

TRABAJO ESPECIAL DE GRADO

EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN METÁLICA “NOROESTE 3” UBICADA EN LAS INSTALACIONES DE PDVSA-INTEVEP

Presentado ante la Ilustre
Universidad Central de Venezuela

Por el Br:

Kotzer Marian, Charles

Para optar al Título de

Ingeniero Civil

Caracas, 2011

TRABAJO ESPECIAL DE GRADO

EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN METÁLICA “NOROESTE 3” UBICADA EN LAS INSTALACIONES DE PDVSA-INTEVEP

TUTOR ACADÉMICO: Prof. Eliud Hernández Rojas

Presentado ante la Ilustre
Universidad Central de Venezuela

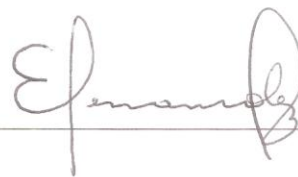
Por el Br:
Kotzer Marian, Charles
Para optar al Título de
Ingeniero Civil

Caracas, 2011

Por la presente certifico que he leído el Trabajo Especial de Grado "EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN METÁLICA "NOROESTE 3" UBICADA EN LAS INSTALACIONES DE PDVSA-INTEVEP", desarrollado por el bachiller Charles Kotzer Marian, para optar por el título de Ingeniero Civil, y lo encuentro apropiado tanto en su contenido como en su formato y apariencia externa.

Considerando que cumple con los requisitos exigidos por la Escuela de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería de la UNIVERSIDAD CENTRAL DE VENEZUELA, autorizo que se proceda a la entrega de los ejemplares respectivos ante el Departamento de Ingeniería Estructural, para que sea sometido a evaluación por parte del jurado examinador que le sea designado.

En Caracas, a los 24 días del mes de noviembre del año 2011

A handwritten signature in black ink, appearing to read 'Eliud Hernandez', written over a horizontal line.

Eliud Hernandez Rojas

ACTA

El día 4 de noviembre se reunió el jurado formado por los profesores:

Eliud Hernández

Esteban Tenreiro

José Manuel Velásquez

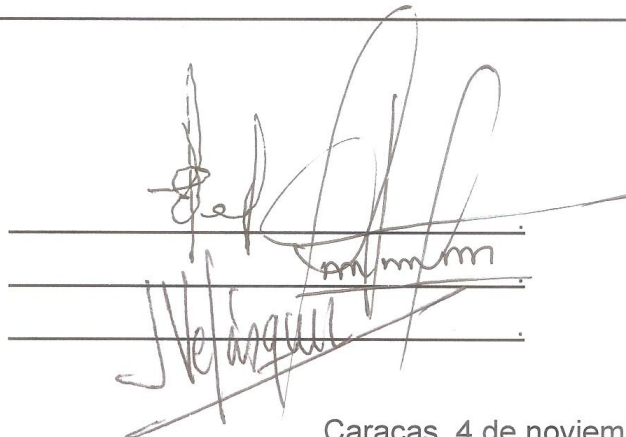
Con el fin de examinar el Trabajo Especial de Grado titulado **“EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN METÁLICA “NOROESTE 3” UBICADA EN LAS INSTALACIONES DE PDVSA-INTEVEP”**,
Presentado ante la ilustre Universidad Central de Venezuela para optar al Título de **INGENIERO CIVIL**.

Una vez oída la defensa oral que el bachiller hizo de su Trabajo Especial de Grado, este jurado decidió las siguientes calificaciones:

NOMBRE	CALIFICACIÓN	
	Números	Letras
Br. Charles Kotzer Marian	20	Veinte

Recomendaciones:

FIRMAS DEL JURADO



Caracas, 4 de noviembre de 2011

AGRADECIMIENTOS

Primero que nada quiero agradecer a mis padres, quienes siempre lucharon por darme todo lo que necesitaba, incluso en los momentos más difíciles. Con la ayuda de ellos el camino para lograr esta esperada meta se hizo más fácil. A mi hermano, que siempre me apoyó en mis decisiones y siempre estuvo ahí para defenderme. A Ilse por cuidarme como lo hizo y convertirse en una parte importante de mi familia.

A mi bella novia, quien estuvo conmigo en las buenas y en las malas, quien siempre tuvo la disposición para sacarme de alguna duda, darme ánimo para seguir adelante, fue mi compañía en el día a día, te agradezco y te amo.

Al profesor Eliud, mi tutor, quien con su interés en las estructuras, fue capaz de transmitirme una gran cantidad de conocimientos nuevos, que me sirvieron para finalizar esta investigación, y me servirán en mi futuro para mi vida profesional.

Al profesor Antonio Güell, la profesora Gabriela Tedezco, al compañero Héctor Díaz, por dedicarme tiempo importante para transmitirme conocimientos necesarios que me ayudaron con la realización de esta tesis.

A mi TEAM, quien estuvo a mi lado en todo este tiempo, convirtiéndose incluso en esa necesitada pareja de tesis. He pasado buenos tiempos contigo y espero que de aquí en adelante seamos team en todos los retos futuros de la vida.

A mis compañeros de Intevp Vladi y Willian quienes fueron la mejor compañía para pasar esos largo tiempos en construcción de esta investigación.

A todas aquellas personas trabajadoras de Intevep que me apoyaron en la búsqueda de información y sobre todo a Braulio Mata quien me apoyó y siempre buscó la manera más rápida de resolver los problemas.

A todos los compañeros de mi escuela, Nestor, Víctor, Rafael, Rossa, Francisco, Humberto y todos los demás. Los que me acompañaron en las jodederas (descanso necesario para seguir trabajando), a mis panas de San Bernardino, Abel, Angélica, Juve, con los que he vivido una gran cantidad de buenas experiencias, a mis panas Joan, Angel, Cesar, quienes me han acompañado desde el introductorio, y por último a los mareados, en especial Alexander, Flores, Joseth, Cesar y Karol quienes dedican sus días por un mundo más justo.

Por último quiero agradecer a la UCV, Universidad que con muchos problemas me formó como la persona que soy, no solo a nivel académico, también a nivel personal, en ella he vivido grandiosas experiencias que de seguro quedarán en mis recuerdos en toda mi vida profesional... Te extrañaré UCV

Kotzer M, Charles

**EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE LA
EDIFICACIÓN METÁLICA “NOROESTE 3” UBICADA EN LAS
INSTALACIONES DE PDVSA-INTEVEP**

Tutor Académico: Prof. Eliud Hernández Rojas

Trabajo especial de grado. Caracas, U.C.V. Facultad de Ingeniería.

Escuela de Ingeniería Civil. 2011, 113 pág.

Palabras claves: Estructuras de acero, edificio industrial, evaluación edificaciones existentes.

Resumen

En el Instituto Tecnológico Venezolano del Petróleo (INTEVEP), se realiza el estudio del proceso de Aquaconversión, el cual forma parte de una línea de investigación para mejoramiento de crudos. Entre las actividades a realizar para este estudio se contempla la construcción de una planta piloto llamada P-320 DE AQC la cual será un modelo físico del proceso a escala reducida.

Para la realización de la P-320 es necesaria la adecuación del complejo de plantas pilotos de INTEVEP, específicamente la estructura llamada “Noroeste 3”, ya que esta servirá de soporte para los elementos de la nueva planta; las adecuaciones incluirán, nuevas bases para equipos, puentes de tuberías, refuerzos (si es necesario), entre otros.

Esta investigación se enfoca en la evaluación estructural de la edificación “Noroeste 3”, considerando el nuevo estado de cargas con el objetivo de verificar si es necesario reforzarla; esto tomando los requisitos de las normas Covenin 1756-2001 y AISC 2005.

En primer lugar se identificaron todos los parámetros estructurales y no estructurales que pueden afectar de alguna manera la respuesta sísmica del modelo. Luego se identificaron todas las irregularidades de la estructura, y se presentaron las adecuaciones que se requieren y que pueden afectar el comportamiento de la edificación. Posteriormente, se presentaron todos los parámetros que se utilizaron para la modelación de la estructura “Noroeste 3”, empezando con la caracterización del estado de cargas actual de la edificación, las cargas a futuro, el espectro de diseño, las combinaciones de cargas, entre otros aspectos.

Por otro lado, se realizó un análisis no lineal Pushover para obtener la ductilidad de la estructura con el fin de conseguir el factor de reducción más adecuado para utilizar en esta edificación. Tomando en cuenta este último análisis, se realizaron algunas revisiones en donde se obtuvo que las diagonales son los elementos de la estructura que reciben mayor cantidad de solicitaciones, y por lo tanto, son los elementos con mayor cantidad de deformaciones.

Al evaluar la respuesta sísmica de la estructura, tanto la cortante basal como la deriva y las masas participativas, arrojaron valores que cumplieron con los requisitos exigidos por la norma Covenin 1756-2001. En relación al análisis estático establecido en la norma AISC, se analizó la estructura tomando en cuenta que esta tiene un desempeño estructural SCBF (Pórticos especiales con diagonales concéntricas). Se verificaron las esbelteces de todas las secciones de los elementos, la capacidad de los mismos y la esbeltez global en las diagonales. Todas las verificaciones arrojaron como resultado lo que ya se venía observando

con el Pushover, solo las diagonales fallan por falta de capacidad ante las solicitaciones, y además no cumplen con los requerimientos de esbeltez. Todos los demás perfiles, vigas y columnas, cumplen con los requisitos de la AISC.

Como resultado de esta investigación, se hicieron un conjunto recomendaciones en relación a los refuerzos necesarios para la edificación, donde se identificaron los perfiles mínimos que pueden ser colocados en remplazo a las diagonales, y se mencionaron algunos parámetros necesarios para su colocación.

ÍNDICE

INTRODUCCIÓN	1
CAPITULO 1	2
Planteamiento del problema.....	2
1.1 El problema de la investigación.	2
1.2 Objetivos	4
1.3 Justificación	5
CAPITULO 2	6
Marco teórico	6
2.1 Instituto Tecnológico Venezolano del Petróleo.	6
2.2 El proceso de Aquaconversión	6
2.3 La estructura metálica NOROESTE 3.....	8
2.4 Reseña histórica del acero estructural.	11
2.5 Reseña histórica del análisis estructural.	14
2.6 CSI ETABS V 9.7	19
2.7 Covenin 1756:2001 “Edificaciones sismorresistentes”	20
2.8 Normas AISC.	21
2.9 Análisis no lineal estático para estructuras (Pushover).....	34
CAPITULO 3	38
Método	38
3.1 Fase 1. Identificación de parámetros estructurales y no estructurales.	38
3.2 Fase 2. Modelado de la estructura.....	39
3.3 Fase 3. Revisión de la respuesta sísmica.	41
3.4 Fase 4. Comparación con los criterios de las normas AISC.	42
CAPITULO 4	43
Identificación de los parámetros estructurales y no estructurales	43
4.1 Características de la edificación	43
4.2 Losa.	45

4.3 Elementos estructurales.....	46
4.4 Conexiones	51
4.5 Modificaciones encontradas en campo.	53
4.6 Propuesta de adecuaciones.....	56
CAPITULO 5	57
Modelado de la estructura “NOROESTE 3”	57
5.1 Cargas de la estructura.....	58
5.2 Análisis no lineal estático (Pushover).....	67
5.3 Métodos de Análisis Estructural	78
5.4 Espectro de diseño.	79
5.5 Combinaciones de Carga.....	85
5.6 Modelo analizado.....	86
CAPITULO 6	87
Análisis de resultados	87
6.1 Peso de la estructura	87
6.2 Cortante basal.....	88
6.3 Deriva.....	91
6.4 Centro de masa	94
6.5 Análisis modal.....	94
6.6 Nivel de desempeño estructural según las normas AISC.	96
6.7 Factor de resistencia en elementos estructurales.....	97
6.8 Revisión en las vigas	97
6.9 Revisión en columnas.	105
6.10 Revisión en diagonales	111
CAPITULO 7	115
Conclusiones y recomendaciones.....	115
7.1 Conclusiones.	115
7.2 Recomendaciones.	117

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 Ubicación del Instituto tecnológico Venezolano del petróleo.....	8
Figura 2.2 Ubicación de la estructura Noroeste 3	8
Figura 2.3 Perforaciones realizadas en el estudio de suelo de la planta 340 HDH.	9
Figura 2.4 Perfil del relleno del suelo	10
Figura 2.5 Proceso del alto horno para la producción de hierro	12
Figura 2.6 Primer puente de hierro, en Shropshire, Inglaterra	12
Figura 2.7 Torre Eiffel, estructura construida de hierro	13
Figura 2.8 Perfiles laminados, barras y planchas.....	14
Figura 2.9 Figura 2 Representación de la ley de Hooke.....	15
Figura 2.10 Concepto de ductilidad.....	23
Figura 2.11 Comportamiento de aceros	24
Figura 2.12 Efecto de la esbeltez de la sección sobre el comportamiento de una viga	27
Figura 2.13 Acumulación de rotación plástica en una viga	28
Figura 2.14 Efecto de la esbeltez sobre el comportamiento de una viga.	29
Figura 2.15 Marco arriostrado excéntricamente	32
Figura 2.16 Configuración de sistemas de arriostramientos.....	32
Figura 2.17 Marco de corte de placas de acero	33
Figura 2.18 Ejemplo de curva de capacidad	34
Figura 2.19 Formación de rótulas en un sistema estructural y la curva de capacidad.....	35
Figura 2.20 Curva generalizada de esfuerzo deformación de la norma.	36
Figura 2.21 Gráfico momento-rotación con los puntos de desempeño.	37
Figura 3.1 Revisión de planos de la estructura.	38
Figura 3.2 Medición de irregularidades.	39
Figura 3.3 Medición de irregularidades.	40
Figura 3.4 Cargas agregadas al modelo estructural.....	40

Figura 3.5 Realización del Pushover	41
Figura 3.6 Revisión de respuesta sísmica.....	42
Figura 3.7 Comparación con la Norma AISC.	42
Figura 4.1 Sección de vertical de la estructura Noroeste 3	44
Figura 4.2 Planta 3000 y 6000 de la estructura Noroeste 3	44
Figura 4.3 Planta Mezzanina.....	45
Figura 4.4 Detalle del grating de la estructura.....	45
Figura 4.5 Tipos de perfiles encontrados	46
Figura 4.6 Distribución de los perfiles en planta tipo	48
Figura 4.7 Ubicación de los perfiles con láminas de acero soldadas.	49
Figura 4.8 Distribución de perfiles en mezzanina.....	49
Figura 4.9 Ubicación horizontal de las diagonales	50
Figura 4.10 Distribución de perfiles de techo	50
Figura 4.11 Planta donde se muestra la ubicación de las escaleras.....	51
Figura 4.12 Dibujo de conexión tipo de la estructura Noroeste 3	52
Figura 4.13 Conexión de la estructura.....	52
Figura 4.14 Conexión de una diagonal de la estructura.	52
Figura 4.15 Ejemplo de perfiles agregados a la estructura.	53
Figura 4.16 Ubicación de los perfiles agregados en el Nivel 3000	54
Figura 4.17 Ubicación de los perfiles agregados en el Nivel 6000	54
Figura 4.18 Ampliación de la zona techada.....	55
Figura 4.19 Irregularidad en el arriostramiento.....	55
Figura 4.20 Propuestas de nuevos soportes de equipos en Nivel 3000.....	56
Figura 4.21 Propuestas de nuevos soportes de equipos en Nivel 3000.....	56
Figura 5.1 Posición de soporte de tubería en el nivel 3000.....	59
Figura 5.2 Posición de soporte de tubería en el nivel 6000.....	59
Figura 5.3 Peso aproximado equivalente en m2 de tubería rellena de agua.....	60
Figura 5.4 Ubicación y cargas de los equipos para agregar al Nivel 3000.....	61
Figura 5.5 Ubicación y cargas de los equipos para agregar al Nivel 6000	62
Figura 5.6 Grating de la estructura Noroeste 3	63

Figura 5.7 Opciones a colocar en el ETABS V 9.7 para imitar al grating	63
Figura 5.8 Ubicación de la mampostería en cada nivel	64
Figura 5.9 Fachada de rejilla de fachada de la estructura Noroeste3	64
Figura 5.10 Ubicación de rejilla de fachada.....	65
Figura 5.11 Barandas de la estructura Noroeste 3	65
Figura 5.12 Ubicación de barandas en el Nivel 3000 y 6000	66
Figura 5.13 Valores colocados al SAP2000 para agregar rótulas plásticas a las diagonales.....	67
Figura 5.14 Factores por los que se multiplicó las propiedades del perfil de viga en X VP200	68
Figura 5.15 Factores por los que se multiplicó las propiedades del perfil IPN14.....	69
Figura 5.16 Factores por los que se multiplicó las propiedades del perfil de viga en y VP300.....	69
Figura 5.17 Cargas laterales aplicadas en X y en Y por separado.....	70
Figura 5.18 Planta tipo de la edificación “Noroeste 3”	70
Figura 5.19 Gráfica esfuerzo-deformación con los puntos notables de la FEMA 356.....	73
Figura 5.20 Porcentajes de elementos con fallas y rótulas plásticas al volverse inestable la estructura.....	73
Figura 5.21 Porcentajes de elementos con fallas y rótulas plásticas al volverse inestable la estructura.....	74
Figura 5.22 Curva de capacidad en dirección X.....	75
Figura 5.23 Curva de capacidad en dirección Y	76
Figura 5.24 Curva de capacidad en dirección X con conexiones articuladas.....	77
Figura 5.25 Valores de A_o	79
Figura 5.26 Forma espectral y factor de corrección	80
Figura 5.27 Factor de importancia.....	80
Figura 5.28 Niveles de diseño	81
Figura 5.29 Obtención del factor de reducción de respuesta.	83

Figura 5.30 Espectro de Diseño y de Respuesta	84
Figura 5.31 Vista de los modelos ya realizados	86
Figura 6.1 Origen de las masas definidas en el Etabs 9.7	87
Figura 6.2 Gráfico de la cortante basal en dirección Y	90
Figura 6.3 Gráfico de la cortante por piso en dirección X.....	91
Figura 6.4 Gráfica de deriva en dirección X	93
Figura 6.5 Gráfica de deriva en dirección X.	93
Figura 6.6 Modo 1 traslacional en X.....	95
Figura 6.7 Modo 2 traslacional en Y	95
Figura 6.8 Obtención del factor de reducción de respuesta.	96
Figura 6.9 Nombre asignado por el programa a las vigas en el Nivel 3000 y 6000.....	98
Figura 6.10 Nombre fijado por el programa a las vigas del Nivel techo.....	103
Figura 6.11 Nombre fijado por el programa a vigas del nivel Mezzanina.	103
Figura 6.12 Nombre fijado por el programa a las columnas en el Nivel 3000 y 6000.....	105
Figura 6.13 Nombre fijado por el programa a las columnas del Nivel techo y mezzanina.....	106
Figura 6.14 Nombre fijado por el programa a las diagonales en el Nivel 3000 y 6000	111
Figura 6.15 Nombre asignado por el programa a las diagonales en el Nivel Techo.....	111
Figura 7.1 Dirección de los radios de giro de los perfiles en las diagonales.	118

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1 Espesores del relleno del suelo.....	10
Tabla 2.2 Aceros permitidos para uso sísmico.....	25
Tabla 2.3 Valores de R_y y R_t para aceros estructurales de uso común.....	26
Tabla 2.4 Amplificación sísmica por sistema estructural	34
Tabla 4.1 Propiedades de los perfiles encontrados en campo	47
Tabla 5.1 Cargas que se generan en cada apoyo de los soportes.	60
Tabla 5.2 Resultados arrojados por el Pushover en dirección X.	71
Tabla 5.3 Resultados arrojados por el Pushover en dirección Y	72
Tabla 5.4 Resultados de ductilidad en dirección "X" y dirección " Y"	77
Tabla 5.5 Valores de R obtenidos con la ductilidad.....	82
Tabla 5.6 Resumen de datos necesarios para los espectros	84
Tabla 6.1 Peso de la estructura.....	88
Tabla 6.2 Corte por piso	89
Tabla 6.3 Datos necesarios para la verificación de cortante basal.....	89
Tabla 6.4 Cálculos para verificar cortante basal.....	90
Tabla 6.5 Verificación de derivas en dirección X.....	92
Tabla 6.6 Verificación de derivas en dirección Y	92
Tabla 6.7 Centros de masa y centros de rigidez	94
Tabla 6.8 Análisis modal	94
Tabla 6.9 Escala de calores para los diferentes Fr	97
Tabla 6.10 Cálculo de la esbeltez de la sección para el perfil B31 Nivel 3000...	98
Tabla 6.11 Fr en vigas en el Nivel 3000.	99
Tabla 6.12 Fr en vigas en el Nivel 6000.	101
Tabla 6.13 Fr en vigas del techo y mezzanina.	104
Tabla 6.14 Resumen de Factores de resistencia en vigas.	105
Tabla 6.15 Fr para las columnas en todos los niveles.....	106
Tabla 6.16 Cálculo de esbeltez de sección para la columna C1 Nivel 3000.	108
Tabla 6.17 Fr para columnas con el sismo amplificado por 2.....	109

Tabla 6.18 Cálculo de Esbeltez en el eje X de la diagonal 45 Nivel 3000.	112
Tabla 6.19 Cálculo de Esbeltez en el eje Y de la diagonal 45 Nivel 3000.	112
Tabla 6.20 Cálculo de esbeltez de sección para la diagonal 45 Nivel 3000.	112
Tabla 6.21 Fr para las diagonales en todos los niveles y esbelteces.	113

INTRODUCCIÓN

En el Instituto Tecnológico Venezolano del Petróleo (INTEVEP), se realiza el estudio del proceso de Aquaconversión, el cual forma parte de una línea de investigación para mejoramiento de crudos. Entre las actividades a realizar para este estudio se contempla la construcción de una planta piloto llamada P-320 DE AQC la cual será un modelo físico del proceso a escala reducida.

Para la realización de la P-320 es necesaria la adecuación del complejo de plantas pilotos de INTEVEP, específicamente la estructura llamada “Noroeste 3”, ya que esta servirá de soporte para los elementos de la nueva planta; las adecuaciones incluirán, nuevas bases para equipos, puentes de tuberías, refuerzos (si es necesario), entre otros.

Esta investigación se enfocará en la evaluación estructural de la edificación “Noroeste 3”, considerando el nuevo estado de cargas con el objetivo de verificar si es necesario reforzarla.

Para esta evaluación se realizará un análisis lineal de la estructura en el programa computacional CSI Etabs V9.7, el cual contará con el estudio de la respuesta sísmica utilizando la norma Covenin 1756-2001 y con el análisis estático donde se comparará cada elemento del edificio con los criterios de las normas AISC-05.

Por lo irregular de la estructura es necesario mencionar que se realizará un estudio no lineal Pushover utilizando el programa SAP2000. Se obtendrá algunas características del comportamiento sísmico de la estructura, y por último la ductilidad.

CAPITULO 1

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1 El problema de la investigación.

La Empresa Estatal Petróleos de Venezuela S.A. (PDVSA), es la encargada de todos los procesos que incluyen la exploración, producción, manufactura, transporte y mercadeo de los hidrocarburos a nivel nacional; dicha empresa cuenta con el Instituto Tecnológico Venezolano del Petróleo (INTEVEP), centro de investigaciones de PDVSA, con la responsabilidad de concebir soluciones tecnológicas en diferentes áreas, y ser el resguardo de la propiedad intelectual de la corporación.

En el área de refinación, INTEVEP cuenta con el departamento de plantas pilotos, el cual tiene como función realizar nuevos procesos de refinación a escala reducida con fines investigativos. En la actualidad se desarrolla el proyecto de la planta piloto P-320 de AQUACONVERSIÓN[®] (AQC), que forma parte de una línea de investigación que busca el mejoramiento de los crudos pesados para su comercialización en el exterior.

Los equipos de la P-320 serán instalados en una estructura de acero identificada como NOROESTE-3 que fue construida a principios de los años 90 para funcionar como soporte de los componentes de la P-350, una planta piloto de menor tecnología. Los viejos equipos fueron retirados de la estructura y junto con algunas adecuaciones, la edificación pasará a ser el soporte que garantice el buen funcionamiento de la nueva planta.

Sin embargo, la instalación de la nueva planta piloto puede llegar a ocasionar un comportamiento inadecuado en la edificación, ya que esta además de ejercer cargas diferentes a las que se utilizaron en los cálculos

originales, agregará nuevas adecuaciones que podrían alterar el comportamiento sísmico de la estructura, causando fallas que pueden poner en peligro la integridad de la P-320 y la seguridad del complejo de plantas piloto.

Sumado a lo anterior, no se disponen de cálculos estructurales del edificio que den a conocer normas manejadas para el diseño y criterios de cálculos utilizados, por lo que no se conoce si la estructura cumple con los parámetros exigidos en las normas vigentes para el diseño de edificaciones metálicas.

De acuerdo a lo anterior, se propone en el marco de este Trabajo Especial de Grado la elaboración del modelo computacional y el análisis estructural de la edificación metálica NOROESTE-3 con el propósito de evaluar si el comportamiento de dicha estructura con su nuevo estado de cargas y adecuaciones, se ajustará a lo establecido en las normas más recientes para estructuras de acero y edificios sismorresistentes.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo General:

- Evaluar el comportamiento estructural de la edificación NOROESTE 3, ubicada en las instalaciones de PDVSA-INTEVEP, con las adecuaciones propuestas y con el nuevo estado de cargas que generará la planta piloto P-320 de AQC.

1.2.2 Objetivo Específico:

- Identificar los parámetros estructurales y no estructurales que conforman la edificación NOROESTE 3, incluyendo las adecuaciones necesarias para la instalación de la planta P-320 DE AQC.
- Modelar la estructura NOROESTE 3 utilizando el programa computarizado de diseño ETABS v.9.7, con los parámetros identificados.
- Analizar la respuesta sísmica del modelo de la estructura NOROESTE-3.
- Comparar el modelo de la estructura NOROESTE 3 con los criterios de las Normas AISC 2005.

1.3 Justificación

En el desarrollo de este trabajo se realizará la evaluación de la estructura metálica que servirá de soporte para la planta P-320 de AQC. Se elaborará un modelo computacional para el análisis estructural, que no solo permitirá dar un resultado inmediato sobre el estado de la edificación, sino que podrá ser utilizado en el futuro como apoyo a nuevas evaluaciones de la estructura, ya que por ser una planta de tecnología experimental, los elementos que la conforman serán modificados en relación a la forma cómo se calcularon en principio. Además, este trabajo también servirá de soporte en el momento que se instale una nueva planta y la estructura requiera otra evaluación estructural.

Así mismo con la evaluación de la estructura de la nueva planta P-320 de AQC, se facilitará la realización material de una tecnología que implicará mayor eficiencia en el proceso de mejoramiento de crudos, disminuyendo la cantidad de residuos que quedan de todos estos procesos. Además esta nueva planta aportará mayores ingresos para PDVSA y por consiguiente para la nación, los barriles de petróleo producidos se podrán cotizar mejor a nivel mundial gracias al mejoramiento de sus propiedades, se utilizará mayores porcentajes del producto extraído para su comercialización y también se podrá vender la nueva tecnología a los países que la requieran.

Se espera que esta investigación sea una guía para la realización de futuros proyectos, ya que la información sobre estructuras de acero con la que cuenta la Universidad Central de Venezuela es limitada y mucho más su aplicación en edificios industriales. Adicionalmente este trabajo podrá servir de guía en la búsqueda de las normas requeridas para este tipo de estudio y también en la definición de los criterios para el cálculo de las edificaciones.

CAPITULO 2

MARCO TEÓRICO

2.1 Instituto Tecnológico Venezolano del Petróleo.

A través de la promulgación del Decreto Presidencial No. 1385 se creó la Fundación para la Investigación de Hidrocarburos y Petroquímica, lo que abrió el camino a lo que hoy constituye el centro de investigación científica y apoyo tecnológico de la Industria Petrolera Nacional. En febrero de 1974, se instaló la Fundación para la Investigación en Hidrocarburos y Petroquímica INVEPET, en 1976 aun manteniendo la figura jurídica de Fundación se cambió su denominación a la actualmente conocida INTEVEP y PDVSA se convirtió en su patrocinante. Entre julio y agosto de 1978 se efectuó la mudanza a su actual sede en Los Teques, lo que permitió dotar y poner en marcha un significativo número de laboratorios, un complejo de 27 plantas piloto y 11 unidades de servicio para simulación de procesos químicos que permiten resolver problemas operacionales de variada complejidad,

2.2 El proceso de Aquaconversión¹

En INTEVEP se desarrolla un proceso llamado Aquaconversión (AQC), concebido con la finalidad de aprovechar al máximo los residuos provenientes del proceso de destilación al vacío. Este proceso de conversión de residuales también pudiera ser aplicado en el mejoramiento de crudos extrapesados, ya que modifica las propiedades fisicoquímicas de los crudos,

¹ Canino, Maria V. "Vaivenes en la estabilización de un desarrollo tecnológico en tiempos de cambio: AQUACONVERSIÓN".

particularmente la densidad y viscosidad, generando naftas, diesel y destilados medios de alta calidad.

Aquaconversión es una tecnología de mejoramiento de residuales que bien puede aplicarse en refinerías como una alternativa a otros procesos para lograr una mayor reducción de la viscosidad sin que ello implique un mayor detrimento en la calidad del crudo, o puede aplicarse a boca de pozo para mejorar la calidad del crudo haciéndolo transportable hacia una refinería con el consecuente ahorro en diluyente.

Para lograr un mayor dominio de esta tecnología se han desarrollado modelos computacionales, pero estos no profundizan lo que ocurre a nivel molecular; es por esta razón que se hace necesario la realización material de este proceso a escala de planta piloto, con el fin de investigar de manera profunda la factibilidad de su utilización en la industria petrolera.

En la búsqueda por una estructura que fuera de alguna manera adecuada para soportar una planta de este estilo, se decidió por la edificación “Noroeste 3” la cual cumplía con los requisitos mínimos de espacio y ya no realizaba ninguna función en el complejo de plantas pilotos.

