



**UNIVERSIDAD LATINA
DE COSTA RICA**

POWERED BY **Arizona State University**

UNIVERSIDAD LATINA DE COSTA RICA

CAMPUS HEREDIA

Facultad de las Ingenierías y Tecnologías de Información

Escuela de Ingeniería Civil

Licenciatura de Ingeniería Civil

**Análisis de comportamiento de Estructura de Acero tipo Marco IMF (Intermediate
Momento Frames)**

Tesis de Grado

Steve Blackamore Salas

20 de diciembre del 2021



TRIBUNAL EXAMINADOR

Este proyecto titulado: “**Análisis de comportamiento de Estructura de Acero tipo Marco IMF (intermediate Moment frames)**”, por el (la) estudiante: Steve Blackamore Salas, fue aprobada por el Tribunal Examinador de la carrera de **Ingeniería Civil** de la Universidad Latina, Sede Heredia, como requisito para optar por el grado de Licenciatura en **Ingeniería Civil**:

Gerardo Enrique Chacón Rojas

Tutor

Wilson González

Lector

Luis Alejandro Carvajal Soto

Representante



COMITÉ ASESOR

Ing. Gerardo Enrique Chacón Rojas

Tutor

Ing. Wilson González

Lector

Ing. Luis Alejandro Carvajal Soto

Representante

Heredia, 17 de noviembre de 2021

Sres. Miembros del Comité de Trabajos Finales de Graduación
SD


Estimados señores:

He revisado y corregido el Trabajo Final de Graduación, denominado: **Análisis de comportamiento de Estructura de Acero tipo Marco IMF (intermediate Moment frames)** _elaborado por el (los) estudiante (s): **Steve Blackamore Salas** ,como requisito para que el (los) citado (s) estudiante (s) puedan optar por **Licenciatura de Ingeniería Civil** , con énfasis en ingeniería estructural .

Considero que dicho trabajo cumple con los requisitos formales y de contenido exigidos por la Universidad, y por tanto lo recomiendo para su defensa oral ante el Consejo Asesor.

Suscribe cordialmente,

GERARDO
ENRIQUE
CHACÓN
ROJAS (FIRMA)



Firmado digitalmente
por GERARDO
ENRIQUE CHACÓN
ROJAS (FIRMA)
Fecha: 2021.12.19
18:30:05 -06'00'

Gerardo Chacón Rojas

Tutor

Heredia, 17 de noviembre de 2021

Sres. Miembros del Comité de Trabajos Finales de Graduación
SD

Estimados señores:

He revisado y corregido el Trabajo Final de Graduación, denominado: **Análisis de comportamiento de Estructura de Acero tipo Marco IMF (intermediate Moment frames)** ,elaborado por el (los) estudiante (s): **Steve Blackamore Salas** ,como requisito para que el (los) citado (s) estudiante (s) puedan optar por **Licenciatura de Ingeniería Civil** , con énfasis en ingeniería estructural .

Considero que dicho trabajo cumple con los requisitos formales y de contenido exigidos por la Universidad, y por tanto lo recomiendo para su defensa oral ante el Consejo Asesor.

Suscribe cordialmente,

WILSON
ALBERTO
GONZÁLEZ
ARROYO

Firmado digitalmente
por WILSON ALBERTO
GONZÁLEZ ARROYO
Fecha: 2021.12.16
16:59:28 -06'00'

Ing. Wilson Alberto González Arroyo

San Pedro, 27 de diciembre del 2021

Señores
Universidad Latina de Costa Rica
Facultad de las Ingenierías y Tecnologías de Información
Escuela de Ingeniería Civil

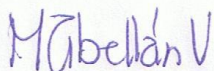
Estimados señores:

El estudiante Steve Blackamore Salas me ha presentado para efectos de corrección de estilo, en mi calidad de profesional graduado en Filología Española, la Tesis de Grado denominada "Análisis de comportamiento de Estructura de Acero tipo Marco IMF (Intermediate Moment Frames)" para optar por el grado de Licenciatura en Ingeniería Civil.

He revisado, de acuerdo con los lineamientos de la corrección de estilo señalados por la Universidad, los aspectos de estructura gramatical, la puntuación, acentuación, ortografía y los vicios de dicción que se trasladan al escrito, y he verificado que se han realizado todas las correcciones indicadas en el documento.

Por lo tanto, considero que se encuentra listo para presentarlo ante la Universidad.

Atentamente,



M.Sc. Marianela Abellán Vargas

Filóloga

Carné 10702

Licencia De Distribución No Exclusiva (carta de la persona autora para uso didáctico)

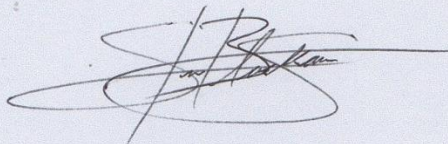
Universidad Latina de Costa Rica

Yo (Nosotros):	Steve Blackamore Salas
De la Carrera / Programa:	Licenciatura Ingeniería Civil
Modalidad de TFG:	Tesis
Titulado:	Análisis de comportamiento de Estructura de Acero tipo Marco IMF (Intermediate Momento Frames)

Al firmar y enviar esta licencia, usted, el autor (es) y/o propietario (en adelante el “AUTOR”), declara lo siguiente: **PRIMERO:** Ser titular de todos los derechos patrimoniales de autor, o contar con todas las autorizaciones pertinentes de los titulares de los derechos patrimoniales de autor, en su caso, necesarias para la cesión del trabajo original del presente TFG (en adelante la “OBRA”). **SEGUNDO:** El AUTOR autoriza y cede a favor de la UNIVERSIDAD U LATINA S.R.L. con cédula jurídica número 3-102-177510 (en adelante la “UNIVERSIDAD”), quien adquiere la totalidad de los derechos patrimoniales de la OBRA necesarios para usar y reusar, publicar y republicar y modificar o alterar la OBRA con el propósito de divulgar de manera digital, de forma perpetua en la comunidad universitaria. **TERCERO:** El AUTOR acepta que la cesión se realiza a título gratuito, por lo que la UNIVERSIDAD no deberá abonar al autor retribución económica y/o patrimonial de ninguna especie. **CUARTO:** El AUTOR garantiza la originalidad de la OBRA, así como el hecho de que goza de la libre disponibilidad de los derechos que cede. En caso de impugnación de los derechos autorales o reclamaciones instadas por terceros relacionadas con el contenido o la autoría de la OBRA, la responsabilidad que pudiera derivarse será exclusivamente de cargo del AUTOR y este garantiza mantener indemne a la UNIVERSIDAD ante cualquier reclamo de algún tercero. **QUINTO:** El AUTOR se compromete a guardar confidencialidad sobre los alcances de la presente cesión, incluyendo todos aquellos temas que sean de orden meramente institucional o de organización interna de la UNIVERSIDAD. **SEXTO:** La presente autorización y cesión se regirá por las leyes de la República de Costa Rica. Todas las controversias, diferencias, disputas o reclamos que pudieran derivarse de la presente cesión y la materia a la que este se refiere, su ejecución, incumplimiento, liquidación, interpretación o validez, se resolverán por medio de los Tribunales de Justicia de la República de Costa Rica, a cuyas normas se someten el AUTOR y la UNIVERSIDAD, en forma voluntaria e incondicional. **SÉPTIMO:** El AUTOR acepta que la UNIVERSIDAD, no se hace responsable del uso, reproducciones, venta y distribuciones de todo tipo de fotografías, audios, imágenes, grabaciones, o cualquier otro tipo de

presentación relacionado con la **OBRA**, y el **AUTOR**, está consciente de que no recibirá ningún tipo de compensación económica por parte de la **UNIVERSIDAD**, por lo que el **AUTOR** haya realizado antes de la firma de la presente autorización y cesión. **OCTAVO**: El **AUTOR** concede a **UNIVERSIDAD**, el derecho no exclusivo de reproducción, traducción y/o distribuir su envío (incluyendo el resumen) en todo el mundo en formato impreso y electrónico y en cualquier medio, incluyendo, pero no limitado a audio o video. El **AUTOR** acepta que **UNIVERSIDAD** puede, sin cambiar el contenido, traducir la **OBRA** a cualquier lenguaje, medio o formato con fines de conservación. **NOVENO**: El **AUTOR** acepta que **UNIVERSIDAD** puede conservar más de una copia de este envío de la **OBRA** por fines de seguridad, respaldo y preservación. El **AUTOR** declara que el envío de la **OBRA** es su trabajo original y que tiene el derecho a otorgar los derechos contenidos en esta licencia. **DÉCIMO**: El **AUTOR** manifiesta que la **OBRA** y/o trabajo original no infringe derechos de autor de cualquier persona. Si el envío de la **OBRA** contiene material del que no posee los derechos de autor, el **AUTOR** declara que ha obtenido el permiso irrestricto del propietario de los derechos de autor para otorgar a **UNIVERSIDAD** los derechos requeridos por esta licencia, y que dicho material de propiedad de terceros está claramente identificado y reconocido dentro del texto o contenido de la presentación. Asimismo, el **AUTOR** autoriza a que en caso de que no sea posible, en algunos casos la **UNIVERSIDAD** utiliza la **OBRA** sin incluir algunos o todos los derechos morales de autor de esta. **SI AL ENVÍO DE LA OBRA SE BASA EN UN TRABAJO QUE HA SIDO PATROCINADO O APOYADO POR UNA AGENCIA U ORGANIZACIÓN QUE NO SEA UNIVERSIDAD U LATINA, S.R.L., EL AUTOR DECLARA QUE HA CUMPLIDO CUALQUIER DERECHO DE REVISIÓN U OTRAS OBLIGACIONES REQUERIDAS POR DICHO CONTRATO O ACUERDO.** La presente autorización se extiende el día 19 de enero de 2022 a las 5:00pm

Firma del estudiante(s):



DECLARACIÓN JURADA

Yo, Steve Blackamore Salas estudiante de la Universidad Latina de Costa Rica, declaro bajo la fe de juramento y consciente de las responsabilidades penales de este acto, que soy Autor Intelectual la Tesis titulada:

Análisis de comportamiento de Estructura de Acero tipo Marco IMF (Intermediate Momento Frames)

Por lo que libero a la Universidad de cualquier responsabilidad en caso de que mi declaración sea falsa.

Firmo en Alajuela, 19/1/2022



Firma

Steve Blackamore Salas

Contenido

Resumen ejecutivo	xv
Antecedentes	1
Planteamiento de Problema.....	3
Objetivo general.....	9
Objetivos específicos	9
Justificación	10
Alcances y Limitaciones	11
Impacto... ..	12
Hipótesis	13
Marco Teórico.....	14
Capítulo 2.....	48
Marco Metodológico.....	48
Capítulo 3.....	54
Análisis de Resultados	54
Sistema tradicional	55
Sistema Mixto.....	69
Análisis de rotaciones a causa de <i>push over</i>	83
Análisis de la demanda vs capacidad mediante curvas de aceleración espectral y desplazamiento espectral (Sa-Sd).....	84
Capítulo 4.....	88
Conclusiones y Recomendaciones	88
Glosario.....	91
Anexos	96

Tabla de Figuras

Figura 1. Esquema de conexiones Pre-Northridge alma y ala soldadas	4
Figura 2. Falla de ala soldada y alma apernada en el Terremoto Northridge , 1994	5
Figura 3. Esquema de conexión de alas libres(FF-W) , 1994	7
Figura 4. Esquema de conexión de sección reducida (RBS-W)	8
Figura 5. Uniones con conexiones en ambos ejes de las columnas	9
Figura 6. Tipos de edificios de acero	20
Figura 7. Estándar Perfiles de Acero Estructural Americanos	21
Figura 8. Estándar Perfiles de Acero Estructural Americanos	21
Figura 9. Nomenclatura perfiles acero	22
Figura 10. Movimiento Rectilíneo	23
Figura 11. Movimiento armónico simple	25
Figura 12. Esquema carga lateral método estático	29
Figura 13. Principales modos de vibración	32
Figura 14. Esquema modelo de un grado de libertad	34
Figura 15. Sistema de un grado de libertad	35
Figura 16. Espectros de respuesta	37
Figura 17. Esquema de espectro de diseño	38
Figura 18. Esquema formación rotulas plástica durante fase experimental	39
Figura 19. Esquema formación rótulas plásticas durante fase experimental	39
Figura 20. Propiedades típicas en rótulas por flexión	40
Figura 21. Objetivos de Desempeño de un Edificio y Rangos	41
Figura 22. Comportamiento de rótula plástica	42
Figura 23. Relación esfuerzo deformación acero	42
Figura 24. Respuesta mínima esperada y especificada	43
Figura 25. Diagrama Esfuerzo deformación aceros varios	44
Figura 26. Ensayo Charpy	45
Figura 27. Relación carga deformación estructural	46
Figura 28. Sistema Tradicional	55
Figura 29. Esquema elementos por nivel	56
Figura 30. Vista lateral Eje A	58

Figura 31. Corte Basal Sistema tradicional.....	61
Figura 32. Curva de Capacidad Global sistema tradicional.....	67
Figura 33. Paso 3 push over Eje X Sistema tradicional.....	67
Figura 34. Paso 5 push over Eje X Sistema tradicional.....	68
Figura 35. Paso 11 push over Eje X Sistema tradicional.....	69
Figura 36. Sistema mixto, captura Sap2000	70
Figura 37. Marco resistente a momento eje A , captura Sap2000	71
Figura 38. Marco resistente a momento eje 1 , captura Sap2000	72
Figura 39. Marco articulado eje 2 , captura Sap2000	73
Figura 40. Corte basal por piso sistema mixto.....	75
Figura 41. Curva de Capacidad Global sistema mixto	81
Figura 42. Paso 3. Push over en el eje X sistema mixto	81
Figura 43. Paso 5. <i>Push over</i> Eje X sistema mixto.....	82
Figura 44. Paso 11. <i>Push over</i> Eje X sistema mixto.....	82
Figura 45. Rotaciones Sistema tradicional y Sistema mixto para articulado Nudo A2 primer nivel (nodo 40).....	84
Figura 46. Demanda vs Capacidad Espectral Eje X.....	85
Figura 47. Demanda vs Capacidad Espectral del Eje Y.	86

Índice de Tablas

Tabla 1	57
Tabla 2	58
Tabla 3	59
Tabla 4	59
Tabla 5	60
Tabla 6	61
Tabla 7	62
Tabla 8	63
Tabla 9	64
Tabla 10	65
Tabla 11	65
Tabla 12	65
Tabla 13	66
Tabla 14	71
Tabla 15	72
Tabla 16	73
Tabla 17	74
Tabla 18	74
Tabla 19	75
Tabla 20	76
Tabla 21	77
Tabla 22	77
Tabla 23	78
Tabla 24	78
Tabla 25	79
Tabla 26	80
Tabla 27	83
Tabla 28	86

Resumen ejecutivo

La presente investigación se propone analizar el comportamiento de marcos IMF. Se comparan dos clases de configuraciones de marco estructural: los intermedios combinados con sistemas gravitacionales, y los de conexiones rígidas en todas direcciones. Luego se elabora el modelo estructural de una edificación mediante el uso de software computarizado.

Una vez realizado el diseño estructural, se efectúa un estudio mediante la técnica de análisis no lineal de empuje monotónico creciente o *push over*. A partir de los resultados se pretende identificar los mecanismos de falla de la estructura en los componentes principales de los marcos.

El principal recurso obtenido a partir del análisis es la curva de capacidad de la estructura, la cual permite observar la demanda de cortante basal y los desplazamientos generados; y con ello una perspectiva generalizada del comportamiento de la edificación ante las cargas sísmicas. Se estudia la relación demanda-capacidad de ambos tipos de marcos mediante curvas de aceleración espectral vs. desplazamiento espectral (S_a - S_d).

Se pretende observar el comportamiento de los sistemas tradicionales (conexiones rígidas) contra el sistema mixto (conexiones rígidas con articuladas); ya que es común que en la práctica constructiva se realicen conexiones en todos los sentidos, lo cual podría encarecer los proyectos. Además, se estará evaluando el comportamiento general de todo el sistema estructural para constatar si es viable su implementación en el ámbito constructivo, ya que desde un punto de vista de diseño estructural no existe ninguna metodología formal para el diseño sismorresistente.

La principal consigna de la investigación es cuestionar los métodos de diseño sismorresistente del acero a nivel nacional; puesto que como lo evidencian otras investigaciones, es importante comparar la capacidad obtenida con la demanda establecida por el CSCR-10. Por ello, el análisis no lineal podría cambiar el pensamiento actual con respecto al diseño sismorresistente dado que no se ha investigado de manera rigurosa en el país.

Abstract

The present research aims to analyze the behavior of IMF frames, two kinds of structural frame configurations will be compared which will be intermediate frames combined with gravitational systems and rigid connections frames in all directions, proceeding to the elaboration of the structural model of a building using computerized software.

Once the structural design is performed, an analysis is performed using the technique of nonlinear analysis "push over" of the results of this analysis is intended to identify the failure mechanisms of the structure in the main components of the frames.

The main resource obtained from the analysis is the capacity curve of the structure which allows to observe the demand of basal shear and the displacements generated. This allows to have a generalized perspective of the behavior of the building before the seismic loads. The relationship demand capacity of both types of frames is studied by means of spectral acceleration vs spectral displacement curves (Sa-Sd).

It is intended to observe the behavior of high redundancy systems combined with medium redundancy systems, since it is common that in constructive practice connections are made as moment resistant connexons in all axis, which could make construction projects more expensive. In addition, it will evaluate the general behavior of the entire structural system to see if its implementation in the construction field is feasible, since from a structural design point of view there is no methodology to do earthquake -resistant design.

The main goal of the research is to question the methods of earthquake-resistant steel design at the national level. Since, as evidenced by other research, traditional demand estimation methods are somewhat conservative, nonlinear analysis could change current thinking regarding seismic -resistant design since nonlinear analysis has not been rigorously investigated in the country.

Antecedentes

Desde finales del siglo pasado, la investigación del comportamiento estructural y de las conexiones viga-columna ha tomado relevancia debido a la necesidad de mejorar el comportamiento de las estructuras ante los diferentes tipos de carga a las que se puedan ver expuestas.

Algunos estudios relacionados con el tema y realizados a nivel internacional se presentan a continuación.

Frere (2012), investiga la aplicación del análisis no lineal (*push over*) en estructuras de puentes. Este se realizó en el sentido longitudinal de un modelo de punto, en donde se estudian los resultados del *push over* estático y se comparan con los del método no lineal dinámico. De esta forma se obtiene la curva de capacidad de la estructura, tomando en cuenta aspectos como la irregularidad de la estructura.

A.Y Rahmani *et al.* (2019) realizan un procedimiento de análisis no lineal estático para evaluar el comportamiento de edificios altos, considerando modos más altos de vibración y cambios progresivos en las características dinámicas de las estructuras durante la respuesta inelástica.

Jalilkhani *et al.* (2020) realizan una investigación o desarrollo del método *push over* multimodal adaptivo para estimar las demandas sísmicas de marcos resistentes a momento. Los resultados muestran que el método permite estimar la demanda sísmica de manera satisfactoria tomando en cuenta parámetros como la deriva inelástica, entre otros.

F Barbagallo *et al.* (2019) llevan a cabo una investigación basada en un marco resistente a momento modelado en el programa *OpenSees*. La investigación tiene como objetivo indagar la validez del Análisis de *Push Over* Cíclico (CPA) como herramienta de evaluación del comportamiento sísmico de estructuras.

Shehu (2021) escribe un artículo relacionado con la implementación del método *push over* en torres de mampostería antiguas. El autor expone la debilidad de estas obras ante las cargas sísmicas y expone que fueron hechas, principalmente para soportar cargas verticales. Además, en los últimos años inicia varias investigaciones relacionadas con estructuras de acero con el objetivo

de mejorar el estado del conocimiento en esta área, así como los códigos y reglamentos existentes a nivel nacional.

Cabezas (2012) estudia la factibilidad técnica de un conjunto de conexiones en marcos IMF y SMF. El proyecto propone una conexión para marcos a momento, con base en el uso de una conexión tipo WUF-W en conjunto con otra de placa extendida. El investigador recomienda la revisión de limitaciones y restricciones de las futuras versiones del Código Sísmico de Costa Rica para sistemas resistentes a momento; y señala que el diseño estructural de conexiones y elementos usando un sistema en particular, podría regirse por requisitos del sistema y no por condiciones de demanda.

González (2018) realiza una tesis investigativa en donde estudia el comportamiento de una conexión con tubos de sección cuadrada - Viga I y atizadores (Conexión WUF-W) modelada por el programa computacional ANSYS que emula el trabajo hecho por los investigadores Saneei, Ghassemieh y Mazroi (2013), y obtuvo resultados similares.

Elizondo (2019) propuso la modificación de remover los atiesadores y ver, si bajo esa condición, la conexión podría ser usada para estructuras tipo SMF o IMF, cumpliendo con el parámetro de resistencia a la flexión.

Gutiérrez (2020) considera en su estudio las conexiones de marcos regulares de acero estructural conectadas al eje débil del miembro estructural. Esta investigación tiene como objetivo determinar si la conexión en esa configuración tiene un comportamiento sismorresistente adecuado. La herramienta principal fue la modelación por elemento finito, usando el software ANSYS, aplicada a tres configuraciones al eje débil (RBS-W, WFP-W y FF-W).

Rivera (2020) propone una evaluación y diseño para la intervención de una nave industrial de 800 m² colapsada, ubicada en Grecia, Alajuela, Costa Rica; usando códigos y normativas vigentes del país. El trabajo investiga la falla de la estructura y propone un diseño con condiciones adecuadas, usando elementos laminados en frío. Se concluye con una serie de recomendaciones por parte del autor; quien usa como referencia fotografías del fenómeno registrado en sitio.

Herrera (2020) realiza un proyecto investigativo relacionado con los pernos estructurales y lleva a cabo un análisis comparativo experimental y analítico entre los pernos SAE J429 grado 5 y el ASTM A325. Se ejecutan pruebas a tracción a las probetas de ambos pernos; se dimensionan

y fabrican conexiones a cortante doble con ambos tipos para ser estudiadas en el laboratorio. Además, se realiza una modelación virtual de ambas conexiones a cortante doble y ensayos a tracción de los pernos; lo cual finalmente permitió comparar su similitud virtual y experimental.

Acosta (2005) ejecuta un proyecto investigativo en el cual modeló tres marcos tipo SMF, siguiendo los lineamientos del CSCR-02, y con perfiles ASTM grado 50. Se realiza un análisis no lineal para determinar la demanda de capacidad y compararla con la capacidad teórica según el método estático. El investigador recomienda que se dé un análisis adicional de la curva de capacidad (V vs Δ) en formato (Sa-Sd).

Amador (2020) realiza una tesis investigativa relacionada con el comportamiento de marcos formados a base de vigas W con columnas en perfil HSS. Estudia la ductilidad, la sobre resistencia y la respuesta mecánica ante la aplicación del análisis no lineal. Se recomienda evaluar otros tipos de perfiles, además de estudiar los métodos no lineales en estructuras más esbeltas.

Fallas (2009) lleva a cabo una investigación relacionada con el análisis no lineal, en la cual se compara la capacidad de cuatro estructuras tipo SMF, IMF, OMF, SCBF. Así mismo, se expone la problemática de que los códigos de diseño estipulan cargas mayores a las reales y son conservadoras.

Planteamiento de Problema

Desde las décadas de los ochenta y noventa se ha venido investigando el campo de la ingeniería sísmica con base en eventos de gran importancia como lo fueron el terremoto de Loma Prieta de 1989 y el terremoto de Northridge de 1994, en Estados Unidos. Previo a ello, las estructuras existentes se comportaban de manera adecuada de acuerdo con los reglamentos vigentes. Posterior a estos sucesos se hace evidente las fallas en el área de las conexiones viga-columna debido a que previo al terremoto de Northridge, las conexiones se realizaban con soldadura de penetración completa. Se nota que las fallas de la soldadura en ocasiones se proyectaban en la cara de la columna produciendo graves daños a la estructura. A nivel nacional, se ha tomado como referencia los reglamentos y, en general, la filosofía de diseño de los Estados Unidos, lo cual podría no estar totalmente acoplado a la realidad económica y las características sísmicas de Costa Rica.

El código sísmico CSCR-10 es un tanto conservador en la estimación de cargas sísmicas al tomar como recursos principales los métodos estático y dinámico. El apartado 7.7 hace referencia a los métodos alternos de análisis en los que se incluye los de análisis no lineal, los cuales pueden dar otra perspectiva de la demanda ante cargas sísmicas de la estructura.

Recientemente, a nivel nacional se han desarrollado investigaciones relacionadas con la ingeniería en el campo de estructuras de acero, en donde han tomado gran relevancia las conexiones en el sistema estructural. Sin embargo, hay pocas investigaciones relacionadas con el comportamiento no lineal y particularmente con marcos conectados al eje débil, el cual se puede comparar con el comportamiento de las estructuras conectadas al eje fuerte. El análisis no lineal puede aportar información relacionada con el comportamiento en respuesta a la sacudida sísmica, tales como los mecanismos de falla, la formulación de la rótula plástica en los miembros estructurales y la capacidad de la edificación, lo cual se puede comparar con la demanda sísmica establecida en el CSCR-10.

