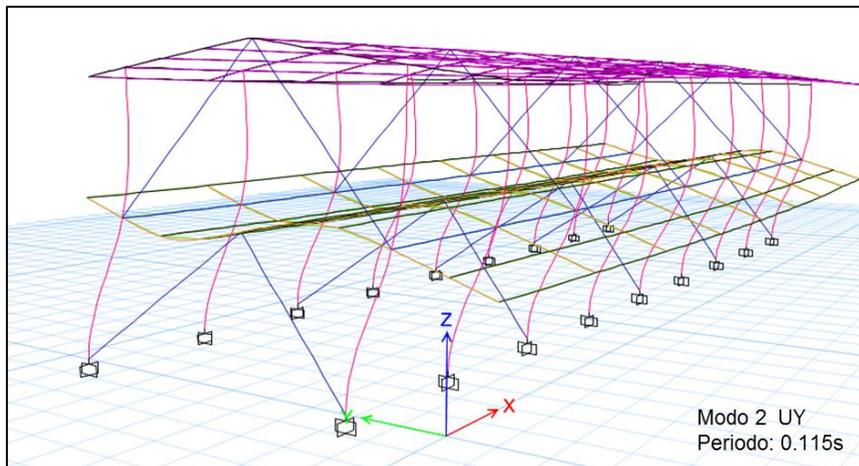


Figura 27. Segundo Modo de Vibración de la estructura
Fuente: Elaboración Propia

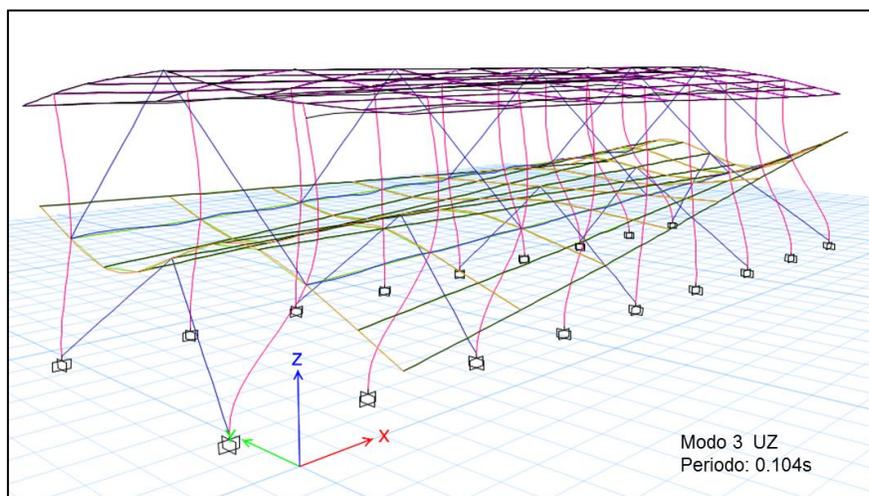


Figura 28. Tercer Modo de Vibración de la estructura
Fuente: Elaboración Propia

Según lo descrito en la norma COVENIN 1756-1 (2001), el número de modos de vibración para el método dinámico espacial debe ser el mayor entre:

a) $N_3 = 3N_1$

Donde:

$$N_1 = \frac{1}{2} \left(\frac{T_1}{T^*} - 1.5 \right) + 3 \geq 3$$

$$N_3 = 3 * \left[\frac{1}{2} \left(\frac{0.389}{1} - 1.5 \right) + 3 \right] = 8 \geq 3$$

b) N_3 = número de modos que garantice que la sumatoria de masas participativas en estos modos sea al menos el 90% de la masa total del edificio.

La cantidad de modos definidos en el análisis son los presentados en la tabla 5, donde se puede verificar además que se cumple con los criterios anteriores:

Tabla 5. Porcentaje de participación modal de las masas

MODO	T (s)	% Masa Participativa		Sumatoria % de Masa	
		UX	UY	Sum UX	Sum UY
1	0.389	98.9100	0.0000	98.9100	0.0000
2	0.115	0.0000	99.2800	98.9100	99.2800
3	0.104	0.0000	0.0000	98.9100	99.2800
4	0.095	1.0900	0.0000	100.0000	99.2800
5	0.055	0.0000	0.6100	100.0000	99.9000
6	0.040	0.0000	0.0002	100.0000	99.9000
7	0.037	0.0001	0.0000	100.0000	99.9000
8	0.025	0.0000	0.0700	100.0000	99.9700
9	0.024	0.0001	0.0000	100.0000	99.9700
10	0.017	0.0000	0.0100	100.0000	99.9800
11	0.014	0.0002	0.0000	100.0000	99.9800
12	0.010	0.0000	0.0200	100.0000	100.0000

Fuente: Elaboración Propia

Cortante Basal

El chequeo del corte se realizó de acuerdo con lo descrito en el artículo 9.3.1 de la Norma COVENIN 1756-1 (2001) usando una hoja de cálculo de elaboración propia, cuya información se muestra en la figura 29 en la cual se observa además que no se requirió corrección del cortante.

CORRECCIÓN DE CORTE				
Altura de Edificio (m)	Ta (s)	1.6Ta (s)	μ	Ad
7	0.22	0.35	0.963	0.103
				V_o (7.1)
CP (kg)	CV (kg)	WT (kg)	V_o^* (kg)	COV 1756
187829.80	124416.00	250037.80	24734.79	13001.97
				Cumple
Vox	25378.7	V_o^*/V_{ox}	0.9746	Cumple
Voy	34827.75	V_o^*/V_{oy}	0.7102	Cumple
				Fs =
				-
				-

Figura 29. Corrección del Cortante Basal

Fuente: Elaboración Propia

En la figura anterior:

$T=1.6T_a=$ 1.6 veces el Período fundamental de la estructura ($T_1=0.389s$).

$A_d=$ Valor de aceleración espectral para un periodo de 1.6 T_a

$W=$ Peso total de la edificación por encima del nivel base (Ton)
calculado según $W=1.0 CP + 0.5 CV$

$\mu=$ Factor de modificación de cortantes. mayor entre los siguientes

$$\text{valores: } \mu = 1.4 \left[\frac{N+9}{2N+12} \right] ; \mu = 0.80 + \frac{1}{20} \left[\frac{T}{T^*} - 1 \right]$$

$N=$ Número de niveles por encima del nivel base

Desplazamiento de la Estructura

El máximo valor permitido de desplazamiento de entrepisos que menciona la Norma COVENIN 1756-01 para estructuras del Grupo A con elementos no estructurales no susceptibles sufrir daños por deformaciones de la estructura es de 0.012. Para la estructura analizada se tienen los siguientes valores de máxima deriva de entrepiso:

Tabla 6. Derivas máximas de Piso

Piso	Carga	Deriva Elástica		Deriva Inelástica		Límite	Cheque
		$\frac{\delta_{eix}}{(h_i - h_{i-1})}$	$\frac{\delta_{eiy}}{(h_i - h_{i-1})}$	$\frac{\delta_{ix}}{(h_i - h_{i-1})}$	$\frac{\delta_{iy}}{(h_i - h_{i-1})}$		
Piso 2	SX Max	0.000592		0.002368		0.012	Cumple
Piso 2	SY Max		0.000037		0.000148		Cumple
Piso 1	SX Max	0.001176		0.004704			Cumple
Piso 1	SY Max		0.000162		0.000648		Cumple

Fuente: Elaboración Propia

En la tabla 6 las derivas elásticas se obtuvieron del programa ETABS y las inelásticas aplicando la siguiente ecuación:

$$\delta_i = 0.8 \times R \times \delta_{ei}$$

Diseño estructural de los miembros que conforman la edificación

El diseño de los miembros se realizó usando para ello el módulo de diseño en acero (Steel Frame Desing) del programa de cálculo ETABS 2015. Se presentan a continuación los coeficientes de Demanda/Capacidad para los casos más desfavorables, los cuales no deben superar conservadoramente el valor de 0.95.

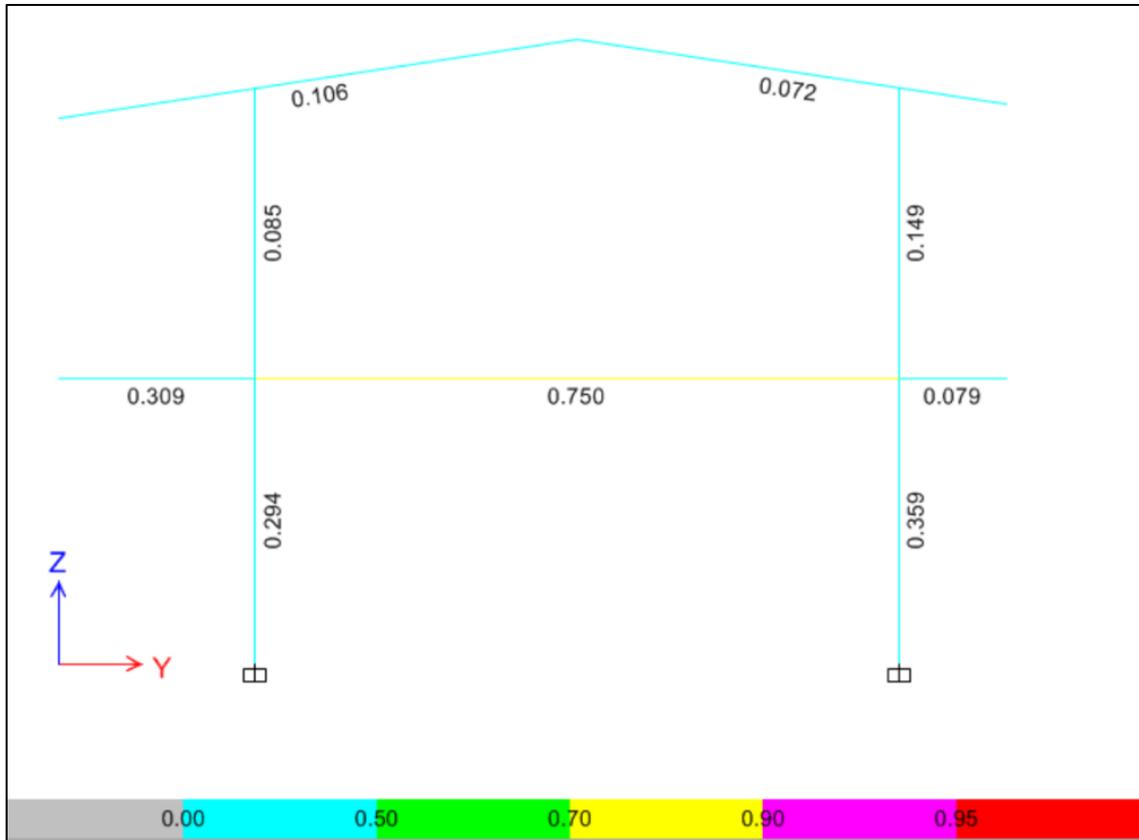


Figura 32. **Coeficientes Demanda/Capacidad, Pórtico D**
Fuente: Elaboración Propia

Se puede observar en las figuras 30, 31 y 32 que ninguno de los coeficientes Demanda/Capacidad supera el valor de 0.90.

A continuación se presenta el reporte con la información de diseño que muestra el programa ETABS 2015, para una de las vigas principales.

ETABS 2015 Steel Frame Design
AISC 360-05 Steel Section Check (Strength Summary)

Element Details						
Level	Element	Unique Name	Location (m)	Combo	Element Type	Section Classification
Story1	B73	60	4.8	COMB2	Special Moment Frame	VIGA300 Compact

Design Code Parameters						
Φ_c	Φ_t	Φ_{TV}	Φ_{33}	Φ_v	Φ_{VR}	Φ_{VT}
0.9	0.9	0.9	0.75	0.9	1	1

Section Properties					
A (m ²)	J (m ⁴)	I ₃₃ (m ⁴)	I ₂₂ (m ⁴)	A ₁₃ (m ²)	A ₁₂ (m ²)
0.0054	1.99E-07	0.000084	0.000006	0.0032	0.0021

Design Properties						
S ₃₃ (m ³)	S ₂₂ (m ³)	Z ₃₃ (m ³)	Z ₂₂ (m ³)	r ₃₃ (m)	r ₂₂ (m)	C _w (m ⁴)
0.000557	0.000081	0.000628	0.000125	0.12463	0.03351	0

Material Properties			
E (kgf/m ²)	f _y (kgf/m ²)	R _y	α
2.1E+10	25310000	1.5	NA

Stress Check forces and Moments						
Location (m)	P _x (kgf)	M ₃₃ (kgf-m)	M ₂₂ (kgf-m)	V ₃₃ (kgf)	V ₂₂ (kgf)	T _x (kgf-m)
4.8	-350.24	3567.43	-5.195E-04	1238.62	0.09	2.433E-04

Moments and Capacities			
	M _x Moment (kgf-m)	ΦM_x Capacity (kgf-m)	ΦM_x No L _{TBD} (kgf-m)
Major Bending	3567.43	14305.21	14305.21
Minor Bending	5.195E-04	2847.38	

Shear Design		
	V _x Force (kgf)	ΦV_x Capacity (kgf)
Major Shear	1238.62	32348.18
Minor Shear	0.09	43872.35

End Reaction Major Shear Forces			
Left End Reaction (kgf)	Load Combo	Right End Reaction (kgf)	Load Combo
25222.96	COMB28-1	24801.86	COMB28-1

Stiffness Reduction Factors				
$\alpha P_x / P_y$	$\alpha P_x / P_z$	T _b	EA factor	EI factor
0.003	4.029E-04	1	0.8	0.8

Axial Force & Biaxial Moment Design Factors (H1-1b)						
	L Factor	K ₁	K ₂	B ₁	B ₂	C _m
Major Bending	0.481	1	1	1	1	1
Minor Bending	0.167	1	1	1	1	1

Parameters for Lateral Torsion Buckling			
L _{br}	K _{br}	C _{br}	
0.167	0.7	1.873	

Demand/Capacity (D/C) Ratio Eqn.(H1-1b)	
D/C Ratio =	$(P_x / 2P_y) + (M_{33} / M_{33}) + (M_{22} / M_{22})$
0.251 =	0.002 + 0.249 + 0

Axial Force and Capacities		
P _x Force (kgf)	ΦP_x Capacity (kgf)	ΦP_x Capacity (kgf)
350.24	114774.46	122551.02

Figura 33. Reporte de diseño, Viga principal de entrepiso del Pórtico C

Fuente: Elaboración Propia

Chequeo de Columnas por combinaciones con Acción Sísmica Amplificada

Considerando los lineamientos señalados en el artículo 10.3.1 de la norma COVENIN 1618 (1998), se analizaron las columnas para las combinaciones con sismo amplificado por el factor de sobrerresistencia (Ω_0), asegurando así que estos elementos no incursionen en el rango inelástico (Ec. 18 y 19), utilizando un valor de $\Omega_0=2$ para sistemas con diagonales concéntricas.

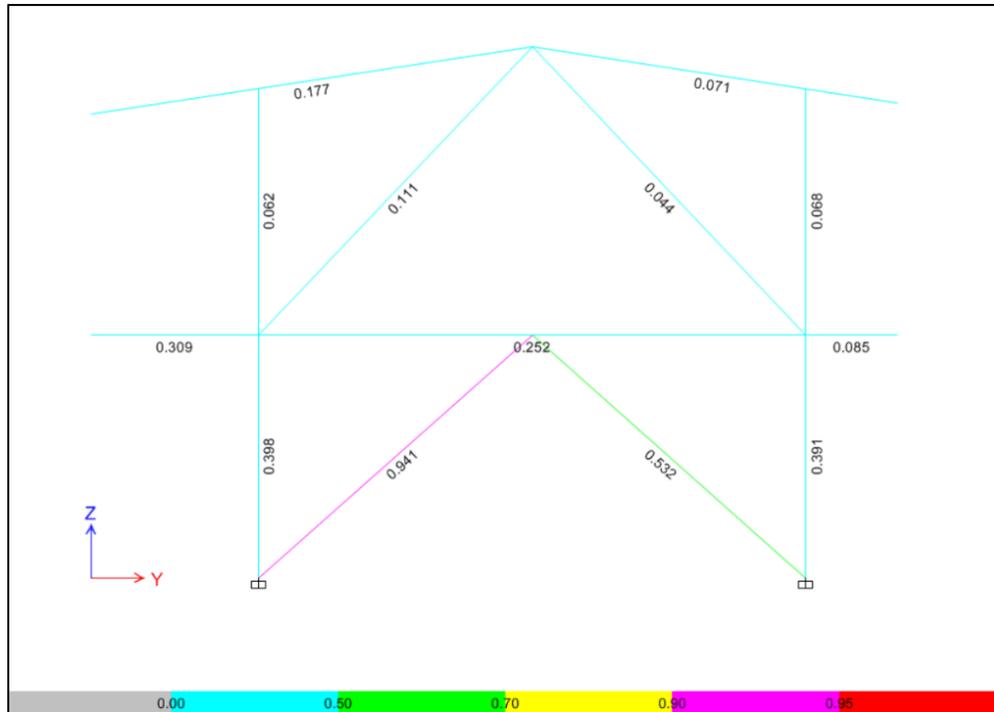


Figura 34. Coeficientes Demanda/Capacidad, Pórtico C
(Factor de Amplificación $\Omega=2$)

Fuente: Elaboración Propia

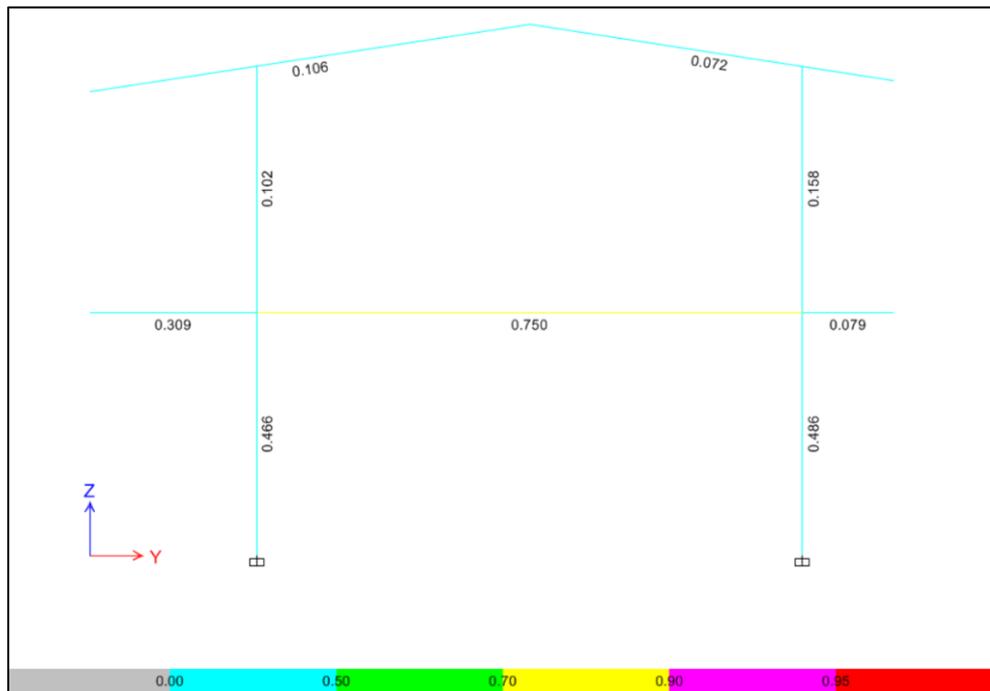


Figura 35. Coeficientes Demanda/Capacidad, Pórtico D
(Factor de Amplificación $\Omega=2$)

Fuente: Elaboración Propia

Queda demostrado que ninguna de las columnas y vigas de los pórticos mayormente solicitados fallan para las combinaciones amplificadas al no sobrepasar los ratios el valor de 0.95.