2.3 La estructura metálica NOROESTE 3

2.3.1 Ubicación de la estructura metálica NOROESTE 3

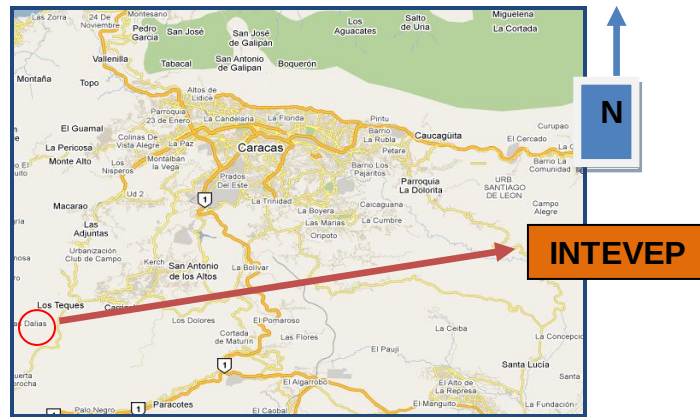


Figura 2.1 Ubicación del Instituto tecnológico Venezolano del petróleo

Fuente <http://maps.google.com/> consultado el 24 de junio de 2011

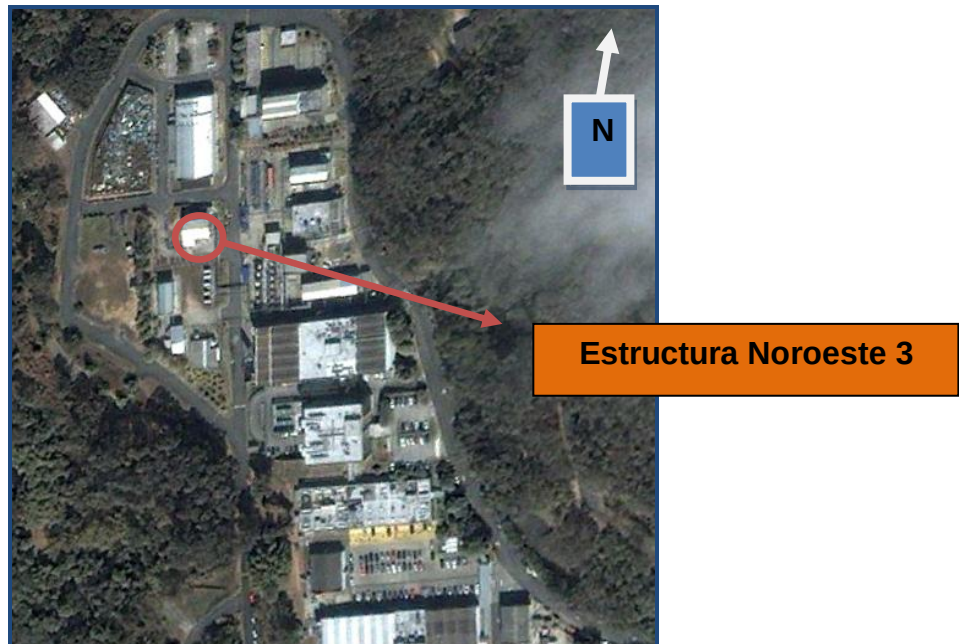


Figura 2.2 Ubicación de la estructura Noroeste 3

Fuente <http://maps.google.com/> consultado el 24 de junio de 2011

El instituto tecnológico Venezolano del Petróleo (INTEVEP) se encuentra ubicado aproximadamente a 25 km de la ciudad de Caracas, en la ciudad de Los Teques, y dentro de las instalaciones del instituto, en el área

norte llamada el complejo de Plantas Pilotos, se encuentra la estructura metálica de estudio “Noroeste 3”.

2.3.2 Constitución del suelo²

Se utilizó un estudio de suelos que se realizó en el año 1982 para una obra que actualmente se encuentra muy próxima a la estructura Noroeste 3; esto para obtener una imagen del estado del subsuelo en la zona de estudio.

Este estudio fue realizado para lo que ahora se llama la planta 340 de HDH y tiene la zona del módulo de servicios, sótano de transformaciones y tanques, limitando con la estructura “Noroeste 3”. En esta zona se realizaron 4 perforaciones que fueron desde 12 m a 20 m de profundidad utilizando para ello el ensayo normal (SPT). Se tomaron muestras continuas del subsuelo durante los primeros 5 metros de perforación y posteriormente a cada metro de profundidad.

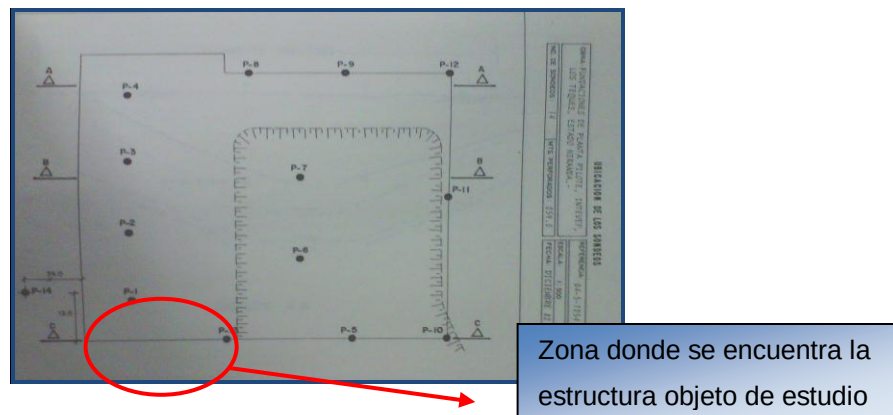


Figura 2.3 Perforaciones realizadas en el estudio de suelo de la planta 340 HDH.

Fuente: Libro de proyecto RP-064 Planta 340 HDH-Civil especificaciones y planos (1981)

² Libro de proyecto RP-064 Planta 340 HDH-Civil especificaciones y planos (1981)

En base a los datos obtenidos en campo y los ensayos de laboratorio, se apreció una capa de relleno medianamente compacta a compacta que varía su espesor dependiendo del sondeo. El material de relleno es relativamente homogéneo, consistiendo en elementos limo-arenosos de muy baja plasticidad a no plásticos y constituidos por esquistos muy meteorizados a descompuestos. El número de golpes promedio del ensayo SPT fue de 20 y la humedad natural promedio fue de 16.36%

Tabla 2.1 Espesores del relleno del suelo

Fuente: Elaboración propia.

Perforación	P-1	P-2	P-3	P-4
Espesor de relleno (m)	8	12.5	8.5	0.5

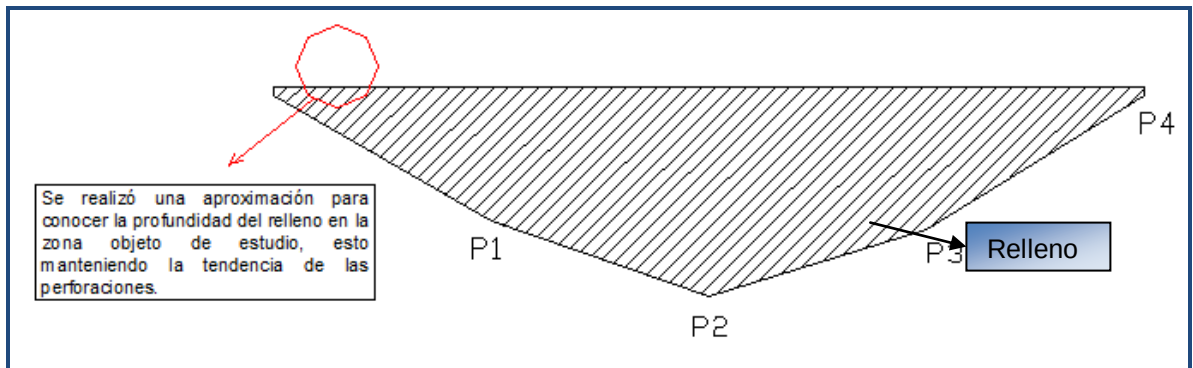


Figura 2.4 Perfil del relleno del suelo

Fuente: Elaboración propia

Es necesario entender que originalmente la zona de estudio comprendía una quebrada la cual corría en sentido Noroeste Suroeste, la misma fue rellenada para crear las dos terrazas existentes, así que a pesar de que en las perforaciones no se haya podido definir un nivel freático, se concluyó que a lo largo del eje de la quebrada corren aguas subterráneas.

2.4 Reseña histórica del acero estructural.

El origen de la utilización del hierro se remonta a la edad de piedra, este aparecía ocasionalmente en las fogatas que se realizaban sobre rocas que contenían mineral de hierro. No se sabe aún a ciencia cierta dónde fue la primera vez que se obtuvo el hierro intencionalmente, pero ese fue el momento que dio inicio a la llamada Edad de Hierro, más o menos en el año 1000 A.C., lo cual logró ser un periodo de la humanidad de grandes desarrollos en muchos ámbitos.

Sin embargo se han encontrado vestigios de la utilización del hierro mucho antes de este periodo, como dagas y brazaletes encontrados en las grandes pirámides de Egipto con 5000 años de antigüedad, o también incalculables tesoros de este material encontrados en Ninive Mesopotamia, que eran pertenecientes al Rey Semita Saigon.

Al iniciarse la obtención del hierro deliberada, los métodos eran muy precarios, con hornos muy poco eficientes que no permitían grandes producciones de utensilios de este mineral, pero poco a poco fue avanzando la tecnología basándose en descubrimientos casuales, observaciones y experiencias. Esto se vio con más frecuencia en las regiones ricas de mineral de hierro con grandes cantidades de bosques, en los cuales se realizaron los primeros hornos de tiraje natural.

Entre otros descubrimientos importantes en la obtención del hierro se tiene el desarrollo del alto horno, que vino gracias a la utilización del agua en el accionar de los fuelles en el Medioevo; este permitió aprovechar las altas temperaturas para una mejor fusión del hierro tanto en estado pastoso como líquido.

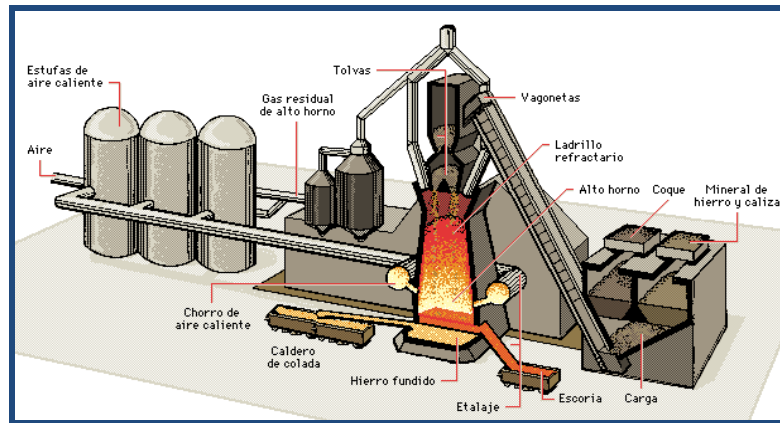


Figura 2.5 Proceso del alto horno para la producción de hierro

Fuente: http://www.glogster.com/glog.php?glog_id=14634351&scale=54&isprofile=true consultado el 24 de junio de 2011

Con los avances tecnológicos a nivel de hierro forjado y fundición, llegó también la utilización del hierro en estructuras; como ejemplo tenemos el primer puente construido con este material en Shropshire, Inglaterra, el cual tiene una luz de 33 metros.

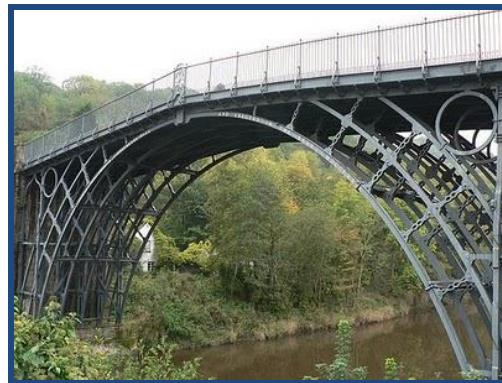


Figura 2.6 Primer puente de hierro, en Shropshire, Inglaterra

Fuente: http://terraqueoscopio.blogspot.com/2010_02_01_archive.html, consultado el 24 de junio de 2011

Así mismo, ya se realizaban cubiertas, cúpulas, y naves de edificios industriales. Un poco más tarde, con el desarrollo de los elevadores, se utilizó el material para edificaciones de varios pisos. También con la

revolución industrial, se aumentó la velocidad de desarrollo de la tecnología de la obtención del hierro y con ello se propició la construcción de numerosos puentes, pabellones, almacenes comerciales, depósitos y estaciones de ferrocarriles. Por último, con el desarrollo de la fabricación de perfiles Standard y seriados de hierro, se aportó al proceso de transporte y montaje, lo cual aumentó la velocidad de construcción de grandes edificios.



Figura 2.7 Torre Eiffel, estructura construida de hierro

Autor: <http://efemeridescuriosas.blogspot.com/2011/03/inaugurada-la-torre-eiffel.html>, consultado el 24 de junio de 2011

Otro gran momento fue el inicio de la producción de acero en gran escala en Inglaterra en el año 1855, gracias a la creación del convertidor Bessemer (Nombre que se le debe a su creador Henry Bessemer); sistema que consiste en insuflar aire en el fondo del horno para que burbujee a través del hierro fundido. Este proceso facilitó la producción de mayores cantidades de acero refinado, con mayor dureza y consistencia.

El proceso de Hogar Abierto hizo que los precios de la producción de acero fueran más competitivos, logrando que este se convirtiera en uno de los principales materiales utilizados en las estructuras en países como Estados Unidos De América.

Por último, los perfiles de acero usados en la actualidad para cualquier estructura metálica, tienen su origen en el año 1819 con la primera fabricación del perfil tipo L. Años después se inició la fabricación de los perfiles doble T y solo en 1884 se inició la producción de perfiles doble T de acero laminado, abriendo el camino para el desarrollo de estructuras totalmente fabricada por estas secciones.

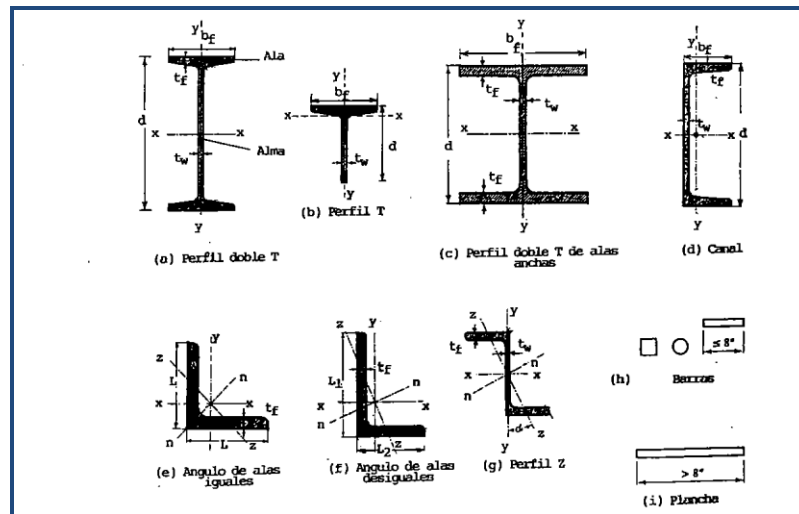


Figura 2.8 Perfiles laminados, barras y planchas

Fuente: Dra. Ing María Graciela Fratelli (2003)

2.5 Reseña histórica del análisis estructural.

Al diseñarse una estructura se deben tomar en cuenta diferentes criterios de seguridad, funcionamiento adecuado y factibilidad. Es importante que la estructura se mantenga estable ante cualquier eventualidad y que a la vez soporte las cargas propias del uso en fin del salvaguardo de las vidas humanas y también para evitar grandes pérdidas económicas. Asimismo es necesario que la estructura no produzca deformaciones excesivas u otros efectos indeseables que perjudiquen su uso, y todo esto manteniendo una factibilidad en su construcción, no solo desde el punto de vista constructivo si no también económico.

El análisis estructural tiene sus raíces antes de la época de los egipcios, se han encontrado ruinas de la época donde se ve la utilización de ciertos principios estructurales; ya en el siglo II A.C. Arquímedes introdujo el concepto de centro de gravedad, y llevo a sus más simples expresiones los principios de la estática.

Posteriormente llegó el periodo de Leonardo Da Vinci, Galileo Galilei, entre otros, los cuales tuvieron gran sentido físico con las estructuras; estos introdujeron conceptos como el de momentos y fuerzas, y también realizaron trabajos como “Dos Nuevas Ciencias” que trataba sobre la teoría de la viga en voladizo.

Seguidamente comenzó el periodo de los grandes científicos como Hooke, Bernoulli, Euler, Lagrange, los cuales presentaron trabajos varios sobre tópicos estructurales, entre los que se tienen los conceptos de la elasticidad, la ley de esfuerzo-deformación, las ecuaciones diferenciales de deformaciones y sus soluciones, el pandeo de columnas, teoría de vigas, entre otros.

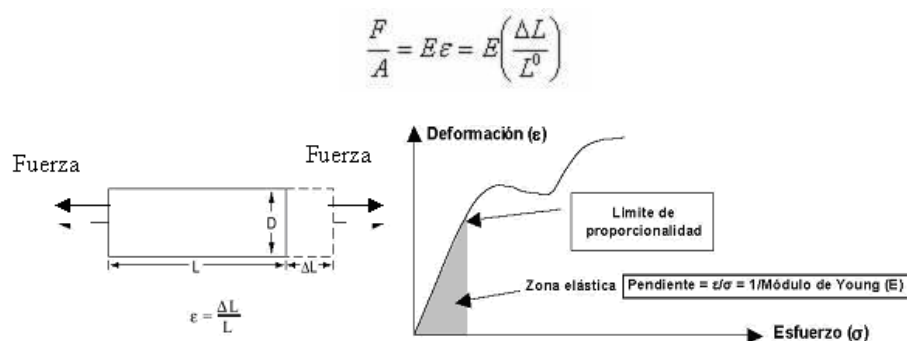


Figura 2.9 Figura 2 Representación de la ley de Hooke

Fuente: <http://www.cenam.mx/fyp/transductores.html>, consultado el 25 de junio de 2011

Pero el verdadero desarrollo del análisis estructural se inicia con la época de los grandes ingenieros, en los cuales se destacan:

- Clapeyron con el “teorema de los tres momentos”, donde presento un método para el análisis de vigas continuas.

- Winkler con la introducción de la “Línea de Influencia”, también realizó aportes a la Resistencia de Materiales, especialmente en la teoría de flexión de vigas curvas y flexión de vigas apoyadas en medios elásticos.

- James Clerk MAXWELL con la publicación del primer método sistemático de análisis para estructuras estáticamente indeterminadas, basado en la igualdad de la energía interna de deformación de una estructura cargada y el trabajo externo realizado por las cargas aplicadas. También presentó el Teorema de las Deformaciones Recíprocas, que por su brevedad y falta de ilustración no fue apreciado en su momento. En otra publicación posterior presentó su diagrama de fuerzas internas para cerchas.

- BETTI con el desarrollo del Teorema de Maxwell-Betti que generalizó el teorema de deformaciones recíprocas de MAXWELL.

- Otto MOHR el cual trabajó en el método para determinar flexiones en la viga, conocido como el método de la viga conjugada. También trabajó con el método de Maxwell para el análisis de estructuras indeterminadas usando los principios de trabajo virtual, hizo aportes en el análisis gráfico de cerchas, y por último realizó la

formulación del famoso círculo de MHOR para la representación de los esfuerzos.

- Alberto CASTIGLIANO el cual presentó el principio del trabajo mínimo y un teorema para encontrar deflexiones. También publicó el estudio “El teorema del equilibrio en sistemas elásticos y las aplicaciones”, importante por el desarrollo del análisis hiperestático de estructuras.

- Heinrich MÜLLER-BRESLAU quien realizó el método para el análisis de estructuras indeterminadas, variación de los trabajos presentados por Maxwell y Mohr. También creó trabajos con las “Línea de Influencia” con el teorema de Müller-Breslau, donde descubrió que la “Línea de Influencia” para la reacción o una fuerza interna de una estructura era, en alguna escala, la elástica producida por una acción similar a esa reacción o fuerza interna.

La mayoría de estas teorías tenían un campo de aplicación restringido ya que requerían de mucha complejidad para el análisis de las estructuras, por lo que se empezaron a generar un conjunto de hipótesis que simplificaron los cálculos para la obtención de resultados con ciertas aproximaciones de los problemas estructurales complejos. Hardy Cross realizó el método que analiza las estructuras aporticadas mediante una distribución de momentos, método de aproximaciones sucesivas que evade la resolución de sistemas de ecuaciones como las presentadas en los métodos de Mohr y Maxwell. Este método fue muy utilizado en las oficinas de ingeniería por un gran periodo debido a su simplicidad y adaptabilidad en los cálculos manuales.

Sin embargo este proceso tiene muchas limitaciones, como ejemplo, su aproximación al verdadero comportamiento es casi nulo cuando se trata de placas sometidas a cargas laterales. En las últimas décadas, han evolucionado los análisis estructurales apoyados en gran parte por el desarrollo del computador y de programas que permiten menos suposiciones y restricciones en el planteamiento de los problemas, logrando así mejores resultados. Fue introducido el Método Matricial de análisis de estructuras.

El método de las matrices de rigidez se basa en la utilización de todos los teoremas fundamentales, pero dando un tratamiento numérico con técnicas de algebra matricial, adaptando todos los cálculos necesarios a las formas de funcionamiento en los ordenadores. Este análisis en el computador se reduce a la definición de datos descriptivos de su geometría, de los materiales que la constituyen, y de las cargas a la que está sometida.

Posteriormente, se desarrollaron los métodos de elementos finitos, los cuales han permitido aumentar la complejidad de las estructuras analizadas por medio de la representación de cuerpos constituidos por subdivisiones llamadas elementos conectados por nodos. La solución del sistema viene dado cuando se encuentra el desplazamiento de los nodos y a partir de ello, las deformaciones y las tensiones del sistema analizado. Las propiedades de cada elemento vienen dadas por el material asignado, el cual viene definido por la rigidez del mismo; la geometría de la estructura a modelar, las deformaciones y las fuerzas externas vienen relacionadas entre sí por las matrices de rigidez.

2.6 CSI ETABS V 9.7³

Con la finalidad de realizar análisis estructurales se han creado una serie de programas entre los cuales se encuentra ETABS. Dicho programa permite el análisis y diseño de sistemas de Edificaciones y desde hace más de 30 años ha estado en continuo desarrollo para brindarle al ingeniero una herramienta confiable, sofisticada y fácil de usar. ETABS versión 9.7 posee una poderosa e intuitiva interfaz gráfica con procedimientos de modelado, análisis y diseño sin igual, todos integrados usando una base de datos común. Aunque fácil y sencillo para estructuras simples, ETABS también puede manejar los más grandes y complejos modelos de edificios, incluyendo un amplio rango de comportamientos no lineales, haciéndolo la herramienta predilecta para ingenieros estructurales en la industria de la construcción.

ETABS es un sistema completamente integrado detrás de una interface intuitiva y simple, se encajan poderosos métodos numéricos, procedimientos de diseño y códigos internacionales que funcionan juntos desde una base de datos comprensiva. Esta integración significa que se pueda crear un sistema de modelo de piso y sistemas de barras verticales y laterales para analizar y diseñar el edificio completo.

Las convenciones de entrada y de salida usadas corresponden a la terminología común de edificaciones. Con ETABS, los modelos se definen de forma lógica: piso por piso, viga por viga, columna por columna, tramo por tramo, muro por muro y no como corrientes de puntos y elementos no descritos, tal como lo hacen la mayoría de los programas para fines generales. Así la definición estructural es simple, ordenada y significativa.

³Ing Eliud Hernandez. "Manual de aplicación del programa ETABS V9"

Etabs usa objetos para representar miembros estructurales físicos. Al crear un modelo, el usuario empieza dibujando la geometría del objeto, y después asignándole propiedades y cargas para definir completamente la estructura del edificio. De forma más simple, desarrollar un modelo requiere de tres pasos básicos:

- Dibujar series de objetos puntos, líneas y área que representen el edificio usando las diversas herramientas de dibujo que se encuentran disponibles en la interfaz gráfica.
- Asignar propiedades estructurales (secciones y materiales) y cargas a objetos usando las opciones del menú Asignar.
- Establecer y/o Asignar parámetros de división interna (meshing) en elementos de área.

Cuando el modelo está terminado, el análisis puede ser ejecutado. En ese momento, el programa convierte de forma automática los modelos basados en objetos en modelos basados en elementos, a esto se le conoce como modelo del análisis y consiste de nodos, elementos barra, elementos conexión y elementos Shell, de conformidad a los objetos punto, línea y área generados en el modelo.

2.7 Covenin 1756:2001 “Edificaciones sismorresistentes”

Las Norma Venezolana Covenin 1756-2001 “Edificaciones sismorresistentes” es la más actualizada a nivel nacional para el diseño de cualquier tipo de estructura. Además es de carácter obligatorio para su utilización en los aspectos concernientes a las acciones sísmicas y al diseño sismorresistente a considerar en proyecto, construcción, inspección, y mantenimiento de las edificaciones.

En esta norma se obtienen diferentes parámetros necesarios para el diseño como lo son la zonificación sísmica, el coeficiente de aceleración del suelo, las formas espectrales, métodos de análisis, requisitos generales para el diseño, y también tiene parámetros de chequeo, como el mínimo número de modos de vibración, el control de cortante basal, límites de periodos fundamentales, límites para desplazamientos laterales, y otros parámetros que son necesarios de tener presentes en cualquier proyecto.

2.8 Normas AISC.

En los Estados Unidos se encuentra el Instituto Norteamericano de la construcción en acero (AISC por su nombre en inglés), el cual desde el año 1929 ha emitido especificaciones técnicas para la construcción sismo-resistente en acero. En Marzo del 2005 se publicó una edición, y en el 2010 se publicó la última edición hasta el momento, pero en varios países de Latinoamérica como Venezuela existe un atraso significativo a nivel de la emisión de reglamentos para la construcción en acero respecto a las emitidas por la AISC, y es por eso que generalmente en los proyectos de acero realizados se recurre a las especificaciones norteamericanas.

2.8.1 Terremoto de Northridge en California y el de Kobe en Japón.

Antes del año 1994 se pensaba que la especificaciones técnicas de la AISC del momento, daban a la estructuras de acero un comportamiento dúctil ante las sollicitaciones sísmicas de gran magnitud, lo cual daba una gran seguridad a los calculistas.

Después de los terremotos de Northridge en California, y Kobe en Japón en 1994 y 1995 sucesivamente, se logró entender la gran

vulnerabilidad que sufría las estructuras de acero del momento, los daños ocurridos por estos terremotos fueron cuantiosos e impulsaron una serie de investigaciones experimentales y analíticas que lograron grandes cambios en la filosofía de diseño que se tenía en este tipo de edificaciones.

En 1997, después de todas las investigaciones que precedieron a los terremotos, la AISC editó la primera versión de las normas sísmicas. Estas contenían diversas novedades en tópicos como los pórticos a momentos, requisitos especiales para conexiones soldadas y apernadas, y el reconocimiento de mayores sistemas estructurales.

En el año 2005 la AISC publicó una versión de sus normas sísmicas, incluyendo para esto, la acumulación de todas las experiencias y conocimientos adquiridos a partir de Northridge y Kobe, como también las nuevas tecnologías y sistemas estructurales que surgieron después del año 1997. En el 2010 se generó una nueva versión de las normas AISC y estas han sido las últimas que se han creado.

2.8.2 Alcance de las normas AISC

La ductilidad es la característica de la estructura de sufrir deformaciones sin tener una gran pérdida de su capacidad, cuando la estructura se diseña para que tenga ductilidad, se reducen en gran magnitud la fuerza de diseño, y por lo tanto los costos de construcción.

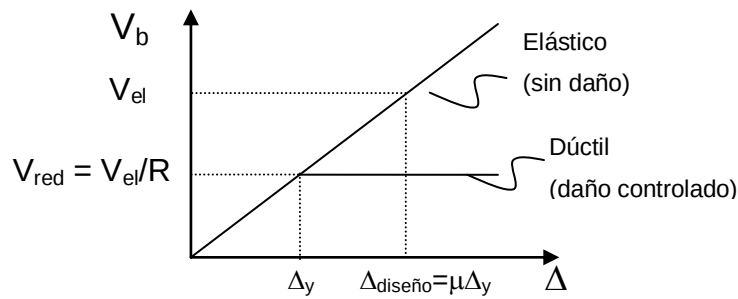


Figura 2.10 Concepto de ductilidad

Fuente: Beltra y Herrera (2008)

Como se logra ver en la Figura 2.10, para un mismo nivel de deformaciones de diseño, la estructura sin daño logra tener un cortante basal mucho mayor. Debido a que la magnitud de los sismos tienen una gran variabilidad, no es posible concebir estructuras diseñadas para comportarse elásticamente ante el mayor sismo.

Por lo tanto, todas las estructuras en zonas sísmicas deben incorporar algún grado de ductilidad, el cual se representa a través del factor de reducción de la respuesta R , factor que de cierta manera reduce las solicitaciones de diseño. Mientras mayor factor R , mayor ductilidad debe de tener la estructura; en otras palabras, mayor capacidad de resistir daño sin colapsar, mientras que un factor de reducción $R=1$ implica una estructura que se va a comportar elásticamente.

Las especificaciones sísmicas AISC 360-05 se aplican en general para el diseño de miembros estructurales. Para las consideraciones sísmicas requeridas cuando el R es mayor que 3, se aplican las disposiciones AISC 341-05.

2.8.3 Solicitaciones y combinaciones de carga.

Las normas AISI tienen que ver con la determinación de la resistencia nominal de elementos y sistemas estructurales sometidos a ciertas solicitaciones y no con la definición de éstas. Estas solicitaciones deben ser determinadas y combinadas.

2.8.4 Materiales

Con el fin de lograr una gran magnitud de la ductilidad, es necesario usar los materiales con las características que establecen las disposiciones sísmicas. En la figura siguiente se muestra la diferencia entre aceros de alta resistencia y aceros convencionales, y se logra ver que aunque la capacidad del acero de alta resistencia supera al convencional, este tiene una ductilidad mucho menor.

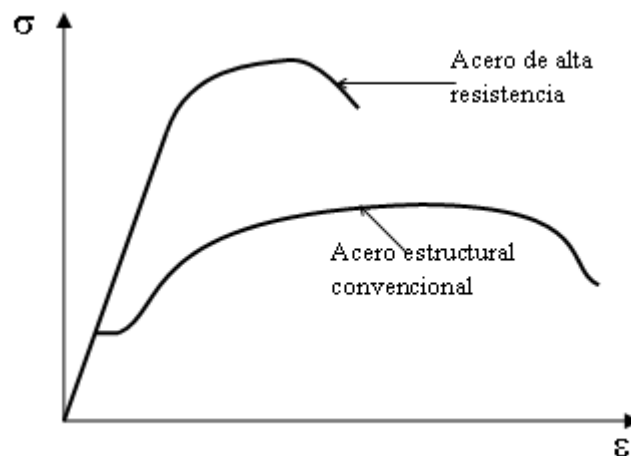


Figura 2.11 Comportamiento de aceros

Fuente: Beltra y Herrera (2008)

Por esta razón la AISC restringe la tensión de fluencia del acero a un máximo de 345 MPa o 3517 kg/cm² en zonas donde la ductilidad es de suma importancia, como las vigas. En zonas como las columnas, donde el comportamiento viene siendo elástico en su mayoría, la tensión de fluencia máxima debe ser como máximo 380 MPa o 3874 kg/cm². A continuación se muestra una tabla con los aceros que permite las normas AISC.