A continuación se ilustra un tipo de conexión usada a nivel norteamericano antes del terremoto de Northridge:

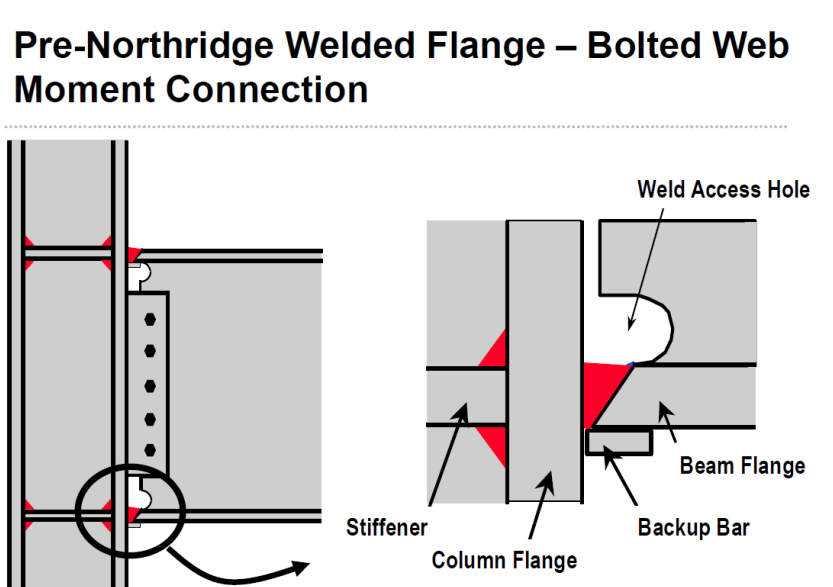


Figura 1. Esquema de conexiones Pre-Northridge alma y ala soldadas

Nota: Clayton, 2020

1994 Northridge Earthquake



Widespread failure of welded flange - bolted web moment connections

Figura 2. Falla de ala soldada y alma apernada en el Terremoto Northridge , 1994

Nota: Clayton, 2020

El acero, como material estructural, brinda versatilidad y facilidad de montaje y ductilidad. Como se puede observar, la gran mayoría de la teoría y la literatura existente relacionada con los marcos resistentes a momento se vincula con la conexión al eje fuerte en la columna de la estructura, lo cual genera intriga respecto al comportamiento de los sistemas conectados al eje débil.

La evaluación del comportamiento de las estructuras de marcos se realiza desde el enfoque del eje fuerte de las conexiones de acero. Recientemente Gutiérrez (2020), perteneciente al grupo de investigación de la Universidad Latina liderado por el ingeniero Gerardo Chacón, demostró que las estructuras de marcos conectadas al eje débil proveen al sistema de un comportamiento dúctil. Gutiérrez (2020) ensayó el comportamiento de conexiones tipo RBS-W, WFP-W y FF-W y concluye que las RBS-W y las FF-W cumplen con criterios mínimos para ser usadas en marcos intermedios (IMF).

En cuanto a las referencias internacionales, se encuentra la de Kangmin Lee, Liuyi Chen y Rui Li (2012) quienes estudiaron las conexiones FF-W y WFP-W, conocidas como *Welded Free*

Flange y Welded Flange Plate – Welded Web, respectivamente, enfocadas al eje débil. Este estudio se realiza en Daejeon, Sur Corea mediante un programa experimental, y se concluye que ambas tienen más de un 3% de capacidad de deriva y cumplen con los requisitos del marco tipo OMF.

La segunda referencia es la investigación de Chad Gilton y Chia-Ming Uang (2002). Como parte del programa SAC se estudian dos especímenes a escala con conexión RBS al eje débil (Reduced Beam Section), mediante la simulación de carga sísmica. Se comprobó que los especímenes alcanzaron la rotación plástica requerida (0.003 rad) sin experimentar falla frágil o alta concentración de esfuerzos en la sección crítica. Además, se realizaron estudios paramétricos (elemento finito) los cuales demuestran que dicha conexión reduce la concentración de deformaciones por un factor cercano a 3, y se desarrolla una guía de diseño de conexiones al eje débil. Esta investigación fue hecha en los Estados Unidos.

Por lo tanto, surge la interrogante de ¿cómo se comportarán los marcos de tipo IMF en cuanto a posibles mecanismos de colapso y sistema de sobrerresistencia?

En la siguiente imagen se puede observar un esquema típico de las conexiones **RBS-W** y **FF-W** analizadas por Gutiérrez (2020).

FF-W

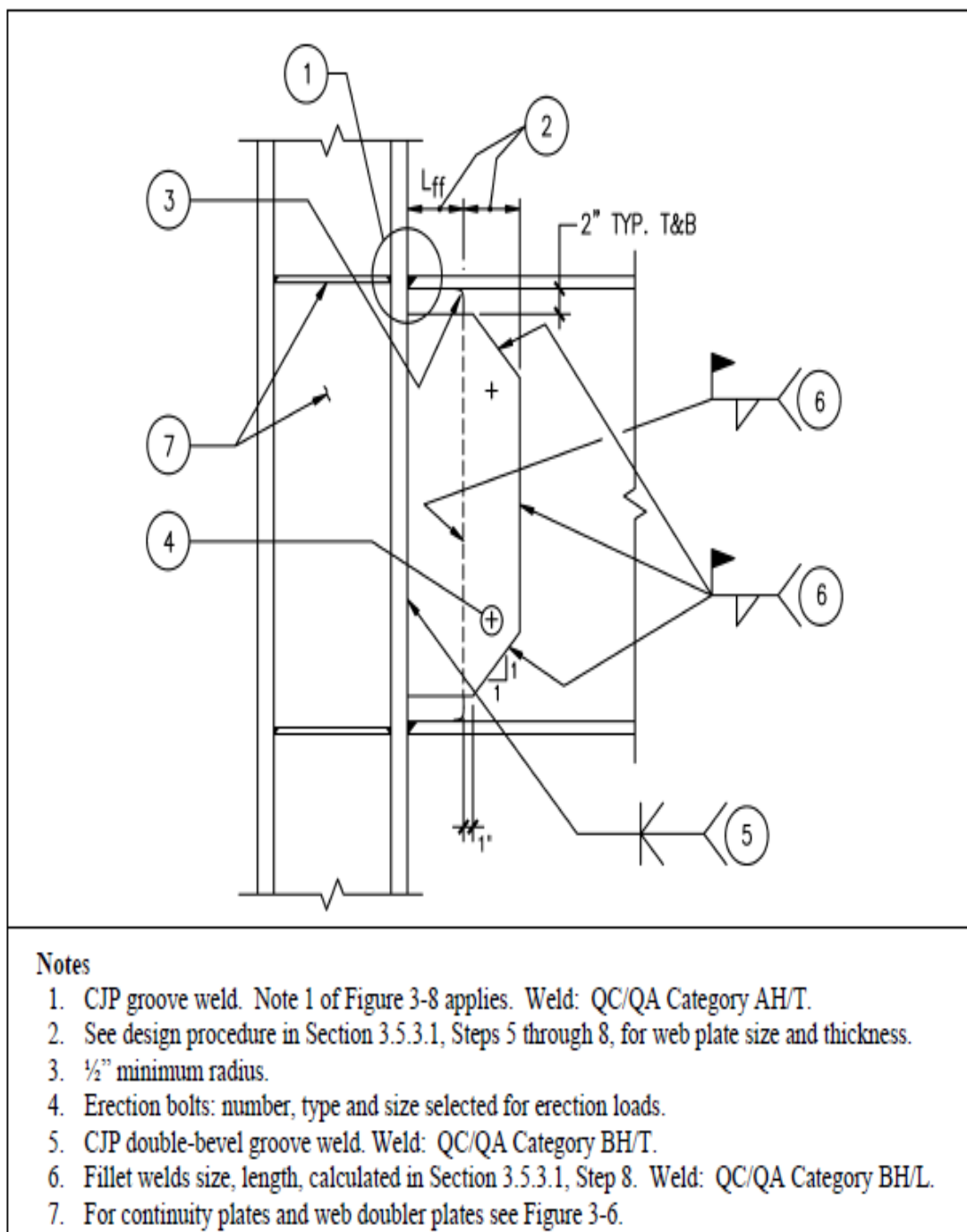


Figura 3. Esquema de conexión de alas libres(FF-W) , 1994

Nota: FEMA, 2000

RBS-W

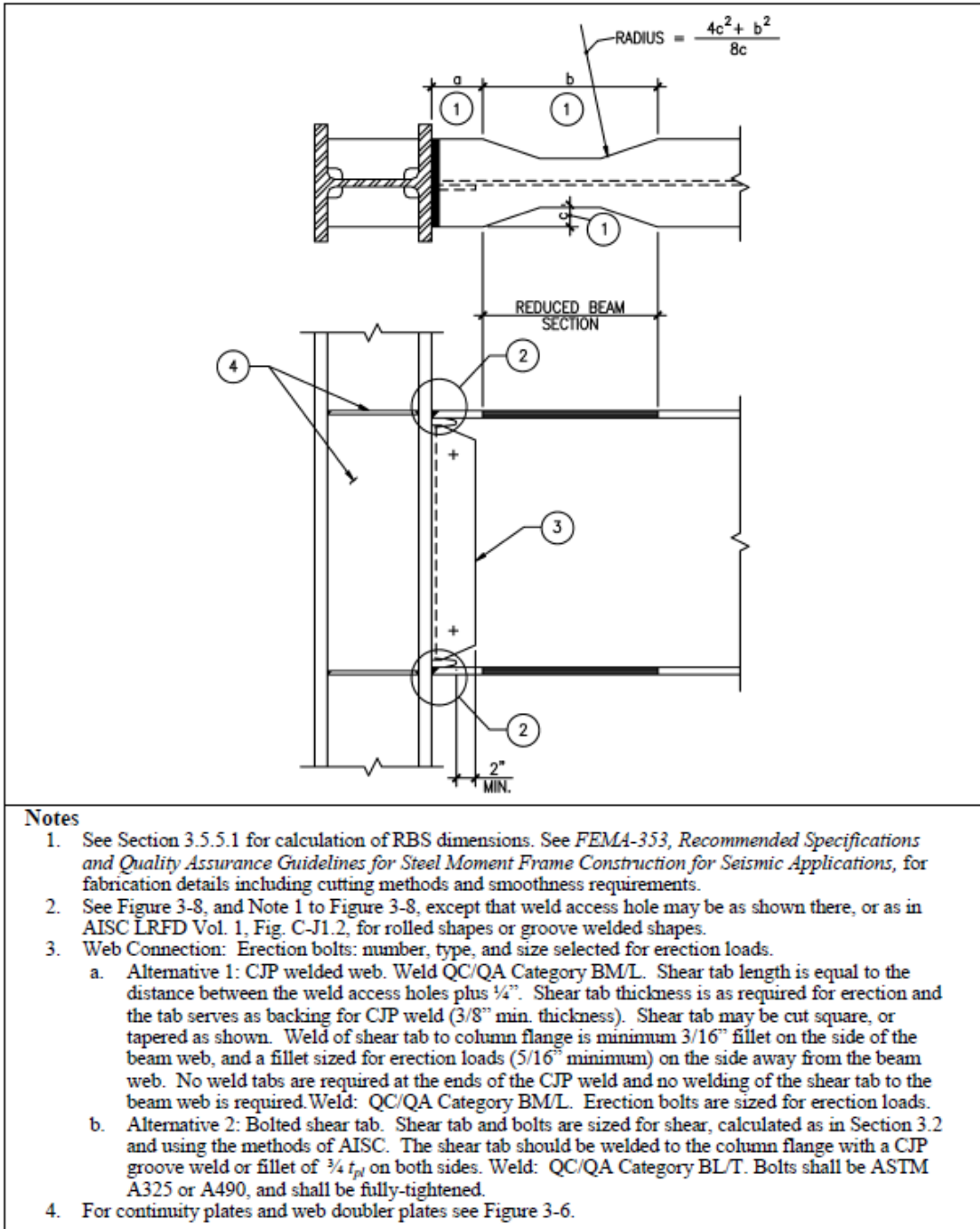


Figura 4. Esquema de conexión de sección reducida (RBS-W)

Nota: FEMA, 2000.

El siguiente ejemplo muestra un esquema de conexión a los ejes débil y fuerte.



Figura 5. Uniones con conexiones en ambos ejes de las columnas

Nota: Kontolati, 2017

Objetivo general

- Evaluar el efecto de la redundancia por conexiones de momento en el desempeño de una estructura tipo IMF, mediante el método de empuje monótonico creciente (*push over*).

Objetivos específicos

- Generar un modelo estructural representativo de una edificación de uso de oficinas a través del software SAP2000.
- Desarrollar curvas de desempeño sísmico para marcos intermedios de momento IMF combinados con sistemas gravitacionales (sistema mixto).

- Desarrollar curvas de desempeño para marcos intermedios de momento IMF interconectados con conexiones rígidas en todos los nodos viga-columna (sistema tradicional).
- Comparar curvas de desempeño de sistemas de mixto y el sistema tradicional .
- Analizar la relación demanda vs capacidad de ambos tipos de sistemas mediante curvas de aceleración espectral vs desplazamiento espectral (Sa-Sd).
- Examinar el mecanismo plástico de la estructura a través de la aplicación de análisis no lineal *push over* .

Justificación

El terremoto de Northridge, California, en 1994 cambió el modo de desarrollar las estructuras de acero debido a que una numerosa cantidad de edificios sufrió daños en las conexiones viga columna, las cuáles son fallas frágiles. Los edificios dañados en esta área geográfica se comportaron de acuerdo con los códigos de la época, ya que no colapsaron. No obstante, la reparación de las estructuras tuvo un alto costo económico a causa del daño en las conexiones.

Se puede notar que en la actualidad los reglamentos a nivel nacional en materia estructural se basan en normas internacionales, ya que de antemano se conoce el costo que implica la elaboración de pruebas físicas de laboratorio. Por lo cual, se toma como referencia códigos internacionales a nivel de acero y concreto estructural.

En la actualidad se puede observar que estructuras de acero de tamaño importante, se construyen con conexiones a momento, tanto en el eje fuerte como débil, es decir en ambas direcciones. Por lo tanto, mediante la investigación se pretende indagar si es posible cambiar el paradigma en términos de diseño y la construcción, que genere impacto económico en la sociedad.

Es importante indagar si realmente es posible construir edificaciones de acero no solo con conexiones al eje fuerte, además del comportamiento de la estructura cuando se combina un sistema de alta redundancia con uno de media redundancia; puesto que en la actualidad es común que los talleres elaboren sistemas de conexiones al eje fuerte en ambos sentidos, lo cual en cierta manera podría llegar a encarecer las obras.

Por lo tanto, realizar una investigación estructural podría ayudar a incrementar el conocimiento en este campo, y daría pie a realizar las modificaciones correspondientes en los reglamentos nacionales, al promover mejores prácticas desde las etapas de diseño de la estructura hasta las de elaboración de planos y la construcción como tal.

La aplicación de análisis no lineal permitirá encontrar patrones de comportamiento en la estructura en estudio, lo cual podría adaptar los criterios actuales con respecto a los marcos resistentes a momento. Es importante aplicar las buenas prácticas constructivas y poseer códigos bien fundamentados, ya que Costa Rica se encuentra en una geografía de alta sismicidad, por lo que la mejora continua mediante la investigación es clave para la Ingeniería estructural y sismorresistente en el país, con los beneficios que esto trae para el desarrollo nacional en general. Una de las consignas de la investigación estructural del acero es incrementar el grado de conocimiento actual, continuando con los esfuerzos del grupo de investigación estructural de la Universidad Latina.

Alcances y Limitaciones

Alcances

1. La investigación se llevará a cabo con base en los criterios de Código Sísmico de Costa Rica (CSCR-10) y reglamentos relacionados.
2. Se diseñarán los elementos principales de marco estructural, tanto la viga como columna.
3. La estructura por estudiar será la de un edificio a base de marcos con cinco niveles, con geometría cuadrada en planta, con el objetivo tener mejor perspectiva del comportamiento estructural.
4. La información del comportamiento estructural se obtendrá mediante la aplicación del análisis no lineal, con el método conocido como *Push Over*.
5. Se comparará la ductilidad asignada en el diseño con la desarrollada sísmicamente a través del análisis de desempeño.

Limitaciones

1. El diseño de las conexiones viga-columna queda fuera del alcance del proyecto debido al grado de complejidad del tema como tal.

2. Se trabaja con la teoría existente, que principalmente está relacionada con la conexión al eje fuerte, ya que la teoría de comportamiento de sistemas conectados al eje débil es escasa, y no existen metodologías formales de diseño de esta clase de estructura.
3. El diseño del sistema de fundación de la estructura no es parte del alcance ya que el comportamiento de la subestructura no es relevante para efectos de la investigación.
4. No se realizarán pruebas de laboratorio a escala debido a su alto costo.
5. No se ha evidenciado investigación a nivel nacional del comportamiento estructural de marcos resistentes conectados al eje débil; aunque sí de las conexiones.
6. Se tendrá que usar referencias bibliográficas de mayor antigüedad a cinco años debido a la naturaleza del tema tratado, ya que los textos más relevantes son más antiguos.

Impacto

La finalidad de la investigación es indagar métodos alternativos del análisis estructural tales como el análisis no lineal o *push over*. Se pretende sumar esfuerzos a las investigaciones previamente hechas con el fin de hacer un aporte al conocimiento de la ingeniería estructural nacional, ya que actualmente se toman reglamentos internacionales tal como los del AISC de los Estados Unidos, a manera de referencia. Esto no es lo más correcto, ya que la realidad de estos reglamentos varía de las condiciones nacionales, por lo que este proyecto pretende aportar para generar cambios en los códigos existentes. Se podrían generar nuevas corrientes de pensamiento en cuanto al diseño estructural del acero al poder implementar el método de empuje monotónico creciente, no solo como uno de verificación sino más bien como de diseño, ya que se pueden obtener datos más representativos del comportamiento mediante el análisis de la curva de capacidad de la estructura.

Además, se podría validar el diseño estructural de sistemas de media redundancia a nivel nacional, ya que no se ha evidenciado ninguna metodología estandarizada para este tipo de sistemas estructurales. A su vez, la metodología de empuje monotónico creciente o *push over* no está ampliamente investigada para varios sistemas estructurales, en especial en aquellos conectados al eje débil.

Finalmente, el código sísmico actual no posee amplias referencias respecto a este método de análisis, por lo cual investigarlo podría simplificar el conocimiento existente con respecto al análisis no lineal.

Hipótesis

El sistema tradicional (conexiones rígidas) desarrolla más ductilidad y sobre resistencia que el sistema mixto (conexión articulada combinada con rígida).

Capítulo II

Marco Teórico

Marco teórico

Las estructuras modernas son construidas principalmente con hormigón y acero.

Las principales ventajas del concreto como material estructural son muy variadas, ya que es el material con más disponibilidad a nivel mundial. Entre ellas se cuenta con que es considerablemente resistente por unidad de costo. El concreto reforzado tiene una gran resistencia a factores o acciones del fuego o el agua, ya que en percances por acción de estos factores solo presentan daños superficiales, sin falla. Desde un punto de vista económico, estas estructuras requieren poco mantenimiento y bajo condiciones adecuadas pueden usarse indefinidamente sin perder su capacidad de carga. Se puede echar mano del uso de concreto reforzado prácticamente en la mayoría de los elementos estructurales como lo son las zapatas, las losas de entrepiso, muros, y pilares. Cuenta con gran flexibilidad en término de las formas volumétricas de los elementos debido al proceso de colado; puede ser hecho de gran variedad de materiales dependiendo de la zona geográfica en la que se encuentre; y por último, su mayor ventaja constructiva es que requiere mano de obra poco calificada para su colocación en obra.

Acero

El acero estructural está compuesto principalmente por la aleación de hierro (Fe) y carbono (C). La composición química es la siguiente: “Hierro (97 a 98 %), Carbono (0.2 a 2.1 %) y otros minerales (su presencia, aun en pequeñas cantidades, tienen impacto en las propiedades del acero)” (Chacón, s.f).

Los principales tipos de aceros son los siguientes:

➤ Aceros laminados en caliente

Se define como los aceros no aleados, sin características de resistencia mecánica

particulares de resistencia mecánica o resistencia a la corrosión, cuenta con microestructura normal.

➤ Aceros especiales

a-aceros normalizados de grano fino para construcción soldada

b-aceros de laminado termo mecánico de grano fino para construcción soldada.

c-aceros con resistencia mejorada a la corrosión.

d-aceros templados y revenidos

e-aceros mejorados a la deformación en dirección perpendicular a la supervise del producto.

➤ Aceros conformados en frío

Son los aceros fabricados en frío, mediante el doblado de láminas.

Los productos laminados de acero se clasifican principalmente en productos longitudinales (una dimensión predominante sobre las otras dos) y productos planos (dos dimensiones predominan sobre la tercera). Por ejemplo, los perfiles estructurales se califican como productos planos; mientras que las placas o chapas, como productos planos.

La producción de acero se caracteriza principalmente estar compuesta por varias fases:

- a. Fundición del mineral en alto horno
- b. Fabricación en horno de arco eléctrico o en hornos básicos de oxígeno
- c. Laminado de perfiles en rodillos de laminación (Vinnakota,2006)

Alto Horno

El acero se forma a partir de la unión, principalmente, de hierro adicionado con pequeñas cantidades de carbono y menores de otros elementos.

El hierro se extrae de los minerales en un proceso llamado fundición. El alto horno es un proceso hecho en un horno cilíndrico de gran tamaño. Este se provisiona con cargas de mineral de hierro y coque, además de piedra caliza. El óxido de hierro se reduce a hierro por el carbón (coque). La piedra caliza se quema actuando como material de fundición uniéndose a los minerales y el coque formando la mezcla llamada escoria y debido a que esta es más liviana que el hierro, flotará en la superficie de la chimenea.

El hierro fundido se almacena en la parte más baja del horno y se le denomina hierro de primera función. Se almacena de diversas maneras como lingotes, o ser llevado directamente en una olla para el colado.

En los Estados Unidos se realiza la producción de acero en hornos eléctricos debido a aspectos económicos. En el proceso de alto horno, se lleva a cabo la fundición de la chatarra seleccionada

(perfiles no usados, partes de carros entre otros). El acero pasa por un proceso de refinado y la calidad y tipo de elementos de aleación está relacionada a la calidad del acero en el proceso. Según Vinnakota (2006) los aceros se clasifican por grado de desoxidación:

- A. Aceros libres de oxígeno (los más elevados)
- B. Aceros semilibres de oxígeno (intermedios)
- C. Aceros encerrados (poco oxígeno eliminado)

Molinos de Laminado

En los molinos de laminado se comienza el proceso para fabricar la perfilería de acero, que es ampliamente usada en la construcción. En este proceso las barras de acero son pasadas por rodillos que se mueven a velocidad constante, lo cual da forma a los perfiles de acero. Los molinos de laminado pueden producir tubos, perfiles, canales, alambre, cable, placas, entre otros.

El acero estructural es usado ampliamente a nivel mundial debido a múltiples ventajas constructivas y de resistencia. Este material es mayoritariamente producido en Estados Unidos, China y la Unión Europea. Algunas de sus propiedades incluyen la alta resistencia por unidad de peso lo que genera como consecuencia una estructura relativamente liviana y resistente; la uniformidad que resulta en un material que no pierde sus propiedades relativamente con el paso del tiempo. Además, tiene un comportamiento de acuerdo con la Ley de Hooke con grandes esfuerzos y sus momentos de inercia se pueden calcular con mucha precisión, no así el concreto en el cual son imprecisos.

Otra de sus propiedades más destacadas es la ductilidad que le permite soportar deformaciones bajo acción de esfuerzos altos; así como desarrollar fluencia local evitando la falla prematura de la estructura. Además, al ser un material dúctil presentará grandes deflexiones antes de fallar.

La tenacidad (propiedad de absorber energía en gran cantidad) del acero se puede definir como la unión de sus principales propiedades: la resistencia y la ductilidad; las que le permiten al miembro de acero resistir altos esfuerzos estando deformado. Se puede sacar provecho de esta característica en momentos de constructivos como el montaje en obra, lo que permite su manipulación, corte y doblado sin tener daño perceptible.

Algunas de sus aplicaciones son la modificación de edificaciones existentes, facilidad de unión de elementos con el uso de múltiples tipos de conexiones, laminado en múltiples formas, es un material eco amigable ya que se puede reciclar y vender como chatarra.

La literatura resalta algunas de las principales ventajas del uso de acero como material estructural:

- Alta Resistencia en relación con su peso unitario, lo cual es muy importante en estructuras con grandes luces, claros o sistemas deficientes en fundaciones.
- Elasticidad, que le permite comportarse de acuerdo con la Ley de Hooke, incluso en presencia de esfuerzos altos.
- Durabilidad, los aceros modernos requieren bajo o nulo mantenimiento.
- Ductilidad, esta propiedad le permite desarrollar grandes deformaciones sin perder resistencia. En muchas ocasiones las estructuras desarrollan concentración de esfuerzos y deformaciones locales sin fallar totalmente. La ductilidad se define como la relación “ $\mu = \epsilon_u / \epsilon_y$ ”.
- Tenacidad. Esta propiedad se refiere a la unión de la ductilidad más la resistencia, lo que le permite al material soportar deformaciones en la fabricación o procesos constructivos en obra sin dañarse o fracturarse, haciendo posible su manejo con facilidad.

