

Implementación del Método de Análisis Directo según AISC para el análisis de la estabilidad y el diseño de estructuras metálicas esbeltas aporticadas.

Daniel Martínez

Universidad Tecnológica Nacional - Facultad Regional Avellaneda
CP.: B1874, Ramón Franco N°5050, Villa Domínico, Avellaneda, Buenos Aires.
ingcivilmartinez@yahoo.com.ar

Resumen. En este trabajo se muestra una metodología innovadora para el análisis de pórticos esbeltos metálicos, según el método de análisis directo de la norma AISC[3,5] (American Institute of Steel Construction) del año 2010, la cual incorpora el uso de los últimos avances en el modelado del comportamiento estructural. Además se realizan comparaciones con distintas variantes simplificadas de este método, así como con la metodología expuesta en la última versión del Reglamento Argentino CIRSOC[1,2] (Centro de Investigación de los Reglamentos Nacionales de Seguridad para las Obras Civiles del Sistema INTI) para este tipo de estructuras.

Palabra Clave: Inestabilidad-Equilibrio-Imperfecciones-Estructura

1. Introducción

El diseño estructural en general y el de pórticos metálicos en particular, se ha desarrollado tradicionalmente considerando a una estructura perfecta, sin imperfecciones iniciales, y mediante un análisis elástico lineal. Siendo esta una situación cómoda para el proyectista, que facilita el modelado y evaluación estructural.

Sin embargo debido a la simplicidad de los modelos estructurales lineales existen algunos efectos que no pueden ser considerados de manera directa en el análisis estructural y que son importantes para representar el comportamiento real de la estructura. Entre estos efectos, llamados de segundo orden, está la consideración de plantear las ecuaciones de equilibrio en la configuración deformada de la estructura. Esto provoca la generación de esfuerzos adicionales en los miembros estructurales, que son de relevancia en estructuras esbeltas de acero y se lo conoce habitualmente como efectos de segundo orden geométrico.

Otro efecto a tener en cuenta, es la imperfección inicial de los elementos estructurales, esto es el desvío de la geometría respecto a una configuración ideal o perfecta, que puede ser provocado tanto en el proceso de fabricación como durante el montaje de la estructura, llevando a la generación de esfuerzos adicionales también llamados de segundo orden.

Para llevar en cuenta estos efectos en forma simplificada se han desarrollado métodos aproximados[7] que resuelven la estructura en primer orden geométrico de forma lineal y llevan en cuenta los efectos de segundo orden geométrico mayorando los esfuerzos solicitantes mediante coeficientes que dependen de la esbeltez de los miembros estructurales y de las deformaciones.

Hoy en día los reglamentos de avanzada como el europeo EUROCODE[4] (Código de la Unión Europea) o el americano AISC[3,5] (American Institute of Steel Construction), han adoptado la resolución no lineal en segundo orden como el método principal para el cálculo de esfuerzos en estructuras esbeltas de acero que requiere el uso de programas de cálculo no lineal los cuales no están muy difundidos en la comunidad ingenieril y requieren de conocimientos adicionales a los aportados en la formación de grado. Por ello aún siguen admitiendo, de manera opcional, la utilización de métodos simplificados de amplificación de esfuerzos, más sencillos de implementar aunque no tan precisos. Además las normas consideran imperfecciones iniciales, permitiendo algunas simplificaciones para su tratamiento, aunque tienen ciertas imprecisiones en la definición de las metodologías.

Este trabajo toma como base de estudio el reglamento AISC 2010[5] el cual se compara con las normas argentinas vigentes CIRSOC 301-2005[1,2](Centro de Investigación de los Reglamentos Nacionales de Seguridad para las Obras Civiles del Sistema INTI) y con el reglamento anterior AISC 2005[3].

1.1 Descripción de la metodología propuesta

Los estudios de estabilidad por lo general requieren de dos tipos de análisis: 1) determinación de cargas críticas y sus modos de pandeo (problemas de valores propios) y 2) trazado de las trayectorias no lineales de equilibrio.