Tabla 2.2 Aceros permitidos para uso sísmico

Fuente: Elaboración propia

A36
A53
A500 grado B y C
A501
A529
A572 grados 42, 50 y 55
A588
A913 grado 50, 60 y 65
A992
A1011 HSLAS grado 55

Después del terremoto de Northridge se descubrió que habían zonas de las estructuras afectadas, en especial vigas, en donde los aceros tenían resistencias f_y mayores a los que se esperaba, lo cual causó que la mayor concentración de las fallas se dieran en la zona del panel en los nodos de la estructura.

Para evitar esto las disposiciones sísmicas incluyeron dos definiciones nuevas en fin de que los elementos queden diseñados por capacidad.

Esfuerzo cedente esperado: $F_{ye} = R_y * F_y$

Esfuerzo último esperado: $F_{ue} = R_t * F_u$

Donde F_y y F_u son los valores nominales de la tensión de fluencia y tensión última del acero respectivamente. R_y y R_t son factores de amplificación para llegar a los valores de esfuerzo de cedencia y último esperados.

La tabla siguiente muestra los valores de R_y y R_t recomendados para distintos aceros estructurales.

Tabla 2.3 Valores de R_y y R_t para aceros estructurales de uso común

Fuente: Elaboración propia

Acero	R_y	R_t
Perfiles laminados:		
– A36	1.5	1.2
– A572 grado 50	1.1	1.1
– A992	1.1	1.1
Placas:		
– A36	1.3	1.2
– A572 grado 50	1.1	1.2

2.8.5 Esbeltez de la sección

Uno de los requisitos de la AISC se basa en que los elementos estructurales puedan tener una ductilidad adecuada, lo cual hace necesario que estos puedan sufrir deformaciones inelásticas más allá de su capacidad. En la figura siguiente se muestra la deformación de varios elementos con diferentes secciones.

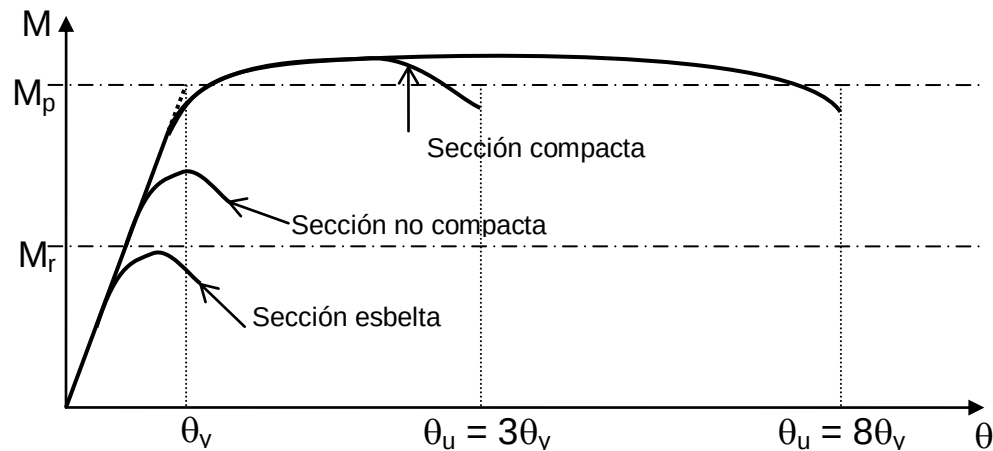


Figura 2.12 Efecto de la esbeltez de la sección sobre el comportamiento de una viga

Fuente: Beltra y Herrera (2008)

Como se logra ver la sección esbelta no llega a su punto de cedencia, esta llega a su límite del pandeo y pierde su capacidad rápidamente; la no compacta alcanza una mayor capacidad, llega a plastificarse pero también llega a su límite del pandeo y pierde capacidad rápidamente; pero la sección compacta no falla por pandeo local y mantiene su capacidad por un rango de deformación inelástica. Es por eso que la AISC solo permite el uso de secciones compactas.

Pero esto bastaría si las fuerzas a las que son sometidos los elementos estructurales fueran monotónicos, la realidad es que las fuerzas son cíclicas y exponen a los elementos a periodos de deformaciones. En elementos dúctiles de acero esto significa que luego de la primera incursión en el rango elástico quedan deformaciones remanentes en el elemento, las que se van acumulando después de cada ciclo adicional de deformación inelástica. Este efecto es ilustrado en la figura siguiente, la cual muestra los resultados experimentales momento-rotación en el extremo de una viga de un pórtico de acero, sometido a solicitaciones sísmicas simuladas.

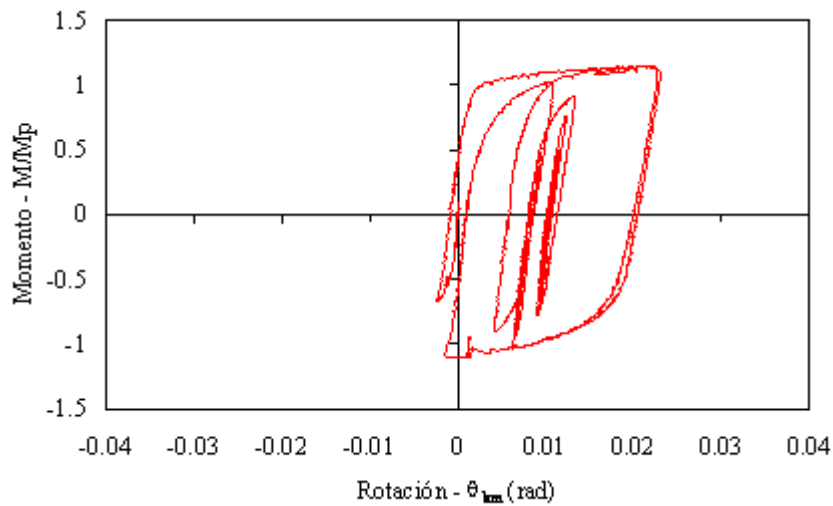


Figura 2.13 Acumulación de rotación plástica en una viga

Fuente: Beltra y Herrera (2008)

Las secciones compactas tienen una capacidad de 3 veces la deformación de fluencia, lo cual no es suficiente para resistir sucesivas incursiones en el rango inelástico como ocurre en un terremoto, debido a esto se definió otro tipo de sección compacta llamada “sísmicamente compactas” donde la esbeltez es menor que las otras secciones, por lo cual es más restrictivo y es capaz de resistir deformaciones inelásticas mayores a 6 o 7 veces la deformación de fluencia.

Para sistemas de ductilidad elevada es necesaria la utilización de secciones sísmicamente compactas, mientras que en sistemas de ductilidad baja se pueden usar las secciones compactas.

2.8.6 Esbeltez del elemento.

Así mismo, se observa algo similar con la esbeltez global, el cual dependiendo de la longitud de arriostramiento del elemento es capaz de resistir las deformaciones inelásticas en diferentes magnitudes.

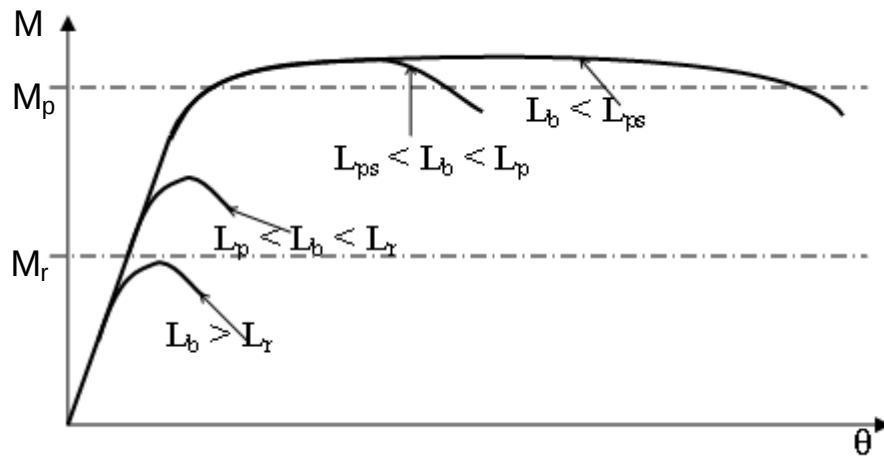


Figura 2.14 Efecto de la esbeltez sobre el comportamiento de una viga.

Fuente: Beltra y Herrera (2008)

Como se observa en la figura anterior, para distancias muy grandes entre arriostramientos el elemento sufre de inestabilidad lateral-torsional o volcamiento antes de llegar a la fluencia en alguna sección; para distancias entre arriostramientos intermedios el volcamiento ocurre cuando parte del elemento ha pasado por la fluencia; por último para vigas adecuadamente arriostradas el elemento llega a su momento plástico y es capaz de mantener un cierto nivel de deformaciones inelásticas.

Para vigas en sistemas donde no haya una gran ductilidad la AISC no da restricciones para la longitud de arriostramiento, en cambio para sistemas de gran ductilidad se restringe la longitud de arriostramiento para que las vigas puedan resistir las deformaciones inelásticas acordes la demanda a la cual están siendo diseñadas.

2.8.7 Zonas protegidas.

Después del terremoto de Northridge, se encontró en zonas de gran demanda irregularidades en general, lo cual ocasionó puntos débiles donde

se originaron agrietamientos y fallas anticipadas de los elementos. Es por eso que se designaron zonas protegidas ubicadas mayormente en las rótulas plásticas de las vigas y en los extremos de los arriostramientos.

2.8.8 Conexiones.

La ductilidad de la estructura depende en gran parte de la calidad de las conexiones, lo cual se logra siguiendo ciertos criterios de las normas AISC. Son necesarios pernos pretensados, orificios de pernos no sobredimensionados ni ovalados y en el caso de soldaduras es necesario que estas cumplan con los requisitos de resistencia a la fractura, con electrodos adecuados, entre otros.

2.8.9 Sistemas estructurales y amplificación sísmica.

La AISC realizó una clasificación del nivel de desempeño sismorresistente en estructuras, donde se dieron limitaciones y requisitos para el diseño de cada una.

2.8.10 Pórticos especiales a momento

En estos sistemas estructurales se busca que el pórtico sufra una gran cantidad de deformaciones a través de la generación de rotulas plásticas en las vigas. Pertenece al nivel de diseño 3

2.8.11 Pórticos intermedios a momento

Se espera que un marco tipo IMF desarrolle en sus miembros y conexiones, una cantidad limitada de deformación inelástica al ser sometido

a fuerzas que resultan al considerar el sismo de diseño. Pertenece al nivel de diseño 2.

2.8.12 Pórticos ordinarios a momento

Se espera que un marco tipo OMF desarrolle en sus miembros y conexiones una cantidad mínima de deformación inelástica al ser sometido a fuerzas que resultan al considerar el sismo de diseño. Pertenece al nivel de diseño 1.

2.8.13 Pórticos especiales con arriostramientos concéntricos

Se espera que un pórtico de este tipo desarrolle una cantidad significativa de deformación inelástica, en su mayor parte fuerzas axiales. Pertenece al nivel de diseño 3

2.8.14 Pórticos ordinarios con arriostramientos concéntricos

Se espera que un pórtico de este tipo desarrolle una cantidad limitada de deformación inelástica, en su mayor parte fuerzas axiales. Pertenece al nivel de diseño 1

2.8.15 Pórticos con arriostramientos excéntricos

Se espera que un pórticos de este tipo desarrolle una cantidad significativa de deformación inelástica en la viga de acople al ser sometido a fuerzas que resultan al considerar el sismo de diseño. Los arriostramientos diagonales, columnas y segmentos de viga ubicados fuera de la zona de la *viga de acople* se diseñan para permanecer esencialmente en el rango elástico.

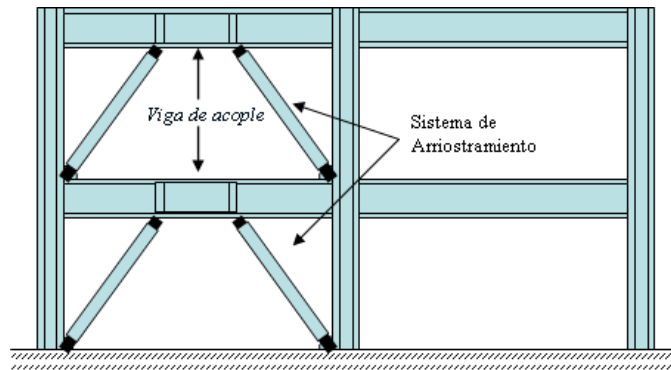


Figura 2.15 Marco arriostrado excéntricamente

Fuente: Beltra y Herrera (2008)

2.8.16 Pórticos con cercha especiales a momentos

Se espera que un pórtico de este tipo desarrolle una cantidad significativa de deformación inelástica dentro de una región o segmento especialmente diseñada de la cercha al ser sometido a fuerzas que resultan al considerar el sismo de diseño. Las columnas y la zona del enrejado fuera del segmento de deformación inelástica deben ser diseñadas para permanecer en el rango elástico.

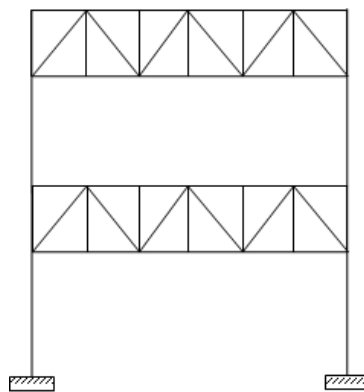


Figura 2.16 Configuración de sistemas de arriostramientos

Fuente: Beltra y Herrera (2008)

2.8.17 Estructura tipo pórtico con diagonales restringidas al pandeo

Se espera que este tipo de pórtico desarrolle una cantidad significativa de deformación inelástica al ser sometido a fuerzas que resultan al considerar el sismo de diseño, además los elementos de arriostramientos deben estar compuestos de un elemento central de acero y un sistema que restrinja el pandeo de este elemento.

2.8.18 Placas de muros especiales a corte.

Se espera que una estructura de este tipo desarrolle una cantidad significativa de deformación inelástica en las placas al ser sometido a fuerzas que resultan al considerar el sismo de diseño. Los elementos de borde horizontales (HBE) y verticales (VBE) adyacentes a la placa se diseñan para permanecer esencialmente en el rango elástico.

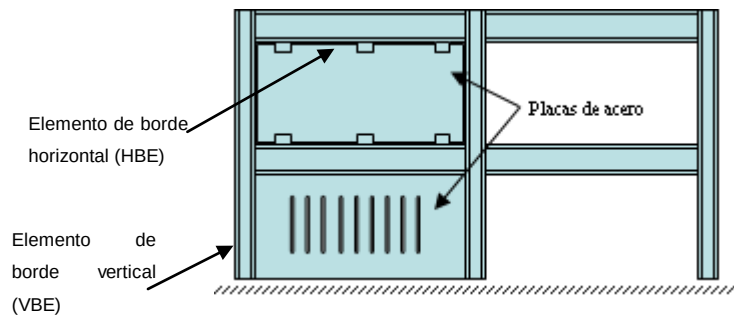


Figura 2.17 Marco de corte de placas de acero

Fuente: Beltra y Herrera (2008)

Buscando las deformaciones plásticas en las zonas que menos perjudiquen la estabilidad de la estructura, se realizó un método donde se amplifica las fuerzas sísmicas de la edificación en las zonas donde se espera que los elementos se comporten elásticamente. Como se ve en la tabla siguiente, esta amplificación depende del sistema estructural que se esté tratando.

Tabla 2.4 Amplificación sísmica por sistema estructural

Fuente: Elaboración propia

Tipos de sistema estructurales		Amplificación
Pórtico resistente a momentos	Pórticos especiales a momento	3
	Pórticos intermedios a momento	3
	Pórticos ordinarios a momentos	3
Pórtico con diagonales concéntricas	Pórticos especiales con arriostramientos concéntricos	2
	Pórticos ordinarios con arriostramientos concéntricos	2
Pórticos con diagonales excéntricas	Pórticos con arriostramientos excéntricos	2
Pórticos con cercha especiales a momentos		2
Estructura tipo pórtico con diagonales restringidas al pandeo	Conexiones vigas columna resistente a momento	2.5
	Conexiones viga-columna no resistente a momento	2
Placas de muros especiales a corte		2

2.9 Análisis no lineal estático para estructuras (Pushover)

El objetivo de la realización del análisis no lineal es la obtención de la curva de capacidad de la estructura, que representa el desplazamiento lateral del nivel más superior de la edificación en función de la fuerza aplicada.

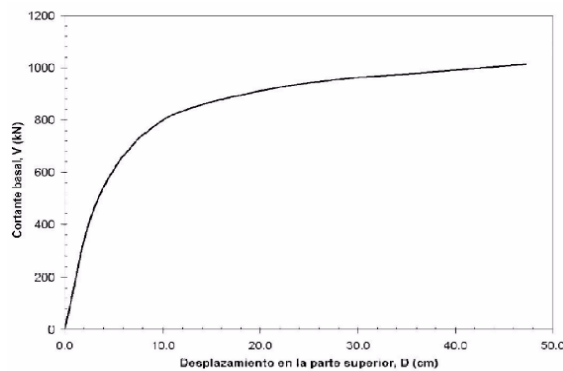


Figura 2.18 Ejemplo de curva de capacidad

J.Delgadillo (2005)

En la figura anterior se ve un ejemplo de la curva de capacidad, y es obtenida mediante la aplicación de un patrón de cargas laterales que se van incrementando de manera monótonica hasta que la estructura alcanza su capacidad máxima.

Esta capacidad total de la estructura depende de la resistencia y capacidades de deformación de sus componentes individuales. Para determinar la capacidad más allá de los límites elásticos, se requiere alguna forma de análisis no lineal, tal como el procedimiento pushover. Este método usa una serie de análisis elásticos secuenciales, superpuestos para aproximar un diagrama de capacidad de toda la estructura. El procedimiento se puede resumir en lo siguiente: inicialmente la estructura sin rótulas es expuesta a fuerzas laterales hasta que algunos elementos alcancen su límite elástico, luego la estructura es modificada para tomar en cuenta la resistencia reducida de elementos donde su capacidad ha sido rebasada y se han producido rótulas. Una distribución de fuerzas laterales es otra vez aplicada hasta que en adicionales elementos se produzcan rótulas. Este proceso se continúa hasta que la estructura se vuelva inestable o hasta que un predeterminado límite sea alcanzado. La curva de capacidad pushover aproximadamente nos indica como la estructura se comporta después de exceder su límite elástico.

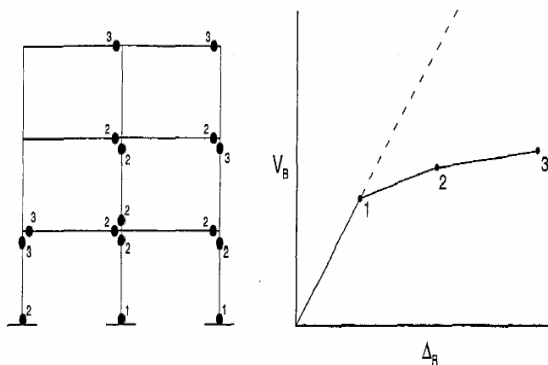


Figura 2.19 Formación de rótulas en un sistema estructural y la curva de capacidad

J.Delgadillo (2005)

Las normas FEMA (Federal Emergency Management Agency), arrojan los parámetros necesarios para el análisis no lineal, entre los cuales se tiene la simplificación de las curvas esfuerzo-deformación de elementos estructurales que pueden ser utilizados directamente en el modelo de la edificación.

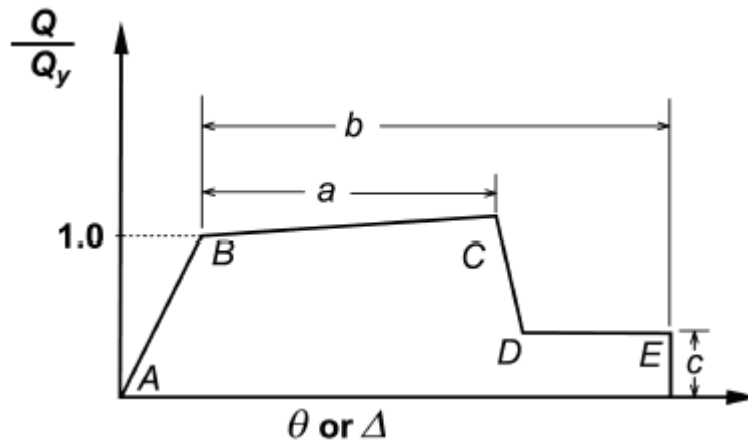


Figura 2.20 Curva generalizada de esfuerzo deformación de la norma.

Fuente: FEMA 356

La figura anterior muestra como la norma FEMA 356 simplifica las curvas de esfuerzo-deformación mediante la utilización de los parámetros a , b , c que caracteriza cada una de las curvas. Es también particular el hecho de que la curva presentada viene con un factor de escala, el cual en su mayoría implica dividir todos los valores de esfuerzo entre el esfuerzo cedente, implicando que en el punto donde el elemento pasa a un comportamiento plástico se tenga un valor de 1.

La FEMA 356 también muestra unos parámetros que tratan de fijar el grado de plasticidad que se ha generado en las rótulas de los elementos, parámetros que sirven para tener una medida del nivel de desempeño que ha logrado el edificio objeto de estudio.

Operacional: Este es el nivel de desempeño relacionado a la funcionalidad. El daño a la estructura del edificio es limitado tal que la continuidad de ocupación no está en cuestión y cualquier reparación requerida es menor y puede ser llevado a cabo sin significativa molestia para los ocupantes. Similarmente, el daño a sistemas no estructurales es menor y no compromete el funcionamiento del edificio.

Ocupación Inmediata (IO): Esto corresponde al criterio más amplio usado para servicios esenciales. Los espacios y sistemas del edificio se esperan que estén razonablemente utilizables, pero la continuidad de todos los servicios no está necesariamente garantizada.

Seguridad de Vida (LS): Este nivel está proyectado a alcanzar un estado de daño que presente una baja probabilidad de amenaza a la seguridad de vida, esto a partir del daño estructural o por falla de componentes no estructurales del edificio. Los contenidos de mobiliarios, sin embargo, no son controlados, y crean peligros secundarios, tal como emisión de químicos o fuego.

Estabilidad Estructural (CP): Este estado de daño está dirigido a pórticos principales del edificio o sistemas que llevan la carga vertical. La amenaza a la vida por peligro de falla externa o interna de componentes no estructurales o aún por daño estructural puede ocurrir.

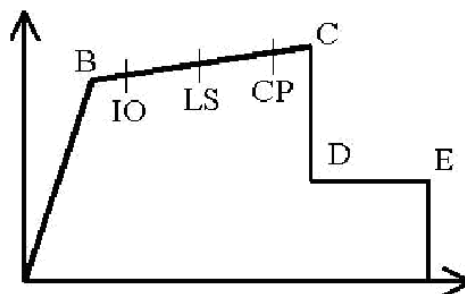


Figura 2.21 Gráfico momento-rotación con los puntos de desempeño.

Fuente: Elaboración propia

CAPITULO 3

MÉTODO

3.1 Fase 1. Identificación de parámetros estructurales y no estructurales.

3.1.1 Búsqueda de la información de la estructura.

Para obtener esta información se realizaron varias reuniones con los Ing. Residentes y/o custodios responsables de las instalaciones del complejo de plantas piloto de INTEVEP, los cuales facilitaron información referente a la edificación, como los planos y también información adicional importante.



Figura 3.1 Revisión de planos de la estructura.

Fuente: Foto tomada el 15 de junio del 2011.

3.1.2 Identificación de las modificaciones actuales del edificio.

La estructura ha sido modificada constantemente, ya sea para movilizar los equipos, o por hacer nuevos soportes, razón por la cual fue necesario realizar visitas a la estructura NOROESTE 3 y mediciones de todas aquellas transformaciones que se le hayan hecho a la edificación para poder así incluirlas en el modelo estructural. También se tomaron las

mediciones de los perfiles para así evitar colocar en el modelo elementos diferentes a los colocados en la estructura.



Figura 3.2 Medición de irregularidades.

Fuente: Foto tomada el 16 de julio del 2011.

3.1.3 Revisión de las adecuaciones propuestas.

Se efectuaron reuniones con los líderes del proyecto de Planta Piloto P-320 de AQC, donde se discutieron las propuestas de adecuaciones para la estructura NOROESTE 3, las cuales se colocaron en el modelo.

3.2 Fase 2. Modelado de la estructura.

3.2.1 Modelado de la estructura.

Se modeló la estructura en el programa Etabs V9.7 con el apoyo de toda la información recolectada, incluyendo también las modificaciones que actualmente posee la estructura.

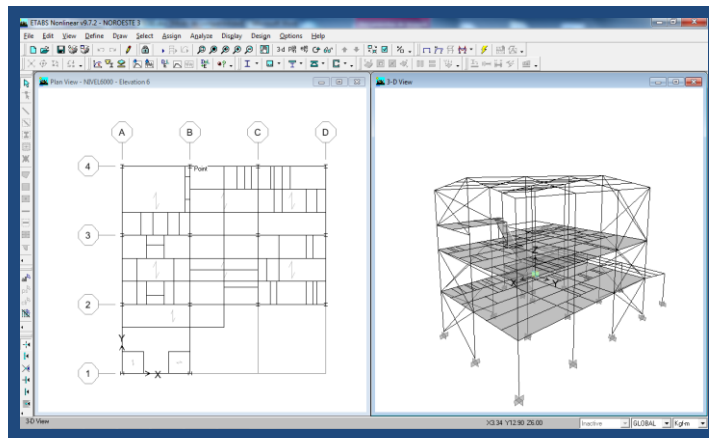


Figura 3.3 Medición de irregularidades.

Fuente: Programa Etabs V9.7.

3.2.2 Colocación de las cargas al modelo.

Se colocó al modelo las cargas basándose en las normas para instalaciones de este estilo, se realizaron reuniones con el equipo que trabaja en el proyecto para conocer las especificaciones de las cargas de los nuevos equipos y también se visitó la estructura en repetidas oportunidades para efectuar mediciones a los elementos que producen peso.

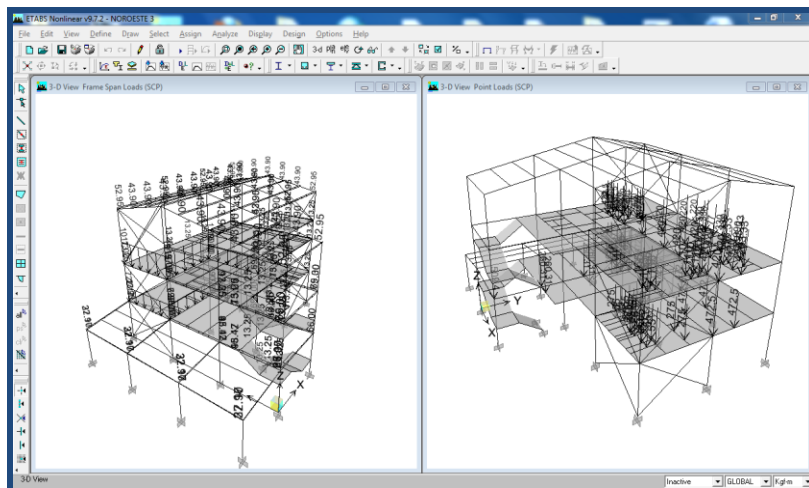


Figura 3.4 Cargas agregadas al modelo estructural.

Fuente: Programa Etabs V9.7.

3.2.3 Determinación del factor de reducción de respuesta.

Este es un valor importante a la hora de modelar la estructura y debido a la irregularidad de esta fue necesario usar métodos diferentes para su determinación. Se realizó con el programa Sap2000 un análisis no lineal Pushover donde se determinó la ductilidad de la estructura para así establecer un factor de reducción de respuesta adecuado.

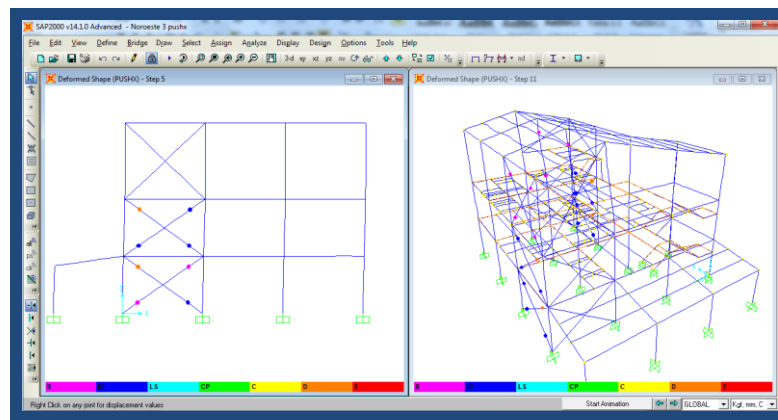


Figura 3.5 Realización del Pushover

Fuente: Programa Sap2000.

A partir de la determinación de este valor se estableció el espectro de diseño que se utilizó en la modelación de la estructura.

3.3 Fase 3. Revisión de la respuesta sísmica.

Se realizó el análisis de la respuesta sísmica de la estructura con el programa Etabs V9.7, utilizando los parámetros de la norma COVENIN 1756-2001 “Edificaciones sismorresistentes”, donde se revisó los parámetros de la deriva, las masas participativas, la cortante basal, los periodos y modos de vibración.

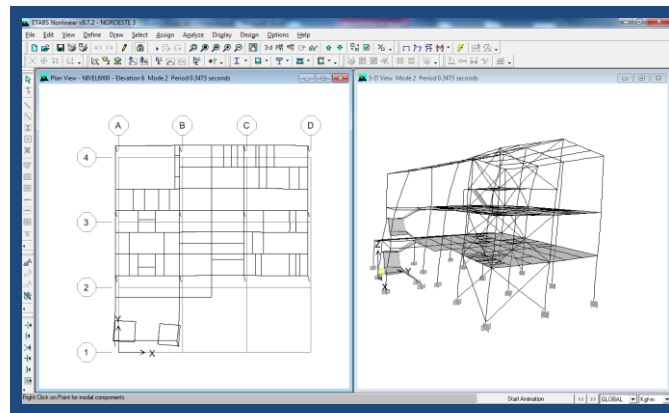


Figura 3.6 Revisión de respuesta sísmica.