Verificación de relación ancho/espesor de los perfiles

Para el nivel de diseño ND3 las vigas, columnas y arriostramientos, las relaciones ancho/espesor en almas y alas deben cumplir con los máximos valores dispuestos en la tabla 4.1 de la norma COVENIN 1618 (1998), para prevenir el pandeo local de los perfiles que conforman dichos miembros. En las tablas 7 y 8 se puede observar que los perfiles utilizados cumplen con los límites, dichas tablas fueron preparadas en Excel.

Tabla 7. Perfiles usados para Vigas y Arriostramiento lateral

IPE	Verificación Pandeo Local de Alas				Verificación Pandeo Local de Alma en Compresion por flexion			
	$b/2t$	λ_{pd}	λ_p		$(h-2t)/s$	λ_{pd}	λ_p	
80	4.42		Plástica	Compacta	23.79		Plastica	Compacta
100	4.82		Plástica	Compacta	27.17		Plastica	Compacta
120	5.08		Plástica	Compacta	30.14		Plastica	Compacta
140	5.29		Plástica	Compacta	32.72		Plastica	Compacta
160	5.54		Plástica	Compacta	34.96		Plastica	Compacta
180	5.69		Plástica	Compacta	36.98		Plastica	Compacta
200	5.88		Plástica	Compacta	38.75		Plastica	Compacta
220	5.98		Plástica	Compacta	40.41		Plastica	Compacta
240	6.12	8.64	Plástica	Compacta	41.87	86.43	Plastica	Compacta
270	6.62		Plástica	Compacta	44.00		Plastica	Compacta
300	7.01		Plástica	Compacta	45.27		Plastica	Compacta
330	6.96		Plástica	Compacta	47.07		Plastica	Compacta
360	6.69		Plástica	Compacta	48.18		Plastica	Compacta
400	6.67		Plástica	Compacta	49.65		Plastica	Compacta
450	6.51		Plástica	Compacta	50.98		Plastica	Compacta
500	6.25		Plástica	Compacta	52.16		Plastica	Compacta
550	6.10		Plástica	Compacta	52.65		Plastica	Compacta
600	5.79		Plástica	Compacta	53.17		Plastica	Compacta

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 8. Perfiles usados para Columnas

HEB	Verificación Pandeo Local de Alas			
	$b/2t$	λ_{pd}		λ_p
100	5.00		Plástica	Compacta
120	5.45		Plástica	Compacta
140	5.83		Plástica	Compacta
160	6.15		Plástica	Compacta
180	6.43		Plástica	Compacta
200	6.67		Plástica	Compacta
220	6.88		Plástica	Compacta
240	7.06		Plástica	Compacta
260	7.43		Plástica	Compacta
280	7.78		Plástica	Compacta
300	7.89		Plástica	Compacta
320	7.32	8.64	Plástica	10.83 Compacta
340	6.98		Plástica	Compacta
360	6.67		Plástica	Compacta
400	6.25		Plástica	Compacta
450	5.77		Plástica	Compacta
500	5.36		Plástica	Compacta
550	5.17		Plástica	Compacta
600	5.00		Plástica	Compacta
650	4.84		Plástica	Compacta
700	4.69		Plástica	Compacta
800	4.55		Plástica	Compacta
900	4.29		Plástica	Compacta
1000	4.17		Plástica	Compacta

Fuente: Elaboración Propia

Diseño Estructural del Módulo de Escaleras

El módulo de las escaleras está conformado por los mismos pórticos de la edificación pero este será una estructura adosada a la edificación principal, por lo tanto se analizó de forma individual. A continuación se presenta como resultó el comportamiento de sus miembros.

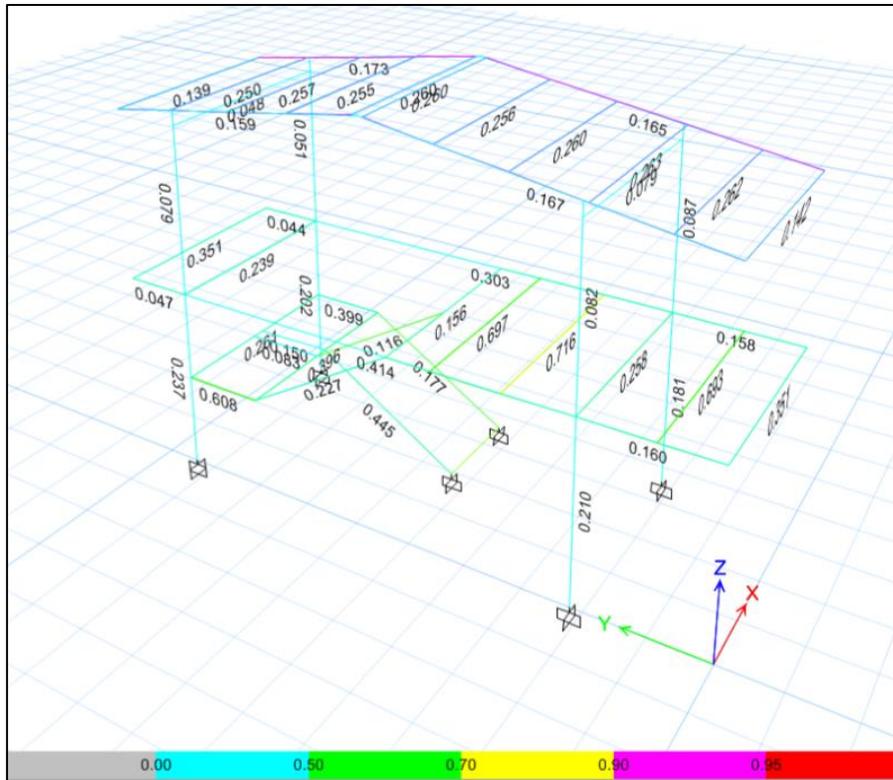


Figura 36. **Coeficientes Demanda/Capacidad, Módulo de Escaleras**
Fuente: Elaboración Propia

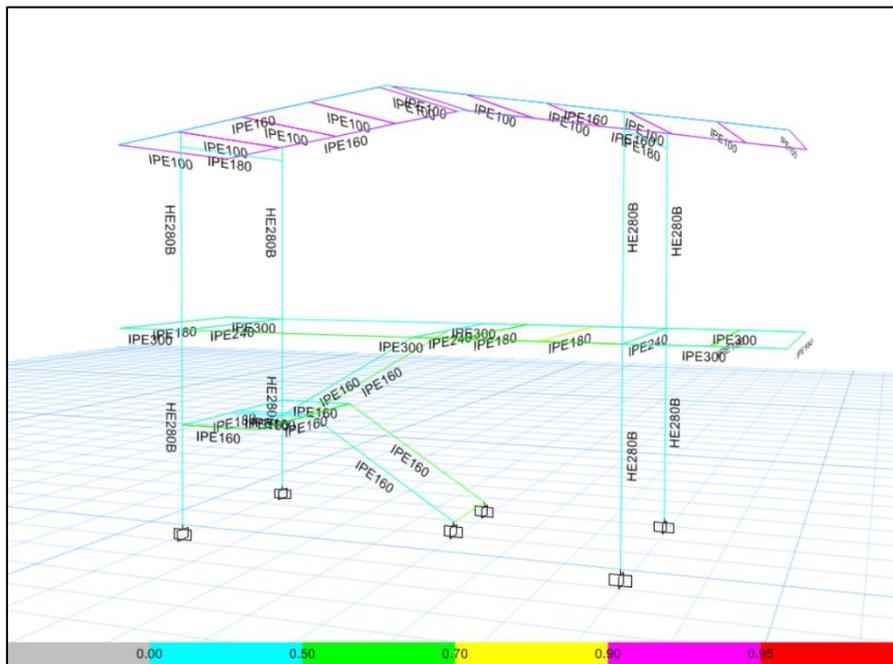


Figura 37. **Secciones de Miembros, Módulo de Escaleras**
Fuente: Elaboración Propia

En el párrafo anterior se mencionó que los pórticos que conforman el módulo de escaleras son iguales a los de la estructura principal, por lo tanto los perfiles que se observan en la figura 37 también corresponden a la misma. En lo que respecta a los elementos que conforman la escalera en sí, su selección se hizo pensando en facilitar su fabricación en taller, tanto como en el traslado e instalación en obra.

Reacciones para el cálculo del Sistema de Fundaciones

En lo que respecta al sistema de fundaciones, es necesario contar con el estudio de suelos en donde la edificación será implantada para diseñar el sistema. A continuación se muestra en la tabla 9 las reacciones que se generan en la base del modelo desarrollado en ETABS.

Tabla 9. Reacciones en la Base para Cálculo de Fundaciones

Load Case/Combo	Ubicación	FX kgf	FY kgf	FZ kgf	MX kgf-m	MY kgf-m	MZ kgf-m
CP	A-1	196.85	-1519.95	5465.37	71.98	203.2	0
	A-2	-15.6	-1545.17	10025.21	1437.06	-16.84	0
	A-3	0	-3069.67	10037.62	181.82	-0.05	0
	A-4	0	-1539.74	9960.61	1430.05	-0.74	0
	A-5	0	-3058.1	10086.71	179.4	0	0
	A-6	0	-1539.74	9960.61	1430.06	0.74	0
	A-7	0	-3069.67	10025.21	181.82	0.05	0
	A-8	15.6	-1545.17	10025.21	1437.06	16.84	0
	A-9	-196.85	-1519.95	5465.37	71.98	-203.2	0
	B-1	203.04	2270.41	8357.71	122.1	210.51	0
	B-2	-12.98	834.38	12331.23	-863.43	-13.3	0
	B-3	1.49	3509.4	14028.59	385.75	1.63	0
	B-4	0	833.1	12232.38	-864.52	0.14	0
	B-5	0	3519.61	14099.19	383.8	0	0
	B-6	0	833.1	12232.38	-864.52	-0.14	0
	B-7	-1.49	3509.4	14028.59	385.75	-1.63	0
	B-8	12.98	834.38	12331.23	-863.43	13.3	0
	B-9	-203.04	2270.41	8357.71	122.1	-210.51	0
CV	A-1	135.24	-897.16	2704.8	21.51	139.49	0
	A-2	-10.87	-1314.49	6971.73	1222.69	-11.82	0
	A-3	0	-2241.91	6092.21	124.3	-0.18	0
	A-4	0	-1310.58	6938.73	1216.86	-0.64	0
	A-5	0	-2229.76	6103.35	121.9	0	0
	A-6	0	-1310.58	6938.74	1216.86	0.64	0
	A-7	0	-2241.91	6092.19	124.3	0.18	0
	A-8	10.87	-1314.49	6970.75	1222.69	11.82	0
	A-9	-135.24	-897.16	2704.79	21.51	-139.5	0
	B-1	139.05	1530.13	4986.1	137.71	144.37	0
	B-2	-8.19	709.7	8788.23	-734.03	-8.2	0
	B-3	1.34	2616.67	9275.44	357.26	1.58	0
	B-4	0	711.27	8749.16	-737.9	0.3	0
	B-5	0	2628.44	9301.84	354.78	0	0
	B-6	0	711.27	8749.16	-737.9	-0.3	0
	B-7	-1.34	2616.67	9275.44	357.26	-1.58	0
	B-8	8.19	709.7	8788.23	-734.03	8.2	0
	B-9	-139.05	1530.13	4986.1	137.71	-144.37	0

Tabla 10 (continuación). **Reacciones en la Base para Cálculo de Fundaciones**

Load Case/Combo	Ubicación	FX kgf	FY kgf	FZ kgf	MX kgf-m	MY kgf-m	MZ kgf-m
CVT	A-1	-3.27	-3.18	415.39	0.25	-3.28	0
	A-2	1	9.12	540.83	-7.66	1.1	0
	A-3	0	-12.8	965.31	-4.33	-0.03	0
	A-4	0	10.08	512.74	-7.54	-0.15	0
	A-5	0	-17.1	1019	-3.75	0	0
	A-6	0	10.08	512.74	-7.54	-0.15	0
	A-7	0	-12.8	965.31	-4.33	0.03	0
	A-8	-1	9.12	540.83	-7.66	-1.1	0
	A-9	3.27	-3.18	415.39	0.25	3.28	0
	B-1	0	5.23	599.15	-5.43	-0.7	0
	B-2	0	6.24	767.74	-5.25	-0.18	0
	B-3	0	-3.32	1248.22	-5	-0.71	0
	B-4	0	1.69	698.78	-0.11	-0.21	0
	B-5	0	-9.14	1308.25	-3.4	0	0
	B-6	0	1.69	698.78	-0.11	0.21	0
	B-7	0	-3.32	1248.22	-5	0.71	0
	B-8	0	6.24	767.74	-5.25	0.18	0
	B-9	0	5.23	599.15	-5.44	0.7	0
SX Max	A-1	1201.11	393.43	1186.39	78.93	2155.04	0
	A-2	1477.66	24.54	86.19	51.49	2442.92	0
	A-3	1454.4	167.5	1973.27	31.44	2419.21	0
	A-4	1456.69	7.98	1.59	15.14	2421.71	0
	A-5	1456.87	0	0	0	2422.06	0
	A-6	1456.69	7.98	1.6	15.14	2421.71	0
	A-7	1454.41	167.5	197.37	31.44	2419.22	0
	A-8	1477.57	27.54	86.29	51.49	2442.94	0
	A-9	1201.12	393.44	1186.39	78.93	2155.04	0
	B-1	1218.19	384.19	59.6	77.05	2176.78	0
	B-2	1496.57	1496.57	89.35	52.54	2466.52	0
	B-3	1473.21	1473.21	162.06	32.15	2442.51	0
	B-4	1475.42	1475.42	1.93	15.26	2444.81	0
	B-5	1475.36	1475.36	0	0	2444.83	0
	B-6	1475.42	1475.42	1.93	15.26	2444.81	0
	B-7	1473.21	1473.21	162.06	32.15	2442.51	0
	B-8	1496.57	1496.57	89.35	52.54	2466.52	0
	B-9	1218.19	1218.19	759.6	77.05	2176.78	0
SY Max	A-1	28.1	3588.73	3427.63	706.43	45.18	0
	A-2	29.27	400.01	45.12	723.61	45.18	0
	A-3	25.02	3721.39	3262.52	729.3	38.78	0
	A-4	18.38	411.85	33.95	734.59	28.8	0
	A-5	12.59	3584.38	2986	707.36	20.06	0
	A-6	18.38	411.85	33.95	734.59	28.8	0
	A-7	25.02	3721.39	3262.52	729.3	38.78	0
	A-8	29.27	400.01	45.12	723.61	45.18	0
	A-9	28.1	3588.73	3427.63	706.43	45.18	0
	B-1	22.67	3592.89	344.93	715.12	36.85	0
	B-2	24.38	401.98	43.89	727.44	37.89	0
	B-3	21.58	3723.07	3259.31	733.51	33.6	0
	B-4	17.1	413.91	32.18	738.34	26.85	0
	B-5	12.93	3586.7	2969.58	712.61	20.5	0
	B-6	17.1	413.91	32.18	738.34	26.85	0
	B-7	21.57	3723.07	3259.31	733.51	33.6	0
	B-8	24.38	401.98	43.89	727.44	37.89	0
	B-9	22.67	3592.89	3442.93	715.12	36.85	0

Características de los miembros estructurales que conforman el kit

Puesto que se tomó para el estudio una edificación cuya configuración arquitectónica se encuentra establecida, antes de pasar al diseño de las conexiones, se definieron los cortes de los miembros, principalmente los que conforman los pórticos principales, de tal manera que todos los elementos necesarios para construirla puedan ser transportados en contenedores de 20 pies. Por lo tanto, a continuación se describe el despiece de la estructura para luego establecer y diseñar las distintas conexiones.

Viga de Techo A (VT-A)

Es una viga a dos aguas y se encuentra ubicada en los pórticos del 1 al 11. Debido a su longitud se debe seccionar en el tope por lo que se pretende utilizar una conexión tipo brida.

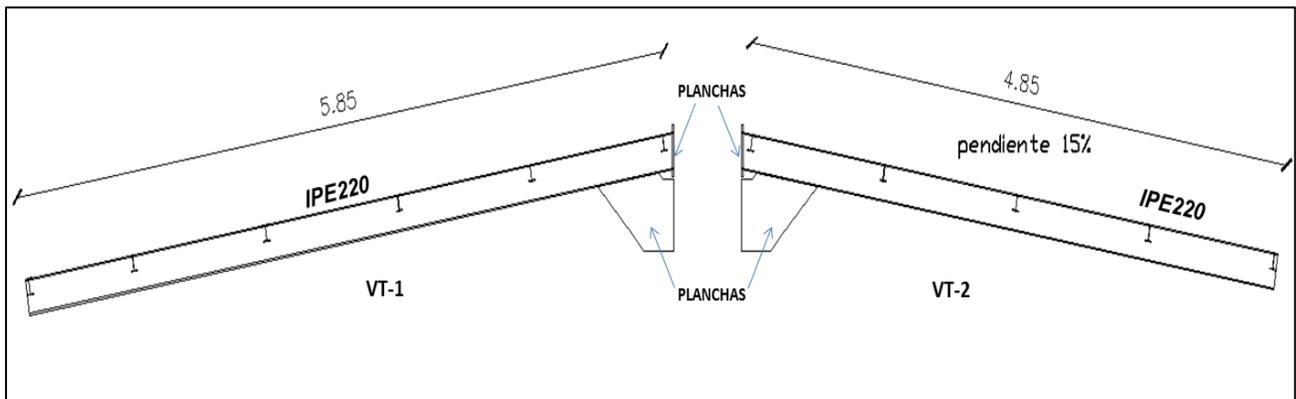


Figura 38. Viga de Techo 1
Fuente: Elaboración Propia

La forma de las planchas inferiores es requerida para los pórticos 1, 3, 5, 7, 9 donde se tendrán los arriostramientos laterales, pero se mantendrá para el resto de los pórticos para reducir las variaciones de las piezas que conforman el kit, además de acartelar el tope del techo.

Viga de Entrepiso A (VE-A)

Esta viga se ubica en los pórticos 1, 3, 5, 7, 9 y para cumplir las condiciones antes mencionadas de manejo, transporte y montaje, se encuentra segmentada en 3 partes como se observa en la figura 39.