El análisis de las cargas críticas de pandeo nos permite identificar si tendremos problemas de inestabilidad dentro del rango de las cargas de diseño. Esto es, si alguna de las cargas críticas es menor que la carga de diseño esto indica que tendremos problemas de inestabilidad y debemos reforzar la estructura hasta conseguir que las cargas críticas sean mayores que las cargas de diseño.

Si la estructura no presenta problemas de inestabilidad dentro del rango de cargas de diseño se procede a establecer una geometría imperfecta mediante la imposición de una imperfección y luego se traza la trayectoria de equilibrio no lineal de manera incremental sobre esta estructura imperfecta hasta llegar al nivel máximo de las cargas de diseño. Si en esta configuración la estructura es estable verificamos las secciones con los esfuerzos obtenidos en este estado de deformación.

La metodología propuesta se compone de las siguientes etapas:

1. Obtención de cargas críticas y modos de pandeo
2. Modelado de la geometría imperfecta
3. Resolución del problema no lineal imperfecto

A continuación describiremos cada una de ellas:

1.2 Obtención de cargas críticas y modos de pandeo

En esta etapa es necesario determinar las cargas críticas y los modos de pandeo asociados a estas cargas. Para esto se utilizan las rutinas de cálculo de auto-valores y auto-vectores usualmente disponibles en los programas comerciales.

Es necesario definir un modelo de elementos finitos donde cada miembro estructural se subdivide en varios elementos de tipo barra. En este trabajo se ha adoptado una subdivisión de 10 elementos por barra como se muestra en el pórtico de la fig. 1.

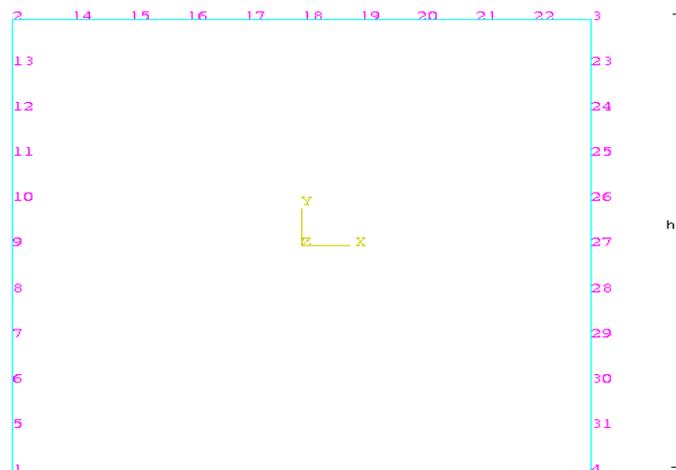


Fig.1. Esquema del pórtico – numeración nodal.

1.3 Modelado de la geometría imperfecta

Una vez realizado el análisis de pandeo de la estructura perfecta, donde se determinaron las cargas críticas asociadas a los primeros modos de pandeo, se analiza la diferencia entre la 1ª y la 2ª carga crítica. Si estas cargas están muy próximas entre sí o son casi coincidentes, la peor imperfección se compone de una combinación de los modos de pandeo coincidentes y el análisis es bastante complicado [10]. Pero si estas cargas están separadas, se puede asegurar que la forma de la peor imperfección es dominada por el primer modo de pandeo [8] y será la forma a adoptar para el modelado directo de las imperfecciones.

Una vez conocida la configuración deformada del primer modo de pandeo, se la escala asignándole al punto de máxima amplitud, el valor de deformación máxima especificado en la práctica constructiva reglamentaria. En Argentina, como norma práctica, el máximo desplome vertical admitido para las columnas (Extraído del AISC Code of Standard Practice) se considera como:

la altura de la columna dividido 500, como valor adoptado para escalar las imperfecciones. Para modelar la estructura imperfecta se utiliza la misma discretización, esto es, el mismo modelo de barras utilizado para la determinación de las cargas críticas. Para definir a la estructura imperfecta se desplazan los nodos de la discretización de la estructura perfecta para alterar la geometría original según la forma del primer modo de pandeo.