Fuente: Programa Etabs V9.7.

3.4 Fase 4. Comparación con los criterios de las normas AISC.

Conociendo el nivel de diseño utilizado, se pudo determinar el nivel de desempeño sismorresistente de la estructura y se comparó cada elemento del edificio con la norma AISC para poder con ello conocer el estado en que se encuentra cada uno.

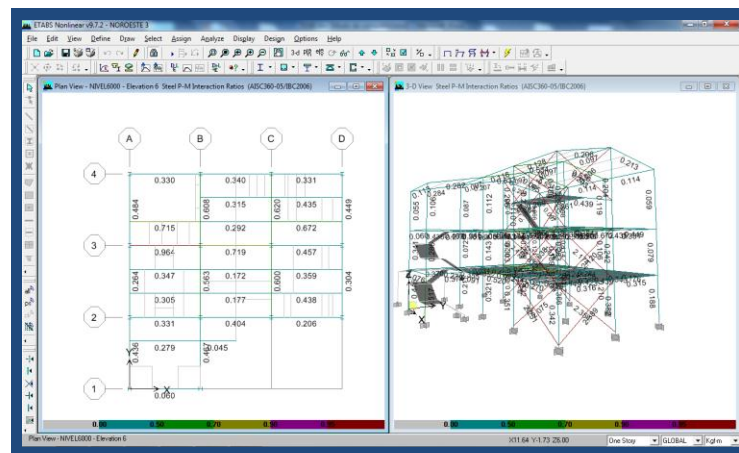


Figura 3.7 Comparación con la Norma AISC.

Fuente: Programa Etabs V9.7.

CAPITULO 4

IDENTIFICACIÓN DE LOS PARÁMETROS ESTRUCTURALES Y NO ESTRUCTURALES

Esta etapa de la investigación estuvo enfocada en identificar los parámetros estructurales y no estructurales de la edificación, los cuales se obtuvieron principalmente de los planos de la estructura original (algunos digitalizados), incluyendo planos por planta, secciones verticales de la estructura, detalles de losa, escalera, techo, entre otros.

Al visitar la estructura y comparar los planos con la realidad, se observaron ciertas discrepancias que no se correspondían a lo contenido en los planos, todo esto debido a que en el transcurso de vida de la estructura se hicieron ciertas modificaciones con la necesidad de cambiar configuraciones de equipos y tanques que anteriormente se ubicaban en la estructura.

Así mismo, fueron requeridas ciertas modificaciones para la instalación de los nuevos equipos, los cuales en mayoría consistieron en nuevos perfiles para soportar equipos.

4.1 Características de la edificación

La estructura Noroeste 3 es una edificación metálica de tipo industrial, que cuenta con dos niveles más una mezzanina. Los dos primeros pisos cuentan con una altura de 3 m cada uno, mientras que el último nivel cuenta con una elevación variable de entre 3,15 m y 4.85 m. En la figura siguiente se observa los niveles con sus respectivos nombres.

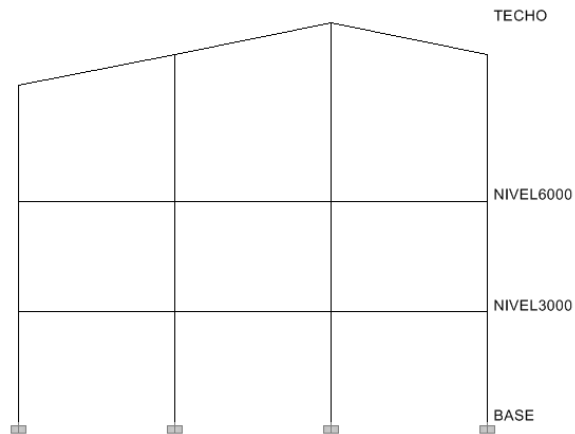


Figura 4.1 Sección de vertical de la estructura Noroeste 3

Fuente: Elaboración propia

Las plantas cuentan en un sentido con 3 luces de 4,2 m cada una y en el sentido perpendicular con 3 luces de 4,25 m cada una, logrando un área de planta de 127,93 m²; se presenta en las figuras siguientes las dos plantas tipo de la estructura Noroeste 3, tal como se muestran en los planos originales.

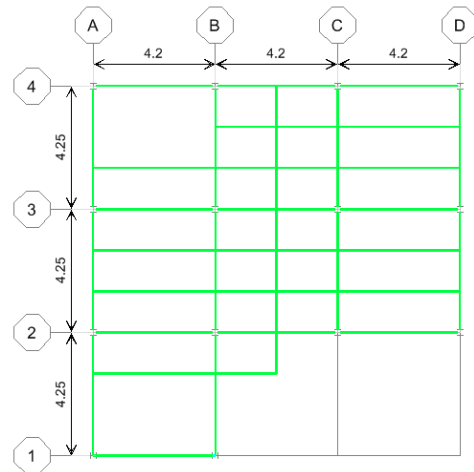


Figura 4.2 Planta 3000 y 6000 de la estructura Noroeste 3

Fuente: Elaboración propia

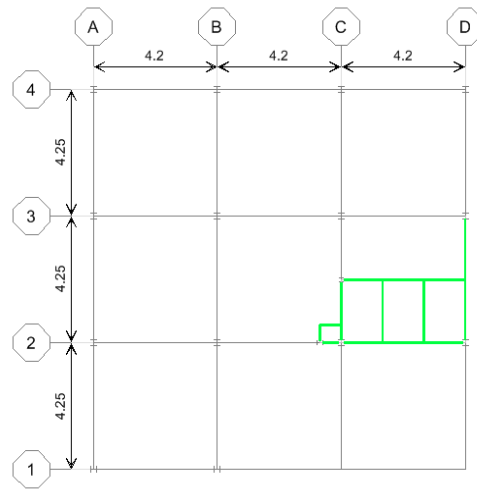


Figura 4.3 Planta Mezzanina.

Fuente: Elaboración propia

4.2 Losa.

La losa de la estructura Noroeste 3 es metálica en forma de rejilla, se le denomina Grating y tiene la característica de distribuir las cargas en una sola dirección, ya que en la otra dirección solo tiene tubos conectores entre lámina y lámina (Ver figura 4.4).

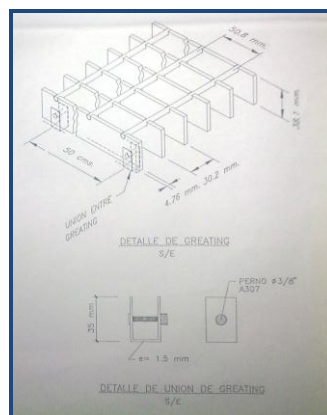


Figura 4.4 Detalle del grating de la estructura.

Plano: Planta nivel 3000 detalles estructurales.

Este tipo de losa se caracteriza por soportar sólo cargas gravitacionales livianas que se producen por el uso y por pequeños equipos, ya que los grandes elementos de la planta están soportados directamente por las vigas y correas.

4.3 Elementos estructurales

La edificación objeto de estudio está compuesta por cuatro elementos estructurales: columnas, vigas, correas, y diagonales, cada uno de estos con diferentes propiedades.

Las dimensiones de los perfiles correspondientes a cada uno de los elementos de la estructura, fueron medidos en campo con el motivo de evitar errores, esto debido a que gran parte de los mismos fueron de una serie no comercial y evitando la existencia de posibles discrepancias entre los planos originales y la estructura construida.

A continuación se presenta la tabla con las propiedades de los perfiles encontrados en la estructura Noroeste 3.

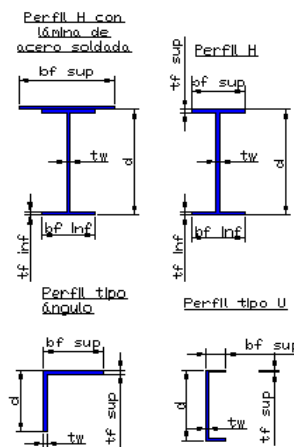


Figura 4.5 Tipos de perfiles encontrados

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 4.1 Propiedades de los perfiles encontrados en campo

Fuente: Elaboración propia

Nombre asignado al perfil	Sección tipo	Dimensiones								constante de torsión	Propiedades								Material	Peso
		d	bf sup	tf sup	tw	bf inf	tf inf	Área	Eje X-X				Eje Y-Y							
									lx		Sx	Zx	rx	ry	ly	Sy	Zy			
																		mm		
IPN14	H	140	66	8.6	6	66	8.6	18.4	3.30	578.67	82.67	96.07	5.62	1.50	41.40	12.54	19.73	A36	14.37	
VP120	H	120	100	4.5	3	100	4.5	12.3	0.69	334.50	55.75	61.22	5.21	2.47	75.02	15.00	22.75	A36	9.66	
VP140	H	140	100	9	6	100	9	25.3	5.44	864.25	123.46	140.23	5.84	2.44	150.22	30.04	46.10	A36	19.83	
VP160	H	160	100	9	6	100	9	26.5	5.58	1170.42	146.30	166.15	6.64	2.38	150.26	30.05	46.28	A36	20.77	
CP200	H	195	200	12	10	200	12	65.1	27.66	4441.12	455.5	512.3	8.25	4.96	1601.43	160.14	244.27	A36	45.04	
CP140	H	140	140	9	6	140	9	32.5	7.38	1173.64	167.66	187.39	6.01	3.56	411.82	58.83	89.30	A36	25.47	
VP300	H	300	145	10	6	145	10	45.8	11.24	7197.27	479.82	538.10	12.54	3.33	508.61	70.15	107.65	A36	35.88	
VP200	H	200	125	10	6	125	10	35.8	9.18	2549.93	254.99	286.10	8.44	3.02	325.84	52.14	79.75	A36	28.04	
U200	U	200	55	5	5	N/A	N/A	15	1.21	808.75	80.88	98.75	7.34	1.55	35.83	8.27	14.69	A36	11.75	
L75X75X6	L	75	75	5	5	N/A	N/A	7.25	0.59	39.83	7.32	13.19	2.34	2.34	39.83	7.32	13.19	A36	5.68	
U120	U	120	45	5	5	N/A	N/A	10	0.79	204.33	34.06	41.00	4.52	1.33	17.61	5.26	9.42	A36	7.83	
IPN14 con lámina	H con lamina de acero soldada	150	150	varios	6	66	8.6	20.2	24.60	671.39	87.51	135.54	5.77	1.93	75.30	10.04	75.98	A36	15.79	
VP200 con lámina	H con lamina de acero soldada	210	260	varios	6	125	10	60	41.89	4127.85	283.70	351.72	8.29	5.46	1790.38	137.72	248.25	A36	47.00	
VP300 con lámina	H con lamina de acero soldada	310	260	varios	6	145	10	69	47.68	10909.3	523.46	653.02	12.57	5.35	1973.06	151.77	275.88	A36	54.05	

Para el sistema de columnas de la estructura sólo se observó un tipo de perfil, el CP200, el cual fue colocado en todos los niveles y sus propiedades se encuentran reflejadas en la Tabla 4.1. Por otro lado, las vigas cuentan con dos tipos de perfiles, una en dirección X y una en dirección Y, VP200 y VP300 respectivamente, además de un perfil IPN14 en dirección Y, que se encuentra en el medio de las plantas tipo. Las correas de la estructura tienen las mismas dimensiones que el perfil de la viga en dirección X.

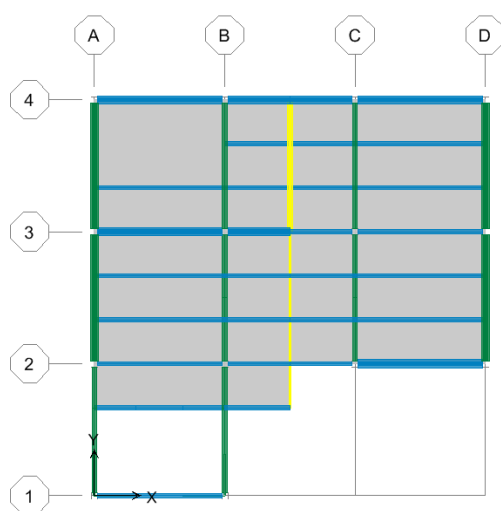


Figura 4.6 Distribución de los perfiles en planta tipo

Fuente: Elaboración propia

En ciertas zonas se le soldaron a las alas superiores de las vigas una lámina de acero de 1 cm de espesor, con 26 cm de ancho para las vigas principales y 15 cm de ancho para la viga IPN14, la ubicación de estas se puede ver en la siguiente Figura.4.7

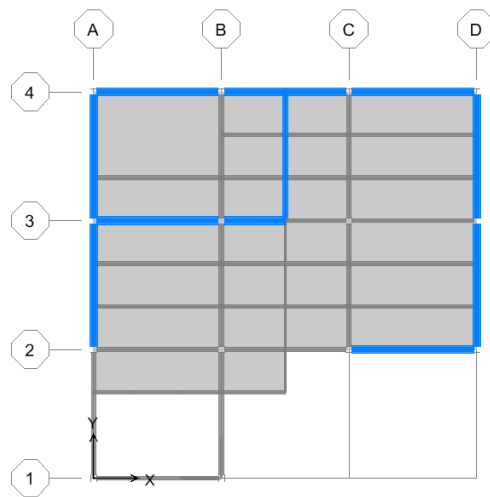


Figura 4.7 Ubicación de los perfiles con láminas de acero soldadas.

Fuente: Elaboración propia

En el nivel de mezzanina se tiene una configuración diferente a la anterior, esta consta de dos direcciones principales con el mismo perfil VP200. Además, ésta cuenta con correas conformadas por perfiles VP140 descritas también en la Tabla 4.1 y cuenta con dos columnas que no tienen continuidad después del Nivel 6000, una CP140 y la otra VP200.

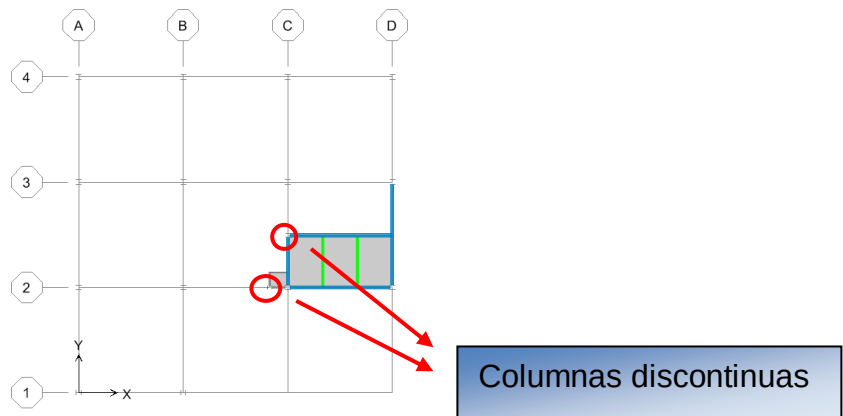


Figura 4.8 Distribución de perfiles en mezzanina

Fuente: Elaboración propia

Las diagonales que se tienen en la estructura son del tipo concéntrica en forma de “X” y están ubicadas en las dos direcciones principales como lo

indica la Figura 4.9. Estos elementos se encuentran específicamente en los pórticos C-D en el eje 2, en el pórtico 2-3 en el eje D, en el pórtico A-B en el eje 4 y en el pórtico 4-3 en el eje A. El perfil que conforma a las diagonales es el L75X6X6.

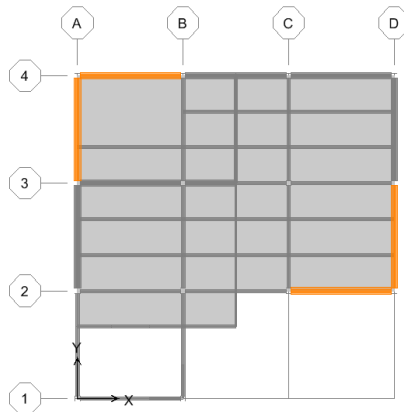


Figura 4.9 Ubicación horizontal de las diagonales

Fuente: Elaboración propia

En la zona del techo el material usado es el acerolit, un material liviano muy usado en instalaciones de este tipo y se encuentra en una disposición inclinada conformando un techo a dos aguas. El perfil usado en dirección X es el VP140 y en la dirección Y el VP160 y además tiene perfiles U120 en dirección X intermedios.

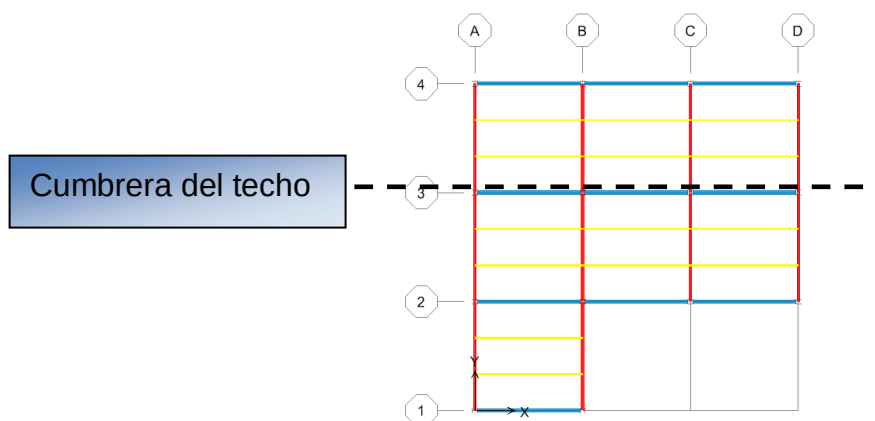


Figura 4.10 Distribución de perfiles de techo

Fuente: Elaboración propia

El sistema de escaleras que comunican la planta baja, el Nivel 3000, y el Nivel 6000, se encuentra ubicado entre los ejes 1-2 y A-B, existiendo además una escalera que comunica la mezzanina con el Nivel 6000. El material usado en todos los sistemas de escaleras es el grating, el cual es soportado por los perfiles U200 caracterizados en la tabla 4.1

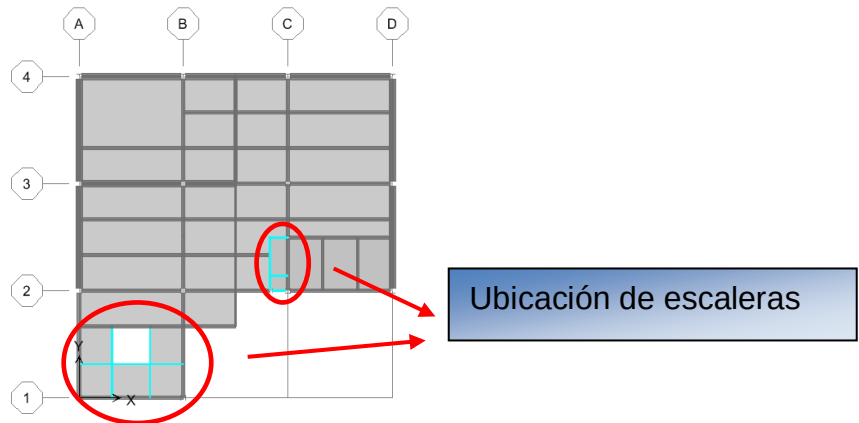


Figura 4.11 Planta donde se muestra la ubicación de las escaleras

Fuente: Elaboración propia

4.4 Conexiones

Las conexiones encontradas en la estructura Noroeste 3 son del tipo mixtas con pernos y soldaduras, que se caracterizan por ser de tipo simples debido a que pueden resistir esfuerzos cortantes y axiales pero muy bajos momentos.

Estas conexiones se encontraron en gran parte de la estructura, mayormente en los elementos principales y están constituidas por ángulos empernados a las almas de un perfil y soldadas a las alas del otro (ver Figura 4.12). También se observó, en las conexiones de diagonales, como por medio de una lámina de acero, se emperna el perfil del arriostramiento. Los

perfiles que no formaban parte del sistema estructural fueron conectados por medio de conexiones soldadas.

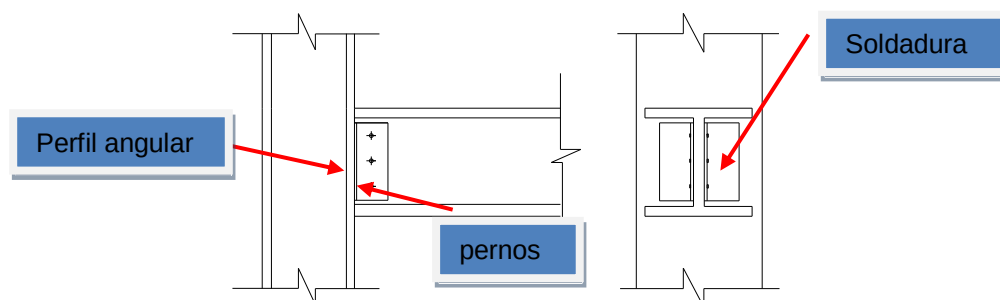


Figura 4.12 Dibujo de conexión tipo de la estructura Noroeste 3

Fuente: Elaboración propia



Figura 4.13 Conexión de la estructura.

Fuente: Foto tomada el 13 de junio del 2011.



Figura 4.14 Conexión de una diagonal de la estructura.

Fuente: Foto tomada el 13 de junio del 2011.

El material usado en estas conexiones es el siguiente:

- Para las láminas que unen los perfiles se usó el acero ASTM-A36
- Las soldaduras fueron ejecutadas a filete con un espesor mínimo de $e=8\text{mm}$ y un electrodo de E60XX.
- En los tornillos de montaje se usó un acero de alta resistencia de A325 y un diámetro de $\varnothing \frac{3}{4}$

4.5 Modificaciones encontradas en campo.

Durante la visita a la estructura Noroeste 3 se observaron varias discrepancias con los planos originales, en su mayoría perfiles que fueron agregados en el transcurso de la vida funcional de la estructura. Estos perfiles, que se asumen se agregaron para soportar equipos, son en su mayoría VP120 y sus propiedades se encuentran expuestas en la Tabla 4.1.

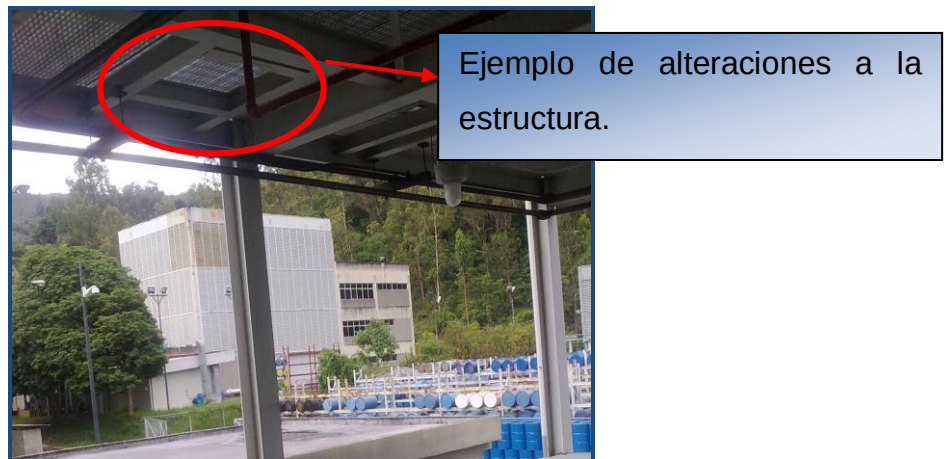


Figura 4.15 Ejemplo de perfiles agregados a la estructura.

Fuente: Foto tomada el 13 de junio del 2011.

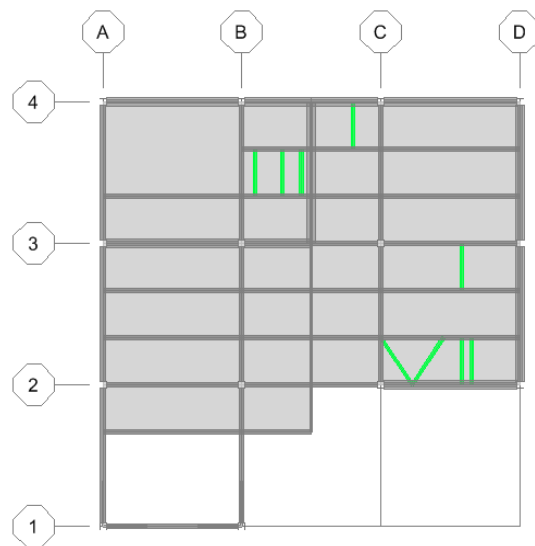


Figura 4.16 Ubicación de los perfiles agregados en el Nivel 3000

Fuente: Elaboración propia

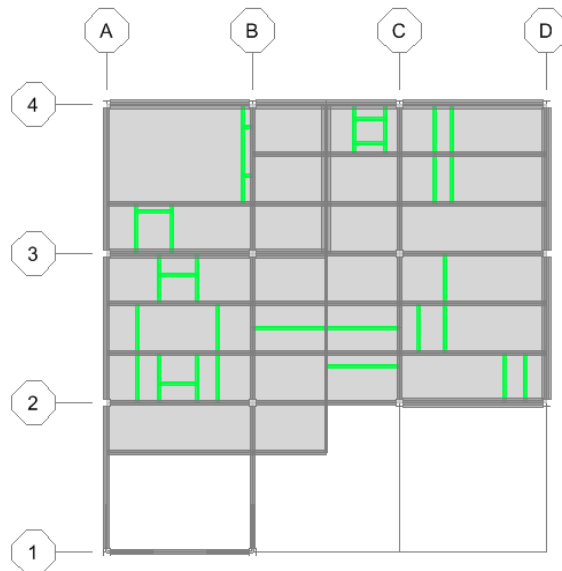


Figura 4.17 Ubicación de los perfiles agregados en el Nivel 6000

Fuente: Elaboración propia

También se observó una construcción que se realizó después de culminada la estructura, que tiene como función la ampliación de la zona techada de planta baja. Esta cuenta con un techo de acerolit que está sostenido por perfiles IPN14.



Figura 4.18 Ampliación de la zona techada

Fuente: Foto tomada el 13 de junio del 2011.

La distribución de las diagonales en el plano vertical tiene algunas diferencias con los planos originales, en los pórticos C-D del eje 2 y en el pórtico 3-2 del eje D, se encuentra un nivel que no está arriostrado como los demás niveles. Esta irregularidad se presenta entre el Nivel mezzanina y el Nivel 6000 y deja un espacio de 1,65 m de altura sin diagonales, como se ve en la figura siguiente.



Irregularidad de arriostramiento en el plano vertical

Figura 4.19 Irregularidad en el arriostramiento.

Fuente: Foto tomada el 13 de junio del 2011.

4.6 Propuesta de adecuaciones

Además de las alteraciones que se encontraron en campo, se solicitó agregar unas adecuaciones más al análisis estructural, basadas en la colocación de perfiles conectados entre vigas y correas con la función de soportar ciertos equipos, ya que el Grating no es capaz de cumplir esa función (Ver Figura 4.20 y 4.21).

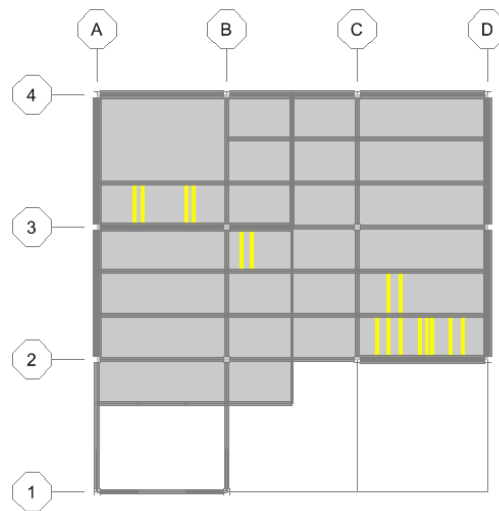


Figura 4.20 Propuestas de nuevos soportes de equipos en Nivel 3000

Fuente: Elaboración propia

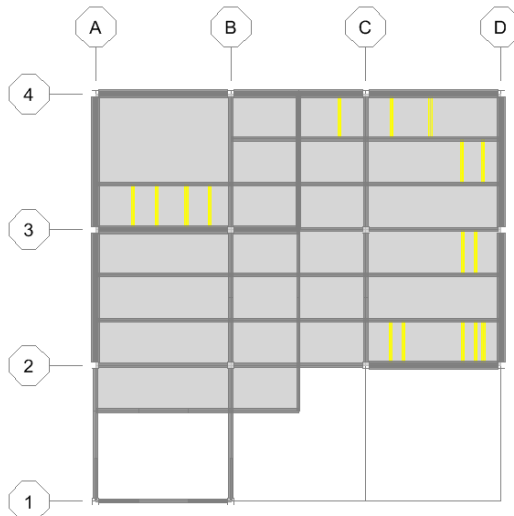


Figura 4.21 Propuestas de nuevos soportes de equipos en Nivel 3000

Fuente: Elaboración propia

CAPITULO 5

MODELADO DE LA ESTRUCTURA “NOROESTE 3”

Para el desarrollo del modelo de la estructura Noroeste 3 fue necesario realizar varias visitas al edificio en estudio, en donde se tomaron mediciones a los elementos que generan peso con el motivo de conocer el verdadero estado de cargas de la estructura. Así mismo, se utilizó la información del proyecto P-320 para conocer la ubicación de los elementos nuevos y sus cargas.

Debido a lo irregular de la estructura, fue necesario realizar un análisis no lineal estático Pushover, con el fin de obtener una visualización general del comportamiento de la edificación ante sismos y así obtener, mediante la ductilidad, un factor de reducción de respuesta adecuado para poder realizar el espectro de diseño.

Las normas utilizadas en este capítulo para obtener los datos utilizados fueron:

- Norma COVENIN 2002-1988. “Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones”
- Norma COVENIN 1756-2001. “Edificaciones Sismorresistentes”
- Norma PDVSA SCIP-IG-C-02-1 “Criterios de diseño para estructuras de acero”
- Norma PDVSA A-261 “Criterios y acciones mínimas para el diseño de estructuras industriales”
- Norma americana FEMA 356 “Normas y comentarios para la rehabilitación sísmica de edificios”

- Norma Covenin 1618-1998 “Estructuras de acero para edificaciones. Método de los estados límites”
- Norma AISC 360-05. “Especificaciones para edificios de acero estructural”

5.1 Cargas de la estructura.

Por tratarse de una edificación industrial, se consideraron cargas características de este tipo de estructura. Se realizaron reuniones constantes con los ingenieros custodios de las instalaciones, líderes del proyecto y se especificaron los parámetros necesarios de los equipos, tanques y tuberías que fueron proyectados con el propósito de calcular las cargas necesarias en la modelación de la edificación.

