

**IMPLEMENTACIÓN DE UNA GUÍA PRÁCTICA PARA EL DESARROLLO DEL
ANÁLISIS Y DISEÑO POR ESTABILIDAD DE ESTRUCTURAS EN ACERO
APLICADO A EDIFICIOS DE DÍEZ PISOS EN LA CIUDAD DE
BUCARAMANGA, SANTANDER (COLOMBIA).**

**DANIELA ALEJANDRA ACEVEDO ORTÍZ
LUIGY FERNEY DURÁN MEDINA**

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD INGENIERÍAS FÍSICOMECAICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
BUCARAMANGA
2017**

**IMPLEMENTACIÓN DE UNA GUÍA PRÁCTICA PARA EL DESARROLLO DEL
ANÁLISIS Y DISEÑO POR ESTABILIDAD DE ESTRUCTURAS EN ACERO
APLICADO A EDIFICIOS DE DÍEZ PISOS EN LA CIUDAD DE
BUCARAMANGA, SANTANDER (COLOMBIA).**

**DANIELA ALEJANDRA ACEVEDO ORTÍZ
LUIGY FERNEY DURÁN MEDINA**

**Trabajo de grado presentado como requisito para optar al título de Ingeniero
Civil**

**DIRECTOR:
MIGUEL ANTONIO PERALTA HERNANDEZ
Magister en Ingeniería Estructural**

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD INGENIERÍAS FÍSICOMECAICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
BUCARAMANGA
2017**

AGRADECIMIENTO

A nuestros padres que siempre han estado en este gran camino que es la vida, a ellos por enseñarnos a permanecer ante las adversidades, por confiar en nosotros y por habernos regalado las mejores cosas de la vida.

A nuestro Director de Proyecto Miguel Antonio Peralta por la colaboración, la entrega y creer siempre en nuestras capacidades.

A todos nuestros profesores del pregrado por darnos la base de nuestra vida profesional.

TABLA DE CONTENIDO

	Pág.
INTRODUCCION	13
1. MARCO TEORICO	15
1.1. FUNDAMENTOS DE LA ESTABILIDAD	15
1.2. DISEÑO SISMO RESISTENTE	18
1.3. CRITERIOS PARA EL ANÁLISIS DE LA ESTABILIDAD	19
1.4. METODO DIRECTO	22
1.4.1. Análisis de Segundo Orden.	23
1.4.1.1. Efecto P- Δ	25
1.4.1.2. Efecto P- δ	26
1.4.2. Consideración de Imperfecciones.	28
1.4.2.1. Modelado Directo de las Imperfecciones.	30
1.4.3. Reducción de Rigidez.	35
1.4.4. Chequeo de Resistencia.	37
1.5. PROVISIONES DE LA NSR-10 TITULO A Y ASCE 7	39
2. ESTUDIO DE LA PROBLEMÁTICA.....	41
3. IMPLEMENTACIÓN DE ALTERNATIVAS DE SOLUCIÓN	42
3.1. PROCEDIMIENTO DE DISEÑO	42
3.2. EJERCICIO DE APLICACIÓN	42
3.3. HERRAMIENTA DEL PROGRAMA ETABS	42
4. RESULTADOS.....	43
5. CONCLUSIONES	44
6. RECOMENDACIONES.....	45
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	46
BIBLIOGRAFIA	47
ANEXOS	48
Anexo A: PROCEDIMIENTO DE DISEÑO APLICANDO EL METODO DE ANALISIS DIRECTO.....	48
Anexo B. EJEMPLO DE APLICACIÓN	58
Anexo C. HERRAMIENTA DE ETABS	128

LISTA DE FIGURAS

	Pág.
Figura 1. Modelo de pandeo por carga límite del sistema	15
Figura 2. Modelo de pandeo por bifurcación de un sistema inicialmente perfecto	15
Figura 3. Curva carga-deformación (b) de un modelo compuesto por una barra rígida y un resorte de rigidez constante (a). En la curva ocurre una inestabilidad por bifurcación, a lo cual se presenta un desplazamiento repentino del punto A al punto B	16
Figura 4. Comportamiento post-pandeo de una columna (b) elástica e (c) inelástica	17
Figura 5. Construcción de la curva de modulo tangente en una columna	17
Figura 6. Esfuerzos residuales en secciones transversales de aleta ancha	18
Figura 7. Comparación de múltiples curvas de columnas desarrolladas en la base de la desviación de la rectitud	20
Figura 8. Comparación de los métodos de longitud efectiva (a) y directo (b) para un elemento a flexo-compresión	22
Figura 9. Simplificaron del procedimiento de análisis general requerido por los criterios de estabilidad en el método de análisis directo.	22
Figura 10. Explicación de los efectos de segundo orden en vigas y columnas	23
Figura 11. Amplificación de momentos en un pórtico sin traslación lateral y con traslación lateral	24
Figura 12. Relación de M_1 y M_2 respecto a la curvatura del elemento	27

Figura 13. Tolerancias para la verticalidad de las columnas exteriores normales a la línea de edificación	28
Figura 14. (a) Desplome de columnas inicial (b) Desalineación de la rectitud de los miembros inicial.....	29
Figura 15. Comparación de las diferentes metodologías para la consideración de las imperfecciones iniciales geométricas	30
Figura 16. Primeros 10 modos de pandeo para un pórtico de 1 bahía con dos pisos	30
Figura 17. Aplicación de las cargas ficticias	32
Figura 18. Carga ficticia para carga uniforme y sistema de resistencia a carga lateral simétrico.....	33
Figura 19. Carga ficticia para carga no uniforme o sistema de resistencia a carga lateral no simétrico.....	33
Figura 20. Carga ficticia para en una distribución real de las cargas y el sistema de resistencia a carga lateral	33
Figura 21. Dirección de las cargas ficticias para las combinaciones de carga gravitacionales	34
Figura 22. Dirección de las cargas ficticias para las combinaciones con cargas laterales	35
Figura 23. Tipos de arrostramientos laterales y torsionales de vigas	39

LISTA DE ANEXOS

	Pág.
Anexo A: PROCEDIMIENTO DE DISEÑO APLICANDO EL METODO DE ANALISIS DIRECTO.....	48
Anexo B. EJEMPLO DE APLICACIÓN	58
Anexo C. HERRAMIENTA DE ETABS	128

RESUMEN

TITULO:IMPLEMENTACIÓN DE UNA GUÍA PRÁCTICA PARA EL DESARROLLO DEL ANÁLISIS Y DISEÑO POR ESTABILIDAD DE ESTRUCTURAS EN ACERO APLICADO A EDIFICIOS DE DÍEZ PISOS EN LA CIUDAD DE BUCARAMANGA, SANTANDER (COLOMBIA)*

AUTORES: DANIELA ALEJANDRA ACEVEDO ORTÍZ
LUIGY FERNEY DURAN MEDINA**

PALABRAS CLAVE: Estabilidad, método directo, efectos de segundo orden, reducción de rigidez, imperfecciones geométricas.

DESCRIPCIÓN

El diseño de edificaciones en acero estructural permite el aprovechar las ventajas que este trae en comparación a otros materiales, tal como la disminución de la carga muerta y la facilidad de ensamblaje. Actualmente en Colombia, el uso es reducido su uso debido a la falta de conocimiento respecto a los requerimientos de análisis global, que debe resolver problemas de inelasticidad, no linealidad, imperfecciones en la fabricación de miembros y construcción de la estructura, lo que obstaculiza el desarrollo económico y técnico de diversas disciplinas empleadas en el diseño, construcción y mantenimiento de estructuras que incrementan la aplicación de edificaciones cada vez más altas; para este empleo se espera una estructura más fuerte y ligera. Esta demanda requiere la solución a los problemas relacionados con la estabilidad de las mismas, que toman un papel importante en el diseño seguro.

Las edificaciones en acero estructural cambian el camino tradicional del diseño y construcción en materiales como el concreto y la mampostería estructural; además su aplicación en altura, hace posible su uso económico, justificado con el diseño de una estructura con menor peso comparado con el de los otros materiales.

El presente trabajo tiene como objeto contribuir de forma práctica e investigativa a la resolución de estos problemas desarrollando un procedimiento aplicado a una estructura ubicada en la ciudad de Bucaramanga con el fin de mostrar la correcta aplicación del método de análisis directo junto con los demás requerimientos exigidos por el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10, el cual está basado a su vez en las Normas Americanas ASCE 7, AISC 360 y AISC 341 que representan el título A,B y F de la norma vigente Colombiana.

* Trabajo de grado

** facultad de ingenierías fisicomecánicas. Escuela de Ingeniería Civil. Director. M.Sc Miguel Antonio Peralta Hernandez

ABSTRAC

TITLE: IMPLEMENTATION OF A PRACTICAL GUIDE FOR THE DEVELOPMENT OF ANALYSIS AND DESIGN BY STABILITY OF STEEL STRUCTURES APPLIED TO BUILDINGS OF TEN FLOORS IN BUCARAMANGA, SANTANDER (COLOMBIA) *

AUTHOR: DANIELA ALEJANDRA ACEVEDO ORTÍZ
LUIGY FERNEY DURAN MEDINA**

KEY WORDS: Stability, direct analysis method, second-order effects, geometric imperfections, stiffness reduction.

DESCRIPTION

The design of the structural steel buildings allows to use the advantages compared with others materials, such as the dead load's decrease and easiness of assembly. Currently in Colombia, the use is so reduced due to low knowledge respect to the requirements of global analysis which require solving problems of inelasticity, non-linearity, and fabrication of the members and construction of the structures imperfections, which hinders the development economic and technical aspects of various disciplines used in the design, construction and maintenance of structures, which around the world has generated the increase of the application of buildings increasingly high, for this job is expected a structure stronger and lighter. This demand requires the solution to the problems related to the stability of the same, which play an important role in the safe and lightweight design. Structural steel constructions change the traditional design and construction path in materials such as concrete and structural masonry, which have a larger experimental and investigative development in the region; In terms of structural steel, its application in height, makes possible its economic use, justified by the design of a structure with less weight compared to other materials.

The present work aims to contribute in a practical and investigative way to the resolution of these problems by developing a procedure applied to a structure located in the city of Bucaramanga in order to show the correct application of the method of direct analysis together with the other required requirements By the Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10., which is based in turn on the American Standards ASCE 7, AISC 360 and AISC 341 that represent the title A, B and F of the current Colombian norm.

* Bachelor thesis

** faculty of physical mechanical engineering . School of Civil Engineering. Directed by Miguel Antonio Peralta Hernandez M.Sc

INTRODUCCION

El desarrollo económico y técnico de diversas disciplinas empleadas en el diseño, construcción y mantenimiento de estructuras, tal como los procesos en manufactura: la metalurgia, la formación en frío, la extrusión y la soldadura; las teorías del comportamiento bajo carga; las tecnologías de fabricación, como el ensamblaje automático de miembros estructurales; el diseño apoyado por programas computacionales; y la eficiencia en la construcción; han generado el incremento de la aplicación de edificaciones cada vez más altas, para este empleo se espera una estructura más fuerte y ligera. Esta demanda requiere la solución a los problemas relacionados con la estabilidad de las mismas, que toman un papel importante en el diseño seguro.

Las edificaciones en acero estructural cambian el camino tradicional del diseño y construcción en materiales como el concreto y la mampostería estructural; además su aplicación en altura, hace posible su uso económico, justificado con el diseño de una estructura con menor peso comparado con el de los otros materiales.

La pretensión de este documento es desarrollar un procedimiento que permita ejemplificar la correcta aplicación, en el ámbito profesional, de los reglamentos que rigen el diseño de edificaciones en acero estructural, siendo actualmente en Colombia, el reglamento colombiano de construcción sismo resistente, NSR-10 título A, título B y título F; con la intención de facilitar, divulgar y promover el uso de estas estructuras, cumpliendo con los criterios expuestos en el reglamento ya mencionado, además el interés académico del mismo es aclarar este procedimiento para desarrollar el análisis de las edificaciones con la aplicación del método de análisis directo para el diseño por estabilidad junto con los requisitos generales descritos por los reglamentos y compararlo con las demás metodologías. Por otra parte, debido a las diferencias entre las provisiones requeridas por las normas colombianas y estadounidenses, se necesita enfocar las desigualdades en los criterios para la correcta aplicación del proceso.

Se estudiaron las bases teóricas de diversas publicaciones, las cuales se encuentran de manera resumida en el marco teórico del documento. Consecutivamente se detalla el procedimiento necesario para el realizar el correcto análisis de una estructura común ubicada en la ciudad de Bucaramanga, Colombia, la intención del trabajo no es profundizar ni explicar la filosofía de las formulaciones utilizadas por las normas más allá de su breve introducción y aplicación de forma correcta, por lo que esta fuera del alcance explorar los problemas respecto a la magnitud de los desplazamientos reales debido a movimientos sísmicos

comparados a los desplazamientos elásticos debido a las cargas de diseño especificados en las normativas y al correcto resultado de los efectos de segundo orden.

1. MARCO TEORICO

1.1. FUNDAMENTOS DE LA ESTABILIDAD

La estabilidad se define como la capacidad de un miembro o elemento de mantenerse en posición y soportar carga, aunque presente un desalineamiento debido a una carga lateral. En una estructura estable, la remoción de la carga lateral resultara en el retorno de la anterior posición cargada, a menos que algún disturbio genere la fluencia (como el aumento de la temperatura). [1]

Los problemas relacionados con la estabilidad se pueden resumir en dos casos:

1. Cuando el sistema alcanza el límite de carga antes de la bifurcación, por lo que la deformación ocurre en un único modo desde el inicio, figura 1.
2. Cuando se presenta pandeo o bifurcación del estado de equilibrio. La deformación sucede de un modo hasta llegar a una carga crítica, cambiando repentinamente a otro modo de deformación, figura 2.

Figura 1. Modelo de pandeo por carga límite del sistema [1]

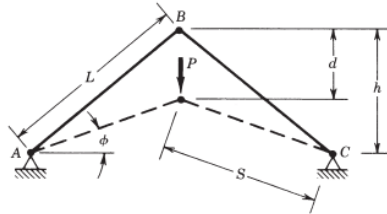
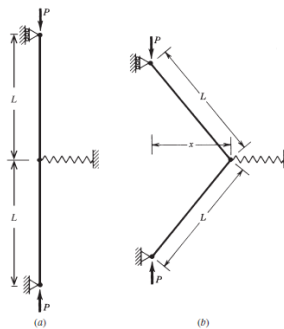
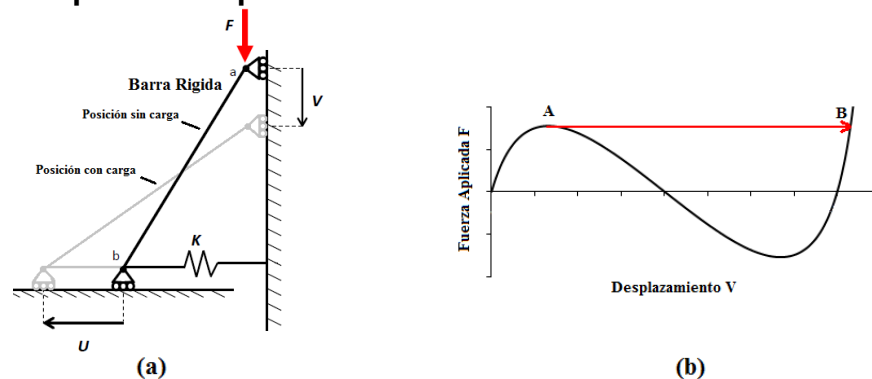


Figura 2. Modelo de pandeo por bifurcación de un sistema inicialmente perfecto [1]



Un estado de inestabilidad, comúnmente se puede definir en el caso donde un pequeño cambio en la carga, causara un gran cambio en el desplazamiento. Si este cambio en el desplazamiento es lo suficientemente largo, u ocurre en un miembro crítico de la estructura, una inestabilidad local, en un miembro o en el sistema pueden causar el colapso de la estructura entera. [2] Esta condición sucede en el máximo punto de la curva carga-deformación, figura 3 punto A.

Figura 3. Curva carga-deformación (b) de un modelo compuesto por una barra rígida y un resorte de rigidez constante (a). En la curva ocurre una inestabilidad por bifurcación, a lo cual se presenta un desplazamiento repentino del punto A al punto B.



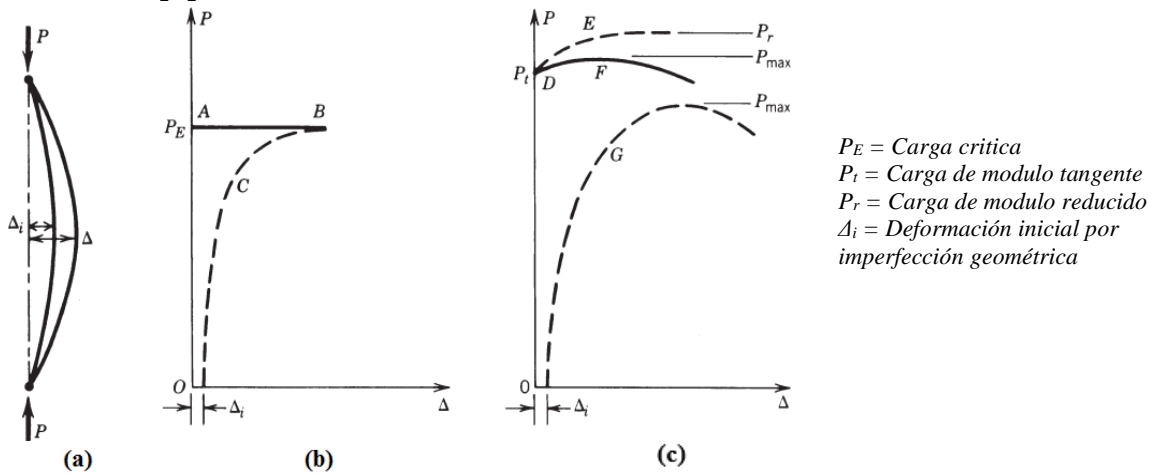
Para el caso de miembros, elementos o pórticos a compresión, la inestabilidad ocurre durante el pandeo bajo incremento de carga, en el cual la capacidad para resistir carga adicional es agotada y las deformaciones continuas resultan en el decremento de la capacidad de resistencia. [1] Debe notarse que los desplazamientos por inestabilidad en elementos a compresión no ocurren en la misma dirección de la carga que los producen.

El pandeo sucederá cuando la carga impuesta sea la carga crítica, la cual es obtenida por considerar el equilibrio o la energía potencial del sistema en una configuración deformada. Para una columna prismática recta, articulada en ambos extremos, cargada puntualmente en el centro geométrico, y siendo lo suficientemente esbelta para pandearse por bifurcación sin llegar a la carga límite, la carga crítica se determina mediante la ecuación (h). [1]

$$P_E = \frac{\pi^2 * EI}{(K * L)^2} \quad (h)$$

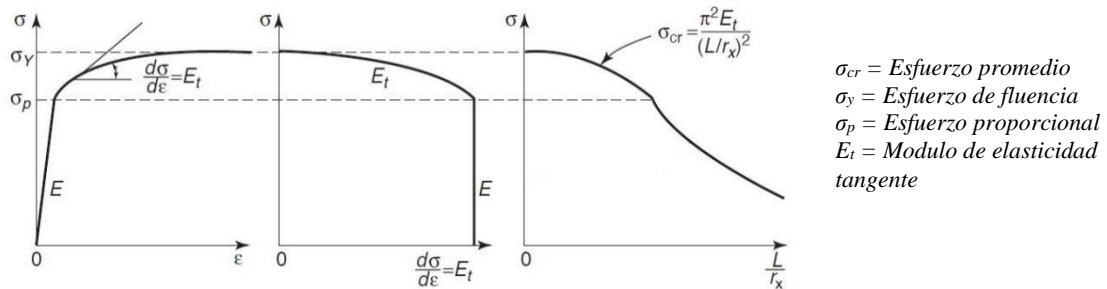
Para columnas en el rango de esbeltez elástico ($F_E \geq 0,44 \cdot F_y$), cuando la carga axial alcanza la carga crítica, una configuración de equilibrio estable es posible, aunque se presente deflexiones laterales, figura 4. (a), mientras la carga permanezca constante, figura 4. (b) línea AB. Si se presenta una imperfección inicial, la máxima carga se aproximará a la carga crítica asintóticamente, cumpliendo esta suposición, figura 4. (b) curva C.

Figura 4. Comportamiento post-pandeo de una columna (b) elástica e (c) inelástica [1]



Cuando las columnas se encuentran en el rango de esbeltez inelástico ($F_E < 0,44 \cdot F_y$), se experimenta pandeo cuando la carga es mayor a la carga de modulo tangente P_t , figura 4. (c) punto D, calculado con la ecuación (h) pero utilizando el módulo de elasticidad tangente E_t como se describe en la figura 5.

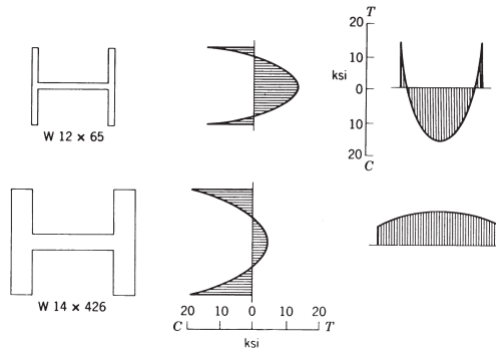
Figura 5. Construcción de la curva de modulo tangente en una columna. [2]



La reducción en la rigidez es una degradación que puede ser ocurrida por el comportamiento del material no lineal (ej.: aluminio) o a la fluencia parcial de la

sección transversal en puntos de esfuerzo residual a compresión (ej.: secciones de acero), figura 6.

Figura 6. Esfuerzos residuales en secciones transversales de aleta ancha. [1]



Si la columna se sigue cargando luego de P_t y no se presentan más cambios en la rigidez debido a la fluencia, alcanzara un valor máximo asintótico a la carga de modulo reducido P_r cuando la deflexión tiende a grandes valores, figura 4. (c) punto E; se calcula utilizando un módulo de rigidez reducido, dependiente de las propiedades del material junto a las propiedades de la sección transversal.

Incrementar la carga más allá de P_t resulta en más fluencia, lo cual continúa reduciendo la rigidez hasta que la curva carga-deformación alcanza el punto máximo (figura 4. (c) punto F), más allá de este punto la columna colapsara. [3]

Las imperfecciones geométricas generan curvatura en el eje cargado, figura 4. (c) curva G, la carga máxima es alcanzada cuando la capacidad interna a momento junto a carga axial en la sección critica es igual al momento externo causado por el producto de la carga y la deflexión, por lo que la máxima carga depende de la imperfección. En el caso más general, la resistencia de la columna debe ser determinada incluyendo las imperfecciones y los efectos de los esfuerzos residuales debido a la no linealidad del material. [1]

1.2. DISEÑO SISMO RESISTENTE

El cumplimiento de los requisitos dispuestos en la NSR-10 debe permitir a una edificación soportar un sismo fuerte sin el colapso de la estructura, reduciendo al mínimo el riesgo de pérdida de vidas humanas, por lo que el diseño se basara en considerar los movimientos sísmicos correspondientes a este tipo de sismos.

Se aplicará el método de diseño con factores de carga y de resistencia LRFD, en el cual los elementos estructurales se diseñan de manera que su resistencia de diseño sea igual o superior a la resistencia requerida obtenida bajo la acción de las combinaciones con cargas mayoradas como indica la ecuación (//).

$$R_u = \sum \gamma_i * Q_i \leq \phi * R_n \quad (//)$$

R_u = Resistencia requerida por el elemento.

γ_i = Factor de carga correspondiente a Q_i .

Q_i = Efecto nominal de la carga.

i = Tipo de carga.

ϕ = Factor de resistencia correspondiente a R_n .

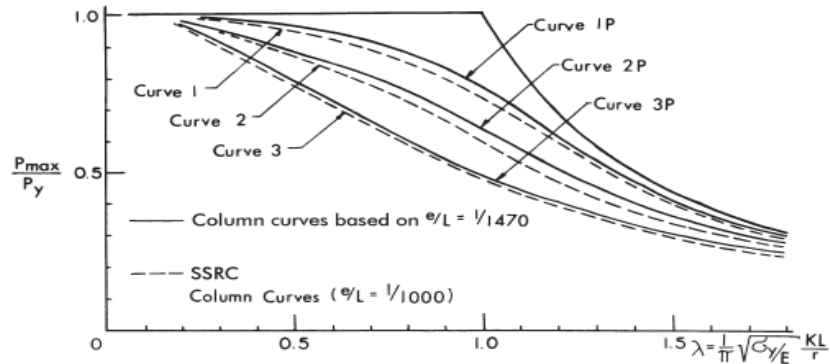
R_n = Resistencia nominal del elemento.

1.3. CRITERIOS PARA EL ANÁLISIS DE LA ESTABILIDAD

La determinación de una adecuada resistencia máxima de las columnas requiere la resolución de problemas no lineales implicando procedimientos numéricos, lo que puede complicarse por la integración de distintos procesos. Debido a esto se requieren aproximaciones propicias cuando se consideran distintos parámetros que conciben niveles de confianza aceptables.

Las fórmulas de diseño para columnas están basadas en amplios estudios sobre la resistencia máxima de columnas con imperfecciones geométricas y conteniendo esfuerzos residuales en los rangos de esbeltez elásticos e inelásticos. Los análisis incluyen información experimental, datos numéricos y evaluaciones de ensayos; produciendo estudios confiables, actualmente incluidos como factores de resistencia en los diferentes estándares de diseño. El Consejo de Investigación de Estabilidad Estructural (SSRC) sugirió representar la resistencia de las columnas en varias curvas, entre estas las curvas 1P, 2P y 3P, figura 7. El Instituto Americano de Construcción en Acero (AISC) utiliza una curva similar a la curva 2P del SSRC, aunque utilizando ecuaciones con diferente forma, aproximando el diseño a condiciones más seguras. [1]

Figura 7. Comparación de múltiples curvas de columnas desarrolladas en la base de la desviación de la rectitud. [1]



El código o norma de diseño aplicable para estructuras de acero en Colombia es la norma NSR-10, específicamente los títulos A, B y F están basados en las normas americanas ASCE 7-16 y AISC 360-10 respectivamente. Los criterios relacionados con la estabilidad global y local de los edificios en acero, combinan generalmente las disposiciones de los códigos ASCE 7 y AISC 360; cumpliendo a su vez con las provisiones sísmicas dispuestas en el AISC 341. El ASCE 7 está enfocado a la determinación de las cargas sobre la estructura, lo que difiere con la orientación del AISC 360 y 341, que hace énfasis en el diseño y la respuesta estructural, proponiendo independientemente provisiones para la estabilidad de, las cuales se pueden sobreponer o contradecir en algunos casos. [4]

El AISC 360-16 y la NSR-10 título F basan sus requerimientos la consideración de los siguientes factores mínimos que se deben tener en cuenta para asegurar la estabilidad de cada uno de los elementos de la estructura, basados en el SSRC Technical Memorandum No.5 [5]:

- (1) Deformaciones por flexión, cortante y carga axial en los miembros.
- (2) Efectos de segundo orden.
- (3) Imperfecciones geométricas.
- (4) Reducción de la rigidez de los miembros por efectos de comportamiento inelástico.
- (5) Incertidumbres en la rigidez y la resistencia.

Estos factores son dirigidos por las especificaciones del AISC 360 en la combinación de las siguientes características:

- Ecuaciones de pandeo de columnas.
- Ecuaciones de interacción entre compresión y flexión.
- Requerimientos del análisis.

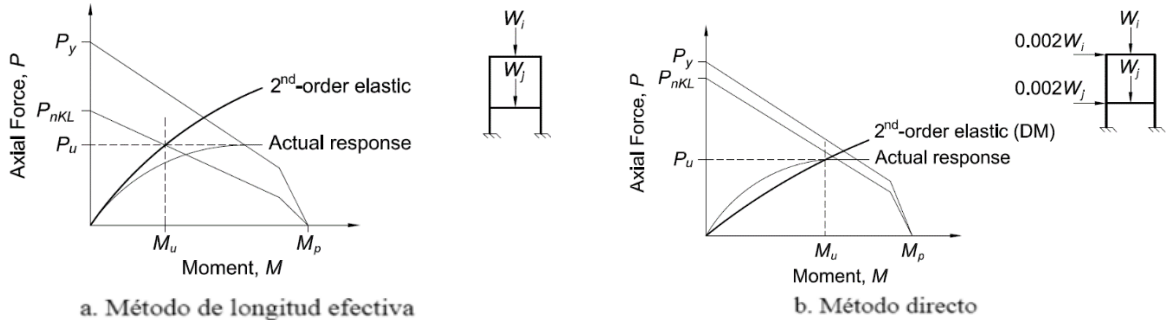
También incluyen para el diseño por estabilidad los siguientes enfoques prescriptivos, estos varían principalmente de los requerimientos del análisis:

- Método de análisis directo.
- Método de la longitud efectiva.
- Método de análisis de primer orden.

Ninguno de los métodos es especialmente difícil de utilizar, pero el enfoque tradicional para el análisis de estabilidad se ha llevado aplicando el método de la longitud efectiva. Sin embargo, el método de análisis directo y el método de análisis de primer orden evitan el cálculo del factor de longitud efectiva K , el cual implica un procedimiento tedioso si se realiza un análisis de carga crítica o impreciso al utilizar ayudas como los nomogramas, suposiciones que raramente se satisfacen en las estructuras reales.

El Método de Análisis Directo consiste en determinar las cargas requeridas realizando un análisis elástico de segundo orden, reduciendo la rigidez de los elementos y considerando las imperfecciones por desplome de columnas para determinar las cargas requeridas; Para las cargas disponibles se comprueban los estados límites de los elementos utilizando $K=1$. El método se puede aplicar a cualquier tipo de estructura (pórticos arriostrados, sistemas de muros a cortante, pórticos a momento, o una combinación entre estos sistemas) y no se limita a ninguna relación entre la deriva de 2^{do} orden y la deriva de 1^{er} orden; además ofrece mayor simplicidad y obtiene una mejor precisión, como se compara con el método de la longitud efectiva en la figura 8.

Figura 8. Comparación de los métodos de longitud efectiva (a) y directo (b) para un elemento a flexo-compresión. [6]

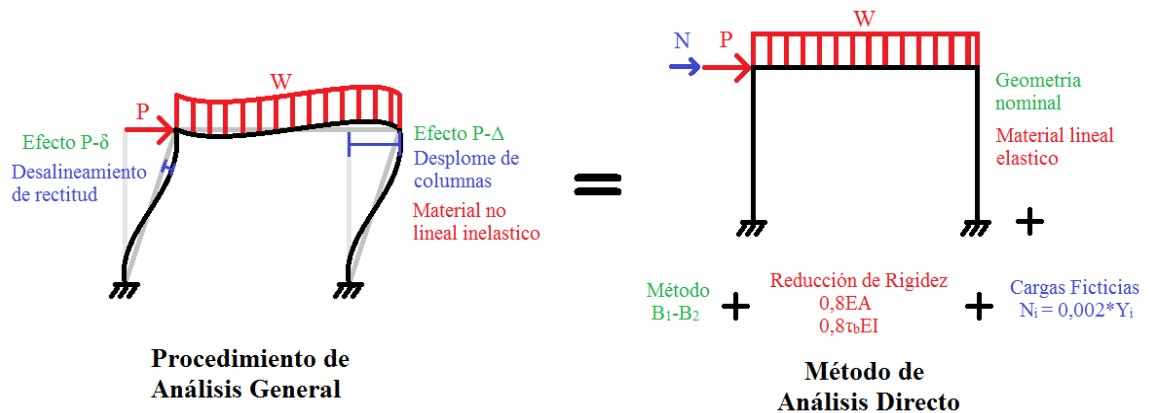


1.4. METODO DIRECTO

Introducido en el AISC 360-05 y propuesto como principal medio de diseño en el AISC 360-10, en vista de la necesidad de desarrollar mejores resultados de análisis para cualquier caso de estructuras de acero. [6]

Los criterios para el análisis de la estabilidad se pueden resumir en realizar un análisis inelástico de segundo orden considerando las imperfecciones iniciales. El método directo se basa en el simple principio: aproximar los parámetros que afectan la resistencia de los miembros y el sistema en un modelo práctico dentro de un análisis elástico, mejorando en general la simplicidad y racionalidad de los cálculos, figura 9. [5]

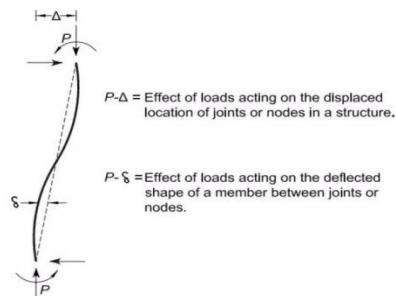
Figura 9. Simplificaron del procedimiento de análisis general requerido por los criterios de estabilidad en el método de análisis directo.



La estabilidad lateral puede ser provista por cualquier tipo de estructura (pórticos arriostrados, sistemas de muros a cortante, pórticos a momento, etc.). Deben considerarse la transferencia de fuerzas si se utiliza sistemas combinados y el efecto desestabilizador de las cargas verticales en los elementos que no pertenecen al sistema de resistencia a carga lateral; esta transferencia se logra mediante un diafragma o una cercha horizontal.

1.4.1. Análisis de Segundo Orden. Se requiere realizar un análisis de segundo orden, que incluya generalmente los efectos $P-\Delta$ y $P-\delta$, explicados en la figura 10.