Las principales desventajas del acero son las siguientes:

La corrosión es un punto débil del acero como material estructural ya que puede reducir considerablemente su resistencia a la fatiga; se presenta especialmente cuando el material es expuesto a ambientes altamente corrosivos tanto en el aire como el agua, por lo que se hace de la corrección un problema real.

Por otro lado, el acero es poco resistente al fuego, lo que encarece su uso si se aplican coberturas contra fuego. Esto ocurre debido a que el acero es un gran conductor de calor, lo que facilita la transmisión del incendio de una sección o piso al otro. Muchos reglamentos de construcción establecen protecciones mínimas, dependiendo de la localidad.

Un fenómeno que puede ocurrir es la fatiga cuando se presentan inversiones de sentido en las cargas o cargas cíclicas para lo cual se deben tener consideraciones de diseño, la misma se presenta

particularmente en presencia de tensión; especialmente cuando los elementos estructurales son esbeltos, las estructuras pueden presentar pandeo.

Tipos de Edificaciones de acero

Los edificios de acero pueden variar en cuanto a sus pisos y alturas por nivel. A continuación, se presentan algunos de los tipos de edificios de acero más comunes:

Techo metálico (*Steel roof construction*). Mayoritariamente constituido de columnas de acero y estructura de techo metálica.

Estructura de Vano Rígido (*Single bay frame*). Estructuras tipo nave industrial, construidas en un marco rígido.

Marco de Acero (*Framed Building*). Estructura tipo marco, hecha de vigas y columnas adicionadas con un diagrama en los entrepisos.

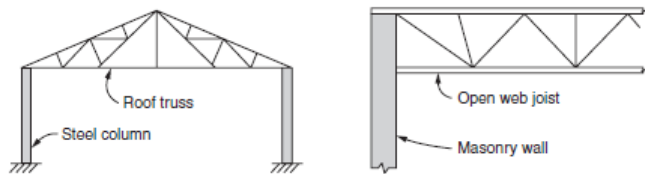
Marcos Resistentes a momento (*Moment-resistant frame*). Marcos con configurados para resistir momentos.

Marcos Arriostrados (*Braced frames*) Los marcos se arriostran con el propósito de generar estabilidad.

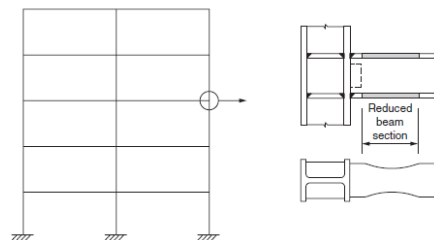
Edificios con Muros de cortante (*Steel plate shear wall building*). Incrementan el control de la deriva de piso, término conocido en inglés como *Drift*; pero a su vez presentan falta de redundancia.

Los esquemas en la siguiente imagen muestran los principales sistemas estructurales usados en la construcción de edificaciones de base de acero:

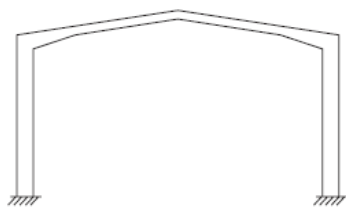
Steel Roof Construction



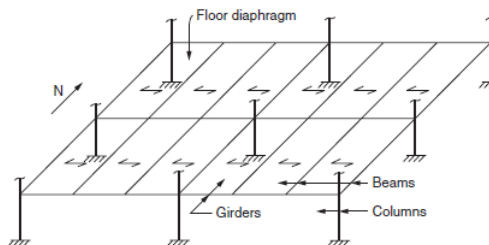
Moment Resisting Frame



Single bay rigid frame



Frame Building



Steel plate shear wall building

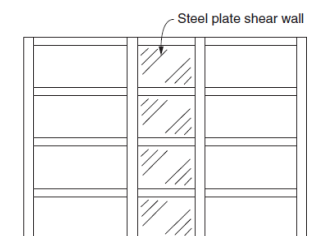


Figura 6. Tipos de edificios de acero

Nota: Williams, 2011

Los perfiles de acero más utilizados en los Estados Unidos se encuentran estandarizados por su sección transversal y se dividen en las siguientes categorías

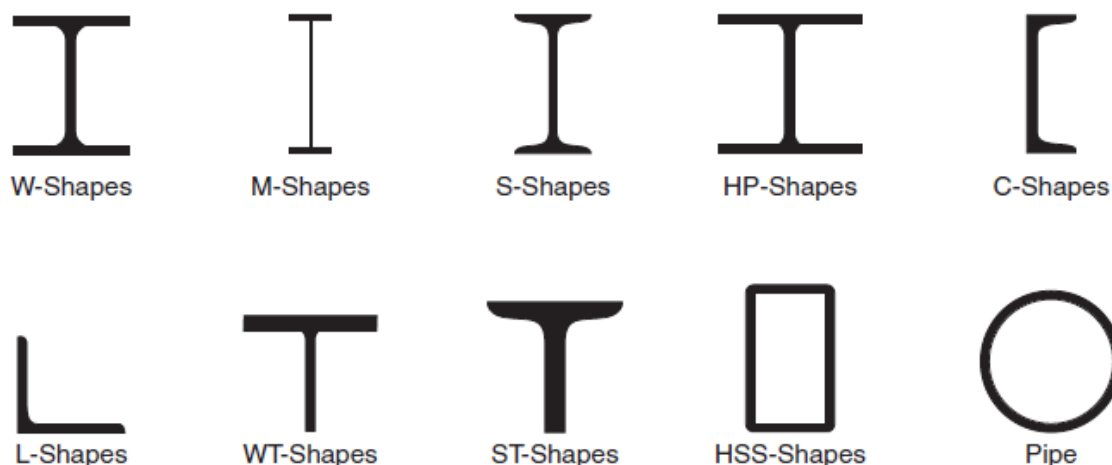


Figura 7. Estándar Perfiles de Acero Estructural Americanos

Nota: Alan, 2011

Los perfiles encontrados en el mercado nacional se encuentran basados en los estándares americanos, que cuentan con las siguientes propiedades de esfuerzo de fluencia (f_y) y esfuerzo último (f_u) como se describe en la siguiente tabla:

Shape	Designation
Wide flanged beams	W
Miscellaneous beams	M
Standard beams	S
Bearing piles	HP
Standard channels	C
Miscellaneous channels	MC
Angles	L
Tees cut from W-shapes	WT
Tees cut from M-shapes	MT
Tees cut from S-shapes	ST
Rectangular hollow structural sections	HSS
Square hollow structural sections	HSS
Round hollow structural sections	HSS
Pipe	Pipe

Figura 8. Estándar Perfiles de Acero Estructural Americanos

Nota: Alan(2011)

A continuación, la descripción de la nomenclatura de los principales perfiles estructurales de los estándares americanos:

Nomenclatura	Descripción
W	Wide Flanged beams conocido como Perfil W
M	Miscellaneous beams
S	Standard beams conocido como Perfil S
HP	Bearing piles
C	Standard channels
MC	Miscellaneous channels
L	Angles o Angulares
WT	Tees cut from W-shapes
MT	Tees cut from M-shapes
ST	Tees cut from S-shapes
HSS	Rectangular hollow structural sections conocido como tubo rectangular HSS
HSS	Square hollow structural sections conocido como tubo cuadrado HSS
HSS	Round hollow structural sections conocido como tubo circular HSS
Pipe	Pipe

Figura 9. Nomenclatura perfiles acero

Nota: Comunicación personal, 10 mayo 2021

Dinámica Cinemática Rectilínea

La cinemática rectilínea se refiere al movimiento de una partícula de los textos; usualmente se deprecia su tamaño y masa en muchos de los ejercicios relacionados con este tema (proyectiles, vehículos, cohetes). Unas de las características del estudio del recorrido de la partícula son su posición, velocidad y aceleración.

La posición se define en términos de un eje de coordenadas s ; la posición de la partícula se referencia con respecto al origen O y la magnitud de la distancia se podría expresar según la unidad de medida deseada (metros, pies, centímetros etc.). Por lo general, se asume que si se encuentra a la derecha de eje de referencia, la posición es positiva (según la convención de signos tradicional).

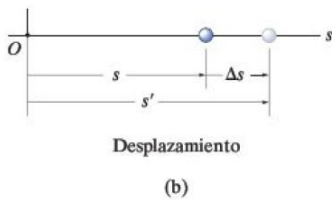
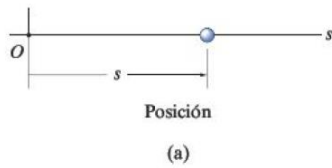


Figura 10. Movimiento Rectilíneo

Nota: Hibbler (2010)

El desplazamiento se define como el cambio de posición y además es una cantidad vectorial. Su ecuación es la siguiente:

$$\Delta = s' - s$$

La velocidad es la distancia recorrida por una partícula Δs en un periodo Δt . Es una cantidad vectorial, y la velocidad promedio durante un intervalo dado se define como:

$$v_{prom} = \frac{\Delta s}{\Delta t}$$

La aceleración se define como la velocidad en dos puntos. Es la magnitud que indica el cambio de velocidad en un periodo; además es una cantidad vectorial. Su ecuación es la siguiente:

$$a = \frac{\Delta V}{\Delta t}$$

Vibraciones

La vibración es un movimiento periódico de un cuerpo que se desplaza de un punto de equilibrio. Las vibraciones se clasifican en dos clases: las libres y las forzadas. Según Hibbeler (2010):

La *vibración libre* ocurre cuando el movimiento se mantiene por fuerzas gravitacionales o elásticas, como el movimiento oscilatorio de un péndulo o la vibración de una barra elástica. La *vibración forzada* es provocada por una fuerza externa periódica o intermitente aplicada al sistema.

Las vibraciones pueden ser amortiguadas o no amortiguadas. Las últimas pueden continuar libremente en el tiempo ya que el efecto de la fricción es despreciado. En las vibraciones amortiguadas se toma en cuenta las fuerzas de fricción internas del cuerpo, además de las fuerzas externas.

El tipo más simple de movimiento vibratorio es la vibración libre no amortiguada. Los cuerpos experimentan vibración libre cuando fuerzas de restauración gravitacional y elásticas provocan el movimiento o fuerzas reactivas. El movimiento es no amortiguado cuando las fuerzas de fricción se ignoran, el movimiento periódico de un cuerpo no amortiguado que vibra libremente puede estudiarse al desplazar el cuerpo de la posición de equilibrio (acción externa) y posteriormente aplicar la ecuación de movimiento a lo largo de la trayectoria. Uno de los ejemplos más comunes es el bloque atado a un resorte cuyas ecuaciones son las siguientes:

$$\rightarrow \sum F_x = ma \quad , \quad -kx = ma$$

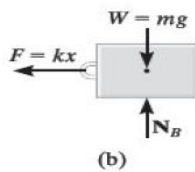
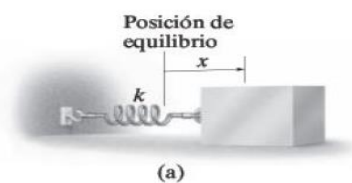


Figura 11. Movimiento armónico simple

Nota: Hibbler (2010)

La aceleración es proporcional al desplazamiento del bloque. A la denotación de la ecuación anterior en formato estándar se le conoce como movimiento armónico simple. De esta ecuación proviene el término de la frecuencia natural (ω_n)

$$\ddot{x} + \omega_n^2 x = 0 \qquad \omega_n = \sqrt{\frac{k}{m}}$$

formato estándar

Para un sistema de un grado de libertad, la ecuación diferencial resultante puede escribirse en función de la frecuencia natural (ω_n) del sistema. La ecuación formato estándar puede ser demostrada mediante ecuaciones diferenciales, de este proceso se puede establecer el periodo (τ) y la frecuencia f .

$$\tau = \frac{2\pi}{\omega_n} \qquad f = \frac{1}{\tau} = \frac{\omega_n}{2\pi} \quad \text{o} \quad f = \frac{1}{2\pi} = \sqrt{\frac{k}{m}}$$

La frecuencia f se mide en Hertz (ciclos/s) o 2π rad/s.

Es posible obtener la ecuación formato estándar mediante el uso de métodos energéticos. Ya que las fuerzas en el modelo del bloque son conservadoras, se puede usar la ecuación de la conservación de la energía para obtener la frecuencia natural y el periodo.

Vibraciones forzadas no amortiguadas

Las vibraciones forzadas no amortiguadas son de vital importancia para el diseño de estructuras y máquinas en la ingeniería.

Cuando se aplica la ecuación de movimiento a un cuerpo, el cual está sometido a una fuerza periódica, se desplaza con una fuerza periódica con frecuencia ω_0 (frecuencia forzada). La

solución de la ecuación diferencial consiste en una solución complementaria y otra particular. La última es provocada por la vibración forzada. Cuando la relación entre la frecuencia natural y forzada del sistema se acerca a 1 ($\omega_0/\omega_n \approx 1$) el sistema entrará en resonancia lo que provoca fuerzas elevadas y una posible falla. La solución complementaria puede ser ignorada, mientras que la particular toma más relevancia ya que el movimiento es periódico. La ecuación de la solución particular es la siguiente:

$$X_p = \frac{\frac{F_0}{x}}{1 - \left(\frac{\omega_0}{\omega_n}\right)^2} \text{sen } \omega_0 t$$

Vibraciones libre viscosa amortiguadas

En este caso se analiza el sistema sometido a condiciones reales en las cuales se toma en cuenta la fricción o amortiguamiento. La resistencia a la vibración puede ser dada por sustancias como el agua, aceite o el aire. La resistencia al movimiento es proporcional a la rigidez del cuerpo. Existen tres casos de análisis que son los siguientes: sistema amortiguado, sistema críticamente amortiguado y sistema subamortiguado.

Vibraciones libre viscosa amortiguada

Este caso se da particularmente cuando el sistema de un grado de libertad vibra en un solo sentido tomando en cuenta los efectos del movimiento forzado y la amortiguación inducida.

Metodologías de Diseño

La literatura menciona que las principales metodologías de diseño para estructuras son las siguientes ASD (*Allowable stress design method*) y LFRD (*Load and resistance factor design*).

El método “ASD” consiste en evitar que los elementos estructurales no excedan un esfuerzo admisible. La ecuación es la siguiente:

$$F = \frac{F_y}{\Omega}$$

donde

F=Esfuerzo admisible

F_y= Esfuerzo de fluencia

Ω= Factor de seguridad

Por otro lado, el método LRFD consiste en aplicar cargas factorizadas a la estructura. Los factores aplicados a las cargas provienen de la teoría probabilística. Estos se estipulan por la ocurrencia de eventos como: variabilidad de resistencia en los materiales, poca calidad en trabajos de mano de obra, errores constructivos.

La ecuación de este método es la siguiente:

$$R_u \leq \phi R_n$$

Donde,

R_u= Resistencia requerida por el elemento (Demanda)

R_n= Resistencia nominal del elemento (Oferta)

φ= Factor de resistencia

El término φR_n se refiere también a la resistencia de diseño. El valor del factor de resistencia φ dependerá del estado límite en revisión (modo de falla).

Las principales ventajas de este método incluyen el incremento de la seguridad ante diferentes condiciones de carga ya que el factor de seguridad es más preciso ante los tipos de carga y las combinaciones.

El método tiene como primicia cumplir estados límites, que como lo indica la palabra son aquellos que los elementos no pueden pasar. Existen dos principales tipos de estado límites en las estructuras, entre los que se encuentran los siguientes:

Estado límite último

Se relaciona con la ecuación Oferta ≥ Demanda. El estado límite se refiere a las cargas últimas; por consiguiente, a prevenir el daño o colapso de la estructura. Las revisiones de estados límites últimos varía en relación con el tipo o parte de la estructura que se esté diseñando y las cargas aplicadas. Algunos estados límites son los siguientes: fluencias, inestabilidad global del

miembro, rotura, pandeo local pandeo global y pandeo local torsional. El estado límite se revisará de acuerdo con el miembro en estudio:

- Elementos a tensión. Fluencia área bruta o ruptura en área neta.
- Elementos en compresión. Pandeo por flexión, pandeo por flexo compresión y pandeo local.
- Elementos flexionados. Pandeo lateral torsional, pandeo local de ala, pandeo local del alma.

Estado límite de servicio

Está relacionado con las condiciones de uso normal en la estructura, tal como la deflexión de vigas o las vibraciones de los entrepisos, las cuales es recomendable controlar en etapas de diseño. Cabe destacar que los desplazamientos, las vibraciones y deformaciones relacionadas con las cargas de servicios (uso normal). Actualmente, los chequeos por estados límites de servicio no son propiamente definidos en los reglamentos de diseño.

Comportamiento de estructuras ante fuerzas sísmicas

Los edificios sufren de movimiento inducido por las vibraciones provocadas por la actividad sísmica. La base de la edificación tiende a seguir el movimiento del suelo. Debido a la oposición que muestra la masa del edificio a seguir este movimiento se generan fuerzas inerciales. De esta manera, los elementos desarrollan fuerzas internas a la que tienen que ser capaces de resistir.

Conforme aumenta la intensidad de la excitación sísmica, las propiedades dinámicas cambian; lo que modifica la respuesta de la estructura como tal. La rigidez tiende a bajar y por otro lado, el amortiguamiento aumenta.

Otro concepto importante de resaltar es la ductilidad que le permite al edificio tener un comportamiento sísmico sin presencia de falla frágil. Uno de los principales objetivos del diseño sísmico es crear una estructura s con la resistencia necesaria; pero además formado con la mayor ductilidad posible. La principal filosofía del diseño sismo resistente de las estructuras es la

siguiente: “Los edificios resisten los efectos sísmicos, aunque podría sufrir severos daños no deberían de colapsar durante un sismo fuerte” Chandradhara, s.f.

Métodos de Estimación de fuerzas sísmicas

➤ Método Estático (Fuerza lateral equivalente)

Este método representa la acción sísmica a través de fuerzas laterales, en el cual se hace una distribución lateral de las fuerzas actuantes por nivel. Estas se encuentran relacionadas con el cortante basal. El esquema básico del método es el siguiente:

El cortante basal es formado por la sumatoria de la fuerza sísmica por cada nivel. Su ecuación es la siguiente:

$$V_b = \sum F_i \rightarrow$$

La fórmula de la fuerza por nivel se desarrolla de la siguiente manera:

$$F_i = m_i a_i = \frac{W_i}{g} a_i \qquad \frac{a_{max}}{H} = \frac{a_i}{h_i} \dots a_i = \frac{h_i}{H} a_{max}$$

$$F_i = \frac{W_i}{g} \left(\frac{h_i}{H} a_{max} \right) \dots \mathbf{I}$$

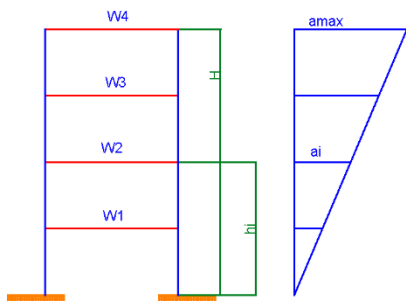


Figura 12. Esquema carga lateral método estático

Nota : Elaboración Propia

Cortante Basal (relación fuerzas por nivel)

$$Vb = \sum F_i = \sum \left\{ \frac{W_i}{g} \left(\frac{h_i}{H} a_{max} \right) \right\}$$

$$a_{max} = \frac{g H}{(\sum W_i h_i)} Vb \text{ sustituyendo en I}$$

$$F_i = \frac{W_i}{g} * \frac{h_i}{H} * \frac{g H}{(\sum W_i h_i)} Vb$$

$$F_i = \frac{W_i h_i}{(\sum W_i h_i)} Vb$$

La ecuación del cortante basal se desarrolla de la siguiente forma:

$$Vb = m * a$$

$$Vb = \left(\frac{W}{g} \right) * a$$

$$Vb = W * \left(\frac{a}{g} \right)$$

$$Vb = W * Cs$$

$$W = m * a$$

$$W = m * g$$

$$m = \frac{W}{g}$$

donde:

Cs= Coeficiente sísmico horizontal

VB= Cortante basal

W=Peso total de la estructura

a= aceleración en la base debido al sismo

g = aceleración debido a la gravedad

Cabe destacar que el coeficiente sísmico C_s está directamente relacionado con el periodo de la estructura. Se ve afectado por los siguientes factores: el amortiguamiento, tipo de estructura, zona sísmica, tipo de suelo e importancia de la estructura. Es la proporción del peso W que actúa en las fuerzas laterales.

La manera de calcular el coeficiente sísmico depende de la reglamentación o códigos usados. Para Costa Rica, según el CSCR-10, se define como “ C ” y se calcula con la siguiente ecuación:

$$C = \frac{a_{ef} I FED}{SR}$$

donde

a_{ef} = aceleración pico efectiva de diseño en la base de la estructura, expresada como fracción de la gravedad.

I = Factor de importancia

FED =factor espectral dinámico: factor que modifica la aceleración de un sistema de un grado de libertad con respecto a la aceleración pico efectiva de diseño.

SR = factor de sobre resistencia.

La literatura indica que el método de carga lateral equivalente está restringido a un solo modo de vibración de la estructura. Se puede definir la fuerza lateral de la siguiente manera: “La carga lateral equivalente a un sismo se define como un grupo de cargas laterales, que producen la misma respuesta pico a la obtenida con el método dinámico (análisis dinámico) para el mismo sismo” Chandradhara, s.f.,

Las ideas asumidas por este método son las siguientes:

- La estructura es rígida
- Se asume un empotramiento perfecto en la fundación.
- Durante el sismo todos los puntos de la estructura sufren la misma aceleración.
- Los efectos del sismo son representados por fuerzas horizontales que varían con la altura.

- Se determina el cortante basal crudamente.

➤ **Método Dinámico (espectral modal)**

Los sismos a los que se ve expuesta una estructura pueden variar sus patrones como la duración y la intensidad. Según Bondy y Allred (2017): “Cada forma de vibrar (modo) de una estructura con múltiples masas y grados de libertad, está asociada a una frecuencia de vibración y por lo tanto a un periodo T” (p,35).

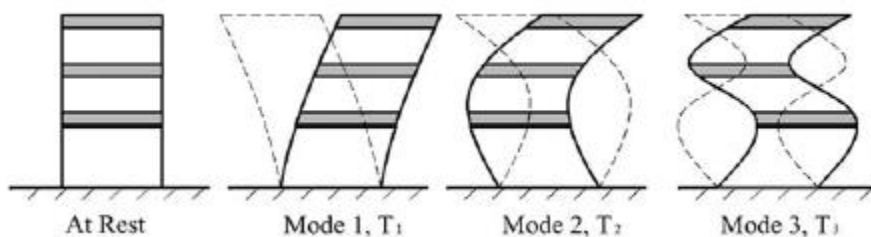


Figura 13. Principales modos de vibración

Nota: K. Dirk Bondy & Bryan Allred, 2017

El modelo básico para la comprensión del método dinámico es el sistema de varios grados de libertad, y se analiza con las siguientes ecuaciones:

Desplazamiento

$$x(t) = \hat{x} \text{sen}(\omega t)$$

Aceleración

$$\ddot{x}(t) = -\omega^2 \hat{x} \text{sen}(\omega t)$$

Estos valores son vectores de desplazamiento y aceleración y se sustituyen en la ecuación de movimiento

$$-\omega^2 m \hat{x} \text{sen}(\omega t) + k \hat{x} \text{sen}(\omega t) = 0$$

Al dividir la expresión entre $\text{sen}(\omega t)$ se obtiene la ecuación de Eigenvalores (ecuación principal)

$$[k - \omega^2 m] \hat{x} = 0$$

donde

\hat{x} = forma modal

ω^2 = frecuencia de vibración específica de un periodo dado.

Es importante tomar en cuenta los siguientes parámetros para calcular la fuerza lateral en cada nivel o (masa).

Factor de participación (β_n) Γ_n

Es una cantidad escalar que representa el aporte de un dado Modo “n”

$$\beta_n = \frac{\sum_{i=1}^N m_i \phi_{in}}{\sum_{i=1}^N (m_i \phi)^2}$$

donde

i = nivel

n= número de modo

N= total de modos

m_i = masa por nivel i

ϕ_{in} = valor de forma modal en el nivel i en un modo dado n.