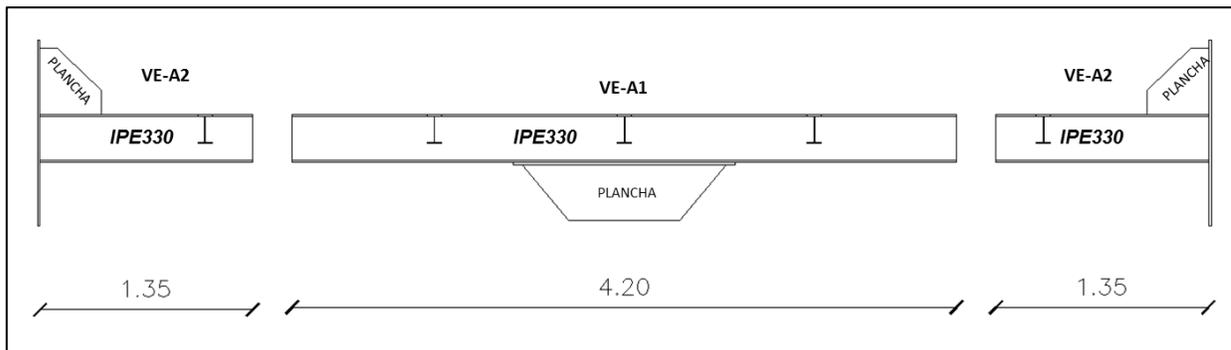


Figura 39. Viga de Entrepiso tipo 1

Fuente: Elaboración Propia

Las piezas 1 y 3 son iguales, por otro lado las planchas corresponden al punto de llegada de los arriostramientos laterales, que serán descritos más adelante.

Viga de Entrepiso B (VE-B)

Se ubica en los pórticos 2, 4, 6, 8 de la estructura principal y en los pórticos 10 y 11 correspondientes al módulo de escaleras. Es similar a la viga VE-1 solo que esta no presenta las planchas de unión para los arriostramientos laterales en la pieza 2.

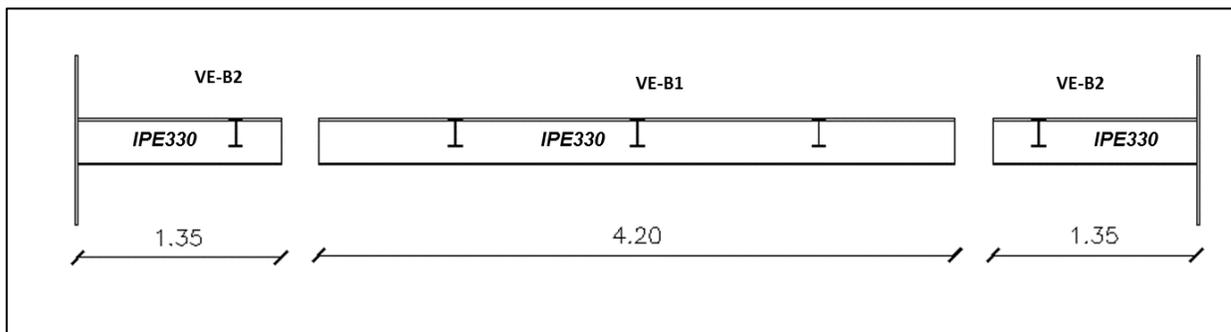


Figura 40. Viga de Entrepiso tipo 2

Fuente: Elaboración Propia

Volado de Pasillo (VO-1)

Está conectado a las columnas del pórtico B y tiene una longitud de 2.05m su configuración es similar a las piezas 1 y 3 de las vigas de entrepiso. Estos volados soportan la losa del pasillo de la edificación.



Figura 41. **Volado de Pasillo**
Elaboración Propia

Volado Posterior (VO-2)

Estará conectado a las columnas del pórtico A y tiene una longitud de 1.05m su configuración es similar a las piezas 1 y 3 de las vigas de entrepiso de la del volado de pasillo. Estos volados soportan la losa que aparte de dar simetría arquitectónica del edificio, funciona de apoyo a posibles instalaciones de compresores de Aires Acondicionados.

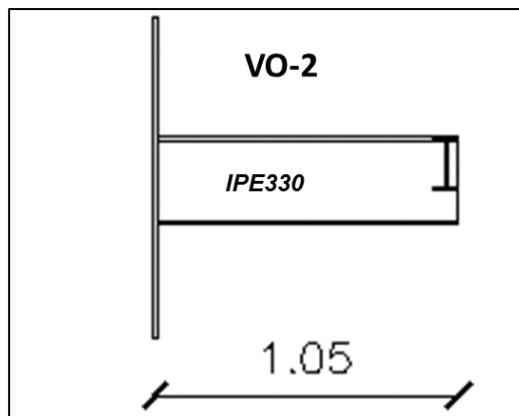


Figura 42. **Volado Posterior**
Elaboración Propia

Columnas

Con la finalidad de poder construir por etapas, las columnas se seccionarán como se muestra en la figura 43, por lo tanto se requiere una conexión de continuidad de columna que será complementada con las planchas que son parte de las vigas de entrepiso.

Las columnas del primer nivel son iguales en todos los pórticos y dependiendo de su ubicación cambiarán de sentido. En el caso de las columnas de planta baja, se da una pequeña la variación que depende de si los pórticos son arriostrados o no, los cuales fueron identificados en la descripción de las vigas. Esta variación consiste en los arranques para arriostramientos.

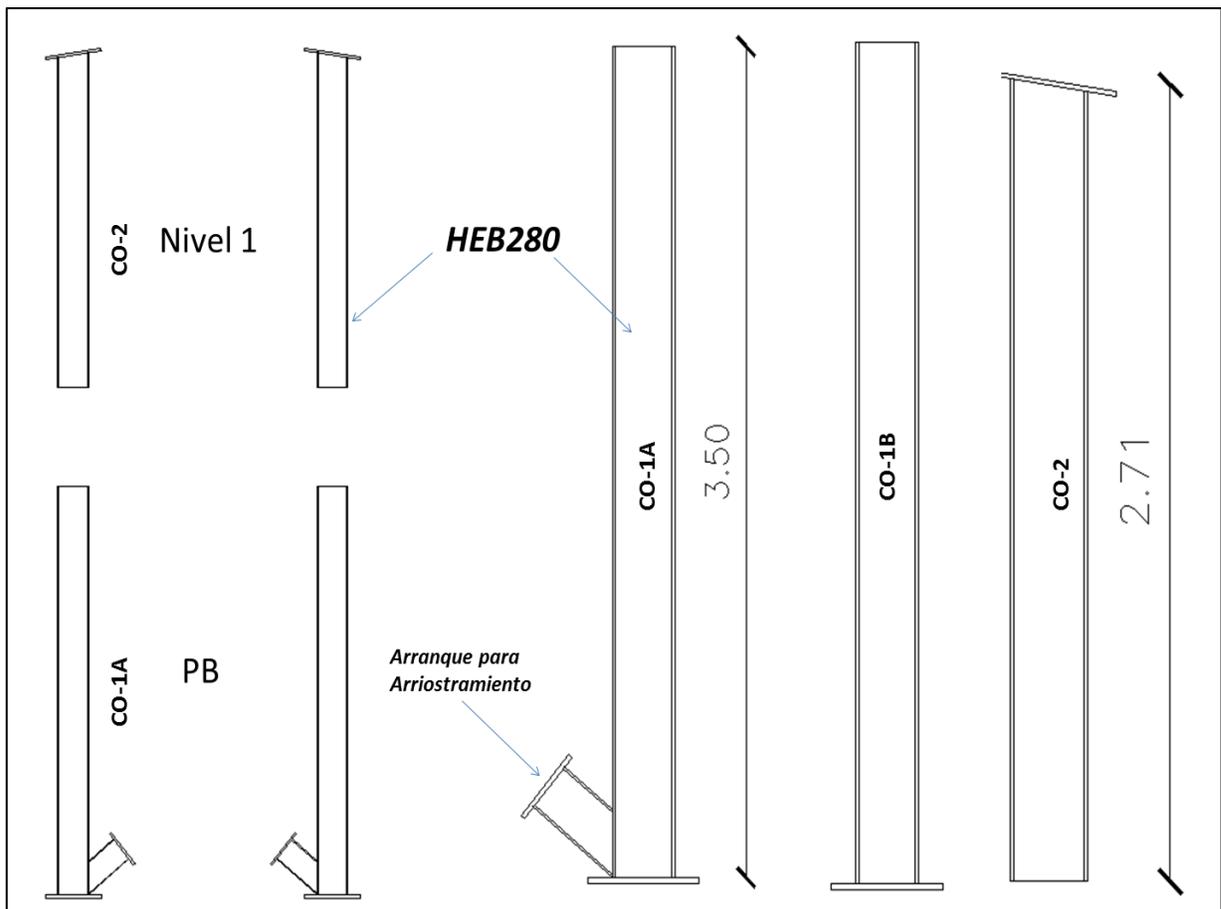


Figura 43. Columnas Pórtico Arriostrado

Fuente: Elaboración Propia

Arriostramientos

Como se mencionó anteriormente, los pórticos arriostrados son los pórticos 1, 3, 5, 7, 9 y los miembros que harán la función de arristrar son perfiles IPE200 dispuestos concéntricamente en v invertida como se muestra en la figura 44.

A los arriostramientos del primer nivel se les cortará parte de las alas en sus extremos para que pueda apernarse el alma a las planchas que conforman la conexión, y en el caso de los arriostramientos de planta baja este procedimiento solo se hará en el extremo que se conecta a la viga de entrepiso puesto que en el extremo inferior tendrá soldada una plancha que será parte de una conexión tipo brida que se unirá a la columna.

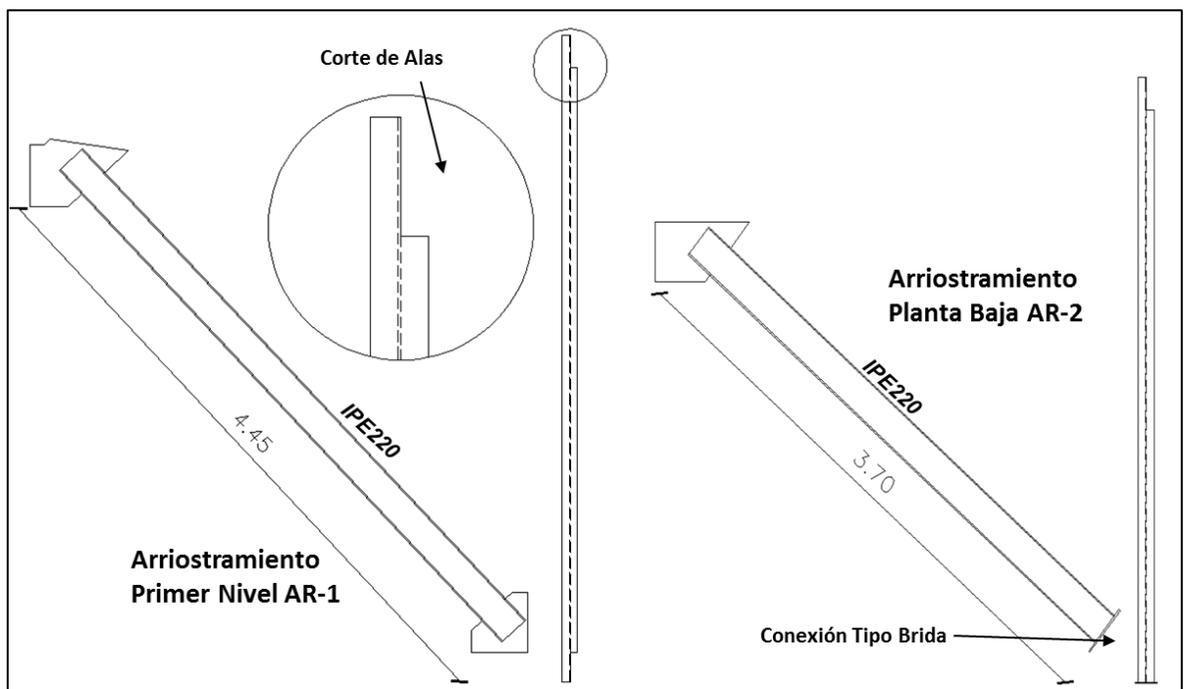


Figura 44. Arriostramientos Laterales de la Edificación

Fuente: Elaboración Propia

Apoyos de Escaleras

Las piezas que conforman las escaleras están conformadas por perfiles IPE160 y tienen pletinas de $1 \frac{1}{2} \times 3/16$ " en zigzag soldadas al perfil sobre las cuales serán

apoyados los peldaños hechos de losetas de concreto como se observa en la figura 45. Estas piezas serán apernadas en obra a la estructura principal de la edificación.

Para conformar el sistema de escaleras se contará con dos tipos de piezas, las que arrancan desde planta baja las cuales tendrán soldadas una plancha base en su extremo inferior para fijarlas en la fundación y en su otro extremo tendrán un corte de las alas para facilitar su conexión con la viga de apoyo en el descanso. La otra pieza será la que arranca desde el descanso al entrepiso y en sus dos extremos tendrá la modificación requerida para la conexión a corte.

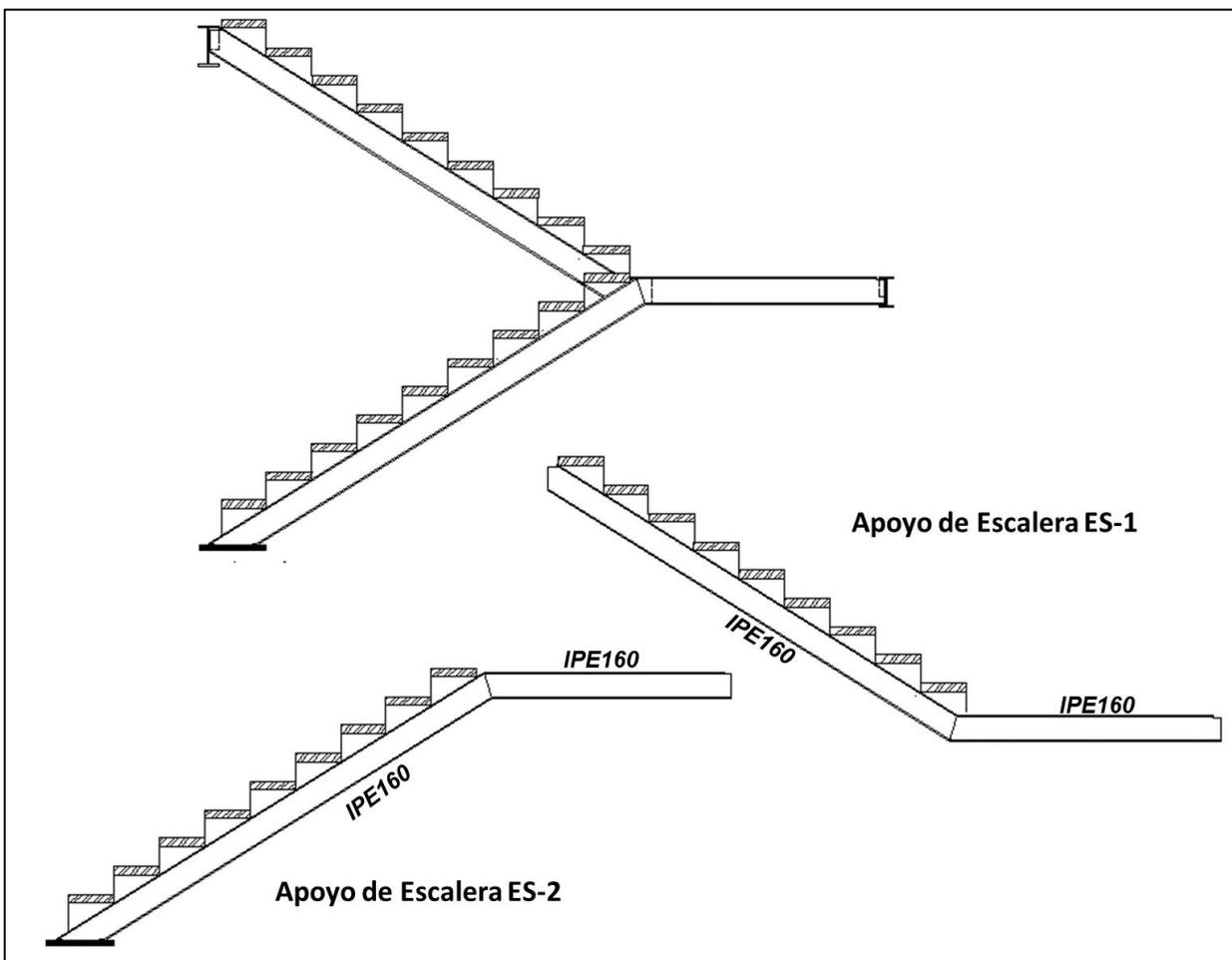


Figura 45. Apoyos de Escaleras

Fuente: Elaboración propia

Diseño de Conexiones

Como ya se ha mencionado a lo largo de este trabajo, las conexiones requeridas deben estar diseñadas de tal manera que la configuración de las mismas traídas desde el taller solo requieran ser apernadas en campo. A continuación se presenta el diseño de las conexiones de las estructura más demandantes además de los detalles de estas.

Para efectuar el cálculo de las conexiones se elaboraron hojas de Excel con los requisitos de diseño y de chequeo dispuestos en las normas correspondientes. Es importante mencionar además que para cada tipo de conexión se utilizaron las solicitaciones más demandantes a lo largo de las estructura, para obtener piezas similares que faciliten la construcción.

Conexión de plancha extrema

Se seleccionó este tipo de conexión para la unión viga columna en los dos sentidos de la estructura, puesto que garantiza la transmisión de esfuerzos y está comprobado que su comportamiento es eficiente en caso de un evento sísmico considerable. A continuación se presenta el cálculo de dicha conexión.

