



BUAP

**BENEMÉRITA UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE
PUEBLA**

Facultad de Ingeniería

Secretaría de Investigación Estudios de Posgrado

**Marcos especiales resistentes a momento con
ACI318-19 y comparativa con NTC-17**

TESIS

Que para obtener el grado de
**MAESTRO EN INGENIERÍA CON OPCIÓN TERMINAL
EN ESTRUCTURAS**

Presenta:

FERNANDO LEÓN ROMERO

Asesor de tesis:

M.I. MARTÍN CASTILLO FLORES

Puebla, Pue.

Julio 2021



BUAP

Oficio No. SIEP/0887/2021

C. Fernando León Romero

Matrícula 219470110

Pasante de la Maestría en Ingeniería

con opción terminal en Estructuras

Facultad de Ingeniería, BUAP.

Presente

Por medio del presente, el suscrito M.I. Angel Cecilio Guerrero Zamora, Director de la Facultad de Ingeniería, de acuerdo con su solicitud de aprobación de Tema de Tesis, le autoriza desarrollar el tema titulado: **Marcos especiales resistentes a momento con ACI 318-19 y comparativa con NTC-17**, para obtener el grado de Maestro en Ingeniería con opción terminal en Estructuras, asignándose como Director al M. I. Martín Castillo Flores.

Sin otro particular de momento, reciba un cordial saludo.

Atentamente

"Pensar bien, para vivir mejor"
H. Puebla de Zaragoza, a los 27 de 2021.

M.I. Angel Cecilio Guerrero Zamora
Director



C.c.p. M.I. Martín Castillo Flores, Director del Tema de Tesis

C.c.p. Archivo

AEPS/JPHT/sco*

Facultad
de Ingeniería

Blvd. Valsequillo y Av. San Claudio
s/n, edif. ING 4, Col. San Manuel,
Ciudad Universitaria,
Puebla, Pue. C.P. 72570
222 229 55 00 Ext. 7610

Agradecimientos

Agradezco a mis profesores que me han proporcionado su conocimiento y han ampliado el panorama en esta hermosa profesión que es la Ingeniería.

También agradezco a mi familia y a la que considero mi segunda familia, formada por el Ing. Odilon y su esposa, la Ing. Juana María. Extiendo el agradecimiento a mis amigos, que al igual que mis dos familias, han estado en los momentos de satisfacción y dificultades en el transcurso de esta aventura llamada maestría.

Índice

Resumen.....	1
Abstract	2
Introducción	3
CAPÍTULO I. ANTECEDENTES	7
I.1 Antecedentes históricos del concreto y del concreto reforzado	7
I.2 Primeras regulaciones sismorresistentes.....	8
I.3 Referencia histórica del concepto de ductilidad en el proyecto de estructuras	9
I.4 Ventajas del concreto reforzado.	10
I.5 Desventajas del concreto reforzado	11
I.6 Propiedades del concreto reforzado	11
I.6.1 Resistencia a la compresión.....	11
I.6.2 Módulo estático de elasticidad.....	13
I.6.3 Fluencia Plástica.....	13
I.6.4 Resistencia a la tensión.....	13
I.6.5 Acero de refuerzo	14
I.6.6 Grados del acero de refuerzo	14
I.7 Concreto Confinado.....	15
I.8 Ductilidad.....	17
I.9 Sistemas estructurales.....	17
I.10 Factores y ejemplos del Comportamiento Dúctil en estructuras de Concreto reforzado	18
CAPÍTULO II. NORMATIVIDAD Y METODOLOGÍA	22
II.1 Métodos a emplear	22
II.2 Ventajas del diseño por resistencia.....	23
II.3 Seguridad Estructural	23
II.4 Diseño de estructuras por ductilidad por ACI 318	24
II.4.1 Vigas de pórticos especiales a momento (ACI 318-19, 18.6):.....	24
II.4.2 Columnas de pórticos especiales resistentes a momento.....	28

II.5 Metodología a Emplear	33
CAPÍTULO III. DESARROLLO DE PROYECTO.....	34
III.1 Planteamiento analítico.....	34
III.2 Elemento a Estudiar: Trabes, columnas y nudos.	34
III.3 Diferencias entre las ACI en las especificaciones sobre Trabes y Columnas.	36
III.3.1 Diferencias entre las ACI en las especificaciones sobre Trabes.....	47
III.3.2 Diferencias entre las ACI318 y NTC.....	48
III.4 Descripción del modelo de edificación	49
III. 5 Criterios de análisis y diseño estructural	50
Especificaciones	50
CAPÍTULO IV. ANÁLISIS Y VALIDACIÓN DE LOS RESULTADOS.....	52
IV.1 Análisis y Validación de los resultados	52
IV.2 Análisis de trabes de marcos especiales resistentes a momento.....	52
IV.3 Columnas de marcos especiales resistentes a momento	60
CONCLUSIÓN.....	86
RECOMENDACIONES.....	87
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	88

Resumen

El trabajo realizado en esta tesis es una comparación entre dos normativas (NTC-México y ACI-318-Estados Unidos) en el diseño de elementos de concreto, específicamente en el apartado de estructuras sismorresistentes con ductilidades altas. Asimismo, se da a conocer la metodología de cómo se obtienen los valores para el diseño por ductilidades altas.

Para realizar el primer punto, la comparativa, se crearon tablas que contrastan las diferentes actualizaciones de las normativas ACI-318, las cuales fueron: la 2002, 2005, 2008, 2011, 2014 y 2019. Se pudo observar, con relación a este primer punto, que en México la investigación que se ha realizado partiendo de las normativas NTC-04 a la 2017, no ha variado de manera significativa comparándola con las ACI-318.

Para alcanzar el segundo punto, se desarrolló un ejemplo paso a paso, tomando como base la normativa ACI-318-19. Utilizando para dicho ejercicio hojas de cálculo del programa Mathcad, Excel (Diin 3.0) y utilizando como software de comparación de resultados, ETABS. Así, en este punto, se da conocer la obtención de fuerzas de diseño para un detallado de ductilidades altas.

Abstract

The work carried out in this thesis is a comparison between two regulations (NTC-Mexico and ACI-318-United States) in the design of concrete elements, specifically in the section of earthquake-resistant structures with high ductility. Likewise, the methodology of how the values for the design by high ductility are obtained is disclosed.

To make the first point, the comparison, tables were created that contrast the different updates of the ACI-318 regulations, which were: 2002, 2005, 2008, 2011, 2014 and 2019. It was possible to observe, in relation to this first point, that in Mexico the investigation that has been carried out based on the NTC-04 regulations to 2017, has not varied significantly compared to the ACI-318.

To reach the second point, a step-by-step example was developed, based on the ACI-318-19 standard. Using for this exercise spreadsheets from the Mathcad program, Excel (Diin 3.0) and using ETABS as results comparison software. Thus, at this point, the obtaining of design forces for high ductility detailing is disclosed.

Introducción

Los sismos son procesos naturales e impredecibles. Ellos han estado en la conformación de los continentes, de montañas, volcanes y otros tantos procesos que estudia la geología. Los sismos han existido antes del ser humano, es por ello que no podemos hablar de desastre natural, sino de un fenómeno natural que provoca un desastre social. Y es esa relación entre un fenómeno natural y los asentamientos humanos en lugares de alta sismicidad lo que interesa en esta tesis.

Desde la existencia del ser humano, los sismos tienen una relación histórica de desastres sociales a causa de asentamientos en lugares con una alta sismicidad. Es claro que no se puede hacer algo para evitar los sismos, pero desde la mirada de la ingeniería estructural es posible generar soluciones para que esos desastres sociales y estructurales sean mínimos.

En los pocos registros existentes de épocas antiguas se puede interpretar que la relación con los sismos podía deberse a una causa mítica. Lo cual provocaba que no existiera un proceso de investigación sobre dicho fenómeno natural. Aún sin esas investigaciones como actualmente se realizan, existen registros desde civilizaciones antiguas como China, Japón hasta los mayas que hablan de lo que actualmente conocemos como sismos.

Algo que es interesante sobre dichas civilizaciones y desde la mirada de la ingeniería estructural, es el material con que estaban construidas las casas de los asentamientos humanos. Muchas de ellas estaban construidas con madera, de barro, de adobe, carrizos, palma, entre otros materiales que consideraban adecuados para la construcción de sus casas. Estas estructuras servían la mayoría de veces para protegerse de animales o del mal clima. Pero no contemplaban los sismos como amenazas de lo cual sus casas podrían ser resistentes. La evolución de los asentamientos y la construcción de grandes estructuras a causa del desarrollo tecnológico y las herramientas para construirlas, dieron un giro radical en la relación entre las estructuras construidas por el ser humano y los lugares de alta sismicidad; dicho de otra manera, una relación entre los sismos y el ser humano.

Dando un salto histórico importante, en esta relación humano-sismo, la curiosidad del ser humano lo llevo a realizar investigaciones sobre los movimientos telúricos que se han presentado como grandes desastres que muchas sociedades han vivido. Lo cual lo llevó al desarrollo de una tecnología que pudiera delimitar zonas de riesgo sísmico.

Uno de los países que tiene zonas sísmicas importantes, es: México. México está situado en el cinturón circunpacífico donde se concentra una de las mayores actividades sísmicas del planeta, esto debido a la interacción entre placas: la de Norteamérica, la placa de Cocos, la del Pacífico, la de Rivera y la del Caribe. Aunado a esto, existen fallas locales dentro de los diferentes estados que conforman al país. La placa de Rivera y la de Cocos en su proceso de subducción con la placa de Norteamérica y del Caribe, son las que generan mayor sismicidad en el país, afectando a estados cercanos a estas fallas geológicas.

De acuerdo con el Servicio Sismológico Nacional (2021), México participó en una reunión que tuvo lugar en Francia con el fin de crear la Asociación Sismológica Internacional. En dicha reunión estuvieron presentes 18 países. Los acuerdos a los que se llegaron, propiciaron a que México construyera su primera estación sismológica en Tacubaya en 1910, la cual iba a ser punto de partida para la primera red sismológica en el país, ya que entre 1910 y 1923, se colocaron 8 estaciones más en otros estados conformando la red.

Desde la mirada de la ingeniería estructural se ha ido creando reglamentos, códigos y manuales que intentan garantizar de manera mínima la seguridad de las personas y reducir costos de los desastres sociales, generados por un fenómeno natural como lo es el sismo. Estos manuales nos indican las resistencias, los materiales, la estructuración y las deformaciones permitidas para alcanzar objetivos deseables en la construcción de inmuebles.

La reglamentación de uno de los materiales más comunes en la construcción es el concreto, esto gracias a la versatilidad en su uso en el campo laboral. Es por eso que es uno de los más estudiados y en el que se han desarrollado importantes avances tecnológicos. Dentro de las investigaciones que se conocen, se logró entender el funcionamiento del concreto reforzado y su confinamiento, haciéndolo un material dúctil para la construcción de edificaciones de gran tamaño.

El concreto como material dúctil nos lleva a tener un cuidado especial porque al ser usado en obra existen varios factores que afectan la calidad de la estructura, como lo son: el factor humano, el factor clima y el mismo material. Dicho esto, el diseñador debe tomar en cuenta todos estos factores en el diseño y las normas de construcción vigentes, para que la información que se presenta en planos sea la más adecuada para la construcción.

De acuerdo con las normas de construcción vigentes, los códigos más utilizados en México para la construcción es el Reglamento de construcciones para el Distrito Federal y sus Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTC) y, debido a la cercanía con Estados Unidos, se utiliza el reglamento para concreto estructural del American Concrete Institute-318 (ACI-318).

Esta tesis hace una comparación entre dichas normas que buscan la seguridad estructural en los elementos de concreto reforzado en zonas con una alta sismicidad. Se pretende que con dichas normas el diseñador busque el comportamiento adecuado y deseado de la estructura para cuando se presente un evento sísmico de gran magnitud. La estructura diseñada se debe comportar de acuerdo como fue proyectada. Estas dos etapas, la primera, que es el diseño, debe empatar con la segunda, que es la estructura cuando ya es demandada por las acciones sísmicas.

La tesis está estructurada de la siguiente forma:

En el Capítulo 1 se abordan los antecedentes históricos del concreto y de la ductilidad. Así como sus regulaciones sísmicas en normativas o reglamentos. También se menciona al concreto como material, sus características mecánicas, ventajas y desventajas en su uso. Se muestran ejemplos de las fallas de un mal comportamiento de los elementos de concreto. Y se habla de los sistemas estructurales, entre ellos el de interés, que son los marcos de concreto reforzado.

En el Capítulo dos, se abordan las normativas a utilizar que son las NTC para el diseño y construcción de estructuras de concreto y los requisitos de reglamento para concreto estructural de las ACI-318. Estas dos normativas se estudian en su versión vigente, en el caso de las NTC es la del 2017 y las ACI-318 las del 2019. Asimismo, se menciona la metodología que se implementará en esta tesis.

El desarrollo del proyecto y el planteamiento analítico, se plantean en el Capítulo 3. En este capítulo se habla de los elementos involucrados en este estudio, que son: columnas, trabes y nudos. Se realiza la comparativa a través del tiempo de la normativa ACI-318, en sus diferentes actualizaciones, mostrando las diferencias puntuales entre ellas. Incluimos los primeros datos de análisis para el desarrollo cuantitativo de los marcos especiales resistentes a momento.

El análisis y validación de resultados en el que se muestra el desarrollo de un ejemplo numérico calculado de manera manual mediante hojas de cálculo y software de columnas de la Facultad de Ingeniería de la Benemérita Universidad Autónoma de Puebla. Esto conforma el Capítulo 4 de esta tesis.

El último capítulo está basado en las conclusiones y observaciones que se construyeron en la realización de este trabajo de estudio. Esta tesis realiza la comparativa entre una norma nacional e internacional y tiene como objetivo principal dar a conocer el detallado por ductilidades altas a ingenieros de la práctica y estudiantes.

Capítulo I. Antecedentes

El tema que se desarrollará en este capítulo es la revisión de los antecedentes históricos que influyen en la proyección de estructuras de concreto reforzado y su adecuación a las demandas solicitadas para garantizar un comportamiento sísmico satisfactorio. Estos antecedentes nos permitirán conocer cómo ha sido el cambio a través del tiempo para dicha proyección en las estructuras de concreto reforzado.

Uno de los fenómenos naturales que provocan mayores catástrofes sociales son los sismos. Es por ello que se han realizado investigaciones sobre el comportamiento de las estructuras en zonas sísmicas. Por lo tanto, es menester conocer cómo ha ido transformándose el diseño de dichas estructuras:

El comportamiento sísmico de las estructuras de concreto reforzado ha sido analizado e investigado más que cualquier otro tipo de material. No hay duda, que esto es debido, por una parte, a su uso extendido y por otra parte a la dificultad de dotarle de una cierta ductilidad, que le permita un comportamiento adecuado durante un movimiento sísmico severo (Bonnett, 2003, p. 131).

I.1 Antecedentes históricos del concreto y del concreto reforzado

Los primeros usos del concreto no se conocen con certeza. Los registros existentes de los primeros usos se les atribuyen a los franceses: Francois Le Brun, Joseph Lambot y Joseph Monier. De acuerdo con McCormac y Brown (2011): Le Brun, en 1832, construyó utilizando concreto: una casa, una escuela y una iglesia. Por su parte, con el mismo material, aproximadamente por 1850, Lambot construyó una embarcación de concreto, sirviéndose de otros materiales. Pero a quien se le adjudica la invención del concreto reforzado es a: Monier. Quién recibiría, en 1867, “una patente para la construcción de tinajas o receptáculos y depósitos de concreto, reforzados con una malla de alambre de hierro” (McCormac y Brown, 2011, p. 4).

Por otro lado, se encuentra Francois Coignet, quien construyó estructuras simples de concreto reforzado y desarrolló métodos básicos de diseño. En 1861 publicó un libro donde presentó un buen número de aplicaciones y fue la primera persona en darse cuenta

que adicionar demasiada agua a la mezcla reducía considerablemente la resistencia del concreto. Otros europeos que experimentaron con el concreto reforzado en sus etapas iniciales fueron los ingleses William Fairbairn y William B. Wilkinson, el alemán G.A. Wayss y otro francés, François Hennebique (Staub, 1964).