Participación de la Masa modal

Cada modo va a estar asociado a una masa participante efectiva: el cual es un porcentaje de la masa total de la estructura, la suma de total las masas participantes efectivas son igual a la masa total de la estructura. La ecuación de la masa participante efectiva es la siguiente:

$$M_{en} = \frac{[\sum_{i=1}^N m_i \phi_{in}]^2}{\sum_{i=1}^N (m_i \phi_i)^2}$$

Cálculo de fuerzas por piso para cada modo n

Las fuerzas por nivel se calculan de la siguiente manera, cabe mencionar que cada modo de asocia a una frecuencia (periodo)

$$F_{in} = a_{n0} m_i \beta_n \phi_n$$

donde

F_{in} = Fuerza por nivel

a_{n0} = Aceleración para el correspondiente periodo en el espectro

m_i = masa en el nivel i

$\beta_n \phi_n$ = función de participación para un modo n

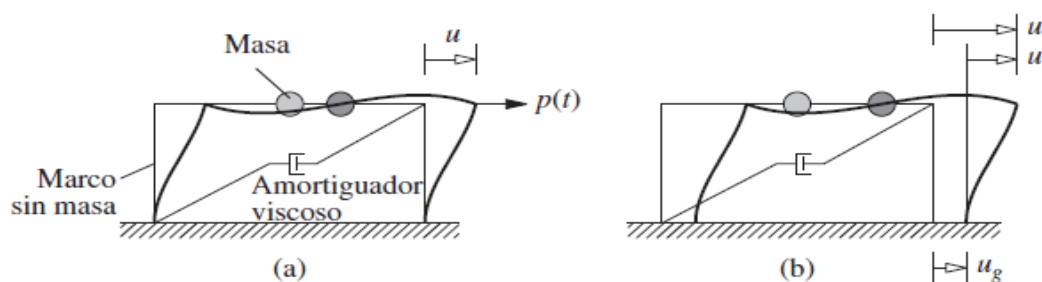


Figura 14. Esquema modelo de un grado de libertad

Nota: Chopra, 2014

Para el sistema de marcos, la rigidez “k” es lateral, no axial como lo es para el esquema clásico del bloque estudiado en los textos de dinámica.

Espectro de respuesta

Según lo indica la teoría, el espectro de respuesta se define de la siguiente manera: “Una gráfica del valor máximo de una cantidad de respuesta como una función del periodo de vibración natural T_n del sistema, o de un parámetro relacionado, como la frecuencia circular ω_n o la

frecuencia cíclica f_n , se denomina espectro de respuesta para dicha cantidad” (Chopra, 2014, p. 208).

El autor indica la existencia de tres espectros de respuesta de los cuales se puede obtener información útil de las características y la construcción de los espectros de diseño (reglamentos y códigos) e implicaciones en el comportamiento dinámico de la estructura. Estos espectros son: el espectro de deformación, pseudo velocidad y pseudo aceleración.

Se puede decir que el análisis dinámico se compone de dos partes análisis modal con el análisis espectral. Muchos textos describen este método mediante el uso de la analogía de un oscilador con una masa con una rigidez lateral k como lo muestra la siguiente imagen:

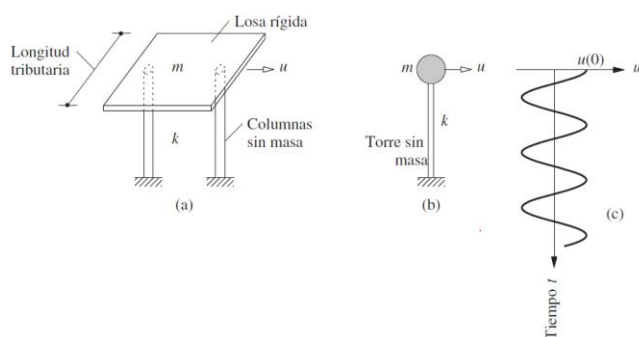


Figura 15. Sistema de un grado de libertad

Nota: Adaptado de Chopra, 2014

Algunos aspectos fundamentales del comportamiento del oscilador son el periodo y la frecuencia natural. La ecuación del equilibrio dinámico es la siguiente:

$$m\ddot{x} + kx = 0$$

donde:

M=Masa \ddot{x} = aceleración k = rigidez x =desplazamiento

Las fuerzas en cada masa del péndulo son determinadas mediante la obtención de los modos de vibración de la estructura. Cada modo está asociado a un periodo de vibración, el cual acelera las masas por nivel de una manera determinada. De la aceleración se puede obtener una fuerza por nivel. Cada periodo de vibración analizado tendrá una lectura distinta de aceleración en el espectro de respuesta.

El análisis idealizado conceptualmente de los efectos de un sismo en un modelo estructural. Como lo representa la imagen anterior, es un sistema con una masa y un grado de libertad. Para efectos sísmicos se idealiza una fuerza paralela a la base de la edificación que se conoce como cortante basal.

A continuación, se presenta una gráfica que muestra las diferentes facetas de un espectro sísmico expresado en términos de desplazamiento, velocidad y aceleración; parámetros de gran utilidad a la hora de realizar un diseño sismo resistente en una estructura dada.

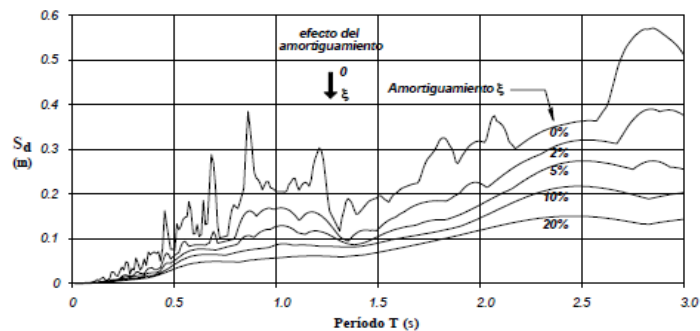


Figura 5-4 - Espectro de desplazamientos del temblor de El Centro, 1940

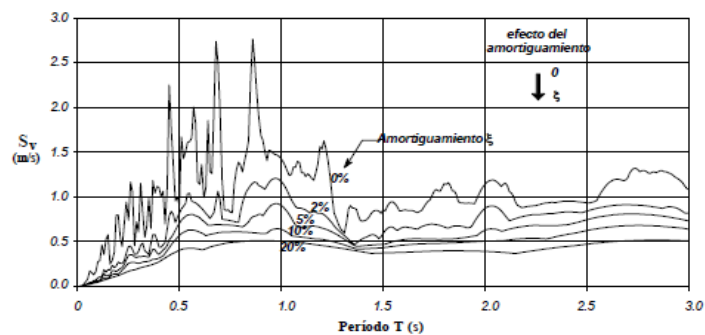


Figura 5-5 - Espectro de velocidades del temblor de El Centro, 1940

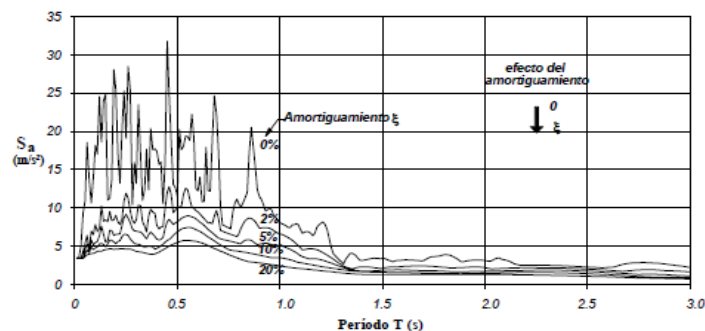


Figura 5-6 - Espectro de aceleraciones del temblor de El Centro, 1940

Figura 16. Espectros de respuesta

Nota: Adaptado de Fierro y García, 2005

Para efectos de diseño de las estructuras se utiliza un espectro, en el cual la aceleración es el parámetro más relevante. Es importante mencionar que los parámetros específicos para adaptar el modelo a las condiciones reales del sitio de construcción son obtenidos con base en datos geotécnicos. A continuación, se presenta un esquema de un típico espectro de diseño.

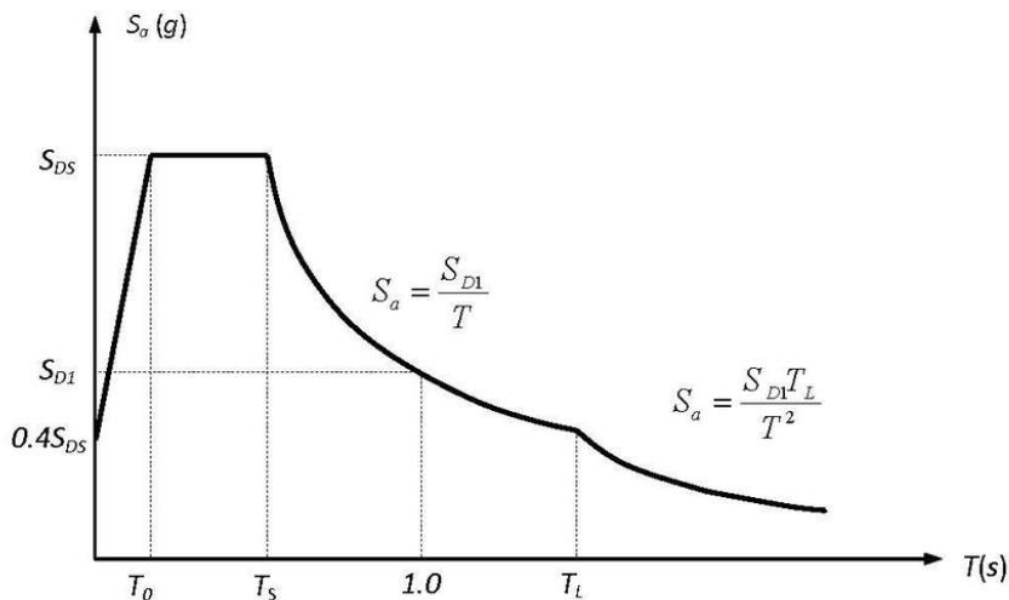


Figura 17. Esquema de espectro de diseño

Nota: G Chock, 2021

Push Over (Empuje monotónico creciente)

El análisis no lineal permite demostrar el comportamiento de una estructura por encima del límite elástico. Cuando se ejecuta este análisis se puede mirar varios comportamientos. Según Leslie (2012) los principales aspectos obtenidos del análisis no lineal *push over* son los siguientes:

- El *push over* es un método que permite estimar la capacidad de la estructura después del límite elástico hasta el esfuerzo último en el rango inelástico.
- Predicción de posibles áreas débiles de la estructura, mediante el seguimiento de la secuencia de formación de la llamada rótula plástica.

La rótula plástica es un concepto relacionado con este tema y permite comprender más a fondo el tema en general. Según García (2018) se puede definir de la siguiente manera: “mecanismos localizados en zonas específicas de los elementos estructurales que permiten la disipación de energía, logrando así la redistribución de acciones y junto a esto un mejor comportamiento global de la estructura. Las rótulas plásticas aparecen en el instante en que el momento al que es sometido la sección sobrepasa el momento plástico de dicha sección. (p.7)

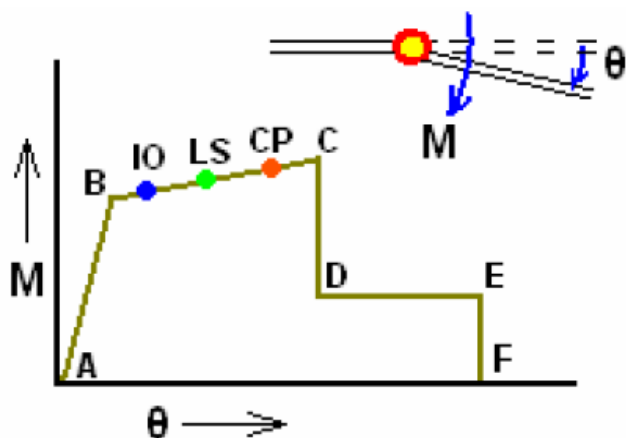


Figura 20. Propiedades típicas en rótulas por flexión

Nota: Leslie, 2012

donde:

OI: Ocupación inmediata

LS: Seguridad de Vida

CP: Prevención de Colapso

Según Inel & Ozmen (2006), los estados IO LS y CP representan un 10 % , 60 % y 90 % de la capacidad plástica del elemento. A nivel de los textos existentes en normativas norteamericanas con respecto a diseño sismorresistente, existen algunas metodologías de diseño asociadas a estados de daño y objetivos de desempeño. La siguiente tabla ilustra rasgos generales, los estados de daño en relación con las condiciones anteriormente mencionadas (OI,LS,CP):

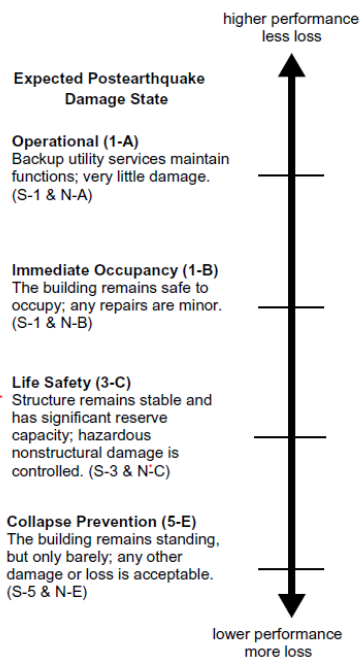


Figura 21. Objetivos de Desempeño de un Edificio y Rangos

Nota: ASCE 41-13 (Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings)

Como se puede observar, las rotaciones sufridas por la estructura, generan diferentes grados de daño, los cuales pueden deteriorar la integridad de la estructura progresivamente. Como se puede observar, OI está relacionado con reparaciones menores después del sismo. Por su lado, LS se relaciona a un estado en el que los daños de elementos no estructurales están controlados por lo cual se salvaguarda la vida, con CP la edificación se mantiene en pie; pero al borde del colapso. De acuerdo con Botez *et al.*(2014) los valores de rotación(basados en la norma ASCE 41) son los siguientes:

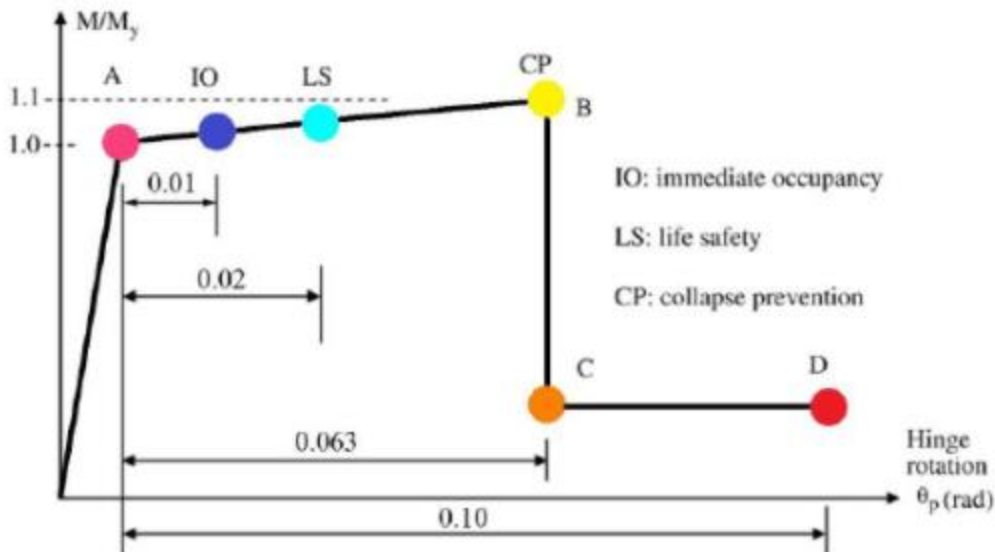


Figura 22. Comportamiento de rótula plástica

Nota: Botez et al., 2014

Acero Estructural Propiedades

Relación esfuerzo deformación

El diagrama típico de esfuerzo deformación para especímenes de acero se describe en la siguiente imagen:

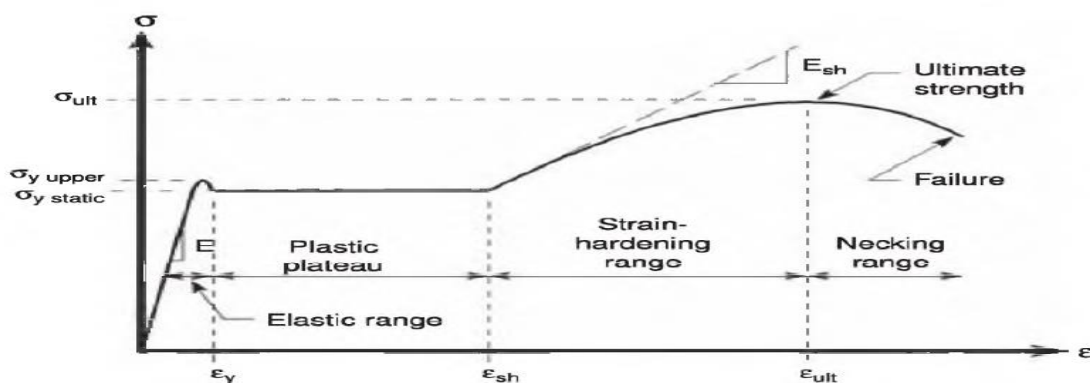


Figura 23. Relación esfuerzo deformación acero

Nota: Adaptado de Bruneau, 2011

La primera fase del diagrama es la de comportamiento elástico, en la cual la deformación experimentada es proporcional al esfuerzo. La segunda fase o *Plateau Plástico* se caracteriza por el aumento de deformación bajo carga constante. La tercera fase es la de endurecimiento por deformación, en la cual el material aumenta su resistencia con el incremento de las deformaciones. En la cuarta fase, primeramente, se alcanza el esfuerzo último y posteriormente la pérdida de resistencia hasta la falla.

Resistencia esperada del material

El diseño sismorresistente de varios sistemas estructurales se caracteriza por estar basado en el diseño por capacidad, el cual requiere saber la resistencia esperada (real) de los miembros estructurales ya que la resistencia obtenida con base en el límite de fluencia (F_y) o la resistencia a la tracción (F_u) no son el mejor parámetro para el diseño como tales. Para obtener el valor de la resistencia real o esperada se cuenta con el factor R_y (relación entre tensión de fluencia esperada y tensión de fluencia mínima). En caso de fractura, el factor se denomina R_t (relaciona la resistencia a tracción esperada y la resistencia a tracción (F_u)). (Crisafulli, 2018).

Ambos factores, R_y (tensión) y R_t (tracción), funcionan para cuantificar la sobre resistencia, la cual varía dependiendo del reglamento.

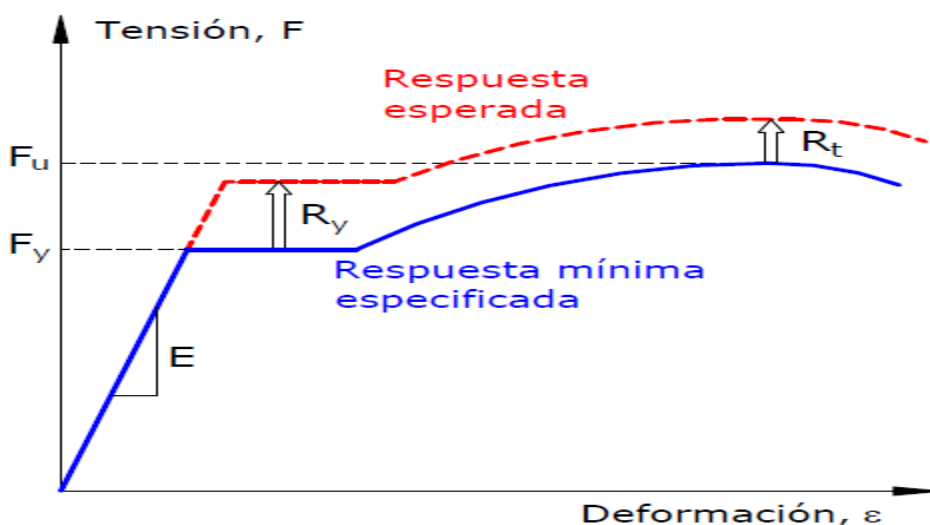


Figura 24. Respuesta mínima esperada y especificada

Nota: Adaptado de Crisafulli, 2018

Relación Esfuerzo Deformación

Publicada en 1658, la Ley de Hook es de vital importancia para la mecánica de materiales. Su fórmula es $\sigma = E \varepsilon$ donde σ es esfuerzo unitario, E módulo de elasticidad, ε deformación unitaria. El valor máximo de esfuerzo en la ecuación se conoce como límite de proporcionalidad de material.

En el caso de los materiales dúctiles que poseen un punto de cedencia bien definido, el límite de proporcionalidad casi coincide con el punto de cedencia (Beer, 2010).

Algunas de las propiedades físicas de los metales estructurales, como resistencia, ductilidad y resistencia a la corrosión, pueden verse muy afectadas debido a causas como la aleación, el tratamiento térmico y el proceso de manufactura empleado (Beer, 2010).

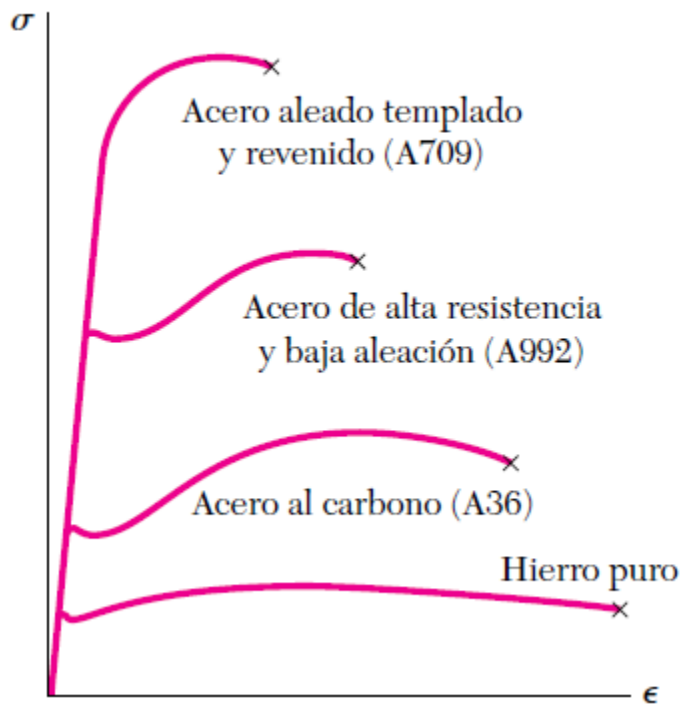


Figura 25. Diagrama Esfuerzo deformación aceros varios

Nota: Adaptado de Beer y Johnson, 2010

Tenacidad

Según Mc Cormac (2013)

La tenacidad a la fractura del acero se usa como una medida general de su resistencia al impacto o de su capacidad para absorber incrementos repentinos en los esfuerzos de muesca. Entré más dúctil es el acero, mayor es su tenacidad. Por otra parte, entre más baja es la temperatura, mayor es su fragilidad (p24).

El acero es capaz de absorber gran cantidad de energía por lo cual puede deformarse en procesos de fabricación y montaje sin experimentar daños relevantes y, además, teniendo grandes deformaciones. La tenacidad se puede describir como la suma de resistencia y ductilidad. La prueba para medir la tenazada del acero es la prueba Charpy V.

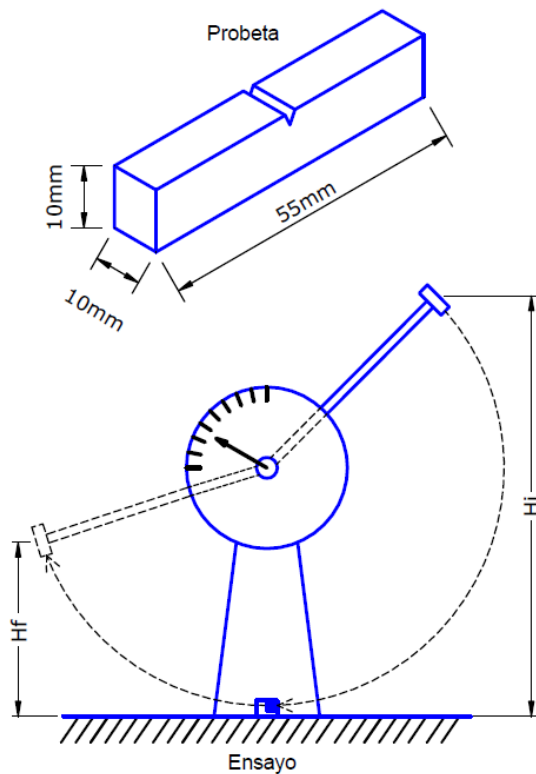


Figura 26. Ensayo Charpy

Nota: Adaptado de Crisafulli, 2018

Ductilidad

Es la propiedad del material de resistir grandes deformaciones sometidas a cargas muy altas. Por ejemplo, la ductilidad podría variar dependiendo del tipo de material como tal. Este concepto también es aplicable al sistema estructural y juega un papel muy importante en cuanto a cargas dinámicas o sísmicas ya que le permite al sistema deformarse disminuyendo la posibilidad de la falla súbita incrementando el amortiguamiento. Según Barzan (2000) se evidencia el comportamiento no lineal en la estructura cuando se observan agrietamientos, pandeo local, desprendimientos y deformación residual.