DISEÑO DE CONEXIÓN PLANCHA EXTREMA

NOTA: INTRODUCIR VALORES SOLO EN LAS CELDAS GRISES

PÓRTICO PRINCIPAL

PROPIEDADES DE LOS PERFILES

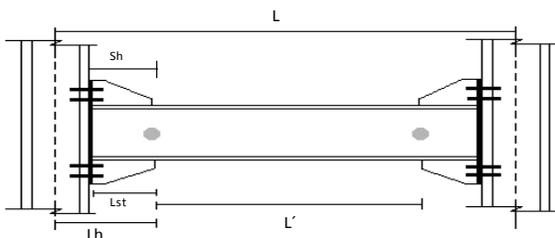
DATOS	PERFIL	Fy kg/cm ²	Fu kg/cm ²	d mm	tw mm	bf mm	tf mm	A cm ²	Ix cm ⁴	Zx cm ³	Pp Kg/ml
VIGA	IPE 300	2530	4080	330	7.5	160	11.5	62.6	11800	804	49.1
COLUMNA	HEB 280	2530	4080	280	10.5	280	18	131	19300	1530	103

CÁLCULO DEL MOMENTO DE DISEÑO

MOMENTO MÁXIMO PROBABLE + FUERZA CORTANTE EN LA RÓTULA PLÁSTICA DE LA VIGA

MOMENTO MÁXIMO PROBABLE

COVENIN 1618	Cpr	1.1
	Ry	1.5
M _{pe} (kg.m)		33563



FUERZA CORTANTE

CARGAS GRAVITACIONALES (kg/m ²)					
CM	445	CV	480	PP	49.1
W		832.92			

LUZ DE LA VIGA (L)(m)	7.2
Sh (mm)	330
Lh (mm)	470
L' (m)	6.26

CORTE EN LA RÓTULA (Vv)(kg)	2607
------------------------------	------

CORTE ACTUANTE EN LA CONEXIÓN (Vu) (kg.m)	13330
---	-------

MOMENTO ACTUANTE EN LA CONEXIÓN (kg.m)	33962
--	-------

GEOMETRÍA DE LA CONEXIÓN

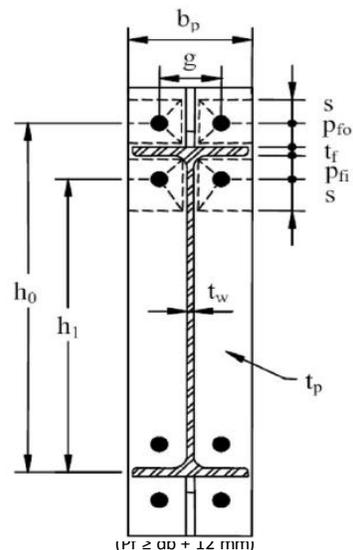
DIÁMETRO REQUERIDO PARA LOS PERNOS

$$P_{tr} = \frac{M_b}{4(d - t_f)} \Rightarrow P_{tr} \text{ (kg)} = 26658$$

$$A_b = \frac{P_{tr}}{F_{yb}} \Rightarrow A_b \text{ (mm}^2\text{)} = 421$$

8 PERNOS A UTILIZAR: **A325**

Øb (pulg)	1
Ab (mm ²)	507
Ft (kg/cm ²)	6330
Fv (kg/cm ²)	4220



SEPARACIONES MÍNIMAS

DISTANCIA MÍNIMA AL BORDE:	1,5 db =	40	mm
SEPARACIÓN ENTRE PERNOS (g):	3 db =	80	mm
SEPARACIÓN ENTRE PERNOS Y EL PERFIL DE LA VIGA (Pf):	Pf =	40	mm

ESPOSOR MÍNIMO DE LA PLANCHA DE CONEXIÓN

$$t_p \text{ Req'd} = \sqrt{\frac{1.11 \phi M_{np}}{\phi_b F_{yp} Y_p}}$$

Φb	0.90
Φ	0.75

$$M_{np} = 2P_t (h_0 + h_1)$$

Caso 1

Mnp (kg.m) = 33962

$$Y_p = \frac{b_p}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{p_{fi}} + \frac{1}{S} \right) + h_0 \left(\frac{1}{p_{fo}} + \frac{1}{2S} \right) \right] + \frac{2}{g} \left[h_1 (p_{fi} + S) + h_0 (d_e + p_{fo}) \right]$$

Donde:

$$s = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{b_p g}{p}} \Rightarrow b_p \text{ (mm)} = 170$$

S (mm) = 58.31

Yp (cm) = 326.01

Caso 2 $d_e > S$:

$$Y_p = \frac{b_p}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{p_{fi}} + \frac{1}{S} \right) + h_0 \left(\frac{1}{p_{fo}} + \frac{1}{S} \right) \right] + \frac{2}{g} \left[h_1 (p_{fi} + S) + h_0 (S + p_{fo}) \right]$$

tp (mm)	20
---------	----

SE USARÁ UNA PLANCHA DE 25 mm

DIMENSIONES DE LOS RIGIDIZADORES

hts (mm)	80
----------	----

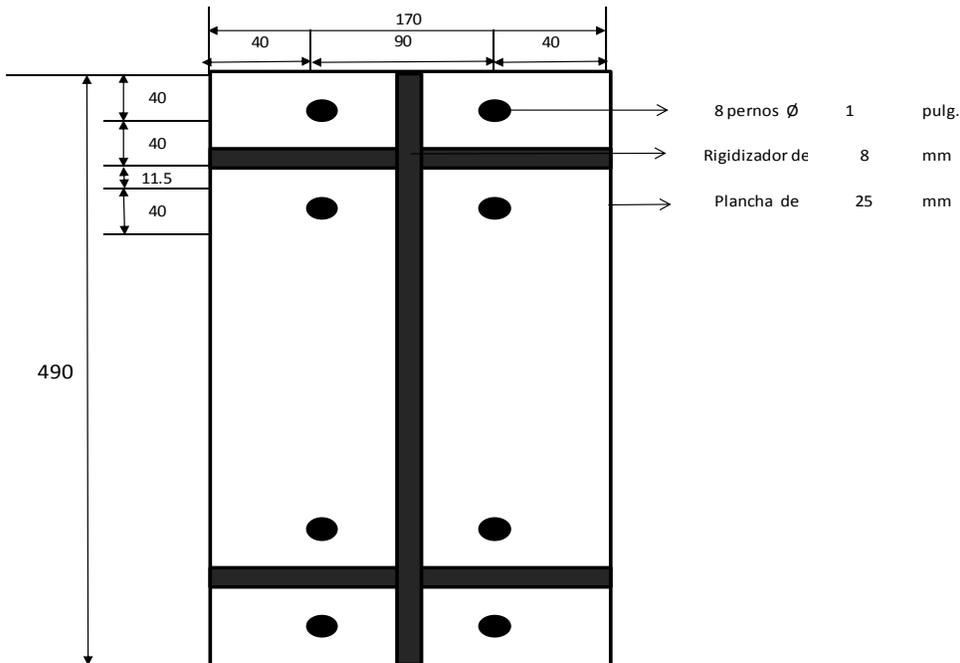
Lts (mm)	139
----------	-----

ESFUERZO DE CEDENCIA(Fy) (kg/cm2)	2530
-----------------------------------	------

VERIFICANDO:

$$t_{s,min} = t_{bw} \left(\frac{F_{yb}}{F_{ys}} \right) = 7.5 \text{ mm} \Rightarrow ts = 8 \text{ mm}$$

$$\frac{h_{st}}{t_s} \leq 0.56 \sqrt{\frac{E}{F_{ys}}} \Rightarrow 10 < 16.13 \quad \text{OK}$$



NOTA: LAS MEDIDAS ESTAN DADAS EN MILIMETROS (mm)

CHEQUEO DE LA CONEXIÓN

CÁLCULO DE LA FUERZA EN EL ALA DE LA VIGA :



$$F_{fu} = \frac{M_f}{d - t_{fb}} = 106631 \text{ kg}$$

CEDENCIA POR CORTE EN LA PLANCHA

Φ	0.9
---	-----

$$F_{fu} / 2 < \phi R_n = \phi 0.6 F_{yp} b_p t_p \quad F_{fu}/2 = 53315 \text{ kg} < \phi R_n = 58064 \text{ kg} \quad \text{OK}$$

ROTURA POR CORTE EN LA PLANCHA

$$F_{fu} / 2 < \phi R_n = \phi 0.6 F_{up} A_n$$

Φ	0.75
An (mm ²)	2973.75

DONDE:

$$A_n = [b_p - 2(d_b + 1/8)] t_p \quad F_{fu}/2 = 53315 \text{ kg} < \phi R_n = 54598 \text{ kg} \quad \text{OK}$$

RUPTURA POR CORTE EN LOS PERNOS

$$V_u < \phi R_n = \phi (n_b) F_v A_b$$

nb	4
Φn	0.75

$$V_u = 13330 \text{ kg} < \Phi_n R_n = 64186 \text{ kg} \quad \text{OK}$$

RESISTENCIA AL APLASTAMIENTO Y DESGARRAMIENTO POR CORTE DE LA PLANCHA

$$V_u < \phi_n R_n = \phi_n (n_i) r_{ni} + \phi_n (n_o) r_{no}$$

Fu (kg/cm ²)	4080
ni	2
no	2
Φn	0.75

PARA PERNOS INTERNOS

$$L_c = P_{fi} + P_{fo} + t_{fb} - d_a \quad r_{ni} = 1.2 L_c t_p F_{up}$$

$$L_c = 91 \text{ mm} \quad r_{ni} = 111948 \text{ kg}$$

PARA PERNOS EXTERNOS

$$L_c = d_e - \frac{d_a}{2} \quad r_{no} = 1.2 L_c t_p F_{up}$$

$$L_c = 27 \text{ mm} \quad r_{no} = 33415 \text{ kg}$$

$$V_u = 13330 \text{ kg} \quad \Phi_n R_n = 218045 \text{ kg}$$

RESISTENCIA AL APLASTAMIENTO

$$2.4 d_b t_p F_{up} = 62179 \text{ kg}$$

RESISTENCIA AL APLASTAMIENTO Y DESGARRAMIENTO POR CORTE EN ALA DE LA COLUMNA

$$V_u < \phi_n R_n = \phi_n (n_i) r_{ni} + \phi_n (n_o) r_{no}$$

Fu (kg/cm ²)	4080
ni	2
no	2
Φn	0.75

PARA PERNOS INTERNOS

$$L_c = P_{fi} + P_{fo} + t_{fb} - d_a \quad r_{ni} = 1.2 L_c t_p F_{up}$$

$$L_c = 98 \text{ mm} \quad r_{ni} = 86331 \text{ kg}$$

PARA PERNOS EXTERNOS

$$L_c = d_e - \frac{d_a}{2} \quad r_{no} = 1.2 L_c t_p F_{up}$$

$$L_c = 27 \text{ mm} \quad r_{no} = 24059 \text{ kg}$$

$$V_u = 13330 \text{ kg} \quad \Phi_n R_n = 165585 \text{ kg}$$

RESISTENCIA AL APLASTAMIENTO

$$2.4 d_b t_{fc} F_{uc} = 44769 \text{ kg}$$

FLEXION LOCAL EN LAS ALAS DE LAS COLUMNA

$$t_{fc \text{ Req'd}} = \sqrt{\frac{1.11 \phi M_{np}}{\phi_b F_{yc} Y_c}}$$

Φ	0.75
Φb	0.90
S (mm)	79.37
Pso (mm)	41.75
Psl (mm)	41.75
Yc (cm)	504.28

DONDE :

$$Y_c = \frac{b_{fc}}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{P_{si}} + \frac{1}{S} \right) + h_0 \left(\frac{1}{S} + \frac{1}{P_{so}} \right) \right] + \frac{2}{g} [h_1 (S + P_{si}) + h_0 (S + P_{so})]$$

$$S = \frac{1}{2} \sqrt{b_{fc} g} \quad P_{so} = P_{fo} - \left(\frac{t_s - t_{fb}}{2} \right) \quad P_{si} = P_{fi} - \left(\frac{t_s - t_{fb}}{2} \right)$$

$$t_{fc \text{ req}} = 15.69 \text{ mm} < t_{fc} = 18 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

RESISTENCIA DE LAS ALAS DE LAS COLUMNAS

$$\phi R_n = \frac{\phi M_{cf}}{d - t_{fb}}$$

Φb	0.90
Yc (cm)	298.63
ØMfc (kg.m)	22031
ØRn (kg)	69171

DONDE:

$$\phi M_{cf} = \phi_b F_{yc} Y_c t_{cf}^2$$

$$Y_c = \frac{b_{fc}}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{S} \right) + h_0 \left(\frac{1}{S} \right) \right] + \frac{2}{g} \left[h_1 \left(s + \frac{3c}{4} \right) + h_0 \left(s + \frac{c}{4} \right) + \frac{c^2}{2} \right] + \frac{g}{2}$$

RESISTENCIA A LA CEDENCIA LOCAL DEL ALMA

$$\phi R_n > F_{fu}$$

Φb	0.90
Kc (mm)	48.5
Ct	1

DONDE:

$$R_n = C_t (6k_c + t_{bf} + 2t_p) F_{yc} t_{cw}$$

a) $C_t = 1$ Cuando $S_0 \geq d_c$

b) $C_t = 0.5$ Cuando $S_0 < d_c$

Ø .Rn = 93642 kg

<

Ffu = 106631 kg

REQUIERE
PLANCHA DE
CONTINUIDAD

RESISTENCIA AL PANDEO LOCAL DEL ALMA

$$\phi R_n \geq F_{fu}$$

Φb	0.90
Kc (mm)	48.5
Ct	1
h (mm)	183

DONDE:

$$R_n = C_t \frac{24 t_{wc}^3 \sqrt{E F_{yc}}}{h}$$

a) $C_t = 1$ Cuando $S_0 \geq d_c/2$

b) $C_t = 0.5$ Cuando $S_0 < d_c/2$

Ø .Rn = 99596 kg

<

Ffu = 106631 kg

REQUIERE
PLANCHA DE
CONTINUIDAD

RESISTENCIA AL APLASTAMIENTO LOCAL DEL ALMA

$$\phi R_n \geq F_{fu}$$

Φ	0.75
---	------

DONDE:

$$R_n = 0.80 t_{cw}^2 \left[1 + 3 \left(\frac{N}{d_c} \right) \left(\frac{t_{cw}}{t_{cf}} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{E F_{yc} t_{cf}}{t_{cw}}}$$

Ø .Rn = 66596 kg

<

Ffu = 106631 kg

REQUIERE
PLANCHA DE
CONTINUIDAD

DISEÑO DE LAS PLANCHAS DE CONTINUIDAD

FUERZA REQUERIDA EN EL DISEÑO DE LAS PLANCHAS



Fsu = 40034 kg

$$F_{su} = F_{fu} - \min \phi R_n$$

FUERZA REQUERIDA EN EL DISEÑO DE LAS PLANCHAS



Fsu = 40034 kg

ESPESOR DEL LAS PLANCHAS DE CONTINUIDAD

ts min = 5.75 mm

POR LO TANTO:

ts = 11.5 mm

tfb = 11.5 mm **OK**

ts = 13 mm

CHEQUEO DEL PANDEO EN PLANCHAS DE CONTINUIDAD

$$\frac{b_s}{t_{sc}} \leq 0.56 \sqrt{\frac{E}{F_{yp}}}$$

DONDE

POR LO TANTO:

bs = 135 mm

10.38

<

16.13

OK

RESISTENCIA AL CORTE EN PLANCHAS DE CONTINUIDAD

$$\phi R_v \geq F_{su}$$

Φ	0.75
Rv (kg)	80515

DONDE:

$$R_v = 2 \times 0.6 F_{yp} t_{sc} (l - 2clip)$$

Ø .Rv = 60386 kg

>

Fsu = 40034 kg

OK

RESISTENCIA A LA TENSIÓN EN PLANCHAS DE CONTINUIDAD

$$\phi R_n \geq F_{su}$$

Φ	0.90
W (mm)	280
bs (mm)	135
Rn (kg)	76963

DONDE:

$$R_n = t_{sc} 2(b_s - clip) F_{yp}$$

$$b_s = \frac{W - t_{wc}}{2}$$

Ø .Rn = 69266 kg

>

Fsu = 40034 kg

OK

Conexión de continuidad de Viga

Al ser la luz entre columnas muy grande se requirió seccionar la viga de entrepiso con la finalidad de mejorar la trabajabilidad y transporte de las piezas que conforman la estructura, esto conlleva a plantear una conexión para el empalme de las piezas que conforman dicha viga. Este empalme se ubicó en los puntos de la viga

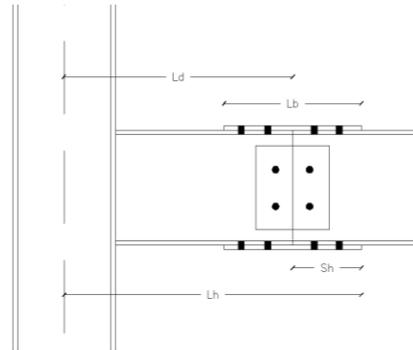
donde el corte y momento son relativamente bajos, y a continuación se presenta el cálculo de la conexión.

DISEÑO DE CONEXIÓN CONTINUIDAD

NOTAS: * INTRODUCIR VALORES SOLO EN LAS CELDAS GRISES
* TODO EL ACERO ESTRUCTURAL ES A36

PROPIEDADES DE LOS PERFILES

PERFIL VIGA	IPE330
PESO PROPIO (kg/m)	49.1
Altura db (cm)	33
Ancho b _{fb} (cm)	16
Espesor del Ala t _{fb} (cm)	1.15
Espesor del Alma t _{wb} (cm)	0.75
S _x (cm ³)	713
Z _x (cm ³)	804
F _{yb} (kg/cm ²)	2530
F _{ub} (kg/cm ²)	4080



CÁLCULO DEL MOMENTO DE DISEÑO

MOMENTO MÁXIMO PROBABLE EN EL CENTRO DE LA CONEXIÓN Y MOMENTO DE CEDENCIA

M_f (kg.m) 15620 *obtenido del análisis de la estructura*

$$M_{yf} = C_y M_f \rightarrow C_y = \frac{1}{C_{pr} \frac{Z_x}{S_x}} \rightarrow \text{Cy} \quad \text{0.806196}$$

M_{yf} (kg.m) 12593

DISEÑO DE PLANCHAS DE ALAS

MÍNIMO ESPESOR REQUERIDO DE LAS PLANCHAS DEL ALA

$$t_{pf.req.} = \frac{d - \sqrt{d^2 - \frac{4.4M_{yf}}{F_{yp}b_p}}}{2}$$

b_p* 16

tp.req (mm) 10.72

COMERCIAL

13

DISEÑO DE LOS PERNOS DE UNIÓN

TIPO DE PERNO	A325	Ft (kg/cm²)	6330	Fv (kg/cm²)	4220
PERNO (pulg)	5/8				
d (mm)	15.9				
Ab (cm ²)	1.98				
Sf (mm)	47.7				
Le (mm)	22.00				
g (mm)	47.7				
da (mm)	17.5				

Se debe satisfacer que: $1.2M_{yf} < M_{fail}$

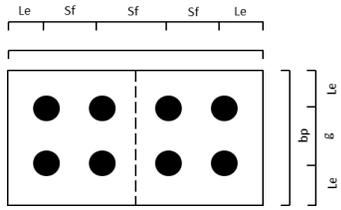
$$M_{fail\ botas} = n_{bf} \times A_b \times F_v \times d \times L_{TF1}$$

NOTA: LA SELECCIÓN INICIAL DEL NÚMERO DE PERNOS (nbf) SE HARÁ CONSIDERANDO UN VALOR DE $M_{fail} = M_{fail}^* = 1,2 * M_{yf}$

Ltf	1			
Mfail* (kg.m)	15111	nbf	8	
Mfail (kg.m)	22059	1,2Myf (kg.m)	15111	CUMPLE

CÁLCULO DE LA NUEVA LONGITUD Y ANCHO DE LA PLANCHA

Lp (cm)	18.71	CRITERIO Lpmax	1,5*db	49.5	CUMPLE
---------	-------	----------------	--------	------	--------