Thaddeus Hyatt, de nacionalidad americana, fue probablemente, el primero en analizar correctamente los esfuerzos en una viga de concreto reforzado. En 1877 publicó un libro de sólo 28 páginas titulado: *An Account of Some Experiments with Portland Cement Concrete, Combined with Iron as a Building Material*. En este libro elogió el uso del concreto reforzado. Hyatt puso mucho énfasis en la alta resistencia del concreto al fuego (Kirby, 1932).

E.L. Ransome, de San Francisco, de acuerdo con algunos archivos, usó concreto reforzado en los primeros años de la década de 1870 y fue el inventor de las varillas corrugadas (o retorcidas), para las que obtuvo una patente en 1884. En 1890, construyó el museo Leland Stanford Jr., que tiene la singularidad de ser un edificio de concreto reforzado, el cual sufrió pocos daños en el sismo de 1906 y el incendio que posteriormente resultó.

I.2 Primeras regulaciones sismorresistentes

Desde 1900 a 1910, el desarrollo y uso del concreto reforzado ha sido muy rápido (McCormac, 2017). Entre 1920 y 1930 se realizaron importantes avances en la colocación del concreto. Lo que permitió regulaciones normativas que se reflejaron en una mejor práctica en la utilización del concreto. Se examinó y revisó el comportamiento real de las primeras estructuras de concreto reforzado, para mejorar los errores cometidos en el pasado. Se tiene evidencia de que, en esta década, en el estado de California y en Japón, los sistemas estructurales se comienzan a proyectar para resistir fuerzas laterales calculadas como un porcentaje del peso total de la estructura (Barbat, Vielma y Oller, 2007).

Para los años comprendidos entre 1930 y 1950 los avances fueron exiguos debido a las problemáticas económicas y sociales. En el periodo de 1950 y 1960 se introduce el uso de armaduras dobladas y corrugadas en lugar de lisas. Los edificios en esta época eran particularmente flexibles y con problemas de confinamiento en las columnas, los nudos y

en las zonas de articulaciones plásticas en trabes. Dicha estructura de los edificios no era adecuada para soportar sismos (Barbat, Vielma y Oller, 2007).

Barbat, Vielma y Oller (2007), mencionan que en esta misma década, se comienzan a desarrollar las normas modernas para diseño: sismorresistente. Se introduce el término de: **diseño por ductilidad**, lo que lleva a la revisión de las conexiones de columnas y vigas, dando como resultado la falta de ductilidad en los primeros edificios de concreto reforzado. Se señalan defectos en la configuración estructural, tales como los originados por deficiencias en la transmisión vertical de cargas, alturas variables de entrepisos, efectos de columna corta, columna débil-trabe fuerte, y problemas por conexiones inadecuadas.

En la década de 1960 a 1970, se consolida el uso del concreto reforzado. Pero la aplicación normativa se centra en zonas de gran actividad sísmica o a estructuras cuya importancia lo requiera. Se publican descripciones gráficas del detallado por ductilidad de los elementos con carencias en los códigos de reglamentación (Barbat, Vielma y Oller, 2007).

I.3 Referencia histórica del concepto de ductilidad en el proyecto de estructuras

Debido a que muchas ciudades están en territorio sísmico es necesario considerar fuerzas sísmicas en el diseño de todos los tipos de estructuras. Esto con el fin de evitar la pérdida de vidas humanas y pérdidas económicas por daños a las propiedades. Tomando esto en cuenta, se podría desarrollar mayor tecnología y práctica al momento de diseñar y construir las futuras estructuras.

Entre 1970 y 1980 se obtuvieron grandes avances gracias a la revisión del comportamiento de las estructuras dañadas por terremotos. Las normativas exigieron un diseño más dúctil, no únicamente a elementos sino a la respuesta global de la estructura. Se implementó el uso de estribos en elementos para evitar las fallas cortantes, así como el diseño de columna fuerte-trabe débil.

A partir de 1990, las mejoras han sido constantes debido a las consecuencias que han dejado sismos importantes como los ocurridos en México en los años de 1985, 1999 y 2017 o el sismo de 1988 en Armenia o el que tuvo lugar en Loma Prieta en año de 1989.

Asimismo, los sismos que acontecieron en Northridge, California en 1994 y en Kobe, Japón en 1995. Estos fenómenos naturales, que provocaron desastres sociales, económicos y pérdidas humanas, permitieron revisar la eficiencia de las estructuras de concreto reforzado que ya habían sido proyectadas para un comportamiento dúctil. Las modificaciones en las normativas que se destacan son: *el incremento del cortante en la base, el incremento de las dimensiones mínimas de las secciones de los elementos estructurales y la limitación de las cuantías de acero* (Barbat, Vielma y Oller, 2007).

I.4 Ventajas del concreto reforzado.

El concreto es uno de los materiales más importantes en el sector de la construcción. Puede usarse en casi todo tipo de estructuras. Dichas estructuras pueden ser: edificios, puentes, pavimentos, presas, muros de contención, túneles, drenajes e irrigación, tanques, etc.

Su éxito puede entenderse gracias a sus grandes ventajas, esto tomando como punto de referencia a McCormac (2017), podemos indicar las siguientes:

1. Tener una resistencia considerable a la compresión por unidad de costo comparado con otros materiales.
2. Tener una gran resistencia a las acciones del fuego y el agua.
3. Las estructuras de concreto son muy rígidas.
4. Requieren de poco mantenimiento.
5. Tener una larga vida de servicio.
6. Son un material económico disponible para cimentaciones.
7. Su maleabilidad en estado fresco.
8. En muchas regiones, el concreto aprovecha la existencia de materiales locales baratos (arena, grava, arena y agua) y requiere cantidades relativamente pequeñas de cemento y acero de refuerzo.
9. Se requiere mano de obra de baja calificación para su montaje.
10. Puede combinarse con otros materiales estructurales.

I.5 Desventajas del concreto reforzado

Para utilizar el concreto con éxito, el proyectista debe estar completamente familiarizado con sus puntos débiles y no sólo con sus puntos fuertes. Algunas de sus desventajas, apoyándonos en McCormac (2017), son las siguientes:

1. Tiene muy baja resistencia a la tensión.
2. Se requieren cimbras para mantener el concreto en posición hasta que endurezca lo suficiente. Además, requiere obras falsas o apuntalamientos para apoyar la cimbra de techos, muros, pisos y estructuras similares.
3. La baja resistencia por unidad de peso de concreto conduce a miembros pesados y relativamente grandes.
4. Las propiedades del concreto varían ampliamente debido a las modificaciones en su porción y mezclado.
5. Baja ductilidad

I.6 Propiedades del concreto reforzado

I.6.1 Resistencia a la compresión

La resistencia a la compresión es la característica mecánica principal del concreto, denominada f'_c . Este es el esfuerzo unitario de compresión utilizando en el diseño estructural, y se expresa en términos de esfuerzo, generalmente en kg/cm^2 , MPa y con alguna frecuencia en libras por pulgada cuadrada (psi) (Parker, 2008) del concreto f'_c se determina por medio de pruebas que consiste en llevar a la falla cilindros de concreto de 6 pulgadas por 12 pulgadas de diámetro a la edad de 28 días en un laboratorio y a una velocidad especificada de carga. Durante el periodo de 28 días los cilindros suelen mantenerse sumergidos en agua o en un local con una temperatura y humedad constante de 100%. Aunque existen concretos con resistencias últimas a los 28 días que van de 17 MPa hasta 68 MPa a 137 MPa, la mayoría de los concretos usados en la práctica tienen una resistencia de entre 20 y 48 MPa. Para aplicaciones comunes se usan concretos de 20 y 27 MPa, mientras que en la construcción presforzada se emplean los de 35 y 40 MPa. Para ciertas aplicaciones, como en columnas de pisos inferiores de edificios altos, se han

utilizado concretos con resistencia de hasta 60 o 68 MPa los cuales son suministrados por empresas de concreto premezclado. Como consecuencia, el uso de estos concretos de alta resistencia se hace cada vez más común (McCormac, 2017).

Las curvas de esfuerzo-deformación unitaria de la Figura 1 representan los resultados obtenidos en pruebas de compresión en cilindros estándares de resistencias variables a los 28 días. El estudio de estas curvas es menester realizarlo con detalle, porque estarán mostrando información a la que hay que poner atención. Por ello McCormac (2017) indica:

- a) Las curvas son aproximadamente rectas, mientras la carga crece de cero a poco más o menos de un tercio a un medio de la resistencia última del concreto.
- b) Más allá de este intervalo, el comportamiento del concreto es no lineal. La falta de linealidad de las curvas esfuerzo-deformación unitaria del concreto a esfuerzos mayores ocasiona algunos problemas en el análisis estructural de las estructuras de concreto porque el comportamiento de éstas tampoco es lineal bajo esfuerzos mayores.

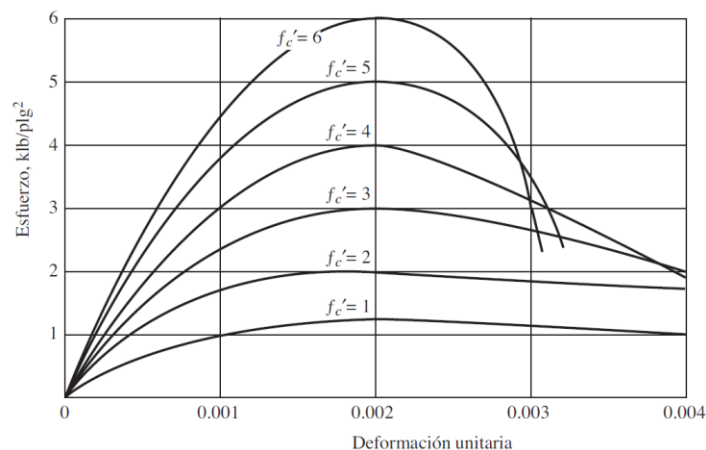


Figura 1. Curva esfuerzo-deformación unitaria típica del concreto, con carga a corto plazo (McCormac, 2017, p. 11)

- c) Es de particular importancia el hecho de que todos los concretos, independientemente de sus resistencias, alcanzan sus resistencias últimas bajo deformaciones unitarias de aproximadamente 0.002.

- d) El concreto no tiene una resistencia a la fluencia plástica definida; más bien, las curvas se comportan suavemente hasta sus puntos de ruptura bajo deformaciones unitarias de entre 0.003 y 0.004.
- e) Muchas pruebas han mostrado claramente que las curvas esfuerzo-deformación unitaria de los cilindros de concreto son casi idénticas con las obtenidas en los lados de compresión de vigas
- f) Debe observarse además que los concretos de bajo grado son menos frágiles que los de grado alto, o sea, que mostrarán deformaciones unitarias mayores antes de romperse. (p. 11)

I.6.2 Módulo estático de elasticidad

El módulo de elasticidad, E_c , es en realidad un módulo por secante con la línea (cuya pendiente es igual al módulo) trazada del origen a un punto sobre la curva esfuerzo-deformación que corresponde aproximadamente al esfuerzo ($0.5 f'_c$). Para concretos de peso normal (aproximadamente 23 MPa), E_c , se define como:

$$E_c = 4700\sqrt{f'_c} \text{ MPa} \quad (\text{Paulay y Priestley, 1992, p. 96})$$

I.6.3 Fluencia Plástica

Bajo cargas de compresión sostenidas, el concreto continuará deformándose durante largos periodos. Después de que ocurre la deformación inicial, la deformación adicional se llama fluencia plástica. Si se aplica una carga de compresión a un miembro de concreto, se presenta un acortamiento inmediato o instantáneo elástico. Si la carga se deja en su lugar por mucho tiempo, el miembro continuará acortándose en el transcurrir de los años y la deformación final, usualmente, será aproximadamente dos o tres veces la deformación inicial (McCormac, 2017).

I.6.4 Resistencia a la tensión

Paulay y Priestley (1992), definen la resistencia a la tensión del concreto:

La contribución de la resistencia a la tensión del concreto a la resistencia confiable de los miembros bajo acción sísmica debe ignorarse, debido a su naturaleza variable

y la posible influencia de la contracción o el agrietamiento inducido por el movimiento. Sin embargo, puede ser necesario estimar la tensión del miembro o el comportamiento de flexión al inicio de la fisuración para asegurar en ciertos casos que no se exceda la capacidad de la sección reforzada en tensión. Para este propósito, se pueden asumir los siguientes valores conservadoramente altos para la resistencia a la tracción:

$$\text{Concreto en tensión directa: } f'_t = 0.5\sqrt{f'_c} \text{ MPa}$$

$$\text{Concreto en tensión de flexión: } f'_t = 0.75\sqrt{f'_c} \text{ MPa} \quad (\text{p. 98}).$$

I.6.5 Acero de refuerzo

La principal fuente de ductilidad de las estructuras de concreto reforzado reside en la gran capacidad del acero para resistir ciclos repetitivos de cargas, sin una disminución significativa de su resistencia, aún cuando se encuentra a niveles muy altos de deformación.

El refuerzo utilizado en las estructuras de concreto puede ser en forma de varillas o de malla soldada de alambre que se fabrica tanto en acero laminado en caliente como de acero forjado en frío. Las varillas pueden ser lisas o corrugadas. Las varillas corrugadas, que tienen protuberancias en su superficie aumentan su adherencia entre el concreto y el acero, esto hace que sean las que con mayor frecuencia se usen en las aplicaciones. (González Cuevas, 2005)

I.6.6 Grados del acero de refuerzo

Generalmente el tipo de acero se caracteriza por el límite o esfuerzo de fluencia, este límite se aprecia en las curvas esfuerzo-deformación. Existen varios tipos de refuerzo con designación de la ASTM, estos aceros están disponibles en grados diferentes, como: 40 (275 MPa), 50 (345 MPa), 60 (420 MPa), 75 (517 MPa), 80 (550 MPa). Sin embargo debido al costo similar entre el grado 40 y 60 es más común utilizar el grado 60 en el diseño del concreto reforzado. En aceros con resistencia mayor a 60 se tendrán que revisar las normas establecidas para el cálculo de diseño (McCormac, 2017).