Estas cargas se calcularon con la ayuda de la norma PDVSA A-261 “Criterios y acciones mínimas para el diseño de estructuras industriales”, en donde se plantean ciertos parámetros que ayudaron a tener un modelo computacional del edificio industrial con un comportamiento parecido al real.

5.1.1 Cargas por tuberías.

Las cargas provenientes de las tuberías se incluyeron en las zonas donde se planificó una alta concentración de las mismas. Esto se ve reflejado en las figuras 5.1 y 5.2, donde se muestran la entrada y el recorrido de las tuberías dentro de la estructura. De igual manera, se agregaron a todas las áreas del edificio una carga distribuida, ya que al realizarse la visita a las plantas ya construidas de la zona, se observó que habían redes de tuberías distribuidas en todos los sectores de la estructura, unas colocadas para conectar cada uno de los equipos y otras por modificaciones a los procesos industriales.

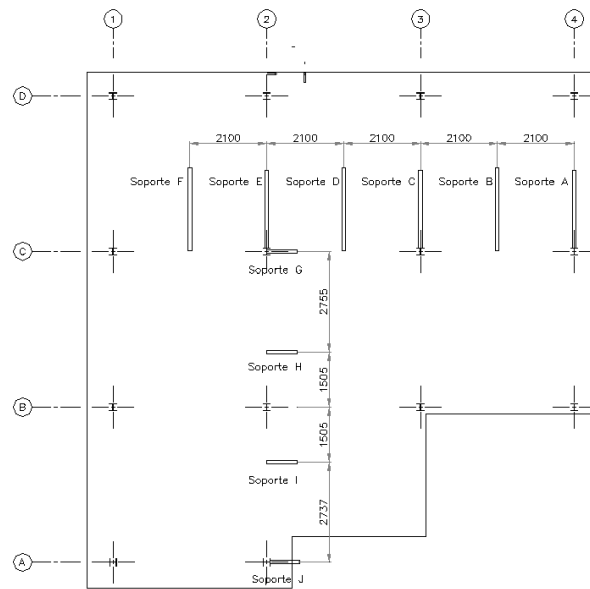


Figura 5.1 Posición de soporte de tubería en el nivel 3000.

Fuente: Proyecto N°: 1269-RIPP

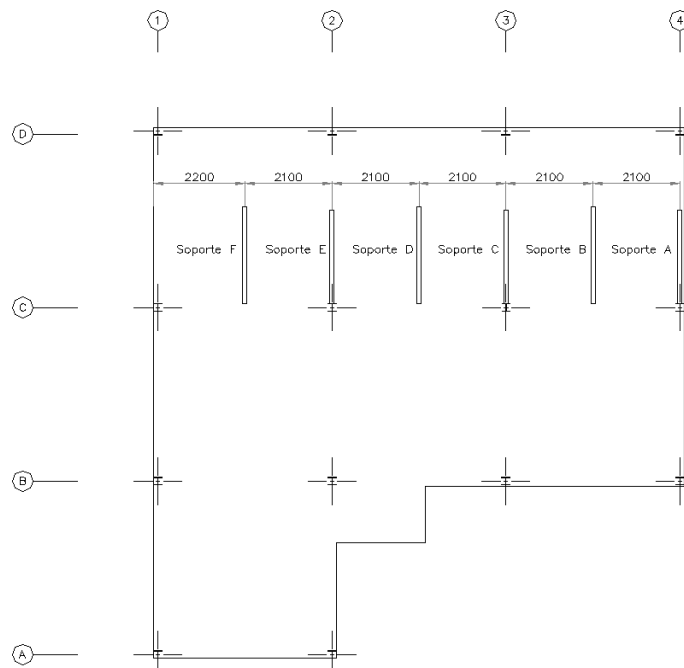


Figura 5.2 Posición de soporte de tubería en el nivel 6000.

Fuente: Proyecto N°: 1269-RIPP

En la norma PDVSA A-261 se encuentra la Figura 5.3 por medio de la cual se obtuvo un aproximado de las cargas que ejercerá las tuberías, bandejas, conductos, y elementos de soporte. En la norma se menciona que aunque se utilice dicha figura la carga tomada no será menor que 150 kg/m2.

Fig 1. PESO EQUIVALENTE APROXIMADO POR METRO CUADRADO DE TUBERIAS DE ACERO RELLENAS DE AGUA

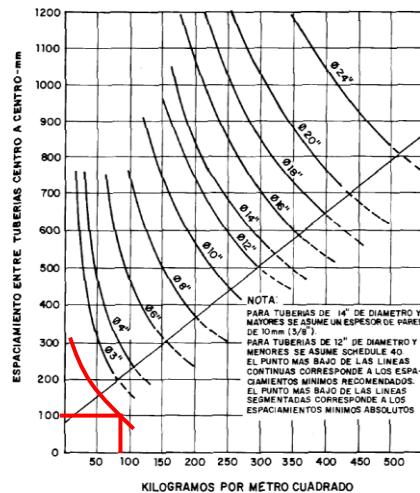


Figura 5.3 Peso aproximado equivalente en m2 de tubería rellena de agua.

Fuente: Norma PDVSA A-261 "Criterios y acciones mínimas para el diseño de estructuras industriales".

Tabla 5.1 Cargas que se generan en cada apoyo de los soportes.

Fuente: Elaboración propia

	Soportes	Carga gravitacional (kg)
Primer nivel	A,B,C,D,E	472.5
	F	315
	G	145
	H,I	260.31
	J	509.4
Segundo nivel	A,B,C,D,E, F	315

En la tabla anterior se pueden observar las cargas aplicadas al modelo por efecto de las tuberías, las cuales fueron realizadas tomando en cuenta el

5.1.2 Cargas provenientes de los equipos.

Fuente: Proyecto N°: 1269-RIPP

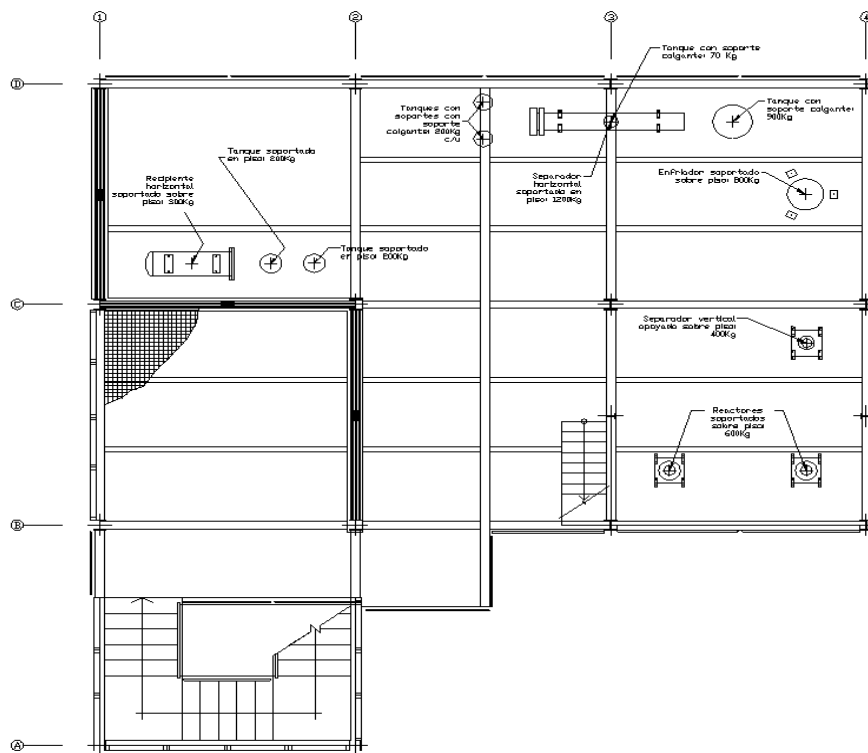


Figura 5.5 Ubicación y cargas de los equipos para agregar al Nivel 6000

Fuente: Proyecto N°: 1269-RIPP

Además se le aumento un 10 % al valor de la carga de cada equipo ya que según la norma PDVSA A-261 ese porcentaje es un aproximado del peso que genera las tuberías que cada equipo requiere.

5.1.3 Carga por el Grating

El Grating se modeló como una lámina metálica con un espesor mínimo para que no generara peso y se le agregó según la norma PDVSA A-261 una carga distribuida de 100 kg/m² para simular el peso propio.



Figura 5.6 Grating de la estructura Noroeste 3

Fuente: Foto tomada el 2 de junio del 2011

Seguidamente, al modelo de la losa se le agregaron las propiedades de membrana, la cual tiene como función distribuir las cargas gravitatorias a los elementos estructurales sin resistir esfuerzos y se le adicionó la propiedad de distribuir las cargas gravitatorias en un solo sentido ya que así funciona el Grating.

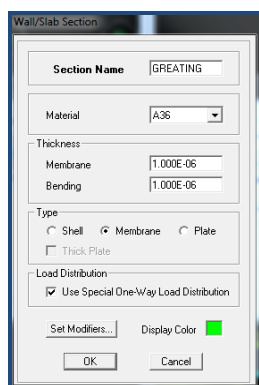


Figura 5.7 Opciones a colocar en el ETABS V 9.7 para imitar al grating

Fuente: Elaboración propia.

5.1.4 Cargas por mampostería.

La carga de la mampostería fue obtenida de la norma Covenin 2002-88 “Criterios y acciones mínimas para el proyecto de edificaciones”, donde se menciona que para bloques de arcilla frisados de 15 cm de ancho el peso generado es de 230 kg/m². La mampostería se encuentra en el Nivel 3000 y 6000 en la distribución que se muestra en la figura siguiente.

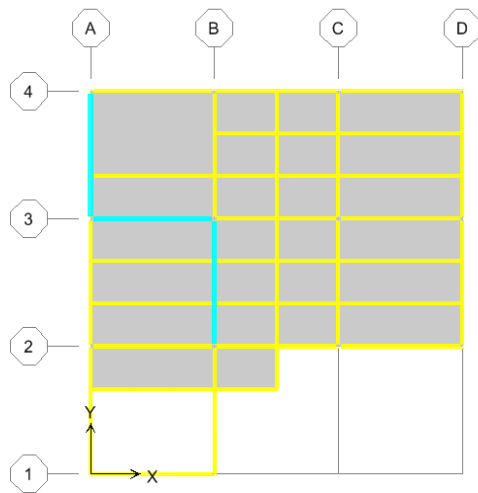


Figura 5.8 Ubicación de la mampostería en cada nivel

Fuente: Elaboración propia

5.1.5 Cargas por la fachada de rejilla

Además de la mampostería, la estructura presentaba fachadas ventiladas compuestas por rejillas de aluminio de las cuales no se encontró información de carga, en consecuencia se calculó un aproximado de acuerdo a las medidas que se tomaron y la densidad del material.



Figura 5.9 Fachada de rejilla de fachada de la estructura Noroeste3

Fuente: Foto tomada el 18 de agosto del 2011

Tomando una densidad de 2700 kg/m^3 se obtuvo una carga de aproximadamente 22 kg/m^2 y ayudado por las dimensiones verticales de

cada fachada se obtuvo la carga lineal que estas generan sobre la estructura. La ubicación de la fachada metálica se ve en la siguiente figura.

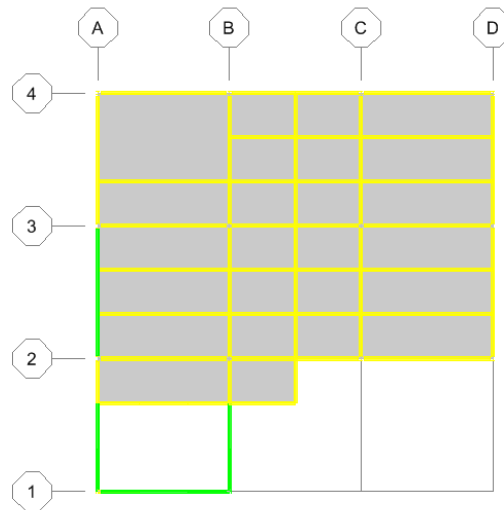


Figura 5.10 Ubicación de rejilla de fachada

Fuente: Elaboración propia

5.1.6 Cargas por Barandas

La estructura Noroeste 3 cuenta con barandas livianas que rodean a cada una de las plantas y no se encontró información sobre sus especificaciones, por eso se tomaron las medidas y junto con la densidad del material se buscó la masa.



Figura 5.11 Barandas de la estructura Noroeste 3

Fuente: Foto tomada el 18 de agosto del 2011

Las cargas de baranda dieron un valor de 13.2 kg/ml y están distribuidas en todas las plantas de la manera como se ve la siguiente figura.

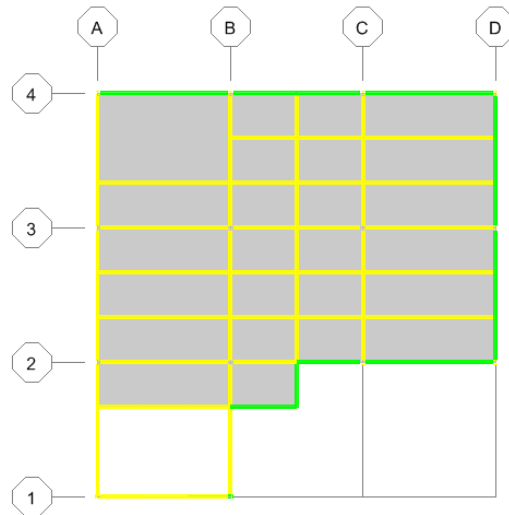


Figura 5.12 Ubicación de barandas en el Nivel 3000 y 6000

Fuente: Elaboración propia

5.1.7 Cargas aplicadas a la losa en general

Se aplicó como carga permanente 150 kg/m² para todas las áreas de la estructura, ya que según las normas PDVSA éstas representan el compendio de tuberías, tableros de control y misceláneos que no se pueden especificar en cargas puntuales por no estar proyectados.

En todas las áreas a excepción de las escaleras se aplicó una carga viva de 250 kg/m², tomando en cuenta las especificaciones de la norma antes citada para edificios industriales con concentraciones de personas mínimas y en la zona de la escalera se aplicó una carga viva de 365 kg/m² siguiendo los mismos parámetros.

5.2 Análisis no lineal estático (Pushover)

Para la realización del análisis no lineal se realizó un modelo computacional de la estructura objeto de estudio, utilizando el programa SAP2000. La razón por la que se utilizó este software para el Pushover, radica en la facilidad del mismo para desarrollar este análisis en particular, siendo diferente al programa ETABS, el cual sólo se utilizó para el análisis lineal.

El programa agrega las rotulas plásticas automáticamente cuando los perfiles se encuentran en las tablas de la FEMA 356, pero en esta estructura se colocaron perfiles que no se encuentran representadas en esta norma, entre ellos las diagonales que son constituidos por perfiles angulares, y algunas vigas que tienen laminas soldadas. Entendiendo esto, fue necesario buscar formas de agregar las gráficas esfuerzo-deformación características de estos perfiles al programa y que a su vez pudieran reflejar un comportamiento muy parecido a la realidad.

5.2.1 Diagonales

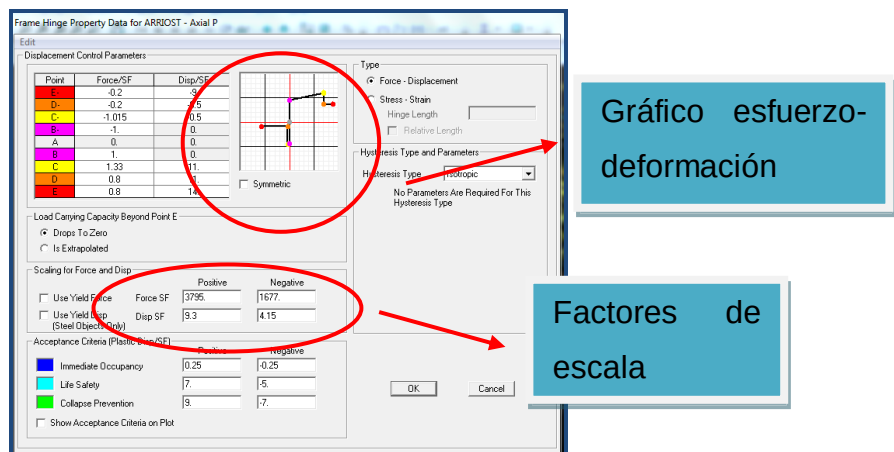


Figura 5.13 Valores colocados al SAP2000 para agregar rótulas plásticas a las diagonales

Fuente: Programa SAP2000.

En la figura anterior puede observarse la gráfica de fuerza-desplazamiento y las propiedades que se utilizaron para las diagonales. Estos datos fueron introducidos manualmente de las tablas FEMA utilizando los parámetros para arriostramientos. Dentro de esa clasificación se utilizaron los perfiles con doble ángulos, teniendo presente que la FEMA no contempla ningún elemento estructural constituido por un perfil angular y que el perfil con las propiedades mas parecidas es el doble angular. Como factor de escala se utilizó la deformación para el esfuerzo cedente en caso de la tracción y la deformación para el esfuerzo crítico de pandeo en compresión

5.2.2 Perfiles con láminas soldadas

Para las zonas donde se utilizaron perfiles con láminas soldadas, se generó una metodología diferente, en donde se agregó al modelo los perfiles normales sin láminas y se realizó la multiplicación de las propiedades por factores, que vinieron de la división de las propiedades del perfil con lámina y del mismo perfil si lámina.

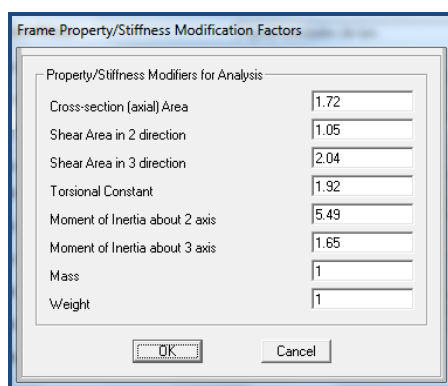


Figura 5.14 Factores por los que se multiplicó las propiedades del perfil de viga en X
VP200

Fuente: Programa Sap2000.

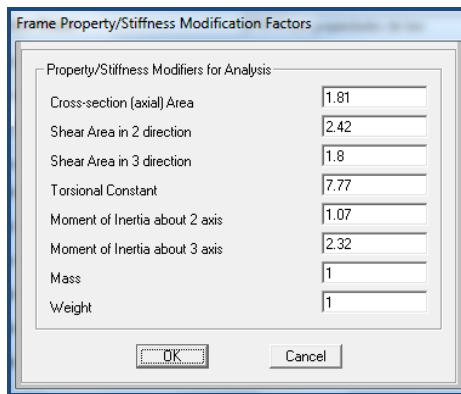


Figura 5.15 Factores por los que se multiplicó las propiedades del perfil IPN14
Fuente: Programa Sap2000

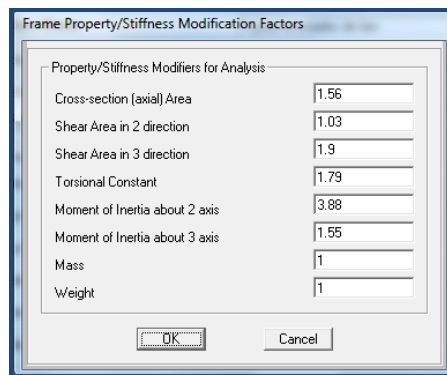


Figura 5.16 Factores por los que se multiplicó las propiedades del perfil de viga en y
VP300.
Fuente: Programa Sap2000.

De esta manera los perfiles de sección tipo H sin láminas soldadas, tuvieron un comportamiento similar a los perfiles con láminas soldadas, logrando así que el programa le agregará las rótulas plásticas de manera automática para ser analizadas no linealmente.

Agregado todas las rótulas plásticas a los elementos estructurales, se añadió al modelo varias cargas laterales similares en la distribución a las cargas en los sismos, triangulares, en aumento con los niveles y

aproximadamente en el centro de masa. El programa utiliza la carga colocada manualmente como esquema para ir aumentando la sollicitación lateral generando desplazamientos en la estructura.

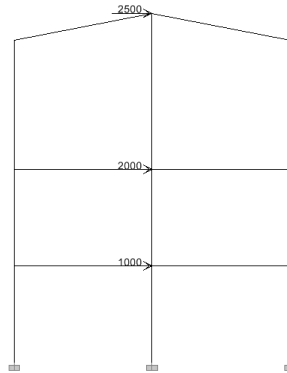


Figura 5.17 Cargas laterales aplicadas en X y en Y por separado.

Fuente: Programa Sap2000.

Con todo el procedimiento explicado anteriormente para el análisis Pushover en el SAP2000 y teniendo los nuevos casos de cargas no lineales aplicados al programa, fue posible correr el modelo y se obtuvieron los siguientes resultados.

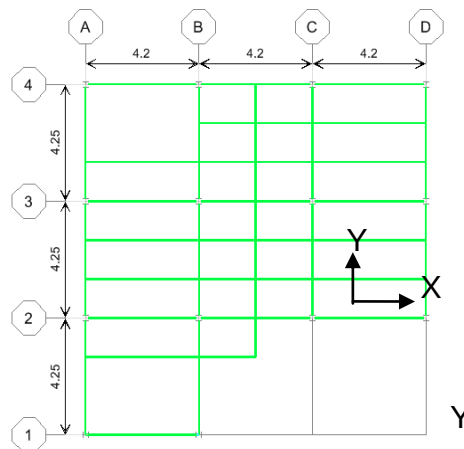


Figura 5.18 Planta tipo de la edificación "Noroeste 3"

Fuente: Elaboración propia

Tabla 5.2 Resultados arrojados por el Pushover en dirección X.

Fuente: Elaboración propia.

Paso	Desplazamiento de tope	Fuerza aplicada	Elementos	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	Después de E	Total
	cm	Ton									
0	0.01	0.00	260	0	0	0	0	0	0	0	260
1	1.76	4.71	258	2	0	0	0	0	0	0	260
2	5.10	13.39	244	16	0	0	0	0	0	0	260
3	8.02	19.83	244	8	7	0	0	0	1	0	260
4	8.02	19.46	244	8	6	0	0	0	2	0	260
5	8.80	21.17	244	6	7	0	0	0	3	0	260
6	8.80	21.05	244	6	7	0	0	0	3	0	260
7	9.35	22.28	244	5	7	0	0	0	4	0	260
8	9.35	22.21	244	5	7	0	0	0	4	0	260
9	12.75	29.71	242	2	12	0	0	0	4	0	260
10	16.60	38.19	242	2	12	0	0	0	4	0	260
11	21.71	46.70	236	7	13	0	0	0	4	0	260
12	25.30	51.23	232	6	18	0	0	0	4	0	260
13	25.56	51.47	232	6	17	0	0	0	5	0	260
14	25.56	51.20	232	4	19	0	0	0	5	0	260
15	30.16	55.91	232	1	22	0	0	0	5	0	260
16	35.77	61.10	232	0	23	0	0	0	5	0	260
17	40.87	65.81	230	2	23	0	0	0	5	0	260
18	44.20	68.89	230	2	23	0	0	0	5	0	260
19	47.53	71.98	230	2	23	0	0	0	5	0	260
20	50.87	75.06	230	2	20	3	0	0	5	0	260
21	54.20	78.14	230	2	19	4	0	0	5	0	260
22	59.36	82.84	228	4	17	6	0	0	4	1	260
23	59.36	83.36	228	4	17	6	0	0	4	1	260
24	61.11	85.13	227	5	17	6	0	0	3	2	260
25	61.11	85.62	227	5	17	6	0	0	3	2	260
26	64.53	88.96	227	4	17	5	2	0	3	2	260
27	67.86	91.90	227	4	17	4	3	0	3	2	260
28	71.20	94.85	227	3	18	3	4	0	3	2	260
29	72.56	96.05	227	3	18	3	2	0	4	3	260
30	72.56	89.19	226	4	18	3	2	0	4	3	260
31	77.96	94.50	226	4	18	3	1	0	5	3	260
32	77.96	89.38	226	4	18	3	1	0	5	3	260

Tabla 5.3 Resultados arrojados por el Pushover en dirección Y

Fuente: Elaboración propia.

Paso	Desplazamiento de tope	Fuerza aplicada	Elementos	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	Después de E	Total
	cm	Ton									
0	0.08	0.00	216	0	0	0	0	0	0	0	216
1	0.85	6.37	214	2	0	0	0	0	0	0	216
2	4.01	27.76	200	8	7	0	0	0	1	0	216
3	4.01	27.53	200	8	7	0	0	0	1	0	216
4	4.07	27.88	200	8	6	0	0	0	2	0	216
5	4.07	27.55	200	8	6	0	0	0	2	0	216
6	4.35	29.28	200	8	5	0	0	0	3	0	216
7	4.35	29.04	200	8	5	0	0	0	3	0	216
8	4.64	30.82	200	6	6	0	0	0	4	0	216
9	4.64	30.67	200	5	7	0	0	0	4	0	216
10	9.05	57.60	200	0	12	0	0	0	4	0	216
11	13.16	82.68	199	1	12	0	0	0	4	0	216
12	17.01	103.81	196	3	13	0	0	0	4	0	216
13	20.55	118.61	190	7	15	0	0	0	4	0	216
14	25.87	133.06	182	8	22	0	0	0	4	0	216
15	29.33	140.52	175	12	24	1	0	0	4	0	216
16	31.47	144.80	173	11	26	1	0	0	5	0	216
17	31.47	144.50	173	11	26	1	0	0	5	0	216
18	32.10	145.91	172	12	26	1	0	0	4	1	216
19	32.10	146.71	172	12	26	1	0	0	4	1	216
20	33.47	150.60	170	13	27	1	0	0	3	2	216
21	33.47	150.71	170	13	27	1	0	0	3	2	216
22	38.53	161.95	161	20	28	1	1	0	2	3	216
23	38.53	163.28	159	22	28	1	1	0	2	3	216
24	42.40	172.54	151	22	36	1	1	0	2	3	216
25	44.09	175.51	149	23	37	1	0	0	3	3	216
26	44.09	168.94	149	21	39	1	0	0	3	3	216
27	47.58	177.92	144	26	39	1	0	0	2	4	216
28	47.01	177.70	144	25	40	1	0	0	2	4	216

Para entender las tablas es necesario recordar los puntos característicos que la FEMA especifica en la gráfica esfuerzo-deformación: B=operacional, IO=ocupación inmediata, LS=seguridad de vida, CP=estabilidad estructural, ubicados en la gráfica de esfuerzo-deformación de la siguiente manera.

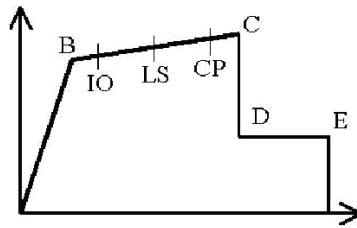


Figura 5.19 Gráfica esfuerzo-deformación con los puntos notables de la FEMA 356

Fuente: Elaboración propia

5.2.3 Análisis previos con el Pushover

En la tabla 5.2 se muestra el desplazamiento del techo de la estructura en dirección X mientras se le aplica una fuerza en aumento. Es necesario observar que la falla del primer elemento ocurre apenas a los 8 cm de desplazamiento en una diagonal y esto se debe a la debilidad del perfil utilizado como arriostramiento.

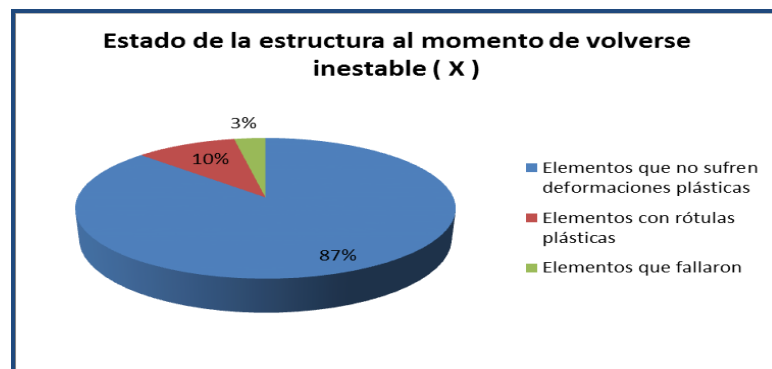


Figura 5.20 Porcentajes de elementos con fallas y rótulas plásticas al volverse inestable la estructura.

Fuente: Elaboración propia

En el momento que la edificación se vuelve inestable estructuralmente, cuando el techo ya se ha desplazado 77 cm, se tiene que han fallado el 3% de los elementos estructurales, en gran mayoría diagonales y se han creado rótulas plásticas en el 10% de los elementos, lo que incluye a algunas columnas del último nivel.

En la tabla 5.3 se muestra el desplazamiento del techo frente a una carga en aumento en la dirección Y de la estructura y se logra ver que el primer elemento falla a los 4 cm de desplazamiento, la mitad que en la dirección X, siendo esta una diagonal.

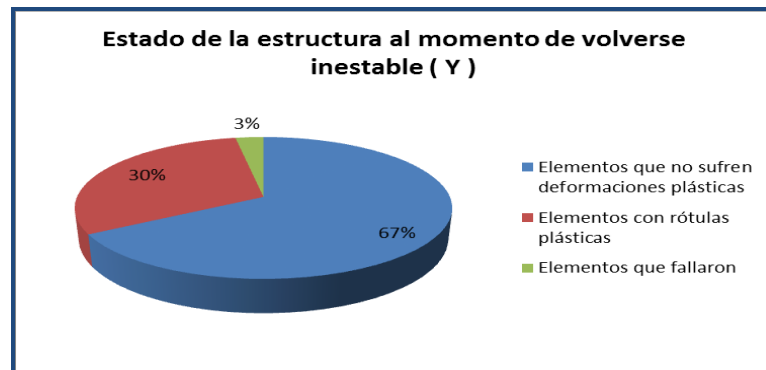


Figura 5.21 Porcentajes de elementos con fallas y rótulas plásticas al volverse inestable la estructura.

Fuente: Elaboración propia

Cuando la estructura falla en general, el desplazamiento del techo ya ha superado los 47 cm, mucho menos que el desplazamiento en dirección X, con una cantidad de 3% de los elementos con fallas y con una cantidad del 30% de elementos con rotulas plásticas formadas, un valor mucho mayor que la dirección X.