Lp (cm) redondeado	19
bp (cm)	16

DISEÑO DE PLANCHAS DEL ALMA

CORTANTE EN EL EMPALME DE VIGAS

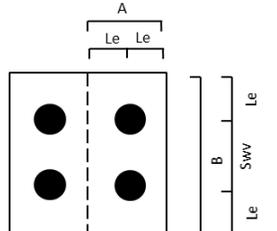
CORTE DE DISEÑO (Vwep) kg 8935 obtenido del análisis de la estructura

DISEÑO DE LOS PERNOS A CORTE

TIPO DE PERNO	A325	Ft (kg/cm²)	6330	Fv (kg/cm²)	4220
PERNO (pulg)	5/8				
d (mm)	15.9	Swh (mm)	47.7	Sww (mm)	47.7
Ab (cm ²)	1.98	Le (mm)	22.00	da (mm)	17.5

φ	0.75	nb	2	n col	1
				n fil	2

GEOMETRÍA DE LA PLANCHA DEL ALMA



A (cm)	4.4	➔	5
B (cm)	9.17	➔	10

CHEQUEO DE CONEXIÓN CONTINUIDAD

PLANCHAS DE ALAS

CHEQUEO DE LA RESISTENCIA A TRACCIÓN DE LA PLANCHA DEL ALA

Fy (kg/cm ²)	2530	Fu (kg/cm ²)	4080
--------------------------	------	--------------------------	------

FLUENCIA POR TRACCIÓN

$$\phi R_n = \phi F_{yp} A_g > F_{fu}$$

ϕ	0.9
--------	-----

ϕR_n (kg)	47361.6
-----------------	---------

F _{fu} (kg)	44056
----------------------	-------

CUMPLE

ROTURA POR TRACCIÓN

$$\phi R_n = \phi F_{up} A_n > F_{fu}$$

ϕ	0.75
--------	------

ϕR_n (kg)	52938
-----------------	-------

F _{fu} (kg)	44056
----------------------	-------

CUMPLE

CHEQUEO DE LA RESISTENCIA AL APLASTAMIENTO Y AL DESGARRAMIENTO

$$F_{fu} < \phi_n R_n = \phi_n (n_i) r_{ni} + \phi_n (n_o) r_{no}$$

ϕ	0.75
--------	------

PERNOS INT (ni)	6
PERNOS EXT (no)	2



Lc (cm)	3.02
Lc (cm)	1.325

PLANCHAS DE LAS ALAS

$$2.4 d_b t_{pf} F_{up} \rightarrow$$

RESIST AL APLASTAMIENTO MÁX (kg)	20240
----------------------------------	-------

r _{ni} (kg)	19222
r _{no} (kg)	8433



ϕR_n (kg)	99148
-----------------	-------

CUMPLE

ALAS DE LA VIGA

$$2.4 d_b t_{fb} F_{ub} \rightarrow$$

RESIST AL APLASTAMIENTO MÁX (kg)	17905
----------------------------------	-------

r _{ni} (kg)	17004
r _{no} (kg)	7460



ϕR_n (kg)	87708
-----------------	-------

CUMPLE

CHEQUEO DE LA RESISTENCIA POR BLOQUE CORTANTE

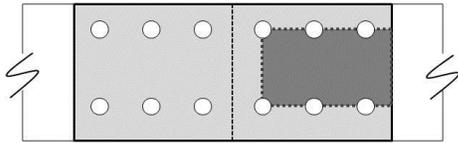
$$\phi R_n = \min \left\{ \begin{array}{l} \phi 0.6 F_{up} A_{nv} + \phi F_{up} A_{nt} \\ \phi 0.6 F_{yp} A_{gv} + \phi F_{up} A_{nt} \end{array} \right.$$

$$F_{fu} < \phi R_n$$

ϕ	0.75
F _{fu} (kg)	44056

PLANCHAS DE LAS ALAS

MODO DE FALLA 1



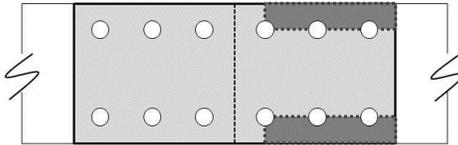
Agv (cm ²)	42.926
Anv (cm ²)	33.826
Ant (cm ²)	3.926



ϕR_n (kg)	60885
-----------------	-------

CUMPLE

MODO DE FALLA 2



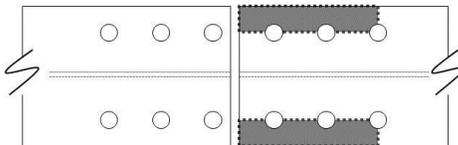
Agv (cm ²)	42.926
Anv (cm ²)	33.826
Ant (cm ²)	12.324



ϕR_n (kg)	86583
-----------------	-------

CUMPLE

ALAS DE LA VIGA



Agv (cm ²)	37.973
Anv (cm ²)	23.89
Ant (cm ²)	10.902



ϕR_n (kg)	76592
-----------------	-------

CUMPLE

CHEQUEO DE PANDEO

l (mm)	47.7
r (mm)	3.75
k	0.5

$$\frac{Kl}{r}$$

6.36

< 25

CUMPLE

PLANCHA DEL ALMA

FLUENCIA POR CORTE EN LA PLANCHA

$$\phi R_n = \phi 0.60 F_{yp} A_g > V_{wep}$$

ϕ	0.75
--------	------

twp (mm)	13
----------	----

ϕR_n (kg)	13572
-----------------	-------

CUMPLE

ROTURA POR CORTE EN LA PLANCHA

$$\phi R_n = \phi 0.60 F_{up} A_{nv} > V_{wep}$$

ϕ	0.75
--------	------

Anv (cm ²)	7.79
------------------------	------

ϕR_n (kg)	14297
-----------------	-------

CUMPLE

CHEQUEO DE LA RESISTENCIA AL APLASTAMIENTO Y AL DESGARRAMIENTO

$$V_{web} < \phi_n R_n = \phi_n (n_i) r_{ni} + \phi_n (n_o) r_{no} \quad \phi \quad 0.75$$

PERNOS INT (ni)	1	→	Lc (cm)	3.18
PERNOS EXT (no)	1		Lc (cm)	1.405

PLANCHAS DEL ALMA

$$2.4 d_b t_{pw} F_{up} \rightarrow \text{RESIST AL APLASTAMIENTO MÁX (kg)} \quad 20240$$

r _{ni} (kg)	20240	→	ϕR_n (kg)	21887	CUMPLE
r _{no} (kg)	8943				

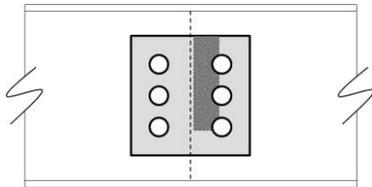
ALMA DE LA VIGA

$$2.4 d_b t_{wb} F_{ub} \rightarrow \text{RESIST AL APLASTAMIENTO MÁX (kg)} \quad 11677$$

r _{ni} (kg)	11677	→	ϕR_n (kg)	17515	CUMPLE
r _{no} (kg)	5159				

CHEQUEO DE LA RESISTENCIA POR BLOQUE CORTANTE EN LA PLANCHA

$$\phi R_n = \min \left\{ \begin{array}{l} \phi 0.6 F_{up} A_{nv} + \phi F_{up} A_{nt} \\ \phi 0.6 F_{yp} A_{gv} + \phi F_{up} A_{nt} \end{array} \right. \quad F_{fu} < \phi R_n \quad \phi \quad 0.75$$



Agv (cm ²)	9.06	→	ϕR_n (kg)	22782	CUMPLE
Anv (cm ²)	5.96				
Ant (cm ²)	1.83				

CHEQUEO DE INTERACIÓN DE CORTE Y MOMENTO

$$\left(\frac{V}{V_y} \right)^2 + \left(\frac{M}{M_y} \right)^2 \leq 1$$

V (kg)	8935	→	0.25	CUMPLE
V _y (kg)	17761			
M (kg.m)	447			
M _y (kg.m)	34155			

Diseño de Placa Base

DISEÑO DE PLANCHA BASE

Diseño sismorresistente ND3

NOTA: insertar valores solo en las celdas coloreadas en salmon

DATOS DE ENTRADA

PROPIEDADES DE LA COLUMNA

PERFIL	HEB 280		Fy (kg/cm ²)	2530	
dc (mm)	280	Altura del Perfil	bfc (mm)	280	Ancho del perfil
tfc (mm)	18	Espesor de Alas	twc (mm)	10.5	Espesor del alma
Zx (cm ³)	1530	Módulo Plástico			
Ac (cm ²)	131	Área de la sección	H (m)	3.20	Altura de Entrepiso

CARGAS ACTUANTES

CASO	P (kg)	M (kg.m)	V (kg)
CP	14100	1450	3520
CV	10615	1223	2640
Sx	1980	2500	1500
Sy	3450	750	3730
S	3450	2500	3730

γ 0.5

Factor de participación de CV
(Según COVENIN 1756:2001 Sección 7.1)

Ω_0 3

Factor de sobrerresistencia del sistema estructural
resistente a sismos COVENIN 1618:1998 Sección
10.3

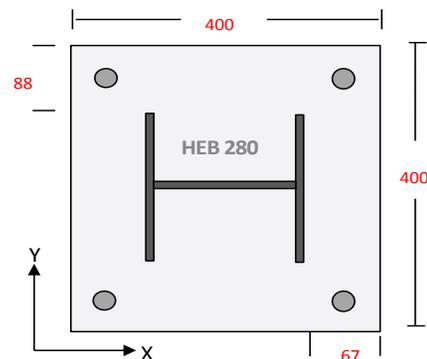
PLANCHA BASE

DIMENSIONES DE LA PLANCHA

Nmin (mm)	dc +2*3"	432.4	N (mm)	400	Longitud de la plancha
Bmin (mm)	bfc +2*3"	432.4	B (mm)	400	Ancho de la plancha

A_1 (cm²) 1600 Área de Plancha Base

m (mm) 67 (N - 0.95dc)/2
n (mm) 88 (B-0.8bf)/2



PROPIEDADES DE LA PLANCHA

Acero	A36	
Fyp (kg/cm ²)	2530	Esfuerzo de Cedencia

PEDESTAL

PROPIEDADES DEL PEDESTAL

Alto (mm)	533	A_2 (cm ²) 2729	Área transversal del Pedestal
Ancho (mm)	512		
f'c (kg/cm ²)	250	Resistencia del Concreto	rc (cm) 7.5
			Recubrimiento

BARRAS DE ANCLAJE

PROPIEDADES DE LAS BARRAS DE ANCLAJE

Acero	A325	Material de los Pernos	Fu (kg/cm ²)	8500	Esfuerzo último
dr (pulg)	5/8	Diámetro Tentativo	dr (mm)	15.9	Diámetro de Perno
A _{rod} (cm ²)	1.98	Área del perno	da (mm)	17.5	Diámetro del agujero
F _{nt} (kg/cm ²)	6330	Resistencia teórica a la Tracción			

CONFIGURACIÓN DE LAS BARRAS DE ANCLAJE

Sy (mm)	33.5	Separación al borde paralelo a Y	→	CUMPLE
Le (mm)	22.00	Separación mínima al borde de la plancha		

Número de filas de pernos en X 2 Y 2

Fila	dr (mm)	n _{rod}	n _{rod} *A _{rod}	X	Sep. Pernos (mm)
1	15.9	2	3.96	156	312
2	15.9	2	3.96	-156	312

CUMPLE

Distancia entre pernos de la primera fila 312 CUMPLE

CARGAS Y MÉTODOS DE DISEÑO

PARA ALCANZAR FLEXIÓN EN VIGAS

COMB.	Pu (kg)	Mu (kg.m)	Vu (kg)
1.2CP+γCV+Ω ₀ S	32578	9851.5	16734
1.2CP+γCV-Ω ₀ S	11877.5	-5148.5	-5646
0.9CP+Ω ₀ S	23040	8805	14358
0.9CP-Ω ₀ S	2340	-6195	-8022

Fuerzas de Diseño

Pu	32577.5
Mu	9851.5
Vu	16734

PARA ALCANZAR FLEXIÓN EN COLUMNAS

Pu (kg)	44594.75	Pu = 1.2CP + γCV + Ω ₁ S	$\Omega_1 = \frac{1.1R_y F_y Z_x}{M_u} =$	6.48
Mu (kg.m)	63869.85	Mu = 1.1R _y F _y Z _x		
Vu (kg)	36289.69	Vu = (2R _y F _y Z _x)/H		

FUERZAS DE DISEÑO

Seleccione el criterio de diseño que desee

Flexión en Vigas

Pu (kg) 32577.5
 Mu (kg.m) 9851.5
 Vu (kg) 16734

FUERZAS EN LA PLANCHA

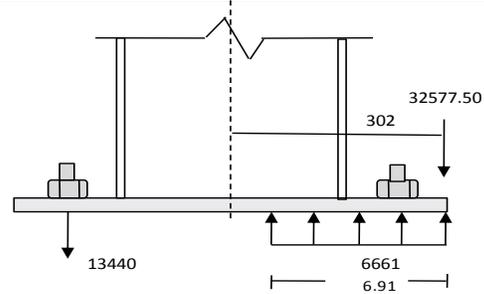
ϕ_c	<input type="text" value="0.6"/>	$\sqrt{A_2/A_1}$	<input type="text" value="1.31"/>	CUMPLE
fp máx (kg/cm ²)	<input type="text" value="167"/>	Esfuerzo máximo entre placa base y concreto		
q máx (kg/cm)	<input type="text" value="6661"/>	Fuerza máxima entre placa base y concreto		
e (mm)	<input type="text" value="302"/>	Excentricidad equivalente de la carga axial debida a la flexión		
e crit (mm)	<input type="text" value="176"/>	Excentricidad crítica de la carga axial debida a flexión		
e > e crit		Diseño por momento grande		

ANCHO A COMPRESIÓN

f (mm)	<input type="text" value="166.5"/>	Dist del eje de la plancha hasta pernos a tracción		
$(f + \frac{N}{2})^2$ (cm ²)	<input type="text" value="1343"/>	$\frac{2P_u(e+f)}{q_{max}}$ (cm ²)	<input type="text" value="458.69"/>	CUMPLE
Y (cm)	<input type="text" value="6.91"/>			

FUERZAS RESULTANTES

q máx (kg/cm)	<input type="text" value="6661"/>
Tu (kg)	<input type="text" value="13440"/>



CHEQUEO DEL PEDESTAL Y BARRAS DE ANCLAJE

FUERZAS RESULTANTES

fp máx (kg/cm ²)	<input type="text" value="167"/>	≤	fp (kg/cm ²)	<input type="text" value="166.5132427"/>	CUMPLE
------------------------------	----------------------------------	---	--------------------------	--	---------------

RESISTENCIA DE LAS BARRAS DE ANCLAJE

Resistencia de cada barra a tracción	ϕP_{rt} (kg)	<input type="text" value="9400"/>	ϕt	<input type="text" value="0.75"/>
Número de barras en la última fila	n_r	<input type="text" value="2"/>	CUMPLE	
Fuerza en cada barra de la última fila	Tu/n_r	<input type="text" value="6720"/>		

RESISTENCIA DEL CONCRETO A LA FRACTURA POR TRACCIÓN EN LOS ANCLAJES

c_{max} (mm)	<input type="text" value="422.5"/>	Mayor distancia hasta el borde de concreto
c_{min} (mm)	<input type="text" value="100"/>	Menor distancia hasta el borde de concreto
$h_{ef_{max}}$ (mm)	<input type="text" value="282"/>	Longitud embutida máxima de las barras de anclaje
h_{ef} (mm)	<input type="text" value="282"/>	Longitud embutida de las barras de anclaje
A_N (cm ²)	<input type="text" value="2675.2"/>	Área de falla del conjunto de anclajes
A_{N0} (cm ²)	<input type="text" value="7140"/>	Área de falla de cada barra
ψ_1	<input type="text" value="1"/>	Coefficiente de modificación por excentricidad
ψ_2	<input type="text" value="0.77"/>	Coefficiente de modificación por proximidad a los bordes

Anclajes colocados antes del vaciado	
ψ_3	1.25 Coeficiente de modificación por agrietamiento del concreto
c_{ac}	1
ψ_8	1.00 Coeficiente de modificación para anclajes en concreto endurecido
k	10
Nb (kg)	23912 Resistencia teórica del concreto a la fracción por barra
ϕ	0.7
ϕNcb (kg)	6044 Resistencia teórica del concreto a la fractura por tracción de los anclajes

Tu > ϕNcb Calcular Área de acero suplementario en Pedestal

ACERO DE REFUERZO DEL PEDESTAL

As req (cm ²)	3.56	Área de acero requerida
Usar barras N°	4	Cantidad de barras
Diámetro (pulg)	1/2	As (cm ²)
Diámetro (cm)	1.27	S (cm)
Ab (cm ²)	1.27	

Se colocarán 3 barras N° 4 de cada lado

Longitud de desarrollo de las barras

$$L_d = \left[0,283 \frac{F_y}{\sqrt{f'_c}} \frac{\alpha \beta \gamma \lambda}{c_d + K_{tr}} \right] d_b$$

α	1	β	1
λ	1	γ	0.8
cd (cm)	7.5		

↓

Ld (cm) 35.00

ESPESOR DE LA PLANCHA

POR FLEXIÓN DE LA PLANCHA EN LA INTERFACE A COMPRESIÓN

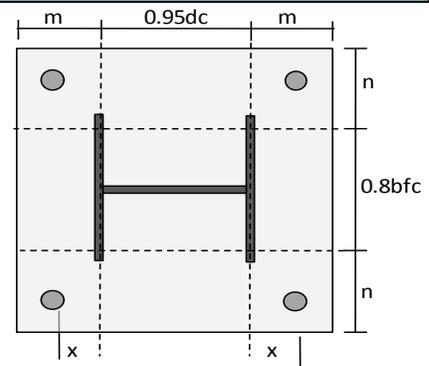
m (mm)	67	n (mm)	88
--------	----	--------	----