I.7 Concreto Confinado

El confinamiento del concreto se logra mediante el uso de acero de refuerzo transversal que, por lo general, tiene forma de hélices o estribos de acero, que están espaciado a una cierta distancia (Bonett, 2003). Por su parte, definiendo más el confinamiento del concreto, Paulay y Priestley (1992), nos señalan en su libro: *Seismic Design Of Reinforced Concrete And Masonry Buildings*, que el **Efecto de confinamiento del refuerzo transversal**, es necesario porque:

En muchos casos, la deformación por compresión última del concreto no confinado es inadecuada para permitir que la estructura alcance el nivel de ductilidad de diseño sin un gran desprendimiento del concreto de recubrimiento. A menos que se proporcione un refuerzo transversal adecuado para confinar el concreto comprimido dentro de la región del núcleo y para evitar el pandeo del refuerzo de compresión longitudinal, puede ocurrir una falla. Particularmente susceptibles son las posibles regiones de articulaciones plásticas en elementos que soportan una carga axial significativa, como las columnas en la base de los marcos de los edificios, donde deben ocurrir deformaciones inelásticas para desarrollar un mecanismo de articulación completo, incluso cuando el diseño se basa en la filosofía viga débil / columna fuerte. (pp. 98-99)

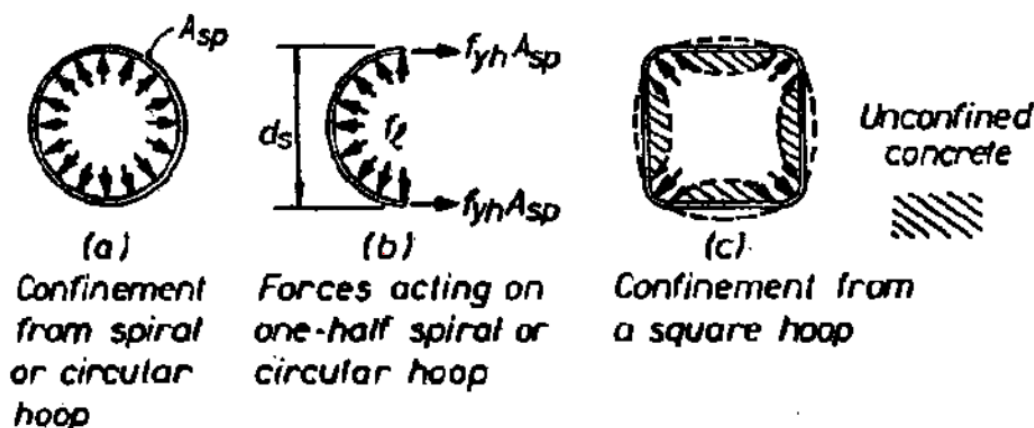


Figura 2. Confinamiento de Concreto por estribos Circulares y Cuadrados (Paulay y Priestley, 1992, p. 99)

Lo que se busca con el refuerzo transversal, en trabajo conjunto con el refuerzo longitudinal, es reducir la expansión del concreto en forma lateral, lo que permitirá que la

zona de compresión sostenga tensiones de mayor magnitud y, lo más importante, restringir las deformaciones de compresión que sean mucho más altas antes de que ocurra la falla (Paulay y Priestley, 1992). En la Figura 2, nos muestran dos diferentes estribos de confinamiento: el circular o espiral y el cuadrado o rectangular. Donde el estribo circular, de acuerdo con Paulay y Priestley: “debido a su forma, se colocan en tensión de estribo por el concreto en expansión y, por lo tanto, proporcionan una carga lineal de confinamiento continua alrededor de la circunferencia” (p. 99). Y los estribos cuadrados, “sólo tienen reacciones de confinamiento completas cerca de las esquinas de los estribos” (Paulay y Priestley, 1992, p. 99), ya que la presión del concreto que ejerce contra los lados de los estribos tiende a doblarlos hacia afuera. Para evitar eso y que el mejoramiento de los estribos cuadrados o rectangulares sea significativo, Paulay y Priestley (1992), señalan que: “El confinamiento proporcionado por los estribos cuadrados o rectangulares se puede mejorar significativamente mediante el uso de estribos superpuestos o estribos con grapas, lo que da como resultado que varias ramas crucen la sección (pp. 99-100). El mejor confinamiento resulta de la utilización de diversas patas de barra transversal. Esto queda ilustrado en la figura 3:

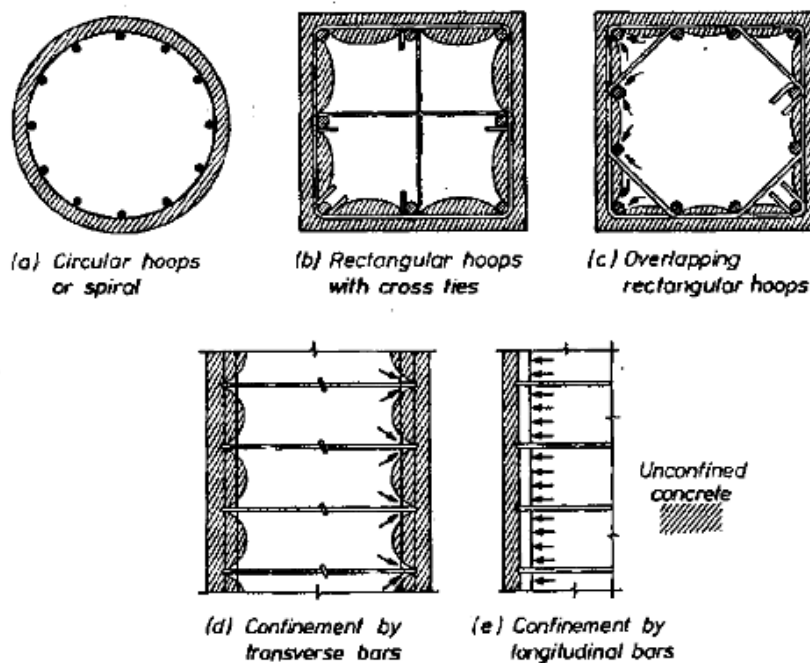


Figura 3. Confinamiento de secciones de pilares mediante armaduras transversales y longitudinales (Paulay y Priestley, 1992, p. 100)

I.8 Ductilidad

Otra práctica que se busca en el diseño de estructuras resistentes a momento, es la ductilidad. El concepto de ductilidad es un concepto operativo que busca minimizar los daños mayores en edificios, asegurando su supervivencia. Cuando existen fuerzas laterales, dichos edificios de resistencia moderada, deben ser capaces de soportar las deformaciones que impone un gran sismo. “Esta habilidad de la estructura o de su estructura, o de los materiales utilizados para oponer resistencia en el dominio inelástico de respuesta, se describe con el término general de **ductilidad** (Paulay y Priestley, 1992, p. 12)”.

La ductilidad incluye: “la capacidad de soportar grandes deformaciones y la capacidad de absorber energía por comportamiento histerético (Paulay y Priestley, 1992, p. 12)”. Esta búsqueda de que los elementos de una estructura sean dúctiles es una propiedad que los proyectistas tienen que tener en sus edificaciones cuando están ubicadas en zonas de alta sismicidad.

Así, esta propiedad de las estructuras de ser inelásticas durante un sismo que provoca movimientos y sacudidas severas, es lo que determina su ductilidad y la relación con otros elementos de la estructura: “El término ductilidad define la capacidad de una estructura y componentes estructurales seleccionados para deformarse más allá de los límites elásticos sin una resistencia excesiva o una degradación de la rigidez (Paulay y Priestley, 1992, p. 135)”.

I.9 Sistemas estructurales

Respecto a los sistemas estructurales, retomando nuevamente a Paulay y Priestley (1992), nos señalan tres sistemas: de marcos, de muros y el sistema dual:

Sistemas de marcos estructurales Las estructuras de edificios de concreto reforzado de varios pisos a menudo constan de marcos. Las vigas, los pisos de soporte y las columnas son continuas y se unen en nodos, a menudo llamados uniones "rígidas". Dichos marcos pueden soportar fácilmente cargas de gravedad al tiempo que brindan una resistencia adecuada a las fuerzas horizontales, actuando en cualquier dirección.

Sistemas de muros estructurales Cuando los requisitos funcionales lo permitan. La resistencia a las fuerzas laterales puede asignarse íntegramente a los muros estructurales, utilizando concreto reforzado o mampostería. Los efectos de la carga de gravedad en tales muros rara vez son significativos y no controlan el diseño. Por lo general, también hay otros elementos dentro de un edificio de este tipo, que están asignados para transportar solo cargas de gravedad. Su contribución a la resistencia a la fuerza lateral, si la hay, a menudo se descuida.

Sistema dual En estos, los marcos de concreto reforzado que interactúan con muros de concreto reforzado o de mampostería juntos proporcionan la resistencia necesaria a las fuerzas laterales, mientras que cada sistema lleva su parte apropiada de la carga de gravedad. Estos tipos de estructuras se conocen como estructuras duales, híbridas o de estructura de pared. (pp. 14-15)

I.10 Factores y ejemplos del Comportamiento Dúctil en estructuras de Concreto reforzado

El comportamiento dúctil en una estructura depende de varios factores, entre ellos tenemos los costos, estructuración, materiales, etc.

Los costos son un factor importante ya que este limita a las estructuras a tener una respuesta plástica, para lograr esto se necesitan secciones robustas y a nivel económico no es viable. Sin embargo, existen edificios en los cuales podemos encontrar este tipo de estructuras debido a su importancia, ejemplo de ello son hospitales, escuelas, terminales de transporte, estaciones de bomberos, centrales eléctricas y de telecomunicación, estadios, etc. En todo caso, podemos considerar un buen comportamiento ante acciones sísmicas cuando se alcancen niveles de daños que no pongan en riesgo las vidas humanas y que no exista colapso ante cargas por gravedad después de un evento sísmico.

En el ámbito estructural existen normativas que indican las limitantes por región y características de la estructura evitando casos que podrían no favorecerla. Un ejemplo de ello es planta baja débil (figura 4), estructuración en L, H, cambios de rigidez brusca, aberturas, cambios de masas significativos por entrepiso, entre otros, como lo indican las

Normas Técnicas Complementarias para Diseño por sismo con comentarios, esto incluido en la gaceta oficial de la CDMX (2020).



Figura 4. Planta baja debil. Columna con escaso refuerzo transversal (García, 2019).

Observamos en la figura 5 que, la columna falló antes que las traves, cayendo fuera de la filosofía de diseño de columna fuerte-viga débil, debido a la falta de acero longitudinal y de confinamiento.



Figura 5. Falla en nudo, vigas fuertes, columna débil (Gallego-Silva, 2010).

Continuando con la descripción de fallas, en la figura 6 se observa una mala configuración de acero longitudinal, para este caso, vemos que presenta una cantidad de acero fuera de lo permitido en la normativa vigente.



Figura 6. Cantidad de acero descomunal en una sección limitada (Gallego-Silva, 2010).

En el siguiente ejemplo, figura 7, es un claro ejemplo de columna corta. Esto debido a la mala separación de los elementos estructurales y no estructurales. También es notoria la falta de confinamiento transversal, debido a que los estribos que vemos en la imagen están separados inadecuadamente de acuerdo con las actuales normativas. Se observa, también, que no cumple con la cantidad mínima de refuerzo.



Figura 7. Falla frágil: Columna corta y poco acero de refuerzo transversal (Blanco, 2012)

En esta última imagen (figura 8), nos muestra el colapso total de un entrepiso, esto se presentó debido a la ocurrencia de mecanismos en las columnas.



Figura 8. Falla frágil: Colapso del quinto piso, por la formación de un mecanismo de colapso
(Blanco, 2012)

En este capítulo se presentan los conocimientos básicos para entender al concreto reforzado como elemento de construcción, a pesar de los años no ha perdido vigencia, sino a ocurrido lo contrario, se ha invertido en investigación para desarrollar estructuras que tengan seguridad para las vidas humanas, así como en la optimización de los costos. En el siguiente capítulo se muestran las normativas que se ocuparan para esta investigación al igual que la metodología.

Capítulo II. Normatividad y metodología

En este capítulo se describen las normativas que hacen referencia al diseño de elementos dúctiles de concreto reforzado. Además, se mencionan los aspectos relacionados con la metodología usual del cálculo de resistencia a cortante, obteniendo las fuerzas de diseño de acuerdo con las normativas presentes.

II.1 Métodos a emplear

Los países que se encuentran en zonas de alta sismicidad tienen reglamentos o códigos de diseño para el diseño de estructuras de concreto para lograr un adecuado comportamiento dúctil, ejemplo de ellos son Estados Unidos, México, Chile, Perú, Japón, Italia, Grecia, etc. En la tabla 1 se muestran algunos reglamentos o códigos indicados por el país de origen y su categoría de ductilidad.

Tabla 1

Categorización de ductilidad.

Categorización de ductilidad				
País	Normativa o código reglamentario	Criterios por ductilidad Para estructuras a base de marcos de concreto		
U.S.A. 2019	ACI 318	Ordinary moment frame	Intermediate moment frame	Special moment frame
México 2017	NTC	Baja (Q=2)	Media (Q=3)	Alta (Q=4)
Chile 2008	Requisitos de Diseño y Cálculo NCh 430.Of2008*	Ordinary moment frame	Intermediate moment frame	Special moment frame
Perú 2009	NORMA E.060 CONCRETO REFORZADO** Norma Técnica E.30 Diseño Sismo Resistente			Pórticos R=8

Nota. Elaboración propia. Fuente: (E.60, 2009; NCh430, 2008; NTC, 2017; ACI 318-19, 2019).

*Considerar zonas de elevado riesgo sísmico.

**Perú, maneja un coeficiente de reducción de fuerza sísmica (R), dependiendo de su sistema estructural es el coeficiente que se le asigna.

La normativa de la American Concrete Institute en su apartado Building Code Requirements for structural concrete (ACI 318) y las Normas técnicas complementarias (NTC), cuentan con especificaciones y recomendaciones en su contenido para estructuras de concreto reforzado o concreto preforzado. Podemos encontrar, también, en dichas normas un apartado para garantizar el comportamiento dúctil de los elementos y la estructura.

Tomando necesariamente como referencia las normativas vigentes del ACI y las NTC, el método a emplear es el diseño por resistencia. Este método usa un enfoque más racional, y una consideración más realista en el concepto de seguridad por lo que resulta en diseños más económicos. “Este método multiplica las cargas muertas y las cargas vivas por los factores de seguridad y por los valores resultantes, estos últimos los nombramos: cargas factorizadas” (McCormac, 2017, p. 64).

II.2 Ventajas del diseño por resistencia

A continuación, se mencionan algunas de las ventajas del diseño por resistencia de acuerdo con McCormac (2017):

1. Las expresiones de este método de diseño toman en cuenta la no linealidad del diagrama esfuerzo-deformación unitaria. Se obtienen mejores estimaciones de la capacidad de carga.
2. Se usa una teoría más consistente para el diseño de estructuras de concreto reforzado.
3. Usa factores de seguridad más realistas.
4. La estructura diseñada tendrá un factor de seguridad más uniforme contra el colapso. Este método aprovecha ventajosamente los aceros de alta resistencia.
5. Este método permite un diseño más flexible.

II.3 Seguridad Estructural

En el diseño por resistencia, la seguridad estructural consiste en multiplicar las cargas de trabajo por factores de carga que sean mayores que uno, estos valores varían de

acuerdo con el tipo y combinación de carga. Los resultados de dichas multiplicaciones son valores con los que se puede diseñar la estructura.

Se debe tener en cuenta que el diseño y la ejecución pueden variar de acuerdo con el proceso constructivo, por lo cual existen factores de reducción de resistencia en dimensionamiento y materiales. El valor del factor de reducción por resistencia puede variar de 0.9 a 0.65 y debe influenciar en el valor teórico de la resistencia última. (McCormac, 2017)

II.4 Diseño de estructuras por ductilidad por ACI 318

La normativa ACI 318 en su Capítulo 18 sobre ESTRUCTURAS SISMORRESISTENTES, clasifica a las estructuras sismorresistentes en: Ordinary moment frames (pórticos ordinarios resistentes a momentos), Intermediate moment frames (pórticos intermedios resistentes a momentos), special moment frames (pórticos especiales resistentes a momentos), (ACI318, 2019). Es importante señalar que en esta tesis la orientación es a marcos especiales resistentes a momento, tanto Ordinary moment frames e Intermediate moment frames, su mención aquí es de carácter informativo. A continuación, se presentan las características que deben cumplir los pórticos especiales a momento:

II.4.1 Vigas de pórticos especiales a momento (ACI 318-19, 18.6):

Esta sección aplica a las trabes que de los pórticos especiales resistentes a momentos que forman parte del sistema resistente ante fuerzas sísmicas y que se diseñan principalmente para resistir flexión y cortante.

1. Límites dimensionales:
 - 1.1. Las vigas deben cumplir con (a) hasta (c).
 - (a) La luz libre l_n no debe ser menor que $4d$.
 - (b) El ancho b_w debe ser al menos igual al menor de $0.3h$ y 250 mm.
 - (c) La proyección del ancho de la viga más allá del ancho de la columna soportante a cada lado no debe exceder el menor de c_2 y $0.75c_1$.
2. Refuerzo longitudinal:

2.1. Las vigas deben tener al menos dos barras continuas tanto en la cara superior como inferior. En cualquier sección, tanto para el refuerzo superior como para el inferior, la cantidad de refuerzo no debe ser inferior a lo requerido por (9.6.1.2(a) y 9.6.1.2(b), y la cuantía de refuerzo ρ no debe exceder 0.025.

2.2. La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del miembro, debe ser al menos igual a un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos.