En la figura 2 se muestra la deformada normalizada del primer modo de pandeo que tiene el máximo desplazamiento horizontal en la cabeza de las columnas con valor unitario.

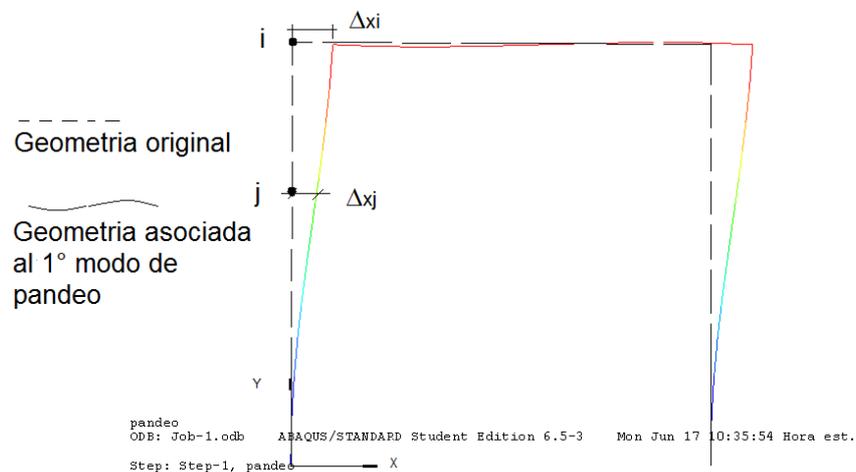


Fig. 2. Esquema del pórtico – geometría original y configuración de pandeo.

1.4 Resolución del problema no lineal imperfecto

Una vez definida la geometría imperfecta, sobre la discretización utilizada para obtener el primer modo de pandeo, utilizamos esta geometría, que incluye el modelado directo de las imperfecciones, para realizar el análisis no lineal.

Para la solución del problema no lineal de la estructura imperfecta, debemos utilizar un programa de análisis no lineal que permita obtener la trayectoria de equilibrio hasta el nivel de carga de diseño.

En general los programas obtienen configuraciones de equilibrio de esta trayectoria de manera incremental. En la figura 3 se muestra una curva de respuesta de una estructura imperfecta que alcanza una carga máxima representada por un punto límite.

2. Implementación computacional de la metodología propuesta

Para implementar computacionalmente las etapas definidas previamente, es necesario contar con un programa de análisis no lineal, que disponga de la posibilidad de calcular cargas críticas y modos de pandeo además de poseer un módulo de trazado de caminos fundamentales no lineales.

En este trabajo particularizaremos la implementación computacional utilizando el programa ABAQUS [11]. Se eligió este programa por su capacidad de análisis no lineal, ya que posee un módulo muy robusto para este tipo de análisis que requiere una mínima intervención del operador.

Un detalle importante para el uso del ABAQUS es que no asigna unidades a los valores o parámetros de entrada y por lo tanto es necesario compatibilizar todas las unidades de los valores ingresados de manera de trabajar con un único juego de unidades para fuerza y longitud que debe ser el mismo para todas las variables.

2.1 Metodología para determinar cargas críticas y modos de pandeo asociados de la estructura perfecta

Los pasos necesarios para el cálculo de las cargas críticas y modos de pandeo usando el ABAQUS son los siguientes:

1. Descripción de la geometría perfecta
2. Definición de la sección y material
3. Asignación de la sección y material
4. Ensamble de la estructura
5. Definición del tipo de análisis
6. Definición de las cargas de referencia.
7. Definición de los apoyos
8. Generación del mallado de elementos finitos
9. Definición del paso de cálculo
10. Ejecutar el análisis

2.2 Metodología para realizar el análisis no lineal de la estructura imperfecta

Los pasos necesarios para realizar el análisis no lineal de la estructura imperfecta usando el ABAQUS son los siguientes:

1. Descripción de la geometría imperfecta
2. Asignación de sección, material y ensamblaje de la estructura
3. Definición del tipo de análisis
4. Asignación de las cargas, apoyos y mallado
5. Definición del paso de cálculo
6. Ejecución del análisis
7. Visualización de resultados