El comportamiento no lineal puede describir la relación entre el cortante basal y el desplazamiento en lo más alto de edificio (deriva máxima). Cabe destacar que puede variar dependiendo de la configuración de edificio o estructura en general, además de los materiales. En el siguiente gráfico se da una representación de este comportamiento estructural:

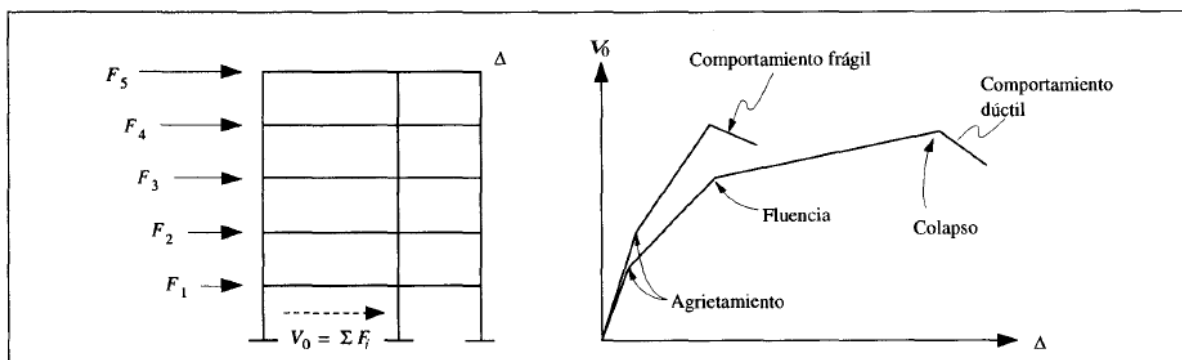


Figura 27 .Relación carga deformación estructural

Nota: Adaptado de Bazan y Meli, 2000

Sistema de marcos resistentes a momento

La Fema 302 define tres sistemas de marcos resistentes a momento: Special Moment Frames (SMF), Intermediate Moment Frames (IMF), and Ordinary Moment Frames (OMF). Este código menciona que la configuración y el detallado para estos sistemas son especificados para

brindar diferentes niveles de ductilidad y respuesta global inelástica; en donde el SMF es el de más capacidad y OMF el de menos capacidad.

El Código Sísmico de Costa Rica (CSCR-10) establece una clasificación de los diferentes marcos de acero en la sección 10.5. La clasificación se divide de la siguiente manera: OMF (Ordinary Moment Frame), IMF (Intermediate Moment Frames), SMF (Special Momento Frame) y STMF (Special Truss Moment Frame).

El **sistema OMF** se caracteriza por tener deformaciones inelásticas mínimas. Según el CFIA (2010) estos desarrollan deformaciones inelásticas mínimas en miembros y conexiones ; sin embargo, la consigna general es evitar el comportamiento no dúctil ante cargas laterales.

El **sistema IMF** se caracteriza por soportar deformaciones inelásticas limitadas en los elementos y conexiones del sistema, esto se logra con los siguientes criterios: cedencia en flexión de la viga y columna o bien en cortante de la zona de panel. Se podría decir que este sistema es un intermedio entre los marcos ordinarios (OMF) y los especiales (SMF).

El **sistema SMF** se caracteriza por tener buen rendimiento en caso de sismo, las deformaciones inelásticas deben ser elevadas para el sismo de diseño. Esto se logra por medio de: cedencia en flexión de la viga y cedencia limitada por cortante en la zona de panel. Según CFIA (2010) este sistema debe tener deformaciones considerables el sismo de diseño . Es importante la formación de rotula plástica en vigas .

El sistema **STMF** se caracteriza por estar conformado a base de armaduras , según AISC(2016) la longitud de columna no debe exceder 20 metros mientras que la altura viga-armadura no puede exceder 1.8 metros .

Capítulo III

Marco Metodológico

Marco metodológico

Paradigma

El diseño sismorresistente es un diseño gobernado por desplazamientos y deformaciones internas, pues ese es el efecto que induce la acción sísmica sobre la estructura. Se toleran deformaciones internas que excedan el rango elástico de los materiales, siempre que en el diseño de los elementos y componentes se tomen las medidas necesarias para evitar pérdidas sensibles en su resistencia que pueden afectar la integridad y la estabilidad de la estructura, así como su capacidad de resistir cargas como sistema. (Cfia, 2010)

Enfoque metodológico y métodos de investigación

El enfoque metodológico de la presente investigación es cuantitativo ya que se analizará el comportamiento estructural aplicado al procedimiento de Ingeniería estructural. Se analizarán esfuerzos y deformaciones aplicando el método dinámico y estático, además de métodos alternativos como el empuje monotónico creciente o *push over*.

Se espera que los marcos estructurales tengan un comportamiento de viga débil-columna fuerte, donde la formación de la rótula plástica provoca la cedencia por flexión en las vigas y no las columnas. No ocurrirán efectos debidos a irregularidad en altura como lo son el piso débil, ni por irregularidad en planta como el efecto torsional. El desplazamiento máximo alcanzado se definirá mediante el uso de la curva de *push over* y el espectro de respuesta. Esto permitirá validar qué elementos deberán de tener un comportamiento dúctil y cuáles se regirán por resistencia. La formación de rótulas plásticas se dará en elementos como las vigas, principalmente.

El método de la investigación será analítico experimental, ya que se evaluará un modelo virtual de la estructura mediante uso de software computacional, analizado los datos necesarios para cumplir los objetivos propuestos. Los principales textos de referencia para el diseño estructural serán el código sísmico CSCR-10 y el AISC 360-16, los cuales permitirán diseñar los elementos estructurales más adecuados.

Población, muestra y técnicas de muestreo

La muestra de la presente investigación es no probabilística, ya que se pretende representar una edificación mediante un modelo estructural. Seestudia uno de los sistemas estructurales más comunes como lo son los marcos, usados en torres, bodegas y mezzanines, entre otros.

Técnicas utilizadas en la recopilación de los datos

Los datos por analizar son generados por el programa computacional SAP 2000, usado como el método estadió, dinámico y además tomando en cuenta los requerimientos del Código sísmico de Costa Rica CSCR-10 en su capítulo 7 (Métodos de análisis y desplazamientos límite). El modelado se realizará siguiendo los criterios de este capítulo con respecto a aspectos como propiedades de las secciones, flexibilidad vertical de estructura, elementos y componentes, nudos de unión, rigidez de apoyos; lo cual permite realizar el modelo estructural más adecuado y representativo de la edificación en análisis.

Técnicas e instrumentación para el procesamiento y análisis de los datos

El procesamiento y análisis de los resultados se realizará desde un punto de vista técnico de ingeniería estructural tomando en cuenta los postulados de Código sísmico de Costa Rica CSCR-10 en conjunto con los reglamentos AISC-360 16, ya que estos cuentan con los criterios básicos de diseño para el acero estructural .

Descripción del marco metodológico

Se realizará un modelo estructural representativo de un edificio para uso de oficinas compuesto a base de marcos simples ubicado Zona III -Suelo 3(marco b , ductilidad global de 3 y local moderada) según la clasificación de Código Sísmico de Costa Rica (CSCR-10). Las cargas aplicadas a este sistema estructural serán de 250 kg/m² como carga temporal, 466 kg/m² como carga permanente, 200 kg/m² como carga temporal de azotea y carga permanente de ventanearía perimetral de 175 kg/m(Vidrio 50 kg/m²). Mediante el uso del software SAP2000 se hará la evaluación del modelo en términos de derivas inelástica y los parámetros requeridos por el código sísmico CSCR-10. Cabe destacar que la Zona III es la que más área cubre en el mapa de Zonificación sísmica del código sísmico por lo cual podría ser más representativo de las condiciones del país. Según el Cfia(2010), los valores de aceleración en el mapa de zonificación podrían variar de un 50 % a un 100 % para sitios de emplazamiento adyacente.

Para el caso de Costa Rica, sin embargo, por las condiciones geográficas del país, la distribución de la población, la ubicación de centros urbanos y obras de infraestructura, así como las tendencias de la intensidad de la amenaza sísmica, este tipo de contradicciones no genera consecuencias muy importantes. (Cfia, 2010)

Por lo tanto, se considera importante ubicar la edificación por analizar en zona III, validando que es lo más impórtate en términos de área.

Posteriormente, una vez verificada la validez del modelo se aplicará el método de análisis no lineal conocido como *Push Over* para conocer el comportamiento de los marcos tipo IMF. Conectados al eje débil se pretende conocer los mecanismos de colapso y el sistema de sobrerresistencia. Para esto se realizará una configuración específica del sentido de orientación de eje de las columnas para que algunas de ellas se ubiquen orientadas al eje débil.

Cabe destacar que la crujía básica del sistema estructural será un marco de columnas de 3,5 metros con viga de 6 metros de largo. El área en planta por nivel es de 900 m² (30x30 m) siendo la estructura regular. Se analizarán las variables denotadas en la siguiente tabla:

Relación de variables

Objetivos específicos	Variable Independiente	Herramienta utilizar	Variable dependiente
<ul style="list-style-type: none"> Generar un modelo estructural representativo de una edificación a través del software SAP2000, las dimensiones del sistema estructural será un marco de columnas de 3,5 metros con viga de 6 metros de largo. El área en planta por nivel es de 900 m², 5 será la 	Representación virtual de un edificio a base de marco para evaluar criterios de diseño estructural.	SAP 2000	Diagramas de momento y cortante, para la revisión de diseño .

cantidad de niveles.			
<ul style="list-style-type: none"> • Comparar curvas de desempeño de sistemas de alta redundancia con sistemas de media redundancia. 	Sistemas estructurales diseñados (vigas y columnas).	Método de Análisis no lineal “Push Over”, ayudado por Sap2000.	Curva de capacidad (Vb vs Δ)
<ul style="list-style-type: none"> • Analizar la relación demanda capacidad de ambos tipos de marcos mediante curvas aceleración espectral vs desplazamiento espectral (Sa-Sd). 	Capacidad ante la demanda sísmica real.	<p>Método Curva Sa-Sd</p> $Sa = \frac{a_{ef} IFED}{SR} * g$ $Sd = \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 * Sa * \mu$	Curva demanda capacidad espectral
<ul style="list-style-type: none"> • Examinar el mecanismo plástico de la estructura a través de la 	Diagrama de mecanismo inelástico asistido por Sap2000.	Método análisis no lineal <i>push over</i> ayudado por Sap2000.	Sistemas estructurales diseñados (vigas y columnas).

aplicación de análisis no lineal <i>push</i> <i>over</i> .			
---	--	--	--

Nota: Elaboración propia

En cuanto se finalice el proceso de modelación, diseño y detallado sísmico de la estructura se procederá evaluar e interpretar los resultados obtenidos.

Capítulo IV

Análisis de Resultados

Sistema tradicional

El modelo estructural utilizado se ilustra en la siguiente figura:

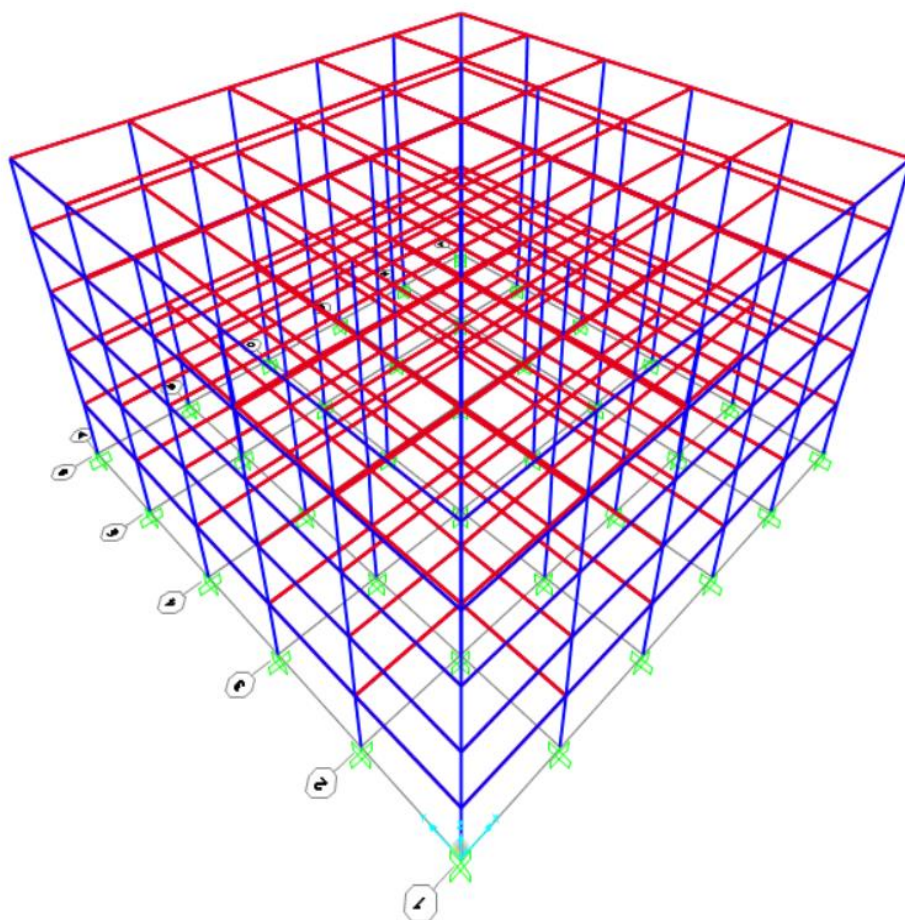
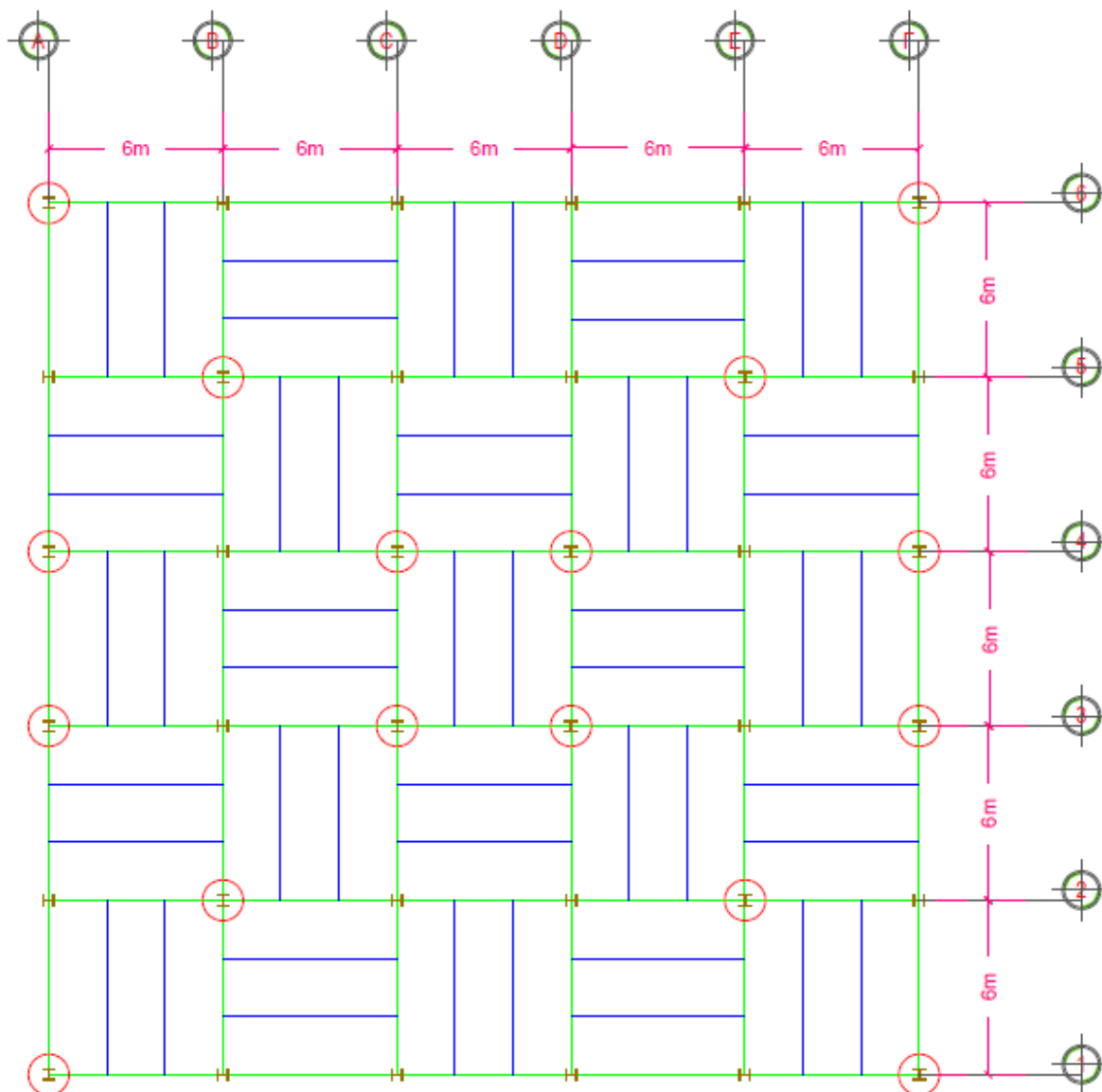


Figura 28. Sistema Tradicional

Nota: Elaboración Propia

Se realizó una selección simétrica de columnas para ser orientadas al eje débil como lo muestra el siguiente esquema:



Esquema elementos por nivel

Figura 29.Esquema elementos por nivel

Nota: Elaboración Propia

Las columnas resaltadas en un círculo rojo son las orientadas al eje débil, las líneas azules representan la orientación de carga de las viguetas de entrepiso.

Cargas aplicadas

Las cargas aplicadas por nivel se denotan en la siguiente tabla, las cuales se aplican en ambos sistemas propuestos tradicional y mixto :

Tabla 1

Cargas aplicadas

Carga Permanente Adicional	kg/m²
Sistema de entrepiso	260
Acabado Cerámico	60
Cielo raso	25
Sistema electromecánico	15
Lámina corrugada	8
Mortero de pega	48
Pared liviana	50
Total	466

Carga Temporal	kg/m²
Uso Oficinas	250
En azotea	200

Nota: Elaboración Propia

Para la carga permanente adicional de ventanería en el perímetro de uso, el valor de 175 kg/m es aplicado a elementos perimetrales únicamente(vidrio 50kg/m²) .

Flujo de Cargas

Para poder obtener la carga que se transmite del sistema de entrepiso a las columnas, se analizaron las cargas del eje A, el cual se observa en la siguiente figura :

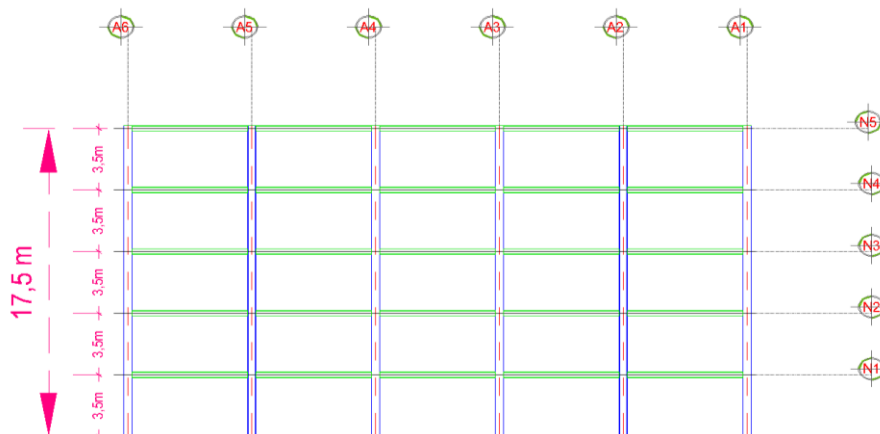


Figura 30. Vista lateral Eje A

Nota: Elaboración Propia

La carga axial que baja por las columnas en cada nivel para el análisis de la carga permanente adicional es la siguiente:

Tabla 2

Flujo de carga columnas (bajada de cargas)

Columna	Cálculo manual (kg)	Resultado Sap2000 (kg)	% diferencia
A1	22545	22802.75	1.13%
A2	45090	44713.95	0.84%
A3	45090	44517.01	1.29%
A4	45090	44517.01	1.29%
A5	45090	44713.95	0.84%
A6	22545	22802.75	1.13%

Nota: Elaboración Propia

Resumen de elementos utilizados

En la siguiente tabla se resumen los tipos de perfiles utilizados de acuerdo con el piso y nivel para el diseño estructural :

Tabla 3

Resumen de perfiles sistema tradicional

Perfil por piso columnas	Perfil	Secciones por nivel vigas	Perfil
Piso 1	W14x159	Nivel 1	W12x79
Piso 2	W14x159	Nivel 2	W12x79
Piso 3	W14x159	Nivel 3	W12x79
Piso 4	W14x145	Nivel 4	W12x79
Piso 5	W14x145	Nivel 5	W12x79

Nota: Elaboración Propia

Cargas sísmicas y control de relación de deriva máxima

A continuación se presenta la tabla con los datos de peso por nivel para efectos del cálculo de la fuerza sísmica por nivel, tomando en cuenta una participación de carga temporal de 15 % para los primeros cuatro niveles y 0 % en el nivel de azotea; esto según el inciso 6.3.1 de CSCR-10.

Tabla 4

Estimación de peso sísmico total sistema tradicional

Nivel	CP (kg)	CT(kg) participativa	Pesos sísmicos (kg)
N1	512537.3	33750	546287
N2	512537.3	33750	546287
N3	512537.3	33750	546287
N4	509912.2	33750	543662
N5	485817.8	0	485818
		W	2668342

Nota: Elaboración Propia

En la tabla anterior se puede observar el peso sísmico total de la estructura. El periodo fundamental (T) es de 1.12 s por lo que el factor FED del coeficiente sísmico C de la ecuación 5-1 (CSCR-10) tiene un valor de 0.4494 . La ecuación de C para el modelo propuesto tiene un valor de 0.080892. En consecuencia, el cortante basal (Vb) del edificio es de 215848 kg (215,84 toneladas).

En las siguientes tablas se puede mirar el cálculo de las fuerzas sísmicas por nivel y el cortante basal de la edificación .

Tabla 5

Fuerzas sísmicas por nivel sistema tradicional

Nivel	h (m)	W x h	Fuerza (kg)
N1	3.5	1912006	14961
N2	7.0	3824011	29922
N3	10.5	5736017	44883
N4	14.0	7611271	59557
N5	17.5	8501812	66525
Total		27585117	215848

Nota: Elaboración Propia

Cortante Basal de la estructura sistema tradicional

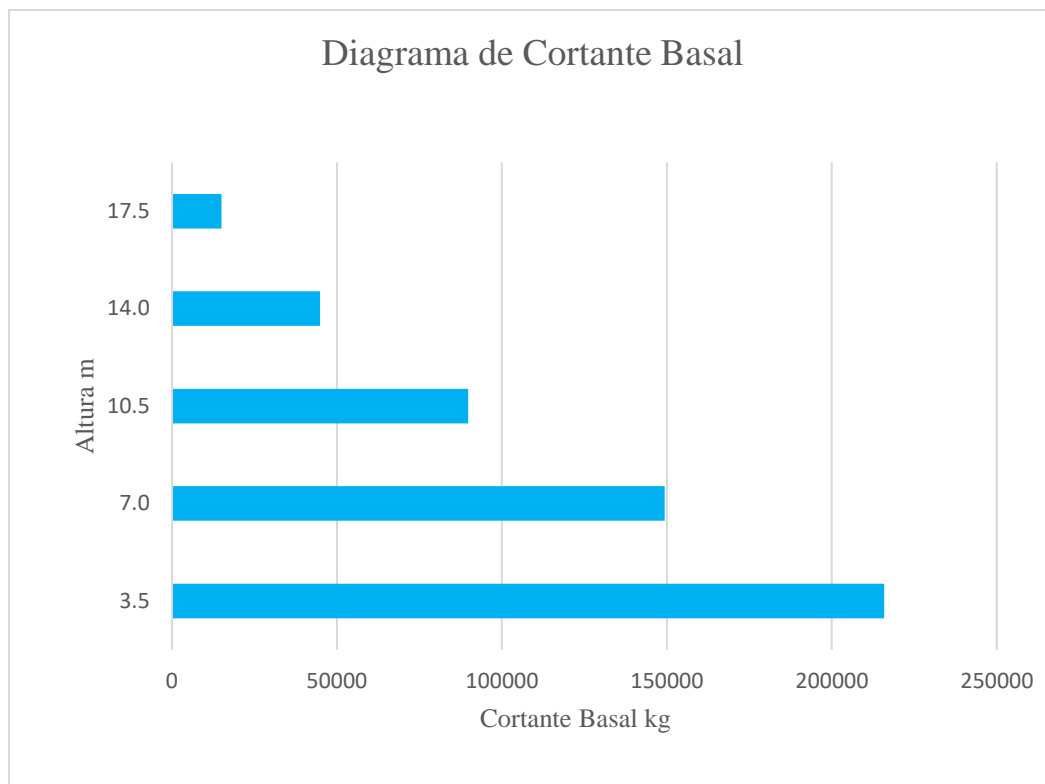


Figura 31. Corte Basal Sistema tradicional

Nota: Elaboración Propia

Tabla 6

Corte Basal por nivel Sistema tradicional

Diagrama de cortante		
Nivel	Altura (m)	Cortante por nivel (kg)
N1	3.5	215848
N2	7.0	149323
N3	10.5	89766
N4	14.0	44883
N5	17.5	14961

Nota: Elaboración Propia

Dado que la sumatoria de las fuerzas sísmicas es igual al cortante basal de 215848 kg, se determina que el cálculo es correcto. La siguiente ecuación se usó para determinar la relación de deriva Δ máxima:

$$\Delta i = \mu * SR \frac{(\delta_{n-1} - \delta_n)}{\Delta h}$$

donde ;

μ = factor de ductilidad

SR = factor de sobre resistencia

δ_{n-1} = desplazamiento nivel superior

δ_n = desplazamiento nivel inferior

Δh = altura entre niveles

A continuación, la siguiente tabla muestra los resultados de desplazamientos y derivas para el modelo propuesto:

Tabla 7

Resultados de Desplazamiento y deriva máxima sistema tradicional

Nivel	Método Carga Lateral			
	Eje X		Eje Y	
	δ (mm)	Δ	δ (mm)	Δ
N1	6.47	0.0111	6.799	0.0117
N2	16.961	0.0179	17.681	0.0187
N3	26.833	0.0169	27.842	0.0174
N4	34.533	0.0131	35.747	0.0136
N5	39.15	0.0079	40.462	0.0081

Nivel	Metodo Coeficientes			
	Eje X		Eje Y	
	δ (mm)	Δ	δ (mm)	Δ
N1	6.47	0.0111	6.799	0.0117
N2	16.961	0.0180	17.681	0.0188
N3	26.833	0.0169	27.842	0.0175
N4	34.533	0.0132	35.747	0.0136
N5	39.15	0.0079	40.462	0.0081

Nota: Elaboración Propia

Las diferencias entre ambos parámetros δ y Δ para ambos métodos son mínimos. Esto se puede deber a los métodos utilizados para el cálculo, tales como el ingreso de cargas laterales manualmente y por otro lado el automático con el coeficiente sísmico C . Se puede observar que ambos métodos son satisfactorios debido a que la deriva máxima es menor al 2 % como lo indica el límite máximo de CSCR-10 tabla 7.2 para edificaciones tipo D .