FLEXIÓN EN DIRECCIÓN DE m

tp req (mm)	25.78
-------------	-------

FLEXIÓN EN DIRECCIÓN DE n

tp req (mm)	13.08
-------------	-------



POR FLEXIÓN DE LA PLANCHA EN LA INTERFACE A TRACCIÓN

x (mm)	17.5	tp req (mm)	10.17
--------	------	-------------	-------

tp req máx(mm) 25.78 **CUMPLE** No se requieren rigidizadores

Espeor de plancha Comercial (mm)	25
----------------------------------	----

Detalles de las Conexiones

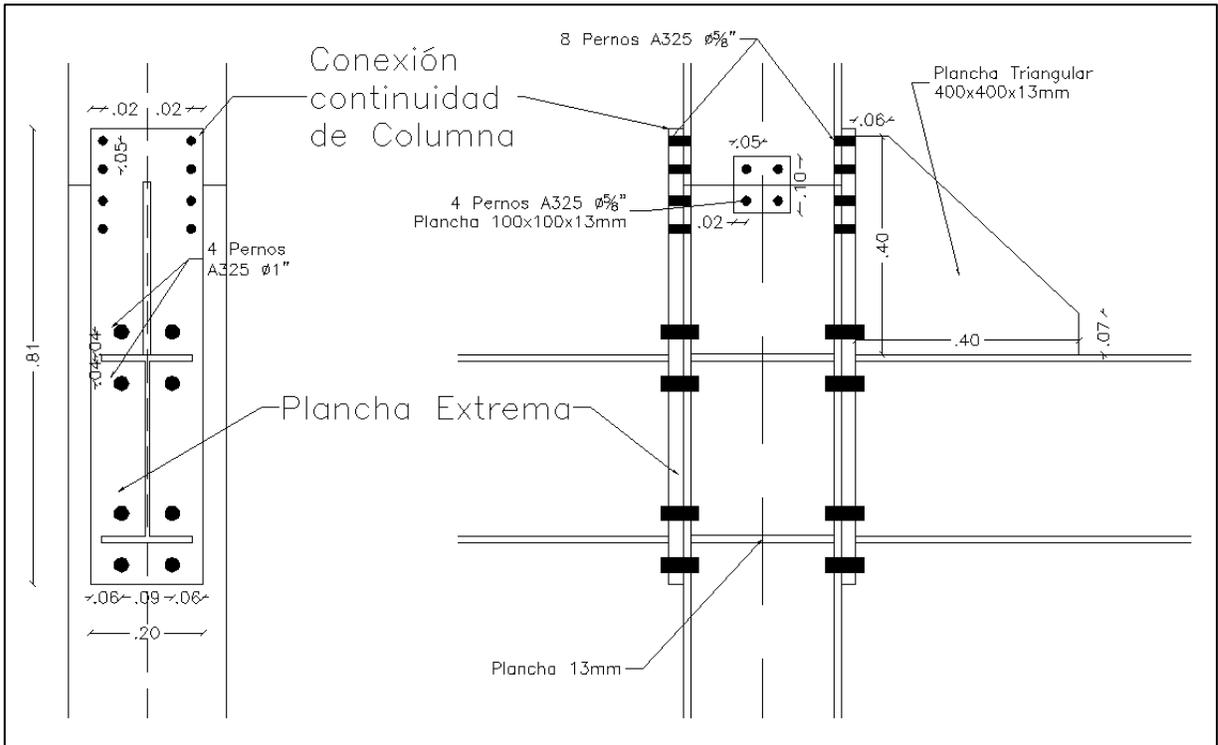


Figura 46. Conexión Viga-Columna de Plancha externa y Conexión de continuidad de Columna

Fuente: Elaboración Propia

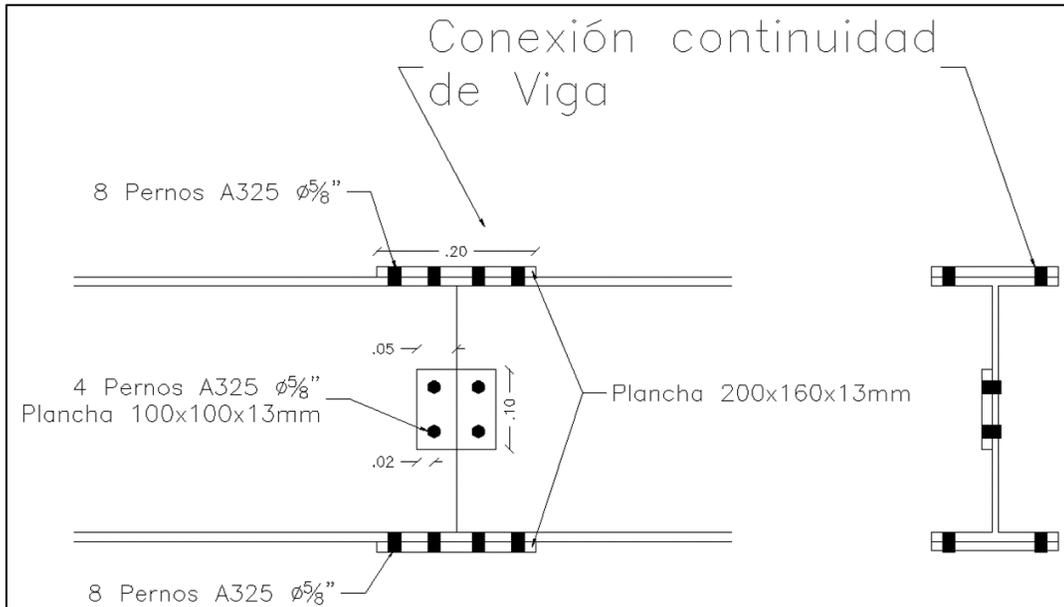


Figura 47. Conexión de Continuidad de Viga

Fuente: Elaboración Propia

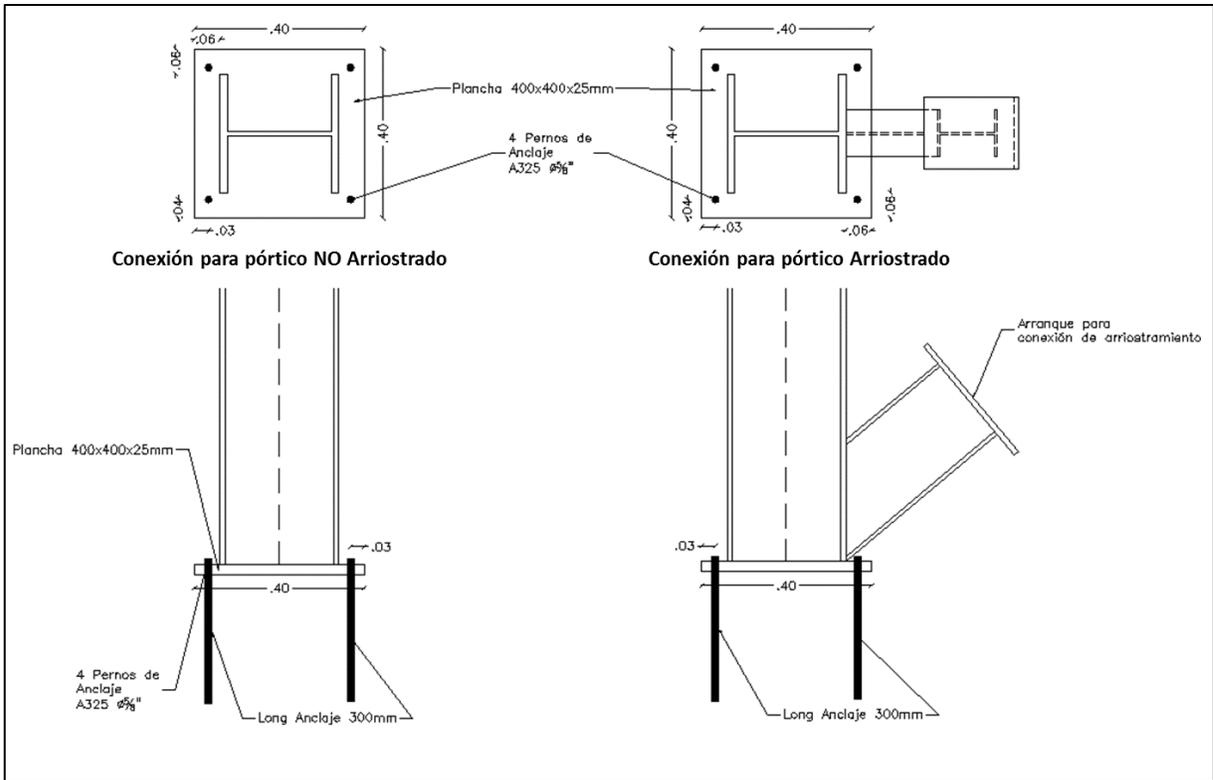


Figura 48. Conexión Placa Base
 Fuente: Elaboración Propia

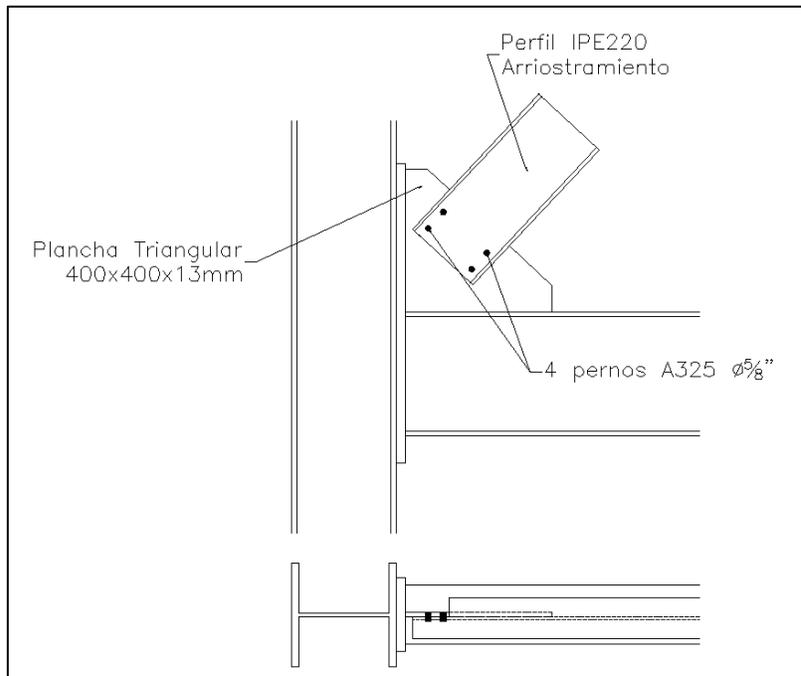


Figura 49. Conexión a tracción de Arriostamiento lateral (se requiere corte de alas del perfil IPE para apernar el alma a la plancha)
 Fuente: Elaboración Propia

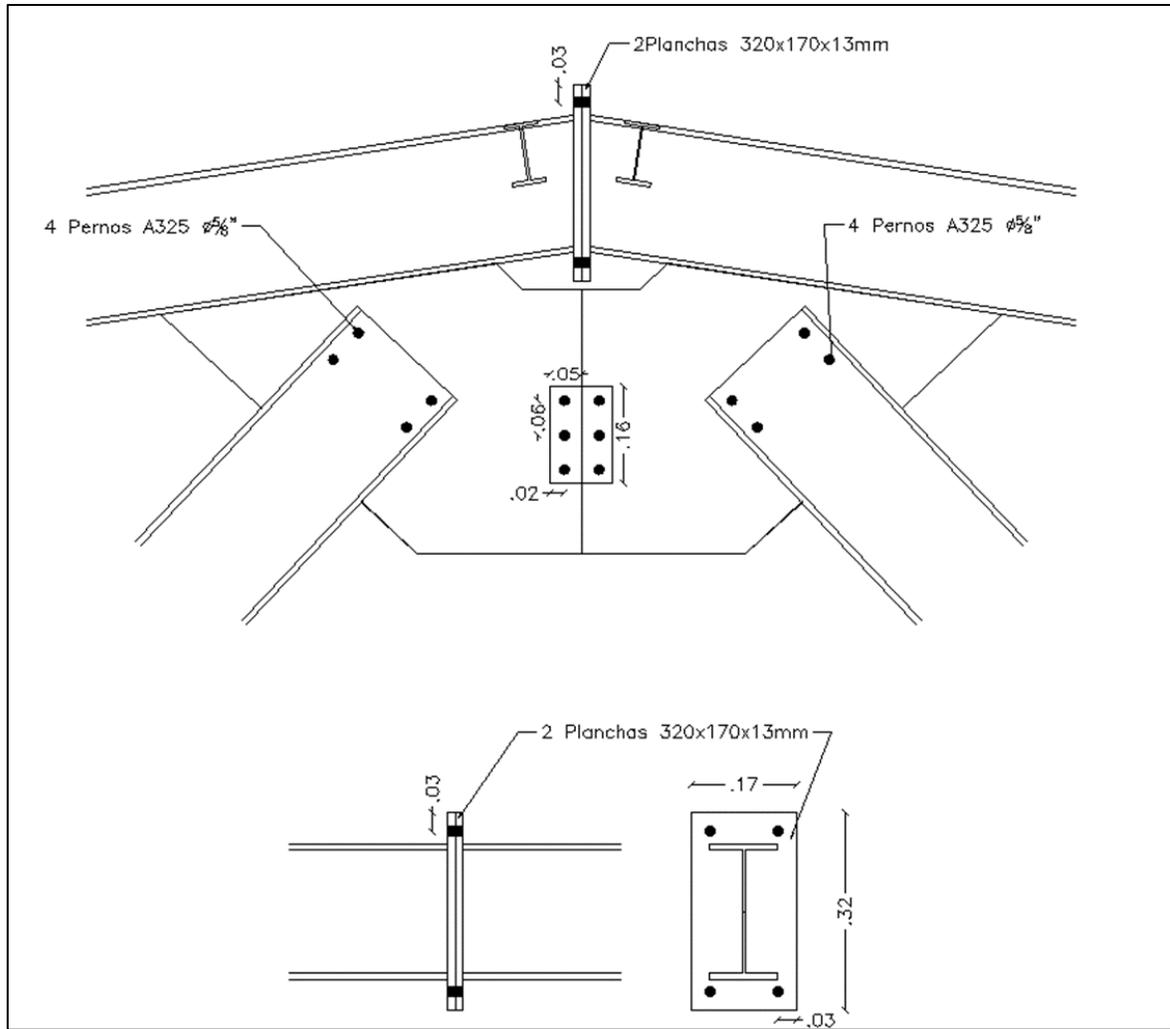


Figura 50. Conexión tipo brida en tope de techo y Arriostamiento lateral en la base de la estructura

Fuente: Elaboración Propia

Proceso de Construcción del Módulo de Aulas

Aspectos Generales del Sistema de Fundaciones

Se propone utilizar como sistema fundaciones una losa cimentación nervada o maciza dependiendo del tipo de suelo presente en el lugar donde será implantada la edificación como la que se observó en la figura 22. Por lo tanto, si se tratase de una losa maciza esta deberá construirse para la edificación completa y si se trata de una losa nervada se dejarán los arranques para darle continuidad según se vaya desarrollando la obra.

En lo que respecta al proceso de construcción, una vez que se haya acondicionado el terreno para iniciar la construcción del módulo de aulas se realiza la excavación de las zanjas requeridas según el tipo de losa cimentación a aplicar, luego se coloca una base de piedra picada, para luego preparar y colocar el acero de refuerzo requerido establecido en el diseño así como los anclajes de las planchas base. Se posicionan además las tuberías de las instalaciones sanitarias y se procede con el vaciado del concreto de la losa. Una vez vaciado el concreto, quedan ubicados los anclajes donde serán fijadas las columnas de la edificación.

Colocación de las Columnas

Las columnas del primer piso tendrán soldadas las planchas base según las características obtenidas en el diseño, estas a su vez se conectarán a la losa cimentación mediante los anclajes embutidos en el concreto de la misma, se preverá cualquier grado de inclinación utilizando un nivel para garantizar los 90° con respecto a la losa y se aplicará un mortero de nivelación debajo de las misma para garantizar el contacto.

Por otro lado, las columnas del segundo nivel estarán conectadas mediante una conexión que cual garantiza la continuidad del miembro y la transmisión de los esfuerzos, como se observa en la figura 46.

Colocación de las Vigas

Las vigas se conectarán a las columnas mediante las planchas soldadas en taller a las piezas descritas anteriormente y según las diferentes conexiones diseñadas, que permitirán la fijación con pernos garantizando la continuidad de las estructura evitando el uso de soldadura en campo.

En términos generales, se buscó que el proceso de montaje de esta estructura fuese lo más simplificado posible tomando en cuenta que no se intervino en la configuración arquitectónica. Se desarrollaron piezas lo más livianas posibles y que pudiesen ser ensambladas en campo sin uso de soldadura, aunque no resultaron ser lo suficientemente livianas para reducir la mano de obra necesaria, por lo menos se logró reducir la mano de obra especializada.

Colocación de las Correas

Las correas de entrepiso serán perfiles estructurales IPE180 colocados a cada 1.20m con una longitud de aproximadamente 3.60m y su conexión con las vigas será apornando planchas soldadas al alma de la viga con el alma de los perfiles que conforman las correas, como se muestra en la figura 51. En el caso de las correas de techo la configuración es similar, solo que las correas son de perfiles IPE100.

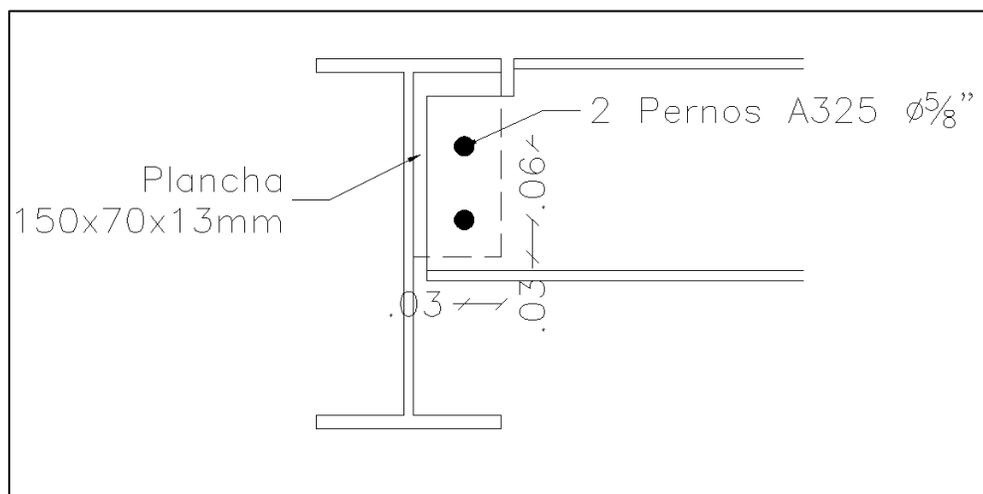


Figura 51. Conexión a corte de correas

Fuente: Elaboración Propia

La longitud y sección de los perfiles son bastante manejables y no exigen una mano de obra especializada para llevarlas y ubicarlas en el sitio de conexión con la viga, además solo se debe hacer coincidir los agujeros donde será apertado lo cual mejora el proceso de ensamblaje reduciendo errores.

Vaciado de la losa de entrepiso

Una vez fijadas las correas se procede a la instalación del sofito metálico que servirá de encofrado colaborante para el vaciado de la losa de entrepiso. El proceso de colocación está descrito en el Manual de instalación de Locacero, Ternium (2010) sin embargo en términos generales, como se usarán pernos de corte para que al fijar las láminas haya mayor estabilidad y menos vibración, dichas láminas deben ser colocadas a tope sobre el apoyo o correa.

Luego de fijar el sofito metálico, se coloca la malla electrosoldada a 2.5cm del nivel superior del concreto la cual sirve para absorber los esfuerzos originados por cambios de temperatura en el concreto. Una vez colocada la malla y fijadas las láminas se procede a colocar remates en los bordes para contener la mezcla de concreto y se ubican las guías que indicarán el nivel del vaciado, donde el concreto debe ser distribuido uniformemente por todas las láminas hasta alcanzar la altura requerida.