3. Comparación de los diferentes métodos

En este capítulo se comparan los esfuerzos obtenidos por diferentes metodologías, llevando en cuenta los efectos de segundo orden geométrico. Todos los análisis se realizan en régimen elástico, ya que el interés está puesto en el tratamiento de los problemas de estabilidad. Sin embargo se llevan en cuenta los efectos elasto-plásticos mediante una reducción de la rigidez de los miembros estructurales, como lo admiten tanto el CIRSOC 2005-301[1,2], en su capítulo C, apartado 1.2 como el AISC[3], en su capítulo C.

Las metodologías que se comparan son las siguientes:

1. Análisis según CIRSOC 301-2005 en primer orden geométrico con esfuerzos mayorados (B_1, B_2).
2. Análisis según AISC 2005 Apéndice 7 (método directo) en segundo orden geométrico con modelado directo de imperfecciones mediante el desplome vertical de las columnas.
3. Análisis según AISC 2010 Capítulo C (método directo) en segundo orden geométrico con representación de imperfecciones mediante cargas nodales ficticias.

4. Análisis según AISC 2010 Capítulo C (método directo) en segundo orden geométrico con modelado directo de imperfecciones con la forma del primer modo de pandeo.
5. Solución analítica del pórtico con imperfección en forma de desplome vertical en segundo orden geométrico a partir de los coeficientes de estabilidad.

Cabe aclarar que realizaremos esta comparación para obtener el esfuerzo más desfavorable, que genere para la sección asignada, el mayor consumo de resistencia.

3.1 Datos geométricos y mecánicos del modelo

Se resuelve en particular una estructura de un pórtico esbelto metálico (ver fig. 3), dicho pórtico está formado por dos columnas y un dintel de perfiles doble T, de 3m de ancho de vano por 3m de altura de piso.

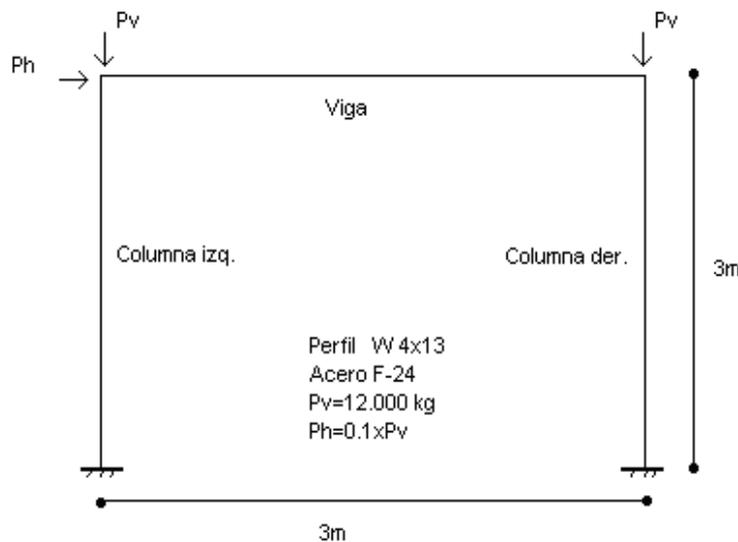


Fig. 3. Esquema del pórtico de análisis.

Se decidió analizar esta geometría estructural ya que fue base de análisis en textos anteriores [11,12] y usada de referencia por otros trabajos[13].

La estructura soporta cargas concentradas en sus nudos generando diagramas de momentos lineales, los cuales brindan simplicidad para su análisis. Dichas cargas son últimas, las cuales surgen de mayorar las cargas iniciales en un 20%.

4. Comparación y análisis de resultados

A continuación se exponen los resultados de los cinco análisis, para cada uno de los nudos componentes de las barras:

Tabla 1. Comparación de resultados de las cinco metodologías resueltas, valores de momento flector de segundo orden.