Capacidad de los elementos

Vigas

El perfil seccionado cada viga principal es el W12x79.

La capacidad por flexión y cortante del perfil mencionado se muestra en la siguiente tabla

Tabla 8

Capacidades elemento viga sistema tradicional

Elemento	Función			
W12X79	Flexion	Lb	200	cm
		Zx	1950	cm ³
		ry	7.75	cm
		Lp	326.75	cm
		Lr	1097.00	cm
		ϕM_n	61.43	tonxm

Corte			
h/tw	20.7	<	60.92
Cv1	1.0		
ØVn	78.96	ton	

Nota: Elaboración Propia

A continuación se muestra una tabla resumen de comparación de algunos de los elementos de la relación demanda-capacidad según su nivel y de acuerdo con la base de los datos obtenidos en Sap2000 :

Tabla 9

Relación de demanda capacidad de algunas vigas para el sistema de tradicional por nivel según Sap2000

Perfil						Demanda /
W	Función	Nivel	Etiqueta	Mu(ton/m)	ØMn(ton/m)	Capacidad
12x79	Flexion	N1	358	18.63	61.70	30%
12x79	Flexion	N2	365	25.57	61.70	41%
12x79	Flexion	N3	373	17.53	61.70	28%
12x79	Flexion	N4	383	18.16	61.70	29%
12x79	Flexion	N5	392	6.55	61.70	11%
Perfil						Demanda /
W	Función	Nivel	Etiqueta	Vu(ton)	ØVn(ton)	Capacidad
12x79	Cortante	N1	358	6.21	79.306	8%
12x79	Cortante	N2	365	13.299	79.306	17%
12x79	Cortante	N3	373	6.215	79.306	8%
12x79	Cortante	N4	383	10.927	79.306	14%
12x79	Cortante	N5	392	2.086	79.306	3%

Nota: Elaboración Propia

Se puede observar que en la solicitud dominante para las vigas en la flexión, la relación máxima es de 30% . A su vez, para el cortante es tan solo de 17 %, por lo que se podría decir que la presencia de cortante es mínima .

Columnas

Los elementos utilizados como columnas son los perfiles W14x159 y W14x145. En la siguiente tabla se muestran los criterios de esbeltez y ductilidad moderada según la tabla 10.6 CSCR-10 :

Tabla 10

Criterios de esbeltez tabla 10.6 CSCR-10 elementos columna elementos sistema tradicional

Perfil	b/t	Límite	b/tw	Límite
W14X159	6.55	9.09	15.33	69.35
W14X145	7.11	9.09	16.79	81.51

Nota: Elaboración Propia

Las capacidades de los perfiles W14x159 y W14x145 se presentan en la siguiente tabla:

Tabla 11

Capacidad en compresión de elementos columna sistema tradicional

Elemento	Función				
W14X145	Compresión	Lc	350	cm	
		ry	10	cm	
		Ag	275.48	cm ³	
		KL/r < raiz(E/ Fy)			
		Fe	16533	kg/cm ²	
		ØFcr	2894.16	kg/cm ²	
		ØPn	797	ton	
Elemento	Función				
W14X159	Compresión	Lc	350	cm	
		ry	10	cm	
		Ag	301.29	cm ³	
		KL/r < raiz(E/ Fy)			
		Fe	16700	kg/cm ²	
		ØFcr	2896.73	kg/cm ²	
		ØPn	873	ton	

Nota: Elaboración Propia

En la siguiente tabla se presenta la relación de demanda capacidad basada en los datos proporcionados por Sap2000

Tabla 12

Relación de Esfuerzo para elementos columnas para sistema de Tradicional

Perfil W	Función	Piso	Etiqueta	Pu(ton)	ØPn(ton)	Pu/ØPn
W14x159	Compresión	Piso1	193	79.57	874.08	9%

W14x159	Compresión	Piso2	194	63.364	874.08	7%
W14x159	Compresión	Piso3	195	46.164	874.08	5%
W14x145	Compresión	Piso4	196	29.857	798.51	4%
W14x145	Compresión	Piso5	197	13.414	798.51	2%

Nota: Elaboración Propia

En la tabla anterior se puede observar que realmente los elementos no son muy exigidos en relación con la capacidad que tienen el más exigido alcanza un 9% de su capacidad a la compresión.

Análisis *Push Over* según Sap2000

Para el análisis *Push Over* realizado para la estructura propuesta, se obtuvieron 12 pasos en ambos sentidos como lo muestra la siguiente tabla:

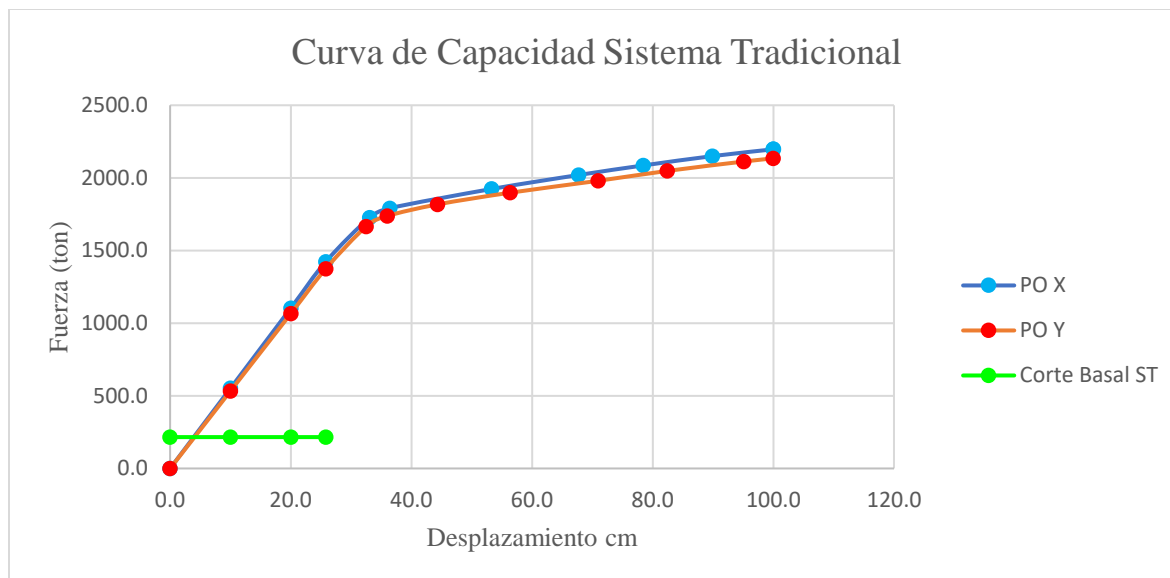
Tabla 13

Pasos Push over para ambos ejes en sistema tradicional

Eje X			Eje Y	
Paso	Desplazamiento (cm)	Fuerza (ton)	Desplazamiento(cm)	Fuerza(ton)
0	0.0	0.0	0.0	0.0
1	10.0	551.6	10.0	532.7
2	20.0	1103.2	20.0	1065.4
3	25.8	1422.4	25.8	1375.1
4	33.1	1725.6	32.5	1664.6
5	36.4	1791.1	36.0	1737.5
6	53.3	1923.8	44.3	1817.2
7	67.7	2019.9	56.4	1898.1
8	78.4	2085.7	71.0	1980.1
9	89.9	2149.7	82.4	2048.0
10	99.98	2196.8	95.1	2112.6
11	100.0	2196.9	100.0	2134.1

Nota: Elaboración Propia.

Gráficamente la curva de capacidad *push over* en ambos ejes se muestra de la siguiente manera:



Corte Basal ST:215.84 toneladas

Figura 32. Curva de Capacidad Global sistema tradicional

Nota: Elaboración Propia

En la siguiente figura el mecanismo de falla alcanzado por el sistema tomado como referencia es el Eje 1. La formación de la primera rótula plástica se forma en el paso 3 donde el elemento viga alcanza una capacidad del 64.7 % y sin entrar en estado de IO (immediate occupancy).

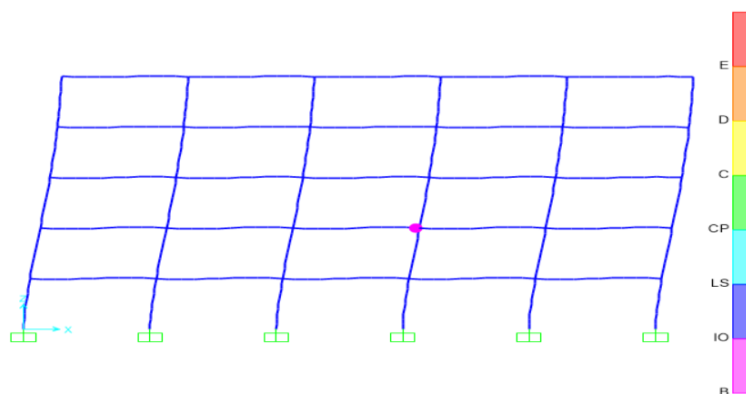


Figura 33. Paso 3 push over Eje X Sistema tradicional

Nota: Elaboración Propia

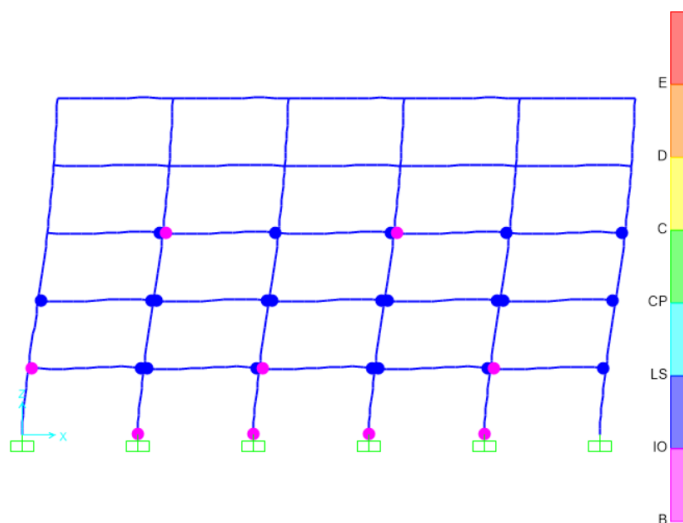


Figura 34. Paso 5 push over Eje X Sistema tradicional

Nota: Elaboración Propia

El último paso en el análisis *push over* para este sistema es el paso 11 , donde se puede observar que ninguno de los elementos incurre en el rango de LS (Life Safety). Hasta este punto el sistema alcanza el 100 % de su capacidad, se puede observar que las rótulas de los niveles 3 y 4 entran en rango inelástico entrando en estado de IO ,

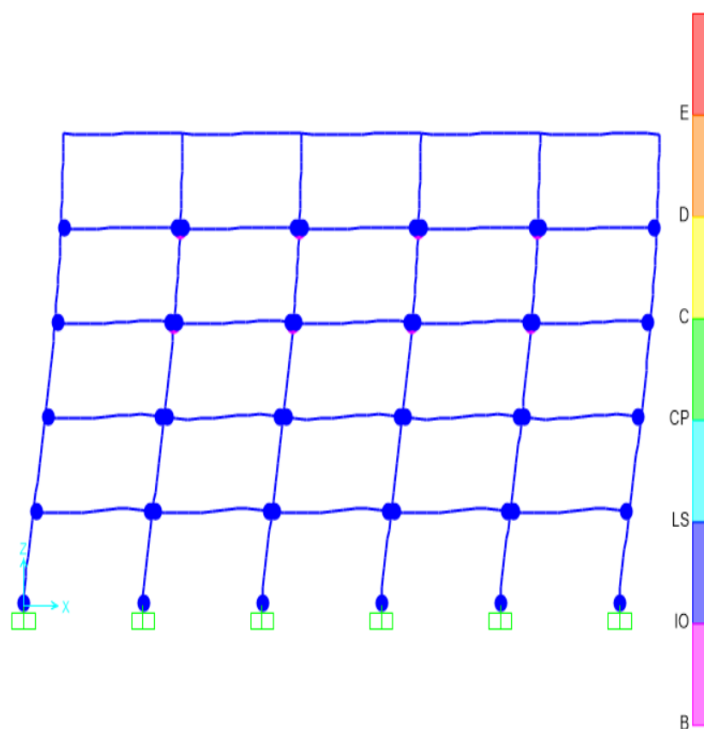


Figura 35. Paso 11 push over Eje X Sistema tradicional

Nota: Elaboración Propia

Sistema de Mixto

El modelo propuesto para el sistema de media redundancia es similar al sistema de tradicional , su principal diferencia es el uso de articulaciones en sus elementos internos mientras los marcos resistentes a momento se ubican en el perímetro del edificio . A continuación una figura del modelo propuesto para este caso:

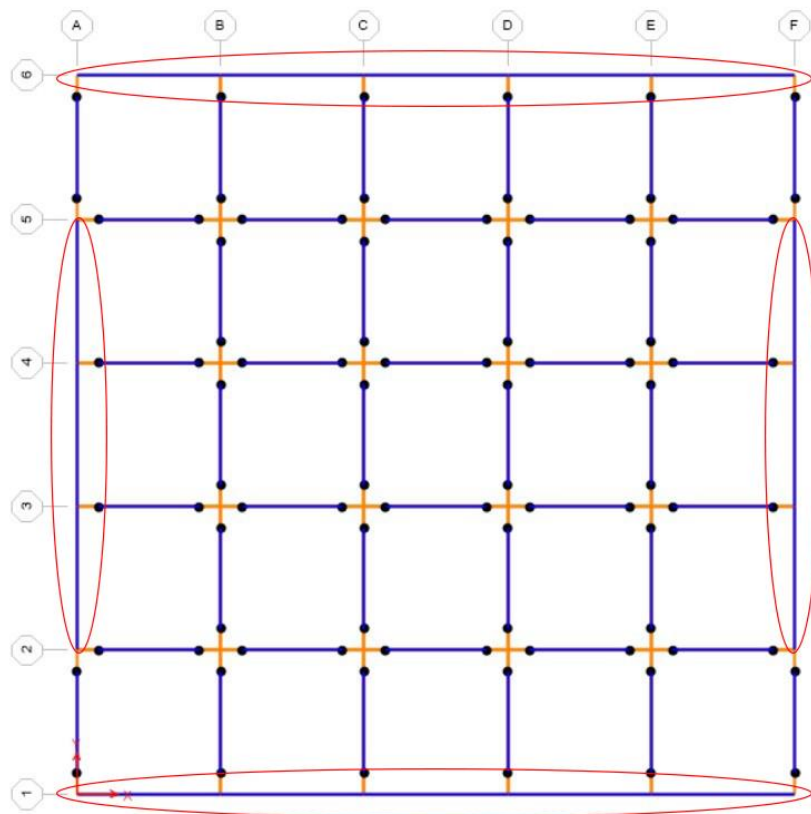


Figura 36. Sistema mixto, captura Sap2000

Nota: Elaboración Propia

Cabe destacar que el flujo de cargas es el mismo que en el sistema tradicional. en círculos rojos se muestra la ubicación de los marcos resistentes a momento que tiene una distribución simétrica .

Resumen de elementos utilizados

A continuación se muestran imágenes de los marcos en el eje A y eje 1 (marcos a momento) y el eje 2 (marcos articulados).

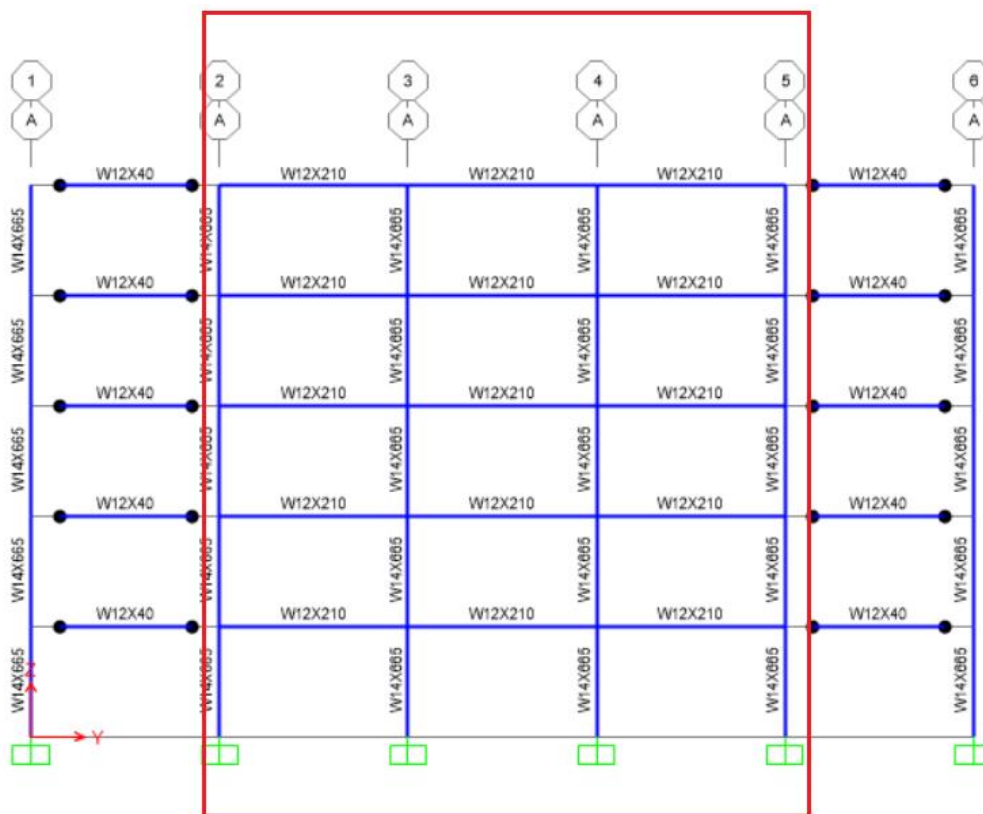


Figura 37. Marco resistente a momento eje A , captura Sap2000

Nota: Elaboración Propia

Tabla 14

Resumen elementos marco resistente a momento eje A

Perfil por piso columnas	Perfil	Secciones por nivel vigas	Perfil
Piso 1	W14x665	Nivel 1	W12x210
Piso 2	W14x665	Nivel 2	W12x210
Piso 3	W14x665	Nivel 3	W12x210
Piso 4	W14x665	Nivel 4	W12x210
Piso 5	W14x665	Nivel 5	W12x210

Nota: Elaboración Propia

En el recuadro rojo se muestra el sistema resistente a momento ubicado en eje A , el cual se compone de tres marcos únicamente .

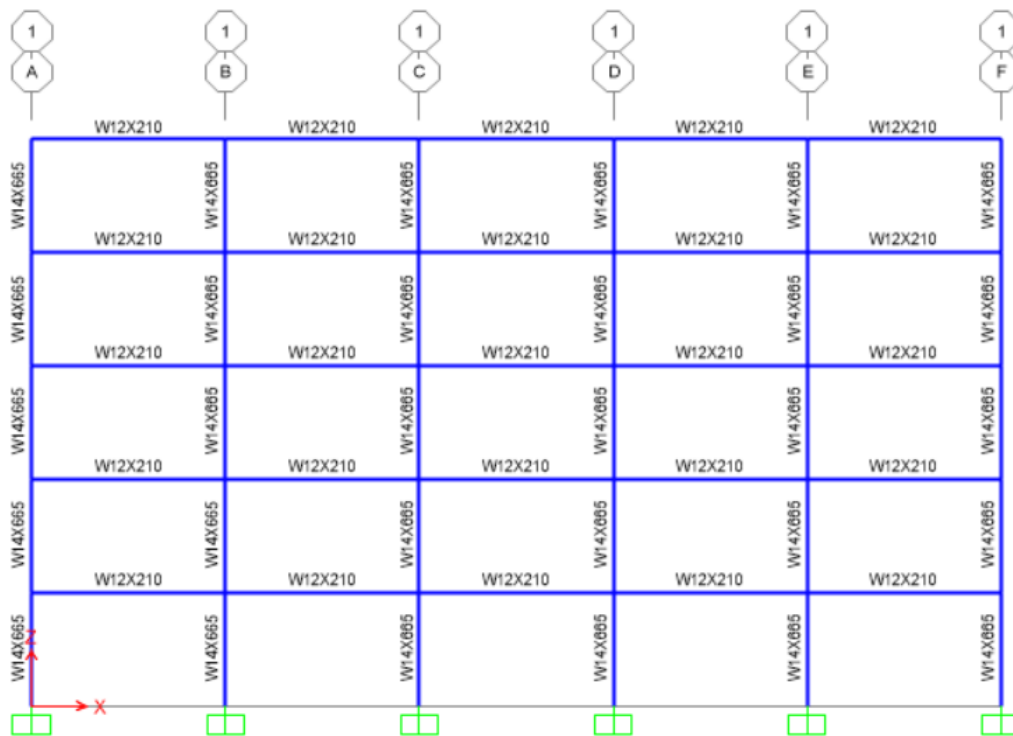


Figura 38. Marco resistente a momento eje 1 , captura Sap2000

Nota: Elaboración Propia

Tabla 15

Resumen elementos marco resistente a momento eje 1

Perfil por piso columnas	Perfil	Secciones por nivel vigas	Perfil
Piso 1	W14x665	Nivel 1	W12x210
Piso 2	W14x665	Nivel 2	W12x210
Piso 3	W14x665	Nivel 3	W12x210
Piso 4	W14x665	Nivel 4	W12x210
Piso 5	W14x665	Nivel 5	W12x210

Nota: Elaboración Propia

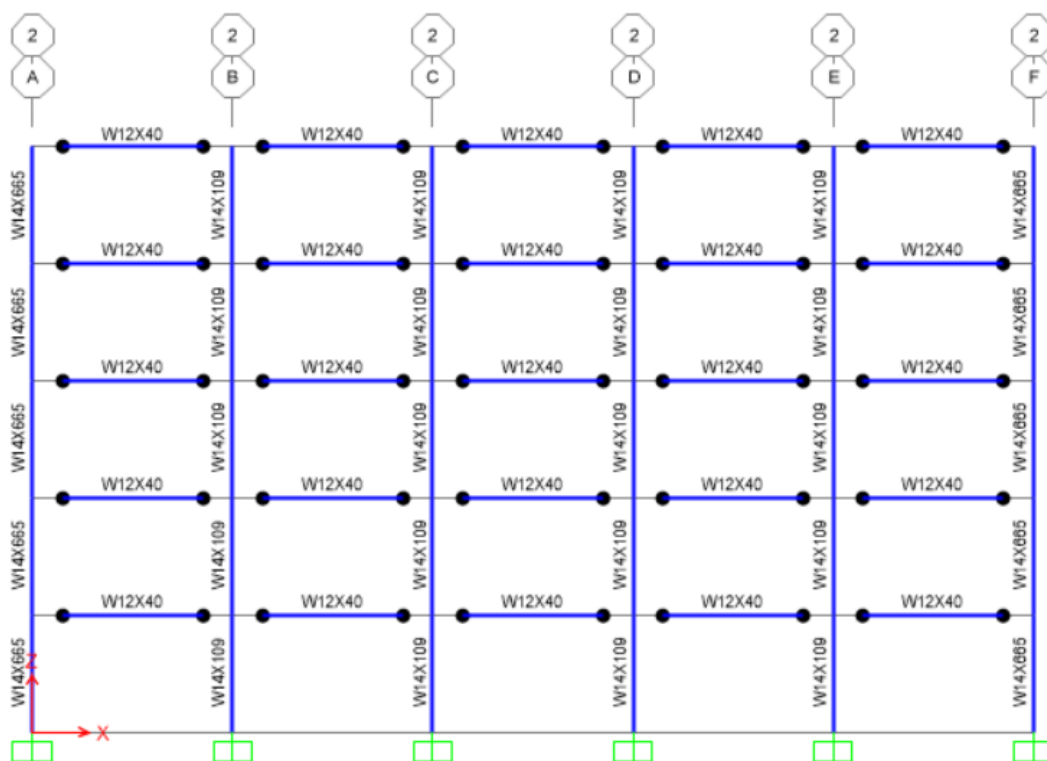


Figura 39. Marco articulado eje 2 , captura Sap2000

Nota: Elaboración Propia

Tabla 16

Resumen elementos marco articulado eje 2

Perfil por piso columnas	Perfil	Secciones por nivel vigas	Perfil
Piso 1	W14x109	Nivel 1	W12x40
Piso 2	W14x109	Nivel 2	W12x40
Piso 3	W14x109	Nivel 3	W12x40
Piso 4	W14x109	Nivel 4	W12x40
Piso 5	W14x109	Nivel 5	W12x40