Cerramientos, Tabiquería y acabados

En lo que respecta al tipo de cerramiento, tabiquerías y acabados no hay limitaciones, debido a que la estructura fue calculada considerando las cargas más desfavorables para que pueda soportar cualquier tipo de mampostería. Sin embargo es recomendable inclinarse al uso de láminas prefabricadas para cerramientos en vez del uso de bloques.

Etapas de la Construcción de la Estructura

Además de tener piezas prefabricadas y conexiones empernadas que faciliten el montaje de la estructura, el objetivo de este trabajo es que la edificación sea construida por etapas en función del uso y presupuesto disponible. A continuación se presenta una propuesta de cómo sería el desarrollo de la edificación en el tiempo.

Primera Etapa (Planta Baja – Parte 1)

Luego de tener el sistema de fundaciones, donde se recomendó que se construyese desde el inicio para la edificación completa, se construirá la primera parte de planta baja donde deben quedar funcionando un aula y la batería de baños (esto no es restrictivo), y la estructura quedaría como se observa en la figura 52.

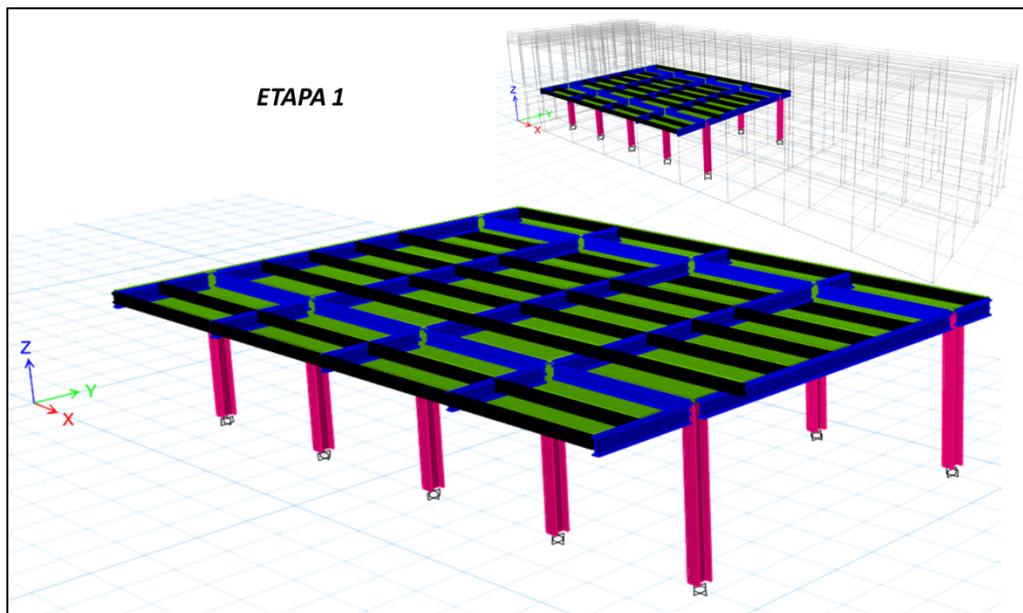


Figura 52. Etapa Constructiva 1 de la edificación

Fuente: Elaboración Propia

Segunda Etapa (Planta Baja – Parte 2)

Para la segunda etapa se completarían las siguientes dos aulas que se encuentran en la planta baja.

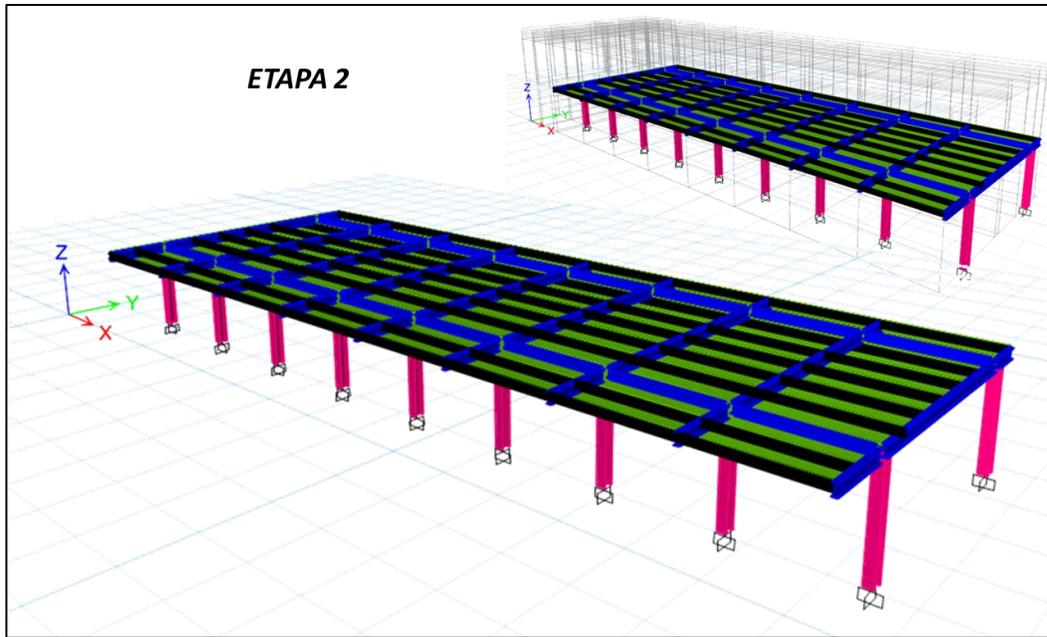


Figura 53. Etapa constructiva 2 de la edificación
Fuente: Elaboración Propia

Tercera Etapa (Módulo de Escaleras)

Luego de completar la planta baja el siguiente paso sería construir el módulo de escaleras para tener acceso al primer nivel, este módulo es independiente de la estructura principal y estará adosado al mismo a través de una junta de dilatación.

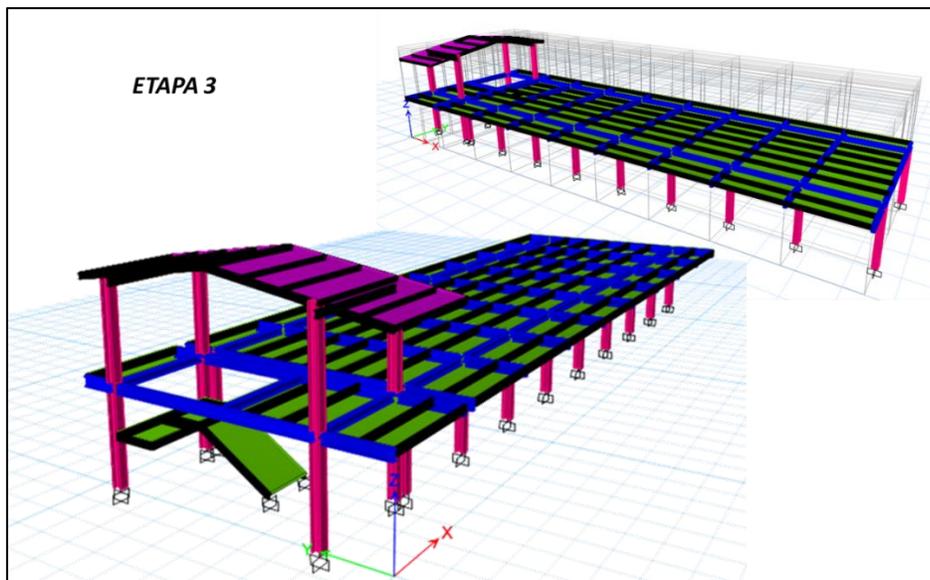


Figura 54. Etapa constructiva 3 de la edificación
Fuente: Elaboración Propia

Cuarta Etapa (Primer Piso – Parte 1)

Constituye la construcción de dos de las cuatro aulas del nivel superior.

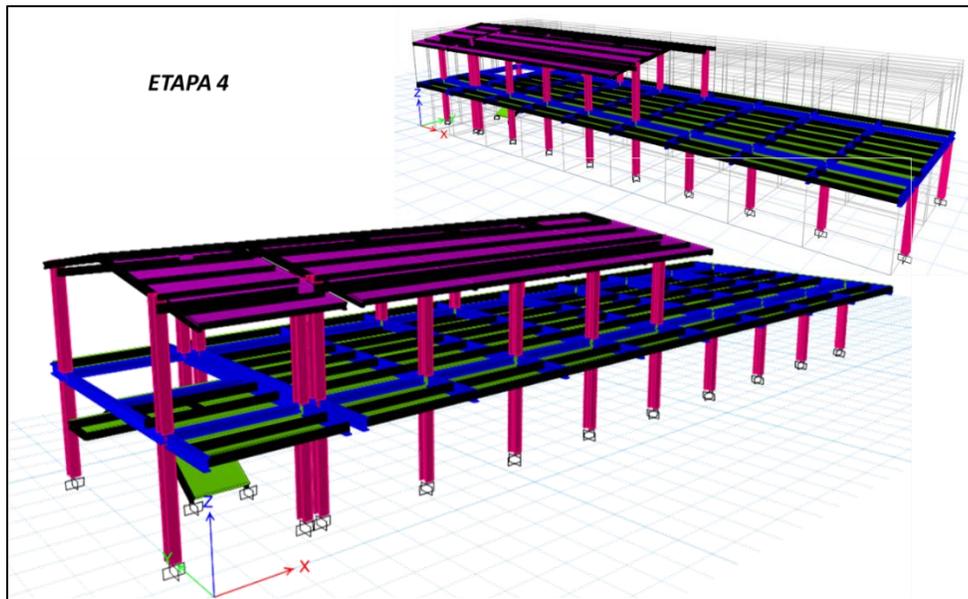


Figura 55. Etapa constructiva 4 de la edificación

Fuente: Elaboración Propia

Quinta Etapa (Primer Piso – Parte 2)

Constituye la última etapa de la construcción con la cual la edificación proyectada en este trabajo quedaría completada.