La observación más importante en este estudio preliminar de la estructura, está relacionada con la concentración de fallas en las diagonales.

En principio porque éstas concentran la mayor cantidad de esfuerzos y segundo porque tienen perfiles que pandean localmente a muy bajas compresiones. En las columnas superiores se logran observar varias deformaciones, lo cual se debe a que este nivel es mucho mayor que los demás, superando en algunas zonas los 4 m de altura a diferencia de los 3 m de los niveles inferiores, creándose una especie de entrepiso blando.

También se ha observado que la dirección Y de la estructura tiene mucha más debilidad que la dirección X, lo cual puede ser causado en parte a la existencia de muchos más perfiles en la dirección X, por el tema de la correas. Esta debilidad se expresó en la ductilidad de la estructura.

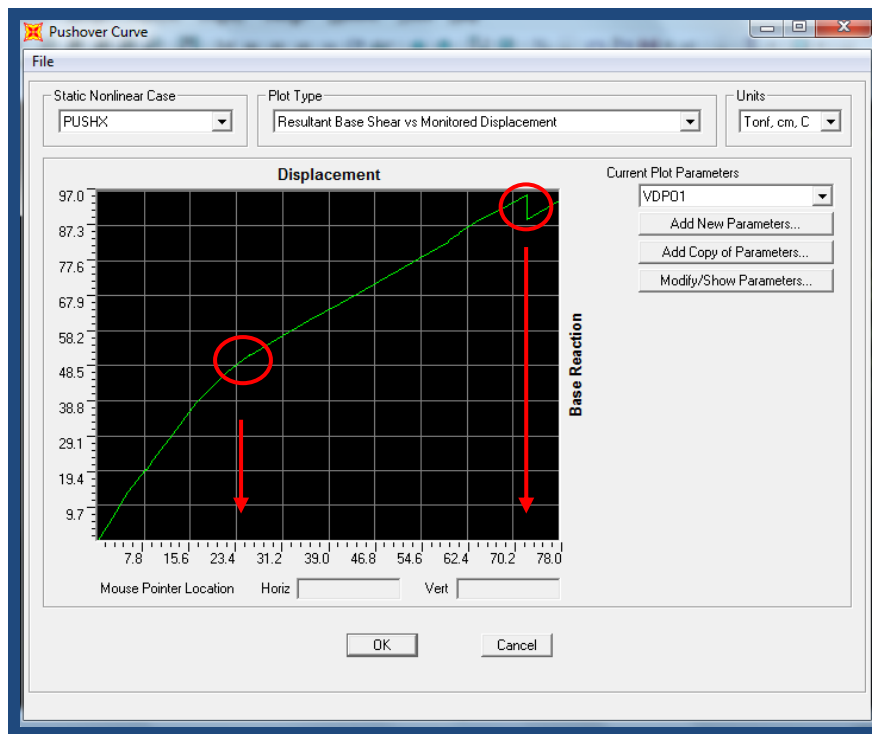


Figura 5.22 Curva de capacidad en dirección X

Fuente: Programa SAP2000.

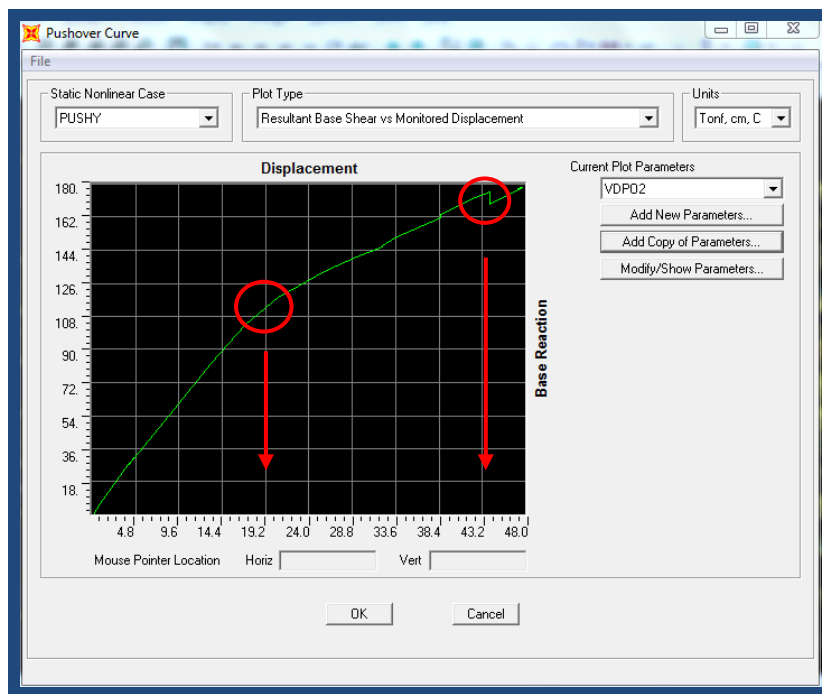


Figura 5.23 Curva de capacidad en dirección Y

Fuente: Programa SAP2000.

En las curvas anteriores obtenidas del SAP2000, donde se muestra la capacidad de la estructura, se identificaron los puntos que caracterizan al límite de cedencia, la deformación última y con el cociente de estos dos parámetros se obtuvo la ductilidad de la estructura.

Es importante señalar que el método que se utilizó para determinar el punto cedente de la estructura, el visual, fue la sustitución al método regularmente usado en estos casos, el método bilineal. Aunque el método visual no presente la exactitud necesaria que en otros casos es requerido, para el caso de esta investigación, donde solo se busca estos puntos para obtener una visual del factor de reducción de respuesta y de las irregularidades de la estructura, no arroja mayores problemas.

Tabla 5.4 Resultados de ductilidad en dirección "X" y dirección " Y"

Fuente: Elaboración propia

Dirección de estudio	Desplazamiento de techo (cm)		Ductilidad
	Punto de cedencia	Deformación Ultima	
X	24	72	3
Y	20	44	2.2

Como puede observarse, la ductilidad en la dirección X es mayor que en la dirección Y, siendo consistente con los resultados presentados en las tablas 5.3 y 5.2.

5.2.4 Pushover con las conexiones articuladas

Debido a que las conexiones de la estructura tienden en su mayoría a resistir pocos momentos debido a su configuración, fue necesario en modo de comparación, realizar el análisis no lineal de la estructura con las conexiones articuladas y de esta manera entender cómo se reduce la ductilidad de la edificación.

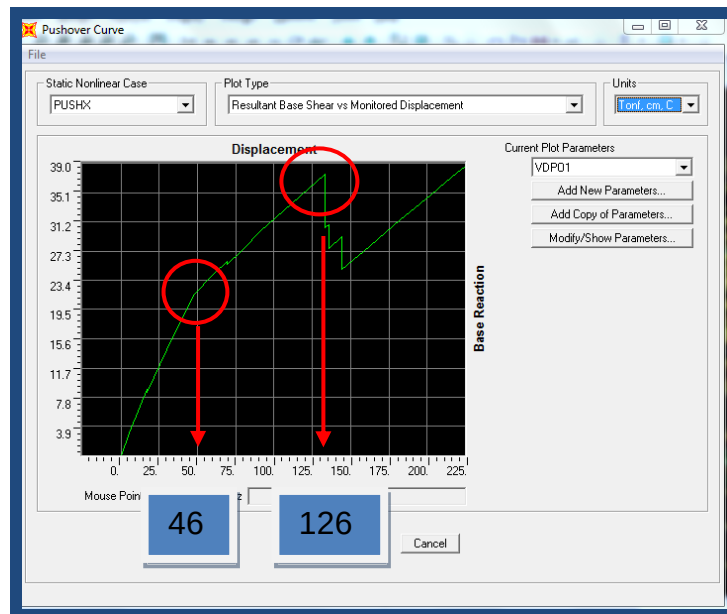


Figura 5.24 Curva de capacidad en dirección X con conexiones articuladas

Fuente: Programa SAP2000.

En la figura anterior se tiene la curva de capacidad para la edificación objeto de estudio, pero con los elementos estructurales articulados en las zonas donde se observaron las conexiones explicadas en el punto 4.4. Se obtuvo una ductilidad aproximada de 2.73, lo que representa una disminución mínima cuando se compara con el valor de ductilidad de 3 arrojada en el análisis no lineal con las conexiones empotradas.

La afectación de la ductilidad es mínima debido a que al ser un sistema diagonalizado en ambos sentidos, la edificación trabaja con grandes esfuerzos axiales y pocos momentos. Otra razón es que el mecanismo de falla antes sismos de esta estructura son las diagonales, que al deformarse hasta su punto último por esfuerzos axiales, hacen que las columnas sufran deformaciones, logrando que la estructura pierda la estabilidad. Por último las vigas, siendo las que menos sufren debido a las diagonales y a las bajas cargas gravitatorias, evitan que las conexiones realicen grandes trabajos por momentos.

5.3 Métodos de Análisis Estructural

La norma Covenin 1756-2001, en su Capítulo 9, artículo 9.1 establece que cada edificación deberá ser analizada tomando en consideración los efectos traslacionales y torsionales, por uno de los métodos descritos en ese Capítulo.

En el Capítulo 9, apartado 9.2, se presentan una serie de tablas para los análisis mínimos que se deben realizar para cada edificación, en la tabla 9.2 de dicho Capítulo se establece que para estructuras con las irregularidades como las observadas en Noroeste 3, debe realizarse por lo menos un análisis dinámico espacial donde los efectos traslacionales y los

efectos torsionales se determinen según el Método de Superposición Modal con Tres Grados de Libertad por nivel.

5.4 Espectro de diseño.

5.4.1 Características y factores de la zona.

En la tabla 4.2 de la Norma Covenin 1756-2001, referida a la zonificación sísmica, se menciona que en el municipio Guaicaipuro, estado Miranda, ubicación de PDVSA-INTEVEP, existe una zona 5 considerada por la misma norma como una zona de elevado peligro Sísmico, con un coeficiente de aceleración horizontal (A_0) de 0,30 (Ver Figura 5.25)

TABLA 4.1
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		--

Figura 5.25 Valores de A_0

Fuente: Norma COVENIN 1756-2001 "Edificaciones sismorresistentes"

Según los estudios geotécnicos que se realizaron en las obras que se encuentran a los alrededores, en la zona existe un relleno que se colocó para aumentar el área de construcción de plantas. Éste tiene una composición muy variable y entendiendo que el ensayo SPT tuvo un promedio de 20 golpes, se le dio la característica de suelo firme/medio denso. En la tabla 5.1 de la norma Covenin 1756-2001, se eligió la forma espectral S3 con el factor de corrección (ϕ) de 0.75 (Ver Figura 5.26), tomando en cuenta el tipo de

suelo y un factor de seguridad mayor debido a que el estudio tomado como referencia, pertenece a una estructura colindante.

TABLA 5.1 FORMA ESPECTRAL Y FACTOR DE CORRECCIÓN ϕ

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

Figura 5.26 Forma espectral y factor de corrección

Fuente: Norma COVENIN 1756-2001 "Edificaciones sismorresistentes"

5.4.2 Característica y factor de la edificación

Por otro lado, la falla de la edificación en estudio puede dar origen a muy pocas pérdidas económicas, ya que como esta tendrá equipos a escala no requieren de tanta inversión. Por lo anterior mencionado, utilizando la clasificación de las edificaciones según el uso en el capítulo 6 de la Norma Covenin 1756-2001, se decidió por el grupo B2 y según la tabla 6.1 de la misma norma le corresponde un factor de importancia (α) de 1 (Ver figura 5.27).

**TABLA 6.1
FACTOR DE IMPORTANCIA**

GRUPO	α
A	1.30
B1	1.15
B2	1.00

Figura 5.27 Factor de importancia

Fuente: Norma COVENIN 1756-2001 "Edificaciones sismorresistentes"

5.4.3 Nivel de diseño

También se clasificó la estructura según el nivel de diseño requerido, ya que a pesar que la estructura está construida, para llevar a cabo su análisis, fue necesario considerar este parámetro para la obtención del espectro de diseño. Para esto se usó la Tabla 6.2 de la Norma Covenin 1756-2001, que mediante los parámetros de zonificación sísmica y el tipo de estructura según su uso, clasifica a la estructura con un nivel de diseño 3.

TABLA 6.2
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 de 10 pisos ó 30 m de altura.

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

Figura 5.28 Niveles de diseño

Fuente: Norma COVENIN 1756-2001 "Edificaciones sismorresistentes"

5.4.4 Sistema estructural resistente a sismos

En este caso se clasificó la edificación según los tipos de elementos que resisten sismos. En el punto 6.3 de la norma 1756-2001 existen 4 clasificaciones para las estructuras, de donde se tomó el tipo 3, eso entendiendo lo visto en el análisis Pushover, donde las diagonales son las que concentran la mayor cantidad de los esfuerzos.

5.4.5 Factor de reducción de respuesta.

El factor de reducción de respuesta no es más que un valor que depende de variables como la hiperestaticidad de la estructura, la ductilidad, y la sobre-resistencia, y tiene como función dividir al espectro de respuesta

para así lograr un espectro de diseño de donde se pueda obtener una aceleración que permita a la edificación poder deformarse plásticamente sin perder la estabilidad, todo esto a modo de reducir los costos de la estructura.

El método usado regularmente para la obtención del factor de reducción de respuesta es descrito en el capítulo 6 de la norma 1756-2001 “Edificaciones sismorresistentes”. En este se indica el uso de varias tablas con clasificaciones específicas, a partir de las cuales se puede determinar el uso de la estructura, el tipo de sistemas resistente a sismos, el nivel de diseño, la zona sísmica y las irregularidades estructurales de la edificación. Estas son todas las clasificaciones necesarias para obtener el R máximo que puede tener la estructura.

Entendiendo la importancia del factor de reducción de respuesta, se hace necesario la obtención de un valor de R que sea garante de la verdadera ductilidad de la estructura en estudio y sabiendo que existen varias irregularidades en la edificación que no permiten encontrar este valor de manera segura, se realizó un procedimiento que permitió la obtención de la ductilidad mediante el cual se logró un factor de reducción de respuesta adecuado. El procedimiento utilizado fue el análisis no lineal estático (Pushover) utilizando el programa computacional SAP2000.

Tabla 5.5 Valores de R obtenidos con la ductilidad

Fuente: Elaboración propia

Dirección de estudio	Ductilidad	R	R tomada
X	3	3.75	3
Y	2.2	2.75	3

Se obtuvo el factor de reducción de respuesta R mediante la ecuación $D=0,8 \cdot R$ donde D es la ductilidad, lo que arrojó dos valores, 3,75 en dirección

X y 2,75 en dirección Y. Para efectos del modelo se tomó un valor para ambas direcciones de 3, valor que está por debajo del promedio, permitiendo así ser conservador entendiendo el tipo de conexiones metálicas usadas y los perfiles de las diagonales.

Después de obtener el valor de R mediante el Pushover, sólo con fines comparativos, se determinó este parámetro mediante la forma regular usando el capítulo 6 de la norma Covenin 1756-2001.

Usando la tabla 6.4, se obtuvo un valor de R igual a 4 tomando en cuenta que el tipo de estructura es 3 y el nivel de diseño también. Este valor de R podría reducirse, considerando que existe una irregularidad de piso blando que implica multiplicar las solicitaciones del piso por 1.3. Además el R podría disminuir, sabiendo que 4 es un valor para estructuras construidas de manera adecuada y en esta edificación las diagonales no están constituidas por perfiles apropiados. Por lo tanto el valor de R pudiera ser aproximadamente 3.

NIVEL DE DISEÑO	ESTRUCTURAS DE ACERO				
	TIPO DE ESTRUCTURA (SECCION 6.3.1)				
	I ⁽¹⁾	II	III	IIIa	IV
ND3	6.0 ⁽²⁾	5.0	4.0	6.0 ⁽³⁾	2.0
ND2	4.5	4.0	-	-	1.5
ND1	2.5	2.25	2.0	-	1.25

Figura 5.29 Obtención del factor de reducción de respuesta.

Fuente: Norma COVENIN 1756-2001 "Edificaciones sismorresistentes"

Conociendo todos los valores de los parámetros que caracterizan a la estructura, se pudo representar gráficamente el espectro de respuesta y el espectro de diseño, siguiendo los lineamientos del Capítulo 7 de la Norma COVENIN 1756-2001.

Tabla 5.6 Resumen de datos necesarios para los espectros

Fuente: Elaboración propia

Datos empleados	Valores
Zona sísmica	5
Coefficiente de aceleración sísmica A_0	0.3
Forma espectral	S3
Factor de corrección (ϕ)	0.8
Clasificación según su uso	B2
Factor de importancia (α)	1
Nivel de diseño (ND)	3
Tipo de sistema estructural	3
Factor de reducción de respuesta (R)	3
Máximo periodo en intervalo constante de Espectros Normales (T^*)	1
Factor de Magnificación de promedio (β)	2.8
Exponente que define la rama descendente del Espectro (p)	1
Periodo a partir del cual el Espectro tiene el valor constante (T_0)	0.25
Período de Variación de Respuesta (T_+)	0.2

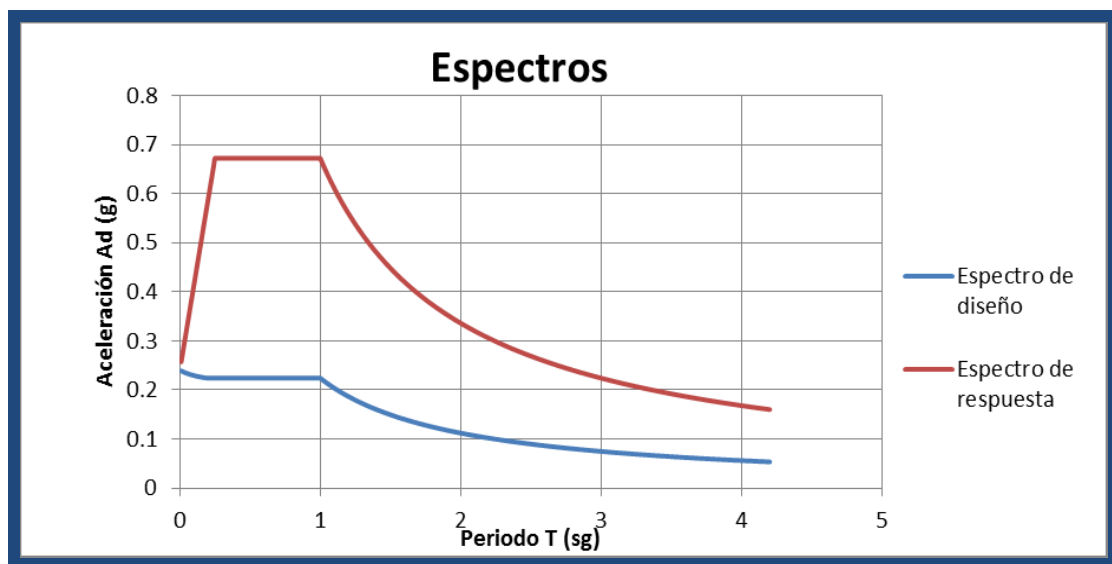


Figura 5.30 Espectro de Diseño y de Respuesta

Fuente: Elaboración propia.

5.5 Combinaciones de Carga

Como establece el Capítulo 10 de la Norma COVENIN 1618:1998, de acuerdo a lo que se refiere a las solicitaciones sobre la estructura, indica que para una estructura de acero deben ser estudiadas las siguientes combinaciones:

1. $U = 1,4CP$
2. $U = 1,4CP + 1,6CV + 0,5CVT$
3. $U = 1,2CP + 0,5(CV + CVT) \pm Sx \pm 0,3Sy$
4. $U = 1,2CP + 0,5(CV + CVT) \pm 0,3Sx \pm Sy$
5. $U = 0,9CP \pm Sx \pm 0,3Sy$
6. $U = 0,9CP \pm 0,3Sx \pm Sy$

La norma COVENIN 1756-2001 establece en su Capítulo 8, con respecto a las solicitaciones sísmicas, que para cada una de ellas, al valor absoluto de cada solicitación debida a un componente sísmico horizontal, se le incorporará el 30% de la misma solicitación debida a la componente sísmica ortogonal. También se alternan los signos + y -, para su combinación con las cargas gravitatorias presentes en las combinaciones mencionadas.

Las combinaciones de cargas presentadas anteriormente se aplicarán en las zonas fusibles de la estructura, mientras que para los demás elementos que requieren mantenerse en el rango elástico se aplicarán además, las combinaciones siguientes.

$$U = 1,2CP + 0,5(CV + CVT) \pm \Omega S$$
$$U = 0,9CP \pm \Omega S$$

Como se logra observar, en las combinaciones anteriores el valor del sismo esta multiplicado por un factor de amplificación que depende del nivel de desempeño sismorresistente con el que cuenta la estructura.

La norma agrega también unas combinaciones de carga con solicitaciones de viento, las cuales no fueron agregadas al modelo estructural. La edificación no presenta un tamaño considerable para que la fuerza del viento de la zona cause una influencia no despreciable en el análisis estructural.

5.6 Modelo analizado

Una vez analizada todas las características anteriores, se procedió a la realización del modelo gráfico de la estructura Noroeste 3 en el programa CSI ETABS V9.7, donde se incluyó toda la información recopilada.

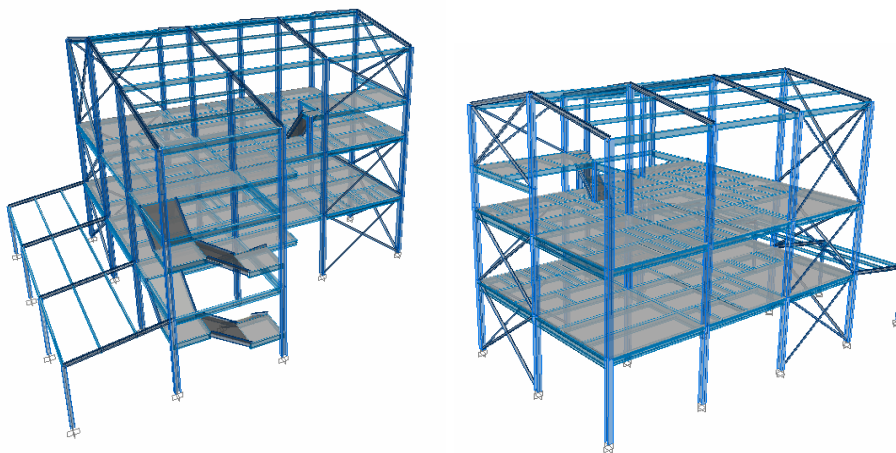


Figura 5.31 Vista de los modelos ya realizados

Fuente: Elaboración propia.

CAPITULO 6

ANÁLISIS DE RESULTADOS

Para el análisis de la respuesta sísmica de la estructura Noroeste 3, se trabajó con las especificaciones de la norma 1756-2001 “Edificaciones sismorresistentes”, la norma AISC 360-05 “Especificaciones para edificaciones de acero estructural y la norma AISC 341-05 “Disposiciones sísmicas para edificaciones de acero estructural”

En este capítulo se realizó en primer lugar el análisis dinámico de la estructura, en el cual se incluyen los análisis de los parámetros como la deriva elástica e inelástica, las masas participativas, los modos de vibración, los periodos y la cortante basal. En segundo lugar, se realizó el análisis estático de la estructura, donde se determinó si los elementos de acero que la conforman, cumplen con los parámetros establecidos en las normas AISC para el nivel de desempeño sismorresistente característico de esta estructura.

6.1 Peso de la estructura

A continuación se presenta la definición de la participación de las masas en el programa.

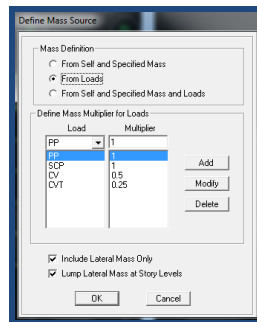


Figura 6.1 Origen de las masas definidas en el Etabs 9.7

Fuente: Programa ETABS V9.7

Con las masas definidas se procedió a obtener el peso de la estructura por nivel, a través del programa, creando una combinación de cargas que mantuvo los parámetros de la figura 6.1.

Tabla 6.1 Peso de la estructura

Fuente: Elaboración propia

Nivel		Peso (kg)
TECHO	Superior	1353.18
TECHO	Inferior	18868.23
NIVEL6000	Superior	97435.76
NIVEL6000	Inferior	104255.73
NIVEL3000	Superior	174050.56
NIVEL3000	Inferior	183739.26

6.2 Cortante basal.

La norma 1756-2001 en su artículo 9.6.2.1, establece que la Cortante Basal deducida de la combinación modal o Cortante Basal Dinámica (Vox y Voy), debe ser mayor que el valor de la Cortante Basal Estática (Vo) determinado para un período $T=1,6 T_a$. En el caso de que esta verificación no se cumpliera, la norma obliga a multiplicar un factor de corrección a la aceleración de gravedad de la forma espectral en la dirección que corresponda.

En la tabla 6.2 se muestran las cortantes basales que se obtuvieron del programa y resaltado se observan las cortantes de piso que se usaron para la verificación.

Para comprobar dichos valores se calculó la Cortante Basal estática para dicho período ($1,6 T_a$), una vez que se obtuvo, se procedió a compararlo con la cortante basal obtenida por el programa. Aquí se observó

que la verificación fue correcta, evitando así la utilización del factor de seguridad.

En las tablas 6.3 y 6.4 se presentan los datos necesarios y los cálculos hechos para la verificación de la cortante basal.

Tabla 6.2 Corte por piso

Fuente: Elaboración propia

Nivel		Dirección de sismo	VX (kg)	VY (kg)
TECHO	Superior	SX	957.41	175.04
TECHO	Inferior	SX	1434.27	360.32
TECHO	Superior	SY	97.6	965.79
TECHO	Inferior	SY	243.08	2082.12
NIVEL6000	Superior	SX	22305.5	4036.21
NIVEL6000	Inferior	SX	22798.66	4113.04
NIVEL6000	Superior	SY	3983.55	23504.88
NIVEL6000	Inferior	SY	4102.45	24075.49
NIVEL3000	Superior	SX	31675.34	5546.94
NIVEL3000	Inferior	SX	31818.04	5557.92
NIVEL3000	Superior	SY	5528.06	32361.4
NIVEL3000	Inferior	SY	5557.95	32547.72

Tabla 6.3 Datos necesarios para la verificación de cortante basal

Fuente: Elaboración propia

Tipo de Edificación	Altura de la Edificación
Tipo de Estructura 3	hn (m) =10.85
Nivel de Diseño	Coeficiente de Aceleración Horizontal
ND3	Ao= 0,30
Clasificación según su uso	Factor de Importancia
Grupo B2	$\alpha = 1$
Zona Sísmica	Factor de Reducción de Respuesta
5	R = 3
Forma espectral	Máximo Periodo
S3	T* (s) = 1
Numero de Niveles	
N =3	

Tabla 6.4 Cálculos para verificar cortante basal

Fuente: Elaboración propia

Período Estimado		Cortante estático Basal	
Ta= 0.05 x (hedif)^3/4		V estático=μ*Ad*W	
Ta(sg)=	0.30	Vo(kg) =	30468
Factor de Minoración		Verificación del Coeficiente Sísmico	
μ=1.4((N+9)/(2N+12))		Se debe cumplir que:	
μ=	0.93	$\frac{Ao * \alpha}{R} \leq \frac{Vo}{w}$	
μ=0.8+1/20 ((T/T*) -1)			
μ=	0.77	Vo/W =	0.20
Período Fundamental		(α*Ao)/R =	0.1
T=1.6*Ta		Revisión del cortante basal	
T(sg)=	0,72	Se debe Cumplir que :	
Aceleración para T		V estático < V dinámico	
Ad(g)=	0.21	Cortante Basal Dinámico del Programa	
Peso de la Estructura		Vox (kg)	31818
W (kg)=	183739.26	Voy (kg)	32548

Cumple

Cumple

Cumple

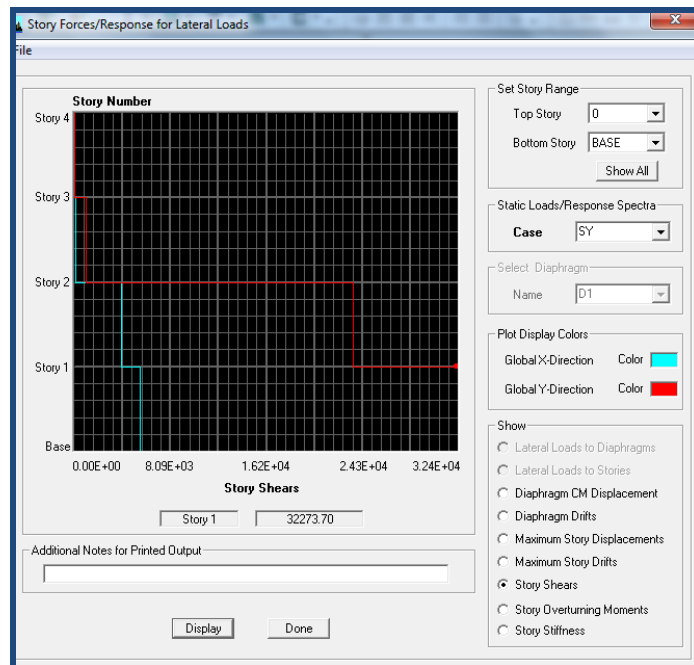


Figura 6.2 Gráfico de la cortante basal en dirección Y

Fuente: Programa Etabs V9.7

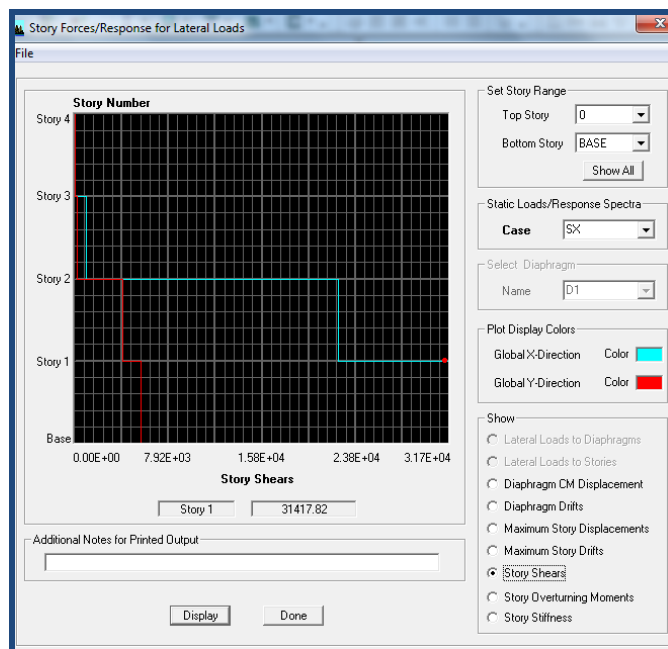


Figura 6.3 Gráfico de la cortante por piso en dirección X

Fuente: Programa Etabs V9.7.