2.3. Sólo se permiten empalmes por traslape de refuerzo longitudinal corrugado cuando se proporcionan estribos cerrados de confinamiento o espirales en la longitud de empalme por traslape. El espaciamiento del refuerzo transversal que confina las barras traslapadas no debe exceder al menor entre $d/4$ y 100 mm. No deben usarse empalmes por traslape en ubicaciones identificadas de (a) hasta (c):

- (a) Dentro de los nudos.
- (b) En una distancia de dos veces la altura de la viga medida desde la cara del nudo
- (c) Dentro de una distancia del doble de la altura de la viga medida desde secciones donde pueda ocurrir fluencia por flexión como resultado de los desplazamientos laterales que excedan el rango elástico de comportamiento.

2.4. Los empalmes mecánicos deben cumplir con 18.2.7 y los empalmes soldados deben cumplir con 18.2.8.

3. Refuerzo transversal.

3.1. Deben colocarse estribos cerrados de confinamiento en las siguientes regiones de las vigas:

- (a) En una longitud igual a dos veces la altura de la viga, medida desde la cara de miembros de apoyo hacia el centro de la luz, en ambos extremos de la viga.
- (b) En longitudes iguales a dos veces la altura de la viga a ambos lados de una sección donde puede ocurrir fluencia por flexión debido a los desplazamientos laterales más allá del rango elástico de comportamiento.

3.2. Donde se requieran estribos cerrados de confinamiento, las barras de refuerzo longitudinales principales más cercanas a las caras de tracción y compresión deben tener

soporte lateral de acuerdo con 25.7.2.3 y 25.7.2.4. El espaciamiento de las barras de flexión soportadas transversalmente no debe exceder 350 mm. No se requiere soportar lateralmente el refuerzo superficial requerido por 9.7.2.3.

3.3. Se permite que los estribos cerrados de confinamiento en vigas sean hechos hasta con dos piezas de refuerzo: un estribo con un gancho sísmico en cada extremo y cerrado por un gancho suplementario. Los ganchos suplementarios consecutivos que enlazan la misma barra longitudinal deben tener sus ganchos de 90 grados en lados opuestos del miembro en flexión. Si las barras de refuerzo longitudinal aseguradas por los ganchos suplementarios están confinadas por una losa en un solo lado de la viga, los ganchos de 90 grados de los ganchos suplementarios deben ser colocados en dicho lado.

3.4. El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 50 mm de la cara de la columna de apoyo. El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder el menor de (a) hasta (c):

(a) $d/4$.

(b) Seis veces el diámetro de las barras principales a flexión más pequeñas, excluyendo el refuerzo superficial requerido por 9.7.2.3.

(c) 150 mm.

3.5. Donde se requieran estribos cerrados de confinamiento, éstos deben diseñarse para resistir cortante de acuerdo con 18.6.5.

3.6. Cuando no se requieran estribos cerrados de confinamiento, deben colocarse estribos con ganchos sísmicos en ambos extremos, espaciados a no más de $d/2$ en toda la longitud de la viga.

3.7. En vigas que tengan una fuerza a compresión axial mayorada que exceda $A_g f'_c/10$, se debe colocar estribos cerrados de confinamiento que cumplan con 18.7.5.2 a 18.7.5.4 en las longitudes identificadas en 18.6.4.1. A lo largo de la longitud restante, estribos cerrados de confinamiento que cumplan con 18.7.5.2 deben tener un espaciamiento s que no exceda al menor de seis veces el diámetro de la menor barra longitud de la viga y 150 mm. Donde el recubrimiento de concreto sobre el refuerzo transversal exceda de 100 mm, se debe colocar refuerzo transversal adicional con un recubrimiento que no exceda de 100 mm y un espaciamiento que no exceda de 300 mm.

4. Resistencia a cortante

4.1. Fuerzas de diseño - La fuerza cortante de diseño V_e debe determinarse a partir de las fuerzas en la parte de la viga comprendida entre las caras del nudo. Se debe suponer que en las caras de los nudos localizados en los extremos de la viga actúan momentos de signo opuesto correspondientes a la resistencia a flexión probable, M_{pr} , y que la viga está además cargada a lo largo de la luz con cargas aferentes gravitacionales mayoradas.

4.2. Refuerzo transversal - El refuerzo transversal en los lugares identificados en los extremos de la viga deben diseñarse para resistir cortante suponiendo $V_c=0$ donde ocurran simultáneamente (a) y (b).

(a) La fuerza cortante inducida por el sismo calculada de acuerdo con 18.6.5.1 representa la mitad o más de la resistencia máxima a cortante requerida en esas zonas;

(b) La fuerza axial de compresión mayorada P_u incluyendo los efectos sísmicos es menor que $A_g f'_c/20$.

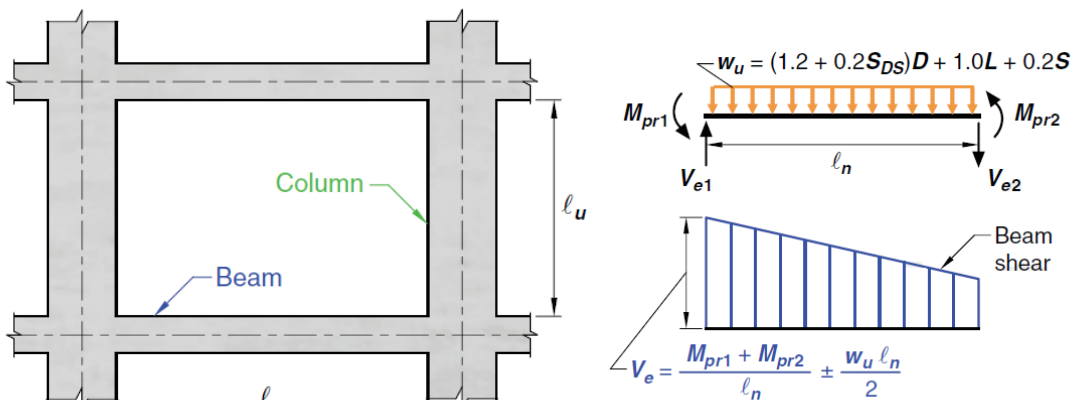


Fig. R18.6.5—Design shears for beams and columns.

Las notas de la figura R18.6.5 del ACI 318-19 (2019), nos indican:

1. La dirección de la fuerza de cortante V_e depende de las magnitudes relativas de las cargas gravitacionales y los cortantes generados por los momentos en los extremos.

2. Los momentos en los extremos M_{pr} basados en el esfuerzo de tracción en el refuerzo de $1.25 f_y$, donde f_y es la resistencia especificada a la fluencia. (Ambos momentos en los extremos del elemento deben considerarse en las dos direcciones, en el sentido de las manecillas del reloj y en el sentido contrario).

3. El momento en el extremo M_{pr} para columnas no requiere ser mayor que los momentos generados por el M_{pr} de las vigas que llegan a los nudos viga-columna. V_e no debe ser menor que el requerido por análisis de la estructura. (p. 305)

II.4.2 Columnas de pórticos especiales resistentes a momento

Esta sección aplica a columnas de pórticos especiales a momento que forman parte del sistema de resistencia a fuerzas sísmicas y que se diseñan principalmente para resistir flexión, cortante y fuerzas axiales.

1. Límites dimensionales

- 1.1. Las columnas deben cumplir con (a) y (b):

- a) La dimensión menor de la sección transversal, medida en una línea recta que pasa a través del centroide geométrico, debe ser al menos 300 mm.

- b) La relación entre la dimensión menor de la sección transversal y la dimensión perpendicular debe ser al menos 0.4.

2. Resistencia mínima a flexión de columnas

Las columnas deben satisfacer:

Las resistencias a flexión de las columnas deben cumplir con

$$\sum M_{nc} \geq 6/5 M_{nb}$$

Donde:

$\sum M_{nc}$ es la suma de los momentos nominales de flexión de las columnas que llegan al nudo, evaluados en las caras del nudo. La resistencia a la flexión de la columna debe calcularse para la fuerza axial mayorada, congruente con la dirección de las fuerzas laterales consideradas, que conduzca a la resistencia a la flexión más baja.

$\sum M_{nb}$ es la suma de los momentos resistentes nominales a flexión de las vigas que llegan al nudo, evaluados en la cara del nudo. En vigas T, cuando la losa está en tracción debida al momento en la cara del nudo, el refuerzo de la losa dentro del ancho efectivo de

losa definido en 6.3.2 debe suponerse que contribuye a M_{nb} siempre que el refuerzo de la losa esté desarrollado en la sección crítica para flexión.

Las resistencias a la flexión deben sumarse de tal manera que los momentos de la columna se opongan a los momentos de la viga. Debe cumplirse con la ecuación (18.7.3.2) para momentos de vigas que actúen en ambas direcciones en el plano vertical del pórtico que se considera (ACI 318-19, Capítulo 18.7.3.2).

Cuando $\sum M_{nc} \geq 6/5M_{nb}$ no se cumple en un nudo, la resistencia lateral y la rigidez de las columnas que lleguen a ese nudo se deben ignorar al calcular la resistencia y la rigidez de la estructura. Estas columnas deben cumplir con 18.14.

3. Refuerzo longitudinal

3.1. El área de refuerzo longitudinal, A_{st} , debe ser al menos $0.01A_g$ y no debe exceder $0.06A_g$.

3.2. En columnas con estribos de confinamiento circulares, debe haber al menos seis barras longitudinales.

3.3. A lo largo de la altura libre de la columna, el refuerzo longitudinal debe seleccionarse de tal manera que $1.25l_d \leq l_u/2$

3.4. Los empalmes mecánicos deben cumplir con 18.2.7 y los empalmes soldados deben cumplir con 18.2.8. Los empalmes por traslapo se permiten sólo dentro de la mitad central de la longitud del miembro, deben diseñarse como empalmes por traslapo en tracción y deben estar confinados por refuerzo transversal de acuerdo con 18.7.5.2 y 18.7.5.3.

4. Refuerzo transversal

4.1. Debe colocarse refuerzo transversal en las cantidades que se especifican en 18.7.5.2 hasta 18.7.5.4, en una longitud l_0 medida desde cada cara del nudo y a ambos lados de cualquier sección donde pueda ocurrir fluencia por flexión como resultado de desplazamientos laterales más allá del rango elástico de comportamiento. La longitud l_0 debe ser al menos igual a la mayor de (a) hasta (c):

- a) La altura de la columna en la cara del nudo o en la sección donde puede ocurrir fluencia por flexión.
- b) Un sexto de la luz libre de la columna.

c) 450 mm.

4.2. El refuerzo transversal debe disponerse de acuerdo con (a) hasta (f):

a) El refuerzo transversal debe consistir ya sea en espirales simples o entrelazadas, o estribos cerrados de confinamiento circulares o rectilíneos con o sin ganchos suplementarios.

b) Los dobleces de estribos cerrados de confinamiento rectilíneos y de ganchos suplementarios deben abrazar barras periféricas longitudinales de refuerzo.

c) Pueden usarse ganchos suplementarios del mismo diámetro, o menor, al de los estribos cerrados de confinamiento, siempre y cuando se cumpla con la limitación de 25.7.2.2. Los ganchos suplementarios consecutivos deben tener sus extremos alternados a lo largo del refuerzo longitudinal y alrededor del perímetro de la sección.

d) Donde se usen estribos cerrados de confinamiento o ganchos suplementarios, éstos deben proveer soporte lateral al refuerzo longitudinal de acuerdo con 25.7.2.2 y 25.7.2.3.

e) El refuerzo debe disponerse de tal manera que el espaciamiento h_x de las barras longitudinales soportadas lateralmente por la esquina de un gancho suplementario o una rama de estribo cerrado de confinamiento no exceda 350 mm alrededor del perímetro de la sección de la columna.

f) Cuando $P_u > 0.3 A_g f'_c$ o $f'_c > 70$ MPa en columnas con estribos cerrados de confinamiento rectilíneos, toda barra longitudinal, o paquete de barras, alrededor del perímetro del núcleo de la columna debe tener soporte lateral provisto por la esquina del estribo cerrado de confinamiento o por un gancho sísmico, y el valor de h_x no debe exceder 200 mm. P_u debe ser el máximo valor en compresión consistente con las combinaciones de mayoración de carga que incluyan E.

4.3. La separación del refuerzo transversal no debe exceder la menor de (a) hasta (c):

a) La cuarta parte de la dimensión menor de la columna.

b) Seis veces el diámetro de la menor barra de refuerzo longitudinal.

c) s_0 según se calcule por medio de la ecuación (18.7.5.3):

$$s_0 = 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3} \right)$$

El valor de s_0 de la ecuación (18.7.5.3) no debe ser mayor a 150 mm y no es necesario tomarlo menor a 100 mm.

La cantidad de refuerzo transversal debe cumplir lo exigido por la Tabla 18.7.5.4.

Los factores de resistencia del concreto, k_f , y de efectividad del confinamiento, k_n , deben calcularse de acuerdo con las ecuaciones (a) y (b), respectivamente:

$$(a)k_f = \frac{f'_c}{175} + 0.6 \geq 1.0$$

$$(b)k_n = \frac{n_l}{n_l - 2}$$

donde n_l es el número de barras longitudinales, o paquetes de barras, alrededor del perímetro del núcleo de una columna con estribos cerrados de confinamiento que están soportadas lateralmente por una esquina del estribo cerrado de confinamiento o con ganchos sísmicos.

4.4. Más allá de la longitud l_0 especificada en 18.7.5.1, la columna debe contener refuerzo en forma de espiral o estribos cerrados de confinamiento, que cumplan con 25.7.2 hasta 25.7.4, con un espaciamiento s que no exceda al menor de seis veces el diámetro de las barras longitudinales de la columna ó 150 mm, a menos que 18.7.4.3 ó 18.7.6 requieran mayores cantidades de refuerzo transversal.

4.5. Las columnas que soportan reacciones de miembros rígidos discontinuos, como muros, deben cumplir con (a) y (b):

a) El refuerzo transversal requerido por 18.7.5.2 hasta 18.7.5.4, debe colocarse en su altura total, en todos los niveles, debajo del nivel en el cual ocurre la discontinuidad, cuando la fuerza mayorada de compresión axial en estas columnas, relacionada con el efecto sísmico, excede $A_g f'_c/10$. Donde se hayan magnificado las fuerzas de diseño para tener en cuenta la sobrerresistencia de los elementos verticales del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas, el límite de $A_g f'_c/10$ debe aumentarse a $A_g f'_c/4$.

b) El refuerzo transversal, debe extenderse dentro del miembro discontinuo por lo menos l_d de la barra longitudinal mayor de la columna, donde l_d se determina de acuerdo con 18.8.5. Si el extremo inferior de la columna termina en un muro, el refuerzo transversal requerido debe extenderse dentro del muro por lo menos l_d de la barra longitudinal más grande de la columna en el punto en que termina. Si la columna termina en una zapata o

una losa de cimentación, el refuerzo transversal requerido debe extenderse por lo menos 300 mm dentro de la zapata o losa de cimentación.

5. Si el recubrimiento de concreto fuera del refuerzo transversal de confinamiento, requerido por 18.7.5.1, 18.7.5.5 y 18.7.5.6, excede 100 mm, debe colocarse refuerzo transversal adicional con un recubrimiento de concreto que no exceda de 100 mm y con un espaciamiento que tampoco exceda 300 mm.

6. Resistencia a cortante

6.1. Fuerza de diseño

La fuerza de cortante de diseño V_e se debe determinar considerando las máximas fuerzas que puedan generarse en las caras de los nudos en cada extremo de la columna. Estas fuerzas en el nudo se deben determinar usando las resistencias a flexión máximas probables, M_{pr} , en cada extremo de la columna, correspondientes al intervalo de fuerzas axiales mayoradas, P_u , que actúan en ella. No es necesario que las fuerzas cortantes en la columna sean mayores que aquellas determinadas a partir de la resistencia de los nudos con base en el M_{pr} de las vigas que llegan al nudo. En ningún caso V_e puede ser menor que el cortante mayorado determinado a partir del análisis de la estructura, (ACI 318-19, Capítulo 18.7.6.1.1).

6.2. Refuerzo transversal

El refuerzo transversal en las longitudes l_0 , definidas en 18.7.5.1, debe diseñarse para resistir el cortante suponiendo $V_c=0$ cuando (a) y (b) ocurran simultáneamente:

La fuerza cortante inducida por el sismo, calculada de acuerdo con 18.7.6.1, representa la mitad o más de la resistencia a cortante requerida dentro de l_0 .