Cargas sísmicas y control de relación de deriva máxima

El sistema de media redundancia cuenta con una participación de carga temporal de 15 % para los primeros cuatro niveles y 0 % en el nivel de azotea , esto según el inciso 6.3.1 de CSCR-10. El peso sísmico se muestra en la siguiente tabla :

Tabla 17

Estimación Peso sísmico total sistema mixto

Nivel	CP (kg)	CT(kg) participativa	Pesos sísmico (kg)
N1	558548	33750	592298
N2	558548	33750	592298
N3	558548	33750	592298
N4	558548	33750	592298
N5	508821	0	508821
		W	2878013

Nota: Elaboración Propia

El periodo fundamental de la estructura es 1.11 s por lo que el coeficiente sísmico C es 0.081576, El valor de FED utilizado para el cálculo del coeficiente sísmico es de 0.4532 por lo tanto el cortante basal Vb tiene un valor de 234777 kg (234.77 ton) . A continuación, se muestra la estimación de fuerzas sísmicas por nivel:

Tabla 18

Fuerzas sísmicas por nivel sistema mixto

Nivel	h (m)	W x h	Fuerza (kg)
N1	3.5	2073043	16423
N2	7	4146086	32847
N3	10.5	6219130	49270
N4	14	8292173	65693
N5	17.5	8904365	70543
Total		29634797	234777

Nota: Elaboración Propia

A continuación, la gráfica de cortante basal para la estructura:

Cortante Basal de la estructura sistema mixto

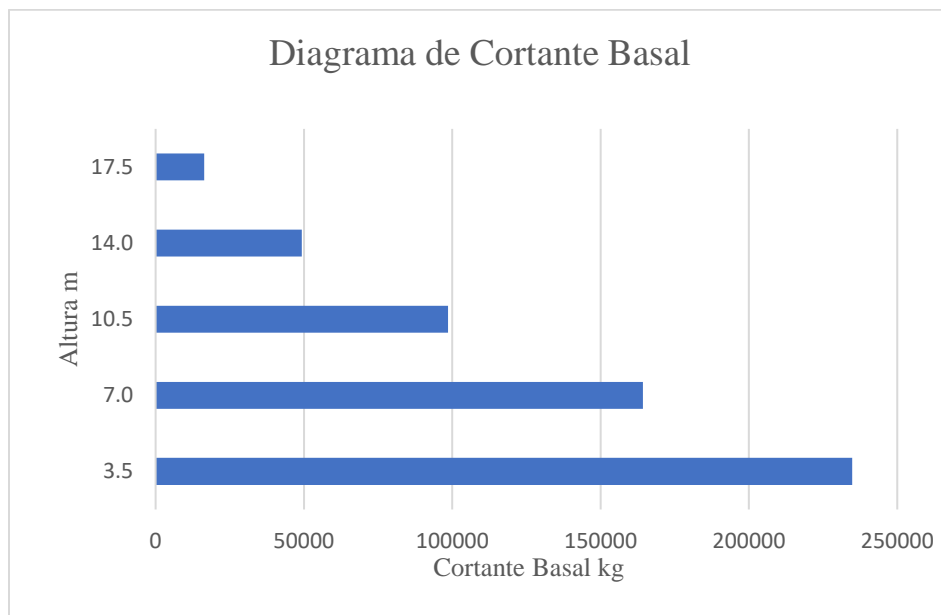


Figura 40. Corte basal por piso sistema mixto

Nota: Elaboración Propia

Tabla 19

Corte Basal por nivel Sistema Mixto

Diagrama de cortante		
Nivel	Altura (m)	Cortante por nivel (kg)
N1	3.5	234777
N2	7	164233
N3	10.5	98540
N4	14	49270
N5	17.5	16423

Nota: Elaboración Propia

En la siguiente tabla se muestran los resultados de desplazamiento lateral y derivas máximas para el sistema de redundancia media:

Tabla 20

Resultados de Desplazamiento y deriva máxima sistema mixto. (Elaboración Propia).

Nivel	Metodo Carga Lateral			
	Eje X		Eje Y	
	δ (mm)	Δ	δ (mm)	Δ
N1	3.308	0.0057	4.8	0.0082
N2	9.858	0.0112	14.665	0.0169
N3	16.823	0.0119	25.484	0.0185
N4	22.772	0.0102	35.045	0.0164
N5	27.247	0.0077	42.621	0.013

Nivel	Metodo Coeficientes			
	Eje X		Eje Y	
	δ (mm)	Δ	δ (mm)	Δ
N1	3.33	0.0057	4.83	0.0083
N2	9.919	0.0113	14.754	0.017
N3	16.92	0.012	25.627	0.0186
N4	22.888	0.0102	35.22	0.0164
N5	27.369	0.0077	42.808	0.013

Nota: Elaboración propia

Capacidad de los elementos

Vigas

Los perfiles usados para las vigas son W12x220 y W12x40 cuyas capacidades son las siguientes:

Tabla 21

Capacidades elemento viga- sistema mixto

Elemento	Función			
W12X40	Flexión	Lb	200	cm
		Zx	934	cm ³
		ry	4.93	cm
		Lp	207.83	cm
		Lr	500.18	cm
		ØMn	29.42	tonxm
Corte				
		h/tw	33.4	< 60.92
		Cv1	1	
		ØVn	47.56	ton
Elemento	Función			
W12X210	Flexión	Lb	200	cm
		Zx	5703	cm ³
		ry	8.33	cm
		Lp	351.39	cm
		Lr	2884.86	cm
		ØMn	179.63	tonxm
Corte				
		h/tw	8.2	< 60.92
		Cv1	1	
		ØVn	235.01	ton

Nota: Elaboración Propia

A continuación se presenta algunos valores de la relación demanda capacidad según los datos obtenidos a través de Sap2000 :

Tabla 22

Relación de demanda-capacidad de algunas vigas para el sistema de mixto por nivel según Sap2000

Perfil W	Función	Nivel	Etiqueta	Mu(ton/m)	ØMn(ton/m)	Mu /ØMn
12x40	Flexion	N1	358	1.48	29.55	0.05
12x40	Flexion	N2	364	1.48	29.55	0.05
12x40	Flexion	N3	369	1.48	29.55	0.05
12x210	Flexion	N4	380	64.84	180.42	0.36
12x210	Flexion	N5	387	50.62	180.42	0.28
Perfil W	Función	Nivel	Etiqueta	Vu(ton)	ØVn(ton)	Vu /ØMn
12x40	Cortante	N1	358	0	204.43	0
12x40	Cortante	N2	364	0	204.43	0
12x40	Cortante	N3	369	0	204.43	0
12x210	Cortante	N4	380	0	1121.24	0
12x210	Cortante	N5	387	0	1121.24	0

*Nota:*Elaboración Propia

Se puede observar que la demanda en flexión es tan solo de un 36 %; mientras que en cortante la demanda es nula .

Columnas

Los elementos utilizados como columnas son los perfiles W14x665 y W14x109. En la siguiente tabla se muestran los criterios de esbeltez para ductilidad moderada, según la tabla 10.6 del CSCR-10 :

Tabla 23

Criterios de esbeltez tabla 10.6 CSCR-10 elementos columna elementos sistema tradicional

Perfil	b/t	Límite	b/tw	Límite
W14X665	1.96	9.09	4.01	78.19
W14X109	8.49	9.09	21.68	56.75

*Nota:*Elaboración Propia

Tabla 24

Capacidad en compresión de elementos columna sistema mixto

Elemento	Función				
W14X665	Compresión	Lc	350	cm	
		ry	12	cm	
		Ag	1264.51	cm ³	
		KL/r < 4.71raiz(E/Fy)			
		Fe	22278	kg/cm ²	
		ØFcr	2961.33	kg/cm ²	
		ØPn	3745	ton	

Elemento	Función				
W14X109	Compresión	Lc	350	cm	
		ry	9	cm	
		Ag	206.45	cm ³	
		KL/r < 4.71raiz(E/Fy)			
		Fe	14521	kg/cm ²	
		ØFcr	2858.69	kg/cm ²	
		ØPn	590	ton	

Nota: Elaboración Propia

En la siguiente tabla se observa la relación demanda capacidad para las columnas en este sistema:

Tabla 25

Relación de Esfuerzo para elementos columnas para sistema mixto

Perfil W	Función	Piso	Etiqueta	Pu(ton)	ØPn(ton)	Pu/ØPn
W14x665	Compresión	Piso1	138	100.97	3747.96	3%
W14x665	Compresión	Piso2	139	80.33	3747.96	2%
W14x665	Compresión	Piso3	140	56.03	3747.96	1%
W14x665	Compresión	Piso4	141	35.45	3747.96	1%
W14x665	Compresión	Piso5	142	15.13	3747.96	0%

Nota: Elaboración Propia

Se puede observar que, para ambas propuestas, tanto en el sistema de alta como baja redundancia, las capacidades alcanzadas son relativamente mínimas. La capacidad no es el punto medular del diseño estructural, si no más bien el control de deriva máxima establecido por el CSCR-10 .

Análisis Push Over según Sap2000

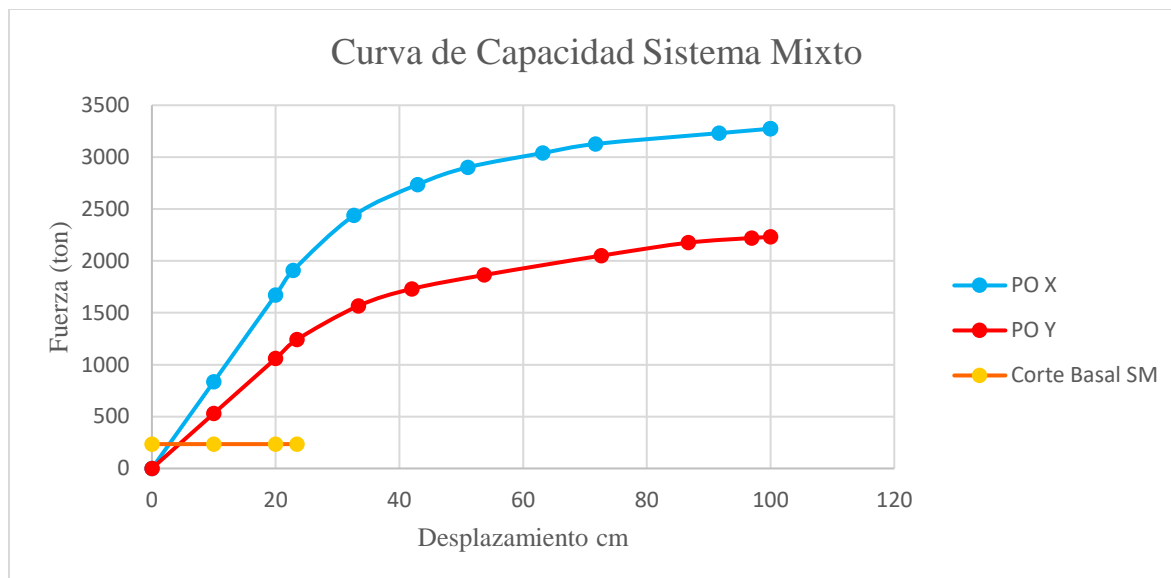
Los datos obtenidos a través de uso de Sap2000 para graficar la curva de capacidad son los siguientes :

Tabla 26

Pasos Push over para ambos ejes en sistema mixto

Eje X			Eje Y	
Paso	Desplazamiento (cm)	Fuerza (ton)	Desplazamiento(cm)	Fuerza(ton)
0	0.00	0.0	0.0	0.0
1	10.00	835.7	10.0	529.6
2	20.00	1671.4	20.0	1059.3
3	22.85	1909.1	23.4	1241.6
4	32.64	2437.5	33.4	1566.2
5	42.93	2736.1	42.0	1730.5
6	51.08	2902.4	53.7	1864.5
7	63.17	3039.7	72.7	2051.0
8	71.72	3126.9	86.7	2175.5
9	91.68	3231.3	97.0	2220.7
10	99.97	3273.3	100.0	2231.6
11	100.00	3273.4		

Nota: Elaboración Propia



Corte Basal SM :234.77 toneladas

Figura 41. Curva de Capacidad Global sistema mixto

Nota: Elaboración Propia

Al igual que en el sistema tradicional, se analiza el eje 1 para evaluar sus mecanismos de falla. Se puede ver que el paso 3 el sistema alcanza un 25 % de su capacidad además cabe mencionar que no incurre el estado de IO .

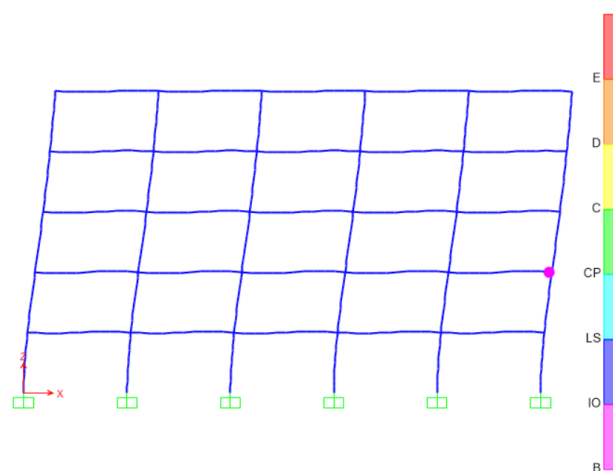


Figura 42. Paso 3. Push over en el eje X sistema mixto

Nota: Elaboración Propia

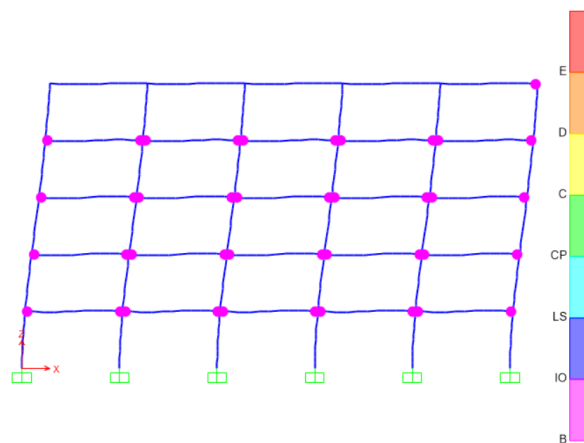


Figura 43. Paso 5. Push over Eje X sistema mixto

Nota: Elaboración Propia

El último paso para ese sistema es el número 11, donde se puede observar que, a diferencia del sistema tradicional, las columnas del primer piso entran en rango inelástico, donde el sistema alcanza el 100 % de su capacidad a carga lateral.

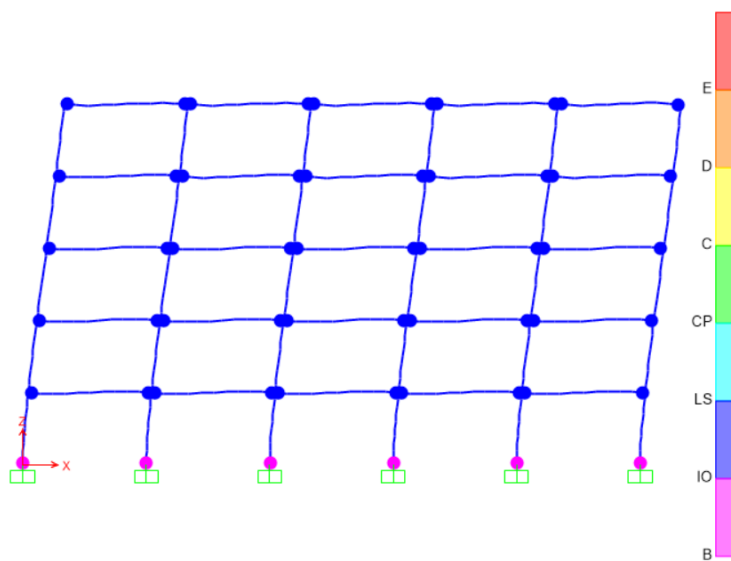


Figura 44. Paso 11. Push over Eje X sistema mixto

Nota: Elaboración Propia

Análisis de rotaciones a causa de *push over*

Se puede observar que el sistema articulado tiene un mejor desempeño desde un punto de vista global. A continuación se compararan las rotaciones desarrolladas con respecto al Nodo A2 en el primer nivel para el *push over* en X, para ambos sistemas.

Tabla 27

Rotaciones de nodo rígido y articulado. Nodo A2 primer nivel

Pasos	Conexion Tradicional	Conexion Mixta
0	0.0002	0.0000
1	0.0066	0.0058
2	0.0131	0.0117
3	0.0168	0.0133
4	0.0217	0.0185
5	0.0246	0.0234
6	0.0400	0.0268
7	0.0525	0.0326
8	0.0616	0.0370
9	0.0709	0.0478
10	0.0787	0.0524
11	0.0787	0.0524

Nota: Elaboración Propia

Gráficamente las rotaciones para el sistema rígido y articulado se muestran de la siguiente manera

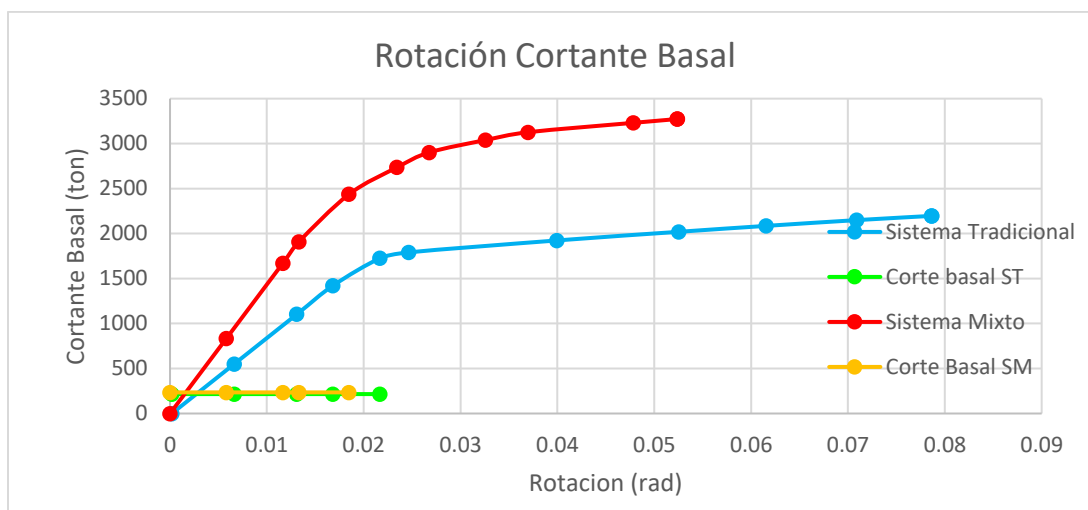


Figura 45. Rotaciones Sistema tradicional y Sistema mixto para articulado Nodo A2 primer nivel (nodo 40).

Nota: Elaboración Propia

Se puede observar que el sistema mixto es capaz de soportar menores rotaciones; pero a la vez mayores cargas laterales; mientras que el sistema tradicional tiene un comportamiento más dúctil puesto que desarrolla más rotaciones al soportar menos capacidad de carga lateral. Los cortantes basales pertenecen a los calculados para ambos modelos.

Análisis de la demanda vs capacidad mediante curvas de aceleración espectral y desplazamiento espectral (Sa-Sd)

Para efectos del análisis de la demanda vs capacidad, se ha podido graficar la capacidad espectral con base en los datos obtenidos en el análisis *push over* para ambos sistemas; esto permite graficar su demanda capacidad con respecto a cada eje en el sistema con ductilidades de $\mu=3$ y $\mu=1$. Como punto de referencia para la estimación del punto de demanda o *performance point* relacionado con ambos sistemas, se presenta el cálculo usando el periodo fundamental del sistema de alta redundancia ya que los periodos para ambos sistemas son similares (1.12 s y 1.11 s) :

$$Sa = \frac{a_{ef} * I * FED}{SR} * g = \frac{0.36 * 1 * 0.4494}{1} * 9.81 = 1.5871$$

$$Sd = \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 * Sa * \mu = \left(\frac{1.12}{2\pi}\right)^2 * 1.5871 * 3 = 0.5128$$

Eje X

A continuación, se muestra la gráfica de demanda de capacidad espectral de los sistemas de alta y media redundancia para los efectos del *push over* en el eje X.

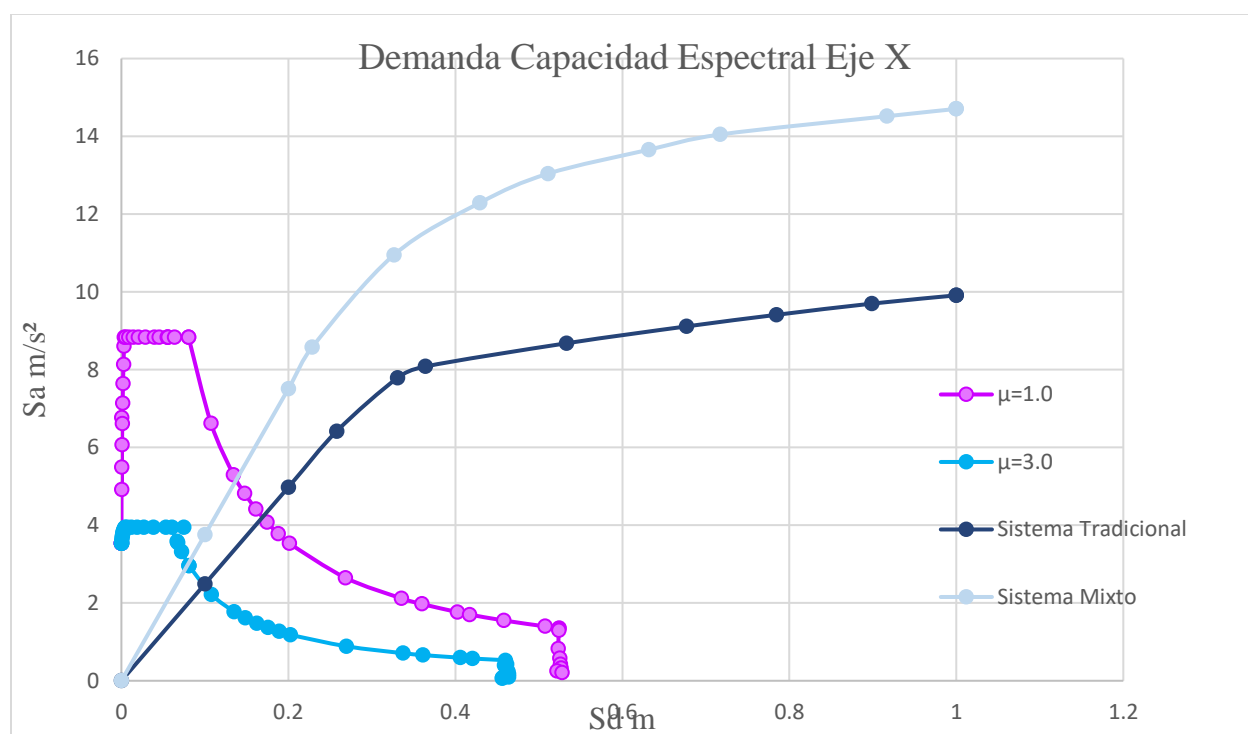


Figura 46. Demanda vs Capacidad Espectral Eje X

Nota: Elaboración Propia

Cabe destacar que la S_a relacionada al cortante basal del sistema tradicional es de 0.973 m/s^2 y al de mixto es de 1.054 m/s^2 .

Eje Y

A continuación, se muestra la curva de demanda vs capacidad espectral del eje Y para ambos sistemas.