Figura 10. Explicación de los efectos de segundo orden en vigas y columnas. [6]



- $P-\Delta$ = Influencia en la carga axial sobre la rigidez y los momentos internos de vigas-columnas. [1]
- $P-\delta$ = Influencia en las deflexiones relativas de los nodos sobre fuerzas y desplazamientos. [1]

Las normas permiten cualquier análisis racional que considere los efectos de segundo orden, siendo categorizados en aproximados, iterativos o rigurosos.

La AISC 360-16 y la NSR-10 proponen un procedimiento tradicional para análisis aproximado de segundo orden, conocido como Método B_1-B_2 , procedimiento que tiene en cuenta los efectos de segundo orden a través de la amplificación de las resistencias requeridas que se obtienen de un análisis de primer orden, figura 11, actualizándolo para que su aplicación se permita en sistemas de pórticos arriostrados.

El momento mayorado M_u de segundo orden se determina utilizando la ecuación (a), donde M_{nt} son los momentos mayorados causados por cargas gravitacionales y M_{lt} son los momentos mayorados causados por cargas laterales.

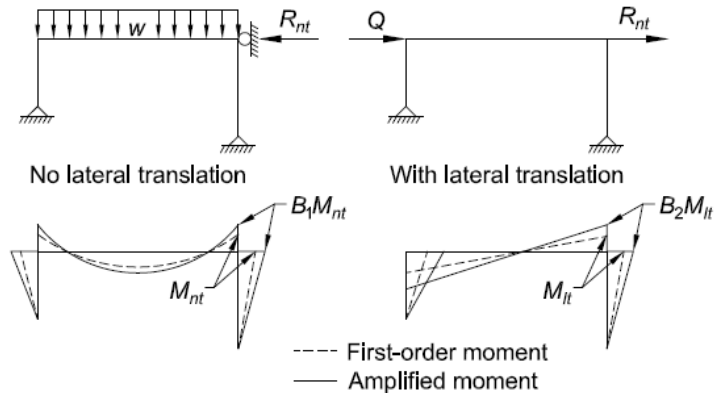
$$M_u = B_1 * M_{nt} + B_2 * M_{lt} \quad (a)$$

La fuerza axial mayorada P_u de segundo orden se determina utilizando la ecuación (b), donde P_{nt} son las fuerzas axiales mayoradas causadas por cargas gravitacionales y P_{lt} son las cargas axiales mayoradas causadas por cargas laterales.

$$P_u = P_{nt} + B_2 * P_{lt} \quad (b)$$

El subíndice nt indica que las fuerzas internas provienen de un pórtico sin traslación lateral, por lo que es afectado únicamente por el efecto P-δ. El subíndice lt indica que las fuerzas internas provienen de un pórtico con traslación lateral, por lo que es afectado por el efecto P-Δ.

Figura 11. Amplificación de momentos en un pórtico sin traslación lateral y con traslación lateral. [6]



Los métodos rigurosos calculan las resistencias requeridas de segundo orden directamente a partir del equilibrio de los miembros deformados utilizando funciones de estabilidad, y aplicando metodologías clásicas como las ecuaciones de pendiente-deflexión o la matriz de rigidez de segundo orden directo

Los efectos de segundo orden en las cargas internas no pueden ser combinados por superposición debido a la no linealidad de los mismos. Por lo que debe realizarse un análisis para cada caso de carga a consideración en el diseño [6].

1.4.1.1. Efecto P-Δ. Los efectos P-Δ se expresan en el factor de amplificación B_2 , determinado con la ecuación (c), el cual afecta directamente a los elementos del sistema de resistencia sísmica. Se debe obtener un coeficiente B_2 para cada piso y para cada dirección de desplazamiento lateral.

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{P_{\text{piso}}}{P_{e2}}} \quad (c)$$

Dónde:

P_{piso} = Carga vertical total mayorada soportada por el piso, la cual incluye la carga de elementos verticales que no forman parte del sistema de resistencia a cargas laterales. Se permite analizar B_2 solo para el caso de carga donde P_{piso} sea mayor.
 P_{e2} = Cargar crítica de pandeo elástico para piso en la dirección de desplazamiento, calculado con la ecuación (d).

$$P_{e2} = R_M * \frac{V_x * h_{px}}{\Delta_x} \quad (d)$$

Δ_x = Deriva del piso x en la dirección de desplazamiento, determinada con un análisis de primer orden utilizando las rigideces reducidas (sección 2.3.3 de este artículo). Se puede asumir como la deriva máxima o el promedio ponderado de las derivas en proporción de la carga vertical.

V_x = Cortante del piso x utilizado para calcular Δ_x . Debe considerarse las diferencias entre los procedimientos de la AISC 360-16 y la NSR-10 como se explica en el ejemplo de análisis y diseño en la sección 2.5.1 para aplicar correctamente Δ_x y V_x en la ecuación (d)

h_p = Altura del piso x.

R_M = Valor que incluye los efectos P-δ de forma aproximado (debido a la curvatura de las columnas) en B_2 . Puede ser tomado como $R_M=1,0$ en pórticos arriostrados y $R_M=0,85$ en otros sistemas, o aplicar la ecuación (0). [6]

$$R_M = 1 - 0,15 * \frac{P_{mf}}{P_{\text{piso}}} \quad (0)$$

P_{mf} = Carga soportada por pórticos resistentes a momentos en la dirección considerada.

La relación entre la deriva de segundo orden y la deriva de primer orden en un piso pueden asumidas como el coeficiente B_2 , si se utiliza el método B_1 - B_2 , tal como se expresa en la ecuación (f).

$$\Delta_{2do} = B_2 * \Delta_{1er} \quad (f)$$

Para determinar la deriva de primer orden Δ_{1er} , no requiere reducir la rigidez del piso ya que es una condición de servicio y conllevaría a un diseño demasiado conservador. Se permite determinar un solo valor de B_2 en cada dirección ortogonal de la estructura para su aplicación en el diseño de elementos.

En las ediciones anteriores del AISC 360, se requería una rigidez de arriostramiento mínimo para el Método de la Longitud Efectiva, condición equivalente a la limitante de $B_2 \leq 1,5$ actualmente. Esta circunstancia no es requerida para el Método Directo, lo cual se convierte en un método indispensable cuando el estado límite que rige la estructura es la estabilidad [6].

1.4.1.2. Efecto P- δ . Se permiten despreciar el efecto P- δ sobre la respuesta global de la estructura si se cumplen las siguientes condiciones:

- (a) La estructura soporta las cargas de gravedad principalmente a través de columnas, muros y pórticos verticales.
- (b) $B_2 \leq 1,7$
- (c) $R_M \Rightarrow 0,95$

En cuyo caso se permite únicamente la aplicación de B_2 para evaluar la respuesta global de la estructura. Es necesaria la consideración de los efectos P- δ para la evaluación de los miembros individuales.

Los efectos P- δ se expresan en el factor de amplificación B_1 , determinado con la ecuación (g), aplicado solamente a los momentos en viga-columnas. Se debe obtener para cada miembro sujeto a compresión y para cada dirección de la flexión.

$$B_1 = \frac{Cm}{1 - \frac{Pu}{Pe1}} \quad (g)$$

Dónde:

P_u = Carga mayorada del miembro, puede ser amplificada o no por B_2 .

P_{e1} = Carga crítica de pandeo elástico del miembro en el plano de flexión de M_u , calculado con la ecuación (h).

$$P_{e1} = \frac{0,8 \cdot \tau_b \cdot \pi^2 \cdot E \cdot I}{L^2} \quad (h)$$

E = Modulo de elasticidad del acero = 200000 GPa.

I = Momento de Inercia en el plano de flexión.

L = Longitud del elemento.

$0,8 \cdot \tau_b$ = Reducción de la rigidez del elemento (sección 2.3.3 de este artículo).

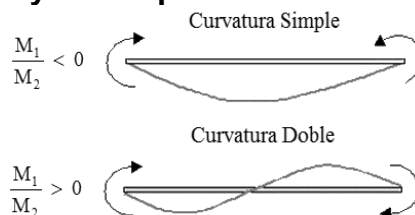
El coeficiente C_m es asociado a una condición sin traslación lateral del pórtico, considerando:

1. Si no hay cargas transversales entre puntos de soporte en el plano de flexión (columnas), el coeficiente C_m se calcula con la ecuación (i).

$$C_m = 0,6 - 0,4 \cdot \frac{M_1}{M_2} \quad (i)$$

M_1 (momento menor) y M_2 (momento mayor) son los momentos obtenidos en un análisis de primer orden, figura 12.

Figura 12. Relación de M_1 y M_2 respecto a la curvatura del elemento.



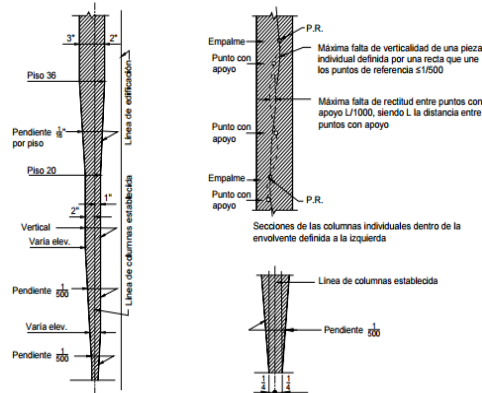
2. Si hay cargas transversales entre puntos de soporte en el plano de flexión (vigas), el coeficiente C_m podrá ser determinado mediante un análisis detallado o conservadoramente igual a 1.

Los efectos de segundo orden están correlacionados a la resistencia de los elementos, siendo significativos en casos de edificios altos, sistemas bajo carga de gravedad alta, edificios de pisos blandos o sistemas donde la torsión afecta la respuesta estructural.

1.4.2. Consideración de Imperfecciones. Las actuales provisiones de diseño se basan en la premisa que las fuerzas en los miembros son calculadas en un análisis elástico de segundo orden. Las imperfecciones iniciales incluyen el desplome de las columnas, las tolerancias en el material y fabricación, y la creación de efectos desestabilizadores adicionales.

Las imperfecciones geométricas iniciales son aproximadas por el Método Directo calibrándolas de forma conservadora, asumiéndolas igual a las tolerancias máximas del material, fabricación y erección permitidas por el código correspondiente, para la NSR-10 el Código de Practicas Estándar para Estructuras Metálicas (ICONTEC), y para el AISC 360-16 el AISC 303-16 Code of Standard Practice for Steel Buildings and Bridges, figura 13. [6]

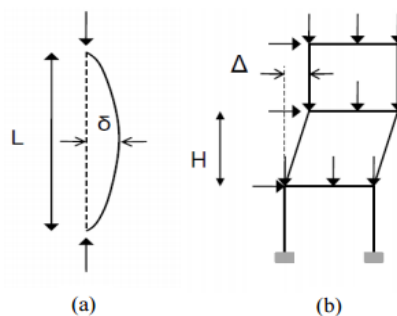
Figura 13. Tolerancias para la verticalidad de las columnas exteriores normales a la línea de edificación. [7]



Las principales imperfecciones geométricas más comunes son:

- Desplome de las columnas (Out-of-Plumbness), tolerancia 0,2% de la altura del piso, figura (S(b)). [7]
- Desalineación de la rectitud de los miembros (Out-of-Straightness), tolerancia 0,1% de la longitud sin arriostrar del mismo, figura 14. (a). [7]

Figura 14. (a) Desplome de columnas inicial (b) Desalineación de la rectitud de los miembros inicial.

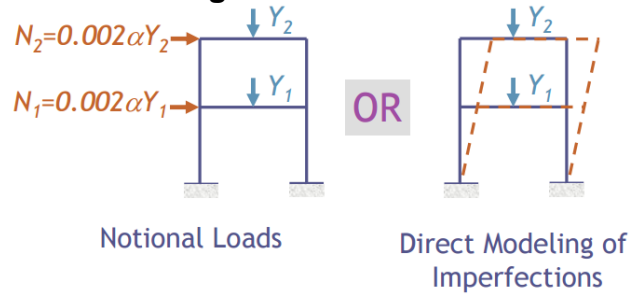


Las imperfecciones consideradas en esta sección son las relacionadas a los puntos de intersección de miembros, siendo la más importante el desplome de las columnas. La desviación de la rectitud de los miembros se tiene en cuenta en las provisiones para el cálculo de la resistencia nominal a compresión, su efecto no es necesario considerarlo explícitamente en el análisis si no se superan las tolerancias definidas.

El efecto de las imperfecciones iniciales en el Método Directo puede ser considerado en el análisis introduciéndolas directamente en el modelo o aplicando cargas ficticias (o nocionales), figura 15.; y se permite solo tener en cuenta para combinaciones de cargas gravitacionales únicamente si la relación de la deriva de segundo orden y la deriva de primer orden o B_2 es menor a 1.7 para todas las combinaciones con otras cargas laterales.

Esta simplificación se debe al dominio del control de deriva sobre la estabilidad de la estructura, por lo que se presentan valores bajos de B_2 . En zonas de alta sismicidad, el control de deriva requiere de una estructura muy rígida, por lo que el error causado por la no aplicación de las cargas nodales en las combinaciones con cargas laterales en las fuerzas internas es relativamente pequeño.

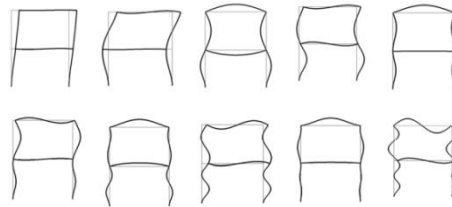
Figura 15. Comparación de las diferentes metodologías para la consideración de las imperfecciones iniciales geométricas.



1.4.2.1. Modelado Directo de las Imperfecciones. El Método Directo permite aplicar a cualquier tipo de estructura mediante la consideración de las imperfecciones iniciales en la inclusión directa de las mismas en el análisis, con los puntos de intersección de los miembros desplazados de sus posiciones iniciales.

La magnitud de los desplazamientos iniciales será la máxima considerada en el diseño (basados en las tolerancias de construcción) y el patrón de desplazamiento corresponderá al que produzca el mayor efecto desestabilizador (considerando una silueta deformada similar a las producidas por las cargas aplicadas y a las siluetas asociadas a los modos de pandeo previstos).

Figura 16. Primeros 10 modos de pandeo para un pórtico de 1 bahía con dos pisos.



En la AISC 360-16, Apéndice 1, Sección 1.2 se incluye una extensión del Método Directo que permite el modelado de las imperfecciones iniciales a lo largo de la longitud de los miembros como en sus intersecciones. Esta extensión permite diseñar los miembros cargados axialmente aplicando la resistencia nominal a compresión tomando la resistencia de la sección transversal; esto equivale a utilizar una longitud efectiva $L=0$ cuando se calcula la resistencia nominal a compresión de los miembros P_n . [6]

La metodología siguiente solo aplica a miembros de simetría doble, incluyendo secciones en I, HSS y secciones cajón, a menos que se pruebe que el método es aplicable a otros tipos de miembros.

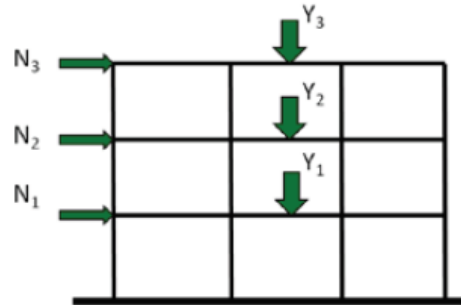
El análisis de segundo orden elástico de la estructura debe ir conforme a los siguientes requerimientos adicionales:

- (a) Considerar en el análisis la deformación torsional de los miembros.
- (b) Considerar las no linealidades geométricas, incluyendo los efectos $P-\Delta$, $P-\delta$ y efectos torsionales aplicables a la estructura. No se permite el uso de aproximaciones como el Método B_1-B_2 explicado en la sección 2.3.1 de este artículo.
- (c) Modelar directamente los efectos de las imperfecciones iniciales debido a los puntos de intersección de los miembros desplazados de sus ubicaciones nominales y la desalineación de la rectitud de los miembros en su longitud.
- (d) Aplicar la reducción de rigidez explicada en la sección 2.3.3 de este artículo a todos los miembros, incluyendo a las propiedades torsionales (GJ y EC_w), afectando el giro en la sección transversal del miembro.
- (e) La resistencia nominal a compresión de los miembros P_n se calcula asumiendo una longitud efectiva $L=0$. Las inestabilidades como el pandeo por flexión de miembros a compresión pasan a ser monitoreado en el análisis, simplificando el chequeo de resistencia.

Aplicación de Cargas Ficticias.

Se permite aplicar cargas ficticias horizontales que incluyen las imperfecciones geométricas iniciales, aplicadas a la geometría nominal de la estructura. La AISC 360-16 y la NSR-10 proponen el siguiente procedimiento para estructuras que soportan las cargas de gravedad principalmente a través de columnas, muros y pórticos verticales. Para otros tipos de estructuras se debe aplicar otra metodología con mayor precisión.

Figura 17. Aplicación de las cargas ficticias. [8]



(1) Aplicar cargas laterales N_i en todos los niveles i con magnitud como describe la ecuación (k), figura 17.

$$N_i = 0,002 * Y_i \quad (k)$$

Y_i = Carga gravitacional aplicada en el nivel i para el caso de carga en consideración. La carga gravitacional es producida por la carga muerta y viva mayoradas en dirección de la gravedad.

Ya que depende la carga gravitacional de la combinación de carga, la carga ficticia cambia de combinación en combinación. Debe incluirse todas las cargas gravitacionales del nivel, conteniendo el efecto de las columnas de carga en las cargas ficticias.

$0,002 = 0,2\% = 1/500 =$ Coeficiente de carga ficticia

El coeficiente de carga ficticia corresponde a la tolerancia máxima permitida para el desplome de columnas. Si de manera justificada se puede suponer un desplome más pequeño, el coeficiente de carga ficticia se puede ajustar proporcionalmente. En algunos casos puede controlar otras tolerancias especificadas en el Código de Practicas Estándar para Estructuras Metálicas (ICONTEC), como las relativas a la posición de las columnas en planta, y pueden requerirse tolerancias más estrechas en la verticalidad de las columnas.

(2) La carga virtual N_i se distribuirá de la misma manera que las cargas de gravedad en dicho nivel.

Este requerimiento permite aplicar una única carga ficticia para cada nivel y para cada combinación en el centro de gravedad o la resultante de las cargas gravitacionales mayoradas. Si la carga se encuentra uniformemente distribuida en el plano sobre el nivel y el sistema de resistencia a carga lateral es simétrico, resulta fácil determinar la proporción de carga ficticia que cada pórtico debe resistir, figura 18. En otros casos donde la carga gravitacional es mayor en ciertas zonas (ej: bodegas); o el sistema de resistencia a carga lateral es asimétrico, el cálculo del centro de gravedad se complica, figura 19. En la realidad se presentan múltiples cargas en el nivel, comúnmente asimétricas, dificultando la distribución de las cargas ficticias, requiriendo un análisis computacional, figura 20. [8]

Figura 18. Carga ficticia para carga uniforme y sistema de resistencia a carga lateral simétrico. [8]

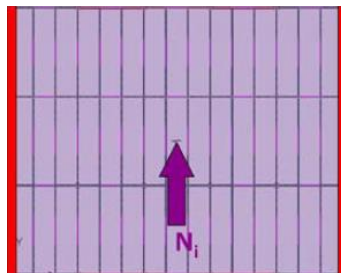


Figura 19. Carga ficticia para carga no uniforme o sistema de resistencia a carga lateral no simétrico. [8]

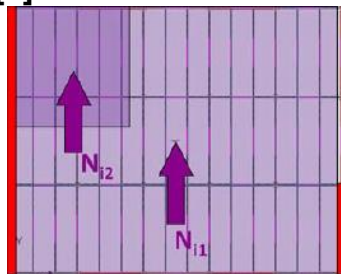
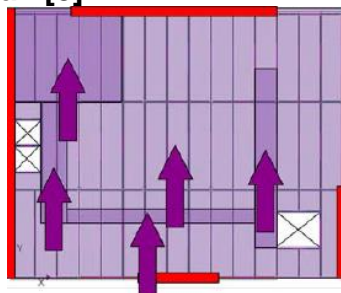


Figura 20. Carga ficticia para en una distribución real de las cargas y el sistema de resistencia a carga lateral. [8]



Se presenta el siguiente procedimiento para aproximar la distribución de las cargas ficticias al sistema de resistencia a carga lateral:

- Calcular el total de carga gravitacional mayorada transferida a cada columna por cada nivel.
 - Calcular la magnitud correspondiente de la carga ficticia para cada combinación de carga.
 - Aplicar la carga ficticia como una fuerza puntual en cada columna para cada nivel.
 - Realizar un análisis tridimensional de la estructura para la cada combinación de carga, considerando los pórticos resistentes a carga lateral y gravitacional. [8]
- (3) Las cargas ficticias se aplicarán en la dirección en que produzcan el máximo efecto desestabilizador.

En la mayoría de edificaciones se satisface este requisito de la siguiente forma:

- Para las combinaciones de cargas que no incluyen cargas laterales, considerar las dos direcciones ortogonales alternativas X y Y. Considerar su acción en ambos sentidos positivo y negativo para cada dirección, tomando simultáneamente la misma dirección y sentido en todos los niveles, figura 21.
- Para las combinaciones de carga que incluyen cargas laterales, aplicar todas las cargas ficticias en la dirección de la resultante de todas las cargas laterales en la combinación de carga respectiva, figura 22.

Figura 21. Dirección de las cargas ficticias para las combinaciones de carga gravitacionales. [8]

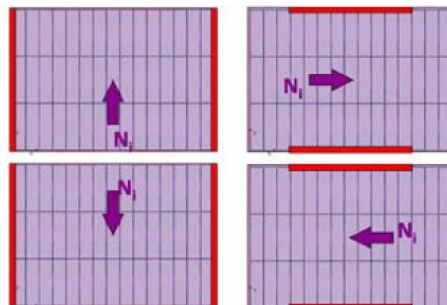
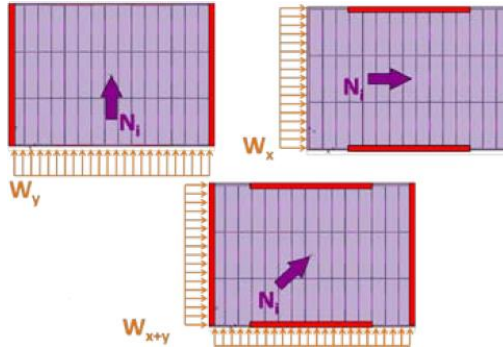


Figura 22. Dirección de las cargas ficticias para las combinaciones con cargas laterales. [8]



1.4.3. Reducción de Rigidez. Los esfuerzos residuales generan fluencia parcial en los miembros, causando un comportamiento inelástico que a su vez produce un debilitamiento en la resistencia general de la estructura. No se permite aplicar la Sección F.2.15 de la NSR-10 para un diseño basado en un análisis inelástico debido a que no es aplicable a un diseño sísmico. El Método Directo aproxima este fenómeno a la reducción de la rigidez de los elementos que producen estabilidad a la estructura para determinar las cargas requeridas de la siguiente forma:

- (1) Multiplicar 0,8 a todos los parámetros de rigidez que se consideren contribuyan a la estabilidad de la estructura, (rigideces de columnas, riostras, muros, etc.). Esta reducción puede extenderse a todos los parámetros de rigidez de la estructura que no contribuyen a la estabilidad de la estructura (vigas, viguetas, arrostramientos, etc.) para evitar distorsiones artificiales bajo carga y una distribución no deseada de las fuerzas.
- (2) Multiplicar adicionalmente el factor τ_b a los parámetros de rigidez flexional que se consideren contribuyan a la estabilidad de la estructura. τ_b se calcula con la ecuación (j).

$$\tau_b = \begin{cases} \text{si } \frac{P_u}{P_y} \leq 0,5 & \tau_b = 1,0 \\ \text{si } \frac{P_u}{P_y} > 0,5 & \tau_b = 4 * \left[\frac{P_u}{P_y} * \left(1 - \frac{P_u}{P_y} \right) \right] \end{cases} \quad (j)$$

P_u = Resistencia requerida a compresión axial.

P_y = Resistencia a la compresión del miembro;

$P_y = F_y * A_g$ para secciones no esbeltas.

$P_y = F_y * A_e$ para secciones esbeltas.

F_y = Esfuerzo de fluencia del material.

A_g = Área bruta del elemento.

A_e = Área efectiva descrita en la sección F.2.5.7.2 de la NSR-10.

Aplicando simultáneamente las anteriores reducciones, se requiere usar en el análisis las siguientes rigideces reducidas:

$$\begin{array}{ll} EA^* = 0,8EA & \text{Rigidez Axial} \\ EI^* = 0,8\tau_b EI & \text{Rigidez Flexional} \end{array}$$

- (3) Se permite tomar $\tau_b = 1,0$ para todos los miembros si se aplica una carga ficticia adicional en todos los pisos $N_i = 0,001 * Y_i$. Esta condición solo se admite si se aplica la sección 2.3.2.2 de este artículo y está sujeta a todas sus condiciones. Estas cargas ficticias adicionales deben aplicarse a todas las combinaciones de carga (gravitacionales y laterales).
- (4) Si se utilizan elementos estructurales que contribuyan a la estabilidad de la estructura de un material distinto al acero se les debe aplicar la reducción de rigidez. Si estos elementos requieren una mayor reducción de rigidez para dichos materiales, debe aplicarse su respectiva reducción de rigidez.

La reducción de 0,8 proviene del margen de seguridad implícito en las disposiciones de diseño para columnas esbeltas donde gobierna la estabilidad elástica. La resistencia disponible del sistema resulta en 0,8 veces el límite de estabilidad elástico. [6]

$$\phi P_n = 0,9 * (0,877 * P_e) = 0,789 * P_e = 0,8 * P_e$$

Para pórticos con columnas intermedias o compactas, el factor $0,8\tau_b$ reduce la rigidez para incluir el ablandamiento inelástico antes de que los miembros alcancen la resistencia de diseño. El factor τ_b es similar a la reducción de rigidez inelástica implícita en la curva de la columna para incluir la pérdida de rigidez bajo cargas altas de compresión. El factor cuenta como un ablandamiento adicional bajo carga axial a compresión y pandeo. Fortuitamente los factores de reducción para columnas esbeltas y compactas son muy cercanos. Por lo que la reducción de $0,8\tau_b$ funciona para todo el rango de esbeltez. La inclusión del A_e en la ecuación (j) incorpora los efectos de pandeo local para elementos esbeltos a compresión. [6]

El uso de la rigidez reducida solo pertenece al análisis por resistencia y a los estados límites de estabilidad, por lo que no aplican a otras condiciones de servicio basadas en la estabilidad como la deriva, deflexión, vibración y determinación del periodo. [6]

La aplicación práctica de la reducción de la rigidez es modificar el módulo de elasticidad E en el análisis. Esta reducción no debe ser realizada para determinar las resistencias requeridas en las ecuaciones en que se requiera el módulo de elasticidad.

Los pórticos cargados cerca de su capacidad tienden a fallar por flexión lateral elástica; el Método Directo trata de aproximar este fenómeno a una forma verdadera del comportamiento en la estabilidad, más fielmente que el Método de la Longitud Efectiva. En esos tipos de estructuras, la resistencia del sistema se alcanza debida a la amplificación significativa en los desplazamientos laterales y los momentos internos asociados cuando se aproxima el límite de la resistencia estructural. [5]

En el Método de la Longitud Efectiva las fuerzas internas y las relaciones de demanda-capacidad en los miembros tienden a incrementarse en una forma ligeramente no lineal a medida que las cargas de diseño aumentan o si el tamaño de los componentes disminuye. Cuando se aplica el método directo, se generan grandes amplificaciones de los desplazamientos laterales debido a los efectos de segundo orden basados en la rigidez reducida, por lo que las relaciones de demanda-capacidad pueden cambiar en una forma altamente no lineal. [5]

En los casos donde la flexibilidad de otros componentes estructurales, tales como: conexiones, detalles en la base de las columnas, cerchas horizontales actuando como diafragmas, etc. O cuando se utilicen muros de concreto o mampostería de cortante u otros componentes de material diferente al acero sean modelados en el análisis. La rigidez de estos componentes también debe ser reducida. Si se requiere una reducción mayor especificada en los códigos o estándares correspondientes a esos elementos, la mayor reducción debe ser aplicada. [6]

En un análisis sísmico, los requerimientos por estabilidad son disminuidos debido al control de deriva, por lo que el aumento de las cargas debido a efectos de segundo orden y disminución de la rigidez son mínimos, siendo la mayoría de casos $T_b=1$, por lo que no es recomendable optar por aplicar una carga ficticia adicional asumiendo $T_b=1$.

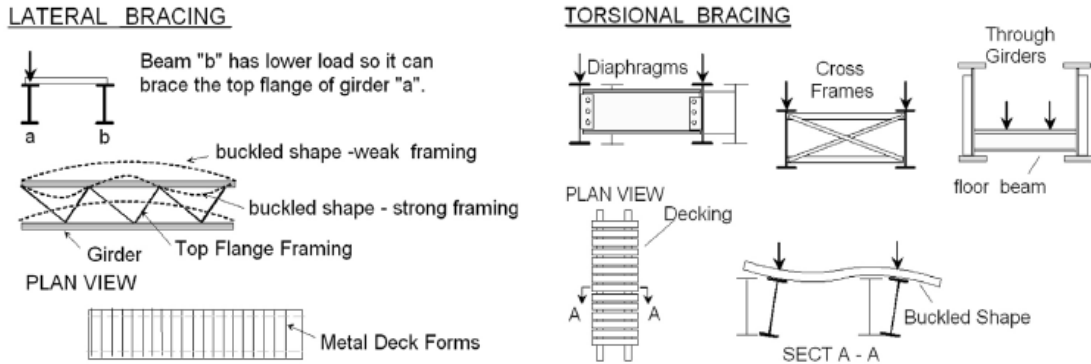
1.4.4. Chequeo de Resistencia. Con el correcto análisis de aproximación realizado, el diseño de los miembros y conexiones para el Método Directo se realiza sin ninguna consideración sobre la estabilidad global de la estructura, por lo que se sigue a evaluar la resistencia de cada miembro individual siguiendo las siguientes provisiones de la NSR-10 Título F:

- F.2.4 Diseño de Miembros a Tensión
- F.2.5 Diseño de Miembros a Compresión
- F.2.6 Diseño de Miembros a Flexión
- F.2.7 Diseño de Elementos por Cortante
- F.2.8 Diseño de Miembros solicitados por Fuerzas Combinadas y por Torsión
- F.2.9 Diseño de Miembros de Sección Compuesta
- F.2.10 Diseño de Conexiones
- F.2.11 Diseño de Conexiones de Perfiles Tubulares Estructurales (PTE) y Miembros en Cajón

El factor de longitud efectiva se tomará $K=1$ para todos los casos de miembros a compresión, por lo que se trabajará con la longitud real, excepto si se justifica un valor menor con un análisis racional. Con esta simplificación, se elimina el complicado cálculo para determinar este factor

El diseño de elementos que funcionan como arriostramientos para determinar la longitud no arriostrada de vigas y columnas se basa en el control del desplazamiento del miembro en los puntos de arriostramiento, por lo que deben estar sujetos a una rigidez y resistencia suficientes. La NSR 10 presenta en la Sección F.2.20, los métodos para cumplir con estos requerimientos de arriostramiento, ya sean laterales o torsionales. Estos requerimientos no aplican a elementos de arriostramiento que se incluyen en el análisis global de la estructura como parte del sistema de resistencia a cargas laterales, tales como las riostras en el sistema PAC.

Figura 23. Tipos de arrostramientos laterales y torsionales de vigas. [9]



1.5. PROVISIONES DE LA NSR-10 TITULO A Y ASCE 7

El Título A de la NSR-10 basado en el ASCE 7-10 provee varias especificaciones para la estabilidad de la estructura independientes de los requerimientos descritos anteriormente, y se encuentran aplicados principalmente para el control de derivas en la estructura. El Título A suministra los requisitos de servicio que debe cumplir las estructuras para mantener la integridad general de los elementos no estructurales y evitar la alarma de las personas ocupantes de la edificación. Las condiciones de servicio como el control de deriva, deflexión y vibración o determinación del periodo de vibración no requieren determinarse con rigideces reducidas ya que producirían diseños demasiado conservadores, por lo que deben realizarse estos chequeos con las rigideces nominales de la estructura.

Para incluir los efectos de segundo orden en el control de derivas se introducen los desplazamientos horizontales causados por efectos P-Δ en el Título A Sección A.6.2.3 de la NSR-10. En la norma ASCE 7-10, estos requerimientos se incluyen como parte del Método de la Fuerza Horizontal Equivalente para análisis sísmico. Se define el coeficiente de estabilidad Q_i como parámetro que indica cuando debe considerarse los efectos P-Δ en el nivel x y se determina con la ecuación (I).

$$Q_x = \frac{P_x * \Delta_x}{V_x * h_{px}} \quad (I)$$

Las variables de la ecuación (I) son las mismas utilizadas para la ecuación (d). El coeficiente de estabilidad puede determinarse con las rigideces nominales (sin reducir) de la estructura y con los factores de carga en las combinaciones sin exceder la unidad. Debe tenerse en cuenta la metodología utilizada por las diferentes normas para aplicar correctamente la ecuación. El coeficiente de

estabilidad es la relación de la fuerza vertical en un piso con la carga vertical que puede causar un pandeo lateral elástico en el piso. [4]

Los efectos P-Δ deben incluirse en el control de deriva si $Q > 0,1$. Siendo este el caso se debe realizar un análisis de segundo orden con la rigidez nominal de la estructura. El ASCE 7 especifica que si los efectos P-Δ deben incluirse, el factor incremental en los desplazamientos y en las fuerzas internas en los elementos debe determinarse por un análisis racional. Al igual como se explica en la sección 2.3.1 de este artículo, existen varias metodologías para determinar este incremento. El ASCE 7 expresa el uso de métodos como el análisis no lineal estático (pushover) y el análisis no lineal o el análisis de respuesta cronológica; ambos métodos son extensos y complejos.