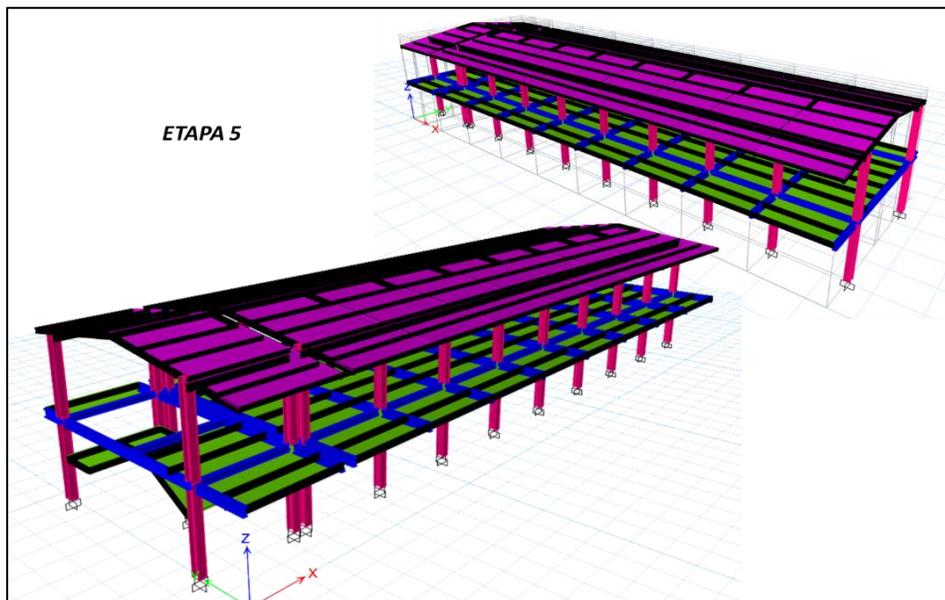


Figura 56. Etapa Constructiva 5 de la edificación

Fuente: Elaboración Propia

Pórticos y planta de entrepiso de la estructura

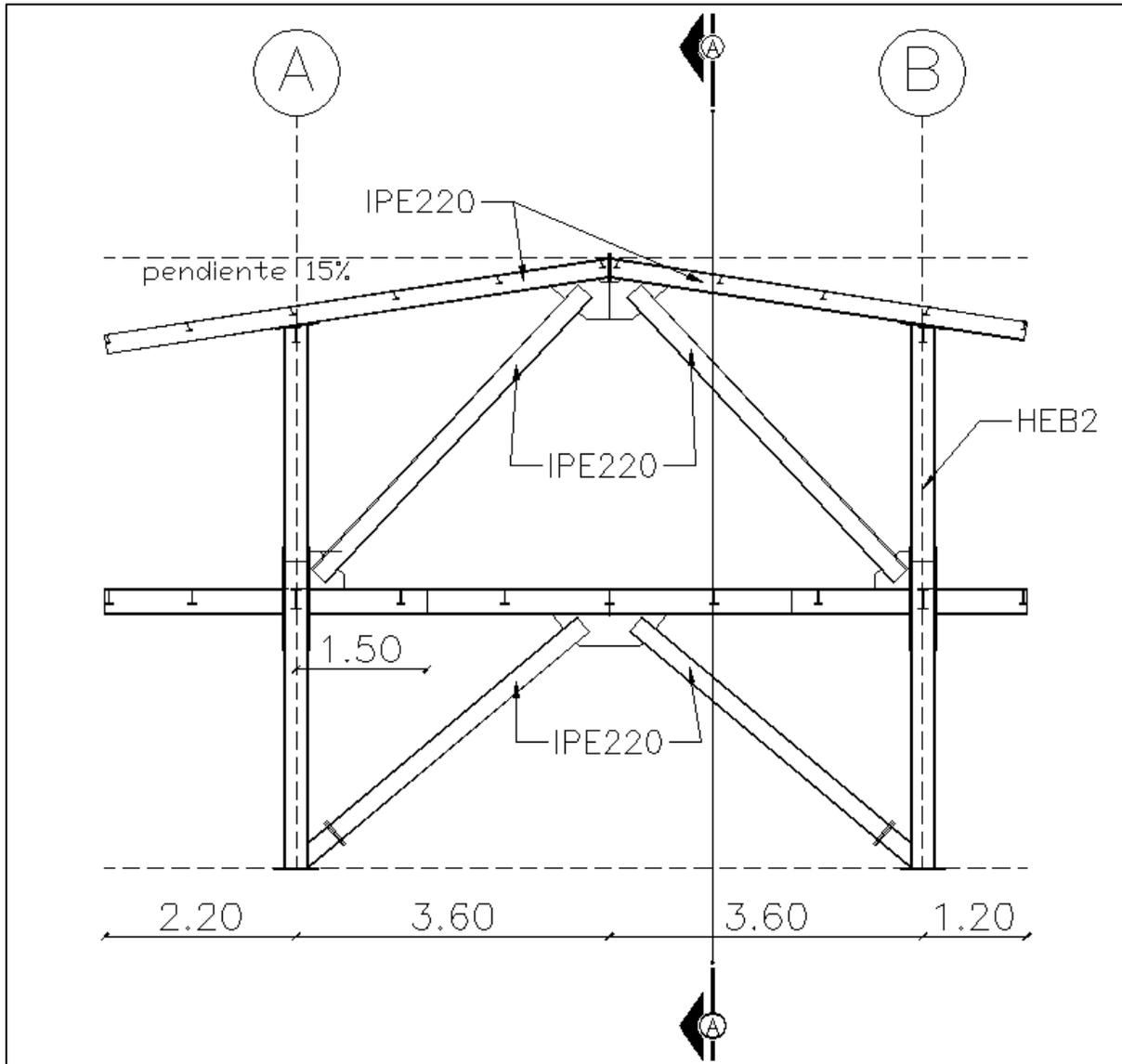


Figura 57. **Pórticos 1, 3, 5, 7 y 9**
Fuente: Elaboración Propia

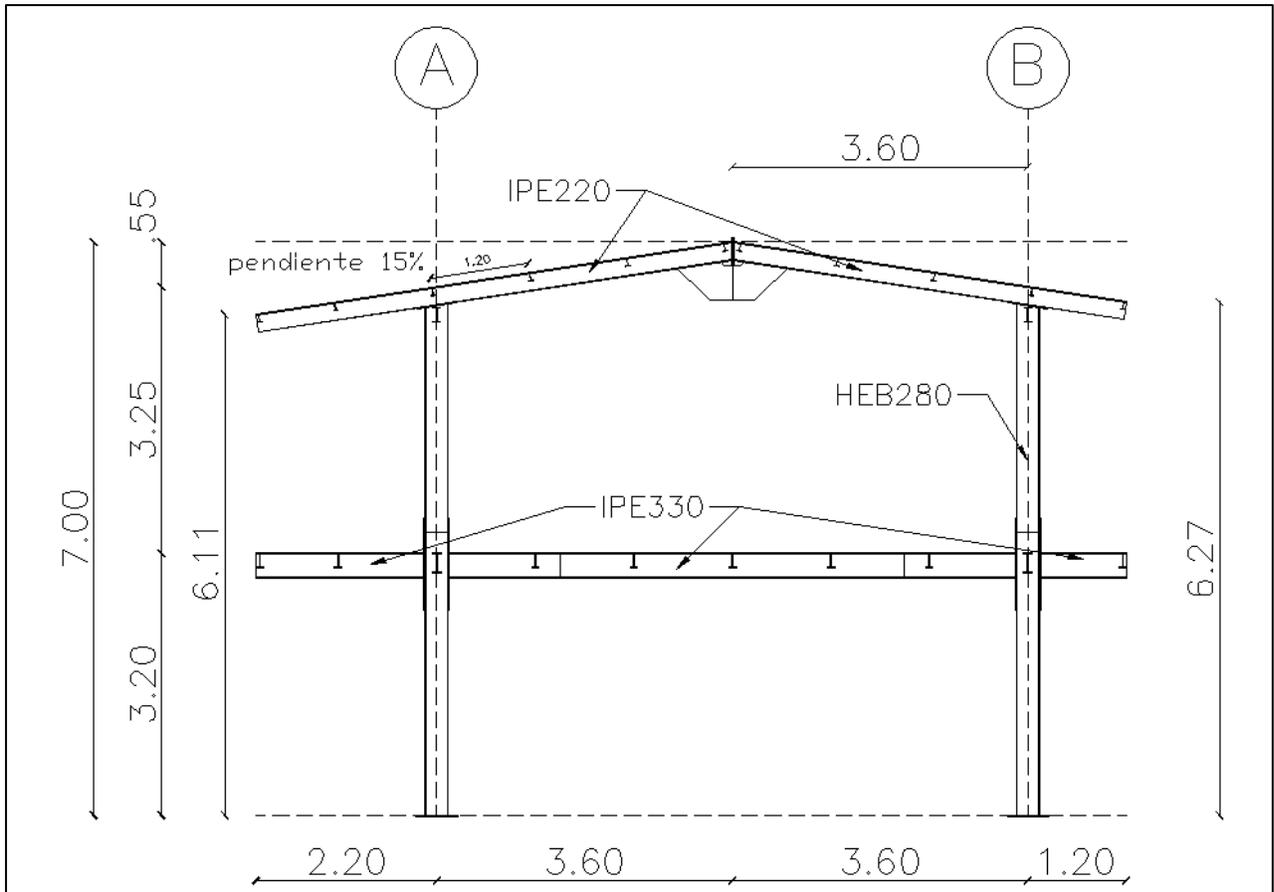


Figura 58. Pórticos 2, 4, 6 y 8

Fuente: Elaboración Propia

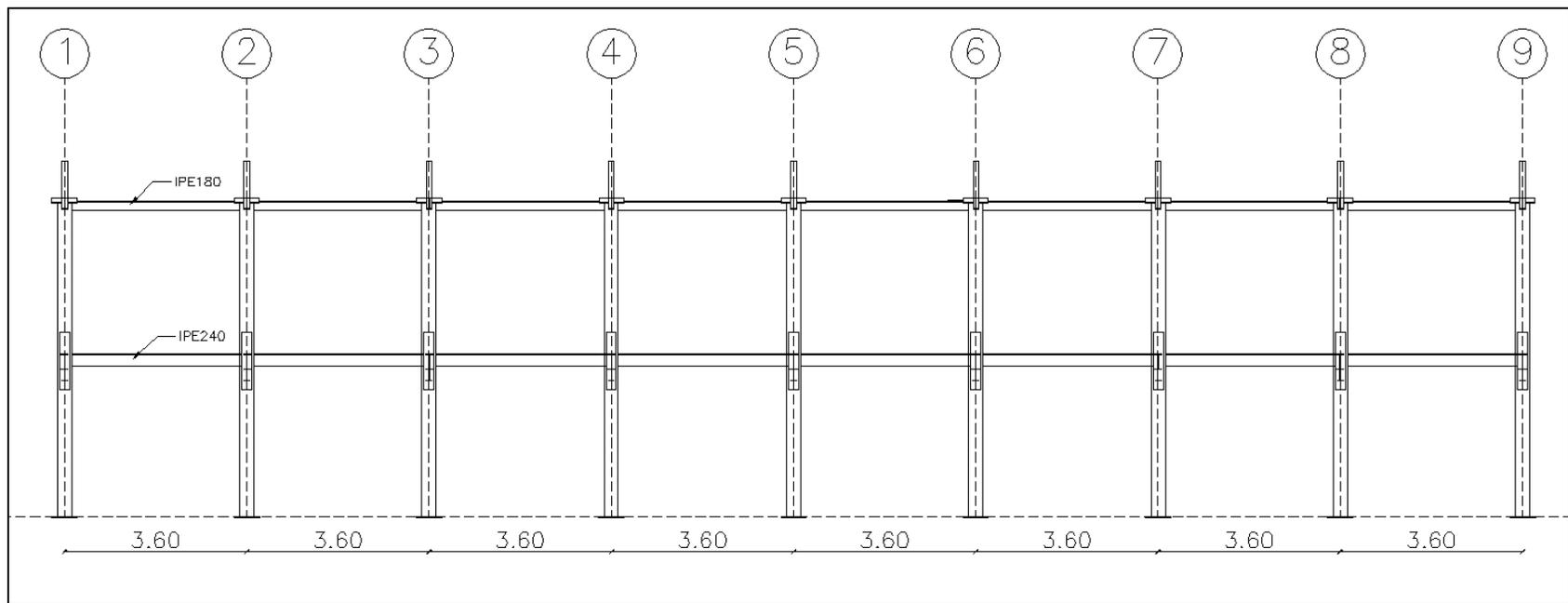


Figura 59. Pórticos 1 y 2
Fuente: Elaboración Propia

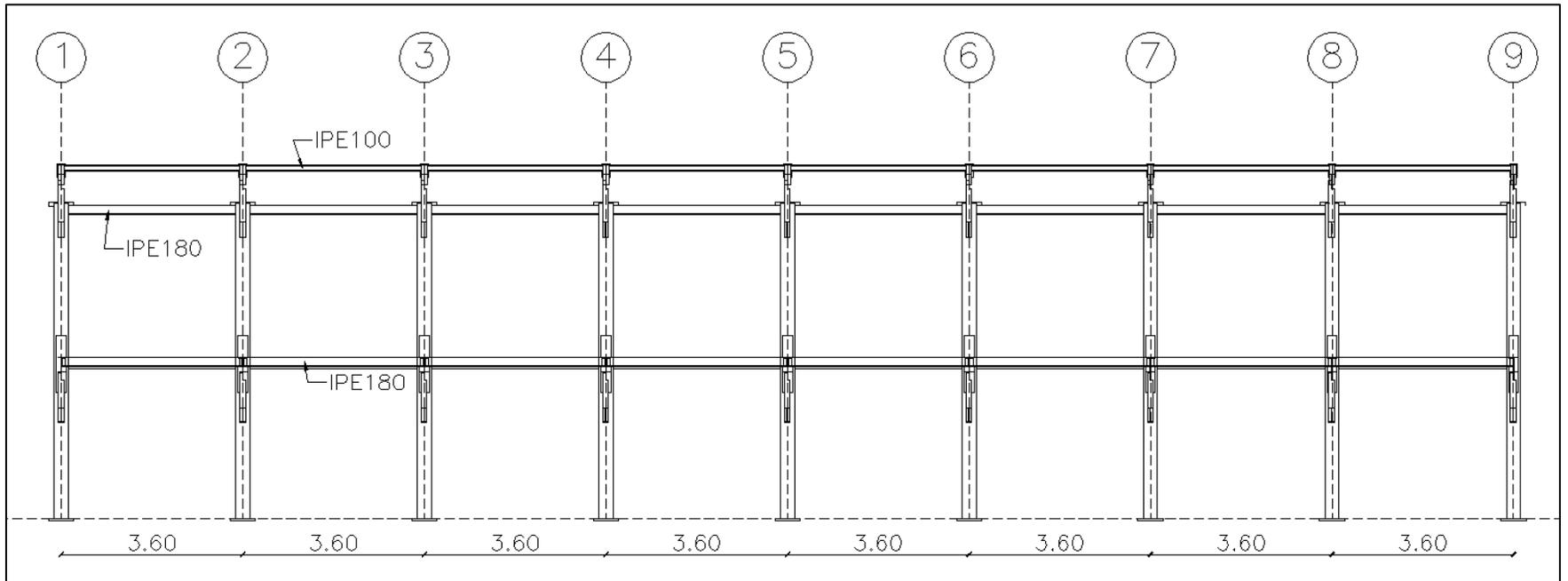


Figura 60. Corte A-A
Fuente: Elaboración Propia

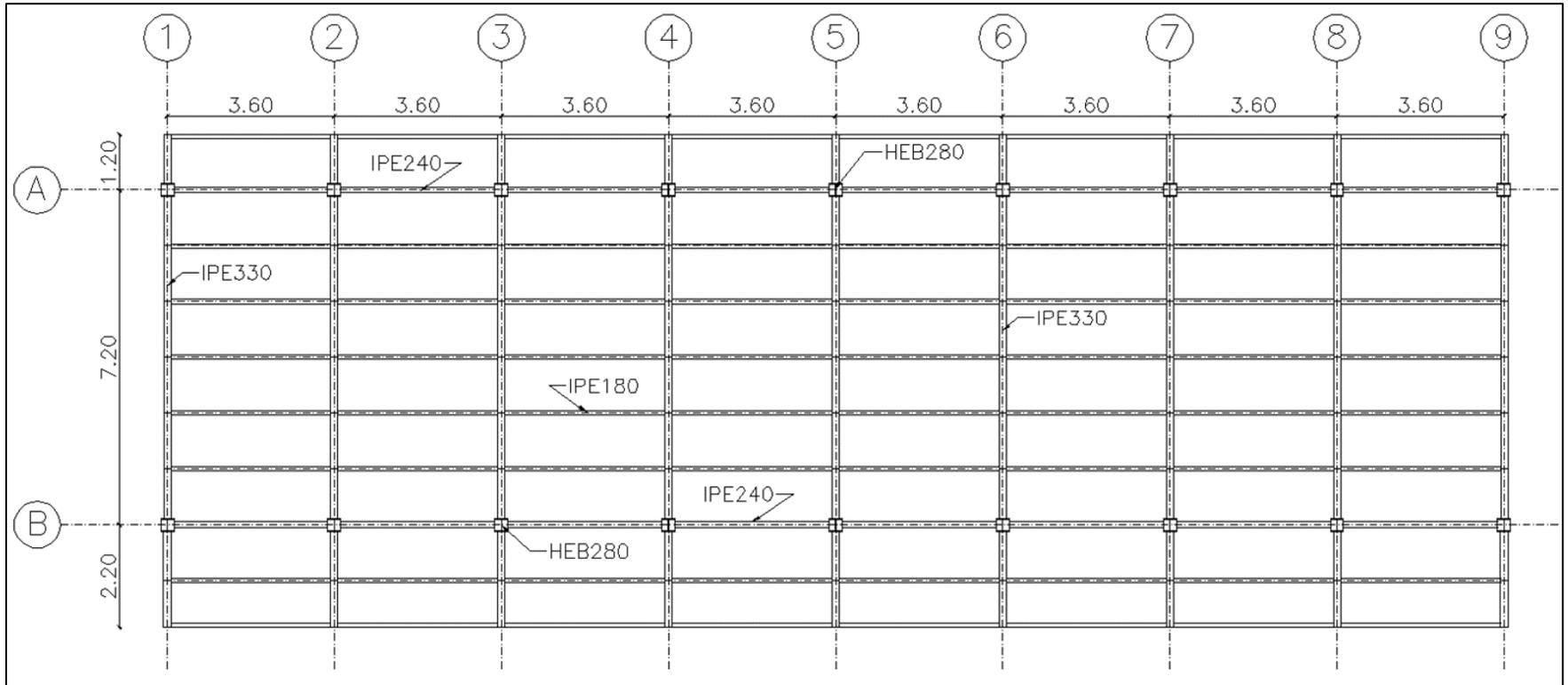


Figura 61. Planta de Entrepiso
Fuente: Elaboración Propia

CONCLUSIONES

Luego de desarrollar este trabajo, donde se hizo el análisis y diseño estructural de una edificación educacional tipo FEDE con el propósito de que su construcción sea por etapas, además de que el ensamblaje de la estructura en sitio fuese lo más sencillo posible se llegaron a las siguientes conclusiones:

- Un diseño con conexiones apernadas es más efectivo cuando se busca facilitar la construcción en sitio además de reducir la mano de obra y equipos requeridos.
- Para evitar tener conexiones apernadas muy elaboradas, la mejor opción es usar como miembros estructurales perfiles de almas y alas en comparación con los tubulares, sin contar que los tubulares suelen no cumplir con algunos requisitos sísmicos de las normas venezolanas.
- La estructura pudo ser dividida en piezas que luego de ser prefabricadas en taller, aunque no tan livianas como se quería, se pueden transportar fácilmente en un contenedor de 20 pies si se requiere. Además son manejables a la hora de su instalación y montaje.
- Luego de analizar y chequear las conexiones propuestas se comprobó su funcionalidad, además se logró estandarizarlas con la finalidad de facilitar la lectura de planos o manuales de instalación y montaje que puedan proveerse.
- La estandarización de las piezas prefabricadas y conexiones contribuye a facilitar la identificación de todos los elementos que intervienen en el proceso constructivo de la edificación desde el taller hasta su montaje final.

RECOMENDACIONES

Se proponen las siguientes recomendaciones en función de los resultados obtenidos en esta investigación.

- Implantar el modelo en las universidades públicas del país para promover el desarrollo de la infraestructura en función del presupuesto anual que asigne el Estado.
- Plantear el concepto de diseño estructural a edificaciones educacionales de otras características, para no encasillar la propuesta a este modelo de edificación.
- Ampliar el estudio de este concepto hasta el resto de las formas espectrales y zonas sísmicas dispuestas en la Norma COVENIN-MINDUR 1756 para determinar si hay variaciones considerables en los resultados.
- Proponer los posibles sistemas de fundación que puedan funcionar para el desarrollo por etapas de la edificación.
- Expandir la investigación estudiando el uso de otros tipos de perfiles y conexiones.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AISC 358 (2010). ***Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications***, Chicago.
- AISC 360 (2010). ***Specification for Structural Steel Building***, Chicago.
- Balestrini, M. (2002). ***Como se elabora el proyecto de investigación***. Editorial SL Consultores y Asociados, 6ta edición. Caracas.
- Barroeta, J. (1999). ***Sistema constructivo con estructura de entramado metálico para viviendas multifamiliares de desarrollo progresivo***. Trabajo de grado para obtención del título: Magister Scientiarum en Desarrollo Tecnológico de la Construcción. IDEC-FAU-UCV. Caracas.
- Cantú, P. (2008). ***Especificación Técnica de Producto. Entrepiso Ternium Losacero 25***. México.
- Carriba, J. (2011). ***Estudio preventivo de elementos prefabricados en la edificación***. Proyecto final de Carrera, Arquitectura técnica. Universidad Politécnica de Cataluña. España.
- COVENIN-MINDUR 1618 (1998). ***Estructuras de Acero para Edificaciones. Método de los Estados Límites*** (1era revisión). Caracas: Fondonorma.
- COVENIN-MINDUR 1756-1 (2001). ***Edificaciones sismorresistentes. Articulado*** (1ra Revisión). Fondonorma. Caracas.
- COVENIN-MINDUR 1756-2 (2001). ***Edificaciones sismorresistentes. Comentarios*** (1ra Revisión). Fondonorma. Caracas.
- COVENIN-MINDUR 2002 (1988). ***Criterios y acciones mínimas para el proyecto de edificaciones. (Provisional)***. Caracas: Ministerio de Desarrollo Urbano. Caracas.
- COVENIN-MINDUR 2004 (1998). ***Terminología de las Normas Covenin – Mindur de Edificaciones***. Fondonorma. Caracas.
- Crisafulli, F. (2013). ***Diseño sismorresistente de construcciones de acero***. Asociación Latinoamericana del Acero (ALACERO), 3ra Edición. Santiago de Chile.
- Gonzalez, F. y Safina, S. (2011). ***Diseño de estructuras de acero con perfiles tubulares***. Industrias Unicon, C.A. Primera Edición. Caracas.

- Das, B. (2001). **Principios de ingeniería de cimentaciones**. Editorial International Thomson Editores, cuarta edición. Traducido en Mexico.
- Fisher, J. y Kloiber, L. (2006). **Base plate and anchor rod desing. Steel Desing Guide**. American Institute of Steel Construction, Inc.(AISC). Segunda Edición. Estados Unidos.
- Fratelli, M. (1993). **Suelos, Fundaciones y Muros**. Sin editorial. Caracas.
- Fratelli, M. (2001). **“Estructuras Sismo-Resistentes”**. Editorial LIMUSA. México.
- Fratelli, M. (2003). **Diseño de estructuras metálicas: Estados Límites LRFD**. Sin editorial. Caracas.
- Fratelli, M. (2005). **Temas especiales de estructuras metálicas: Estados Limites LRFD**. Sin editorial. Caracas.
- Hernández, B. (2009). **Aplicación del Sistema de Estructura Metálica Apernada-SIEMA en viviendas multifamiliares de desarrollo progresivo**. Trabajo Especial de Grado para la obtención del título de Especialista en Desarrollo Tecnológico de la Construcción. IDEC-FAU-UCV. Caracas.
- Herrera, F y Santos, J (2012). **Diseño de un sistema constructivo en serie basado en el Desarrollo de un KIT de vivienda unifamiliar que permita crecimiento horizontal y vertical por etapas**. Trabajo Especial de Grado para la obtención del título de Ingeniero Civil. Universidad Nueva Esparta. Caracas.
- Hurtado, J. (2010). **El proyecto de investigación, comprensión holística de la metodología y la investigación**. Ediciones Quirón, Bogotá-Caracas.
- Maggi, G. (1998). **Sistema de Estructura Metálica Apernada, SIEMA. Concepción, aplicaciones y perspectiva**. Trabajo de Ascenso a Nivel Asociado de la UCV. FAU-UCV. Caracas.
- Mattos, L. (2006) **Estructuras de Acero: conceptos, técnicas y lenguaje**. Editorial Zigurate. Brasil.
- Molina, J (2009). **Elaboración de un manual de diseño sismorresistente de edificaciones en acero bajo los sistemas SMF, SCBF y EBF basado en las normas ANSI/AISC 360-05 y 341-05**. Trabajo Especial de grado para obtención del título de Ingeniero Civil. Universidad Central de Venezuela. Caracas

- Novas C, J (2010). **Sistemas constructivos prefabricados aplicables a la Construcción de edificaciones en países en desarrollo**. Proyecto fin de Máster, Universidad Politécnica de Madrid. Madrid, España.
- Perrea, Y (2012). **Sistemas constructivos y estructurales aplicados al desarrollo habitacional**. Trabajo de Grado para la obtención del título de Especialista en Gerencia de la Construcción. Universidad de Medellín. Medellín, Colombia.
- Sabino, C (2007). **El proceso de la investigación**. Editorial Panapo de Venezuela. Caracas. Reimpresión.
- Sandó, Y (2006). **Viviendas progresivas de mampostería confinada y componentes de madera Caso de estudio: parcelas continuas y profundas de frente angosto**. Trabajo Especial de Grado para la obtención del título de Especialista en Desarrollo Tecnológico de la Construcción. IDEC-FAU-UCV. Caracas.
- SIDETUR (2009). **Losas de Tabelones**. Sidetur gerencia de mercadeo y ventas. Caracas.
- Universidad Católica Andrés Bello, UCAB. **Reglamento General de los Estudio de Postgrado**. Caracas.
- Valarino, E., Yáber, G., y Cemborain, M. (2012). **Metodología de la investigación: Paso a Paso**. México: Trillas.

Fuentes Digitales

- Cilento, A. (2007). **Hogares sostenibles de desarrollo progresivo**. Recuperado el 2 de noviembre de 2015, de <http://www.arquitecturatropical.org/EDITORIAL/documents/HOGARES%20SOSTENIBLES%20DE%20DESARROLLO%20PROGRESIVO.pdf>.
- Orozco, E (2008). **Notas sobre materiales, técnicas y sistemas constructivos**. Revista Tecnología y Construcción. 2008, vol.24, n.2. Recuperado el 16 de diciembre de 2016, de http://www2.scielo.org.ve/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0798-96012008000200002&lng=es&nrm=i.

- Ternium (2010). **Manual de Instalación Ternium Locasero**. AceroRed.com. Soluciones en Acero. Recuperado el 16 de diciembre de 2016 de http://www.acerored.com/BibliotecaTecnica/acanalados_metalicos/Ternium_Losacero_25_Manual_de_Instalacion.pdf
- Vargas, B (2007). **Industrialización de la construcción para la vivienda social**. Revista nodo Nº 3, Volumen 2, Año 2: 25-44. Recuperado el 26 de octubre de 2015, de dialnet.unirioja.es/descarga/articulo/3396693.pdf.
- Vezga T, C (2002). **Elementos de Ingeniería Sismorresistente**. PROYESCO S: C. Maracaibo.
- Isotex (2016). **Sistema de Paneles tipo sándwich para Techos aislados térmicamente (TERMOPANEL)**. Recuperado el 14 de diciembre de 2016 de <http://www.grupoisotex.com/wp-content/uploads/2015/01/Termopanel%20Esp.pdf>