Nodo	Mn / Cirsoc	Mu 2°O 1° m pand/Abaqus	Mu 2°O Aisc/Abaqus	Mu 2°O Aisc/Abaqus	Mu 2°O Pares y fuerzas
Col. Izq	kgcm	kgcm	kgcm	kgcm(Cargas Nodales)	ext de barra imperf kgcm
1	94504,06	111120,14	113925,44	113271,55	-101000,00
2	v. maximo	110466,27	113298,87	112640,09	-82052,00
3		109812,41	112672,31	112008,64	-63104,00
4		109158,54	112045,75	111377,19	-44156,00
5		108504,68	111419,18	110745,73	-25208,00

6		107850,81	110792,62	110114,28	-6260,00
7		107196,95	110166,05	109482,83	12688,00
8		106543,09	109539,49	108851,37	31636,00
9		105889,22	108912,93	108219,92	50584,00
10		105235,36	108286,36	107588,47	69532,00
11		104581,49	107659,80	106957,01	88480,00
Viga					
11	49,63	-78228,27	-67943,48	-69997,68	88480,00
12	v.maximo	-77668,54	-67445,88	-69494,47	88330,00
13		-77108,81	-66948,28	-68991,26	53088,00
14		-76549,08	-66450,68	-68488,05	35392,00
15		-75989,36	-65953,08	-67984,84	17696,00
16		-75429,63	-65455,47	-67481,63	0,00
17		-74869,90	-64957,87	-66978,42	-17696,00
18		-74310,17	-64460,27	-66475,21	-35392,00
19		-73750,44	-63962,67	-65972,00	-53088,00
20		-73190,71	-63465,07	-65468,79	-88330,00
21		-72630,98	-62967,47	-64965,58	-88480,00
Col. Der					
31	85117,23	63256,85	57257,78	56930,10	-101000,00
30	v.maximo	63910,94	57857,96	57526,88	-82052,00
29		64565,03	58458,14	58123,66	-63104,00
28		65219,12	59058,32	58720,43	-44156,00
27		65873,21	59658,50	59317,21	-25208,00
26		66527,29	60258,69	59913,99	-6260,00
25		67181,38	60858,87	60510,77	12688,00
24		67835,47	61459,05	61107,54	31636,00
23		68489,56	62059,23	61704,32	50584,00
22		69143,65	62659,41	62301,10	69532,00
21		69797,74	63259,59	62897,88	88480,00

Se realiza, en la tabla 2, la comparación de los valores de Mu máximos de cada barra en valor absoluto, momento flector de segundo orden, del método propuesto, análisis en segundo orden geométrico con la imperfección del primer modo de pandeo, con el método del AISC, imperfección recta con análisis en segundo orden, con el método del AISC análisis en segundo orden con cargas ficticias nodales para representar imperfecciones, coeficientes de Chwalla y con la metodología simplificada del CIRSOC.

Tabla 2. Comparación de los momentos máximos de las cinco metodologías resueltas, en valor absoluto.

Nodo	Mn/Cirsoc	Mu 2°O 1° m pand/Abaqus	Mu 2°O 1° m pand/Abaqus	Mu 2°O Aisc/Abaqus	Mu 2°O Aisc/Abaqus	Mu 2°O Pares y fuerzas
Barra	kgcm	kgcm	kgcm	kgcm	kgcm(Cargas Nodales)	ext de barra imperf kgcm
Columna izq	94504,1	111774,0	111120,1	114552,0	113903,0	101000,00
Viga	49,6	84385,3	-78228,3	75863,4	75533,0	88480,00
Columna der	85117,2	112693,0	69797,7	104191,0	103603,0	101000,00

Como se puede observar el análisis en segundo orden, conteniendo la imperfección del primer modo de pandeo, genera esfuerzos mayores a la metodología del CIRSOC en más de un 21 % en promedio en la columna izquierda. Con respecto a la viga analizada mediante el CIRSOC, los momentos son bajos debido a que no se considera ninguna carga transversal a la viga y el coeficiente B_2 es nulo pues no hay desplazamiento transversal relativo de los extremos.