El Título A de la NSR-10 y el ASCE 7 proponen una alternativa para la aplicación en el control de derivas junto a los efectos P-Δ adicionando a la deriva de primer orden el resultado de la ecuación (m) y multiplicando las fuerzas internas por la ecuación (n). Este procedimiento es análogo al Método B₁-B₂ (nótese que $(1/(1-Q)) \approx B_2$) pero con resultados significativamente más conservadores, por lo que se sugiere aplicar el Método B₁-B₂ si es permitido o un método más riguroso siempre para la determinación de las resistencias requeridas, aun si $Q < 0,1$. No se proponen ni se mencionan provisiones para los efectos P-δ, por lo que sugiere seguir las indicaciones descritas en el título F de la NSR-10. [4]

$$\delta_{pdi} = \delta_{cmi} * \left(\frac{Q_i}{1-Q_i}\right) \quad (m) \quad R_{u2do} = R_{u1er} * \left(\frac{1}{1-Q_i}\right) \quad (n)$$

Las provisiones descritas por el Título A de la NSR-10 y el ASCE 7 para el diseño sísmico fueron basadas en el uso del Método de la Fuerza Horizontal Equivalente, limitado a ciertas condiciones de uso. Para la aplicación de un análisis sísmico a cualquier edificación se requiere el uso del Método Modal Espectral, figura 24., el cual no presenta requerimientos independientes para la estabilidad, por lo que se utilizan los mismo del Método de la Fuerza Horizontal Equivalente.

2. ESTUDIO DE LA PROBLEMÁTICA

Se identificaron los diferentes requisitos exigidos por las normativas, entre estos los requisitos para la estabilidad de la estructura que ofrecen los títulos colombianos y sus bases americanas. Se presentaron provisiones en algunos casos contradictorias por las diferencias en el enfoque presente en las mismas.

Las diferentes metodologías para el análisis de la estabilidad estructural estipuladas en la NSR-10 Titulo F presentan variables independientes del procedimiento de análisis sísmico en la NSR-10 Titulo F, por lo que se propone estipular un correcto procedimiento que cumpla ambos títulos.

Se decidió aplicar el procedimiento utilizando el método de análisis directo para el diseño por estabilidad, esto se debe a que actualmente es la metodología más aproximada a un análisis no lineal inelástico, comparado a los otros procedimientos presentes en los reglamentos, figura 9. Adicionalmente, su aplicación se permite a cualquier tipo de estructura.

Se realizaron hojas de cálculo que facilitaron la realización de los procedimientos numéricos e iterativos, el cumplimiento de los chequeos necesarios y la aplicación de los procesos.

3. IMPLEMENTACIÓN DE ALTERNATIVAS DE SOLUCIÓN

3.1. PROCEDIMIENTO DE DISEÑO

Se sintetizó los requerimientos encontrados en el estudio de la problemática, en el desarrollo de un procedimiento general para la aplicación del método directo que cumpliera los fundamentos para la estabilidad estudiados en la revisión de la literatura y comprendiera los distintos procedimientos que pueden ser desarrollados en el mismo. Se buscó la inclusión de los principales procesos para el diseño de una edificación en acero estructural aplicando el método de los estados límites y el diseño sísmo resistente, esto con la intención de que permita facilitar la aplicación práctica del procedimiento. El procedimiento se encuentra en el Anexo 1.

3.2. EJERCICIO DE APLICACIÓN

Se realizó la aplicación del procedimiento en el análisis de una edificación en acero estructural de 10 pisos en la ciudad de Bucaramanga para una ocupación de oficinas, con el fin de demostrar su correcta utilización y promover el desarrollo de material en la ciudad. Para mostrar su aplicación académica se utiliza un sistema de resistencia sísmica consistente en pórticos arriostrados concéntricamente con capacidad de disipación de energía alta en un eje y de pórticos resistentes a momentos con capacidad de disipación de energía alta en el eje ortogonal, figura 10.

El desarrollo de la misma edificación se realizó aplicando también el método de la longitud efectiva, siendo el procedimiento comúnmente utilizado, para la comparación de resultados.

3.3. HERRAMIENTA DEL PROGRAMA ETABS

La mayoría de software de diseño estructural incluyen en sus programas opciones para el desarrollo del método de análisis directo. Se buscó describir la aplicación del procedimiento con el correcto uso de las herramientas de diseño del programa ETABS versión 15.2.0, siendo uno de los programas de diseño más comúnmente utilizados en la ciudad de Bucaramanga. Se debió considerar los tipos de análisis que permite el programa para evitar el requerimiento excesivo de capacidad computacional en la estimación de resultados.

4. RESULTADOS

El procedimiento cumple con los requerimientos estipulados por los reglamentos para el diseño sismo resistente de edificaciones y el diseño por estabilidad aplicando el método directo en el diseño de edificaciones de acero en general, combinado con metodologías de análisis sísmico elástico.

La aplicación del procedimiento evita realizar análisis inelásticos de segundo orden en la mayoría de las condiciones, por lo que se permiten desarrollar el análisis y diseño de las edificaciones por medio de software que no requieran demasiada capacidad computacional junto a hojas de cálculo.

El desarrollo del procedimiento permitió la correcta aplicación del método de análisis directo en el ejercicio de aplicación, esto demuestra que es posible el diseño y análisis de edificaciones en acero estructural en la ciudad de Bucaramanga.

5. CONCLUSIONES

Cualquier procedimiento de segundo orden, como método B1-B2 o los análisis rigurosos o aproximados, permite la inclusión de los efectos P-Delta en la respuesta global de la estructura, esto incluye los desplazamientos horizontales. Estas metodologías se permiten para remplazar el procedimiento inexacto y conservador de A.6.2.3 de la NSR-10, por lo que se recomienda ignorar la ecuación A.6.2-3 y A.6.2.3.2 de la NSR-10 y aplicar los métodos ya mencionados.

El reglamento aplicable en las estructuras de acero en Colombia es la NSR-10, específicamente los títulos A, B y F, los cuales están basados en las normas americanas ASCE 7 y AISC 360-10. Se debe tener en cuidado en las diferencias entre los reglamentos, ya que pueden inducir erróneamente a diferentes resultados en la respuesta global de la estructura.

En la ciudad de Bucaramanga, el diseño y análisis de edificaciones comúnmente se realiza utilizando el software ETABS, por lo que el uso del procedimiento de diseño propuesto puede aplicarse junto a las herramientas de diseño que presenta el software.

6. RECOMENDACIONES

En zonas de alta sismicidad, el control de deriva controla el diseño de la edificación sobre el diseño de la estabilidad, por lo que comúnmente las edificaciones presentaran las siguientes características que facilitan la aplicación de las metodologías simplificadas:

- * Relación entre la deriva de segundo orden y la deriva de primer orden = $B2 < 1,7$
- * El factor de reducción adicional de la rigidez flexional $\tau_b = 1,0$
- * Cargas ficticias solo en combinaciones de cargas gravitacionales

Esto se debe a que la estructura requiere de una más rigidez, por lo que el error causado por la no aplicación de las cargas nodales en combinaciones con cargas laterales en las fuerzas internas es relativamente pequeño.

Las condiciones de servicio como el control de deriva, deflexiones, vibración o determinación del periodo de vibración, no requieren determinarse con las rigideces reducidas en los elementos estabilizadores, ya que producirían diseños demasiado conservadores. Estos chequeos deben realizarse con las rigideces nominales de la estructura.

Deben aplicarse a las combinaciones que incluyan las fuerzas sísmicas la adición o sustracción de $0,25 \cdot A_a \cdot F_a \cdot D$ por efectos sísmicos verticales, independientemente si se requiere el uso del factor de sobrerresistencia, debido a que provienen de efectos diferentes. Erróneamente la NSR-10 no hace esta distinción en comparación con otras normas de diseño.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] ZIEMIAN, R. STABILITY DESIGN CRITERIA FOR METAL STRUCTURES. New Jersey: John Wiley & Sons, Inc. 2010.
- [2] GALAMBOS, T. GUIDE TO STABILITY DESIGN CRITERIA FOR METAL STRUCTURES. John Wiley & Sons. 1998.
- [3] SHANLEY, F. INELASTIC COLUMN THEORY. JOURNAL OF THE AERONAUTICAL SCIENCES. 2012.
- [4] NAIR, S. MALLEY, M. HOOPER, J. DESIGN OF STEEL BUILDINGS FOR EARTHQUAKE AND STABILITY BY APPLICATION OF ASCE 7 AND AISC 360. Engineering Journal. Third Quarter. 2011.
- [5] MALECK, A. WHITE, D. DIRECT ANALYSIS APPROACH FOR THE ASSESSMENT OF FRAME STABILITY: VERIFICATION STUDIES.
- [6] AISC COMMITTEE. SPECIFICATION FOR STRUCTURAL STEEL BUILDINGS (ANSI/AISC 360-10). AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. Chicago-Illinois. 2010.
- [7] AISC COMMITTEE. CODE OF STANDARD PRACTICE FOR STEEL BUILDINGS AND BRIDGES (ANSI/AISC 303-10). American Institute of Steel Construction. Chicago-Illinois. 2010.
- [8] ERICKSEN, J. A HOW-TO APPROACH TO NOTIONAL LOADS. Modern Steel Construction. January. 2011.
- [9] YURA, J. FUNDAMENTALS OF BEAM BRACING. Engineering Journal. First Quarter. 2001.

BIBLIOGRAFIA

ERICKSEN, J. A HOW-TO APPROACH TO NOTIONAL LOADS. Modern Steel Construction. January. 2011.

GALAMBOS, T. GUIDE TO STABILITY DESIGN CRITERIA FOR METAL STRUCTURES. John Wiley & Sons. 1998.

MALECK, A. WHITE, D. DIRECT ANALYSIS APPROACH FOR THE ASSESSMENT OF FRAME STABILITY: VERIFICATION STUDIES.

NAIR, S. MALLEY, M. HOOPER, J. DESIGN OF STEEL BUILDINGS FOR EARTHQUAKE AND STABILITY BY APPLICATION OF ASCE 7 AND AISC 360. Engineering Journal. Third Quarter. 2011.

ZIEMIAN, R. STABILITY DESIGN CRITERIA FOR METAL STRUCTURES. New Jersey: John Wiley & Sons, Inc. 2010.

ANEXOS

Anexo A: PROCEDIMIENTO DE DISEÑO APLICANDO EL METODO DE ANALISIS DIRECTO

FASE 0: Suposiciones Iniciales

1. Asumir la relación $\Delta_{2do}/\Delta_{1er} = B_2 < 1,7$ para todos los pisos en los dos ejes ortogonales.
2. Asumir el parámetro de reducción flexional adicional $\tau_b = 1,0$ para todos los elementos
3. Asumir el periodo fundamental $T_{inicial} = T_a$ para ambos ejes ortogonales

FASE 1: Modelo

1. Definir las condiciones de la edificación

- 1.1. Ubicación (ciudad o municipio)
- 1.2. Tipo de perfil del suelo. Ver NSR-10 A.2.4
- 1.3. Ocupación y grupo de uso. Ver NSR-10 A.2.5.1

2. Definir del sistema de resistencia sísmica. Ver NSR-10 A.3.1 y A.3.2

- 2.1. Marcos a cortante de acero (MCA)
- 2.2. Pórticos resistentes a momento (PRM)
- 2.3. Pórticos arriostrados concéntricamente (PAC)
- 2.4. Pórticos arriostrados excéntricamente (PAE)

3. Definir la geometría de la estructura

- 3.1. Geometría nominal (recomendado). Definir si
 - 3.1.1. τ_b es variable (recomendado). Ver NSR-10 F.2.3.2.3 (2)
 - 3.1.2. τ_b es fijo. Ver NSR-10 F.2.3.2.3 (3)
- 3.2. Geometría imperfecta. Ver NSR-10 F.2.3.2.2.1
 - 3.2.1. Imperfecciones en la geometría:
 - 3.2.1.1. Desplome de las columnas
 - 3.2.1.2. Desalineamiento de la rectitud (Opcional)
 - 3.2.2. Si $B_2 \leq 1,7$ en algún eje ortogonal, definir la estructura con geometría imperfecta en ese eje ortogonal solo en combinaciones de cargas gravitacionales.

3.2.3. Si $B_2 > 1,7$ en algún eje ortogonal, definir la estructura con geometría imperfecta en ese eje ortogonal a todas las combinaciones de carga.

4. Definir los tipos de elementos, grados de libertad y tipo de apoyos.

- 4.1. Columnas
- 4.2. Vigas
- 4.3. Riostras
- 4.4. Muros de carga
- 4.5. Sistema de losa
 - 4.5.1. Placa maciza
 - 4.5.2. Tablero metálico
- 4.6. Revestimientos
- 4.7. Arriostramientos

5. Definición de los materiales con sus propiedades nominales y las secciones transversales

6. Generar el modelo bidimensional o tridimensional.

FASE 2: Cargas

1. Determinación de las cargas gravitacionales

- 1.1. Determinar las cargas vivas por:
 - 1.1.1. Ocupación. Ver NSR-10 B.4.1
 - 1.1.2. Empozamiento de agua o granizo. Ver NSR-10 B.4.8
- 1.2. Determinar las cargas muerta de:
 - 1.2.1. Elementos estructurales. Ver NSR-10 B.3.2
 - 1.2.2. Elementos no estructurales. Ver NSR-10 B.3.4
 - 1.2.3. Equipos fijos. Ver NSR-10 B.3.5

2. Criterios y requerimientos sísmicos

- 2.1. Determinar los movimientos sísmicos
 - 2.1.1. Coeficientes de aceleración. Ver NSR-10 A.2.2
 - 2.1.2. Zona de amenaza sísmica. Ver NSR-10 A.2.3
 - 2.1.3. Coeficientes de sitio. Ver NSR-10 A.2.4
 - 2.1.4. Coeficiente de importancia. Ver NSR-10 A.2.5
- 2.2. Construir el espectro de diseño. Ver NSR-10 A.2.6
- 2.3. Determinar la irregularidad de la estructura. Ver NSR-10 A.3.3
 - 2.3.1. Irregularidad en planta

- 2.3.2. Irregularidad en altura
- 2.3.3. Ausencia de redundancia
- 2.4. Considerar los efectos torsionales y la rigidez del diafragma. Ver NSR-10 A.3.6.7

3. Determinación de las fuerzas sísmicas en ambos ejes ortogonales

- 3.1. Calcular T_a para cada eje ortogonal. Ver NSR-10 A.4.2
- 3.2. Fuerzas en el sistema de resistencia sísmica. Ver NSR-10 A.3.4
 - 3.2.1. Si se utiliza el método de la fuerza horizontal equivalente. Ver A.4
 - 3.2.1.1. Asumir un periodo fundamental $T_{inicial}$
 - 3.2.1.1.1. Si $T_{inicial} \geq C_u T_a$, asumir $T_{inicial} = C_u T_a$, Regresar a [FASE 2 – 3.2.1.1]
 - 3.2.1.1.2. Si $T_{inicial} < C_u T_a$. OK
 - 3.2.1.2. Calcular la aceleración espectral y el cortante basal
 - 3.2.1.3. Distribuir la fuerza sísmica para cada piso
 - 3.2.2. Si se utiliza el método de análisis modal espectral. Ver Ver.A.5.4
 - 3.2.2.1. Determinar el número de modos de vibración
 - 3.2.2.2. Determinar el periodo fundamental para cada modo
 - 3.2.2.3. Calcular la aceleración espectral y el cortante basal de cada modo
 - 3.2.2.4. Combinar los cortantes basales de cada modo con un método aceptado de análisis dinámico (SRSS, CQC, etc.)
 - 3.2.2.5. Combinar los periodos de vibración de cada modo en T_{modal} con un método aceptado de análisis dinámico (SRSS, CQC, etc.)
 - 3.2.2.5.1. Si $T_{modal} \geq C_u T_a$, asumir $T_{inicial} = C_u T_a$, Regresar a [FASE 2 – 3.2.1.1]
 - 3.2.2.5.2. Si $T_{modal} < C_u T_a$. OK
 - 3.2.2.6. Calcular la aceleración espectral y el cortante basal con T_{modal}
 - 3.2.2.7. Ajustar los resultados comparando el cortante basal por fuerza horizontal equivalente y el cortante basal de la combinación de los modos
 - 3.2.2.8. Distribuir la fuerza sísmica ajustadas para cada piso y para cada modo
- 3.3. Fuerzas en otros elementos estructurales. Ver NSR-A.3.6.8 y A.8
 - 3.3.1. Calcular la aceleración horizontal sobre el elemento.
 - 3.3.2. Calcular la fuerza horizontal sobre el elemento.

4. Determinación las fuerzas del viento en ambos ejes ortogonales según:

- 4.1. Procedimiento simplificado. Ver NSR-10 B.6.4
- 4.2. Procedimiento analítico. Ver NSR-10 B.6.5
- 4.3. Procedimiento de túnel de viento. Ver NSR-10 B.6.6

5. **Determinar las cargas por empuje de tierra y presión hidrostática.** Ver NSR-10 B.5

6. **Definir las combinaciones de carga.** Ver NSR-10 B.2
 - 6.1. Considerar la dirección de las fuerzas sísmicas. Ver NSR-10 A.3.6.2
 - 6.2. Aplicación de cargas ficticias. Ver NSR-10 F.2.3.2.2
 - 6.2.1. Si la geometría es nominal
 - 6.2.1.1. Si T_b es variable
 - 6.2.1.1.1. Si $B_2 \leq 1,7$ en algún eje ortogonal, aplicar cargas ficticias $N_i = 0,002*Y_i$ solo en combinaciones de cargas gravitacionales en ese eje ortogonal
 - 6.2.1.1.2. Si $B_2 > 1,7$ en algún eje ortogonal, aplicar cargas ficticias $N_i = 0,002*Y_i$ a todas las combinaciones de carga en ese eje ortogonal
 - 6.2.1.2. Si T_b es fijo
 - 6.2.1.2.1. Si $B_2 \leq 1,7$ en algún eje ortogonal, aplicar cargas ficticias $N_i = 0,003*Y_i$ solo en combinaciones de cargas gravitacionales y $N_i = 0,001*Y_i$ para el resto de combinaciones de carga, en ese eje ortogonal
 - 6.2.1.2.2. Si $B_2 > 1,7$ en algún eje ortogonal, aplicar cargas ficticias $N_i = 0,003*Y_i$ a todas las combinaciones de carga en ese eje ortogonal
 - 6.2.2. Si la geometría es imperfecta
 - 6.2.2.1. No se requiere aplicar cargas ficticias a las combinaciones de carga

FASE 3: Análisis

1. **Control de derivas para ambos ejes ortogonales**
 - 1.1. Realizar un análisis de 1^{er} orden utilizando las rigideces nominales
 - 1.2. Calcular Δ_{1er} para todos los pisos
 - 1.2.1. Si $\Delta_{1er} > 0,01*h_p$ en algún piso, rigidizar los elementos. Regresar a [FASE 1 – 5]
 - 1.2.2. Si $\Delta_{1er} \leq 0,01*h_p$ en todos los pisos. OK
 - 1.3. Si se utiliza el método de la fuerza horizontal equivalente
 - 1.3.1. Calcular T_{real} . Ver NSR-10 A.4.2.1
 - 1.3.2. Calcular $e\% = (T_{inicial}-T_{real})/T_{real}*100$
 - 1.3.2.1. Si $e\% > 10$, asumir $T_{inicial} = T_{real}$. Regresar a [FASE 2 – 3.2.1.1]
 - 1.3.2.2. Si $e\% < 10$. OK

2. **Reducción de los parámetros de rigidez.** Ver NSR-10 F.2.3.2.3
 - 2.1. Reducir la rigidez axial $0,8EA$
 - 2.2. Reducir la rigidez flexional $0,8I_bEI$
 - 2.3. Reducir la rigidez cortante $0,8GA$ (Opcional)
 - 2.4. Reducir la rigidez torsional $0,8GJ$ y $0,8EC_w$ (Opcional si se utiliza geometría nominal)

3. **Tipo de análisis de segundo orden.** Ver NSR-10 F.2.3.2.1 (2)
 - 3.1. Aplicar combinaciones de cargas mayoradas. Ver NSR-10 F.2.3.2.1 (4)
 - 3.2. Aplicar la reducción de rigidez. Ver NSR-10 F.2.3.2.1 (1)
 - 3.3. Si se utiliza geometría nominal, aplicar alguno de los siguientes procedimientos:
 - 3.3.1. Realizar un análisis de 1^{er} orden elástico, aplicar el método B_1-B_2 .
 - 3.3.2. Realizar un análisis de 2^{do} orden elástico riguroso o iterativo que considere:
 - 3.3.2.1. Efectos $P-\Delta$ solamente en la respuesta global
 - 3.3.2.2. Efectos $P-\Delta$ y $P-\delta$ en la respuesta global
 - 3.4. Si se utiliza geometría imperfecta, aplicar un análisis de 2^{do} orden elástico riguroso o iterativo. Regresar a [FASE 3 – 3.3.2]

4. **Consideración de los efectos de 2^{do} orden en la respuesta global.** Ver NSR-10 F.2.3.2.1 (2)
 - 4.1. Aplicar las reducciones de rigidez
 - 4.2. Si se realiza un análisis de 1^{er} orden elástico. Ver NSR-10 F.2.22.2.2
 - 4.2.1. Calcular Δ_{1er} para todos los pisos en ambos ejes ortogonales
 - 4.2.2. Calcular la carga gravitacional mayorada P_{piso} . Ver NSR-10 F.2.3.2.1 (3)
 - 4.2.3. Calcular P_{mf} , si $P_{mf} > P_{piso}/3$ en algún eje ortogonal, utilizar un análisis de 2^{do} orden que considere el efecto $P-\Delta$ y $P-\delta$ en la respuesta global de la estructura. Regresar a [FASE 3 – 3.3.2.2.]
 - 4.2.4. Calcular la carga crítica elástica P_{e2}
 - 4.2.5. Si se utiliza el método de la fuerza horizontal equivalente, determinar un valor B_2 para cada piso y en ambos ejes ortogonales
 - 4.2.6. Si se utiliza el método de análisis modal espectral
 - 4.2.6.1. Determinar un valor B_2 para cada piso, en ambos ejes ortogonales
 - 4.2.6.2. Combinar los valores B_2 para cada piso y ambos ejes ortogonales con un método aceptado de análisis dinámico (SRSS, CQC, etc.)
 - 4.3. Si se realiza un análisis de 2^{do} orden elástico
 - 4.3.1. Calcular Δ_{1er} para todos los pisos en ambos ejes ortogonales
 - 4.3.2. Calcular Δ_{2do} para todos los pisos en ambos ejes ortogonales

- 4.3.3. Si se utiliza el método de la fuerza horizontal equivalente, determinar $\Delta_{2do}/\Delta_{1er}$ para cada piso y en ambos ejes ortogonales
- 4.3.4. Si se utiliza el método de análisis modal espectral
 - 4.3.4.1. Determinar $\Delta_{2do}/\Delta_{1er}$ para cada piso, en ambos ejes ortogonales y para cada modo
 - 4.3.4.2. Combinar $\Delta_{2do}/\Delta_{1er}$ para cada piso y ambos ejes ortogonales con un método aceptado de análisis dinámico (SRSS, CQC, etc.)
- 4.3.5. Asumir $\Delta_{2do}/\Delta_{1er} = B_2$
- 4.4. Seleccionar el mayor valor de B_2 para cada eje ortogonal.
 - 4.4.1. Si $B_2 > 1,7$ en algún eje ortogonal, considerar las imperfecciones en todas las combinaciones de carga en el eje ortogonal
 - 4.4.1.1. Si se utilizó geometría nominal.
 - 4.4.1.1.1. Si T_b es variable. Regresar a [FASE 2 – 6.2.1.1.2]
 - 4.4.1.1.2. Si T_b es fijo. Regresar a [FASE 2 – 6.2.1.2.2]
 - 4.4.1.2. Si se utilizó geometría imperfecta. Regresar a [FASE 1 – 3.2.3]
 - 4.4.2. Si $B_2 > 1,7$ en algún eje ortogonal, utilizar un análisis de 2^{do} orden elástico riguroso o iterativo que considere el efecto P- Δ y P- δ para la respuesta global de la estructura. Regresar a [FASE 3 – 3.3.2.2.]

5. Control de Estabilidad para ambos ejes ortogonales

- 5.1. Realizar un análisis de 1^{er} orden utilizando las rigideces nominales
- 5.2. Calcular Q para todos los pisos
 - 5.2.1. Si $Q > 0,3$ en algún piso, rigidizar los elementos. Regresar a [FASE 1 – 5]
 - 5.2.2. Si $Q \leq 0,3$ en todos los pisos. OK
 - 5.2.3. Si $Q > 0,1$ en algún piso, incluir efectos P- Δ
 - 5.2.3.1. Si se realiza un análisis de 1^{er} orden elástico
 - 5.2.3.1.1. Calcular Δ_{1er} para todos los pisos en ambos ejes ortogonales
 - 5.2.3.1.2. Calcular $\Delta_{2do} = B_2 * \Delta_{1er}$
 - 5.2.3.2. Si se realiza un análisis de 2^{do} orden elástico,
 - 5.2.3.2.1. Realizar un análisis de 2^{do} utilizando las rigideces nominales
 - 5.2.3.2.2. Calcular Δ_{2do} para todos los pisos en ambos ejes ortogonales.
 - 5.2.3.3. Si $\Delta_{2do} > 0,01 * h_p$ en algún piso, rigidizar los elementos. Regresar a [FASE 1 – 5]
 - 5.2.3.4. Si $\Delta_{2do} \leq 0,01 * h_p$ en todos los pisos. OK

6. Análisis del Sistema de Placa

- 6.1. Análisis de la losa
 - 6.1.1. Tablero metálico. Ver NSR-10 F.4.7
 - 6.1.2. Losa maciza. Ver NSR-10 C.13

6.2. Análisis de viguetas

7. Análisis del Diafragma. Ver NSR-10 A.3.6.8 y A.8

7.1. Análisis de miembros colectores

7.2. Análisis de miembros de amarre

8. Requerimientos de análisis del sistema de resistencia sísmica

8.1. MCA-DES. Ver NSR-10 F.3.6.5.3

8.2. PAC-DES. Ver NSR-10 F.3.6.2.3

8.3. PAE-DES. Ver NSR-10 F.3.6.3.3

9. Análisis de Elementos. Ver NSR-10 F.2.3.2.1 (2)

9.1. Aplicar las reducciones de rigidez

9.2. Solicitaciones del Análisis

9.2.1. Determinar la fuerza axial a tensión última $P_u(+)$

9.2.2. Determinar la fuerza cortante última V_u

9.2.3. Si se realiza un análisis de 1^{er} orden elástico

9.2.3.1. Determinar la fuerza axial a compresión $P_{nt}(-)$ debido a las cargas gravitacionales mayoradas

9.2.3.2. Determinar el momento a flexión M_{nt} debido a las cargas gravitacionales mayoradas

9.2.3.3. Si se utiliza el método de la fuerza horizontal equivalente

9.2.3.3.1. Determinar la fuerza axial a compresión $P_{lt}(-)$ debido a las cargas laterales mayoradas

9.2.3.3.2. Determinar el momento a flexión M_{lt} debido a las cargas laterales mayoradas

9.2.3.4. Si se utiliza el método de análisis modal espectral

9.2.3.4.1. Determinar la fuerza axial a compresión $P_{lt}(-)$ debido a las cargas laterales mayoradas para cada modo

9.2.3.4.2. Combinar las fuerzas axiales a compresión $P_{lt}(-)$ con un método aceptado de análisis dinámico (SRSS, CQC, etc.)

9.2.3.4.3. Determinar el momento a flexión M_{lt} debido a las cargas laterales mayoradas para cada modo

9.2.3.4.4. Combinar los momentos a flexión M_{lt} con un método aceptado de análisis dinámico (SRSS, CQC, etc.)

9.2.3.5. Calcular la carga axial última P_u . Ver NSR-10 F.2.22

9.2.4. Si se realiza un análisis de 2do orden elástico

9.2.4.1. Determinar la fuerza axial a compresión última $P_u(-)$

9.2.4.2. Si el análisis considera los efectos $P-\Delta$ solamente en la respuesta global

9.2.4.2.1. Determinar el momento a flexión M_{nt} debido a las cargas gravitacionales mayoradas

- 9.2.4.2.2. Determinar el momento a flexión M_{lt} debido a las cargas laterales mayoradas
- 9.2.4.3. Si el análisis considera los efectos $P-\Delta$ y $P-\delta$ en la respuesta global, determinar el momento a flexión último M_u
- 9.3. Determinación de τ_b . Ver NSR-10 F.2.3.2.3
 - 9.3.1. Si τ_b es variable, calcular P_y
 - 9.3.1.1. Si $P_u/P_y \leq 0,5$ utilizar $\tau_b = 1,0$.
 - 9.3.1.2. Si $P_u/P_y > 0,5$ calcular τ_b
 - 9.3.1.3. Si τ_b varía considerablemente con el utilizado en [FASE 3 – 2.2], asumir su valor real. Regresar a [FASE 3 – 2.2]
 - 9.3.2. Si τ_b es fijo, asumir $\tau_b = 1,0$ para todos los elementos.
- 9.4. Consideración de los efectos $P-\delta$
 - 9.4.1. Si se realiza un análisis de 1^{er} orden elástico o un análisis de 2^{do} orden elástico que considere los efectos $P-\Delta$ solamente en la respuesta global. Ver NSR-10 F.2.22.2.1
 - 9.4.1.1. Calcular C_m
 - 9.4.1.2. Calcular la carga crítica elástica P_{e1}
 - 9.4.1.3. Determinar B_1
 - 9.4.1.4. Calcular el momento a flexión último M_u
 - 9.4.2. Si se realiza un análisis de 2^{do} orden elástico que considere los efectos $P-\Delta$ y $P-\delta$ para la respuesta global de la estructura, no requiere consideraciones adicionales.

10. Condiciones de servicio. Ver ASCE 7-10 Comentarios del apéndice C

- 10.1. Realizar un análisis de 1^{er} orden utilizando las rigideces nominales
- 10.2. Analizar deflexiones verticales, vibración (Ver Guía 11 del AISC), fatiga, expansión térmica, comba, durabilidad, etc.

FASE 4: Chequeo

1. Requerimientos de arriostramiento. Ver NSR-10 F.2.20

- 1.1. Definir la longitud no arriostrada del miembro
- 1.2. Definir el material y la sección transversal de los arriostramientos
- 1.3. Requerimientos de resistencia
 - 1.3.1. Calcular P_{br} .
 - 1.3.2. Calcular la resistencia disponible por el arriostramiento P_n
 - 1.3.3. Si $P_u < P_n$, el arriostramiento falla. Regresar a [FASE 4 – 1.2]
 - 1.3.4. Si $P_n \Rightarrow P_{br}$ OK
- 1.4. Requerimientos de rigidez
 - 1.4.1. Calcular β_{br} . Ver NSR-10 F.2.20
 - 1.4.2. Calcular la rigidez disponible por el arriostramiento β_n
 - 1.4.3. Si $\beta_n < \beta_{br}$, el arriostramiento falla. Regresar a [FASE 4 – 1.2]

1.4.4. Si $\beta_n \Rightarrow \beta_{br}$ OK

2. Cálculo de las resistencias disponibles. Ver NSR-10 F.2.3.2

2.1. Resistencia a tensión. Ver NSR-10 F.2.4

2.1.1. Fluencia sobre área bruta

2.1.1.1. $\Phi_t = 0,90$

2.1.1.2. Calcular P_n

2.1.1.3. Si $\Phi P_n < P_u$, el miembro falla. Regresar a [FASE 1- 5]

2.1.1.4. Si $\Phi_t P_n \Rightarrow P_u$ OK

2.1.2. Rotura sobre área neta

2.1.2.1. $\Phi = 0,75$

2.1.2.2. Calcular P_n

2.1.2.3. Si $\Phi_t P_n < P_u$, el miembro falla. Regresar a [FASE 1- 5]

2.1.2.4. Si $\Phi_t P_n \Rightarrow P_u$ OK

2.2. Resistencia a compresión. Ver NSR-10 F.2.5

2.2.1. $\Phi_c = 0,90$

2.2.2. Determinar la esbeltez de los elementos del miembro. Ver NSR-10 F.2.2.4.1

2.2.3. Determinar Q_s o/y Q_a . Ver NSR-10 F.2.5.7

2.2.4. Asumir $K = 1$ o menor si se justifica

2.2.5. Calcular la esbeltez para cada eje local del miembro. Ver NSR-10 F.2.5.2

2.2.6. Calcular P_n

2.2.6.1. Si la geometría es imperfecta y considera el desalineamiento de los miembros, asumir $F_{cr} = F_y$ para todas las ecuaciones

2.2.6.2. Si la geometría es nominal o es imperfecta y no considera el desalineamiento de los miembros, calcular F_{cr}

2.2.7. Si $\Phi_c P_n < P_u$, el miembro falla. Regresar a [FASE 1- 5]

2.2.8. Si $\Phi_c P_n \Rightarrow P_u$ OK

2.3. Resistencia a flexión. Ver NSR-10 F.2.6

2.3.1. $\Phi_b = 0,90$

2.3.2. Calcular C_b o asumir C_b (Opcional)

2.3.3. Determinar la esbeltez de los elementos del miembro. Ver NSR-10 F.2.2.4.1

2.3.4. Escoger numeral aplicable según la esbeltez de los elementos del miembro

2.3.5. Calcular M_n

2.3.6. Si $\Phi_b M_b < P_u$, el miembro falla. Regresar a [FASE 1- 5]

2.3.7. Si $\Phi_b M_b \Rightarrow P_u$ OK

2.4. Resistencia a cortante. Ver NSR-10 F.2.7

2.4.1. Determinar Φ_v

2.4.2. Calcular V_n

2.4.3. Si $\Phi_v V_n < P_u$, el miembro falla. Regresar a [FASE 1- 5]

2.4.4. Si $\Phi_v V_n \Rightarrow P_u$ OK

2.5. Resistencia para solicitaciones combinadas. Ver NSR-10 F.2.8

2.5.1. Determinar la respuesta de interacción R

2.5.2. Si $R > 1,0$ el miembro falla. Regresar a [FASE 1- 5]

2.5.3. Si $R \leq 1,0$ OK

3. **Cumplir los requerimientos por provisiones sísmicas.** Ver F.3

Anexo B. EJEMPLO DE APLICACIÓN

Se presenta una estructura habitual de un edificio de acero de 10 pisos con altura, localizado en la ciudad de Bucaramanga; su ocupación es de instalaciones de oficinas con particiones de mampostería; la planta típica se muestra en la figura 1. El entrepiso está compuesto por una losa de concreto sobre tablero metálico. El estudio geotécnico clasifica el suelo tipo C, con un esfuerzo admisible de 250 KN/m² y una profundidad de desplante sugerida de 1,5 m.