La fuerza axial de compresión mayorada P_u incluyendo el efecto sísmico es menor que $A_g f'_c/20$.

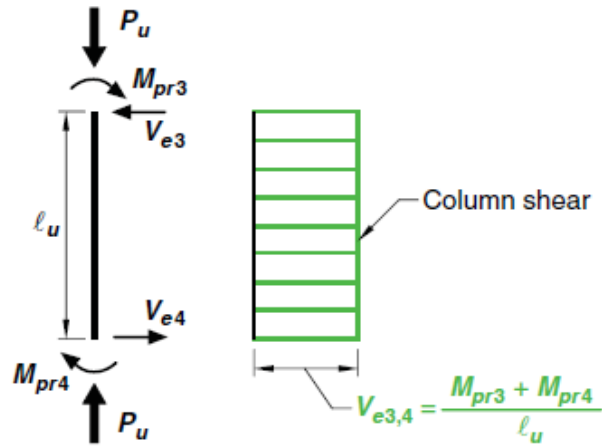


Fig. R18.6.5—Design shears for beams and columns.

(ACI 318-19, 2019, pp. 310-322)

II.5 Metodología a Emplear

Para esta investigación, se requiere de la comparativa entre dos normas (ACI 318 y NTC) para el diseño por ductilidad. Será necesario utilizar una metodología cuantitativa donde se necesitará de recolección de datos que incluye el uso de la estadística descriptiva, siendo el alcance de la investigación de tipo descriptivo. Para el análisis de datos se llevará a cabo los siguientes pasos:

1. Recolección de la información disponible de las normativas: Esta información es la presentada anteriormente.
2. Demostrar cada apartado de las normas en el área de edificios sismo-resistentes mediante hojas de cálculo y software.
3. Encontrar las diferencias existentes entre las normas a comparar.

Capítulo III. Desarrollo de proyecto

En este capítulo se plantea el problema a resolver, mostrando los datos que se obtendrán por medio de hojas de cálculo a través del software Mathcad prime, Diin y por medio de ETABS. Este último software se utilizará para realizar la comprobación de las operaciones realizadas en las hojas de cálculo para que los resultados coincidan o, en su caso, las variaciones sean mínimas. Este ejercicio se realizará tomando en cuenta únicamente la normativa ACI 318-19.

III.1 Planteamiento analítico

La presente investigación busca encontrar las variaciones que existe entre: ACI 318 y las NTC-17 para el diseño seguro de elementos de concreto que desarrollen la ductilidad deseada en marcos resistentes a momento en zonas de alta sismicidad.

Hoy en día existen una gran variedad de softwares en el apoyo del diseño estructural y dimensionamiento de edificios. Una de las ventajas es que facilita el trabajo y reduce el tiempo de análisis y dimensionamientos. Estos softwares están especializados en su campo laboral contando con una interfaz amigable al usuario. A pesar de ello, es necesario conocer lo que hace internamente con los datos, análisis, cálculos, resultados, etc.

Para esta tesis se hará uso del software ETABS, este es un programa especializado en el código ACI, por lo que servirá de base para la comprobación de las hojas de cálculo. El ingeniero debe estar consciente del uso y manejo de programas para el diseño estructural, conocer su funcionamiento e interpretación de resultados, por tal motivo, se expondrá con cálculos y ejemplos la interpretación de las normativas ACI y NTC. Por un lado, se realizará de manera manual las operaciones en las hojas de cálculo del programa Mathcad; estos cálculos se comprobarán con el software ETABS.

III.2 Elemento a Estudiar: Trabes, columnas y nudos.

Las trabes y columnas son el tema de interés en esta investigación, es necesario contar con el conocimiento previo de algunos temas asociados al diseño. Para cada demostración colocaremos los datos que se consideraron para el desarrollo y la obtención

de resultados. Ejemplo de esto son: los factores de carga, factores de reducción de resistencia, combinaciones de diseño, ductilidad del elemento, espectro de diseño, longitud, tipo de apoyo, geometría, etc., para cada normativa correspondiente.

Para lograr la comparativa se crearon tablas de forma cronológica entre la misma norma ACI 318 debido a que esta ha sido constantemente actualizada. En las siguientes tablas se muestran las diferencias de dicha evolución, aunque de esto se debe mencionar que no se profundizo en todos los puntos, ya que este documento se enfoca a la obtención de fuerzas de diseño en los elementos trabes y columnas, haciendo que cumplan con ciertas condiciones para su revisión, si se desea conocer a detalle se recomienda leer los apartados correspondientes.

III.3 Diferencias entre las ACI en las especificaciones sobre Trabes y Columnas.

Tabla 2

Trabes De Marcos Especiales Resistentes A Momento

ACI 318					
18.6 Trabes de marcos especiales resistentes a momento.					
ACI 318-19	ACI 318-14	ACI 318-11	ACI 318-08	ACI 318-05	ACI 318-02
18.6.2 Límites dimensionales.					
✓	$l_n > 4d$	✓	21.5.1.2 $l_n > 4d$	✓	21.3.1.1 $l_n > 4d$
✓	$b_w \geq (\min, 0.3h, 250mm)$	✓	21.5.1.3 $b_w \geq (\min, 0.3h, 250mm)$	✓	21.3.1.2 $b_w \geq (\min, 0.3h, 250mm)$
✓	$b_w < (\min, c_2, 0.75c_1)$	✓	21.5.1.4 $b_w < (\min, c_2, 0.75c_1)$	✓	21.3.1.4 $b_w \leq (\min, c_2, c_1)$
18.6.3 Refuerzo longitudinal					
18.6.3.1 Mín 2 barras, superior e inferior. Refuerzo mín 9.6.1.2, Refuerzo máx 0.025 grado 420 y 0.02 grado 550.	18.6.3.1 Mín 2 barras, superior e inferior. Refuerzo mín 9.6.1.2, Refuerzo máx 0.025 grado 420.	✓	✓	✓	21.3.2.1 Mín 2 barras, superior e inferior. Refuerzo mín $1.4b_w d / f_y$, Refuerzo máx 0.025 grado 420.
18.6.3.2 Resistencia en el nudo y	✓	✓	✓	✓	21.3.2.2 Resistencia en el

ACI 318-19	ACI 318-14	ACI 318-11	ACI 318-08	ACI 318-05	ACI 318-02
en los lechos inferiores y superiores y a lo largo de la trabe.					nudo y en los lechos inferiores y superiores y a lo largo de la trabe.
18.6.3.3 Empalmes. Proporcionar estribos cerrados de confinamiento.	✓	✓	✓	✓	21.3.2.3 Empalmes. Proporcionar estribos cerrados de confinamiento.
✓	18.6.3.4 Empalmes mecánicos deben cumplir 18.2.7 y soldados con 18.2.8.	✓	21.5.2.4 Empalmes mecánicos deben cumplir 21.1.6 y soldados con 21.1.7.	✓	21.2.6 Empalmes mecánicos deben cumplir 12.14.3.2 21.2.7 Empalmes soldados con 12.14.3.4.
18.6.4 Refuerzo transversal					
18.6.4.1 Estribos cerrados de confinamientos en las siguientes regiones: (a) 2h medida desde la cara del miembro de apoyo hacia el centro, ambos lados. (b) 2h ambos lados, donde pueda ocurrir fluencia por flexión debido a desplazamientos	✓	✓	✓	✓	21.3.3.1 Estribos cerrados de confinamientos en las siguientes regiones: (a) 2h medida desde la cara del miembro de apoyo hacia el centro, ambos lados. (b) 2h ambos lados, donde pueda ocurrir fluencia por flexión debido a desplazamientos

ACI 318-19	ACI 318-14	ACI 318-11	ACI 318-08	ACI 318-05	ACI 318-02
laterales.					laterales.
✓	18.6.4.2 Soporte lateral de acuerdo con 25.7.2.3 y 25.7.2.4. El soporte máx. no debe exceder de 350mm. No se requiere soporte lateral en refuerzo requerido por 9.7.2.3.	21.5.3.3 Soporte lateral de acuerdo con 7.10.5.3 y 7.10.5.4. El soporte máx. no debe exceder de 350mm. No se requiere soporte lateral en refuerzo requerido por 10.6.7.	✓	✓	21.3.3.3 Soporte lateral debe cumplir conforme 7.10.5.3.
✓	18.6.4.3 Detalle de estribos	✓	✓	✓	R21.3.3 Detalle de estribos.
18.6.4.4 Separación de estribos. El primero debe estar situado a no más de 50mm. No deben exceder el menor de (a) hasta (d): (a) $d/4$ (b) 150mm (c) $6d_b$ (grado 420) (d) $5d_b$ (grado 550) (c) y (d) barra más	✓	Separación de estribos. El primero debe estar situado a no más de 50mm. No deben exceder el menor de (a) hasta (d): (a) $d/4$ (b) $6d_b$ (grado 420)	✓	✓	21.3.3.2 Separación de estribos. El primero debe estar situado a no más de 50mm. No deben exceder el menor de (a) hasta (d): (a) $d/4$ (b) $8d_b$ de la barra más pequeña (c) $24 d_b$ del estribo

ACI 318-19	ACI 318-14	ACI 318-11	ACI 318-08	ACI 318-05	ACI 318-02
pequeña a flexión.		(c) 150mm			(d) 300mm.
✓	18.6.4.5 Los estribos deben diseñarse para resistir cortante de acuerdo con 18.6.5.	✓	21.5.3.5 Los estribos deben diseñarse para resistir cortante de acuerdo con 21.5.3.1	✓	21.3.3.4 Los estribos deben diseñarse para resistir cortante de acuerdo con 21.3.3, 21.4.4 y 21.5.2
18.6.4.6 Espaciamiento máximo de estribos d/2.	✓	✓	✓	✓	21.3.3.4 Espaciamiento máximo de estribos d/2.
✓	18.6.4.7 En vigas $P_u > A_g f'_c / 10$, deben colocarse estribos que cumplan con 18.7.5.2 hasta 18.7.5.4 en la longitud identificada en 18.6.4.1.	✓	✓	✓	R.21.3.1 En vigas $P_u > A_g f'_c / 10$, deben colocarse estribos que cumplan con 21.4.
18.6.5 Resistencia a cortante					21.3.4
18.6.5.1 Fuerza de diseño.					21.3.4.1
$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n} \pm \frac{w_u * l_n}{2}$ <p>La resistencia a cortante requerida se determina usando $1.25f_y$ para el refuerzo longitudinal.</p>	✓	✓	✓	✓	$\frac{V_e}{= \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n} \pm \frac{w_u * l_n}{2}}$ <p>La resistencia a cortante requerida se determina usando</p>

ACI 318-19	ACI 318-14	ACI 318-11	ACI 318-08	ACI 318-05	ACI 318-02
Incluye efectos sísmicos verticales como $0.2S_{Ds}$.					$1.25f_y$ para el refuerzo longitudinal.
18.6.5.2 Refuerzo transversal $V_c = 0$ donde ocurra (a) $V_p \geq 0.5V_e$ (b) $P_u \leq \frac{A_g f'_c}{20}$	✓	✓	✓	✓	21.3.4.2 Refuerzo transversal $V_c = 0$ donde ocurra (a) $V_p \geq 0.5V_e$ (b) $P_u \leq \frac{A_g f'_c}{20}$

Nota. Elaboración propia, a partir de los Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (Normas ACI 318 - 02, 05, 08, 11, 14 y 19), donde:

*✓, Son los puntos en la normativa ACI que se repiten a lo largo de sus actualizaciones; asimismo, cuando se encuentra texto dentro de la tabla, es para señalar que se agregó una modificación en la norma.

* X, Son los puntos en las normativas ACI que no se mencionan de acuerdo con sus fechas de emisión.

Tabla 3*Columnas De Pórticos Especiales Resistentes A Momento***18.7 COLUMNAS DE PÓRTICOS ESPECIALES RESISTENTES A MOMENTO.**

ACI 318-19	ACI 318-14	ACI 318-11	ACI 318-08	ACI 318-05	ACI 318-02
18.7 Columnas de marcos especiales resistentes a momento					
18.7.2.1 Límites dimensionales.					
18.7.2.1 (a) $(\min, c_1 \text{ o } c_2) \geq 300\text{mm}$ (b) $\frac{(\min, c_1 \text{ o } c_2)}{(\max, c_1 \text{ o } c_2)} = 0.4$	✓	✓	✓	✓	21.4.1.1 $(\min, c_1 \text{ o } c_2) \geq 300\text{mm}$ 21.4.1.2 $\frac{(\min, c_1 \text{ o } c_2)}{(\max, c_1 \text{ o } c_2)} = 0.4$
18.7.3 Resistencia mínima a flexión de columnas					21.4.2 Resistencia mínima a flexión de columnas

ACI 318-19	ACI 318-14	ACI 318-11	ACI 318-08	ACI 318-05	ACI 318-02
18.7.3.1 Deben cumplir 18.7.3.2 ó 18.7.3.3, excepto en conexiones discontinuas por encima de la conexión y $P_u < A_g f'_c / 10$	✓	✓	✓	✓	21.4.2.1 Deben cumplir 21.4.2.2 ó 21.4.2.3, excepto en conexiones discontinuas por encima de la conexión y $P_u < A_g f'_c / 10$
18.7.3.2 $\sum M_{nc} \geq 6/5 M_{nb}$	✓	✓	✓	✓	21.4.2.2 $\sum M_{nc} \geq 6/5 M_{nb}$
18.7.3.3 Cuando no se cumpla 18.7.3.2 Deben cumplir con 18.14.	✓	✓	✓	✓	Cuando no se cumpla 21.4.2.2 Deben cumplir con 21.4.4.3 a 21.4.4.3.
18.7.4 Refuerzo longitudinal					
18.7.4.1 $0.01A_g \leq A_{st} \leq 0.06A_g$	✓	✓	✓	✓	21.4.3.1 $0.01A_g \leq A_{st} \leq 0.06A_g$
18.7.4.2 Columnas circulares, mín. 6 barras longitudinales	✓	21.6.3.2 Columnas circulares, mín.	X	X	X

ACI 318-19	ACI 318-14	ACI 318-11	ACI 318-08	ACI 318-05	ACI 318-02
		6 barras longitudinales.			
18.7.4.3 Refuerzo longitudinal $1.25l_d \leq l_u/2$	X	X	X	X	X
18.7.4.4 Los empalmes mecánicos deben cumplir con 18.2.7 y los empalmes soldados con 18.2.8. Solo se permiten al centro del miembro.	✓	✓	✓	✓	21.6.3.3 Los empalmes mecánicos deben cumplir con 21.1.6 y los empalmes soldados con 21.1.7. Solo se permiten al centro del miembro.
18.7.5 Refuerzo transversal					
18.7.5.1 Refuerzo mín. 18.7.5.2 hasta 18.7.5.4 en una longitud lo ambos lados.	✓	✓	✓	✓	21.4.4.4 Refuerzo mín. 21.4.4.1 hasta 21.4.4.3 en una longitud lo ambos lados.
✓	18.7.5.2 Disposición del refuerzo	✓	✓	✓	21.4.4.5 Disposición del refuerzo transversal

ACI 318-19	ACI 318-14	ACI 318-11	ACI 318-08	ACI 318-05	ACI 318-02
(f) Revisión cuando $P_u > 0.3A_g f'_c$ o $f'_c > 70$ MPa.	transversal				
18.7.5.3 La separación del refuerzo transversal. No debe exceder de (a) hasta (d)					21.4.4.2 La separación del refuerzo transversal. No debe exceder de (a) hasta (c)
(a) $1/4$ (min, c_1 y c_2) (b) $6d_b$ de la menor barra longitudinal (grado 420) (c) $5d_b$ de la menor barra longitudinal (grado 550) (d) $s_0 = 100 + \left(\frac{350-h_x}{3}\right)$	✓	✓	✓	✓	(a) $1/4$ (min, c_1 y c_2) (b) $6d_b$ de la menor barra longitudinal (grado 420) (c) $s_0 = 100 + \left(\frac{350-h_x}{3}\right)$
✓	18.7.5.4 Cantidad de refuerzo transversal lo exigido por la tabla 18.7.5.4.	✓	✓	✓	21.4.4.1 Cantidad de refuerzo transversal

ACI 318-19	ACI 318-14	ACI 318-11	ACI 318-08	ACI 318-05	ACI 318-02
18.7.5.5 Refuerzo en espiral debe cumplir con 25.7.3 o estribos cerrados y ganchos suplementarios 25.7.2 y 25.7.4. Espaciamientos					
18.7.5.7 Refuerzo en recubrimiento.	✓	✓	✓	✓	21.4.4.6 Refuerzo en recubrimiento.
18.7.6 Resistencia a cortante					21.4.5
18.7.6.1 Fuerza de diseño					21.4.5.1
18.7.6.1.1 $V_e = \frac{M_{pr3} + M_{pr3}}{l_u}$ La resistencia a cortante requerida se determina usando $1.25f_y$ para el refuerzo longitudinal.	✓	✓	✓	✓	$V_e = \frac{M_{pr3} + M_{pr3}}{l_u}$ La resistencia a cortante requerida se determina usando $1.25f_y$ para el refuerzo longitudinal.
18.7.6.2 Refuerzo transversal					21.4.5.2

ACI 318-19	ACI 318-14	ACI 318-11	ACI 318-08	ACI 318-05	ACI 318-02
18.7.6.2.1 V _c = 0 donde ocurra (a) $V_p \geq 0.5V_e$ (b) $P_u \leq \frac{A_g f'_c}{20}$	✓	✓	✓	✓	V _c = 0 donde ocurra (a) $V_p \geq 0.5V_e$ (b) $P_u \leq \frac{A_g f'_c}{20}$

Nota. Elaboración propia, a partir de los Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (Normas ACI 318 de la 02 a la 19), donde:

*✓, Son los puntos en la normativa ACI que se repiten a lo largo de sus actualizaciones; asimismo, cuando se encuentra texto dentro de la tabla, es para señalar que se agregó una modificación en la norma.