Con respecto al análisis en segundo orden con la imperfección recta de la AISC, en más de un 10% en promedio en la viga y columna derecha, con respecto al método AISC de las cargas nodales ficticias en más de un 9% en promedio en la viga y columna derecha.

En la comparación con el método analítico, se observa que en los nodos extremos de barra los valores son mayores en un 6% aproximadamente respecto del análisis contemplando a la imperfección del primer modo de pandeo, pero en el interior de las barras este último genera esfuerzos mayores.

5. Conclusiones

Por lo expuesto y analizado en el capítulo anterior, se concluye que para obtener valores que tiendan a reflejar el comportamiento real, se debe realizar un análisis no lineal contemplando en forma directa o indirecta las imperfecciones. Con análisis lineal y coeficientes de mayoración (CIRSOC) las diferencias son apreciables (20%) y del lado de la inseguridad para este caso.

Además el análisis no lineal, al considerar todas las barras con longitud efectiva igual a la real ($K=1$) independiza del cálculo de las longitudes efectivas con toda su complejidad.

Por otro lado el uso del análisis no lineal permite conocer los desplazamientos reales, lo cual es imposible con el análisis lineal con mayoración de esfuerzos. Además independiza de la laboriosidad que implica el análisis de la estructura como desplazable e indesplazable con los programas actuales, que en general no tienen este procedimiento automatizado.

El modelado directo de imperfecciones, tanto con desplome vertical como con el primer modo de pandeo es ventajoso frente al uso de cargas ficticias nodales tanto, por la complejidad del cálculo usando los programas comerciales disponibles actualmente como por la posible interferencia en los esfuerzos resultantes.

El uso del primer modo como imperfección, independiza de analizar el sentido más desfavorable del desplome vertical barra por barra en la estructura. Además la extensión al análisis de estructuras espaciales o de plantas no regulares es directa, mientras que el análisis de desplomes verticales sería muy complicado en estos casos para hallar la peor combinación de desplomes.

Referencias

- [1] *CIRSOC 301*,(2005), Reglamento argentino de estructuras de acero para edificios, Buenos Aires, Argentina, INTI CIRSOC.
- [2] *CIRSOC 301*,(2005), Comentarios al Reglamento argentino de estructuras de acero para edificios, Buenos Aires, Argentina, INTI CIRSOC.
- [3] *ANSI/AISC360*,(2005),American Institute of Steel Construction, Specification for structural steel building, Chicago USA, *ANSI/AISC*.
- [4] *Eurocode 3*, (2005), Design of steel structures General rules and rules for buildings, Europa, *Eurocode*.
- [5] *ANSI/AISC 360*,(2010),American Institute of Steel Construction, Specification for structural steel building, Chicago USA, *ANSI/AISC*.
- [6] Galambos V. Theodore,(1998), *Guide to Stability Desing Criteria for Metal Structures*, 2nd Edition,.
- [7] Salmon C.G. and Jhonson J.E,(1996)., *Steel Structures Design and Behavior*, 4ta Edition, Harper Collins College Publishers.
- [8] Jouglard Claudio E., (2006), *Influencia de Modos de Imperfección en Inestabilidad Estructural*, XIX Jornadas Argentinas de Ingeniería Estructural, Mar del Plata.
- [9] Arthur R. de Alvarenga y Ricardo A. da Mota Silveira,(2006), *A configuracao geométrica inicial na analise avanzada de portais planos de aco*, , Rem Escola de Minas, UFOP, Ouro Preto. MG. Brasil.
- [10] Thompson, J.M.T., Hunt, G.W.,(1973), *A General Theory of Elastic Stability*, John Wiley & Sons, New York.
- [11] *ABAQUS* Dassault Corp., <http://www.3ds.com/products/simulia>.
- [12] ABNT NBR 8800,(2008) Projeto de estruturas de aco e concreto de edificios, Brasil.
- [7] NCh 427, (1977) Especificaciones para el cálculo de estructuras de acero para edificios, Chile.
- [13] COVENIN 1618, (1998) Estructuras de acero para edificios, Método de los estados límites, Venezuela.