El sistema de resistencia sísmica consiste en pórticos arriostrados concéntricamente con capacidad de disipación de energía alta (PAC-DES) en el eje X, figura 2; y de pórticos resistentes a momentos con capacidad de disipación de energía alta (PRM-DES) en el eje Y, figura 3. Adicionalmente los ascensores se encontrarán rodeados por muros de hormigón armado con capacidad de disipación de energía alta al interior de la estructura.

Para la solución del ejercicio se sigue el procedimiento descrito en el Anexo 1.

Figura 1. Plano de la vista en planta típica para todos los pisos del edificio.

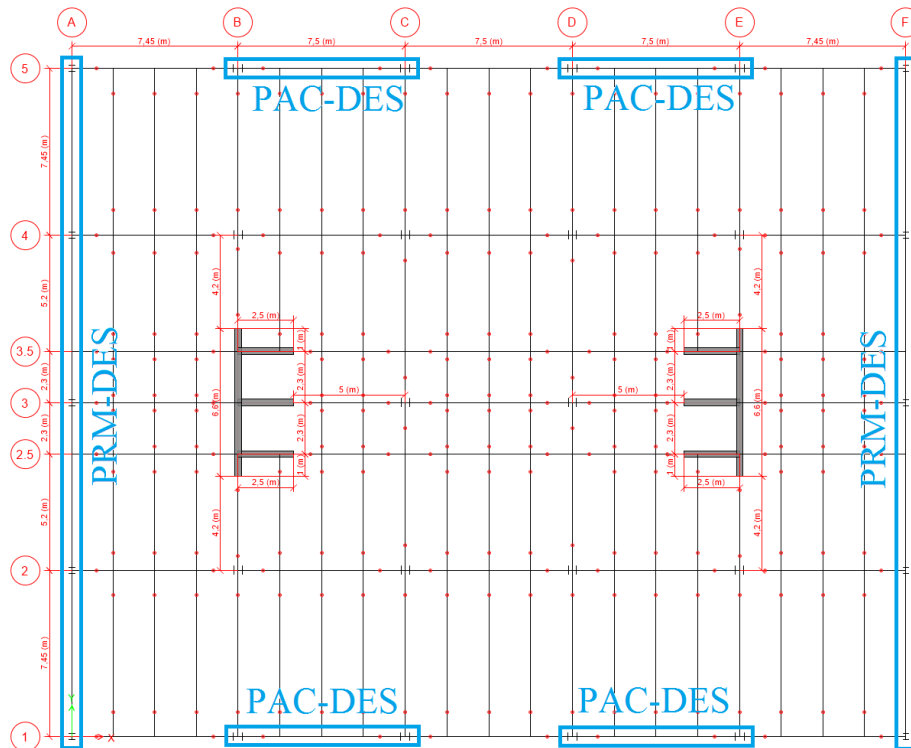


Figura 2. Plano de la vista frontal sobre el eje 1. Sistema PAC-DES.

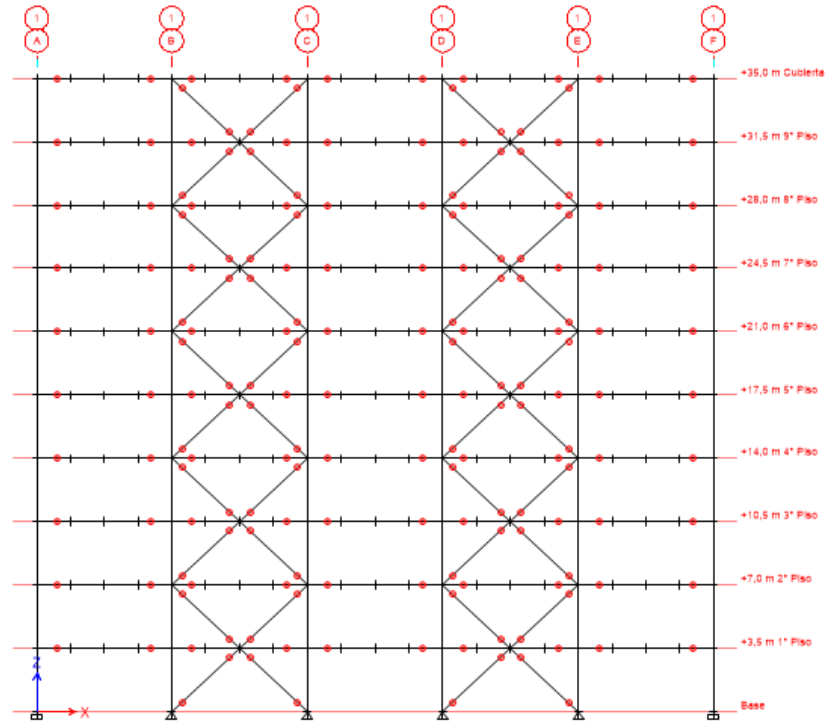
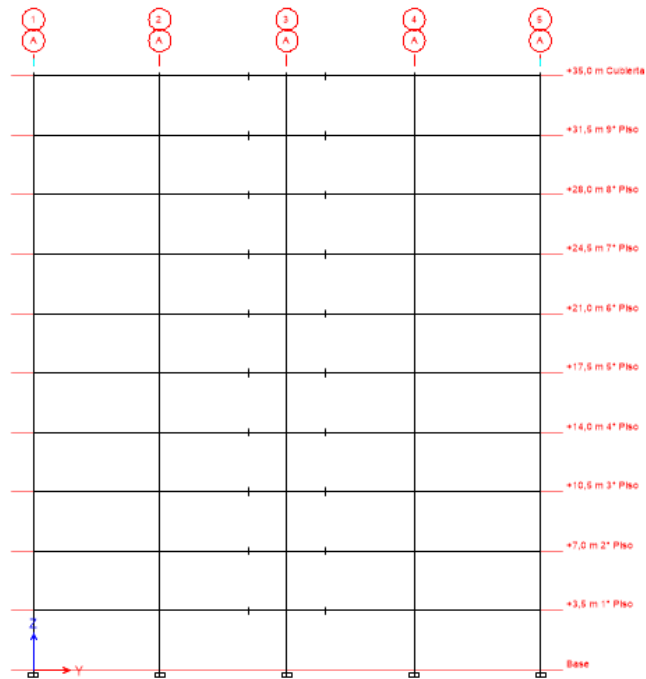


Figura 3. Plano de la vista lateral sobre el eje A. Sistema PRM-DES.



FASE 0: Suposiciones iniciales

Debido a que múltiples iteraciones se han realizado siguiendo el procedimiento del Anexo 1, se han determinado los valores reales para las condiciones descritas en esta fase que cumplen los requerimientos en las fases de análisis y chequeo.

1. Se determinaron un valor de la relación $\Delta_{2do}/\Delta_{1er} = B_2 < 1,7$ para cada eje ortogonal.

$$\text{EJE X } B_2 = 1,157 < 1,7$$

EJE Y

$$B_2 = 1,327 < 1,7$$

2. En la tabla 1 se muestra los elementos donde se utiliza T_b diferente de la unidad.

Tabla 1. Factor de reducción t_b .

ELEMENTO	SECCION	T_b
Columna Gravedad	W14X132	0,733
Riostra PAC	HSS8.625X0.500	0,985
Columna PAC	W12X336	0,831
Columna PRM	W10X88	0,927

3. Se determinó el valor del periodo fundamental de vibración en la estructura, aplicando la ecuación A.4.2-1 de la NSR-10 para cada eje ortogonal.

$$\text{EJE X } T_{\text{inicial}} = 0,906 \text{ s}$$

$$\text{EJE Y } T_{\text{inicial}} = 1,360 \text{ s}$$

FASE 1: Modelo

1. Condiciones de la edificación

La edificación se encuentra ubicada en la ciudad de Bucaramanga, Colombia; sobre un perfil de suelo tipo C y su ocupación será para oficinas.

2. Sistema Estructural

Según el artículo de la NSR-10 A.3.2.1, se clasifica el sistema estructural para cada dirección ortogonal principal debido a las características de la estructuración para resistir y disipar las fuerzas sísmicas por mecanismos inelásticos. Se definen el coeficiente de capacidad de energía R , el coeficiente de sobrerresistencia Ω_o y el coeficiente de amplificación de desplazamientos C_d para cada eje ortogonal de la estructura.

Sistema Estructural en el EJE X

Sistema de resistencia sísmica:

Pórticos de acero con diagonales concéntricas (DES)

Sistema de resistencia para cargas verticales:

Pórticos de acero no resistentes a momentos.

$$\Omega_o = 2,5$$

[NSR-10 Tabla A.3.2 3.a]

$$R_o = 5,0$$

[NSR-10 Tabla A.3.2 3.a]

$$C_d = 0,7 * 5,0 = 3,5$$

Sistema Estructural en el EJE Y

Sistema de resistencia sísmica:

Muros de concreto reforzado (DES) mixtos con elementos de acero

Sistema de resistencia para cargas verticales:

Pórticos de acero resistentes o no a momentos.

$$R_o = 6,0$$

[NSR-10 Tabla A.3.2 2.o]

$$\Omega_o = 2,5$$

[NSR-10 Tabla A.3.2 2.o]

$$C_d = 0,7 * 6,0 = 4,2$$

Se verifica si la combinación de sistemas estructurales en planta clasifica como regular según el artículo A.3.2.5 de la NSR-10 cumpliendo:

(a) Los dos sistemas coexisten en toda la altura de la edificación.

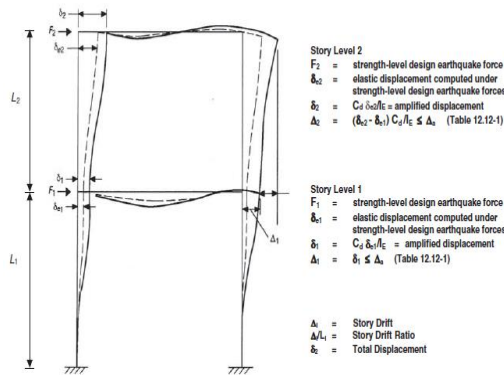
(b) El mayor valor R a emplear no puede ser mayor a 1,25 veces el menor valor R .

$$1,25 * 5,0 = 6,25 > 6,0 \quad \text{Cumple}$$

El coeficiente de amplificación de desplazamientos C_d es un parámetro propio de la ASCE 7-10 y no se encuentra especificado en la NSR-10. El diseño sísmico de las estructuras para el ASCE 7 difiere en el procedimiento para el control de derivas,

requiriendo aplicar las fuerzas sísmicas de diseño reducidas $E = F_s/R$ a la estructura y amplificar su desplazamiento elástico por el coeficiente de amplificación de desplazamiento C_d para el cumplimiento de los requisitos de deriva, figura 4.

Figura 4. Procedimiento para el control de derivas.



Fuente: ASCE 7-10

La NSR-10 simula el mismo resultado con la diferencia de requerir el control de derivas para las fuerzas sísmicas sin reducir como especifica en B2.3.2.1 de la NSR-10. Adicionalmente para estructuras de acero y de mampostería, se permite reducir en 0,7 la deriva antes de comparar la deriva limite como especifica en A.6.4.1.1 de la NSR-10. El factor C_d es de forma conservadora aproximado a $0,7 \cdot R$ para estructuras de acero e igual a R para estructuras de concreto, por lo que el procedimiento de ambas normas es equivalente.

La NSR-10 posee diferentes falencias al especificar el uso de las fuerzas sísmicas (con o sin reducción por R) y de la deriva (con o sin reducción por 0,7) en conjunto con las especificaciones para el diseño por estabilidad en estructuras de acero. Por lo que en este trabajo se aplicara el procedimiento del ASCE 7-10 que conlleva al correcto uso de las formulas.

3. Geometría de la Estructura

Se realiza un modelo tridimensional de la edificación que represente los principales elementos estructurales que aportan a la respuesta global de la estructura. El modelo se realizará con geometría nominal debido a la dificultad que propone considerar las imperfecciones directamente en el modelo tridimensional. Se utilizará un valor de T_b variable para la consideración de la inelasticidad debido a esfuerzos residuales.

4. Elementos de la Estructura

4.1. Columnas: se modelan como elementos rectos verticales continuos desde la base hasta la cubierta, por lo que se consideran que transmiten momentos entre sí.

- Las columnas del sistema PRM se apoyan con un empotramiento en ambos ejes. Los ejes mayores a flexión se encuentran rotadas 90° respecto al eje X.
- Las demás columnas se apoyan sobre articulaciones en ambos ejes. Los ejes mayores a flexión se encuentran paralelos al eje X.

4.2. Vigas: se modelan como elementos rectos horizontales. Todas las vigas poseen su eje mayor a flexión paralelo al eje de la gravedad. Las vigas no se deben modelar dentro de los muros estructurales.

- Las vigas del sistema PRM deben considerarse continuas entre columnas. Deben transmitir momento.
- Las demás vigas principales se encuentran discontinuas por las columnas. Deben ser liberadas de momentos en sus extremos.
- Las vigas secundarias (o viguetas) se encuentran discontinuas por las vigas principales. Deben ser liberadas de momentos en sus extremos. Por panel de vigas principales, se encuentran 3 vigas secundarias.

4.3. Riostras: se modelan como elementos rectos diagonales discontinuos por los nodos viga columna y las vigas del sistema PAC. Deben ser liberadas de momentos en sus extremos

4.4. Muros: se modelan como elementos planos verticales continuos desde la base hasta la cubierta para representar el núcleo de elevadores.

4.5. Placa: se modela como un elemento plano horizontal continuo en toda la planta del piso y apoyado sobre las vigas principales y las viguetas.

4.6. Arriostramientos adicionales: funcionan para reducir la longitud efectiva de los demás miembros en el diseño, en este caso requeridos para arriostrar las vigas del sistema PRM. No se modelan debido a que se considera que no intervienen en la respuesta global de la estructura.

5. Materiales y Secciones Transversales

5.1. Materiales

Todos los perfiles de acero estructural utilizados como elementos estructurales deben cumplir para la aplicación de los estándares descritos en el Título F de la NSR-10 F.2.1.5.1 de la misma norma. Para los perfiles pertenecientes al sistema de resistencia sísmica, se solicita adicionalmente cumplir con las especificaciones del F.3.1.4.1 de la misma norma. Las propiedades de los aceros se muestran en la tabla 2.

Para el concreto armado y el acero de refuerzo de los muros estructurales y la losa del tablero compuesto, se debe cumplir las especificaciones del capítulo C.3 de la NSR-10. Las propiedades de los concretos se muestran en la tabla 3.

Materiales utilizados en la estructura:

Concreto de 3000 psi para la losa del tablero compuesto

Concreto de 4000 psi para muros a cortante estructurales

ASTM A992 para viguetas, vigas y columnas [NSR-10 F.2.1.5.1.1 (a)]

ASTM A500 Gr. B para riostras circulares [NSR-10 F.2.1.5.1.1 (b)]

ASTM A36 para arriostramiento [NSR-10 F.2.1.5.1.1 (a)]

ASTM A653 SS Gr. 40 para el tablero metálico [NSR-10 F.2.4.7.2]

ASTM A706 Gr. 60 para las barras de refuerzo corrugado [NSR-10 C.3.5.3.1]

Todos los aceros en general poseen las siguientes propiedades:

- Módulo de elasticidad $E = 200000$ MPa
- Modulo tangente $G = 77200$ MPa

Tabla 2. Propiedades de los aceros utilizados en la estructura.

F_y = Esfuerzo de fluencia.

F_u = Esfuerzo de rotura

F_{ey} = R_y*F_y = Esfuerzo esperado a la fluencia.

F_{eu} = R_t*R_u = Esfuerzo esperado a la rotura.

R_y y R_t

ACERO	F_y	F_u	F_{ey}	F_{eu}
-	MP _a	MP _a	MP _a	MP _a
A992	345	450	380	495
A500 Gr. B	290	400	406	520
A36	250	400	375	480
A653 SS Gr. 40	272	380	-	-
A706 Gr. 60	420	550	455	606

Fuente: NSR-10 Tabla F.3.1.4-1

Tabla 3. Propiedades de los concretos utilizados en la estructura.

f'_c = Resistencia a la compresión

E = Modulo de Elasticidad

G = Modulo de Cortante

CONCRETO	f'_c	E	G
psi	MP _a	MP _a	MP _a
3000	21	21538	10363
4000	28	24870	8974

5.2. Secciones Transversales

Las secciones transversales de los perfiles de acero estructural dependen de su aplicación y comercialización local; las propiedades geométricas de los perfiles en este documento están basadas en el AISC Shapes Database v14.1. Para facilitar el cálculo de las resistencias disponibles, se escogieron solo secciones compactas como especifica F.2.2.4.1 de la NRS-10 en base al menor peso del perfil.

Adicionalmente los miembros de los sistemas de resistencia sísmica deben cumplir los requisitos de F.3.4.1 de la NSR-10.

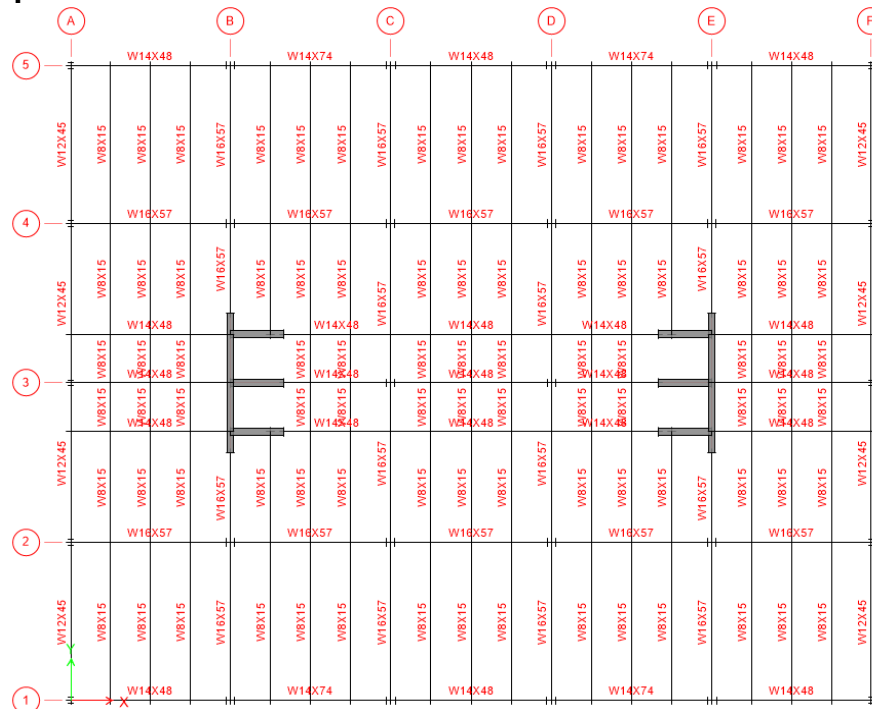
En la tabla 4 se muestran los perfiles de los elementos verticales y diagonales. En la figura 5 se muestra la distribución de las secciones de vigas y viguetas en un piso.

Todos los muros de concreto poseen un espesor de 30 cm y su longitud está determinada arquitectónicamente. Sus dimensiones se pueden apreciar en la figura 1.

Tabla 4. Secciones transversales de los miembros verticales y diagonales.

ELEMENTO	SECCION
Columna Gravedad	W14X132
Riostra PAC	HSS8.625X0.500
Columna PAC	W12X336
Columna PRM	W10X88

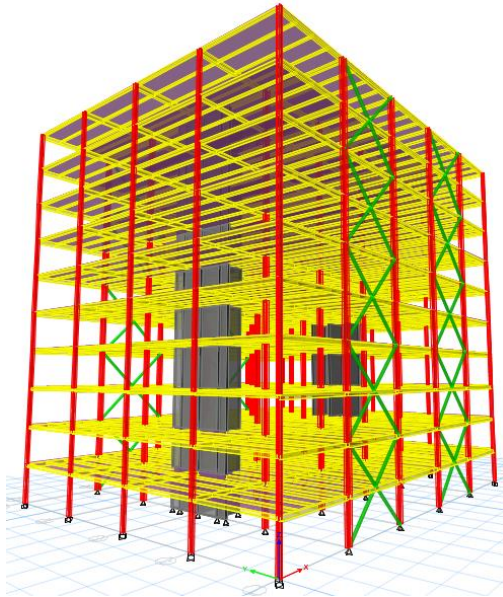
Figura 5. Distribución de las secciones transversales de vigas y viguetas en todos los pisos.



6. Modelo Tridimensional

Se utiliza el software ETABS versión 15.2.0 para realizar el modelo tridimensional que incluya todas las características descritas en la FASE 1, figura 6. Para desarrollar la correcta aplicación de software, se siguen las indicaciones descritas en las guías *Introductory Tutorial* y *User's Guide*, proporcionadas por el mismo.

Figura 6. Modelo tridimensional de la edificación en el software ETABS versión 15.2.0.



FASE 2: CARGAS

1. Análisis de Cargas Gravitacionales

Las cargas gravitacionales que afectan la estructura son las cargas vivas y muertas, se seguirán las provisiones de la NSR-10 Título B para su estimación. Se realiza el análisis de cargas gravitacionales para el piso tipo (1° piso - 9° piso) y para la cubierta (10° piso), diferencian por su ocupación y la altura aferente.

De los planos arquitectónicos se miden las siguientes dimensiones geométricas para el piso tipo:

Área total de la base = 1159,00 m²

Área de las escaleras = 21,60 m²

Área de vacíos = 16,46 m²

Altura aferente del piso = 3,50 m

Área neta de la placa = 1159,00-21,60-16,46 = 1120,95 m²

De los planos arquitectónicos se miden las siguientes dimensiones geométricas para de la cubierta:

Área total de la base = 1159,00 m²

Área de las escaleras = 10,80 m²

Área de vacíos = 27,26 m²

Altura aferente del piso = 1,75 m

Área neta de la placa = 1159,00-10,80-27,26 = 1120,95 m²

1.1. Análisis de Cargas Vivas

PISO TIPO

Oficinas = 2,0 KN/m²

[NSR-10 Tabla B.4.2.1-1]

Escaleras = 3,0 KN/m²

[NSR-10 Tabla B.4.2.1-1]

Carga Viva Total = 2,0*1120,95+3,0*21,60 = 2307 KN

CUBIERTA

Oficinas = 1,8 KN/m²

[NSR-10 Tabla B.4.2.1-2]

Escaleras = 3,0 KN/m²

[NSR-10 Tabla B.4.2.1-1]

Carga Viva Total = 1,8*1120,95+3,0*10,80 = 2050 KN

No se consideran cargas de empozamiento de agua o granizo en la cubierta ya que la ocupación es domina el análisis en este caso.

1.2. Análisis de Cargas Muertas

El entrepiso está compuesto por una losa de concreto con espesor de 100 mm sobre un tablero metálico con espesor de 2" calibre 16.

Peso losa compuesta = 1,89 KN/m²

Peso escalera completa = 93 KN (Estimado)

Las particiones de mampostería de las oficinas son las mismas para todos los pisos. De los planos arquitectónicos se mide la longitud y el espesor de los muros:

Longitud de muros no estructurales = 242,71 m

Espesor de muros no estructurales = 0,10 m

Densidad mampostería = 1850 Kg/m³

[NSR-10 Tabla B.3.2-1]

Mampostería = 1850/100*0,1 = 1.85 KN/m²

Recubrimiento = 0,50 KN/m²

[NSR-10 Tabla B.3.4.2-1]

Enchape = 0,30 KN/m²

[NSR-10 Tabla B.3.4.2-3]

Muros = 241,71*(1,85+0,50+0,30) = 640,5 KN/m

PESO ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Tabla 5. Determinación del peso de la estructura en un piso.

Sección	W	L	P
-	KN/m	m	KN
W8X15	0,225	439	98,84
W14X132	1,960	35	68,60
W16X57	0,850	135	114,58
W14X48	0,720	162	116,50
HSS8.625X0.500	0,646	41	26,51
W12X336	5,000	28	140,00
W14X74	1,100	30	33,00
W10X88	1,310	35	45,85
W12X45	0,670	60	40,07

W = Peso lineal del perfil
 L = Longitud total de la sección en el piso
 P = Peso total aportado por el perfil al peso del piso
 Calculo Tipo
 Sección W8X15
 W=0,225 KN/m [AISC Shapes Database v14.1]
 L = 7,5*26+7,45*30+5,2*4 = 439 m
 P = 0,225*439 = 98,84 KN

Según las figuras 2 y 5 se determina el peso lineal W de cada perfil y se miden la longitud del mismo perfil en un piso L para calcular el peso total que aporta cada sección al peso del piso P, tal como se muestra en la tabla 5.

Densidad del concreto = 2400 Kg/m³ [NSR-10 Tabla B.3.2-1]
 Muros de concreto = 2400/100*(6*2,5+2*6,6)*0,3*3,5 = 710,64 KN
 Columnas de acero = 68,60+26,51+140,00+45,85 = 280,96 KN
 Vigas y viguetas de acero = 98,84+114,58+116,50+33,00+40,07 = 402,98 KN

PISO TIPO

Elementos verticales = 640,5*3,50/1120,95 = 2,00 KN/m²
 Cielo raso = 0,25 KN/m² [NSR-10 Tabla B.3.4.1-1]
 Relleno = 0,45 KN/m² [NSR-10 Tabla B.3.4.1-2]
 Acabados = 1,10 KN/m² [NSR-10 Tabla B.3.4.1-3]

Elementos horizontales = 0,25+0,45+1,10 = 1,80 KN/m²
 Carga sobrepuesta en la placa = 2,00+1,80 = 3,80 KN/m²
 Peso placa = (3,80+1,89)*1120,95 = 6379,90 KN
 Elementos verticales estructurales = (710,64+280,96)*3,5/3,5 = 991,60 KN
 Peso Estructura = 991,60+402,98 = 1394,59
 Carga Muerta Total = 6379,90+93,00+1394,59 = 7867 KN

CUBIERTA

Elementos verticales = $640,5 \cdot 1,75 / 1120,95 = 1,00 \text{ KN/m}^2$
 Cielo raso = $0,25 \text{ KN/m}^2$ [NSR-10 Tabla B.3.4.1-1]
 Relleno = $0,40 \text{ KN/m}^2$ [NSR-10 Tabla B.3.4.1-2]
 Acabados = $0,35 \text{ KN/m}^2$ [NSR-10 Tabla B.3.4.1-3]

Elementos horizontales = $0,25 + 0,40 + 1,10 = 1,00 \text{ KN/m}^2$
 Carga sobrepuesta en la placa = $1,00 + 1,00 = 2,00 \text{ KN/m}^2$
 Peso placa = $(2,00 + 1,89) \cdot 1120,95 = 4362,19 \text{ KN}$
 Elementos verticales estructurales = $(710,64 + 280,96) \cdot 1,75 / 3,5 = 495,80 \text{ KN}$
 Peso Estructura = $495,80 + 280,96 = 898,79 \text{ KN}$
 Carga Muerta Total = $4362,19 + 93,00 / 2 + 898,79 = 5354 \text{ KN}$

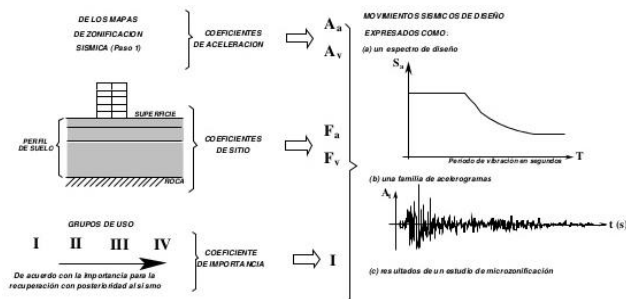
$W = 9 \cdot 7867 + 5354 = 76161 \text{ KN}$ Peso Efectivo Total del Edificio

2. Criterios y requerimientos Sísmicos

2.1. Movimientos Sísmicos

Se definen los movimientos sísmicos en el lugar de la edificación, tomando en cuenta los siguientes parámetros, figura 7:

Figura 7. Movimientos sísmicos de diseño.



Fuente: NSR-98

(a) Coeficientes de Aceleración

La amenaza sísmica para el lugar, se representan con la aceleración horizontal pico efectiva A_a y la velocidad horizontal pico efectiva A_v , expresadas en términos de aceleración del sismo de diseño. Para la ciudad de Bucaramanga son:

$A_a = 0.25$	[NSR-10 Tabla A.2.3-2]
$A_v = 0.25$	[NSR-10 Tabla A.2.3-2]
Zona de amenaza sísmica alta	[NSR-10 Figura A.2.3-1]

(b) Coeficientes de Sitio

Las características de la estratificación del suelo subyacente en el lugar en el lugar a través de unos coeficientes de sitio F_a y F_v . Para el caso de suelo tipo C:

Suelo tipo C	[NSR-10 Tabla A.2.4-1]
$F_a = 1.15$	[NSR-10 Tabla A.2.4-3]
$F_v = 1.55$	[NSR-10 Tabla A.2.4-4]

(c) Coeficiente de Importancia

La importancia de la edificación para la recuperación de la comodidad con posterioridad a la ocurrencia de un sismo a través de un coeficiente de importancia I , teniendo en cuenta el grupo de uso. Para edificaciones con ocupación normal, en este caso oficinas:

Grupo de uso I	[NSR-10 A.2.5.1]
$I = 1.00$	[NSR-10 Tabla A.2.5-1]

2.2. Espectro de Diseño

Las características de los movimientos sísmicos de diseño se expresan por medio de un espectro de aceleraciones elástico de diseño definido para un coeficiente de amortiguamiento del 5% del crítico según la NSR-10 Figura A.2.6-1, figura 8.

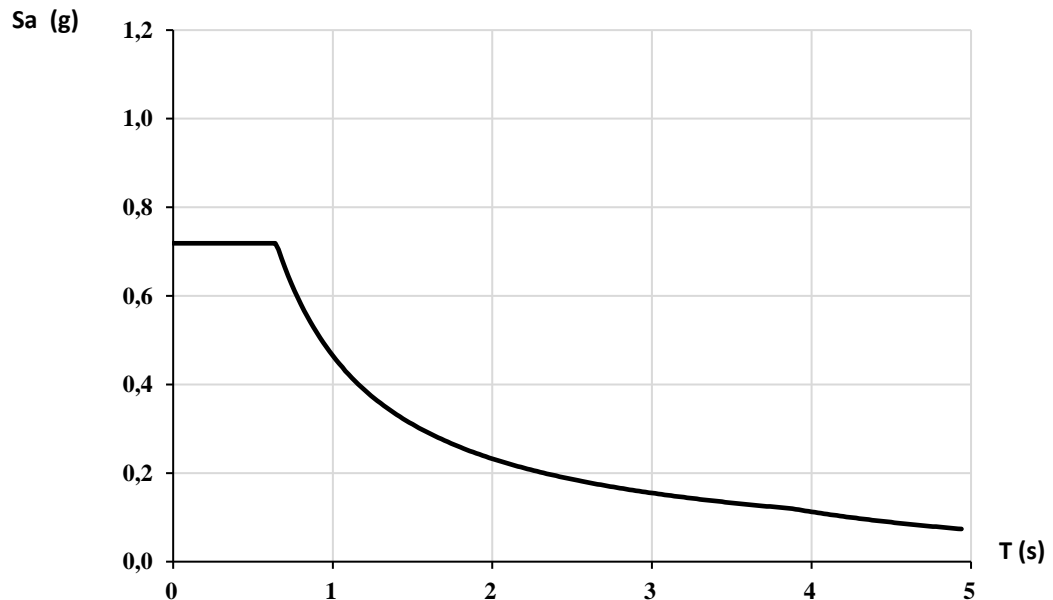
$$T_C = 0,48 * (0,25 * 1,55) / (0,25 * 1,15) = 0,647 \text{ s}$$

[NSR-10 Ecuación A.2.6-2]

$$T_L = 2,4 * 1,55 = 3,875 \text{ s}$$

[NSR-10 Ecuación A.2.6-4]

Figura 8. Espectro elástico de aceleraciones de diseño.



2.3. Irregularidad de la Estructura

En la estructura no se presenta ningún tipo de irregularidad que afecte la capacidad de disipación de energía, tanto en su configuración en planta como en su configuración en altura, figura 9; ni presenta ausencia de redundancia en el sistema estructural de resistencia sísmica. La estructura se puede clasificar como regular.