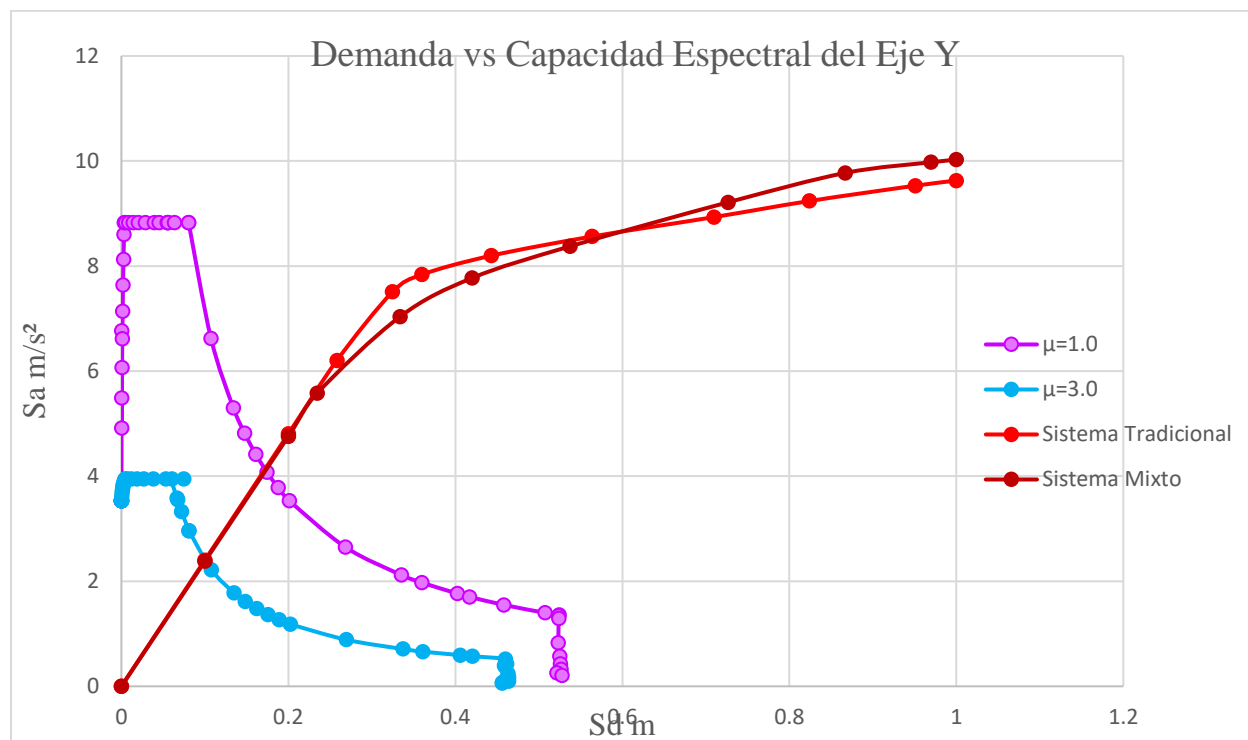


Figura 47. Demanda vs Capacidad Espectral del Eje Y.

Nota: Elaboración Propia

La S_a relacionada con el cortante basal del sistema tradicional es de 0.973 m/s^2 y al sistema mixto de 1.054 m/s^2 .

De los gráficos anteriores se puede observar que el sistema tradicional o de conexiones rígidas es más eficiente, ya que satisface su relación peso entre capacidad de corte basal con un valor menor, como lo muestra la siguiente tabla:

Tabla 28

Relación Peso sísmico / Capacidad corte basal

Sistema	Peso (ton)	Capacidad corte basal(ton)	Peso/Capacidad corte basal
Tradicional	355.4	2196.9	16%
Mixto	621.3	3273.4	19%

Nota: Elaboración Propia

Cabe destacar que el peso propio es obtenido con apoyo de Sap2000 y la capacidad de corte basal se referencia en los datos de *push over* en el eje X . Los valores de la transformada Sa-Sd se pueden observar en los anexos .

CAPÍTULO V
CONCLUSIONES Y
RECOMENDACIONES

Conclusiones

- Se generaron modelos representativos a base de marcos de altura de 3.5 m con ancho de 6 m (de acuerdo con el Código Sísmico de Costa Rica y el AISC 360-16), de una estructura de uso de oficinas. Para ambos sistemas, tradicional y mixto, sus relaciones de demanda-capacidad son bajas debido a la necesidad de cumplir con los criterios de derivas de CSCR-10 . Para el Sistema tradicional la relación demanda vs capacidad no supera el 41%, mientras que para el sistema mixto no supera el 36 % . El control de derivas genera un aumento de rigidez por lo que resulta una ganancia de sobre resistencia .
- Se realizaron las curvas de demanda vs capacidad para ambos sistemas propuestos, el tradicional y mixto; y transformadas a demanda vs capacidad espectral (S_a-S_d) lo cual permitió ver la interacción de la demanda con la capacidad de ambos sistemas . Se puede observar el hecho de que hay un consumo bajo de capacidad en el rango lineal de la curva para tanto el sistema tradicional como el mixto. Esto es consistente con lo mencionado en la primera conclusión .
- Se realizó un análisis de cumplimiento de desplazamiento laterales y derivas máximas el cual dio como resultado valores menores al 2% como lo indica el CSCR-10 tabla 7.2. para estructuras de marco tipo b como lo son los sistemas estudiados. El cumplimiento de deriva provoca la sobre resistencia observada en ambos sistemas.
- Se pudo observar que el sistema tradicional (conexiones a momento) alcanza una carga máxima de 2196.88 toneladas; mientras que el sistema mixto (conexiones articuladas y a

momento) alcanza una capacidad máxima de 3273.35 toneladas. Esto se debe a que el sistema sismo-resistente del sistema mixto es más rígido que el del tradicional.

- Se puede decir que el edificio con sistema mixto es más dúctil ya que desarrolla la mayoría de su capacidad en el rango inelástico. Esto debido a que la estructura mixta contiene elementos más rígidos en el sistema sismo resistente lo que los hacen soportar mayores deformaciones.
- Se pudo analizar el mecanismo de falla de ambos sistemas el tradicional y el mixto donde la formación progresiva de rótulas plásticas se fue dando en los elementos resistentes a momento, primeramente, en elementos de viga y posteriormente en elementos de columna.
- Se analizó la relación de demanda capacidad en términos de la curva de aceleración y desplazamiento espectral ($S_a - S_d$) para ambos sistemas tradicional y mixto. a pesar de que el sistema mixto desarrolla mayor capacidad del sistema tradicional de conexiones a momento en este caso sería más recomendable en este escenario usar el sistema tradicional debido se puede incurrir el uso de elementos de menor peso.

Recomendaciones

1. Los resultados obtenidos demuestran que los dos sistemas propuestos toman gran sobre resistencia y un factor que influye en este fenómeno es el control de relación de derivas. Para ampliar la perspectiva de los resultados obtenidos es importante estudiar el comportamiento de estructuras similares sin tomar en cuenta el control de derivas, pero analizando los efectos P- Δ .
2. Profundizar en los valores límites de control de deriva y por qué es necesario respetarlas, esto con el objeto de indagar más a profundidad el origen de este límite.
3. Evaluar el comportamiento mediante análisis *push over* de edificios esbeltos con poca área en planta, para el cual se debe de tomar en cuenta el método dinámico puesto que el método estático cuenta con limitantes de altura establecidas por el CSCR-10. Por otra parte, se pueden desarrollar estudios con el método *push over* para edificios irregulares para evaluar los efectos torsionales. Estos dos casos se

pueden utilizar para observar los posibles resultados obtenidos en términos de capacidad y efectos torsionales.

4. Se puede ahorrar en términos de costo de las estructuras en cuanto a la escogencia de sistema estructural, tipo de conexión y sistema sismo- resistente. Un ejemplo de esto son los marcos arriostrados, ya que ayudarían a reducir el peso global de la estructura, pues a nivel presupuestario un gran indicador del costo es el precio por kilogramo de acero.
5. Es importante explorar la modelación con perfiles de mayor peralte y menor peso, con el objetivo de lograr una optimización generalizada. Cabe destacar que según el lugar existe una limitante de los perfiles existentes.
6. Se puede indagar los métodos de modelación que incluyan la zona panel y sus efectos en el comportamiento estructural.
7. Se puede estudiar las rotaciones máximas generadas por el método *push over* y analizarlas con los límites establecidos de referencia, en este caso CSCR-10 .

Glosario

Aceleración pico efectiva: aceleración máxima del suelo, que ocurre en un instante pequeño.

Aceleración: relación del cambio de velocidad a razón de un determinado tiempo.

Acero: material de construcción formado por aleación de hierro.

Amenaza sísmica: se demuestra mediante mapas la posibilidad de que ocurra aceleración de terreno para valores determinados. Se calcula para diferentes periodos de retorno como 500, 1000 o 1500 años.

Análisis estructural: predicción del desempeño de la estructura ante cargas externas.

Diseño Estructural: disposición y dimensionamiento de las estructuras y de sus partes, de manera que soporten en forma satisfactoria las cargas a las cuales pueden estar sujetas. (McCormac, 2010).

Ductilidad: capacidad del material para deformarse bajo el efecto de carga sin romperse.

Estructura: unión de elementos que resisten cargas.

Falla geológica: fractura del terreno a lo largo de la cual se mueven dos bloques.

Frecuencia: cantidad de ciclos por unidad de tiempo.

Ingeniería estructural: ciencia y el arte de planear, diseñar y construir de manera segura y económica estructuras que servirán para dichos propósitos. (Kassimali, 2015)

Periodo: tiempo en el que una partícula realiza una oscilación completa.

Rótula plástica: mecanismo localizado de disipación de energía, ubicado en elementos estructurales.

Sismo: es el movimiento brusco de la Tierra causado por la liberación de energía acumulada durante un largo tiempo.(CNE, 2019).

Vibración mecánica: movimiento de una partícula o cuerpo que oscila alrededor de una posición de equilibrio. (Beer, 2010).

Referencias Bibliográficas

Acosta (2005). *Análisis del comportamiento no lineal y de la demanda de ductilidad de marcos de acero estructural tipo marco especial (SMF)*. [Tesis de Licenciatura, UCR]. Repositorio del SIBDI-UCR. En <http://repositorio.sibdi.ucr.ac.cr:8080/jspui/handle/123456789/1491>

American Institute of Steel Construction (AISC). (2016). Seismic Provisions for Structural Steel Buildings. *ANSI/AISC 341-16*. En : <https://www.aisc.org/globalassets/aisc/publications/standards/seismic-provisions-for-structural-steel-buildings-ansi-aisc-341-16.pdf>

Barbagallo *et al* (2019). Seismic Assessment of Steel MRFs by Cyclic Pushover Analysis. *Bentham Open*. En: <https://benthamopen.com/ABSTRACT/TOBCTJ-13-12>

Beer y Johnson. (2010). *Mecánica de Materiales*. Quinta Edición, McGrawHill

Building Seismic Safety Council (BSSC). (1997). FEMA 302 n ehrp recommended provisions for seismic regulations for new buildings and other structures. En: <http://www.ce.memphis.edu/7137/PDFs/fema302a.pdf>

Cabezas(2012). *Propuesta de sistema de conexión a base de una unión WUF-W y un empalme de viga tipo placa extendida empernada para marcos resistentes a momento(IMF y SMF)*.Universidad de Costa Rica .

Crisafulli.(s.f). *Diseño Sismorresistente de Construcciones de Acero*. (5a Edición). Asociación Latinoamericana del Acero

Enrique Bazán y Roberto Meli. (2000). *Diseño sísmico de edificios*. LIMUSA

- Fallas (2009). *Desempeño de estructuras de acero tipo marco y tipo marco arriostrado diseñadas por capacidad según el código sísmico de Costa Rica 2002*. [Tesis de Licenciatura, UCR]. Repositorio del SIBDI-UCR. En: <http://repositorio.sibdi.ucr.ac.cr:8080/jspui/handle/123456789/3836>
- Gilton, C., & Ming Uang, C. (2002). Cyclic Response and Design Recommendations of Weak-Axis Reduced Beam Section Moment Connections. *Journal of Structural Engineering*.
- Hibbeler(2010).*Ingeniería Mecánica Dinámica*.(Decimosegunda Edición).Editorial Pearson
- Jack C. McCormac y Russell H. Brown. (2018). *Diseño Concreto Reforzado* (10a ed) Alfaomega.
- Jack C. McCormac y Stephen F. Csernak. *Diseño de Estructuras de Acero* (5a ed.) Alfaomega.
- Jalilkhani *et al.* (2019). A multi-mode adaptive pushover analysis procedure for estimating the seismic demands of RC moment-resisting frames. *Science Direct* . <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S0141029619305917>
- K.Dirk Bondy & Bryan Allred (2017).*Seneca Seismic Analysis and Design Principles and Practice*. En: <https://es.scribd.com/document/454758578/Seneca-Seismic-Design-Handbook-First-Edition-459-pdf>
- Koetaka (2005). *Mechanical property of beam-to-column moment connection with hysteretic dampers for column weak axis*. En: https://www.researchgate.net/publication/223027607_Mechanical_property_of_beam-to-column_moment_connection_with_hysteretic_dampers_for_column_weak_axis
- Lee, K., Chen, L., & Li, R. (2012). *Cyclic Testing of Welded Free Flange Type and Welded Flange Plate Type Weak-Axis Steel Moment Connections*. Chungnam National University. Daejeon: Trans Tech Publications.
- Leslie (2012). The Pushover Analysis, explained in its Simplicity. *ResearchGate*. En: https://www.researchgate.net/publication/315686143_The_Pushover_Analysis_explained_in_its_Simplicity

- N.Yardimci, C,Yorgun,T.S Arda.(1996).*Tests on beam-column strong and weak axis connections*.
Istanbul Technical University. En:
<https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/0045794996000934>
- Pascual Urban Brotons (2006). *Construcción de Estructuras metálicas*. En:
<https://docplayer.es/51906924-Construccion-de-estructuras-metalicas.html>
- Rahmani *et al.* (2019). Adaptive upper-bound pushover analysis for high-rise moment steel frames.
Science Direct. En:
<https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S2352012419301250>
- SAC Joint Venture. (2000). *FEMA 350 Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment Frame Buildings* En: <http://www.ce.memphis.edu/7119/pdfs/pbd/h7.%20fema-350.pdf>
- Sriramulu Vinnakota (2006).*Estructuras de Acero Comportamiento y LRDFD*. McGrawHill
- Williams, Allan. (2011)*Steel Structures Design-ASD/LRFD*. Mc GrawHill
- Yılmaz, Orkun & Bekiroglu, Serkan. (2016). *Performance Evaluation of Weak-Axis Steel Moment Connections*. Yildiz Technical University.
En:https://www.researchgate.net/publication/303909898_Performance_Evaluation_of_Weak-Axis_Steel_Moment_Connections

Anexos

Anexo A. FED para una Zona III Y un suelo S3 según el CSCR-10 / (CSCR-10, 2014, p. E/13)

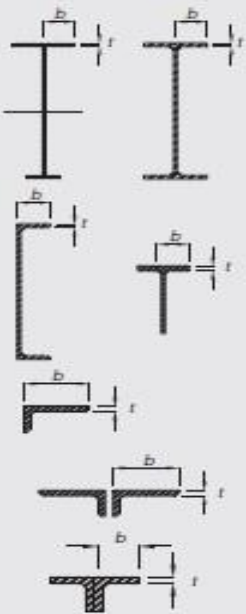
T (s)	Elástico $\mu = 1$	Inelástico $\mu = 1.5$	Inelástico $\mu = 2$	Inelástico $\mu = 3$	Inelástico $\mu = 4$	Inelástico $\mu = 6$
0.010	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
0.020	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
0.030	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
0.0303	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
0.040	1.197	1.118	1.075	1.022	0.989	0.946
0.050	1.382	1.223	1.138	1.040	0.980	0.905
0.060	1.555	1.316	1.194	1.055	0.973	0.873
0.070	1.718	1.400	1.242	1.068	0.967	0.846
0.080	1.873	1.477	1.286	1.079	0.962	0.824
0.090	2.022	1.549	1.326	1.089	0.957	0.805
0.100	2.164	1.616	1.362	1.099	0.953	0.788
0.110	2.302	1.679	1.396	1.107	0.950	0.773
0.120	2.435	1.739	1.428	1.114	0.946	0.760
0.125	2.500	1.768	1.443	1.118	0.945	0.754
0.150	2.500	1.768	1.443	1.118	0.945	0.754
0.200	2.500	1.768	1.443	1.118	0.945	0.754
0.250	2.500	1.768	1.443	1.118	0.945	0.754
0.300	2.500	1.768	1.443	1.118	0.945	0.754
0.386	2.500	1.768	1.443	1.118	0.945	0.754
0.421	2.500	1.768	1.443	1.118	0.945	0.690
0.449	2.500	1.768	1.443	1.118	0.885	0.647
0.450	2.500	1.768	1.443	1.117	0.884	0.646
0.495	2.500	1.768	1.443	1.014	0.803	0.587
0.500	2.500	1.768	1.430	1.005	0.796	0.582
0.534	2.500	1.768	1.339	0.941	0.745	0.545
0.600	2.500	1.573	1.192	0.838	0.663	0.485
0.600	2.500	1.573	1.192	0.838	0.663	0.485
0.800	1.875	1.180	0.894	0.628	0.497	0.363
1.000	1.500	0.944	0.715	0.503	0.398	0.291
1.100	1.364	0.858	0.650	0.457	0.362	0.264
1.200	1.250	0.787	0.596	0.419	0.332	0.242
1.300	1.154	0.726	0.550	0.387	0.306	0.224
1.400	1.071	0.674	0.511	0.359	0.284	0.208
1.500	1.000	0.629	0.477	0.335	0.265	0.194
2.000	0.750	0.472	0.357	0.251	0.199	0.145
2.500	0.600	0.378	0.286	0.201	0.159	0.116
2.682	0.559	0.352	0.267	0.187	0.148	0.108
3.000	0.500	0.315	0.238	0.166	0.133	0.087
3.111	0.482	0.303	0.230	0.162	0.128	0.081
3.415	0.439	0.276	0.209	0.147	0.106	0.067
3.785	0.396	0.249	0.189	0.120	0.086	0.054
3.907	0.384	0.242	0.177	0.112	0.081	0.051
3.930	0.379	0.240	0.175	0.111	0.080	0.050
4.000	0.366	0.232	0.169	0.107	0.077	0.049
5.000	0.234	0.148	0.108	0.069	0.050	0.031
6.000	0.163	0.103	0.075	0.048	0.034	0.022
7.000	0.120	0.076	0.055	0.035	0.025	0.016
8.000	0.092	0.058	0.042	0.027	0.019	0.012
9.000	0.072	0.046	0.033	0.021	0.015	0.010
10.000	0.059	0.037	0.027	0.017	0.012	0.008

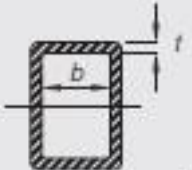
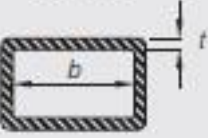
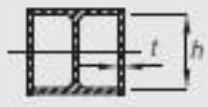
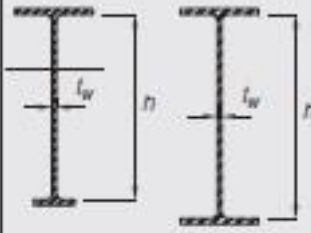

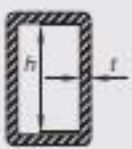
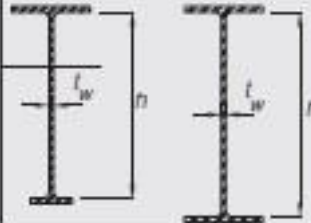
Anexo B. Conversión de FED (Factor espectral dinámico) en función de T a Sa Sd (Elaboración Propia)

T	FED $\mu=1.0$	FED $\mu=3.0$	Sd $\mu=1.0$	Sa $\mu=1.0$	Sd $\mu=3$	Sa $\mu=3$
0.01	1	1	8.9456E-06	3.5316	2.6837E-05	3.5316
0.02	1	1	3.5783E-05	3.5316	0.00010735	3.5316
0.03	1	1	8.0511E-05	3.5316	0.00024153	3.5316
0.0303	1	1	8.2129E-05	3.5316	0.00024639	3.5316
0.04	1.917	1.022	0.00027438	6.7700772	0.00043884	3.6092952
0.05	1.392	1.04	0.00031131	4.9159872	0.00069776	3.672864
0.06	1.555	1.055	0.00050078	5.491638	0.00101927	3.725838
0.07	1.718	1.068	0.00075306	6.0672888	0.00140443	3.7717488
0.08	1.873	1.079	0.00107233	6.6146868	0.00185325	3.8105964
0.09	2.022	1.089	0.00146514	7.1408952	0.00236726	3.8459124
0.1	2.164	1.099	0.00193584	7.6423824	0.00294938	3.8812284
0.11	2.302	1.107	0.00249174	8.1297432	0.00359473	3.9094812
0.12	2.435	1.114	0.0031367	8.599446	0.00430507	3.9342024
0.125	2.5	1.118	0.00349439	8.829	0.00468808	3.9483288
0.15	2.5	1.118	0.00503193	8.829	0.00675083	3.9483288
0.2	2.5	1.118	0.00894565	8.829	0.01200148	3.9483288
0.25	2.5	1.118	0.01397757	8.829	0.01875231	3.9483288
0.3	2.5	1.118	0.02012771	8.829	0.02700333	3.9483288
0.358	2.5	1.118	0.02866275	8.829	0.03845394	3.9483288
0.421	2.5	1.118	0.03963839	8.829	0.05317886	3.9483288
0.499	2.5	1.118	0.05568688	8.829	0.07470952	3.9483288
0.45	2.5	1.117	0.04528734	8.829	0.06070315	3.9447972
0.495	2.5	1.014	0.05479768	8.829	0.06667782	3.5810424
0.5	2.5	1.005	0.0559103	8.829	0.06742782	3.549258
0.534	2.5	0.941	0.06377263	8.829	0.07201205	3.3232356
0.6	2.5	0.838	0.08051083	8.829	0.08096169	2.9594808
0.6	2.5	0.838	0.08051083	8.829	0.08096169	2.9594808
0.8	1.875	0.628	0.10734777	6.62175	0.10786304	2.2178448
1	1.5	0.503	0.13418471	5.2974	0.13498982	1.7763948
1.1	1.364	0.457	0.14764254	4.8171024	0.14840024	1.6139412
1.2	1.25	0.419	0.16102165	4.4145	0.16192337	1.4797404
1.3	1.154	0.387	0.17446338	4.0754664	0.17552165	1.3667292
1.4	1.071	0.359	0.18778345	3.7823436	0.18883546	1.2678444
1.5	1	0.335	0.20127706	3.5316	0.20228345	1.183086
2	0.75	0.251	0.26836942	2.6487	0.2694429	0.8864316
2.5	0.6	0.201	0.33546177	2.11896	0.33713908	0.7098516
2.682	0.559	0.187	0.35970057	1.9741644	0.36098751	0.6604092
3	0.5	0.168	0.40255413	1.7658	0.40577456	0.5933088
3.11	0.482	0.162	0.4170418	1.7022312	0.42050273	0.5721192
3.415	0.439	0.147	0.45799181	1.5503724	0.46007833	0.5191452
3.785	0.396	0.12	0.50750313	1.3985136	0.46136648	0.423792

3.907	0.384	0.112	0.52436032	1.3561344	0.45881528	0.3955392
3.93	0.379	0.111	0.52364394	1.3384764	0.46008821	0.3920076
4	0.366	0.107	0.52385711	1.2925656	0.45944845	0.3778812
5	0.234	0.069	0.52332037	0.8263944	0.46293725	0.2436804
6	0.163	0.048	0.52493058	0.5756508	0.46374236	0.1695168
7	0.12	0.035	0.52600406	0.423792	0.46025355	0.123606
8	0.092	0.027	0.52671971	0.3249072	0.46374236	0.0953532
9	0.072	0.021	0.52171015	0.2542752	0.45649638	0.0741636
10	0.059	0.017	0.52779319	0.2083644	0.45622801	0.0600372

Anexo C. Tabla 10.6 CSCR-10 (p. 10/15 y 10/16)

Tipo de elemento	Razón de esbeltez	Razón de esbeltez máxima		Ejemplo
		λ_{nd} Elementos con ductilidad óptima	λ_{nd} Elementos con ductilidad moderada	
Elementos sin rigidizar Alas de secciones "I", canales o secciones "T" laminadas y secciones "I" soldadas a base de placas Alas de angulares simples o alas de angulares dobles con separadores Alas de angulares doble en contacto continuo	b/t	$0.30 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

Elementos rigidizados	Paredes de tubos rectangulares HSS	b/t			
	Alas de secciones "I" convertidas en sección rectangular y paredes de secciones tipo cajón soldadas a base de placas	b/t			
	Placas laterales de secciones "I" convertidas en secciones rectangulares y paredes de secciones tipo cajón soldadas a base de placas utilizadas como riostras diagonales	h/t	$0.55 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.64 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Elementos rigidizados	Almas de secciones "I" laminadas y almas de secciones "I" soldadas a base de placas utilizadas como vigas o columnas	h/t_w	Para $C_s \leq 0.125$ $2.45 \sqrt{E/F_y} (1 - 0.83C_s)$	Para $C_s \leq 0.125$ $3.76 \sqrt{E/F_y} (1 - 2.75C_s)$	
	Placas laterales de secciones "I" convertidas en secciones rectangulares utilizadas como vigas o columnas	h/t	Para $C_s > 0.125$ $0.77 \sqrt{E/F_y} (2.93 - C_s)$ $\geq 1.49 \sqrt{E/F_y}$	Para $C_s > 0.125$ $1.12 \sqrt{E/F_y} (2.33 - C_s)$ $\geq 1.49 \sqrt{E/F_y}$	
	Almas de secciones tipo cajón soldadas a base de placas utilizados como vigas o columnas	h/t	Donde: $C_s = \frac{P_u}{\phi_s P_y}$	Donde: $C_s = \frac{P_u}{\phi_s P_y}$	
Elementos rigidizados	Almas de secciones "I" laminadas o soldadas a base de placas utilizadas como riostras diagonales	h/t_w	$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	Paredes de tubos circulares tipo HSS	D/t	$0.038 \frac{E}{F_y}$	$0.044 \frac{E}{F_y}^{(*)}$	