* X, Son los puntos en las normativas ACI que no se mencionan de acuerdo con sus fechas de emisión.

III.3.1 Diferencias entre las ACI en las especificaciones sobre Trabes.

A continuación se describen algunas de las diferencias más significativas basadas en el estudio de los Reglamentos ACI. Estas semejanzas se observan en la tabla anterior sobre Trabes, los cuales son:

- Una de las diferencias que se encontraron, gracias a la tabla anterior, es en la norma ACI 318-05 y ACI 318-02, que nos indica que la trabe no puede exceder el ancho de la columna. En las siguientes ediciones de las normas ACI, gracias a las prácticas realizadas en marcos de concreto resistentes a fuerzas sísmicas, estas restricciones son abandonadas.
- Otro de los puntos que se mejora en la actual norma ACI, es sobre el *Refuerzo Longitudinal*. En la ACI 318-19 se incluye el uso del acero Grado 550. En las normas anteriores a ésta, sólo se hace referencia al Grado 420. Esto es principalmente por las condiciones para una adecuada capacidad de deformación, haciendo que el elemento fluya de manera adecuada. Lo que permite evitar la congestión de refuerzo.
- En el *Refuerzo Transversal*: “se requiere principalmente para confinar el concreto y dar soporte lateral a las barras de refuerzo en regiones en las que se espera fluencia” (p. 294). Así, al usar el acero Grado 550 se tiene que agregar especificaciones en relación con el espaciamiento: “En las ediciones anteriores del Reglamento, el límite superior para el espaciamiento de estribos de confinamiento fue el menor de $d/4$, 8 diámetros de la barra longitudinal, 24 diámetros de la barra de estribo y 300 mm” (p. 294).
- Otra de las diferencias importantes se indica en la colocación de los estribos más cerrados. En las normas ACI 318-19 y 14 se contempla la fuerza de compresión que excede la fórmula $(A_g f'_c / 10)$; en anteriores reglamentos no se hace mención sobre esto. Contemplar la fuerza de compresión permite que no exista pandeo en las barras longitudinales, es por ello la relevancia de colocar los estribos más cerrados. Hay ciertas variaciones entre las normas, sin embargo, que las normas ACI 318-19/14 incluyan el punto anterior dentro de las especificaciones sobre *Trabes*, algo que en las anteriores normas no existía, nos habla sobre el trabajo continuo de

investigación y praxis de los Reglamentos ACI. Es necesario mencionar que, hay cosas que permanecen en los reglamentos, como las especificaciones sobre trabes que nos dirigen a puntos de las especificaciones de columnas.

- En las normas ACI 318-05 a la ACI 318-14 sobre *Fuerza Cortante – Fuerza de Diseño* se incluían las cargas gravitacionales, como son: la carga muerta, la carga viva y la carga por nieve. Se añade en la ACI 318-19 el **efecto sísmico vertical**: Como lo requiere usualmente el ASCE/SEI 7 (ACI 318-19, 2019). La carga por nieve según ASCE/SEI 7, son pensados y llevados a la práctica en el contexto norteamericano, aunque son de una gran influencia en países de América Latina y en México.

III.3.2 Diferencias entre las ACI318 y NTC

Durante la comparación de la evolución de la misma norma del ACI318, específicamente la versión 2002 y 2005, se pudo observar el gran parecido que existe con las NTC, por lo cual se tomó la decisión de no evaluar esta última y solo remarcar algunas diferencias con las versiones ACI318.

Para el caso de trabes en la obtención del cortante por gravedad, se cree que hay un error en las NTC, debido a que la fórmula para obtener el cortante solo menciona la carga distribuida sobre dos, lo cual la ACI, muestra la misma carga distribuida multiplicada por la longitud libre de la trabe sobre dos. Cabe mencionar que los factores de carga no se tomaron en cuenta en la comparación, únicamente la metodología de la obtención de las fuerzas de diseño a cortante.

En columnas, una diferencia que se marca con esta versión de normativas es la resistencia a flexión que las columnas deben satisfacer, para las NTC tienen un margen de seguridad mayor que las ACI.

Una de las diferencias más destacadas que supone el autor de esta tesis, es la falta del siguiente párrafo en las NTC: “No es necesario que las fuerzas cortantes en el elemento sean mayores que aquellas determinadas a partir de la resistencia de los nudos, basada en M_{pr} , de los elementos transversales que confluyen en el nudo" (ACI318-05, p. 337).

III.4 Descripción del modelo de edificación

Se consideró un modelo general para el desarrollo del tema de diseño de marcos especiales resistentes a momento. Para ello se considera una estructura con una configuración rectangular en planta en sus dos direcciones ortogonales en todos sus niveles. El sistema estructural para este análisis es a base marcos rígidos de concreto reforzado soportando un sistema de piso y losas de viga de patín precolado y bovedilla de concreto ligero.

La planta del edificio consta de tres crujeías en la dirección X y dos en la dirección Y. La altura de todos los entrepisos es de 4 m con una altura total de 12 m sobre el nivel de banqueta.

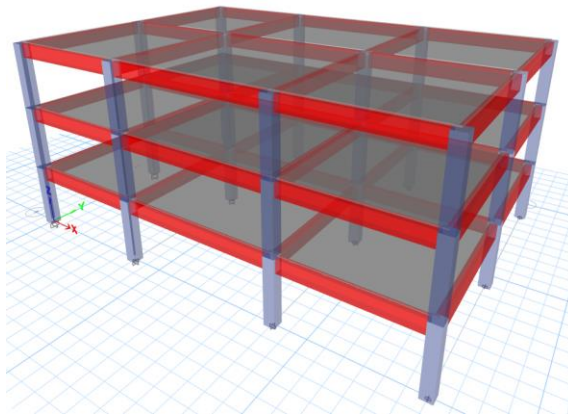


Figura 9. Modelo tridimensional.

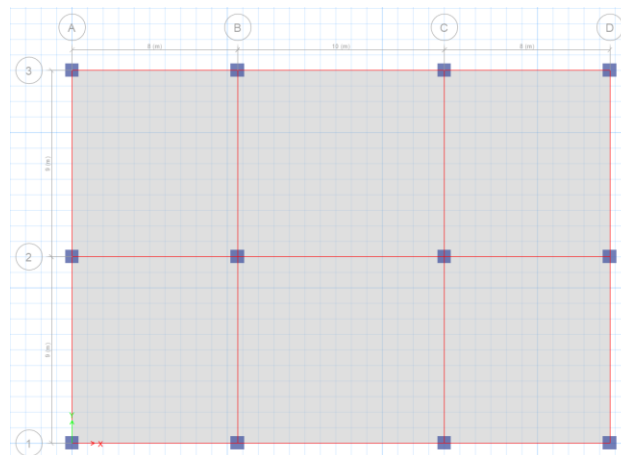


Figura 10. Planta arquitectónica

III. 5 Criterios de análisis y diseño estructural

Especificaciones

Se consideran las siguientes calidades de los materiales y con los esfuerzos especificados que fueron tomados para el análisis estructural.

Concreto:

El concreto debe ser fabricado con Cemento Portland Ordinario (CPO) y agregados de peso normal con tamaño máximo de 19 mm, libres de impurezas y sustancias extrañas, al igual el agua que se use para hacer la mezcla.

Resistencia a la compresión del concreto $f'_c = 30 \text{ MPa}$

f'_c , MPa	β_1	
$17 \leq f'_c \leq 28$	0.85	a)
$28 < f'_c < 55$	$0.85 - \frac{0.05(f'_c - 28)}{7}$	b)
$f'_c \geq 55$	0.65	c)

$$\beta_1 = 0.84$$

Módulo de elasticidad del concreto:

$$E_c = 4700 \sqrt{f'_c} = 25742 \text{ MPa}$$

Barras de acero de refuerzo:

Comúnmente en la práctica constructiva nacional, se utilizan diferentes calidades de acero para refuerzo que pueden generalizarse para varilla corrugada de grado duro y malla electro soldada o armaduras para castillos de alambre estirado en frío. Para el caso del análisis y diseño de los elementos estructurales, se tomaron con las siguientes características:

Varilla corrugada

Esfuerzo de fluencia, mínimo garantizado por proveedor

$$f_y = 420 \text{ MPa}$$

El Módulo de Elasticidad del acero se tomó igual a: $E = 200,000 \text{ MPa}$

Con estos datos de análisis y una vez definidas las características y propiedades de los materiales, se puede generar el diseño estructural del refuerzo de las secciones, sin embargo, para el desarrollo de este tema, sólo se mencionan las secciones finales de los elementos estructurales de manera general.

Capítulo IV. Análisis y Validación de los resultados

IV.1 Análisis y Validación de los resultados

Para este capítulo se analizó a detalle el ejemplo descrito en el capítulo anterior, se relizaron los sucesivos pasos utilizando las siguientes herramientas: las hojas de cálculo del software Mathcad prime en su versión 4.0 y el programa Diin, en su versión 3.0. Para esta tesis, el apartado de ductilidad se enfoca en la obtención de las fuerzas de diseño despreciando el detallado, sin embargo, para el ingeniero en la práctica esto no lo debe pasar por alto, si bien, esta tesis es un apoyo para quienes quieran incursionar en el tema, es necesario cumplir con todos los requisitos en el diseño por ductilidad en marcos resistentes a momentos.

Como se mencionó anteriormente, se enfoca únicamente en la obtención de fuerzas de diseño. Por lo tanto, no se muestra ningún análisis estructural, ni se hará ninguna revisión de cortante basal, distorsiones relativas, etc. Sin embargo, todas ellas fueron contempladas en el ejemplo.

IV.2 Análisis de trabes de marcos especiales resistentes a momento

El análisis se realiza con el objetivo de la interpretación adecuada de la normatvia ACI 318-19. A continuación, se presenta el desarrollo de manera sucesiva mostrando las condiciones mínimas que se deben cumplir para obtener las fuerzas de diseño, V_e , para que la trabe desempeñe una ductilidad adecuada cuando sea solicitada.

Debido a que el análisis estructural fue realizado con anterioridad, se tomará únicamente la definición de los materiales, datos geométricos y cuantías requeridas en los armados.

Se debe tomar en cuenta que la fuerza de diseño se descompone en dos fuerzas a cortante, la primera, debido a cargas gravitacionales que será representado por: V_g ; la segunda, que es generada por los momentos que se puedan generar en los extremos, V_p .

Las siguientes imágenes muestran dicha revisión de las condiciones a cumplir de manera sucesiva:

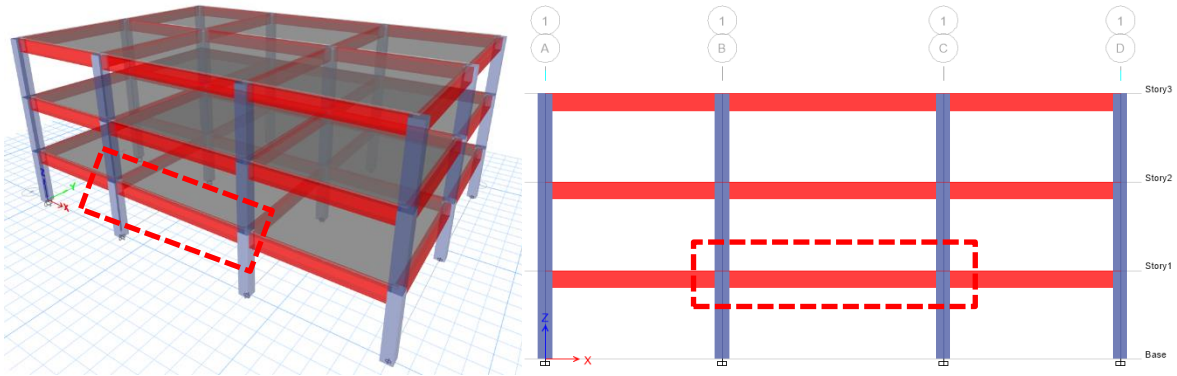


Figura 11. Elemento de estudio, trabe.

Asignación de materiales:

$$f'_c := 30 \text{ MPa}$$

$$E_c := 4700 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \text{MPa} = 25743 \text{ MPa}$$

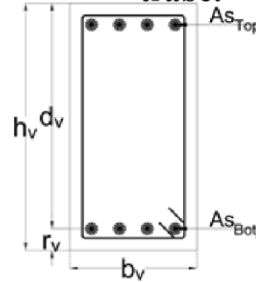
$$f_y := 420 \text{ MPa}$$

$$1.25 \cdot f_y = 525 \text{ MPa}$$

$$f_{yt} := 420 \text{ MPa}$$

Datos geométricos

Datos de la trabe:



$$b_v := 400 \text{ mm}$$

$$h_v := 800 \text{ mm}$$

$$r_v := 60 \text{ mm}$$

$$d_v := h_v - r_v = 740 \text{ mm}$$

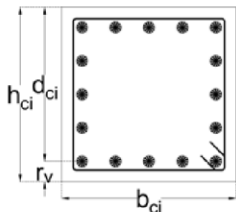
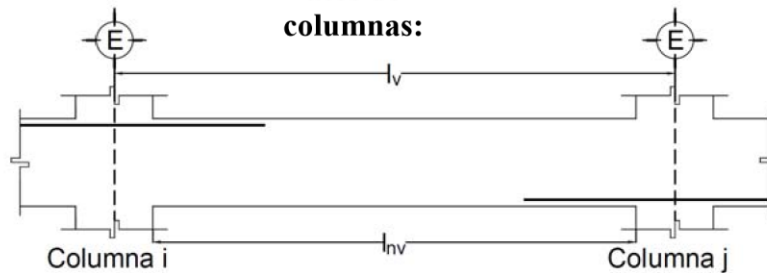
$$A_{s_{Topi}} := 3549 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{Botj}} := 2028 \text{ mm}^2$$

$$l_v := 10 \text{ m}$$

$$\beta_1 = 0.84$$

Datos de columnas:



Columna i

$$b_{ci} := 650 \text{ mm}$$

$$h_{ci} := 650 \text{ mm}$$

$$r_{ci} := 57.2 \text{ mm}$$

$$d_{ci} := h_{ci} - r_{ci} = 592.8 \text{ mm}$$

Columna j

$$b_{cj} := 650 \text{ mm}$$

$$h_{cj} := 650 \text{ mm}$$

$$r_{cj} := 57.2 \text{ mm}$$

$$d_{cj} := h_{cj} - r_{cj} = 592.8 \text{ mm}$$

$$l_{nv} := l_v - \frac{b_{ci}}{2} - \frac{b_{cj}}{2} = 9.35 \text{ m}$$

Vigas de Marcos especiales resistentes a momento

Límites dimensionales

Las trabes deben cumplir con (a) hasta (c)

(ACI 318-19, Capítulo 18.6.2.1. p. 311.)