Figura 9. Irregularidades planta y altura



Fuente: NSR-98

$\Phi_p = 1.00$	Irregularidad en planta	[NSR-10 Tabla A.3-6]
$\Phi_a = 1.00$	Irregularidad en altura	[NSR-10 Tabla A.3-7]
$\Phi_r = 1.00$	Ausencia de redundancia	[NSR-10 A.3.3.8]

$$\text{EJE XR} = 1,0 * 1,0 * 1,0 * 5,0 = 5,0$$

[NSR-10 Ecuación A.3.3-1]

$$\text{EJE YR} = 1,0 * 1,0 * 1,0 * 7,0 = 7,0$$

[NSR-10 Ecuación A.3.3-1]

2.4. Efectos Torsionales

El Método de la Fuerza Horizontal Equivalente aplica perfectamente a esta estructura ya que se considera que posee un diafragma rígido en cada piso, disponiendo de una rigidez y resistencia suficiente para actuar como una unidad, por lo que sus propiedades de masa y de rigidez se pueden concentrar en el centro de masa y en el centro de rigidez respectivamente.

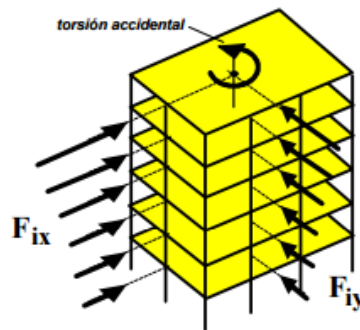
La NSR-10 no posee una condición clara para determinar si un diafragma es rígido o flexible, en este documento se recurre al artículo 12.3.1.2 del ASCE 7 que condiciona un diafragma rígido si está formado por una losa de concreto o un tablero metálico relleno de concreto con una proporción de ancho-profundidad de 3 o menos en estructuras sin irregularidades en planta.

Se tienen en cuenta los efectos de torsión en el piso debido a la incertidumbre en la localización de las masas dentro del piso y debido a la excentricidad entre el centro de masas y el centro de rigidez en diafragmas rígidos. Según el artículo A.3.6.7.1 de la NSR-10 adicionando una torsión accidental del 5% a la dimensión perpendicular a la dirección de la fuerza sísmica y considerarse el aumento de los cortantes sobre los elementos verticales del sistema de resistencia sísmica debido a la distribución en planta de la rigidez de los sistemas. Estas dos consideraciones se tienen en cuenta en el modelado tridimensional de la estructura.

3. Análisis de Cargas Sísmicas

Las cargas sísmicas se analizarán siguiendo el Método de la Fuerza Horizontal Equivalente, descrito en el capítulo C.4 de la NSR-10 ya que el edificio cumple con los requisitos de A.3.4.2.1 (c) de la misma norma, que permite aplicar el método a todas las edificaciones regulares, de 20 niveles o menos y 60 m de altura o menos medidos desde la base. Se realizará el análisis sísmico para cada dirección ortogonal de la estructura, figura 10.

Figura 10. Fuerzas sísmicas ortogonales.



Fuente: NSR-98

Como se había mencionado en la sección 3.4 de este artículo, se aplicará el procedimiento siguiendo las indicaciones de ASCE 7, el cual calcula las fuerzas sísmicas utilizando la aceleración espectral reducida por R.

3.1. Periodo Fundamental Aproximado

Se determina el periodo de vibración aproximado T_a para verificar que el periodo fundamental de la edificación T no exceda $C_u \cdot T_a$ como especifica A.4.2.1 de la NSR-10. Para cada sistema individual de resistencia sísmica PAC, PRM y muros a cortante se determina el periodo de vibración aproximado y aplicara el más restrictivo para cada eje ortogonal.

$$h_n = 3,5 \cdot 10 = 35,0 \text{ m}$$

$$A_b = 38,0 \cdot 30,5 = 1159 \text{ m}^2$$

$$C_u = 1,75 - (1,2 \cdot 0,25 \cdot 1,55) = 1,285$$

Altura total del edificio

Área de la Base

[NSR-10 Ecuación A.4.2-2]

Muros a Cortante de Concreto del Eje X

$$n_w = 6$$

$$h_w = 35,0 \text{ m}$$

$$l_w = 2,50 \text{ m}$$

$$b_w = 0,30 \text{ m}$$

$$A_w = 2,50 \times 0,30 = 0,750 \text{ m}^2$$

Numero de muros iguales

Altura de los muros

Longitud de los muros

Espesor de los muros

Área transversal de los muros

$$C_W = \frac{100}{1159} * 6 * \left[\left(\frac{35}{35} \right)^2 * \frac{0,750}{1 + 0,83 * \left(\frac{35}{2,5} \right)^2} \right] = 0,00237 \quad [\text{NSR-10 Ecuación A.4.2-4}]$$

$$C_t = 0,0062 / \sqrt{(0,00237)} = 0,127 \quad \alpha = 1,00 \quad [\text{NSR-10 Tabla A.4.2-1}]$$

$$T_a = 0,127 * (35,0)^{1,00} = 4,455 \text{ s} \quad [\text{NSR-10 Ecuación A.4.2-3}]$$

Sistema PAC

$$C_t = 0,049 \quad \alpha = 0,75 \quad [\text{NSR-10 Tabla A.4.2-1}]$$

$$T_a = 0,049 * (35,0)^{0,75} = 0,705 \text{ s} \quad [\text{NSR-10 Ecuación A.4.2-3}]$$

Muros a Cortante de Concreto del Eje Y

$$n_w = 2$$

$$h_w = 35,0 \text{ m}$$

$$l_w = 6,60 \text{ m}$$

$$b_w = 0,30 \text{ m}$$

$$A_w = 6,60 \times 0,30 = 1,980 \text{ m}^2$$

Numero de muros iguales

Altura de los muros

Longitud de los muros

Espesor de los muros

Área transversal de los muros

$$C_W = \frac{100}{1159} * 2 * \left[\left(\frac{35}{35} \right)^2 * \frac{1,980}{1 + 0,83 * \left(\frac{35}{6,6} \right)^2} \right] = 0,01404 \quad [\text{NSR-10 Ecuación A.4.2-4}]$$

$$C_t = 0,0062 / \sqrt{(0,01404)} = 0,052 \quad \alpha = 1,00 \quad [\text{NSR-10 Tabla A.4.2-1}]$$

$$T_a = 0,052 * (35,0)^{1,00} = 1,831 \text{ s} \quad [\text{NSR-10 Ecuación A.4.2-3}]$$

Sistema PRM

$$C_t = 0,072 \quad \alpha = 0,80$$
$$T_a = 0,072 * (35,0)^{0,80} = 1,238 \text{ s}$$

[NSR-10 Tabla A.4.2-1]
[NSR-10 Ecuación A.4.2-3]

Se escoge el menor periodo de vibración aproximado para cada dirección:

EJE X $T_a = 0,705 \text{ s}$ Domina el sistema PAC
 $C_u * T_a = 1,285 * 0,705 = 0,906 \text{ s}$

EJE Y $T_a = 1,238 \text{ s}$ Domina el sistema PRM
 $C_u * T_a = 1,285 * 1,238 = 1,590 \text{ s}$

3.2. Fuerza Sísmica para el Sistema de Resistencia Sísmica

Se asume para cada eje ortogonal un periodo fundamental de vibración. Para este ejercicio ya se realizaron las iteraciones necesarias por el procedimiento, se asume el periodo inicialmente correcto:

$$\text{EJE XT} = 0,906 \text{ s} \leq 0,906 \text{ s} \quad \text{EJE YT} = 1,360 \text{ s} < 1,590 \text{ s}$$

EJE X

$$T = 0,906 \text{ s} > T_c = 0,647 \text{ s}$$
$$S_a = 1,2 * (0,25 * 1,55 * 1,00) / 0,906 = 0,513 \text{ g}$$
$$V_s = 76161 * 0,513 / 5,0 = 7817 \text{ KN}$$
$$k = 0,75 + 0,5 * 0,906 = 1,203$$

[NSR-10 Ecuación A.2.6-1]
[NSR-10 Ecuación A.4.3-1]
[NSR-10 A.4.3.2]

EJE Y

$$T = 1,365 \text{ s} > T_c = 0,647 \text{ s}$$
$$S_a = 1,2 * (0,25 * 1,55 * 1,00) / 1,365 = 0,341 \text{ g}$$
$$V_s = 76161 * 0,341 / 6,0 = 4323 \text{ KN}$$
$$k = 0,75 + 0,5 * 1,365 = 1,433$$

[NSR-10 Ecuación A.2.6-1]
[NSR-10 Ecuación A.4.3-1]
[NSR-10 A.4.3.2]

CALCULO TIPO PARA EL 6° PISO EN EL EJE X

$h = 3,5 \cdot 6 = 21,0 \text{ m}$ $w = 7867 \text{ KN}$

$w \cdot h^k = 7867 \cdot (21,0)^{1,203} = 369007$

$C_{vx} = 369007 / 2678621 = 0,1144 = 11,4\%$

[NSR-10 Ecuación A.4.3-3]

$F_x = 0,1144 \cdot 7867 = 895 \text{ KN}$

[NSR-10 Ecuación A.4.3-2]

$V_x = 1126 + 1457 + 1265 + 1077 + 895 = 5819 \text{ KN}$

[NSR-10 Ecuación A.3.6-1]

Las fuerzas sísmicas y el cortante por piso en el eje X se muestran en la tabla (6).

Tabla 6. Determinación de las fuerzas sísmicas en el eje X.

Piso	h	w	w*h^k	Cvx	Fx	V
-	m	KN	KN*m	-	KN	KN
Cubierta	35,0	5354,0	385679	0,1440	1126	1126
9° Piso	31,5	7867,5	499273	0,1864	1457	2583
8° Piso	28,0	7867,5	433311	0,1618	1265	3847
7° Piso	24,5	7867,5	369007	0,1378	1077	4924
6° Piso	21,0	7867,5	306546	0,1144	895	5819
5° Piso	17,5	7867,5	246172	0,0919	718	6537
4° Piso	14,0	7867,5	188215	0,0703	549	7087
3° Piso	10,5	7867,5	133153	0,0497	389	7475
2° Piso	7,0	7867,5	81754	0,0305	239	7714
1° Piso	3,5	7867,5	35511	0,0133	104	7817
		Σ	2678621			

Las fuerzas sísmicas y el cortante por piso en el eje Y se muestran en la tabla 7.

Tabla 7. Determinación de las fuerzas sísmicas en el eje Y.

Piso	h	w	w*h^k	Cvy	Fy	V
-	m	KN	KN*m	-	KN	KN
Cubierta	35,0	5354,0	872571	0,1582	684	684
9° Piso	31,5	7867,5	1102567	0,1999	864	1548
8° Piso	28,0	7867,5	931367	0,1688	730	2278
7° Piso	24,5	7867,5	769198	0,1394	603	2881
6° Piso	21,0	7867,5	616774	0,1118	483	3364
5° Piso	17,5	7867,5	474992	0,0861	372	3736
4° Piso	14,0	7867,5	345022	0,0625	270	4007
3° Piso	10,5	7867,5	228482	0,0414	179	4186
2° Piso	7,0	7867,5	127813	0,0232	100	4286
1° Piso	3,5	7867,5	47348	0,0086	37	4323
		Σ	5516135			

3.3. Fuerza Sísmica para Otros Elementos Estructurales

Se sigue el procedimiento descrito en A.8.2 de la NSR-10 para determinar las fuerzas horizontales de diseño en los elementos que no pertenecen al sistema de resistencia de cargas laterales. En la tabla 8 se muestra las fuerzas sísmicas en el eje X y Y.

$$h_{eq} = 0,75 \cdot 35 = 26,25 \text{ m}$$

$$A_S = 2.5 \cdot 0.25 \cdot 1.15 \cdot 1.00 = 0,719 \text{ g}$$

CALCULO TIPO PARA EL 6° PISO DEL EJE X

$$h_i = 21,0 \text{ m} \quad 21,0 \text{ m} < 26,25 \text{ m}$$

$$a_x = 0,719 + (0,513 - 0,719) \cdot 21,0 / 26,25 = 0,554$$

$$F_p = 0,554 \cdot 7867 / 5 = 859 \text{ KN}$$

Altura equivalente

[NSR-10 Ecuación A.2.6-3]

Altura del piso

[NSR-10 Ecuación A.8.2-1]

[NSR-10 Ecuación A.8.2-2]

Tabla 8. Calculo de las fuerzas sísmicas en mentos que no hacen parte del sistema de resistencia sísmica.

Piso	h	EJE X		EJE Y	
		ax	Fp	ay	Fp
-	m	g	KN	g	KN
Cubierta	35,0	0,684	711	0,454	393
9° Piso	31,5	0,616	955	0,409	528
8° Piso	28,0	0,547	849	0,363	469
7° Piso	24,5	0,527	817	0,366	473
6° Piso	21,0	0,554	859	0,416	538
5° Piso	17,5	0,582	902	0,467	603
4° Piso	14,0	0,609	944	0,517	668
3° Piso	10,5	0,637	987	0,567	733
2° Piso	7,0	0,664	1029	0,618	798
1° Piso	3,5	0,691	1072	0,668	863

4. Análisis de Fuerzas del Viento

Para efectos de determinar las fuerzas internas de la estructura, no se consideraron las presiones producidas por el viento.

5. Cargas de Empuje de Tierra y Presión Hidrostática

La edificación no se encuentra sometida a cargas por empuje de tierra o presión hidrostática.

6. Combinaciones de Carga

Se deben realizar las combinaciones de los diferentes tipos de cargas con sus factores de cargas correspondientes para incluir las desviaciones inevitables de las cargas reales con respecto a las cargas nominales. Las cargas sísmicas calculadas en la sección 3.8.1 de este documento están definidas al nivel de resistencia según el artículo A.3.6.2 de la NSR-10 por lo que ya se encuentran mayoradas.

En la dirección de las cargas sísmicas se deben considerar los efectos ortogonales como describe A.3.6.3 de la NSR-10. Se consideran suponiendo la concurrencia simultánea del 100% de las fuerzas sísmicas en una dirección y el 30% de las fuerzas sísmicas en la dirección perpendicular.

Como la geometría de la estructura es nominal, T_b es variable y $B_2 < 1,7$ en ambos ejes ortogonales, se deben aplicar cargas ficticias $N_i = 0,002*Y_i$ solo en las combinaciones con cargas gravitacionales.

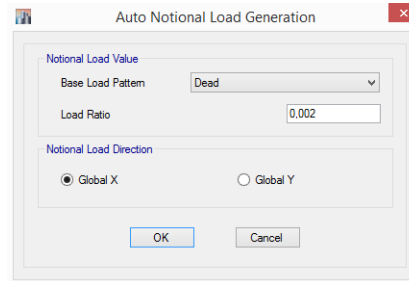
Las siguientes fueron las combinaciones de carga utilizadas para el diseño por resistencia; en paréntesis se encuentra el valor de las cargas ficticias.

(1) $1,4*D \pm (1,4*ND_x)$	[NSR-10 Ecuación B2.4-1]
(2) $1,4*D \pm (1,4*ND_y)$	[NSR-10 Ecuación B2.4-1]
(3) $1,2*D + 1,6*L \pm (1,2*ND_x \pm 1,6*NL_x)$	[NSR-10 Ecuación B2.4-2]
(4) $1,2*D + 1,6*L \pm (1,2*ND_y \pm 1,6*NL_y)$	[NSR-10 Ecuación B2.4-2]
(5) $1,344*D \pm 0,5*L \pm 1,0*E_x \pm 0,3*E_y$	[NSR-10 Ecuación B2.4-5]
(6) $1,344*D \pm 0,5*L \pm 0,3*E_x \pm 1,0*E_y$	[NSR-10 Ecuación B2.4-5]
(7) $0,756*D \pm 1,0*E_x \pm 0,3*E_y$	[NSR-10 Ecuación B2.4-7]
(8) $0,756*D \pm 0,3*E_x \pm 1,0*E_y$	[NSR-10 Ecuación B2.4-7]

El software ETABS versión 15.2.0 permite la inclusión de las cargas ficticias como cargas nocionales automáticas para cada tipo de carga y para cada dirección ortogonal con la opción *Auto Notional Load Generation*, figura 11

$ND_x = 0,002 * D$	Global X	[NSR-10 Ecuación F.2.3.2-1]
$ND_y = 0,002 * D$	Global Y	[NSR-10 Ecuación F.2.3.2-1]
$NL_x = 0,002 * L$	Global X	[NSR-10 Ecuación F.2.3.2-1]
$NL_y = 0,002 * L$	Global Y	[NSR-10 Ecuación F.2.3.2-1]

Figura 11. Generación de las cargas nocionales automáticas por el software ETABS versión 15.2.0.



Fuente: ETABS 15.2.0

Para las combinaciones (5) y (6) se aplica la reducción a 0,5 del factor de carga para carga viva como especifica B.2.4.2.2 de la NSR-10.

Los factores de carga para la carga muerta de las combinaciones (5) a (8) están modificados por los efectos de la carga sísmica, que afectan a todos los miembros de la estructura, incluyendo esos que no hacen parte del sistema de resistencia sísmica descrita en la sección 12.4 del ASCE 7-10.

$$E = E_h \pm E_v \quad [\text{ASCE 7-10 Ecuación 12.4-1}]$$

E_h = Efecto de las fuerzas sísmicas horizontales

$$E_h = \pm 1,0 * E_x \pm 0,3 * E_y \text{ o } \pm 0,3 * E_x \pm 1,0 * E_y \quad [\text{ASCE 7-10 Ecuación 12.4-3}]$$

E_v = Efecto de las fuerzas sísmicas verticales

$$E_v = 0,2 * S_{DS} * D \quad [\text{ASCE 7-10 Ecuación 12.4-4}]$$

El valor de E_v es solo utilizado en la NSR-10 en el artículo A.3.3.9 de la misma norma para su aplicación con el coeficiente de sobrerresistencia Ω_o . Ya que los efectos de las fuerzas sísmicas verticales y el efecto de la sobrerresistencia son

independientes, debe aplicarse este efecto a todas las combinaciones con carga sísmica. La NSR-10 utiliza de forma equivalente la siguiente expresión:

$$E_v = 0,2 * S_{DS} * D = 0,5 * A_a * F_a * D = 0,5 * 0,25 * 0,15 * D = 0,144 * D$$

Combinaciones (5) y (6) $1,2 * D + 0,5 * L + 1,0 * (E_h + 0,144 * D) = 1,344 * D + 0,5 * L + 1,0 * E_h$
 Combinaciones (7) y (8) $0,9 * D + 1,0 * (E_h - 0,144 * D) = 0,756 * D + 1,0 * E_h$

Las combinaciones de servicio utilizadas fueron las siguientes; deflexión combinación (1) y control de deriva en el eje X combinación (2) y control de deriva en el eje Y combinación (3):

(1) D+L	[NSR-10 Ecuación B2.3-2]
(2) $D \pm 1,0 * E_{x \pm 0,3} * E_y$	[NSR-10 Ecuación B2.3-6]
(3) $D \pm 0,3 * E_{x \pm 1,0} * E_y$	[NSR-10 Ecuación B2.3-6]

FASE 3: Análisis

1. Control de Derivas

Se requiere realizar un estricto cumplimiento de control de la deriva para garantizar el diseño sismo resistente de la estructura. Las normas solo especifican límites precisos de este control para las combinaciones con cargas sísmicas; se sugiere limitar las derivas para las combinaciones con otras cargas laterales, evitando estructuras muy flexibles que incumplan con los requisitos de servicio.

Para el control de derivas no es necesario reducir la rigidez de los elementos que contribuyen a la estabilidad de la estructura como describe la sección 2.3.3 de este documento, por lo que se analizarán las deformaciones horizontales causadas en el edificio con las rigideces nominales en el modelo tridimensional de la estructura.

Como las cargas sísmicas fueron calculadas con la aceleración espectral reducida por R, se aplicará el coeficiente C_d para ampliar las derivas de primer orden.

LIMITE DE DERIVA

$$h_p = 3500 \text{ mm}$$

$$\Delta_{\text{limite}} = 0,01 * 3500 = 35,00 \text{ mm}$$

Altura del piso
[NSR-10 Tabla A.6.4-1]

CALCULO TIPO PARA EL 6° PISO EN EL EJE X

$$\delta_x = 41,59 \text{ mm} \quad \delta_y = 11,41 \text{ mm} \quad \text{Deformaciones horizontales en el 6° Piso}$$

$$\delta_x = 32,37 \text{ mm} \quad \delta_y = 8,63 \text{ mm} \quad \text{Deformaciones horizontales en el 5° Piso}$$

$$\delta_e = \sqrt{(41,59 - 32,37)^2 - (11,41 - 8,63)^2} = 9,63 \text{ mm} \quad \text{[NSR-10 Ecuación A.6.3-1]}$$

$$\Delta_{1er} = 3,5 * 9,63 = 33,72 \text{ mm} < 35,00 \quad \text{Cumple} \quad \text{[ASCE 7 Ecuación 12.8-15]}$$

El procedimiento para el control de las derivas en el eje X se muestran en la tabla 9.

Tabla 9. Control de derivas en el eje X.

Piso	δ_x	Δy	δ_e	Δ 1er	Δ 2do
-	mm	Mm	mm	mm	mm
Cubierta	75,95	23,00	8,53	29,86	32,87
9° Piso	67,91	20,13	8,88	31,08	34,45
8° Piso	59,52	17,22	9,29	32,53	36,48
7° Piso	50,70	14,29	9,55	33,44	37,94
6° Piso	41,59	11,41	9,63	33,72	38,69
5° Piso	32,37	8,63	9,32	32,61	37,66
4° Piso	23,41	6,07	8,70	30,44	35,21
3° Piso	15,01	3,80	7,41	25,95	29,68
2° Piso	7,83	1,96	5,57	19,48	21,73
1° Piso	2,43	0,64	2,51	8,78	9,25

$$\Delta_{1er \text{ max}} = 33,72 < 35,00$$

Cumple control de derivas en el eje X

El procedimiento para el control de las derivas en el eje Y se muestran en la tabla 10.

Tabla 10. Control de derivas en el eje Y.

Piso	δx	Δy	δe	Δ 1er	Δ 2do
-	mm	Mm	mm	mm	mm
Cubierta	26,12	57,31	7,91	33,21	41,17
9° Piso	23,34	49,92	8,01	33,65	42,27
8° Piso	20,43	42,45	8,04	33,78	43,28
7° Piso	17,38	35,01	7,91	33,24	43,36
6° Piso	14,24	27,74	7,61	31,94	42,24
5° Piso	11,07	20,83	7,03	29,55	39,20
4° Piso	8,00	14,50	6,23	26,15	34,35
3° Piso	5,13	8,97	5,07	21,29	27,09
2° Piso	2,69	4,53	3,61	15,16	18,24
1° Piso	0,84	1,43	1,66	6,97	7,62

$$\Delta_{1er \max} = 33,60 < 35,00$$

Cumple control de derivas en el eje Y

Para el análisis de primer orden elástico, las derivas de todos los pisos en la edificación son menores al límite establecido, por lo que se procede a determinar con un análisis de segundo orden aproximado las derivas de segundo orden. Las derivas de segundo orden se muestran en las tablas (F) y (G), estas se pueden observar que son mayores a la deriva límite, por lo que se necesita conocer si se requiere comparar la deriva límite con las derivas de segundo orden, esto es si el coeficiente de estabilidad Q es mayor a 0,1; este análisis se realiza en la sección 3.12.2 de este documento.

Se verifica la irregularidad torsional de la estructura luego de determinar las derivas de piso:

$$\Delta 1 = 7,57 \text{ mm} \qquad \Delta 2 = 6,80 \text{ mm} \qquad \text{Derivas}$$

máximas en las esquinas

$$1,2 * (7,57 + 6,80) / 2 = 8,62 > 7,57 \qquad \text{[NSR-10 Figura A.3-1 Tipo 1aP]}$$

La estructura no presenta irregularidad torsional

Se verifica el periodo fundamental de la estructura para cada dirección ortogonal utilizando un análisis dinámico o un análisis estático aplicando la ecuación A.4.2-1.

EJE X

$$T_{real} = 1,234 \text{ s}$$

$$e\% = (1,234 - 0,906) / 1,234 * 100 = -26,560 < 10$$

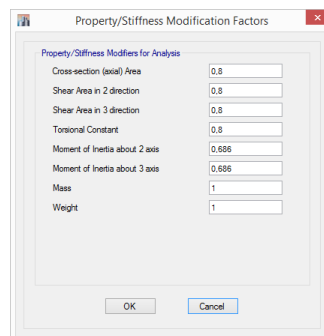
[NSR-10 Ecuación A.4.2-1]

OK

2. Reducción de Rigidez

Se realiza un modelo de la estructura con la misma geometría nominal, donde se reducen las rigideces según F.2.3.2.3 de la NSR-10. El software ETABS versión 15.2.0, utilizado para el análisis de este ejemplo, permite aplicar estas reducciones directamente en la matriz de rigidez de cada sección con la opción de *Property/Stiffness Modification Factors*, figura 12.

Figura 12. Reducción de la rigidez en cada sección de la estructura que aporte a la estabilidad.



Fuente: ETABS

- Se aplica la reducción de 0,8 a los parámetros de rigidez de axial (área de la sección transversal), cortante (área cortante) y torsión (constante torsional).
- Se aplica la reducción de $0,8T_b$ a los parámetros de rigidez flexional (Momento de Inercia). Ejemplo: para el elemento columna PAC, $T_b = 0,831$. La reducción del momento de inercia es de $0,8 \cdot 0,831 = 0,665$

3. Tipo de Análisis de Segundo Orden

Se requiere realizar un análisis de segundo orden; para este ejemplo se utiliza la geometría nominal por lo que se permite realizar un análisis de primer orden con las rigideces reducidas y aplicar el método B₁-B₂ para realizar esta consideración.

4. Efectos de 2^{do} Orden en la Respuesta Global

No se especifica en A.6.2.3 de la NSR-10 el uso de otro método diferente para el análisis de segundo orden, pero esta generalmente aceptado la aplicación del Método B1-B2 para este tipo de edificaciones, como especifica el numeral F.2.22 de la misma norma. Se realiza un análisis de segundo orden para cada dirección ortogonal.

Se realiza el análisis de la carga vertical mayorada soportada por cada piso, este debe incluir las cargas que actúan en las columnas que no forman parte del sistema de resistencia a cargas laterales como se muestra en la tabla 11.

PISO TIPO

$$L = 2307 \text{ KN}$$

$$D = 7867 \text{ KN}$$

$$CV_1 = 1,4 \cdot 7867 = 11014 \text{ KN}$$

$$CV_2 = 1,2 \cdot 7867 + 1,6 \cdot 2307 = 13132 \text{ KN}$$

$$CV_3 = 1,344 \cdot 7867 + 0,5 \cdot 2307 = 11727 \text{ KN}$$

Análisis de cargas vivas

Análisis de cargas muertas

[NSR-10 Ecuación B2.4-1]

[NSR-10 Ecuación B2.4-2]

[NSR-10 Ecuación B2.4-5]

CUBIERTA

$$L = 2050 \text{ KN}$$

$$D = 5354 \text{ KN}$$

$$C_{V1} = 1,4 \cdot 5354 = 7596 \text{ KN}$$

$$C_{V2} = 1,2 \cdot 5354 + 1,6 \cdot 2050 = 9705 \text{ KN}$$

$$C_{V3} = 1,344 \cdot 5354 + 0,5 \cdot 2050 = 8221 \text{ KN}$$

Análisis de cargas vivas

Análisis de cargas muertas

[NSR-10 Ecuación B2.4-1]

[NSR-10 Ecuación B2.4-2]

[NSR-10 Ecuación B2.4-5]

CALCULO TIPO PARA EL 6° PISO

$$\Sigma C_{V1} = 7596 + (10-6) \cdot 11014 = 51553 \text{ KN}$$

$$\Sigma C_{V2} = 9705 + (10-6) \cdot 13132 = 62232 \text{ KN}$$

$$\Sigma C_{V3} = 8221 + (10-6) \cdot 11727 = 55130 \text{ KN}$$

$$P_u = \text{MAXIMO} (51554, 62231, 55130) = 62232 \text{ KN}$$

Tabla 11. Análisis de cargas verticales soportadas por cada piso.

Piso	D	L	ΣCV1	ΣCV2	ΣCV3	Pu
-	KN	KN	KN	KN	KN	KN
Cubierta	5354	2050	7496	9705	8221	9705
9° Piso	7867	2307	18510	22837	19948	22837
8° Piso	7867	2307	29525	35968	31675	35968
7° Piso	7867	2307	40539	49100	43403	49100
6° Piso	7867	2307	51553	62232	55130	62232
5° Piso	7867	2307	62568	75363	66857	75363
4° Piso	7867	2307	73582	88495	78584	88495
3° Piso	7867	2307	84597	101627	90311	101627
2° Piso	7867	2307	95611	114758	102039	114758
1° Piso	7867	2307	106626	127890	113766	127890

Para cada dirección de desplazamiento ortogonal se determina la carga crítica de pandeo elástico y el coeficiente amplificador B_2 para efectos P-Δ para todos los pisos. En las tablas 12 y 13 se muestran los procesos para los ejes X y Y respectivamente. Las deformaciones horizontales son calculadas en el modelo con las rigideces reducidas.

CALCULO TIPO PARA EL 6° PISO EN EL EJE X

$V_x = 5819 \text{ KN}$

Análisis de cargas

sísmicas

$\delta_x = 51,98 \text{ mm}$

$\delta_y = 14,00 \text{ mm}$

Deformaciones horizontales en el 5° Piso

$\delta_x = 40,45 \text{ mm}$

$\delta_y = 10,61 \text{ mm}$

Deformaciones horizontales en el 4° Piso

$\delta_e = \sqrt{(51,98 - 40,45)^2 - (14,00 - 10,61)^2} = 12,02 \text{ mm}$ [NSR-10 Ecuación A.6.3-1]

$\Delta_{1er} = 3,5 * 12,02 = 42,06 \text{ mm}$

[ASCE 7 Ecuación 12.8-15]

$P_{mf} = 0$ por ser sistema PAC $R_M = 1,00$ [NSR-10 Ecuación F.2.22.2-7]

$P_{e \text{ piso}} = 1,00 * 5819 * (3500/42,06) = 484240 \text{ KN}$ [NSR-10 Ecuación F.2.22.2-6]

$B_2 = \frac{1}{1 - (62232/484240)} = 1,147$

[NSR-10 Ecuación F.2.22.2-5]

$\Delta_{2er} = 1,147 * 33,72 = 38,69 \text{ mm}$

$\Delta_{2er} = B_2 * \Delta_{1er}$ con rigidez nominal

Tabla 12. Análisis de efectos P-Δ en el desplazamiento en dirección del eje X.

Piso	V	δx	δy	δe	Δ 1er	Pe piso	B2
-	KN	mm	mm	mm	mm	KN	KN
Cubierta	1126	94,86	28,15	10,62	37,16	106018	1,101
9° Piso	2583	84,84	24,66	11,06	38,69	233613	1,108
8° Piso	3847	74,37	21,10	11,58	40,52	332293	1,121
7° Piso	4924	63,35	17,53	11,91	41,68	413502	1,135
6° Piso	5819	51,98	14,00	12,02	42,06	484240	1,147
5° Piso	6537	40,45	10,61	11,63	40,69	562268	1,155
4° Piso	7087	29,26	7,47	10,86	38,00	652710	1,157
3° Piso	7475	18,76	4,68	9,26	32,40	807408	1,144
2° Piso	7714	9,79	2,42	6,96	24,34	1109042	1,115
1° Piso	7817	3,03	0,79	3,13	10,94	2501238	1,054

Tabla 13. Análisis de efectos P-Δ en el desplazamiento en dirección del eje X.

Piso	V	δx	δy	δe	Δ 1er	Pe piso	B2
-	KN	mm	mm	mm	mm	KN	KN
Cubierta	684	32,56	70,10	9,65	40,54	50181	1,240
9° Piso	1548	29,09	61,09	9,79	41,14	111947	1,256
8° Piso	2278	25,47	51,98	9,84	41,35	163907	1,281
7° Piso	2881	21,67	42,90	9,70	40,74	210357	1,304
6° Piso	3364	17,76	34,03	9,34	39,21	255262	1,322
5° Piso	3736	13,81	25,57	8,65	36,32	306059	1,327
4° Piso	4007	9,98	17,81	7,66	32,18	370412	1,314
3° Piso	4186	6,41	11,04	6,25	26,24	474514	1,273
2° Piso	4286	3,36	5,58	4,46	18,74	680550	1,203
1° Piso	4323	1,05	1,76	2,05	8,62	1491330	1,094

Para reducir la complejidad del uso del coeficiente de amplificación para el control por resistencia, se asume el valor de B_2 máximo por eje ortogonal; también se verifica la condición asumida en la sección 3.9 de este documento, donde solo se consideraron las imperfecciones iniciales en las combinaciones con solo cargas de gravedad.

$$\text{EJE X } B_2 = 1,157 < 1,7$$

$$\text{EJE Y } B_2 = 1,327 < 1,7$$

Debe notarse que el correcto cálculo de B_2 se debió a la reducción de las fuerzas sísmicas por R en el cálculo del cortante sísmico y a la ampliación de la deriva por C_d . Por este motivo debe tenerse cuidado en la aplicación del procedimiento descrito por la NSR-10 para calcular las derivas sin reducir por R.

En F.2.22.2.2 de la NSR-10 no especifica claramente este aspecto, al calcular la deriva de piso con las fuerzas sísmicas sin reducir, esta debe ser multiplicada por 0,7 como describe A.6.4.1.1 de la misma norma y los cortantes de piso deben ser reducidos por R; de otra forma el resultado de B2 seria despreciable para casi todos los casos.