6.3 Deriva.

La deriva es la diferencia en los desplazamientos laterales totales entre dos pisos consecutivos y se calcula según lo establecido en el Capítulo 10 de la norma Covenin 1756-2001 el cual establece lo siguiente:

El desplazamiento lateral total Δ_i del nivel i se calcula como:

$$\Delta_i = 0.8 R \Delta_{ei} \quad (10.1)$$

Dónde:

- R = Factor de reducción de respuesta
- Δ_{ei} = Desplazamiento lateral del nivel i calculado para las fuerzas de diseño, suponiendo que la estructura se comporta

elásticamente, incluyendo: los efectos traslacionales, de torsión en planta y $P-\Delta$.

Dicha norma en su tabla 10.1 establece que las edificaciones pertenecientes al grupo B2, susceptibles a sufrir daños por deformaciones de la estructura, tendrán una deriva máxima de 0,018. A continuación se presenta la tabla 6.5 y 6.6 donde se verifican que los valores de las derivas elásticas, calculadas con la fórmula anterior, no sobrepasen el valor de 0.018 mencionado anteriormente.

Tabla 6.5 Verificación de derivas en dirección X

Fuente: Elaboración propia

Nivel	Deriva elástica X	Deriva inelástica X	Verificación con la norma
TECHO	0.00714	0.017136	Cumple
NIVEL6000	0.001223	0.0029352	Cumple
NIVEL3000	0.001198	0.0028752	Cumple

Tabla 6.6 Verificación de derivas en dirección Y

Fuente: Elaboración propia

Nivel	Deriva elástica Y	Deriva inelástica Y	Verificación con la norma
TECHO	0.002457	0.0058968	Cumple
NIVEL6000	0.001416	0.0033984	Cumple
NIVEL3000	0.001161	0.0027864	Cumple

Como se logra ver en las tablas anteriores, todas las derivas elásticas cumplen con la norma al no sobrepasar el valor de 0.018. Solo en la deriva del techo en la dirección X se ve una aproximación al límite, esto debido a que este punto es el más alto de la estructura, y también es el nivel que se

caracteriza por presentar la irregularidad de piso blando por la altura de entre piso que tiene. A continuación se muestra gráficamente la deriva por nivel.

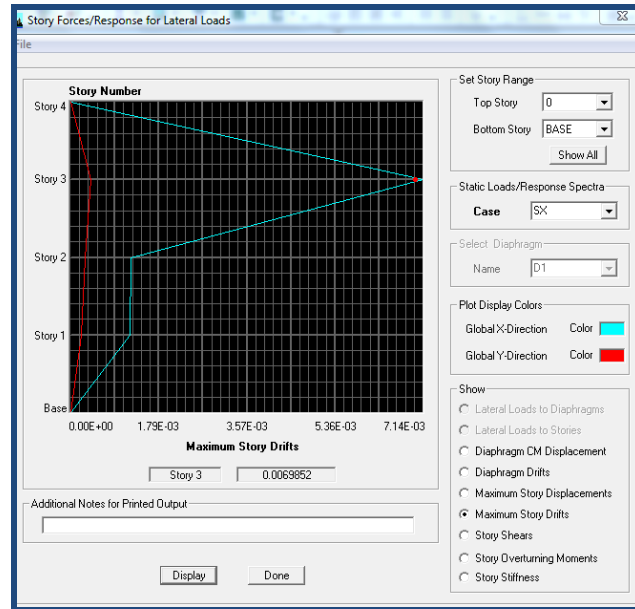


Figura 6.4 Gráfica de deriva en dirección X

Fuente: Programa Etabs V9.7

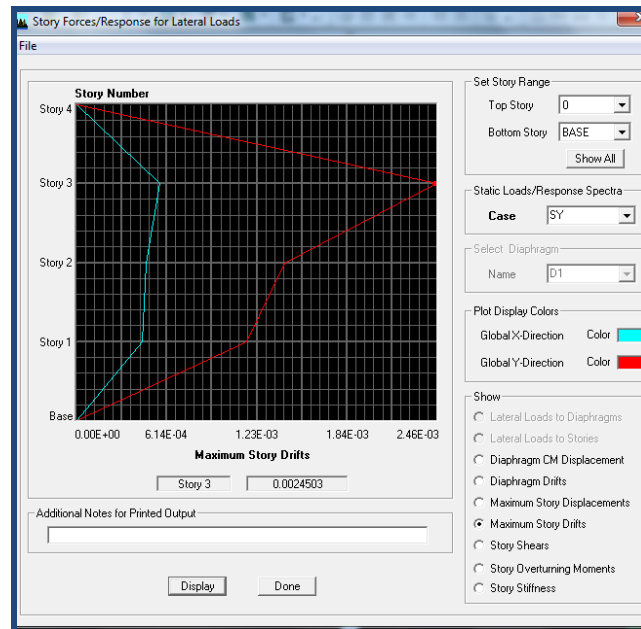


Figura 6.5 Gráfica de deriva en dirección X.

Fuente: Programa ETABS V9.7

6.4 Centro de masa

A continuación se muestra los centros de masas y los centros de rigidez que fueron obtenidos directamente del programa.

Tabla 6.7 Centros de masa y centros de rigidez

Fuente: Elaboración propia

Nivel	XCM (m)	YCM (m)	XCR (m)	YCR (m)
NIVEL6000	5.814	8.21	6.259	8.434
NIVEL3000	5.488	7.796	5.087	7.609

6.5 Análisis modal

El Capítulo 9 de la norma COVENIN 1756-2001 establece que el número de modos de vibración a utilizar en el análisis es aquel que garantice que la suma de las masas participativas en cada una de las direcciones horizontales del sismo, exceda el noventa por ciento (90%) de la masa total del edificio. En la siguiente tabla se muestra los modos de vibración de la estructura, con los porcentajes de la masa que participa en cada uno de ellos y también se muestran los periodos.

Tabla 6.8 Análisis modal

Fuente: Elaboración propia

Modos	Periodos (sg)	Masas participativas (%)			
		X	Y	Sumatoria X	Sumatoria Y
1	0.35	73	0.8	73	0.8
2	0.32	0.5	86	73.5	86.8
3	0.27	16	0.07	89.5	86.87
4	0.23	0.08	0.01	89.58	86.88
5	0.21	0.01	0.57	89.59	87.45
6	0.2	0.01	2.68	89.6	90.13
7	0.17	0.05	0.85	89.65	90.98
8	0.16	4.85	0.11	94.5	91.09
9	0.16	0.41	0.13	94.91	91.22
10	0.15	0.06	0.89	94.97	92.11
11	0.15	0.12	0.01	95.09	92.12
12	0.15	0.03	0.01	95.12	92.13

Como se logra ver, con el número de modos analizados, se logra superar el 90 % de la participación de masa, cumpliendo así con la norma 1756-2001.

En las figuras mostradas a continuación se muestran los primeros modos de la estructura los cuales son trasnacionales. Además se logra observar como las direcciones de los movimientos son casi paralelos al eje X y eje Y.

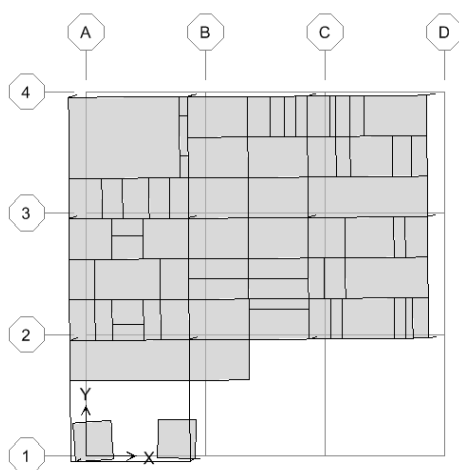


Figura 6.6 Modo 1 traslacional en X

Fuente: Programa ETABS V9.7

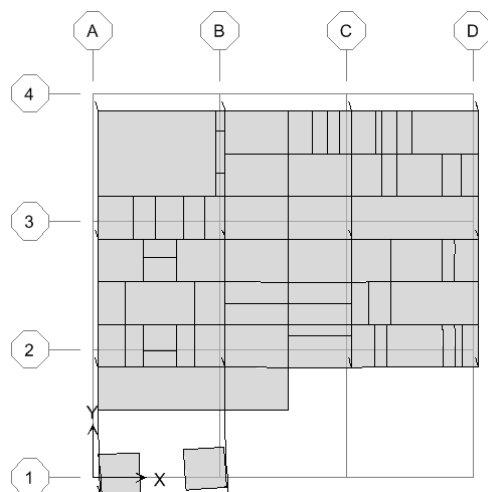


Figura 6.7 Modo 2 traslacional en Y

Fuente: Programa ETABS V9.7

6.6 Nivel de desempeño estructural según las normas AISC.

Se hace necesario conocer que para el factor de reducción de respuesta igual a 3 en estructuras tipo 3, no existe un nivel de diseño identificado (Ver figura 7.1). Sin embargo entendiendo que la estructura se encuentra en una zona sísmica 5 y un grupo B2, el nivel de diseño que corresponde es igual a 3.

NIVEL DE DISEÑO	ESTRUCTURAS DE ACERO				
	TIPO DE ESTRUCTURA (SECCION 6.3.1)				
	I ⁽¹⁾	II	III	IIIa	IV
ND3	6.0 ⁽²⁾	5.0	4.0	6.0 ⁽³⁾	2.0
ND2	4.5	4.0	-	-	1.5
ND1	2.5	2.25	2.0	-	1.25

No hay ND2 para estructuras tipo 3

Figura 6.8 Obtención del factor de reducción de respuesta.

Fuente: Norma COVENIN 1756-2001 "Edificaciones sismorresistentes"

Por otra parte, existe una discrepancia respecto a los sistemas estructurales presentados por la AISC, ya que la elección de los mismos vienen dados por el nivel de diseño utilizado, lo que implicaría que en este caso se tomaría el sistema estructural SCBF y la norma AISC 360-05 menciona que para factores de reducción de respuesta menores o iguales a 3 no se hace necesario la aplicación de la norma AISC 341-05, en donde no se requeriría el uso de sistemas estructurales. Esto último viene como consecuencia de que en países como Estados Unidos, los factores de reducción de respuesta para estructuras de acero son mucho mayores que los utilizados en Venezuela.

En base a lo mencionado anteriormente, se decidió analizar la edificación como un sistema estructural SCBF (Pórticos especiales con arriostramiento concéntrico), manteniendo así los criterios para el nivel de

diseño seleccionado, e implicando así realizar revisiones adicionales a los elementos estructurales.

6.7 Factor de resistencia en elementos estructurales.

Para determinar y representar la situación de los elementos estructurales, los cuales fueron chequeados por el programa, se procedió a realizar una tabla donde se refleja el factor resultante del cociente entre la resistencia que se requiere para soportar las solicitaciones de diseño y la resistencia del elemento. Para efectos de esta investigación, este factor fue generado por el programa y se denominó Factor de Resistencia (F_R). Cabe destacar que cuando este factor arroja un valor mayor a la unidad, el elemento no se encuentra en la capacidad de soportar las solicitaciones a las cuales está siendo sometida. En el caso en que este factor sea menor a la unidad, implicaría que la columna tiene una capacidad mayor a la suma de las solicitaciones a las que está sometida.

A continuación se presenta en la Tabla 7.1 la escala de colores que representan los diferentes rangos de F_R obtenidos.

Tabla 6.9 Escala de colores para los diferentes F_R

Fuente: Elaboración propia

	0-0.5
	0.51-0.7
	0.71-0.9
	0.91-0.95
	0.96-5

6.8 Revisión en las vigas

A continuación se presenta las tablas con los factores de resistencia de las vigas, los cuales fueron presentados manteniendo los nombres

	A	B	C	D
4	A4	B4	C4	D4
3	A3	B3	C3	D3
2	A2	B2	C2	D2
1	A1	B1	C1	D1

Fuente: Programa ETABS V9.7

Fuente: Elaboración propia

98

Tabla 6.11 Fr en vigas en el Nivel 3000.

Fuente: Elaboración propia.

Nivel 3000				
Nombre asignado por el programa	Perfil tipo	Fr	Fr para corte	Esbeltez de la sección
B1	VP300 con lámina	0.315	0.135	Compacto
B2	VP300 con lámina	0.316	0.135	Compacto
B3	VP300	0.463	0.188	Compacto
B4	VP300	0.468	0.177	Compacto
B5	VP300	0.504	0.191	Compacto
B6	VP300	0.605	0.246	Compacto
B8	VP300 con lámina	0.434	0.216	Compacto
B9	VP300 con lámina	0.333	0.134	Compacto
B11	VP200 con lámina	0.176	0.077	Compacto
B13	VP200 con lámina	0.331	0.145	Compacto
B14	VP200	0.423	0.151	Compacto
B15	VP200 con lámina	0.718	0.245	Compacto
B16	VP200 con lámina	0.671	0.281	Compacto
B17	VP200 con lámina	0.27	0.121	Compacto
B19	VP200	0.355	0.125	Compacto
B20	VP200	0.076	0.016	Compacto
B31	VP200	0.439	0.149	Compacto
B33	VP200	0.388	0.147	Compacto
B34	VP200	0.449	0.175	Compacto
B43	VP200	0.352	0.131	Compacto
B44	VP200	0.401	0.131	Compacto
B45	VP200	0.607	0.218	Compacto
B51	VP200	0.084	0.047	Compacto

Tabla 6.11 Fr en vigas en el nivel 3000.(Continuación)

Nivel 3000				
Nombre asignado por el programa	Perfil tipo	Fr	Fr para corte	Esbeltez de la sección
B52	IPN14	0.462	0.067	Compacto
B131	IPN14	0.003	0.002	Compacto
B167	IPN14	0.28	0.05	Compacto
B168	IPN14	0.206	0.043	Compacto
B169	IPN14	0.28	0.05	Compacto
B346	VP200 con lámina	0.261	0.097	Compacto
B347	VP200	0.52	0.163	Compacto
B348	VP200	0.26	0.112	Compacto
B349	VP200	0.245	0.111	Compacto
B350	VP200	0.244	0.118	Compacto
B351	VP200	0.231	0.113	Compacto
B352	IPN14 con lámina	0.368	0.048	Compacto
B353	IPN14 con lámina	0.365	0.02	Compacto
B354	IPN14 con lámina	0.443	0.085	Compacto
B355	IPN14	0.399	0.085	Compacto
B356	IPN14	0.208	0.003	Compacto
B357	IPN14	0.464	0.092	Compacto
B360	VP200	0.263	0.083	Compacto
B361	VP300	0.351	0.13	Compacto
B362	VP300	0.386	0.114	Compacto

Tabla 6.12 Fr en vigas en el Nivel 6000.

Fuente: Elaboración propia

Nivel 6000				
Nombre asignado por el programa	Perfil tipo	Fr	Fr para corte	Esbeltez de la sección
B1	VP300 con lámina	0.448	0.192	Compacto
B2	VP300 con lámina	0.304	0.13	Compacto
B3	VP300	0.62	0.235	Compacto
B4	VP300	0.609	0.197	Compacto
B5	VP300	0.608	0.231	Compacto
B6	VP300	0.564	0.225	Compacto
B8	VP300 con lámina	0.483	0.244	Compacto
B9	VP300 con lámina	0.264	0.117	Compacto
B11	VP200 con lámina	0.331	0.142	Compacto
B13	VP200 con lámina	0.33	0.145	Compacto
B14	VP200	0.457	0.196	Compacto
B15	VP200 con lámina	0.719	0.229	Compacto
B16	VP200 con lámina	0.964	0.427	Compacto
B17	VP200	0.205	0.084	Compacto
B19	VP200	0.331	0.136	Compacto
B20	VP200	0.059	0.017	Compacto
B31	VP200	0.672	0.245	Compacto
B32	VP200	0.435	0.167	Compacto
B33	VP200	0.438	0.167	Compacto
B34	VP200	0.359	0.143	Compacto
B43	VP200	0.305	0.118	Compacto

Tabla 6.12 Fr en vigas en el nivel 6000 (Continuación)

Nivel 6000				
Nombre asignado por el programa	Perfil tipo	Fr	Fr para corte	Esbeltez de la sección
B44	VP200	0.347	0.137	Compacto
B45	VP200	0.715	0.29	Compacto
B51	VP200	0.045	0.035	Compacto
B52	IPN14	0.386	0.057	Compacto
B346	VP200 con lámina	0.34	0.134	Compacto
B347	VP200	0.407	0.143	Compacto
B348	VP200	0.28	0.119	Compacto
B349	VP200	0.284	0.135	Compacto
B350	VP200	0.179	0.082	Compacto
B351	VP200	0.168	0.079	Compacto
B352	IPN14 con lámina	0.42	0.081	Compacto
B353	IPN14 con lámina	0.422	0.016	Compacto
B354	IPN14 con lámina	0.482	0.101	Compacto
B355	IPN14	0.439	0.084	Compacto
B356	IPN14	0.228	0.031	Compacto
B357	IPN14	0.387	0.089	Compacto
B358	IPN14	0.269	0.081	Compacto
B360	VP200	0.28	0.081	Compacto
B361	VP300	0.49	0.095	Compacto
B362	VP300	0.573	0.059	Compacto

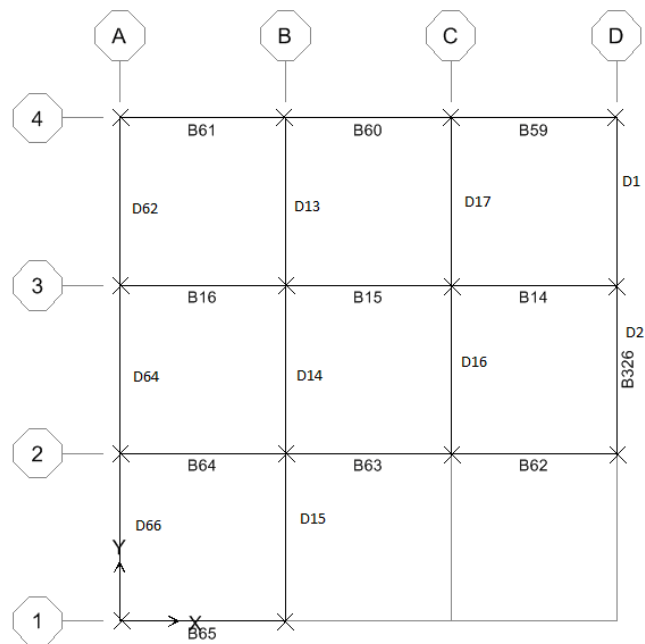


Figura 6.10 Nombre fijado por el programa a las vigas del Nivel techo.

Fuente: Programa ETABS V9.7

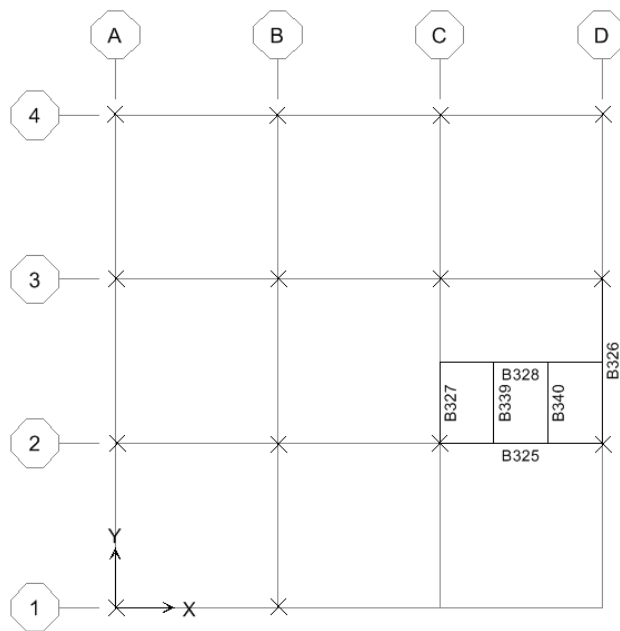


Figura 6.11 Nombre fijado por el programa a vigas del nivel Mezzanina.

Fuente: Programa ETABS V9.7

Tabla 6.13 Fr en vigas del techo y mezzanina.

Fuente: Elaboración propia

Mezzanina y Techo				
Nombre asignado por el programa	Perfil tipo	Fr	Fr para corte	Esbeltez de la sección
B14	VP200	0.054	0.019	Compacto
B15	VP200	0.049	0.019	Compacto
B16	VP200	0.049	0.019	Compacto
B325	VP200	0.269	0.102	Compacto
B326	VP200	0.389	0.057	Compacto
B327	VP200	0.348	0.241	Compacto
B328	VP200	0.261	0.1	Compacto
B339	VP140	0.075	0.034	Compacto
B340	VP140	0.008	0.003	Compacto
B386	VP200	0.141	0.056	Compacto
B388	VP200	0.256	0.06	Compacto
B390	VP200	0.156	0.054	Compacto
B59	VP200	0.063	0.022	Compacto
B60	VP200	0.063	0.022	Compacto
B61	VP200	0.063	0.022	Compacto
B62	VP200	0.063	0.022	Compacto
B63	VP200	0.063	0.022	Compacto
B64	VP200	0.054	0.019	Compacto
B65	VP200	0.063	0.045	Compacto
B65	VP200	0.063	0.022	Compacto
D1	VP160	0.142	0.021	Compacto
D13	VP160	0.306	0.05	Compacto
D14	VP160	0.304	0.05	Compacto
D15	VP160	0.232	0.026	Compacto
D16	VP160	0.305	0.05	Compacto
D17	VP160	0.305	0.05	Compacto
D2	VP160	0.137	0.021	Compacto
D62	VP160	0.144	0.022	Compacto
D64	VP160	0.138	0.021	Compacto
D66	VP160	0.235	0.025	Compacto

Tabla 6.14 Resumen de Factores de resistencia en vigas.

Fuente: Elaboración propia.

Color	Rango Fr	Niveles			Total Por Rango	Porcentaje por Rango
		3000	6000	Mezzanina y techo		
	0-0.49	38	33	30	101	89%
	0.50-0.69	4	5	0	9	8%
	0.70-0.89	1	2	0	3	3%
	0.90-0.94	0	0	0	0	0%
	0.95-5	0	1	0	1	1%

Como se logra ver en las tablas anteriores, las vigas en general tienen una capacidad mucho mayor a la demanda solicitada. Existe solo una viga en estado de falla y aun así el valor del factor de resistencia no es mayor a la unidad. Esto último puede deberse a que la única función que las vigas tienen en esta estructura es la de resistir las cargas gravitatorias, ya que todos los esfuerzos laterales se concentran en las diagonales. Por otro lado, esta estructura puede considerarse muy liviana debido a que posee un grating que genera bajo peso, equipos pequeños y una carga por uso mínima. En la tabla 6.12 también puede apreciarse que todas las secciones de los perfiles de acero son compactas como lo exige la norma AISI.

6.9 Revisión en columnas.

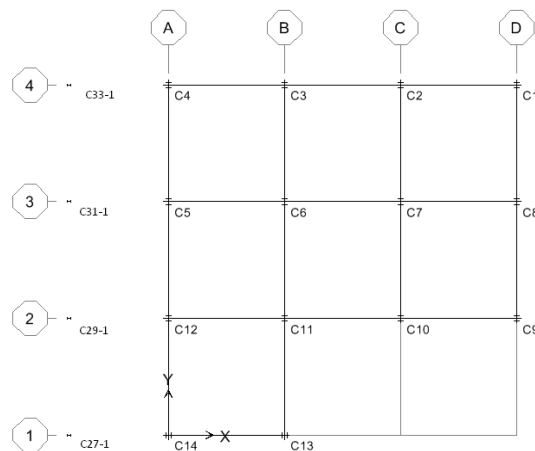


Figura 6.12 Nombre fijado por el programa a las columnas en el Nivel 3000 y 6000.

Fuente: Programa ETABS V9.7.

Tabla 6.15 Fr para las columnas en todos los niveles
(Continuación)

Nivel	Nombre asignado por el programa	Perfil tipo	Fr	Fr en corte
6000	C3	CP200	0.13	0.019
6000	C4	CP200	0.133	0.009
6000	C5	CP200	0.311	0.006
6000	C6	CP200	0.309	0.011
6000	C7	CP200	0.281	0.01
6000	C8	CP200	0.253	0.007
6000	C9	CP200	0.192	0.009
6000	C10	CP200	0.301	0.031
6000	C11	CP200	0.147	0.019
6000	C12	CP200	0.072	0.005
6000	C13	CP200	0.328	0.099
6000	C14	CP200	0.378	0.076
TECHO	C5	CP200	0.259	0.003
TECHO	C6	CP200	0.242	0.004
TECHO	C7	CP200	0.24	0.004
TECHO	C8	CP200	0.209	0.014
TECHO	C1-2	CP200	0.063	0.003
TECHO	C9-2	CP200	0.196	0.018
TECHO	C4-2	CP200	0.071	0.004
TECHO	C12-2	CP200	0.086	0.004
TECHO	C14-2	CP200	0.066	0.003
TECHO	C3-1	CP200	0.111	0.009
TECHO	C11-1	CP200	0.121	0.008
TECHO	C13-1	CP200	0.124	0.007
TECHO	C2-2	CP200	0.11	0.009
TECHO	C10-2	CP200	0.287	0.059
Mezzanina	C26-1	VP200	0.009	0
Mezzanina	C15-1	CP140	0.288	0.092

En la tabla 6.14 se logra observar que la condición de las columnas es muy parecida a la que presentan las vigas, ya que estas no logran alcanzar un factor de resistencia mayor que 0.5. Esta situación puede ser explicada con las bajas cargas gravitatorias y a la concentración de esfuerzos laterales en las diagonales.

Las condiciones anteriormente mostradas en las columnas cambian al realizarse el análisis no lineal, ya que es ahí donde se observa lo que sucede

cuando las diagonales fallan y pasa a ser la columna junto con las vigas el medio por el cual se concentran los esfuerzos laterales.

Para sistemas estructurales SCBF también es necesario la aplicación de otros parámetros de comprobación en las columnas. El primero trata de la amplificación del sismo por 2 en los casos donde $P_u/\phi P_n > 4$, o en otras palabras, el Fr sobrepase el 40%. La segunda comprobación va referida a las secciones de las columnas, porque que todas deben ser sísmicamente compactas.

Tabla 6.16 Cálculo de esbeltez de sección para la columna C1 Nivel 3000.

Fuente: Elaboración propia

Alas de columna		
Largo del ala (mm)	$b_f =$	200
Ancho del ala (mm)	$t_f =$	12
	$b_f/2*t_f =$	8.33
	$0.3 * \sqrt{E/F_y} =$	8.64
	$\frac{b_f}{2 * t_f} < 0.3 * \sqrt{E/F_y}$	Cumple
Alma de columna		
Altura del alma (mm)	$h =$	171
Ancho del alma (mm)	$t_w =$	10
	$P_u/\phi P_y = P_u/(\phi * f_y * \text{área}) =$	0.069
	$h/t_w =$	17.1
	$3,14 * \sqrt{\frac{E_s}{f_y}} * (1 - 1,54 * \frac{P_u}{\phi P_y})$	68.56
	$\frac{h}{t_w} < 3,14 * \sqrt{\frac{E_s}{f_y}} * (1 - 1,54 * \frac{P_u}{\phi P_y})$	Cumple

Tabla 6.17 Fr para columnas con el sismo amplificado por 2.

Fuente: Elaboración propia.

Nivel	Nombre asignado por el programa	Perfil tipo	Fr	Fr en corte	Esbeltez de sección
3000	C1	CP200	0.34	0.039	Compacto sísmico
3000	C2	CP200	0.358	0.041	Compacto sísmico
3000	C3	CP200	0.553	0.042	Compacto sísmico
3000	C4	CP200	0.627	0.037	Compacto sísmico
3000	C5	CP200	0.668	0.039	Compacto sísmico
3000	C6	CP200	0.519	0.04	Compacto sísmico
3000	C7	CP200	0.46	0.038	Compacto sísmico
3000	C8	CP200	0.626	0.041	Compacto sísmico
3000	C9	CP200	0.611	0.043	Compacto sísmico
3000	C10	CP200	0.557	0.037	Compacto sísmico
3000	C11	CP200	0.389	0.046	Compacto sísmico
3000	C12	CP200	0.37	0.039	Compacto sísmico
3000	C13	CP200	0.795	0.245	Compacto sísmico
3000	C14	CP200	0.674	0.168	Compacto sísmico
3000	C27-1	IPN14	0.403	0.042	Compacto sísmico
3000	C29-1	IPN14	0.411	0.042	Compacto sísmico
3000	C31-1	IPN14	0.424	0.045	Compacto sísmico
3000	C33-1	IPN14	0.45	0.048	Compacto sísmico
6000	C1	CP200	0.114	0.008	Compacto sísmico
6000	C2	CP200	0.129	0.013	Compacto sísmico
6000	C3	CP200	0.188	0.033	Compacto sísmico
6000	C4	CP200	0.186	0.013	Compacto sísmico
6000	C5	CP200	0.466	0.009	Compacto sísmico
6000	C6	CP200	0.455	0.022	Compacto sísmico
6000	C7	CP200	0.432	0.015	Compacto sísmico
6000	C8	CP200	0.398	0.011	Compacto sísmico

Tabla 6.17 Fr para columnas con el sismo amplificado por 2 (Continuación)

Nivel	Nombre asignado por el programa	Perfil tipo	Fr	Fr en corte	Esbeltez de sección
6000	C9	CP200	0.243	0.014	Compacto sísmico
6000	C10	CP200	0.339	0.033	Compacto sísmico
6000	C11	CP200	0.194	0.033	Compacto sísmico
6000	C12	CP200	0.112	0.011	Compacto sísmico
6000	C13	CP200	0.5	0.187	Compacto sísmico
6000	C14	CP200	0.552	0.134	Compacto sísmico
TECHO	C5	CP200	0.439	0.007	Compacto sísmico
TECHO	C6	CP200	0.423	0.008	Compacto sísmico
TECHO	C7	CP200	0.42	0.006	Compacto sísmico
TECHO	C8	CP200	0.375	0.026	Compacto sísmico
TECHO	C1-2	CP200	0.092	0.005	Compacto sísmico
TECHO	C9-2	CP200	0.274	0.034	Compacto sísmico
TECHO	C4-2	CP200	0.113	0.008	Compacto sísmico
TECHO	C12-2	CP200	0.123	0.008	Compacto sísmico
TECHO	C14-2	CP200	0.098	0.006	Compacto sísmico
TECHO	C3-1	CP200	0.176	0.016	Compacto sísmico
TECHO	C11-1	CP200	0.182	0.016	Compacto sísmico
TECHO	C13-1	CP200	0.202	0.014	Compacto sísmico
TECHO	C2-2	CP200	0.142	0.011	Compacto sísmico
TECHO	C10-2	CP200	0.356	0.09	Compacto sísmico
Mezzanina	C26-1	VP200	0.012	0	Compacto sísmico
Mezzanina	C15-1	CP140	0.31	0.118	Compacto sísmico

En la tabla 6.15 se muestra el Fr de las columnas con el sismo amplificado por 2; es necesario resaltar que la amplificación solo se realiza en las columnas cuyo Fr (capacidad/demanda) supera el 40% y que solo en el caso de esta investigación se presentó para todas las columnas por razones de facilidad.