- (a) $l_{nv} \geq 4 \cdot d_v$ ok
- (b) $b_v = 400 \text{ mm} > 0.3 \cdot h_v = 240 \text{ mm}$ ok
- (c) $b_v = 400 \text{ mm} < 0.75 \cdot h_{ci} = 487.5 \text{ mm}$ ok

Refuerzo longitudinal

La cantidad de refuerzo no debe ser inferior a lo requerido por 9.6.1.2, y la cuantía de refuerzo ρ no debe exceder 0.025

Revisión de área mínima de refuerzo para flexión A_{smin} debe ser mayor que A_{smin1} y A_{smin2} .
(ACI 318-19, Capítulo 9.6.1.2. p. 139.)

$$A_{smin1} := 0.25 \cdot \frac{\sqrt{f'_c} \cdot MPa}{f_y} \cdot b_v \cdot d_v = 965.03 \text{ mm}^2 \quad \text{Ec. 9.6.1.2 (a)}$$

$$A_{smin2} := \frac{1.4 \cdot MPa}{f_y} \cdot b_v \cdot d_v = 986.67 \text{ mm}^2 \quad \text{Ec. 9.6.1.2 (b)}$$

$$A_{smin} = 986.67 \text{ mm}^2$$

$$A_{sTopi} = 3549 \text{ mm}^2 > A_{smin} \quad \text{ok}$$

$$A_{sBotj} = 2028 \text{ mm}^2 > A_{smin} \quad \text{ok}$$

$$A_{smax} := 0.025 \cdot b_v \cdot d_v = 7400 \text{ mm}^2$$

$$A_{sTopi} = 3549 \text{ mm}^2 < A_{smax} \quad \text{ok}$$

$$A_{sBotj} = 2028 \text{ mm}^2 < A_{smax} \quad \text{ok}$$

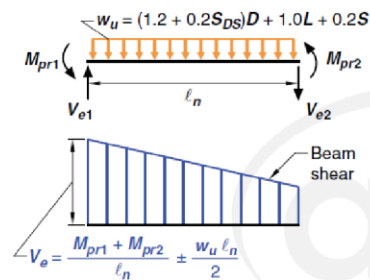
Resistencia a cortante

Fuerzas de diseño

(ACI 318-19, Capítulo 18.6.5. p. 314.)

$$V_e := \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n} + \frac{w_u \cdot l_n}{2}$$

$$V_e := \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n} - \frac{w_u \cdot l_n}{2}$$



Ec. Fig. R18.6.5

Determinación de las fuerzas de diseño sentido antihorario:

Determinación de momentos nominales en la cara del nudo.

Determinación de la cuantía de acero

$$\rho_{Topi} := \frac{As_{Topi}}{b_v \cdot d_v} = 0.012 \quad \rho_{Botj} := \frac{As_{Botj}}{b_v \cdot d_v} = 0.007$$

$$Rn_i := \rho_{Topi} \cdot 1.25 f_y \cdot \left(1 - \frac{1}{1.7} \cdot \frac{(\rho_{Topi} \cdot 1.25 f_y)}{f'_c} \right) = 5.52 \text{ MPa}$$

$$Rn_j := \rho_{Botj} \cdot 1.25 f_y \cdot \left(1 - \frac{1}{1.7} \cdot \frac{(\rho_{Botj} \cdot 1.25 f_y)}{f'_c} \right) = 3.34 \text{ MPa}$$

$$M_{pr1} := Rn_i \cdot b_v \cdot d_v^2 = 1209 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pr2} := Rn_j \cdot b_v \cdot d_v^2 = 732 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Determinación de la fuerza cortante hiperestática.

$$V_{p1} := \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_{nv}} = 208 \text{ kN}$$

Determinación de la fuerza cortante por cargas gravitacionales.

$$w_u := 29.96 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$V_g := \frac{w_u \cdot l_{nv}}{2} = 140 \text{ kN}$$

Determinación de la fuerza cortante de diseño

$$V_{e1} := V_{p1} + V_g = 348 \text{ kN}$$

Determinación de las fuerzas de diseño sentido horario:

Determinación de momentos nominales en la cara del nudo.

Determinación de la cuantía de acero

$$\rho_{Topi} := \frac{As_{Topi}}{b_v \cdot d_v} = 0.012 \quad \rho_{Boti} := \frac{As_{Botj}}{b_v \cdot d_v} = 0.007$$

$$Rn_i := \rho_{Topi} \cdot 1.25 f_y \cdot \left(1 - \frac{1}{1.7} \cdot \frac{(\rho_{Topi} \cdot 1.25 f_y)}{f'_c} \right) = 5.52 \text{ MPa}$$

$$Rn_j := \rho_{Boti} \cdot 1.25 f_y \cdot \left(1 - \frac{1}{1.7} \cdot \frac{(\rho_{Boti} \cdot 1.25 f_y)}{f'_c} \right) = 3.34 \text{ MPa}$$

$$M_{pr1} := Rn_i \cdot b_v \cdot d_v^2 = 1209 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pr2} := Rn_j \cdot b_v \cdot d_v^2 = 732 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Determinación de la fuerza cortante hiperestática.

$$V_{p2} := \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_{nv}} = 208 \text{ kN}$$

Determinación de la fuerza cortante por cargas gravitacionales.

$$w_u := 29.96 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$V_g := \frac{w_u \cdot l_{nv}}{2} = 140 \text{ kN}$$

Determinación de la fuerza cortante de diseño.

$$V_{e2} := V_{p2} - V_g = 68 \text{ kN}$$

Por lo tanto la fuerza cortante de diseño V_e .

$$V_e = 348 \text{ kN}$$

Refuerzo transversal

(ACI 318-19, Capítulo 18.6.5.2 p. 314.)

$$\phi := 0.75$$

$$Pu := 0 \text{ kN}$$

Determinación del valor V_c

$$(a) \quad V_p \geq 0.5 \cdot V_e \quad \text{ok} \quad \text{Cap. 18.6.5.2 (a)}$$

$$(b) \quad Pu \leq \frac{Ag \cdot f'_c}{20} \quad \text{ok} \quad \text{Cap. 18.6.5.2 (b)}$$

$$V_c = 0 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot V_c = 206.71 \text{ kN}$$

Determinación del área de acero de refuerzo transversal requerido, a partir del cortante máximo.

(ACI 318-19, Capítulo 22.5.8 p. 424.)

$$V_u = 348 \text{ kN}$$

$$V_s := \frac{V_u}{\phi} - V_c = 464 \text{ kN} \quad \text{Ec. 22.5.8.1}$$

$$\frac{A_{vmin}}{s} = 333 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \quad \text{Tabla 9.6.3.4}$$

$$A_v := \frac{V_s}{f_{yt} \cdot d_v} \cdot s = 1491 \text{ mm}^2 \quad \text{Ec. 22.5.8.5.3}$$

$$\frac{A_v}{s} = 1491 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} > \frac{A_{vmin}}{s} \quad \text{ok}$$

$$V_s := \frac{A_v}{s} \cdot f_{yt} \cdot d_v = 464 \text{ kN} \quad \text{Ec. 22.5.8.5.4}$$

$$\phi \cdot V_c = 0 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot V_s = 348 \text{ kN}$$

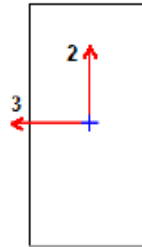
$$\phi V_n := \phi \cdot V_c + \phi \cdot V_s = 348 \text{ kN} \quad \text{Ec. 22.5.1.1}$$

Como se menciona anteriormente los análisis y resultados se cotejaron con el software ETABS, comprobando que ambos análisis son adecuados.

A continuación, se muestran los resultados que se obtuvieron con dicho software:

ETABS Concrete Frame Design

ACI 318-19 Beam Section Design



Beam Element Details (Shear Details) (Part 1 of 2)

Level	Element	Unique Name	Section ID	Combo ID	Station Loc	Length (mm)	LLRF
Story1	B10	63	T 400x800 7#8 - 4#8	4.- 1.1(CM+Wa-Sx-.3Sy)	325	10000	0.9

Beam Element Details (Shear Details) (Part 2 of 2)

Type

Sway Special

Section Properties

b (mm)	h (mm)	b _r (mm)	d _s (mm)	d _{ct} (mm)	d _{cb} (mm)
400	800	400	0	60	60

Material Properties

E _c (MPa)	f _c (MPa)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f _y (MPa)	f _{ys} (MPa)
25742.96	30	1	420	420

Design Code Parameters

φ _T	φ _{CTied}	φ _{CSpiral}	φ _{Vns}	φ _{Vs}	φ _{Vjoint}
0.9	0.65	0.75	0.75	0.6	0.85

Shear/Torsion Design for V_{u2} and T_u

Rbar A _{vs} mm ² /m	Rbar A _t /S mm ² /m	Rbar A _t mm ²	Design V _{u2} kN	Design T _u kN-m	Design M _{u3} kN-m	Design P _u kN
1491.4	0	0	347.6443	2.7595	275.7736	0

Design Forces

Factored V _{u2} kN	Factored M _{u3} kN-m	Design V _{u2} kN	Capacity V _p kN	Gravity V _g kN
247.2365	275.7736	347.6443	207.585	140.0593

Capacity Moment

	Long.Rebar A _s (Bottom) mm ²	Long.Rebar A _s (Top) mm ²	Capacity Moment M _{pos} kN-m	Capacity Moment M _{neg} kN-m
Left	2028	3549	732.3101	1208.6097
Right	2028	3549	732.3101	1208.6097

Design Basis

Design V _{u2} kN	Conc.Area A _c cm ²	Area A _g cm ²	Tensn.Reinf A _{st} mm ²	Strength f _{ys} MPa	Strength f _{cs} MPa	LtWt.Reduc Factor Unitless
347.6443	2960	3200	2028	420	30	1

Shear Rebar Design

Stress v MPa	Conc.Capacity V _c MPa	Uppr.Limit V _{max} MPa	Conc.Capacity φV _c MPa	Uppr.Limit φV _{max} MPa	RebarArea A _v /s mm ² /m	Shear φV _c kN	Shear φV _s kN	Shear φV _n kN
1.17	0.91	3.64	0.68	2.73	1491.4	0	347.6443	347.6443

Torsion Capacity

Torsion T _u kN-m	Threshold φT _{th} kN-m	Critical φT _{cr} kN-m	Conc.Area A _{cp} cm ²	Conc.Area A _{oh} cm ²	Conc.Area A _o cm ²	Perimeter P _{cp} mm	Perimeter P _h mm
2.7595	14.5536	58.2144	3200	2212.2	1880.4	2400	2044.4

Tabla 4

Resumen de resultados

Resumen de los valores obtenidos				Resumen de valores obtenidos por ETABS	
Trabes					
Sentido horario		Sentido Anti horario			
M _{pr1}	1209 kN-m	M _{pr1}	1209 kN-m	M _{pr pos}	1208.61 kN-m
M _{pr2}	732 kN-m	M _{pr2}	732 kN-m	M _{pr neg}	732.31 kN-m
V _{p1}	208 kN	V _{p2}	208 kN	V _p	207.59 kN
V _g	140 kN	V _g	140 kN	V _g	140.06 kN
V _{e1}	348 kN	V _{e2}	68 kN	V _e (V _{u2})	347.64 kN
Fuerza de diseño V _e		348 kN		Fuerza de diseño V _e	347.64 kN

IV.3 Columnas de marcos especiales resistentes a momento

Para el cálculo de las fuerzas de diseño en columnas, contamos con el apoyo del software Diin. Para la realización de este ejercicio se hicieron las adecuaciones pertinentes dentro del software mencionado y se realizaron pasos similares al ejercicio de trabes. Es importante indicar que se deberá tener conocimientos básicos de ingeniería, así como en el uso del software Diin, ya que los resultados se obtuvieron de forma manual.

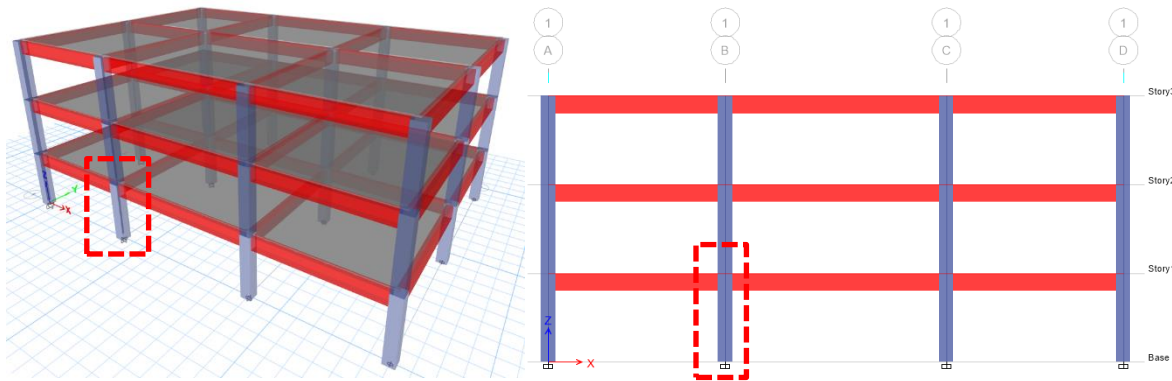


Figura 12. Elemento de estudio, columna.

Asignación de materiales:

$$f'_c := 30 \text{ MPa}$$

$$E_c := 4700 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \text{MPa} = 25743 \text{ MPa}$$

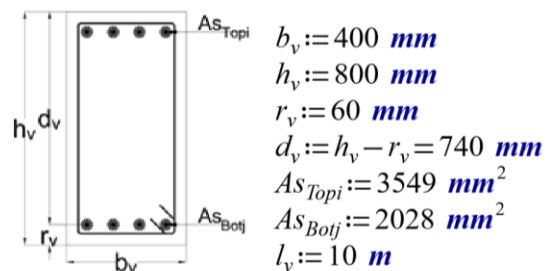
$$f_y := 420 \text{ MPa}$$

$$1.25 \cdot f_y = 525 \text{ MPa}$$

$$f_{yt} := 420 \text{ MPa}$$

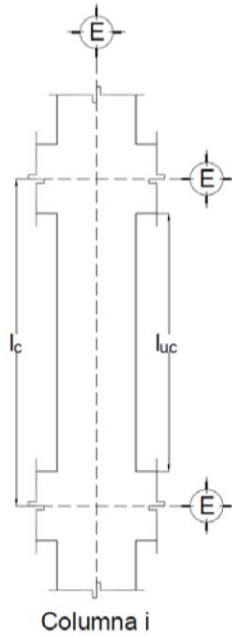
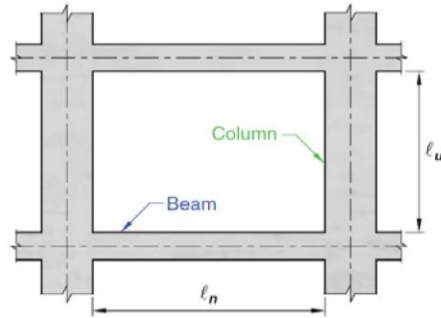
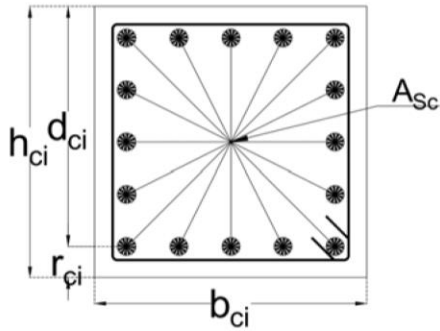
Datos geométricos

Datos de la trabe:



$$\beta_1 = 0.84$$

Datos de columnas:



Columna i

$$b_{ci} := 650 \text{ mm}$$

$$h_{ci} := 650 \text{ mm}$$

$$r_{ci} := 57.2 \text{ mm}$$

$$d_{ci} := h_{ci} - r_{ci} = 592.8 \text{ mm}$$

$$A_{gc} := b_{ci} \cdot h_{ci} = 422500 \text{ mm}^2$$

$$A_{Sc} := 14196 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{wc} := \frac{A_{Sc}}{A_{gc}} = 0.034$$

$$l_c := 4 \text{ m}$$

$$l_{uc} := l_c - h_v = 3.2 \text{ m}$$

Columna j

$$b_{cj} := 650 \text{ mm}$$

$$h_{cj} := 650 \text{ mm}$$

$$r_{cj} := 57.2 \text{ mm}$$

$$d_{cj} := h_{cj} - r_{cj} = 592.8 \text{ mm}$$

Columna i

Columnas de marcos especiales resistentes a momento

(ACI 318-19, Capítulo 18.7. p. 316.)