5. Control de Estabilidad

Se calcula el índice de estabilidad para controlar el exceso de inestabilidad causado por los efectos de segundo orden sobre la estabilidad global de la estructura y determinar si se requiere comparar con la deriva límite con la deriva de segundo orden. La deriva utilizada será la de segundo orden para calcular el coeficiente de estabilidad, pero no requiere ser amplificada por C_d , por lo que será reducida por el mismo, resultando en una forma equivalente a la ecuación A.6.2-2 de la NSR-10. No se explica la combinación de carga necesaria para calcular P_i por lo que se utilizará el calculado en la sección 3.12.1 de este artículo.

Los parámetros requeridos para el cálculo del índice de estabilidad se muestran para cada dirección de estudio en la tabla 14 para los ejes X y Y.

LIMITE DE ESTABILIDAD

El límite de estabilidad para el ASCE 7-10 es el menor de 0,25 o $0,5/C_d$, se aplicará este límite ya que es más restrictivo que el de la NSR-10 de 0,3.

EJE X	$Q_{\text{limite}} = 0,5/3,5 = 0,143$	[ASCE 7-10 Ecuación 12.8-17]
EJE Y	$Q_{\text{limite}} = 0,5/4,2 = 0,119$	[ASCE 7-10 Ecuación 12.8-17]

EJE X

CALCULO TIPO PARA EL 5° PISO

$$P_i = 74707 \text{ KN}$$

$$V_i = 6459 \text{ KN}$$

$$\Delta_{cm} = 37,45 \text{ mm}$$

$$Q_i = (74707 * 37,45) / (3,5 * 6459 * 3500) = 0,035 < 0,143 \text{ [NSR-10 Ecuación A.6.2-2]}$$

Cumple control de estabilidad para el 5° Piso en dirección del eje X

Análisis de carga ertical mayorada

Análisis de carga sísmica

Deriva de piso

EJE Y

CALCULO TIPO PARA EL 5° PISO

$P_i = 74707 \text{ KN}$

$V_i = 3692 \text{ KN}$

$\Delta_{cm} = 37,13 \text{ mm}$

$Q_i = (74707 \cdot 37,13) / (4,2 \cdot 3692 \cdot 3500) = 0,051 < 0,119 \text{ [NSR-10 Ecuación A.6.2-2]}$

Cumple control de estabilidad para el 5° Piso en dirección del eje Y

Análisis de carga vertical mayorada

Análisis de carga sísmica

Deriva de piso

Tabla 14. Calculo del coeficiente de estabilidad en los ejes X y Y.

Piso	P _i	EJE X			EJE Y		
		V _i	Δ _{cm}	Q _i	V _i	Δ _{cm}	Q _i
-	KN	KN	mm	-	KN	mm	-
Cubierta	9552	1100	32,58	0,023	668	39,57	0,038
9° Piso	22583	2543	34,17	0,025	1524	40,51	0,041
8° Piso	35614	3795	36,21	0,028	2247	41,30	0,045
7° Piso	48645	4862	37,69	0,031	2844	41,24	0,048
6° Piso	61676	5748	38,47	0,034	3323	40,05	0,051
5° Piso	74707	6459	37,45	0,035	3692	37,13	0,051
4° Piso	87738	7003	35,06	0,036	3960	32,59	0,049
3° Piso	100769	7388	29,55	0,033	4137	25,84	0,043
2° Piso	113800	7624	21,67	0,026	4236	17,59	0,032
1° Piso	126831	7727	9,08	0,012	4273	7,41	0,015

Ningún coeficiente de estabilidad es mayor a 0,1 en ningún piso por lo que no es necesario incluir los efectos P-Δ en el control de derivas. Esto quiere decir que es correcto comparar la deriva de primer orden con la deriva límite.

6. Análisis del Sistema de Placa

6.1. Análisis de la Losa

Análisis de cargas para el tablero como formaleta

$$WC = 1,0 \text{ kPa}$$

$$PC = 2,2 \text{ kPa}$$

$$WD = 1,89 \text{ kN/m}$$

$$Mu (+) = 1,6 * 0,63 + 1,4 * 0,83 = 2,16 \text{ kNm}$$

$$Mu (-) = 1,6 * 0,78 + 1,4 * 0,41 = 1,82 \text{ kNm}$$

$$Vu = 1,6 * 2,13 + 1,4 * 1,13 = 4,98 \text{ kN}$$

[NSR-10 Figura F.4.7.3.1-1]

[NSR-10 Figura F.4.7.3.1-1]

Peso de la Losa

Análisis de cargas para el tablero y concreto como unidad compuesta

$$WD = 1,892 + 3,8 = 5,69 \text{ kN/m}$$

$$WL = 2,00 \text{ kN/m}$$

Carga última

$$Wu = 1,2 * 5,69 + 1,6 * 2,00 = 10,03 \text{ kN/m}$$

$$Mu = 10,03 * (1.875 / 1.000)^{(2/8)} = 4,41 \text{ kNm}$$

$$Vu = 10,03 * 1.875 / 2.000 = 9,40 \text{ kN}$$

Carga de Servicio

$$Ws = 5,69 + 2,00 = 7,69 \text{ kN/m}$$

6.2. Análisis de viguetas

Análisis de Cargas para el diseño de construcción

$$WD = 1,892 * 1875 / 1.000 + 0,225 = 3,77 \text{ kN/m}$$

$$WC = 1 * 1875 / 1.000 = 1,875 \text{ kN/m}$$

$$WC1 = 1,4 * 3,77 = 5,280 \text{ kN/m}$$

$$WC2 = 1,4 * 3,77 + 1,6 * 1,875 = 7,526 \text{ kN/m}$$

$$M_u = 7,526 \cdot (7.450/1.000)^{(2/8)} = 52,21 \text{ kNm}$$

$$V_u = 7,526 \cdot 7.450/2.000 = 28,03 \text{ kN}$$

Análisis de Cargas para la vigueta como sección compuesta

$$D = (1,892+3,8) \cdot 1875/1000 + 0,225 = 10,90 \text{ kN/m}$$

$$L = 2 \cdot 1875/1000 = 3,75 \text{ kN/m}$$

$$WC1 = 1,4 \cdot 10,90 = 15,26 \text{ kN/m}$$

$$WC2 = 1,4 \cdot 310,90 + 1,6 \cdot 3,75 = 19,08 \text{ kN/m}$$

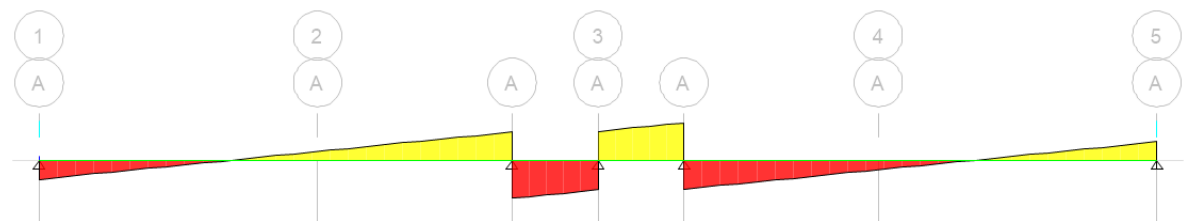
$$M_u = 19,08 \cdot (7.450/1.000)^{(2/8)} = 132,35 \text{ kNm}$$

$$V_u = 19,08 \cdot 7.450/2.000 = 71,06 \text{ kN}$$

7. Análisis del diafragma

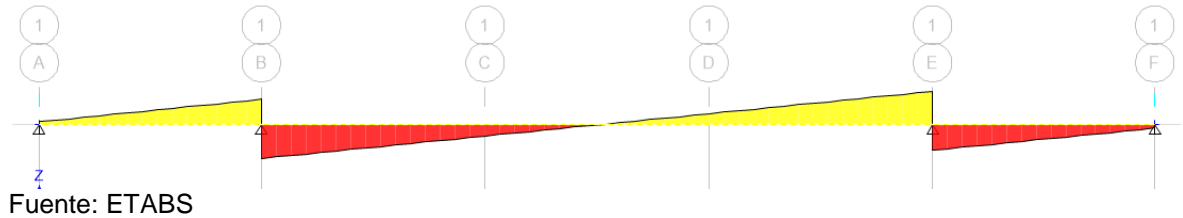
Se analiza el diafragma en ambas direcciones como una viga apoyada sobre los sistemas de resistencia sísmica sometida por una fuerza distribuida W para cada eje ortogonal.

Figura 12. Modelo del diafragma de cortante como viga para sismo en el eje X.



Fuente: ETABS

Figura 13. Modelo del diafragma de cortante como viga para sismo en el eje Y.



EJE X	$F_p = 1088 \text{ KN}$	$W = 1088/30,5 = 35,67 \text{ KN/m}$
EJE Y	$F_p = 1088 \text{ KN}$	$W = 1088/30,5 = 35,67 \text{ KN/m}$

Análisis de Colectores

El valor del cortante en el diagrama de cortante sobre el sistema estructural se utiliza para calcular la el cortante distribuido que debe resistir los elementos colectores.

Colector PAC	$V_u = 178,33 \text{ KN}$	$v_u = 178,33/38 = 4,69 \text{ KN/m}$
Colector Muro X	$V_u = 360,23 \text{ KN}$	$v_u = 360,23/38 = 9,48 \text{ KN/m}$
Colector Muro Y	$V_u = 259,44 \text{ KN}$	$v_u = 178,33/30,5 = 8,51 \text{ KN/m}$

La viga colectora debe resistir $P_u = 9,48 \cdot 7500/1000 = 71,1 \text{ KN}$

Análisis de Amarres

El valor del momento máximo del diagrama de momento se utiliza para calcular la fuerza axial que debe resistir los amarres.

Amarre X	$M_u = 594,56 \text{ KNm}$	$P_u = 594,56/38 = 15,65 \text{ KN}$
Amarre Y	$M_u = 823,30 \text{ KNm}$	$P_u = 823,30/30,5 = 25,99 \text{ KN}$

8. Requerimientos de análisis del sistema de resistencia sísmica

Columna (PAC-DES)

Análisis I

$$P_{Emh} (-) = ((10+1)/2,0)*3118 + ((10/2,0) * 2048) * \text{seno} (0,75) + (10/2,0)*0 = 19.751 \text{ kN}$$

$$P_{Emh} (+) = ((10+1)/2,0)* -2048 + ((10/2) * -3118) * \text{seno} (0,75) + (10/2)*0 = 19.021 \text{ kN}$$

Análisis II

$$P_{Emh} (-) = ((10+1)/2,0)*3118 + ((10/2,0) * 614) * \text{seno} (0,75) + (10/2,0)*0 = 14.861 \text{ kN}$$

$$P_{Emh} (+) = ((10+1)/2,0)* -614 + ((10/2) * -3118) * \text{seno} (0,75) + (10/2)*0 = 13.153 \text{ kN}$$

Viga (PAC-DES)

Vigas Tipo 1

Análisis I

$$P_x = \text{coseno} (0,75)*(3.118+2.048-3.118-2.048) = 0,00 \text{ kN}$$

$$P_{Emh} = 0/2 *(3.118-2.048)*\text{coseno} (0,75) = 782,4 \text{ kN}$$

Análisis II

$$P_x = \text{coseno} (0,75)*(3.118+614-3.118-614) = 0,00 \text{ kN}$$

$$P_{Emh} = 0/2 +(3.118-614)*\text{coseno} (0,75) = 1.830,4 \text{ kN}$$

Vigas Tipo II

Análisis I

$$P_y = \text{seno} (0,75)*(3.118+614-3.118-614) = 0,00 \text{ kN}$$

$$P_{Emh} = \text{coseno} (0,75)*(3.118+614-3.118-614) = 0,00 \text{ Kn}$$

Análisis II

$$V_{Emh} = 0,00/2 = 0,00 \text{ kN}$$

$$M_{Emh} = 0,00 * 7.500/4.000 = 0,00 \text{ kN}$$

9. Análisis de Elementos

El análisis de la estructura tiene que estar ajustada a los requisitos generales de análisis especificados en el numeral F.2 de la NSR-10, específicamente el F.2.3 que habla del diseño por estabilidad y tiene en cuenta el análisis de cargas.

Columnas Gravedad

$$P_u (-) = 6.539,96 \text{ kN}$$

Calculada por el software ETABS

$$P_y = 345 * 25.000 / 1000 = 8.625 \text{ kN}$$

$$P_u/P_y = 6.539,96 / 8.625 = 0,758$$

$$T_b = 1,4 * 0,758 * (1 - 0,758) = 0,733$$

Vi

gas Gravedad

$$M_u = 445,69 \text{ kNm}$$

Calculada por el software ETABS

$$V_u = 235,63 \text{ kN}$$

Calculada por el software ETABS

Viga colectora

$$P_{lt} = 71,10 \text{ kN}$$

Calculada por el software ETABS

$$\Omega_o = 2,50$$

$$B_2 = 1,146$$

[NSR-10 F.2.22.2-1]

$$P_u (-) = 71,10 * 2,50 * 1,146 = 203,65 \text{ kN}$$

$$M_{nt} = 338,45$$

Calculada por el software ETABS

$$C_m = 1$$

[NSR-10 F.2.22.2-1]

$$P_y = 345 * 9.100 / 1000 = 3140 \text{ kN}$$

$$P_u/P_y = 203,65 / 3140 = 0,065$$

$$T_b = 1$$

$$P_e = \pi^2 * 0,8 * 1 * 201E+6 * 200000 / 7500^2 / 1000 = 5642,8 \text{ kN}$$

[NSR-10 Ecuación F.2.22.2-4]

$$B_1 = 1 / (1 - 203,65/5642,8) = 1,037$$

[NSR-10 F.2.22.2-1]

$$M_u = 338,45 * 1,037 = 351,12 \text{ kNm}$$

$$V_u = 136,89 \text{ kN}$$

Calculada por el software ETABS

Riostra (PAC-DES)

$$P_{lt} = 922,27 \text{ kN}$$

$$B_2 = 1,146$$

$$P_{nt(-)} = 181,37 \text{ kN}$$

$$P_{u(-)} = 922,27 + 1,146 + 181,37 = 1.238,1 \text{ kN}$$

$$P_y = 290 * 7680 / 1.000 = 2.227 \text{ kN}$$

$$P_u/P_y = 1.238,1 / 2.227 = 0,556$$

$$T_b = 1,4 * 0,556 * (1 - 0,556) = 0,988$$

Calculada por el software ETABS
[NSR-10 F.2.22.2-1]

$$P_{u(+)} = 841,85 \text{ Kn}$$

Columna (PAC-DES)

$$P_{nt(-)} = 3.464,40 \text{ kN}$$

$$P_{lt(-)} = 4.171,37 \text{ kN}$$

$$\Omega_o = 2,50 \text{ kN}$$

$$B_2 = 1,146 \text{ kN}$$

$$P_{u(-)} = 3.464,40 + (1,146 * 10.428,43) = 15.413 \text{ kN}$$

$$P_y = 345 * 63.800 / 1.000 = 22.011 \text{ kN}$$

$$P_u/P_y = 15.413 / 22.011 = 0,700$$

$$T_b = 1,4 * 0,700 * (1 - 0,700) = 0,840$$

Calculada por el software ETABS

[NSR-10 Ecuación F.2.22.2-5]

$$P_{lt(+)} = 4.171,37$$

$$\Omega_o = 2,50 \text{ kN}$$

$$P_{u(+)} = (4.171,37 * 2,50) - 3.464,40 = 6.964,03 \text{ kN}$$

Calculada por el software ETABS

Viga (PAC-DES)

$$P_u (-) = 26,99 \text{ kN}$$

$$B_2 = 1,146$$

$$P_u (-) = 1830,4 \text{ kN}$$

Calculada por el software ETABS
[NSR-10 Ecuación F.2.22.2-5]

$$M_{nt} = 307,29 \text{ kNm}$$

$$C_m = 1$$

$$P_y = 345 * 14.100 / 1.000 = 4.865 \text{ kN}$$

$$P_u/P_y = 1.830,4 / 4.865 = 0,006$$

$$T_b = 1$$

$$P_e = \pi^2 * 0,8 * 1 * 331E+6 * 200000 / 7500^2 / 1000 = 9292 \text{ kN}$$

Calculada por el software ETABS
[NSR-10 F.2.22.2-1]

$$B_1 = 1 / (1 - 26,99 / 9292) = 1,003$$

$$M_u = 1,003 * 307,29 + 0,00 = 308,19 \text{ kNm}$$

[NSR-10 Ecuación F.2.22.2-4]
[NSR-10 F.2.22.2-1]

Columna (PRM-DES)

$$P_{it} = 0,00 \text{ kN}$$

$$\Omega_o = 2,50 \text{ kN}$$

$$B_2 = 1,263$$

$$P_{nt(-)} = 3.680,14 \text{ kN}$$

$$P_{Emh(-)} = 0,00 * 2,50 * 1,263 + 3.680,14 = 3.680,14 \text{ kN}$$

$$P_u(-) = 0,00 * 1,263 + 3.680,14 = 3.680,14 \text{ kN}$$

Calculada por el software ETABS
[NSR-10 F.2.22.2-1]

$$M_{it} = 11,42 \text{ kNm}$$

$$M_{nt1} = 0,00 \text{ kNm}$$

$$M_{nt2} = 0,00 \text{ kNm}$$

$$C_m = 0,65$$

$$P_y = 345 * 16.800 / 1.000 = 5.796 \text{ kN}$$

$$P_u / P_y = 3.680,14 / 5.796 = 0,635$$

$$T_b = 1,4 * 0,635 * (1 - 0,635) = 0,927$$

$$P_e = \pi^2 * 0,8 * 1 * 222E+6 * 200000 / 3500^2 / 1000 = 26533 \text{ kN}$$

[NSR-10 Ecuación F.2.22.2-4]
[NSR-10 F.2.22.2-1]

$$B_1 = 1$$

$$M_u = 1 * 0,00 + 11,42 * 1,263 = 14,43 \text{ kNm}$$

$$V_u = 2,77 \text{ kN}$$

V iga (PRM-DES)

$$P_{it} = 15,65 \text{ kN}$$

$$B_2 = 1,263$$

$$P_u(-) = 16,65 * 1,263 = 19,76 \text{ kN}$$

Calculada por el software ETABS
[NSR-10 F.2.22.2-1]

$$M_{it} = 3,15 \text{ kNm}$$

$$M_{nt} = 185,49 \text{ kNm}$$

$$C_m = 1$$

$$P_y = 345 * 8450 / 1.000 = 2.915 \text{ kN}$$

$$P_u / P_y = 19,76 / 2.915 = 0,007$$

$$T_b = 1$$

Calculada por el software ETABS
Calculada por el software ETABS
[NSR-10 F.2.22.2-1]

$$P_e = \pi^2 * 0,8 * 1 * 145E+6 * 200000 / 7500^2 / 1000 = 4071 \text{ kN} \quad [\text{NSR-10 Ecuación F.2.22.2-4}]$$

$$B_1 = 1 / (1 - 19,76 / 4071) = 1,005 \quad [\text{NSR-10 F.2.22.2-1}]$$

$$M_u = 1,005 * 185,49 + 3,15 * 1,263 = 190,37 \text{ kNm}$$

10. Condiciones de Servicio

En este ejercicio de aplicación no se realizaron los análisis especificados en el procedimiento descrito en el Anexo 1.

FASE 4: Chequeo

1. Requerimientos de Arriostramiento

Las vigas deben estar restringidas contra la rotación alrededor de su eje longitudinal del punto de apoyo, para realizar los cálculos y chequeos que se muestran a continuación se tuvo en cuenta las resistencias de diseño y la rigidez para chequear que cumplan a partir del numeral F.2.20.3.1.2 de la NSR-10 y la F.3.4.1.2 sobre el Arriostramiento para estabilidad de las vigas.

Viga Gravedad

$$L = 7450 \text{ mm}$$

Resistencia

$$\phi P_n = 472 \text{ kN}$$

$$P_{br} = 0,02 * 445,69 / 399 * 1000 = 22 \text{ kN} \quad [\text{NSR-10 Ecuación F.2.20.3-3}]$$

Chequeo

$$P_{br} = 22 \text{ kN} \leq \phi P_n = 472 \text{ kN}$$

Rigidez

$$\beta = 200.000 * 2.860 / 7.450 / 1.000 = 77 \text{ kN/mm}$$

$$\beta_{br} = 1 / 0,75 * (10 * 445,69 / (1850 * 399)) = 8 \text{ kN/mm}$$

$$[\text{NSR-10 Ecuación F.2.20.3-3}]$$

Viga Colectora

L = 7450 mm

Resistencia

$\phi P_n = 472 \text{ kN}$

$P_{br} = 0,02 * 351,12/335*1000 = 21 \text{ kN}$

[NSR-10 Ecuación F.2.20.3-3]

Chequeo

$P_{br} = 22 \text{ kN} \leq \phi P_n = 472 \text{ kN}$

Rigidez

$\beta = 200.000*2.860/7.450/1.000 = 77 \text{ kN/mm}$

$\beta_{br} = 1/0,75*(10*351,12/(1850*335)) = 8 \text{ kN/mm}$

[NSR-10 Ecuación F.2.20.3-3]

Chequeo

$\beta_{br} = 8 \text{ kN/mm} \leq \beta = 77 \text{ kN/mm}$

Viga (PAC-DES)

Viga Tipo I

L = 7450 mm

Resistencia

$\phi P_n = 472 \text{ kN}$

$P_{br} = 0,02 * 308,19/340*1000 = 18 \text{ kN}$

[NSR-10 Ecuación F.2.20.3-3]

Chequeo

$P_{br} = 18 \text{ kN} \leq \phi P_n = 472 \text{ kN}$

Rigidez

$\beta = 200.000*308,19/7.450/1.000 = 77 \text{ kN/mm}$

$\beta_{br} = 1/0,75*(10*308,19/(1850*340)) = 7 \text{ kN/mm}$

[NSR-10 Ecuación F.2.20.3-3]

Chequeo

$\beta_{br} = 7 \text{ kN/mm} \leq \beta = 77 \text{ kN/mm}$

Viga Tipo II

Resistencia

$$\phi P_n = 472 \text{ kN}$$

$$P_{br} = 0,02 * 379,5 * 2060000/340/1000 = 46 \text{ kN}$$

[NSR-10 Ecuación F.2.20.3-3]

Chequeo

$$P_{br} = 46 \text{ kN} \leq \phi P_n = 472 \text{ kN}$$

Rigidez

$$\beta = 200.000 * 2860/7450/1.000 = 77 \text{ kN/mm}$$

$$\beta_{br} = 1/0,75 * (10 * 379,5 * 2060000/1850/340) = 17 \text{ kN/mm}$$

[NSR-10 Ecuación F.2.20.3-3]

Chequeo

$$\beta_{br} = 17 \text{ kN/mm} \leq \beta = 77 \text{ kN/mm}$$

Las vigas tipo II las cuales son en V invertida deben satisfacer los requisitos para miembros de ductilidad moderada del numeral F.3.4.1.2.1

$$L_b = 0,17 * 200.000 * 63/345 = 6.209 \text{ mm} \quad \text{[NSR-10 Ecuación F.3.4.1-2]}$$

Chequeo

$$L_b = 617 \leq L_b = 2.468 \text{ mm}$$

Viga PRMC-DES

$$L = 7450 \text{ mm}$$

Resistencia

$$\phi P_n = 472 \text{ kN}$$

$$P_{br} = 0,02 * 379,5 * 1.050.000/292/1.000 = 27 \text{ kN}$$

[NSR-10 Ecuación F.2.20.3-3]

Chequeo

$$P_{br} = 27 \text{ kN} \leq \phi P_n = 472 \text{ kN}$$

Rigidez

$$\beta = 200.000 \cdot 467 / 1.8500 / 1.000 = 50 \text{ kN/mm}$$

$$\beta_{br} = 1 / 0,75 \cdot (10 \cdot 379,5 \cdot 1050000 / 617 / 292) = 30 \text{ kN/mm}$$

[NSR-10 Ecuación F.2.20.3-3]

Chequeo

$$\beta_{br} = 30 \text{ kN/mm} \leq \beta = 50 \text{ kN/mm}$$

Las vigas PRMC-DES son de alta ductilidad y el espaciamiento debe cumplir con el numeral F.3.4.1.2.2

$$L_b = 0,008 \cdot 49,5 \cdot 200.000 / 345 = 2468 \text{ mm}$$

Chequeo

$$L_b = 617 \leq L_b = 2468 \text{ mm}$$

2. Calculo de las resistencias disponibles.

Para el método de diseño por análisis directo, las resistencias de diseño de los miembros deben ser calculadas de acuerdo a los siguientes numerales de la NSR-10 (F.2.4, F.2.5, F.2.6, F.2.7, F.2.8, F.2.9, F.2.10, F.2.11)

LOSA

El diseño de la losa se realiza según las especificaciones del proveedor del tablero metálico

Dimensionamiento de la losa

$L = 7500$ mm “Longitud viga soporte”
 $N = 3$ “Numero de viguetas por panel”
 $S_v = 7500/3 = 1875$ mm “Sepaación entre viguetas”

Propiedades del tablero metálico

El tablero metálico debe tener en cuenta los requerimientos estipulados en la NSR-10 F.4.7.2 referente al material y su tolerancia y demás propiedades estructurales.

Material = A653 SS Gr. 40

$F_y = 272$ MP_a

$E_s = 203.000$ MP_a

Sección = T2" Calibre 16	$W = 1.892$ KN/m
$e = 100$ mm	$S_s(+)$ = 32000 mm ³
$t_c = 49.2$ mm	$S_s(-)$ = 27690 mm ³
$h_r = 50.8$ mm	$A_s = 1990.7$ mm ²
$w_r = 140.0$ mm	$I_{ex} = 831063$ mm ²
$s_r = 305$ mm	$\phi V_{tm} = 6218.09$ kg-f
$t = 1.50$ mm	$y_b = 25.09$ mm
$w_d = 0.151$ KN/m ²	

La losa, en este caso se ha diseñado como un sistema de entrepiso compuesto, en donde se presenta el concreto y el acero, principalmente el acero funcionara como

formaleta pero cuando el concreto fragüe entonces se tomara como una sección compuesta y el acero hará la función de refuerzo, de esta manera las propiedades del concreto utilizado para el diseño de la losa son las siguientes:

Losa de concreto

$W_c = 24 \text{ KN/m}^3$

$f'_c = 21 \text{ MPa}$

$E_c = 21538 \text{ MPa}$

$I_c = 6321460 \text{ mm}^2$

$S_{ic} = 85251 \text{ mm}^3$

$V_r = 1107.8 \text{ Kg-f}$

$A_c = 62936 \text{ mm}^2$

Diseño del tablero como formaleta

Para el cálculo de los momentos y el cortante del tablero como formaleta, es necesario tener en cuenta el literal F.4.7.3 de la NSR-10, en este caso el proyecto tiene más de 5 luces, pero la tabla de diagramas de carga y momento flector que se encuentra en este literal solo se especifican hasta 3 luces continuas, por tanto el diagrama de carga y momento flector del tablero se realiza de acuerdo a los parámetros de a máxima cantidad de luces continuas descritas y queda de la siguiente manera:

Se tiene en cuenta las cargas que va a soportar la formaleta las cuales son descritas en el literal F.4.7.3

$W_C = 1.0 \text{ kPa}$

$P_C = 2.2 \text{ kPa}$

$W_D = 1.89 \text{ kN/m}$

[NSR-10 Figura F.4.7.3.1-1]

[NSR-10 Figura F.4.7.3.1-1]

Carga muerta

Coeficientes de carga y resistencia

$+M (W_D) = 0,094 * 1,89 * (1875/1000)^2 = 0,63 \text{ kNm}$

$+M (W_C) = 0,094 * 1 * (1875/1000)^2 = 0,33 \text{ kNm}$

$+M (P_C) = 0,094 * 2,20 * (1875/1000)^2 = 0,83 \text{ kNm}$

$-M (W_D) = 0,117 * 1,89 * (1875/1000)^2 = 0,78 \text{ kNm}$

$-M (W_C) = 0,117 * 1 * (1875/1000)^2 = 0,41 \text{ kNm}$

$-M (P_C) = 0 \text{ kNm}$

[NSR-10 Figura F.4.7.3.1-1]

[NSR-10 Figura F.4.7.3.1-1]

[NSR-10 Figura F.4.7.3.1-1]

[NSR-10 Figura F.4.7.3.1-1]

[NSR-10 Figura F.4.7.3.1-1]

[NSR-10 Figura F.4.7.3.1-1]

Se debe verificar la interacción entre el cortante y la flexión y determinar los factores de resistencia que se encuentran descritos en las secciones F.4.3 a la F.4.5 de la NSR-10

Cálculo del cortante mayorado:

$$V (W_D) = 0,6 * 1,89 * 1875 = 2,13 \text{ kN}$$

[NSR-10 Figura F.4.7.3.1-1]

$$V (W_C) = 0,6 * 1 * 1875 = 1,13 \text{ kN}$$

[NSR-10 Figura F.4.7.3.1-1]

$$V (P_C) = 0,5 * 2,20 = 1,10 \text{ kN}$$

[NSR-10 Figura F.4.7.3.1-1]

Se calculan los momentos últimos y el cortante último de la formaleta para el cálculo de la envolvente.

$$M_u (+) = (1,6 * 0,63) + (1,4 * 0,83) = 2,16 \text{ kNm}$$

$$M_u (-) = (1,6 * 0,78) + (1,4 * 0,41) = 1,82 \text{ kNm}$$

$$V_u = (1,6 * 2,13) + (1,4 * 1,13) = 4,98 \text{ kN}$$

Control de deflexión

$$\delta = \frac{0,0069 * 1,89 * 1.875^4}{203.000 * 31.063} \rightarrow 0,96 \text{ mm}$$

[NSR-10 F.4.7.3.3]

$$\delta_{adm} = 1875 / 180 = 10,42 \text{ mm}$$

[NSR-10 F.4.7.3.3]

$$\delta = 0,96 \text{ mm} \leq \delta_{adm} = 10,42 \text{ mm}$$

Cumple

Resistencia a Flexión

$$\phi M_n (+) = 0,95 * 272 * 32.000 / 1'000.000 = 8,27 \text{ kNm}$$

[NSR-10 F.4.7.3.2]

$$\phi M_n (-) = 0,95 * 272 * 27.690 / 1'000.000 = 7,16 \text{ kNm}$$

[NSR-10 F.4.7.3.2]

Resistencia a Cortante

$$\phi V_n = 6218,09 / 100 = 62,18 \text{ kN}$$

[NSR-10 F.4.7.3.2]

Ecuación envolvente

Interacción simultanea de la flexión y el cortante en el apoyo:

$$M_u (+) = 2,15 \text{ kNm}$$

$$V_u = 0,00 \text{ kN}$$

$$\text{Envolvente} = \left(\frac{0,00}{62,18} \right)^2 + \left(\frac{2,15}{8,27} \right)^2 = 0,068 \leq 1 = \text{Cumple}$$

Interacción simultanea de la flexión y el cortante en el centro de luz:

$$M_u (-) = 1,82 \text{ kNm}$$

$$V_u = 4,98 \text{ kN}$$

$$\text{Envolvente} = \left(\frac{4,98}{62,18} \right)^2 + \left(\frac{1,82}{7,16} \right)^2 = 0,055 \leq 1 = \text{Cumple}$$

Diseño del tablero y concreto como una unidad compuesta

<u>Cargas</u>	<u>Carga última</u>	<u>Carga de servicio</u>
$W_D = 5,69 \text{ kN/m}$	$W_u = 1,2 * 5,69 + 1,6 * 2,00 = 10,03 \text{ kN/m}$	$W_s = 5,69 + 2,00 \text{ kN/m}$
$W_L = 2,00 \text{ kN/m}$	$M_u = 10,03 * \left(\frac{1875}{1000}\right)^{\frac{2}{8}} = 4,41 \text{ kNm}$	
	$V_u = 10,03 * 1.875/1.000/2 = 9,40 \text{ kN}$	

Control de deflexión

$$\delta = \frac{0,0069 * 7,69 * 1.875^4}{21.538 * 6'321.460} \rightarrow 4,82 \text{ mm}$$

$$\delta_{adm} = 1875 / 360 = 5,21 \text{ mm}$$

$$\delta = 4,82 \text{ mm} \leq \delta_{adm} = 5,21 \text{ mm}$$

[NSR-10 Literal F.4.7.5.4]

Cumple

Resistencia a flexión

$$d = 100 - 25,09 = 74,91 \text{ mm}$$

$$a = 1.990,7 * 272 / (0,85 * 21 * 1.000) = 30,33 \text{ mm} \quad [\text{NSR-10 Ecuación F.4.7.5-3}]$$

$$\phi = 0,85$$

[NSR-10 F.4.7.5.6.2]

$$\phi M_n = 0,85 * 1.990,7 * 272 * (74,91 - 30,33) / 1'000.000 = 27,50 \text{ kNm}$$

[NSR-10 Ecuación F.4.7.5-2]

Chequeo

$$M_u = 4,41 \text{ kNm} \leq \phi M_n = 27,50 \text{ kNm} \quad \underline{\text{Cumple}}$$

Resistencia a Cortante

$$\phi V_{tm} = 6218,09/100 = 62,18 \text{ kN}$$

[NSR-10 F.4.7.5.7]

$$\phi V_c = 0,85 * \frac{\sqrt{21}}{6} * 62.936 / 1.000 = 40,86 \text{ kN}$$

[NSR-10 F.4.7.5.7]

$$\phi V_n = 62,18 + 40,86 = 103,04 \text{ kN}$$

[NSR-10 F.4.7.5.7]