En base a lo anterior, es posible observar que ninguna columna falla con la amplificación sísmica, lo que implica que estas columnas están bien dimensionadas entendiéndose el sistema estructural al que pertenece (SCBF). Por último se observa que todos los perfiles que conforman el

sistema de columnas cuentan con las secciones sísmicamente compactas, requisito de necesario cumplimiento en la norma AISC.

6.10 Revisión en diagonales

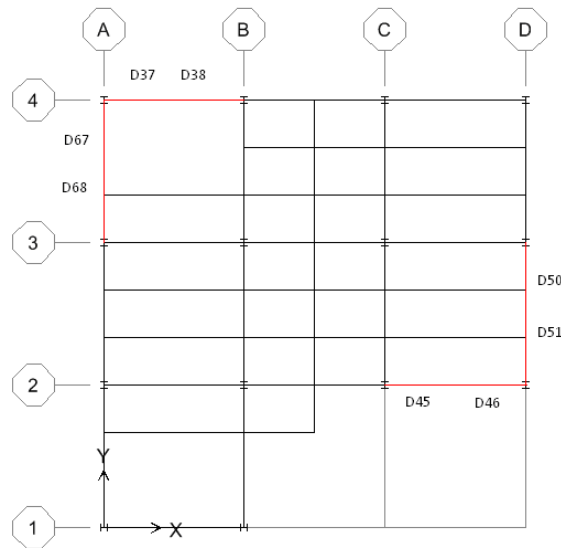


Figura 6.14 Nombre fijado por el programa a las diagonales en el Nivel 3000 y 6000

Fuente: Programa ETABS V9.7.

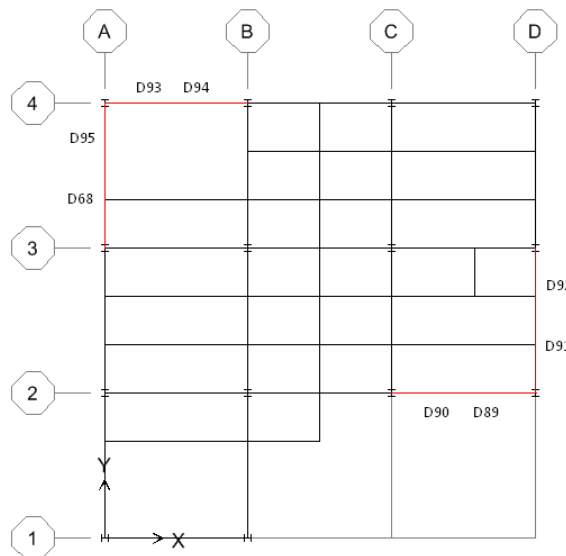


Figura 6.15 Nombre asignado por el programa a las diagonales en el Nivel Techo.

Fuente: Programa ETABS V9.7.

Tabla 6.18 Cálculo de Esbeltez en el eje X de la diagonal 45 Nivel 3000.

Fuente: Elaboración propia

Factor de longitud efectiva	$K=$	1
Longitud efectiva (cm)	$L=0.9*0.5*longitud=$	232.5
Radio de giro (cm)	$r=$	2.34
	$K*L/r=$	99.36
	$4 * \sqrt{E / F_y} =$	115
	$K * L / r < 4 * \sqrt{E / F_y}$	Cumple

Tabla 6.19 Cálculo de Esbeltez en el eje Y de la diagonal 45 Nivel 3000.

Fuente: Elaboración propia.

Factor de longitud efectiva	$K=$	1
Longitud efectiva (cm)	$L=0.9*longitud=$	465
Radio de giro (cm)	$r=$	2.34
	$K*L/r=$	198.72
	$4 * \sqrt{E / F_y} =$	115
	$K * L / r < 4 * \sqrt{E / F_y}$	No cumple

Tabla 6.20 Cálculo de esbeltez de sección para la diagonal 45 Nivel 3000.

Fuente: Elaboración propia

Largo del ala (mm)	$b=$	75
Ancho del ala (mm)	$t=$	6
	$b/t=$	12.50
	$0.30 * \sqrt{E / F_y} =$	7.33
	$\frac{b}{t} < 0.30 * \sqrt{E / F_y}$	No cumple

Tabla 6.21 Fr para las diagonales en todos los niveles y esbelteces.

Fuente: Elaboración propia.

Nivel	Nombre asignado por el programa	Sección tipo	Fr	Esbeltez de la sección	Esbeltez del elemento eje X	Esbeltez del elemento eje Y
3000	D37	L75X75X5	3.59	No es sísmicamente compacto	$KL/r < 4\sqrt{E/F_y}$	$KL/r > 4\sqrt{E/F_y}$
3000	D38	L75X75X5	3.53	No es sísmicamente compacto	$KL/r < 4\sqrt{E/F_y}$	$KL/r > 4\sqrt{E/F_y}$
3000	D45	L75X75X5	3.04	No es sísmicamente compacto	$KL/r < 4\sqrt{E/F_y}$	$KL/r > 4\sqrt{E/F_y}$
3000	D46	L75X75X5	3.31	No es sísmicamente compacto	$KL/r < 4\sqrt{E/F_y}$	$KL/r > 4\sqrt{E/F_y}$
3000	D50	L75X75X5	3.51	No es sísmicamente compacto	$KL/r < 4\sqrt{E/F_y}$	$KL/r > 4\sqrt{E/F_y}$
3000	D51	L75X75X5	3.45	No es sísmicamente compacto	$KL/r < 4\sqrt{E/F_y}$	$KL/r > 4\sqrt{E/F_y}$
3000	D67	L75X75X5	3.61	No es sísmicamente compacto	$KL/r < 4\sqrt{E/F_y}$	$KL/r > 4\sqrt{E/F_y}$
3000	D68	L75X75X5	3.45	No es sísmicamente compacto	$KL/r < 4\sqrt{E/F_y}$	$KL/r > 4\sqrt{E/F_y}$
6000	D37	L75X75X5	2.96	No es sísmicamente compacto	$KL/r < 4\sqrt{E/F_y}$	$KL/r > 4\sqrt{E/F_y}$
6000	D38	L75X75X5	2.63	No es sísmicamente compacto	$KL/r < 4\sqrt{E/F_y}$	$KL/r > 4\sqrt{E/F_y}$
6000	D45	L75X75X5	2.36	No es sísmicamente compacto	$KL/r < 4\sqrt{E/F_y}$	$KL/r > 4\sqrt{E/F_y}$
6000	D46	L75X75X5	2.64	No es sísmicamente compacto	$KL/r < 4\sqrt{E/F_y}$	$KL/r > 4\sqrt{E/F_y}$
6000	D50	L75X75X5	3.06	No es sísmicamente compacto	$KL/r < 4\sqrt{E/F_y}$	$KL/r > 4\sqrt{E/F_y}$
6000	D51	L75X75X5	3.10	No es sísmicamente compacto	$KL/r < 4\sqrt{E/F_y}$	$KL/r > 4\sqrt{E/F_y}$
6000	D67	L75X75X5	3.09	No es sísmicamente compacto	$KL/r < 4\sqrt{E/F_y}$	$KL/r > 4\sqrt{E/F_y}$
6000	D68	L75X75X5	3.50	No es sísmicamente compacto	$KL/r < 4\sqrt{E/F_y}$	$KL/r > 4\sqrt{E/F_y}$
TECHO	D68	L75X75X5	0.33	No es sísmicamente compacto	$KL/r > 4\sqrt{E/F_y}$	$KL/r > 4\sqrt{E/F_y}$
TECHO	D89	L75X75X5	0.07	No es sísmicamente compacto	$KL/r < 4\sqrt{E/F_y}$	$KL/r > 4\sqrt{E/F_y}$
TECHO	D90	L75X75X5	0.17	No es sísmicamente compacto	$KL/r < 4\sqrt{E/F_y}$	$KL/r > 4\sqrt{E/F_y}$
TECHO	D91	L75X75X5	0.24	No es sísmicamente compacto	$KL/r < 4\sqrt{E/F_y}$	$KL/r > 4\sqrt{E/F_y}$
TECHO	D92	L75X75X5	0.24	No es sísmicamente compacto	$KL/r < 4\sqrt{E/F_y}$	$KL/r > 4\sqrt{E/F_y}$
TECHO	D93	L75X75X5	0.15	No es sísmicamente compacto	$KL/r < 4\sqrt{E/F_y}$	$KL/r > 4\sqrt{E/F_y}$
TECHO	D94	L75X75X5	0.12	No es sísmicamente compacto	$KL/r < 4\sqrt{E/F_y}$	$KL/r > 4\sqrt{E/F_y}$
TECHO	D95	L75X75X5	0.23	No es sísmicamente compacto	$KL/r < 4\sqrt{E/F_y}$	$KL/r > 4\sqrt{E/F_y}$

En la tabla 6.19 se puede observar la situación de las diagonales en la estructura Noroeste 3. En principio se tiene el factor de resistencia de donde se puede apreciar como todas las diagonales del Nivel 3000 y Nivel 6000 sobrepasan sus capacidades, incluso llegando a triplicar el valor límite que estas pueden llegar tener.

Por otra parte se puede apreciar que ninguno de los perfiles utilizados son sísmicamente compactos, de tal manera esto implicaría que ninguno de los perfiles son aptos para funcionar como arriostramientos en el sistema estructural SCBF.

Por último se calculó la esbeltez de los elementos que forman parte de las diagonales, los cuales en su gran mayoría arrojaron un resultado satisfactorio para la dirección X pero en la dirección Y todos fallaron.

En la tabla anterior se presenta el resultado de los elementos que fallan para toda la estructura, donde se puede observar que un 13% de los perfiles tienen que ser modificados ya sea por una insuficiente capacidad de resistir cargas o por no cumplir con los parámetros de la norma AISC 2005.

CAPITULO 7

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1 Conclusiones.

El presente trabajo se formalizó en el marco de un proceso para la adecuación de la estructura metálica Noroeste 3 ubicada en las instalaciones de PDVSA-INTEVEP, con la finalidad de ejecutar el proyecto de la nueva planta P-320 de AQC. Particularmente, esta investigación estuvo enfocada en la evaluación estructural de esta edificación, con el propósito de verificar si cumple con los requisitos establecidos en las normas Covenin 1756-2001, y AISC 2005.

En cumplimiento con los objetivos planteados, se identificaron los parámetros que caracterizan a la edificación objeto de estudio mediante planos físicos, digitales y la realización de visitas a campo. Se lograron obtener características generales de la estructura, tales como, las proporciones de las plantas, las dimensiones de los perfiles, las propiedades de las conexiones, las dimensiones del grating, entre otros.

En general, se observó que la edificación sufrió una gran cantidad de alteraciones estructurales posteriores a su construcción, esto debido a los cambios de uso que esta estructura ha tenido, y a modificaciones del proyecto en el momento de su edificación.

El análisis no lineal Pushover, dio como resultado una ductilidad baja en comparación con edificaciones del mismo estilo, 3 para la dirección X y 2,2 para la dirección Y. Esto pudo deberse a la baja capacidad de deformación de las diagonales, las cuales recibieron la mayor cantidad de solicitaciones por el sismo de diseño. También se observó, que entre todas

las posibles irregularidades encontradas en la identificación de los parámetros estructurales, solo la gran altura de entrepiso en los últimos niveles afectó el comportamiento de la edificación, produciendo deformaciones en las columnas que allí se ubican.

En lo que se refiere al estudio de la respuesta sísmica, la cortante basal cumple con los requisitos establecidos en la norma Covenin 1756:2001, siendo los cortes estáticos menores que los cortes dinámicos. Por otro lado, los valores obtenidos de la deriva también se encuentran dentro del rango estipulado por la norma antes mencionada, siendo los desplazamientos de entrepiso menores a 0,018.

Así mismo, los modos de vibración superaron el noventa por ciento (90%) de las masas participativas, lo cual es requisito de la norma Covenin 1756:2001, cumpliéndose a partir del sexto modo en dirección Y, y a partir del octavo modo en dirección X. Y por último el peso de la estructura fue de 183.729 kg, lo cual implica que es una estructura liviana comparada con estructuras metálicas del mismo tamaño.

En el análisis estático, en el caso de las vigas, se observó en el chequeo de la esbeltez que todas las secciones son compactas, y en el chequeo del factor de resistencia se obtuvo que todas las vigas tenían una capacidad suficiente para soportar las solicitaciones generadas. En este caso se concluyó que las vigas y las correas en esta estructura, tienen como función resistir las cargas gravitacionales y no los esfuerzos laterales, esto debido a las conexiones a cortantes y las diagonales.

En el caso de las columnas, los resultados indicaron que todos los perfiles son sísmicamente compactos, y las capacidades de estos elementos son mucho mayores que las demandas solicitadas.

En lo que se refiere a las diagonales, se observó que ninguna de las secciones era compacta sísmica, incumpliendo con la norma AISC para sistemas SCBF. Se observó también que todas fallaban por esbeltez global y que en los factores de resistencia, en los primeros dos niveles, la capacidad de estas no era suficiente.

Los resultados obtenidos en el análisis estático, muestran que la estructura requiere modificaciones en algunos perfiles de acero para poder seguir dando servicio a la nueva planta que se va a instalar. El 13% de los elementos fallaron y todos estos forman parte del sistema de arriostramiento de la estructura; las diagonales no cumplieron con los requisitos de la AISC para estructuras SCBF, a diferencia de las vigas y columnas que quedaron más bien sobredimensionadas.

Por último, es importante mencionar que las fallas que se produjeron en el modelo estructural, no están asociadas a las nuevas cargas y adecuaciones que están contempladas para el proyecto P-320, sino que a diferencia de lo que se esperaba, estos tuvieron su origen en los criterios utilizados cuando la estructura fue proyectada.

7.2 Recomendaciones.

Para que la estructura cumpla con los requisitos de las normas con las que fue revisada, se recomienda reemplazar todas las diagonales por perfiles que sean compactos sísmicos, que no sufran de esbeltez global, y que puedan resistir las solicitaciones de diseño.

En función de conocer el perfil más adecuado en remplazo de las diagonales, se realizó un predimensionamiento de los perfiles por medio de

la ecuación para la esbeltez global, y después se modelaron estos perfiles para conocer si estos resisten las solicitaciones de diseño.

Entendiendo que la configuración de la diagonal se mantendrá concéntrica en forma de X, se obtuvo que los perfiles más adecuados para colocar en reemplazo de las diagonales será el HEB120 si el perfil es colocado con el radio de giro mayor en dirección de la longitud no arriostrada, y el HEB180 si el perfil es colocado con el radio de giro mayor en la dirección arriostrada (ver Figura 7.1).

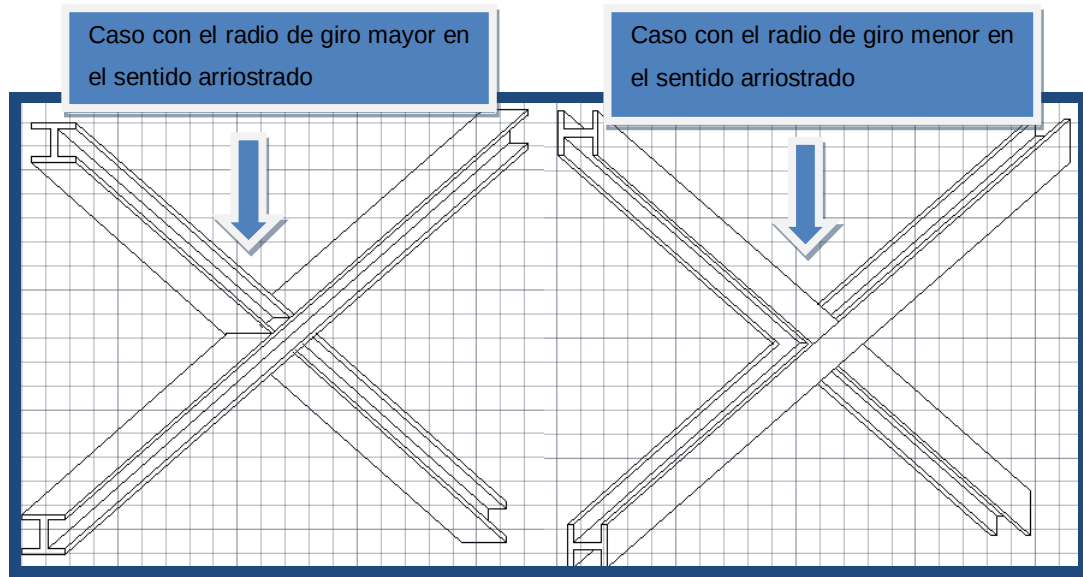


Figura 7.1 Dirección de los radios de giro de los perfiles en las diagonales.

Fuente: Elaboración propia.

Para la instalación de las nuevas diagonales es necesario diseñar las conexiones que cumplan con los requisitos de la norma AISI. Para esto es necesario que estas últimas sean diseñadas por capacidad, donde la resistencia esperada a tracción se obtendrá mediante la fórmula $R_y \cdot A_g \cdot f_y$ y la resistencia esperada a compresión se obtendrá mediante la fórmula $1,1 \cdot R_y \cdot P_n$, en donde R_y es un factor que depende del tipo de acero, A_g el

área de la sección, f_y el esfuerzo cedente, y P_n la resistencia nominal a compresión.

Se recomienda también hacer una evaluación sobre el estado de las conexiones de la estructura en general, pues no se conoce si estas cumplen con los requerimientos exigidos por la Norma AISI.

Por último es recomendable llevar a cabo una evaluación de las fundaciones de la estructura, ya que con las nuevas diagonales es muy posible que las solicitaciones que lleguen a estas, sean diferentes a las solicitaciones con las que fue diseñada la estructura originalmente.

Bibliografía

- Acerca de PDVSA*. (s.f.). Recuperado el 5 de junio de 2011, de <http://www.pdvsa.com>
- AISC 341-05 "Seismic provisions for estructural steel building". (s.f.).
- AISC 360-05 "Especificacion for estructural steel buidings". (s.f.).
- Beltran, J. F., & Herrera M, R. (2008). Las nuevas disposiciones sísmicas para edificios de acero estructural de la AISC. Santiago de Chile, Chile.
- Celigüeta, J. T. (2007). *Tecnun*. Recuperado el 20 de junio de 2011, de Analisis estructural: [http://www1.ceit.es/asignaturas/estructuras1/Teoremas fundamentales celosias.pdf](http://www1.ceit.es/asignaturas/estructuras1/Teoremas_fundamentales_celosias.pdf)
- Cenam*. (s.f.). Recuperado el 24 de junio de 2011, de Principio de Medición de Transductores de Fuerza: <http://www.cenam.mx/fyp/transductores.html>
- Covenin. (s.f.). 1756-2001" Edificiaciones sismorresistentes".
- Delgadillo Alaya, J. E. (Enero de 2005). Análisis no lineal de estructuras y la norma E-030. Peru.
- Educativa, I. L. (1998). *La ciencia para todos*. Recuperado el 25 de junio de 2011, de http://bibliotecadigital.ilce.edu.mx/sites/ciencia/volumen1/ciencia2/39/html/sec_7.html
- FEMA, 3. (s.f.). Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Building.
- Flores, O. (2008). *ingcivil-2008.blogspot*. Recuperado el 20 de junio de 2011, de Método de los Tres Momentos: <http://ingcivil-2008.blogspot.com/2008/06/mtodo-de-los-tres-momentos.html>
- Fratelli, D. I. (2003). *Diseño de estructuras metálicas*.

- Glogster. (s.f.). Recuperado el 24 de junio de 2011, de Proceso siderurgico del acero:
http://www.glogster.com/glog.php?glog_id=14634351&scale=54&isprofile=true
- Hernandez, E. (s.f.). Manual de aplicación del programa ETABS V9. *ETABS Análisis tridimensional extendido de edificaciones*.
- Jimenez Jaramillo, J. O. (2001). *Universidad nacional de Colombia*. Recuperado el 18 de junio de 2011, de Ingeniería estructural 1:
<http://www.virtual.unal.edu.co/cursos/sedes/manizales/4080020/Lecciones/Capitulo%201/NACIMIENTO%20DEL%20ANALISIS%20ESTRUCTURAL%20.htm>
- Luis, P. L. (2011). *es.scribd*. Recuperado el 17 de Junio de 2011, de Breve historia del análisis estructural:
<http://es.scribd.com/doc/53788480/Breve-Historia-Del-Analisis-Estructural>
- Montana Peña, M. A. (2010). Análisis push-over de edificios con pórticos de acero en Bogotá. Bogotá, Colombia.
- Mora, M. A., Villalba, D. J., & Maldonado, E. (2006). Deficiencias, limitaciones, ventajas y desventajas de las metodologías de análisis no lineal. *Ingenierías*.
- Navarro Ugena, C., & Castellanos Pérez, J. L. (s.f.). *OpenCourseWare*. Recuperado el 15 de junio de 2011, de Metodos generales: analisis matricial: http://ocw.uc3m.es/mecanica-de-medios-continuos-y-teoria-de-estructuras/ingenieria-estructural/material-de-clase-1/apuntes/Capitulo_8.-Analisis_matricial_de_estructuras_reticuladas.pdf
- Ortuño, N. (17 de enero de 2008). Recuperado el 4 de agosto de 2011, de ¿Como se forma el gas natural?: http://yacimientos-de-gas.blogspot.com/2008_01_01_archive.html

PaleoWriter. (2 de febrero de 2010). *Terraqueoscopio*. Recuperado el 24 de junio de 2011, de Puente de hierro en Shropshire: http://terraqueoscopio.blogspot.com/2010_02_01_archive.html

Pastó, D. (31 de marzo de 2011). *efemerides curiosas*. Recuperado el 24 de junio de 2011, de Inaugurada la Torre Eiffel: <http://efemeridescuriosas.blogspot.com/2011/03/inaugurada-la-torre-eiffel.html>

Scaletti, H. (s.f.). *Métodos de análisis para determinar la resistencia sísmica*. *Teleobjetivo*. (17 de mayo de 2008). Recuperado el 24 de junio de 2011, de Para que se usa el petróleo: <http://teleobjetivo.org/blog/para-que-se-usa-el-petroleo.html>

Anexos

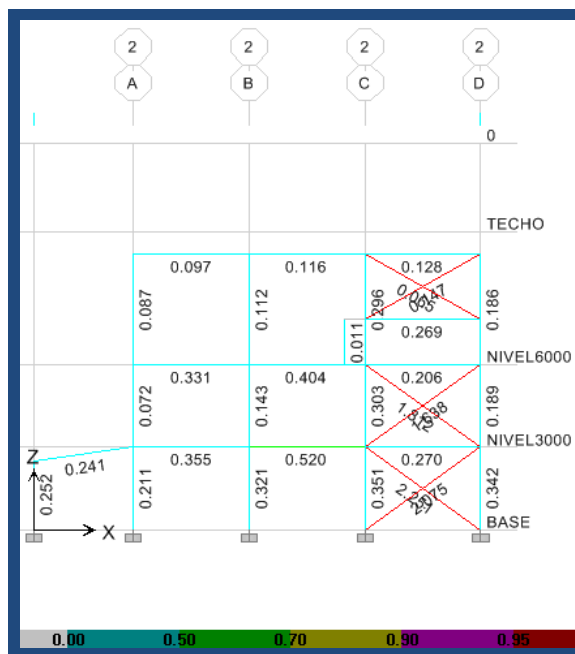
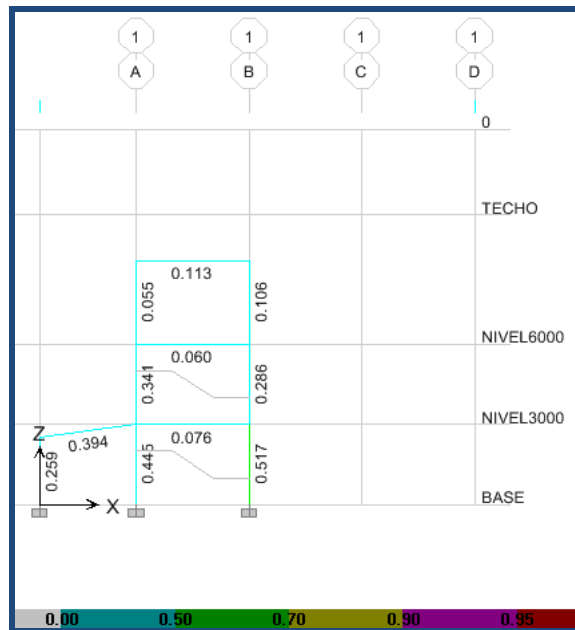
- Algunas fotos de la estructura

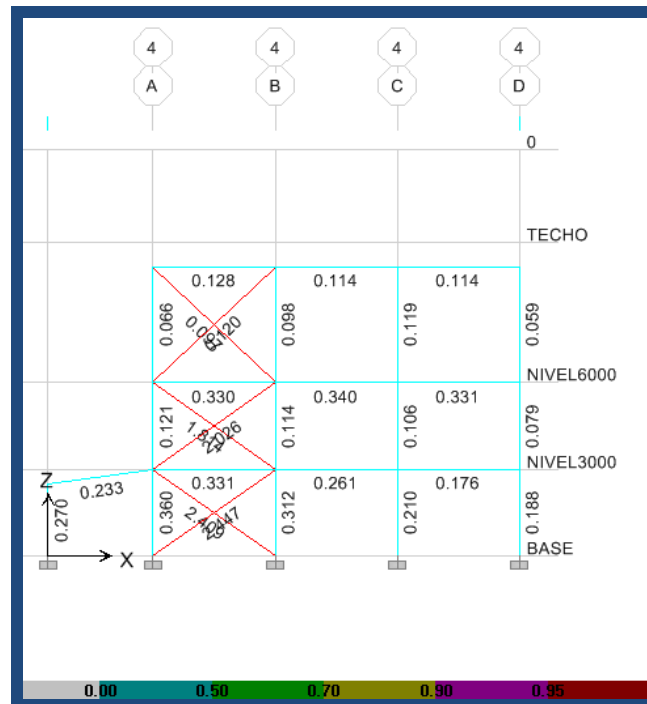


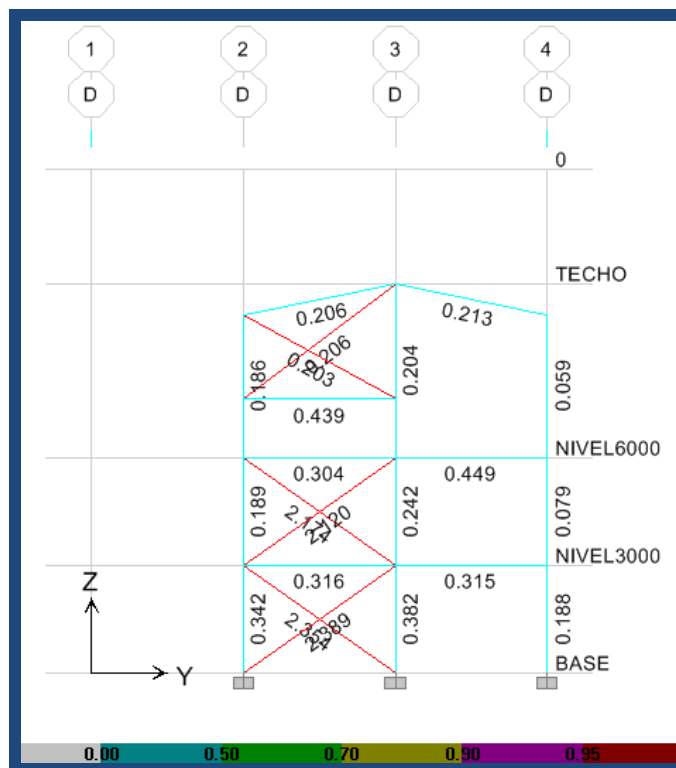
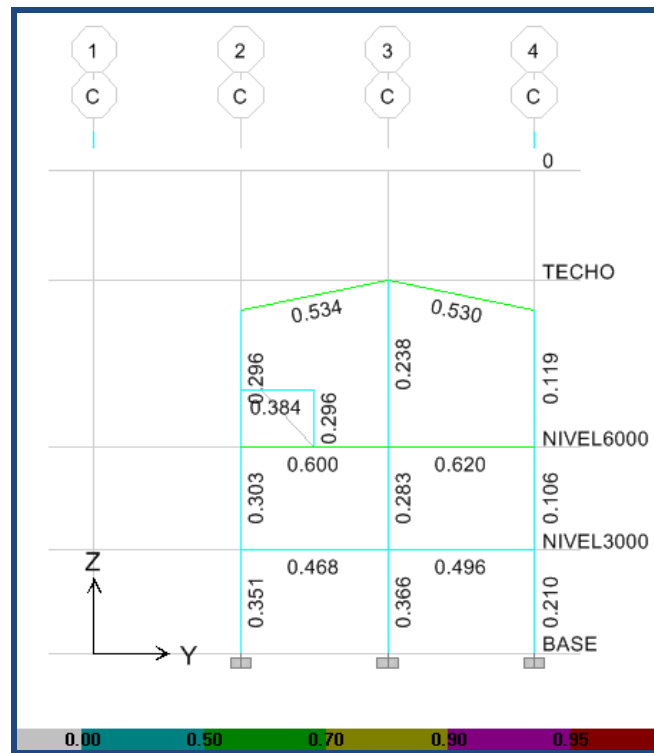




- Resultados arrojados por el programa en cada pórtico







- Resultados arrojados por el programa en las columnas con la amplificación sísmica igual a 2