Chequeo

$$V_u = 9,40 \text{ kN} \leq \phi V_n = 103,04 \text{ kN} \quad \underline{\text{Cumple}}$$

Refuerzo de Retracción y Temperatura

$$\text{Malla} = \text{M-131}$$

$$d_b = 5,00 \text{ mm}$$

$$S = 150 \text{ mm}$$

$$A_{sdis} = \pi * 5,00^2 / 4 * 1.000 / 150 = 130,90 \text{ mm}^2$$

[NSR-10 F.4.7.5.5]

$$A_{sreq} = 0,0018 * 62.936 = 113,28 \text{ mm}^2$$

[NSR-10 F.4.7.5.5]

Chequeo

$$A_{sreq} = 113,28 \text{ mm}^2 \leq A_{sdis} 130,90 \text{ mm}^2$$

Cumple

VIGUETA COMPUESTA

Dimensionamiento

$$L = 7450 \text{ mm}$$

Arriostramiento por vigas

$$S_v = 1875 \text{ mm}$$

Separacion de viguetas

$$A_f = 13.97 \text{ m}^2$$

Area aferente

Propiedades Viga de Acero I

Material = A992
 $F_y = 345 \text{ MP}_a$
 $F_u = 450 \text{ MP}_a$
 $G = 77.200 \text{ MP}_a$
 $E = 200.000 \text{ MP}_a$

Sección = W8X15
 $W = 0,225 \text{ KN/m}$
 $A_g = 2.860 \text{ mm}^2$
 $d = 206 \text{ mm}$
 $h = 175 \text{ mm}$
 $b_f = 102 \text{ mm}$
 $t_w = 6,22 \text{ mm}$
 $t_f = 8 \text{ mm}$
 $r_{ts} = 26,9 \text{ mm}$
 $h_o = 198 \text{ mm}$

$I_x = 20.000.000 \text{ mm}^4$
 $Z_x = 223.000 \text{ mm}^3$
 $S_x = 193.000 \text{ mm}^3$
 $r_x = 83,6 \text{ mm}$
 $I_y = 1.420.000 \text{ mm}^4$
 $Z_y = 43.800 \text{ mm}^3$
 $S_y = 27.900 \text{ mm}^3$
 $r_y = 22,3 \text{ mm}$
 $J = 57.000 \text{ mm}^6$
 $C_w = 13.900.000.000 \text{ mm}^6$

Losa de concreto

$f'_c = 21 \text{ MP}_a$
 $E_c = 21538 \text{ MP}_a$
 $b_e = 1862.5 \text{ mm}$
 $e = 100 \text{ mm}$

Diseño para construcción

Esbeltez

$\lambda_f = 102/2/8 = 6,38$
 $\lambda_w = 175/6,22 = 28,10$

[NSR-10 Tabla F.2.2.4-1a]

[NSR-10 Tabla F.2.2.4-1a]

Resistencia a compresión

Esbeltez a compresión

$$\lambda_{fr} = 0,56 * \sqrt{\frac{200.000}{345}} = 13,48$$

[NSR-10 Tabla F.2.2.4-1a]

$$\lambda_{wr} = 1,49 * \sqrt{\frac{200.000}{345}} = 35,87$$

[NSR-10 Tabla F.2.2.4-1a]

Chequeo Esbeltez

- 1) $\lambda_f = 6,38 \leq \lambda_{fr} = 13,48$
- 2) $\lambda_w = 28,10 \leq \lambda_{wr} = 35,87$

Aleta no esbelta

Alma no esbelta

K= 1

[NSR-10 F.2.3.2]

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_x = 1 * 7450 / 83,6 = 89,1$$

Pandeo por flexión

$$F_e = \frac{\pi^2 * 200.000}{(89,1)^2} = 248,6 \text{ MP}_a$$

[NSR-10 Ecuación F.2.5.3-4]

$$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{345}{248,6}} \right] * 345 = 193,0 \text{ MPa} \quad [\text{NSR-10 Ecuación F.2.5.3-2}]$$

Pandeo por Torsión

$$F_e = \left[\frac{\pi^2 * 2E + 5 * 1,39E + 10}{(1 * 7450)^2} + 77.200 * 57.000 \right] * \frac{1}{2E + 7 * 142E + 4} = 228,5 \text{ MPa} \quad [\text{NSR-10 Ecuación F.2.5.4-4}]$$

$$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{345}{228,5}} \right] * 345 = 183,4 \text{ MPa} \quad [\text{NSR-10 Ecuación F.2.5.3-2}]$$

$$\phi = 0,9 \quad [\text{NSR-10 F.2.5.1}]$$

$$\phi P_n (-) = 0,9 * 183,4 * 2860 / 1.000 = 472 \text{ kN} \quad [\text{NSR-10 Ecuación F.2.5.3-1}]$$

Resistencia a Flexión

Esbeltez a flexión

$$\lambda_{fr} = 0,38 * \sqrt{\frac{200.000}{345}} = 9,15 \quad [\text{NSR-10 Tabla F.2.2.4-1a}]$$

$$\lambda_{wr} = 3,76 * \sqrt{\frac{200.000}{345}} = 90,53 \quad [\text{NSR-10 Tabla F.2.2.4-1a}]$$

Chequeo Esbeltez

$$1) \lambda_f = 6,38 \leq \lambda_{fr} = 9,15$$

$$2) \lambda_w = 28,10 \leq \lambda_{wr} = 90,53$$

Aleta compacta

Alma compacta

$$L_b = 0 \text{ mm}$$

Plastificación de la sección (momento plástico)

$$M_p = 345 * 223.000 / 1.000.000 = 77 \text{ kNm}$$

$$\phi M_n = 0,9 * 77 = 69 \text{ kNm}$$

Resistencia a Cortante

$$A_w = 206 * 6,22 = 1281 \text{ mm}^2 \quad [\text{NSR-10 F.2.7.2.1}]$$

$$K_v = 5 \quad [\text{NSR-10 F.2.7.2.1}]$$

$$C_v = 1 \quad [\text{NSR-10 Ecuación F.2.7.2-3}]$$

$$\phi = 1 \quad [\text{NSR-10 Ecuación F.2.7.2-2}]$$

$$\phi V_n = 1 * 0,6 * 345 * 1281 * 1 / 1000 = 265 \text{ kN} \quad [\text{NSR-10 Ecuación F.2.7.2-1}]$$

Envolvente

$$E_{NV} M = 52,21/69 = 0,75$$

$$E_{NV} V = 28,03/265 = 0,11$$

Chequeo Envolvente

$$E_{NV} M = 0,75 \leq 1 \quad \text{Cumple}$$

Diseño como sección compuesta

Resistencia a flexión

Nervios del tablero perpendiculares a la viga

Distribución plástica

$$C_c = 1.635.685/100 = 1.636 \text{ kN}$$

$$T = 986.700/1.000 = 987 \text{ kN}$$

$$T_f = 282 \text{ kN}$$

Eje neutro en la losa

$$a = 29,7 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 158 \text{ kNm}$$

Resistencia a Cortante

$$\phi V_n = 265$$

COLUMNAS GRAVEDAD

El diseño se encuentra referenciado a la columna del piso 1, eje C2

Dimensionamiento

L = 3500 mm
Af = 56,25 mm²

Arriostamiento por nodos
Angulo de Inclinación

Propiedades

Material = A992
Fy = 345 MP_a
Fu = 450 MP_a
E = 200.000 MP_a
G = 77.200 MP_a

Sección = W14X132
W = 1,960 KN/m
A_g = 25.000 mm²
d = 373 mm
h = 290 mm
b_f = 373 mm
t_w = 16,4 mm
t_f = 26,2 mm
r_{ts} = 107 mm
h_o = 348 mm

I_x = 637.000.000 mm⁴
Z_x = 3.830.000 mm³
S_x = 3.420.000 mm³
r_x = 160 mm
I_y = 228.000.000 mm⁴
Z_y = 1.850.000 mm³
S_y = 1.220.000 mm³
r_y = 95,5 mm
J = 5.120.000 mm⁶
C_w = 6,85E+12 mm⁶

Esbeltez

$\lambda_f = 373/2/26,2 = 7,12$
 $\lambda_w = 290/16,4 = 17,70$

[NSR-10 Tabla F.2.2.4-1a]
[NSR-10 Tabla F.2.2.4-1a]

Resistencia a Tensión

$\phi P_n (+) = 0,9 * 345 * 25000/1.000 = 7763 \text{ kN}$

[NSR-10 Ecuación F.2.4.2-1]

Resistencia a compresión

Esbeltez a compresión

$$\lambda_{fr} = 0,56 * \sqrt{\frac{200.000}{345}} = 13,48$$

[NSR-10 Tabla F.2.2.4-1a]

$$\lambda_{wr} = 1,49 * \sqrt{\frac{200.000}{345}} = 35,87$$

[NSR-10 Tabla F.2.2.4-1a]

Chequeo Esbeltez

1) $\lambda_f = 7,80 \leq \lambda_{fr} = 13,48$

2) $\lambda_w = 19,32 \leq \lambda_{wr} = 35,87$

$K = 1$

[NSR-10 F.2.3.2]

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_x = 1 * 3500 / 160 = 21,88$$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_y = 1 * 3500 / 95,5 = 36,65$$

Pandeo por flexión

$$F_e = \frac{\pi^2 * 200.000}{(36,65)^2} = 1469,6 \text{ MP}_a$$

[NSR-10 Ecuación F.2.5.3-4]

$$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{345}{1469,6}}\right] * 345 = 312,7$$

[NSR-10 Ecuación F.2.5.3-2]

Pandeo por Torsión

$$F_e = \left[\frac{\pi^2 * 2E + 5 * 6,85E + 12}{(1 * 3500)^2} + 77200 * 512E + 4 \right] * \frac{1}{637E + 6 * 228E + 6} = 1.733 \text{ MP}_a$$

[NSR-10 Ecuación F.2.5.4-4]

$$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{345}{1.733}}\right] * 345 = 317,4 \text{ MP}_a$$

[NSR-10 Ecuación F.2.5.3-2]

$\phi = 0,9$

[NSR-10 F.2.5.1]

$$\phi P_n (-) = 0,9 * 312,7 * 25.000 / 1.000 = 7036 \text{ kN}$$

[NSR-10 Ecuación F.2.5.3-1]

Chequeo

$P_u = 6.539,96 \text{ kN} \leq \phi P_n (-) = 7036 \text{ kN}$ Cumple

VIGAS GRAVEDAD

El diseño se encuentra referenciado a la viga del piso 1, eje 4CD, a continuación se presenta el dimensionamiento de los elementos de interés para el diseño de la viga por gravedad

Dimensionamiento

L = 7500 mm
S = 7500 mm
A_f = 56.25 m²
L_x = 7500 mm
L_y = 0 mm
L_z = 1850 mm

Longitud de la viga
Ancho Aferente
Area aferente
Arriostramiento por columnas
Arriostramiento continuo por losa
Arriostramiento por viguetas

Viga de Acero I

Material = A992
F_y = 345 MP_a
F_u = 450 MP_a
G = 77200 MP_a
E = 200000 MP_a

Sección=W14x61
W = 0,850 KN/m
A_g = 10.800 mm²
d = 417 mm
h = 360 mm
b_f = 181 mm
t_w = 10,9 mm
t_f = 18,2 mm
r_{ts} = 48,8 mm
h_o = 399 mm

I_x = 316000000 mm⁴
Z_x = 1720000 mm³
S_x = 1510000 mm³
r_x = 171 mm
I_y = 17900000 mm⁴
Z_y = 310000 mm³
S_y = 198000 mm³
r_y = 40,6 mm
J = 924000 mm⁶
C_w = 7,14E+11 mm⁶

Esbeltez

$\lambda_f = 181/2/18,2 = 4,97$
 $\lambda_w = 360/10,9 = 33,05$

[NSR-10 Tabla F.2.2.4-1a]
[NSR-10 Tabla F.2.2.4-1a]

Resistencia a Flexión

Esbeltez a flexión

$$\lambda_{fr} = 0,38 * \sqrt{\frac{200.000}{345}} = 9,15$$

[NSR-10 Tabla F.2.2.4-1a]

$$\lambda_{wr} = 3,76 * \sqrt{\frac{200.000}{345}} = 90,53$$

[NSR-10 Tabla F.2.2.4-1a]

Chequeo Esbeltez

- 1) $\lambda_f = 4,97 \leq \lambda_{fr} = 9,15$
2) $\lambda_w = 33,05 \leq \lambda_{wr} = 90,53$

Aleta compacta
Alma compacta

$$L_b = 0 \text{ mm}$$

Plastificación de la sección (momento plástico)

$$\phi M_n = 0,9 * 345 * 1720000 / 1'000.000 = 534 \text{ kNm} \quad [\text{NSR-10 Ecuación F.2.6.2-1}]$$

Chequeo

$$M_u = 445,69 \text{ kNm} \leq \phi M_n = 534 \text{ kNm} \quad \underline{\text{Cumple}}$$

Resistencia a Cortante

$$A_w = 417 * 10,9 = 4545 \text{ mm}^2$$

[NSR-10 F.2.7.2.1]

$$K_v = 5$$

[NSR-10 F.2.7.2.1]

$$C_v = 1$$

[NSR-10 Ecuación F.2.7.2-3]

$$\phi = 1$$

[NSR-10 Ecuación F.2.7.2-2]

$$\phi V_n = 1 * 0,6 * 345 * 4545 * 1 / 1000 = 941 \text{ kN}$$

[NSR-10 Ecuación F.2.7.2-1]

Chequeo

$$V_u = 235,63 \text{ kN} \leq \phi V_n = 941 \text{ kN} \quad \underline{\text{Cumple}}$$

VIGA COLECTORA

Dimensionamiento

$$L = 7500 \text{ mm}$$

Longitud de la viga

$$S = 7500 \text{ mm}$$

Ancho Aferente

$$A_f = 56.25 \text{ m}^2$$

Area aferente

$$L_x = 7500 \text{ mm}$$

Arriostramiento por columnas

$$L_y = 0 \text{ mm}$$

Arriostramiento continuo por losa

$$L_z = 1850 \text{ mm}$$

Arriostramiento por viguetas

Propiedades Viga de Acero I

Material = A992

$F_y = 345 \text{ MP}_a$

$F_u = 450 \text{ MP}_a$

$G = 77200 \text{ MP}_a$

$E = 200000 \text{ MP}_a$

Sección = W14X48

$W = 0.720 \text{ KN/m}$

$A_g = 9100 \text{ mm}^2$

$d = 351 \text{ mm}$

$h = 291 \text{ mm}$

$b_f = 204 \text{ mm}$

$t_w = 8.64 \text{ mm}$

$t_f = 15.1 \text{ mm}$

$r_{ts} = 55.9 \text{ mm}$

$h_o = 335 \text{ mm}$

$I_x = 201000000 \text{ mm}^4$

$Z_x = 1280000 \text{ mm}^3$

$S_x = 1150000 \text{ mm}^3$

$r_x = 149 \text{ mm}$

$I_y = 21400000 \text{ mm}^4$

$Z_y = 321000 \text{ mm}^3$

$S_y = 210000 \text{ mm}^3$

$r_y = 48,5 \text{ mm}$

$J = 604000 \text{ mm}^6$

$C_w = 6,02E+11 \text{ mm}^6$

Esbeltez

$\lambda_f = 204/2/15,1 = 6,75$

$\lambda_w = 291/8,64 = 33,63$

[NSR-10 Tabla F.2.2.4-1a]

[NSR-10 Tabla F.2.2.4-1a]

Resistencia a compresión

Esbeltez a compresión

$$\lambda_{fr} = 0,56 * \sqrt{\frac{200.000}{345}} = 13,48$$

[NSR-10 Tabla F.2.2.4-1a]

$$\lambda_{wr} = 1,49 * \sqrt{\frac{200.000}{345}} = 35,87$$

[NSR-10 Tabla F.2.2.4-1a]

Chequeo Esbeltez

1) $\lambda_f = 6,75 \leq \lambda_{fr} = 13,48$

2) $\lambda_w = 33,63 \leq \lambda_{wr} = 35,87$

Aleta no esbelta

Alma no esbelta

$K = 1$

[NSR-10 F.2.3.2]

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_x = 1 * 7500 / 149 = 50,34$$

Pandeo por flexión

$$F_e = \frac{\pi^2 * 200.000}{(50,34)^2} = 779,1 \text{ MP}_a$$

[NSR-10 Ecuación F.2.5.3-4]

$$F_{cr} = \left[0,658^{\frac{345}{779,1}}\right] * 345 = 286,6 \text{ MP}_a$$

[NSR-10 Ecuación F.2.5.3-2]

Pandeo por Torsión

$$F_e = \left[\frac{\pi^2 * 2E + 5 * 6,02E + 11}{(1 * 1850)^2} + 77200 * 604000 \right] * \frac{1}{201E + 6 * 214E + 5} = 1.770,8 \text{ MPa}$$

[NSR-10 Ecuación F.2.5.4-4]

$$F_{cr} = \left[0,658^{\frac{345}{1.770,8}} \right] * 345 = 318 \text{ MPa}$$

[NSR-10 Ecuación F.2.5.3-2]

$$\phi = 0,9$$

[NSR-10 F.2.5.1]

$$\phi P_n (-) = 0,9 * 286,6 * 9100 / 1.000 = 2348 \text{ kN}$$

[NSR-10 Ecuación F.2.5.3-1]

Resistencia a Flexión

Esbeltez a flexión

$$\lambda_{fr} = 0,38 * \sqrt{\frac{200.000}{345}} = 9,15$$

[NSR-10 Tabla F.2.2.4-1a]

$$\lambda_{wr} = 3,76 * \sqrt{\frac{200.000}{345}} = 90,53$$

[NSR-10 Tabla F.2.2.4-1a]

Chequeo Esbeltez

1) $\lambda_f = 6,75 \leq \lambda_{fr} = 9,15$

Aleta compacta

2) $\lambda_w = 33,63 \leq \lambda_{wr} = 90,53$

Alma compacta

$$L_b = 0 \text{ mm}$$

Plastificación de la sección (momento plástico)

$$\phi M_n = 0,9 * 345 * 1280000 / 1'000.000 = 397 \text{ kNm}$$

[NSR-10 Ecuación F.2.6.2-1]

Resistencia a Cortante

$$A_w = 361 * 11,4 = 3033 \text{ mm}^2$$

[NSR-10 F.2.7.2.1]

$$K_v = 5$$

[NSR-10 F.2.7.2.1]

$$C_v = 1$$

[NSR-10 Ecuación F.2.7.2-3]

$$\phi = 1$$

[NSR-10 Ecuación F.2.7.2-2]

$$\phi V_n = 1 * 0,6 * 3033 * 345 * 1 / 1000 = 628 \text{ kN}$$

[NSR-10 Ecuación F.2.7.2-1]

RIOSTRAS (PAC-DES)

La presencia de un sistema de pórticos arriostrados dentro de la estructura modifica significativamente el comportamiento del pórtico, dado que se forma una estructura reticulada de modo tal que se diseña para evitar las excentricidades, esfuerzos a flexión y corte en las barras que componen este sistema.

Para satisfacer los requerimientos del Arriostramiento es necesario remitirse a los métodos que se encuentran en el numeral F.2.20

El diseño se encuentra referenciado a la riostra del piso 3, eje C3

Dimensionamiento

L = 5130 mm Arriostramiento por nodos

$\theta = 43,03$ grados Angulo de Inclinación

Propiedades

A continuación se presentan las características propias del material y la sección que cumplen completamente con los requerimientos para su diseño

Material = A500 Gr. B	Sección = HSS8.625 x
$F_y = 290$ MP _a	0.500
$F_{ey} = 406$ MP _a	W = 0,646 kN/m
$E = 200.000$ MP _a	$A_g = 7680$ mm ²

Esbeltez

$$\lambda = 219/11,8 = 18,56$$

[NSR-10 Tabla F.2.2.4-1a]

Chequeo Esbeltez

1) $\lambda = 69,89 \leq 200$

Cumple

[NSR-10 Literal F.3.6.2.5.2]

Resistencia a Compresión

Esbeltez a compresión

$$\lambda_r = 0,11 * 200000/290 = 75,86$$

[NSR-10 Tabla F.2.2.4-1a]

Chequeo Esbeltez

1) $\lambda = 18,56 \leq \lambda_r = 75,86$ Sección No Esbelta

[NSR-10 Tabla F.2.2.4-1a]

$$K = 1$$

[NSR-10 Literal F.2.3.2]

$$\frac{KL}{r} = 1 * 5130/73,4 = 69,89$$

$$F_e = \frac{\pi^2 * 200.000}{(69,89)^2} = 404.,2$$

[NSR-10 Ecuación F.2.5.3-4]

$$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{290}{404,2}} \right] * 290 = 214,8$$

[NSR-10 Ecuación F.2.5.3-2]

$$\phi = 0,9$$

[NSR-10 F.2.5.1]

$$\phi P_n (-) = 0,9 * 214,8 * 7680 / 1000 = 1484,7$$

[NSR-10 Ecuación F.2.5.3-1]

Resistencia a Tensión

$$\Phi P_n (+) = 0,9 * 290 * 7680 / 1000 = 2004,5$$

[NSR-10 Ecuación F.2.4.2-1]

Resistencias esperadas

Tensión

$$P_{eT} = 406 * 7680 / 1000 = 3118,08 \text{ kN}$$

$$F_{cr} = 0,658^{(404,2/406)} * 406 = 266,6 \text{ MPa}$$

Comprensión

$$P_{eC} = 266,6 * 7680 = 2048 \text{ kN}$$

$$P_{eP} = 0,3 * 2048 = 614 \text{ kN}$$

Requerimientos por provisiones sísmicas

Esbeltez especial

$$\lambda_{da} = 0,38 * 200000 / 290 = 26,2$$

Chequeo esbeltez

$$3) \lambda = 18,56 \leq \lambda_{ds} = 26,2$$

Cumple

[NSR-10, Tabla F.3.4-1]

COLUMNA (PAC-DES)

El diseño se encuentra referenciado a la columna del piso 1, eje C5.

$L = 3.500 \text{ mm}$ Arriostamiento por nivel
 $A_f = 28,13 \text{ mm}^2$ Área aferente

Propiedades Viga de Acero I

Material = A992	Seccion = W12X336	$I_x = 1690000000 \text{ mm}^4$
$F_y = 345 \text{ MP}_a$	$W = 5.000 \text{ KN/m}$	$Z_x = 9880000 \text{ mm}^3$
$F_u = 450 \text{ MP}_a$	$A_g = 63800 \text{ mm}^2$	$S_x = 7910000 \text{ mm}^3$
$G = 77200 \text{ MP}_a$	$d = 427 \text{ mm}$	$r_x = 163 \text{ mm}$
$E = 200000 \text{ MP}_a$	$h = 247 \text{ mm}$	$I_y = 495000000 \text{ mm}^4$
	$b_f = 340 \text{ mm}$	$Z_y = 4490000 \text{ mm}^3$
	$t_w = 45.2 \text{ mm}$	$S_y = 2900000 \text{ mm}^3$
	$t_f = 75.2 \text{ mm}$	$r_y = 88.1 \text{ mm}$
	$r_{ts} = 105 \text{ mm}$	$J = 101000000 \text{ mm}^6$
	$h_o = 351 \text{ mm}$	$C_w = 1.53E+13 \text{ mm}^6$

Esbeltez

$$\lambda_f = 340/2/75,2 = 2,26$$

$$\lambda_w = 247/45,2 = 5,46$$

[NSR-10 Tabla F.2.2.4-1a]

[NSR-10 Tabla F.2.2.4-1a]

Resistencia a compresión

Esbeltez a compresión

$$\lambda_{fr} = 0,56 * \sqrt{\frac{200.000}{345}} = 13,48$$

F.2.2.4-1a]

[NSR-10 Tabla

$$\lambda_{wr} = 1,49 * \sqrt{\frac{200.000}{345}} = 35,87$$

F.2.2.4-1a]

[NSR-10 Tabla

Chequeo Esbeltez

1) $\lambda_f = 2,26 \leq \lambda_{fr} = 13,48$

2) $\lambda_w = 5,46 \leq \lambda_{wr} = 35,87$

Aleta no esbelta

Alma no esbelta

$K= 1$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_x = 1 * 3500/163 = 21,47$$

[NSR-10 F.2.3.2]

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_y = 1 \cdot 3500 / 88,1 = 39,73$$

Pandeo por flexión

$$F_e = \frac{\pi^2 \cdot 200.000}{(39,73)^2} = 1250,7 \text{ MPa} \quad [\text{NSR-10 Ecuación F.2.5.3-4}]$$

$$F_{cr} = \left[0,658^{\frac{345}{1250,7}} \right] \cdot 345 = 307,4 \text{ MPa} \quad [\text{NSR-10 Ecuación F.2.5.3-2}]$$

Pandeo por Torsión

$$F_e = \left[\frac{\pi^2 \cdot 2E + 5 \cdot 1,53E + 13}{(1 \cdot 3500)^2} + 77200 \cdot 101E + 6 \right] \cdot \frac{1}{169E + 7 \cdot 495E + 6} = 4.696,8 \text{ MPa} \quad [\text{NSR-10 Ecuación F.2.5.4-4}]$$

$$F_{cr} = \left[0,658^{\frac{345}{4.696,8}} \right] \cdot 345 = 334,6 \text{ MPa} \quad [\text{NSR-10 Ecuación F.2.5.3-2}]$$

$$\phi = 0,9 \quad [\text{NSR-10 F.2.5.1}]$$

$$\phi P_n (-) = 0,9 \cdot 307,4 \cdot 63.800 / 1.000 = 17650 \text{ kN} \quad [\text{NSR-10 Ecuación F.2.5.3-1}]$$

Resistencia a Tensión

$$\phi P_n (+) = 0,9 \cdot 63.800 \cdot 345 / 1000 = 19.810 \text{ kN}$$

Chequeo de cargas

$$1) P_u(-) = \leq \phi P_n(-) = 17.650$$

$$2) P_u(+) = \leq \phi P_n(+) = 19.810$$

VIGA (PAC-DES)

Dimensionamiento

$$L = 7500 \text{ mm}$$

$$S = 3750 \text{ mm}$$

$$A_f = 28.13 \text{ m}^2$$

$$L_x = 7500 \text{ mm}$$

$$L_y = 0 \text{ mm}$$

$$L_z = 1850 \text{ mm}$$

Longitud de la viga

Ancho Aferente

Área aferente

Arriostramiento por columnas

Arriostramiento continuo por losa

Arriostramiento por viguetas

Viga de Acero I

Material = A992

$$F_y = 345 \text{ MP}_a$$

$$F_u = 450 \text{ MP}_a$$

$$E = 200000 \text{ MP}_a$$

$$G = 77200 \text{ MP}_a$$

Sección = W14X74

$$W = 1,100 \text{ KN/m}$$

$$A_g = 14100 \text{ mm}^2$$

$$d = 361 \text{ mm}$$

$$h = 291 \text{ mm}$$

$$b_f = 257 \text{ mm}$$

$$t_w = 11.4 \text{ mm}$$

$$t_f = 19,9 \text{ mm}$$

$$r_{ts} = 71,9 \text{ mm}$$

$$h_o = 340 \text{ mm}$$

$$I_x = 331000000 \text{ mm}^4$$

$$Z_x = 2060000 \text{ mm}^3$$

$$S_x = 1840000 \text{ mm}^3$$

$$r_x = 153 \text{ mm}$$

$$I_y = 55800000 \text{ mm}^4$$

$$Z_y = 664000 \text{ mm}^3$$

$$S_y = 436000 \text{ mm}^3$$

$$r_y = 63 \text{ mm}$$

$$J = 1610000 \text{ mm}^6$$

$$C_w = 1,61E+12 \text{ mm}^6$$

Esbeltez

$$\lambda_f = 257/2/19,9 = 6,46$$

$$\lambda_w = 291/11,4 = 25,51$$

[NSR-10 Tabla F.2.2.4-1a]

[NSR-10 Tabla F.2.2.4-1a]

Resistencia a compresión

Esbeltez a compresión

$$\lambda_{fr} = 0,56 * \sqrt{\frac{200.000}{345}} = 13,48$$

[NSR-10 Tabla F.2.2.4-1a]

$$\lambda_{wr} = 1,49 * \sqrt{\frac{200.000}{345}} = 35,87$$

[NSR-10 Tabla F.2.2.4-1a]

Chequeo Esbeltez

1) $\lambda_f = 6,46 \leq \lambda_{fr} = 13,48$

2) $\lambda_w = 25,51 \leq \lambda_{wr} = 35,87$

Aleta no esbelta

Alma no esbelta

K= 1

[NSR-10 F.2.3.2]

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_x = 1 * 7500 / 153 = 49,02$$

Pandeo por flexión

$$F_e = \frac{\pi^2 * 200.000}{(49,09)^2} = 821,5 \text{ MP}_a$$

[NSR-10 Ecuación F.2.5.3-4]

$$F_{cr} = \left[0,658^{\frac{345}{821,5}}\right] * 345 = 289,4 \text{ MP}_a$$

[NSR-10 Ecuación F.2.5.3-2]

Pandeo por Torsión

$$F_e = \left[\frac{\pi^2 * 2E + 5 * 1,61E + 11}{(1 * 1850)^2} + 77200 * 1610000 \right] * \frac{1}{331E + 6 * 558E + 5} = 2722,0 \text{ MP}_a$$

[NSR-10 Ecuación F.2.5.4-4]

$$F_{cr} = \left[0,658^{\frac{345}{1829,9}}\right] * 345 = 318,8 \text{ MP}_a$$

[NSR-10 Ecuación F.2.5.3-2]

$\phi = 0,9$

[NSR-10 F.2.5.1]

$\phi P_n (-) = 0,9 * 287,3 * 10.100 / 1.000 = 2612 \text{ kN}$

[NSR-10 Ecuación F.2.5.3-1]

Resistencia a Flexión

Esbeltez a flexión

$$\lambda_{fr} = 0,38 * \sqrt{\frac{200.000}{345}} = 9,15$$

[NSR-10 Tabla F.2.2.4-1a]

$$\lambda_{wr} = 3,76 * \sqrt{\frac{200.000}{345}} = 90,53$$

[NSR-10 Tabla F.2.2.4-1a]

Chequeo esbeltez

1) $\lambda_f = 6,46 \leq \lambda_{fr} = 9,15$

2) $\lambda_w = 25,51 \leq \lambda_{wr} = 90,53$

Aleta compacta

Alma compacta

Resistencia a Flexion

$$L_b = 0 \text{ mm}$$

Plastificación de la sección (momento plástico)

$$\phi M_n = 0,9 * 345 * 2060000/1'000.000 = 640 \text{ kNm}$$

Resistencia a Cortante

$$A_w = 361 * 11,4 = 4115 \text{ mm}^2$$

[NSR-10 F.2.7.2.1]

$$K_v = 5$$

[NSR-10 F.2.7.2.1]

$$C_v = 1$$

[NSR-10 Ecuación F.2.7.2-3]

$$\phi = 1$$

[NSR-10 Ecuación F.2.7.2-2]

$$\phi V_n = 1 * 0,6 * 361 * 3364 * 1/1000 = 852 \text{ kN}$$

[NSR-10 Ecuación F.2.7.2-1]

COLUMNA (PRM-DES)

El diseño se encuentra referenciado a la columna del piso 1, eje A3.

Dimensionamiento

$$L = 3.500 \text{ mm}$$

Arriostramiento por nivel

$$A_f = 28,13 \text{ mm}^2$$

Área aferente

Propiedades Viga de Acero I

Material = A992

$$F_y = 345 \text{ MP}_a$$

$$F_u = 450 \text{ MP}_a$$

$$E = 200.000 \text{ MP}_a$$

$$G = 77.200 \text{ MP}_a$$

Sección = W10X88

$$W = 1,310 \text{ KN/m}$$

$$A_g = 16.800 \text{ mm}^2$$

$$d = 274 \text{ mm}$$

$$h = 198 \text{ mm}$$

$$b_f = 262 \text{ mm}$$

$$t_w = 15,4 \text{ mm}$$

$$t_f = 25,1 \text{ mm}$$

$$r_{ts} = 75,9 \text{ mm}$$

$$h_o = 249 \text{ mm}$$

$$I_x = 222.000.000 \text{ mm}^4$$

$$Z_x = 1.850.000 \text{ mm}^3$$

$$S_x = 1.610.000 \text{ mm}^3$$

$$r_x = 115 \text{ mm}$$

$$I_y = 74.500.000 \text{ mm}^4$$

$$Z_y = 870.000 \text{ mm}^3$$

$$S_y = 570.000 \text{ mm}^3$$

$$r_y = 66,8 \text{ mm}$$

$$J = 3.130.000 \text{ mm}^6$$

$$C_w = 1,16E+12 \text{ mm}^6$$

Esbeltez

$$\lambda_f = 262/2/25,1 = 5,22$$

[NSR-10 Tabla F.2.2.4-1a]

$$\lambda_w = 198/15,4 = 12,88$$

[NSR-10 Tabla F.2.2.4-1a]

Resistencia a compresión

Esbeltez a compresión

$$\lambda_{fr} = 0,56 * \sqrt{\frac{200.000}{345}} = 13,48$$

[NSR-10 Tabla F.2.2.4-1a]

$$\lambda_{wr} = 1,49 * \sqrt{\frac{200.000}{345}} = 35,87$$

[NSR-10 Tabla F.2.2.4-1a]

Chequeo Esbeltez

1) $\lambda_f = 5,22 \leq \lambda_{fr} = 13,48$

2) $\lambda_w = 12,88 \leq \lambda_{wr} = 35,87$

Aleta esbelta

Alma esbelta

$K = 1$

[NSR-10 F.2.3.2]

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_x = 1 * 3500 / 115 = 30,43$$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_y = 1 * 3500 / 66,8 = 52,40$$

Pandeo por flexión

$$F_e = \frac{\pi^2 * 200.000}{(52,40)^2} = 719 \text{ MPa}$$

[NSR-10 Ecuación F.2.5.3-4]

$$F_{cr} = \left[0,658^{\frac{345}{719}}\right] * 345 = 282,2 \text{ MPa}$$

[NSR-10 Ecuación F.2.5.3-2]

Pandeo por Torsión

$$F_e = \left[\frac{\pi^2 * 2E + 5 * 1,16E + 12}{(1 * 3500)^2} + 77200 * 313E + 4 \right] * \frac{1}{222E + 6 * 745E + 5} = 1.445,4 \text{ MPa}$$

[NSR-10 Ecuación F.2.5.4-4]

$$F_{cr} = \left[0,658^{\frac{345}{1445,4}}\right] * 345 = 312,2 \text{ MPa}$$

[NSR-10 Ecuación F.2.5.3-2]

$\phi = 0,9$

[NSR-10 F.2.5.1]

$$\phi P_n (-) = 0,9 * 282,2 * 63.800 / 1.000 = 4.267 \text{ kN}$$

[NSR-10 Ecuación F.2.5.3-1]

Resistencia a Flexión Eje Mayor

$L_b = 0 \text{ mm}$

Plastificación de la sección (momento plástico)

$M_p = 345 * 1.850.000 \text{ kNm}$

Pandeo Lateral - Torsional

$$L_p = 1,76 * 66,8 * \sqrt{\frac{200000}{345}} = 2831 \text{ mm}$$

[NSR-10 Ecuación F.2.6.2-5]

$$L_r = 1,95 * 75,9 * \frac{2E+5}{0,7*345} * \sqrt{\frac{313E+4}{161E+4*249} + \sqrt{\left(\frac{313E+4}{161E+4*249}\right)^2 + 6,76 \left(\frac{0,7*345}{2E+5}\right)^2}} = 15.612 \text{ mm}$$

[NSR-10 Ecuación F.2.6.2-6]

$$F_{cr} = \frac{\pi*2E+5}{\left(\frac{3500}{75,9}\right)^2} * \sqrt{1 + 0,078 * \frac{313E+4}{161E+4*249} * \left(\frac{3500}{75,9}\right)^2} = 1406,3 \text{ MPa}$$

[NSR-10 Ecuación F.2.6.2-4]

$$\phi M_n = 0,9 * (638 - (638 - 0,7 * 345 * 161E + 4) \left(\frac{3500-2831}{15612-2831}\right)) = 563$$

[NSR-10 Ecuación F.2.6.2-2]

Resistencia a Cortante

$$A_w = 274 * 15,4 = 4220 \text{ mm}^2$$

[NSR-10
F.2.7.2.1]

$$K_v = 5$$

[NSR-10 F.2.7.2.1]

$$C_v = 1$$

[NSR-10 Ecuación
F.2.7.2-3]

$$\phi = 1$$

[NSR-10 Ecuación
F.2.7.2-2]

$$\phi V_n = 1 * 0,6 * 345 * 4220 * 1 / 1000 = 873 \text{ kN}$$

[NSR-10
Ecuación F.2.7.2-1]

VIGA (PRMC-DES)

Dimensionamiento

L = 7500 mm	Longitud de la viga
S = 925 mm	Ancho Aferente
A _f = 6.94 m ²	Area aferente
L _x = 7500 mm	Arriostramiento por columnas
L _y = 617 mm	Arriostramiento por angulos
L _z = 7500 mm	Arriostramiento por columnas

Viga de Acero I

Material = A992

$F_y = 345 \text{ MP}_a$

$F_u = 450 \text{ MP}_a$

$F_{ey} = 379.5 \text{ MP}_a$

$E = 200000 \text{ MP}_a$

$G = 77200 \text{ MP}_a$

Sección = W12X45

$W = 0,670 \text{ KN/m}$

$A_g = 8,450 \text{ mm}^2$

$d = 307 \text{ mm}$

$h = 252 \text{ mm}$

$b_f = 204 \text{ mm}$

$t_w = 8,51 \text{ mm}$

$t_f = 14,6 \text{ mm}$

$r_{ts} = 56,6 \text{ mm}$

$h_o = 292 \text{ mm}$

$I_x = 145000000 \text{ mm}^4$

$Z_x = 1050000 \text{ mm}^3$

$S_x = 946000 \text{ mm}^3$

$r_x = 131 \text{ mm}$

$I_y = 20800000 \text{ mm}^4$

$Z_y = 311000 \text{ mm}^3$

$S_y = 203000 \text{ mm}^3$

$r_y = 49.5 \text{ mm}$

$J = 524000 \text{ mm}^6$

$C_w = 4.43\text{E}+11 \text{ mm}^6$

Esbeltez

$\lambda_f = 204/2/14,6 = 6,99$

$\lambda_w = 252/8,51 = 29,64$

[NSR-10 Tabla F.2.2.4-1a]

[NSR-10 Tabla F.2.2.4-1a]

Resistencia a compresión

Esbeltez a compresión

$$\lambda_{fr} = 0,56 * \sqrt{\frac{200.000}{345}} = 13,48$$

[NSR-10 Tabla F.2.2.4-1a]

$$\lambda_{wr} = 1,49 * \sqrt{\frac{200.000}{345}} = 35,87$$

[NSR-10 Tabla F.2.2.4-1a]7

Chequeo Esbeltez

1) $\lambda_f = 6,99 \leq \lambda_{fr} = 13,48$

2) $\lambda_w = 29,64 \leq \lambda_{wr} = 35,87$

Aleta no esbelta

Alma no esbelta

K= 1

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_x = 1 * 7500 / 131 = 57,25$$

[NSR-10 F.2.3.2]

Pandeo por flexión

$$F_e = \frac{\pi^2 * 200.000}{(57,25)^2} = 602,2 \text{ MP}_a$$

[NSR-10 Ecuación F.2.5.3-4]

$$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{345}{602,2}} \right] * 345 = 271,4 \text{ MP}_a$$

[NSR-10 Ecuación F.2.5.3-2]

Pandeo por Torsión

$$F_e = \left[\frac{\pi^2 * 2E + 5 * 4,43E + 11}{(1 * 7500)^2} + 77200 * 524000 \right] * \frac{1}{145E + 6 * 208E + 5} = 337,7 \text{ MPa}$$

[NSR-10 Ecuación F.2.5.4-4]

$$F_{cr} = \left[0,658^{\frac{345}{337,7}} \right] * 345 = 225 \text{ MPa}$$

[NSR-10 Ecuación F.2.5.3-2]

$$\phi = 0,9$$

[NSR-10 F.2.5.1]

$$\phi P_n (-) = 0,9 * 225 * 8.450 / 1.000 = 1711 \text{ kN}$$

[NSR-10 Ecuación F.2.5.3-1]

Resistencia a Flexión

Esbeltez a flexión

$$\lambda_{fr} = 0,38 * \sqrt{\frac{200.000}{345}} = 9,15$$

[NSR-10 Tabla F.2.2.4-1a]

$$\lambda_{wr} = 3,76 * \sqrt{\frac{200.000}{345}} * (2,93 - 1) = 90,53$$

[NSR-10 Tabla F.2.2.4-1a]

Chequeo esbeltez

1) $\lambda_f = 6,99 \leq \lambda_{fr} = 9,15$

Aleta compacta

2) $\lambda_w = 29,64 \leq \lambda_{wr} = 90,53$

Alma compacta

$$L_b = 0 \text{ mm}$$

Plastificación de la sección (momento plástico)

$$M_p = 345 * 1.050.000 / 1.000.000 = 362 \text{ kNm}$$

Pandeo Lateral - Torsional

$$L_p = 1,76 * 49,5 * \sqrt{\frac{200000}{345}} = 2098 \text{ mm}$$

[NSR-10 Ecuación F.2.6.2-5]

$$L_r = 1,95 * 75,9 * \frac{2E+5}{0,7*345} * \sqrt{\frac{524E+3}{946E+3*292} + \sqrt{\left(\frac{524E+3}{946E+3*292}\right)^2 + 6,76 \left(\frac{0,7*345}{2E+5}\right)^2}} = 6.487 \text{ mm}$$

[NSR-10 Ecuación F.2.6.2-6]

$$F_{cr} = \frac{\pi * 2E + 5}{\left(\frac{617}{56,6}\right)^2} * \sqrt{1 + 0,078 * \frac{524E+3}{946E+3*292} * \left(\frac{617}{56,6}\right)^2} = 16.774,2 \text{ MPa}$$

[NSR-10 Ecuación F.2.6.2-4]

$$\phi M_n = 362 \text{ KN*m}$$

[NSR-10 Ecuación F.2.6.2-2]

Resistencia a Cortante

$$A_w = 307 * 8,51 = 2613 \text{ mm}^2$$

[NSR-10 F.2.7.2.1]

$$K_v = 5$$

[NSR-10 F.2.7.2.1]

$$C_v = 1$$

[NSR-10 Ecuación F.2.7.2-3]

$$\phi = 1$$

[NSR-10 Ecuación F.2.7.2-2]

$$\phi V_n = 1 * 0,6 * 345 * 2613 * 1 / 1000 = 541 \text{ kN}$$

[NSR-10 Ecuación F.2.7.2-1]

3. Cumplir los requerimientos por provisiones sísmicas

COLUMNA PACDES

Esbeltez especial

$$\lambda_{rf} = 0,3 * \sqrt{\frac{200.000}{345}} = 7,22$$

[NSR-10, Tabla F.2.2.4-1a]

$$\lambda_{rw} = 0,77 * \sqrt{\frac{200.000}{345}} * (2,93 - 0.873) = 38,13$$

[NSR-10, Tabla F.2.2.4-1a]

Chequeo Esbeltez

$$1) \lambda_f = 2,26 \leq \lambda_{rf} = 7,22$$

Cumple

$$2) \lambda_w = 5,46 \leq \lambda_{rw} = 38,13$$

Cumple

VIGA PACDES

Esbeltez moderada

$$\lambda_{rf} = 0,38 * \sqrt{\frac{200.000}{345}} = 9,15$$

[NSR-10, Tabla F.2.2.4-1a]

$$\lambda_{rw} = 0,77 * \sqrt{\frac{200.000}{345}} * (2,93 - 0.498) = 49,39$$

[NSR-10, Tabla F.2.2.4-1a]

Chequeo Esbeltez

$$1) \lambda_f = 6,46 \leq \lambda_{rf} = 9,15$$

Cumple

$$2) \lambda_w = 25,51 \leq \lambda_{rw} = 36,26$$

Cumple

COLUMNA PRMDES

Esbeltez especial

$$\lambda_{rf} = 0,3 * \sqrt{\frac{200.000}{345}} = 7,22$$

[NSR-10, Tabla F.2.2.4-1a]

$$\lambda_{rw} = 0,77 * \sqrt{\frac{200.000}{345}} * (2,93 - 0.762) = 40,20$$

[NSR-10, Tabla F.2.2.4-1a]

Chequeo Esbeltez

1) $\lambda_f = 5,22 \leq \lambda_{rf} = 7,22$

Cumple

2) $\lambda_w = 12,88 \leq \lambda_{rw} = 40,20$

Cumple

Anexo C. HERRAMIENTA DE ETABS

El software ETABS versión 15.2.0 permite la aplicación del método de análisis directo de forma eficiente y concisa por medio de la herramienta de diseño de estructuras en acero que considera automáticamente los siguientes requerimientos:

- Considerar las deformaciones por flexión, cortante y fuerza axial en los miembros.
- Reducir la rigidez debido a inelasticidad, incluyendo esfuerzos residuales, en el análisis de la estructura.
- Realizar un análisis de segundo orden que incluya los efectos P- Δ y P- δ .

La consideración de las imperfecciones geométricas, tal como desplome de las columnas, el software permite automáticamente incluir cargas nocionales definidas en las combinaciones de carga.

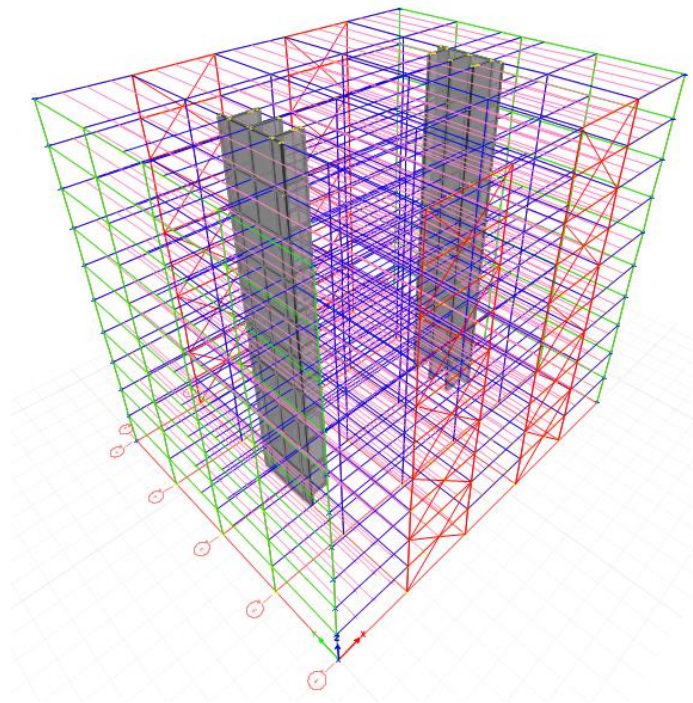
Debe tenerse en cuenta que el programa no verifica la aceptabilidad del método de análisis directo, por lo que depende de la expectación del usuario para comprobar la calidad del análisis.

Se realizará el ejemplo de aplicación del Anexo 2 conjunto al procedimiento de diseño del Anexo 1 como medio para explicar la aplicación del método en el software.

MODELADO Y CARGAS

El modelo de la estructura en el software debe seguir todas las indicaciones de la FACE 1 del Anexo 2, tal como se explica en el Anexo 2, el proceso para modelar estructuras correctamente en el software ETABS, puede ser encontrado en los manuales provistos por el programa, *Introductory Tutorial* y *User's Guide*, figura 1.

Figura 1. Modelado de la edificación en ETABS versión 15.2.0



Igualmente, en estos manuales se explica el procedimiento para aplicar las cargas al modelo, calculadas en la FACE 2 del Anexo 2.

El programa no provee ninguna herramienta para modelar la estructura con geometría imperfecta, por lo asume que se utiliza geometría nominal.

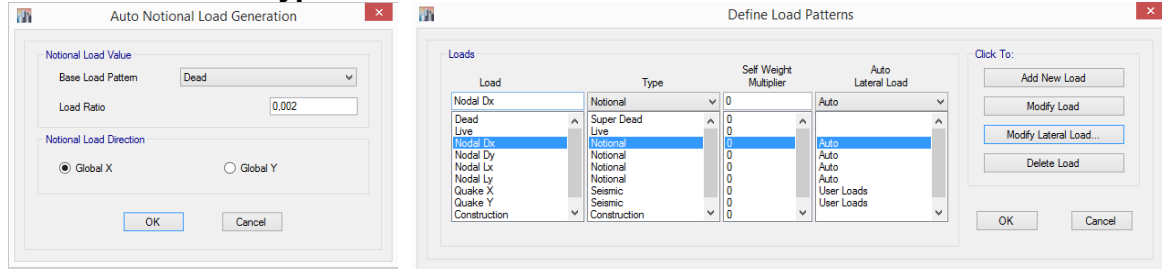
COMBINACIONES DE CARGA Y CARGAS FICTICIAS

Como la estructura posee geometría nominal, se requiere considerar las imperfecciones aplicando cargas ficticias. El programa permite crear automáticamente las cargas ficticias en base a una carga gravitacional y una dirección, definiendo el tipo de carga como nocional y asignándole el valor de 0,002 si τ_b es variable o 0,003 si τ_b es fijo, figura 2.

Para el caso del ejercicio del Anexo 2, se crean 4 tipos de cargas ficticias, figura 3:

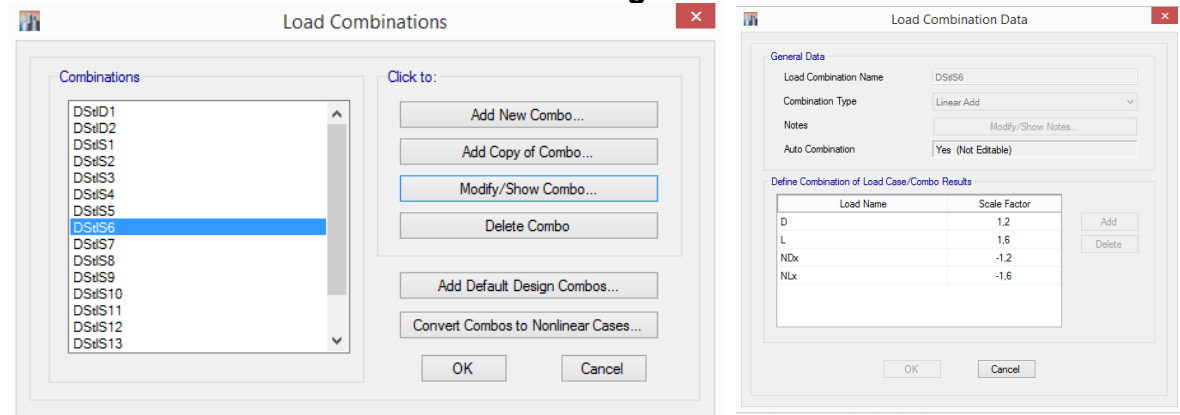
- $ND_x = 0,002 \cdot D$ Carga Muerta en dirección X
- $ND_y = 0,002 \cdot D$ Carga Muerta en dirección Y
- $NL_x = 0,002 \cdot L$ Carga Viva en dirección X
- $NL_y = 0,002 \cdot L$ Carga Viva en dirección Y

Figura 2. Generación y definición de las cargas nocionales. Define > Define Load Patterns > Type = Notional



El programa permite basar el diseño en las combinaciones de carga creadas por el usuario, sin embargo, provee combinaciones de carga por defecto para cada código de diseño, estas combinaciones incluyen las cargas ficticias en las combinaciones con solo cargas gravitacionales, figura 3. Por lo que para los casos en los que se requiera aplicar cargas ficticias en las combinaciones con cargas laterales, el usuario debe crear o modificar las combinaciones de carga.

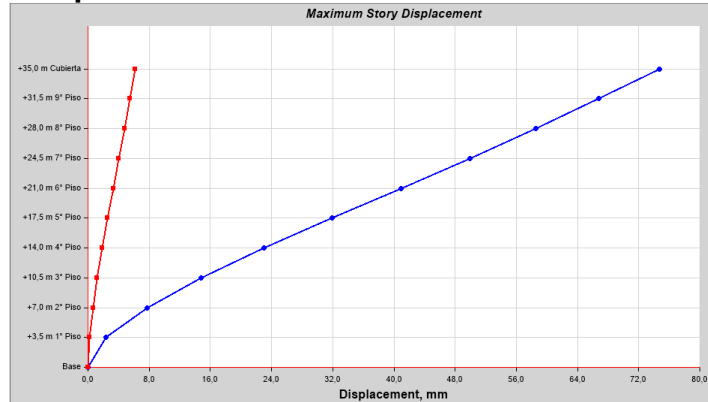
Figura 3. Combinaciones de carga por defecto creadas por el programa. Define > Load Combinations > Add Default Design Combos



DETERMINAR LAS DEFLEXIONES

Luego de modelar y cargar la edificación, se pasa a realizar los análisis de la FASE 3 del Anexo 1. Para esto, se ejecuta el programa de análisis (Define > Analyse > Run Analisis). El control de derivas y el control de estabilidad de la FASE 3 no son comprobados automáticamente por el software, por lo que deben observarse las deformaciones, figura 4, y calcular manualmente estos controles, como se realiza en el Anexo 2.

**Figura 4. Desplazamientos Horizontales de la estructura por carga sísmica.
Display > Story Response Plots**

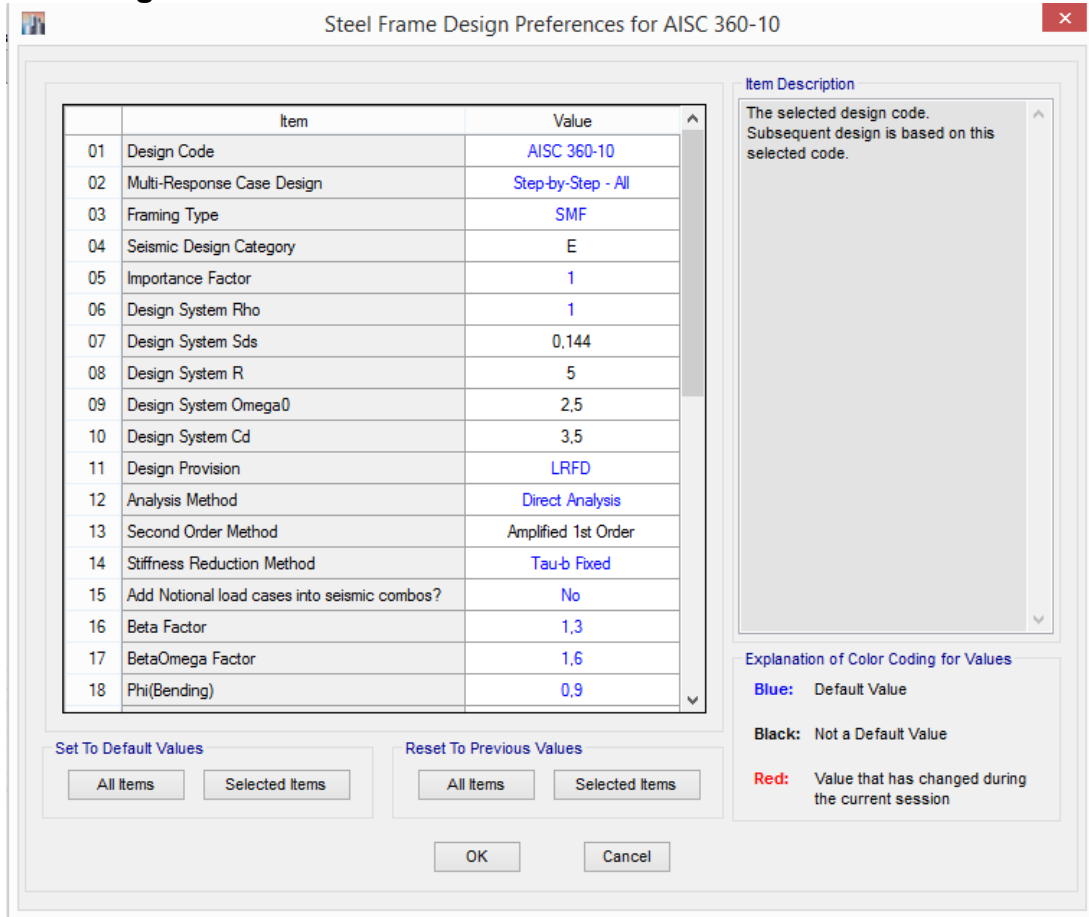


DISEÑO DE PORTICOS EN ACERO

DISEÑO DE MIEMBROS EN ACERO

Para realizar el análisis y el cálculo de las resistencias requeridas de los elementos de la FASE 3 y 4, ETABS ofrece la herramienta *Steel Frame Design*, la cual permite realizar cualquiera de los tipos de análisis de estabilidad descritos en la NSR-10, pero su correcta aplicación requiere del conocimiento del usuario para considerar los efectos que no son incluidos en la herramienta de diseño. En la figura 5 se observa las preferencias y los ítems necesarios para ejecutar el diseño.

Figura 5. Preferencias del Diseño de Estructuras en Acero. Desing > Steel Frame Design > View/Revice Preferences



Los ítems de las preferencias corresponden a las características con las que el diseño va a realizarse, debe tenerse en cuenta la función de cada preferencia:

- Ítems 01-15 Análisis por estabilidad y diseño sísmico
- Ítems 15-29 Consideraciones en el diseño
- Ítems 30-35 Consideraciones de servicio

Este documento solo se enfocará en los ítems 01-15, relativos al análisis y diseño sísmico; se describen los siguientes valores por defecto para cumplir con el método de análisis directo del Título F y el diseño sísmico del Título A, ambos de la NSR-10.

- 01 Design Code: AISC 360-10
- 02 Multi-Response Case Design: Step-by-Step – All
- 11 Design Provisions: LRFD
- 12 Analysis Method: Análisis Directo

Ítems para el diseño sísmico:

- 04 Seismic Design Category: Similar a la zona de amenaza sísmica de la NSR-10 pero dependiente de la ocupación y la aceleración espectral de diseño sísmico. La categoría de diseño A equivale a zona de amenaza sísmica baja; las categorías de diseño B y C equivalen a zona de amenaza sísmica intermedia; y las categorías de diseño D, E y F equivalen a zona sísmica alta
- 05 Importance Factor: Factor de importancia, depende de la ocupación
- 07 Design System Sds: Aceleración espectral correspondiente a un periodo de vibración igual a cero dividida en el coeficiente de disipación de energía = S_a/R

Ítems dependientes del sistema estructural

- 03 Framing Type: Tipo de sistema estructural resistente a cargas laterales
- 06 Design System Rho: Factor que implica la ausencia de redundancia. Si hay ausencia de redundancia es igual a 1,3; en caso contrario es igual a 1,0
- 08 Design System R: Coeficiente de disipación de energía
- 09 Design System Omega0: Coeficiente de sobrerresistencia
- 10 Design System Cd: Coeficiente de amplificación de deflexión = $0,7 \cdot R$

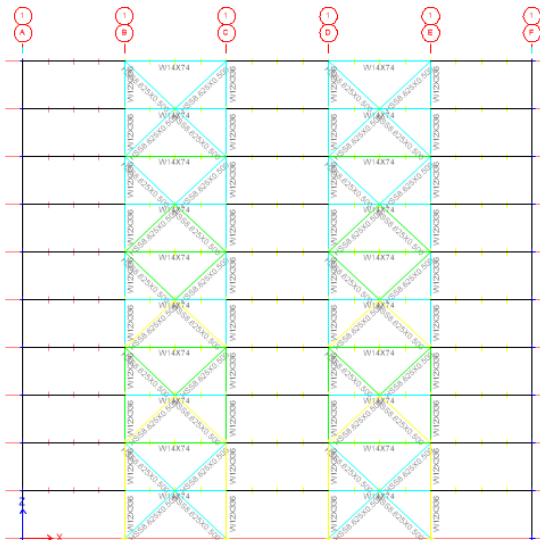
Ítems para el método de análisis directo:

- 13 Second Order Method: Tipo de análisis de segundo orden
 - Amplified 1st Order: Realiza un análisis de 1^{er} orden y aplica el método B₁-B₂
 - General 2nd Order: Realiza un análisis de 2^{do} orden iterativo
- 14 Stiffness Reduction Method: Selecciona si τ_b es variable o fijo
 - Si τ_b es variable, se aplicarán las reducciones de rigidez
 - Si τ_b es fijo, no se aplicarán reducciones de rigidez
- 15 Add Notional load cases into seismic combos?: Selecciona si se adicionan cargas nocionales a las combinaciones con cargas laterales creadas como defecto por el programa. Estas cargas no se agregan en la misma dirección de las cargas laterales. Se adicionan erróneamente para cada eje ortogonal.

Para la aplicación del ejercicio se utilizan las siguientes opciones en el diseño del sistema PAC-DES, figura 6:

- 03 Framing Type: SCBF
- 04 Seismic Design Category: E
- 05 Importance Factor: 1,0
- 06 Design System Rho: 1,0
- 07 Design System Sds: 0,144
- 08 Design System R: 5
- 09 Design System Omega0: 2,5
- 10 Design System Cd: 3,5
- 13 Second Order Method:
Amplified 1st Order
- 14 Stiffness Reduction Method:
 T_b variable
- 15 Add Notional load cases into seismic combos? NO

Figura 6. Diseño del PAC-DES

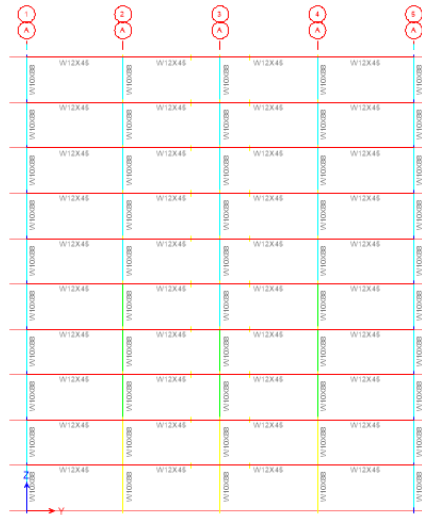


Para la aplicación del ejercicio se utilizan las siguientes opciones en el diseño del sistema PRM-DES, figura 7:

- 03 Framing Type: SMF
- 04 Seismic Design Category: E
- 05 Importance Factor: 1,0

- 06Design System Rho: 1,0
- 07Design System Sds: 0,120
- 08Design System R: 6
- 09Design System Omega0: 2,5
- 10Deisgn System Cd: 4,2
- 13Second Order Method: Amplified 1st Order
- 14Stiffness Reduction Method: τ_b variable
- 15Add Notional load cases into seismic combos? NO

Figura 7. Diseño del PRM-DES

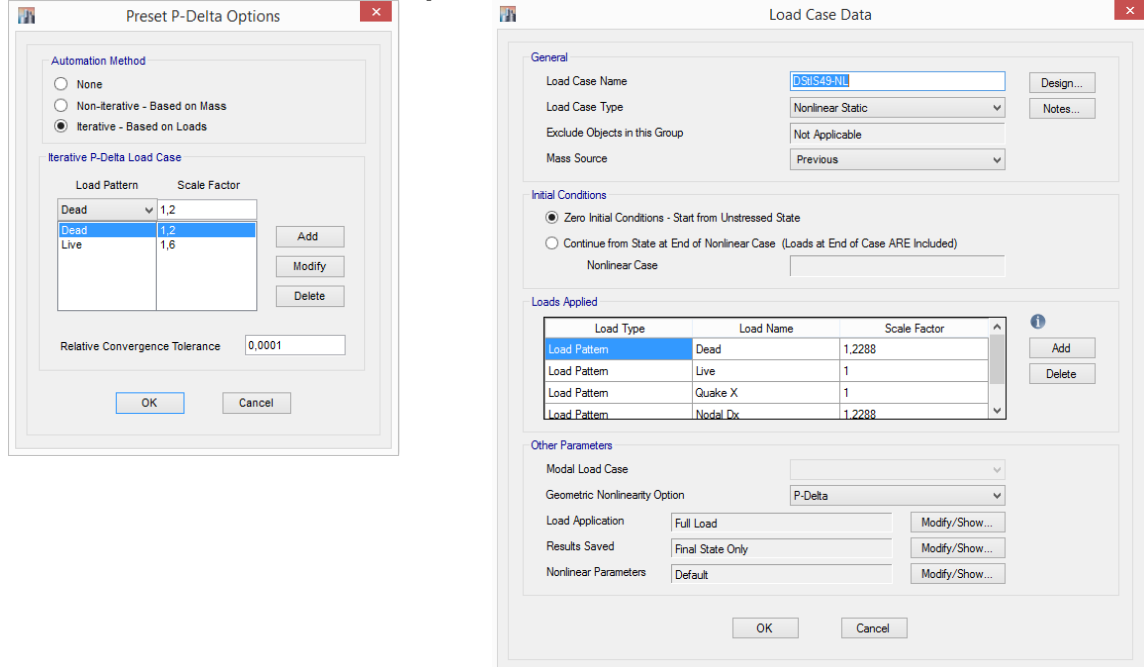


ANALISIS DE 2^{do} ORDEN ITERATIVO

Para aplicar el análisis de 2^{do} orden iterativo se requiere configurar las siguientes opciones, figura 8:

- Define > P-Delta Options
 - Automatic Method: Iterative
 - Iterative P-Delta Load Case: Crear el caso de carga más severo de carga gravitacional, $= 12D+1,6L$
- Define > Load Combinations
 - Seleccionar la combinación de carga > Convert Combos to Nonlinear Cases
- Define > Load Case
 - Seleccionar la combinación de carga > Modify/Show Case
 - Others Parameters, Geometric Nonlineality Opcion: P-Delta

Figura 8. Opciones P-Delta para un análisis de segundo orden iterativo



Para considerar los efectos P- δ en el análisis de 2^{do} orden iterativo se requiere dividir los elementos en múltiples elementos finitos, para esto se permite agregar puntos adicionales, por lo que el programa considera automáticamente pequeños efectos P-Delta. Para utilizar esta opción se debe seguir:

- Seleccionar el elemento a dividir
- Assign > Frame > Frame Auto Mesh Options > Auto Mesh at Intermediate Joints

Se recomienda seguir este proceso para evitar problemas con las longitudes sin arriostar y la liberación de momentos en los elementos. La precisión de los efectos P- δ es adecuada si se utilizan 2 divisiones por elemento, pero aun así se recomienda utilizar una mayor cantidad de divisiones.

La aplicación de estos procesos puede requerir mucha capacidad computacional, por lo que se recomienda aplicar el análisis de primer orden amplificado.

ANALISIS DE 1^{er} ORDEN AMPLIFICADO

En este caso el análisis no considera la influencia de los efectos de segundo orden, por lo que el análisis resulta de amplificar los resultados utilizando los factores B_1 y B_2 . Actualmente el programa no calcula el factor B_2 , por lo que el usuario tiene que calcular manualmente el valor y sobrescribirlo para los elementos.