Límites dimensionales

Las columnas deben cumplir con (a) y (b):

(ACI 318-19, Capítulo 18.7.2. p. 316.)

(a) $b_{ci} \geq 300 \text{ mm}$ **ok**

(b) $\frac{b_{ci}}{h_{ci}} \geq 0.4$ **ok**

Resistencia mínima a flexión de columnas
(ACI 318-19, Capítulo 18.7.3. p. 316.)

$$P_u = 1907 \text{ kN}$$

$$\frac{A_{gc} \cdot f'_c}{10} = 1268 \text{ kN}$$

Cap. 18.7.3.1

Columna no discontinua

ok

$$P_u > \frac{A_{gc} \cdot f'_c}{10}$$

ok

Resistencia mínima a flexión de columnas
(ACI 318-19, Capítulo 18.7.3.2. p. 316.)

Datos		Unidades		S.I.
Varillas por	Número #			
h	650 mm			
b	650 mm			
r _h	57.20 mm			
r _b	57.20 mm			
d _h	593 mm			
d _b	593 mm			
Código	ACI 318-19			
Ø Meseta	0.80			
Ø Cont. por compresión	0.65			
Ø Cont. por tensión	1.00			
Frontera nominal	SI			
Zona balanceada	NO			
ety + 0.003	NO			

f' _c	30 MPa
f'' _c	25.50 MPa
β ₁	0.836
f _y	420 MPa
E _s	200000 MPa
ε _c	0.0030
ε _y	0.0021
A _s	14187.81 mm ²
ρ	0.03358
Restar A _s	SI
Capas en flexión Eje X	8
Capas en flexión Eje Y	8
Sep. capas flexión Eje X	76.51 mm
Sep. capas flexión Eje Y	76.51 mm
Igualar escalas	SI
Combinación	NO
Valor usuario	NO
Max Ratio	0.81
Min Ratio	0.22

Determinación del momento nominal de flexión en columnas que se unen al nudo.

La obtención de los momentos nominales de la columna, se obtienen de las combinaciones de diseño, de las cuales se obtendrá la fuerza axial factorizada congruente con la dirección de las fuerzas laterales que conduzcan a la resistencia a la flexión más baja.

Tabla 5

Combinaciones de carga para el diseño de columnas.

	P_u	M_{ux}	M_{uy}
1	1.19E+03	2.21E+02	9.45E+02
2	1.17E+03	1.44E+02	3.55E+02
3	1.15E+03	1.28E+02	2.92E+02
4	-1.77E+03	3.49E+02	9.82E+02
5	-1.75E+03	1.12E+02	3.45E+02
6	-1.73E+03	6.46E+01	2.37E+02
7	-1.19E+03	2.21E+02	9.45E+02
8	-1.17E+03	1.44E+02	3.55E+02
9	-1.15E+03	1.28E+02	2.92E+02
10	-1.77E+03	3.49E+02	9.82E+02
11	-1.75E+03	1.12E+02	3.45E+02
12	-1.73E+03	6.46E+01	2.37E+02
13	-1.19E+03	2.21E+02	9.45E+02
14	-1.17E+03	1.44E+02	3.55E+02
15	-1.15E+03	1.28E+02	2.92E+02
16	-1.77E+03	3.49E+02	9.82E+02
17	-1.75E+03	1.12E+02	3.45E+02
18	-1.73E+03	6.46E+01	2.37E+02
19	-1.19E+03	2.21E+02	9.45E+02
20	-1.17E+03	1.44E+02	3.55E+02
21	-1.15E+03	1.28E+02	2.92E+02
22	-1.77E+03	3.49E+02	9.82E+02
23	-1.75E+03	1.12E+02	3.45E+02
24	-1.73E+03	6.46E+01	2.37E+02
25	-1.05E+03	8.13E+02	3.35E+02
26	-1.03E+03	4.09E+02	1.33E+02
27	-1.02E+03	1.93E+02	1.25E+02
28	-1.91E+03	9.42E+02	3.72E+02
29	-1.89E+03	3.77E+02	1.24E+02
30	-1.87E+03	8.29E-01	6.95E+01
31	-1.05E+03	8.13E+02	3.35E+02
32	-1.03E+03	4.09E+02	1.33E+02
33	-1.02E+03	1.93E+02	1.25E+02
34	-1.91E+03	9.42E+02	3.72E+02
35	-1.89E+03	3.77E+02	1.24E+02
36	-1.87E+03	8.29E-01	6.95E+01
37	-1.05E+03	8.13E+02	3.35E+02
38	-1.03E+03	4.09E+02	1.33E+02
39	-1.02E+03	1.93E+02	1.25E+02
40	-1.91E+03	9.42E+02	3.72E+02
41	-1.89E+03	3.77E+02	1.24E+02
42	-1.87E+03	8.29E-01	6.95E+01
43	-1.05E+03	8.13E+02	3.35E+02
44	-1.03E+03	4.09E+02	1.33E+02
45	-1.02E+03	1.93E+02	1.25E+02
46	-1.91E+03	9.42E+02	3.72E+02
47	-1.89E+03	3.77E+02	1.24E+02
48	-1.87E+03	8.29E-01	6.95E+01
49	-1.88E+03	8.45E+01	2.42E+01
50	-1.86E+03	2.09E+01	5.98E+00
51	-1.84E+03	1.26E+02	3.61E+01

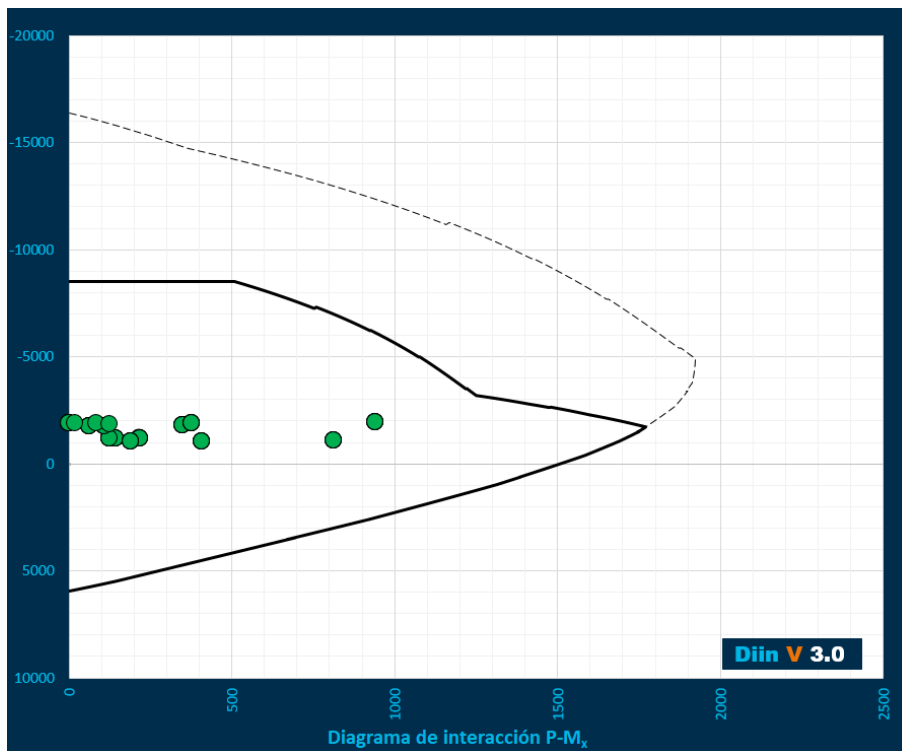


Figura 13. Diagrama de interacción P-M_x, de las combinaciones de diseño.

Para este paso se utilizó el software Diin, ya que este no cuenta con la adaptación necesaria hasta la fecha de emisión de este documento, los pasos que se realizaron fueron de manera manual evitando el menor porcentaje de error en la lectura de datos.

De la figura 12, al obtener la carga axial más baja se dibuja una línea horizontal a la carga hasta la intersección con la curva de interacción, figura 13. Para leer el momento a flexión que nos origina dicha carga se leerá de manera vertical a la intersección. Se muestran dos puntos en el diagrama, estos debido a que es una columna continua.

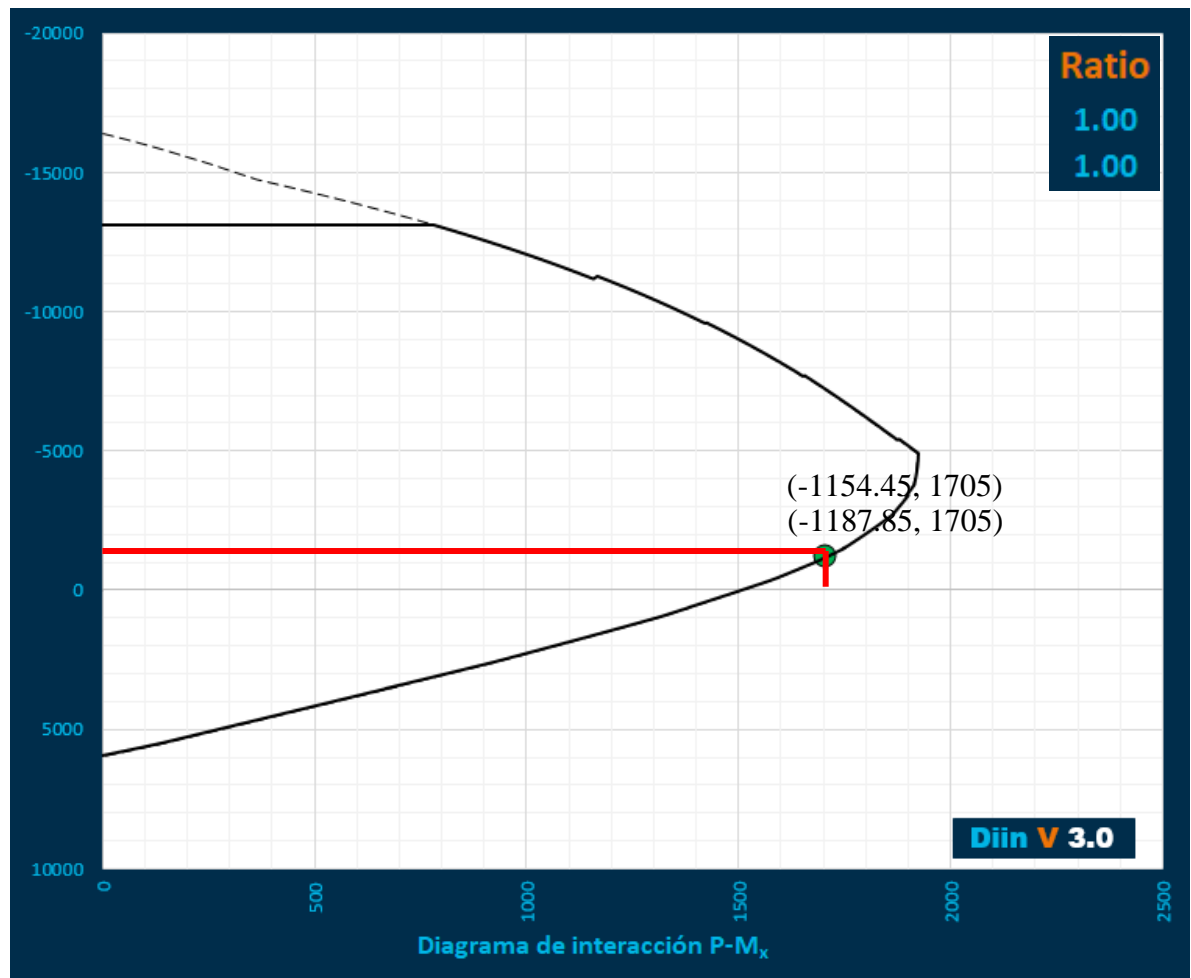


Figura 14. Diagrama de interacción, P-Mx para obtención de momento resistente mínimo de la sección.

$$M_{nci} := 1705 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{ncj} := 1705 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{nc} := M_{nci} + M_{ncj} = 3410 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Determinación de momento nominal de flexión en traves que se unen al nudo.

$$M_{nbi} := 1208.61 \text{ kNm}$$

$$M_{nbj} := 732.31 \text{ kNm}$$

$$M_{nb} := M_{nbi} + M_{nbj} = 1941 \text{ kNm}$$

$$\left(\frac{6}{5}\right) \cdot M_{nb} = 2329 \text{ kNm}$$

Resistencia a flexión de las columnas.

$$M_{nc} \geq \left(\frac{6}{5}\right) \cdot M_{nb} \quad \text{ok} \quad \text{Ec. 18.7.3.2}$$

Refuerzo longitudinal
(ACI 318-19, Capítulo 18.7.4.1. p. 317.)

$$\rho_{min} := 0.01 > \rho_{wc} = 0.034 \quad \text{ok}$$

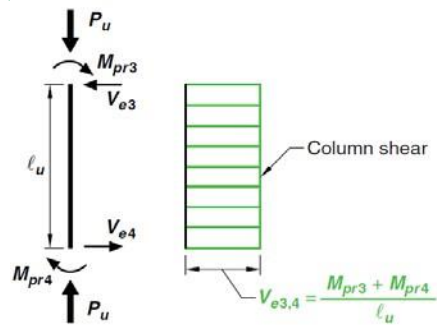
$$\rho_{max} := 0.06 < \rho_{wc} = 0.034 \quad \text{ok}$$

Resistencia cortante

Fuerzas de diseño

Determinación de la fuerza de cortante de diseño V_e
(ACI 318-19, Capítulo 18.7.6.1.1. p. 321.)

$$V_{e34} := \frac{M_{pr3} + M_{pr4}}{l_{uc}}$$



Ec. Fig. R18.6.5

Determinación de la resistencia a flexión máximas probable, M_{pr3} y M_{pr4} .

Datos			
Unidades	S.I.	f_c	30 MPa
Varillas por	Número #	f'_c	25.50 MPa
h	650 mm	β_1	0.836
b	650 mm	f_y	525 MPa
r_h	57.20 mm	E_c	20000 MPa
r_b	57.20 mm	ϵ_c	0.0030
d_h	593 mm	ϵ_y	0.0026
d_b	593 mm	A_s	14187.81 mm ²
Código	ACI 318-19	ρ	0.03358
\emptyset Meseta	0.30	Restar A_s	SI
\emptyset Cont. por compresión	1.00	Capas en flexión Eje X	8
\emptyset Cont. por tensión	1.00	Capas en flexión Eje Y	8
Frontera nominal	SI	Sep. capas flexión Eje X	76.51 mm
Zona balanceada	NO	Sep. capas flexión Eje Y	76.51 mm
$\epsilon_{ty} + 0.003$	NO	Igualar escalas	SI
		Combinación	NO
		Valor usuario	NO
		Max Ratio	1.01
		Min Ratio	0.99

De la misma manera que en la Determinación del momento nominal de flexión en columnas que se unen al nudo, se realiza el mismo procedimiento con la diferencia que ahora debemos obtener la resistencia a flexión máxima probable.

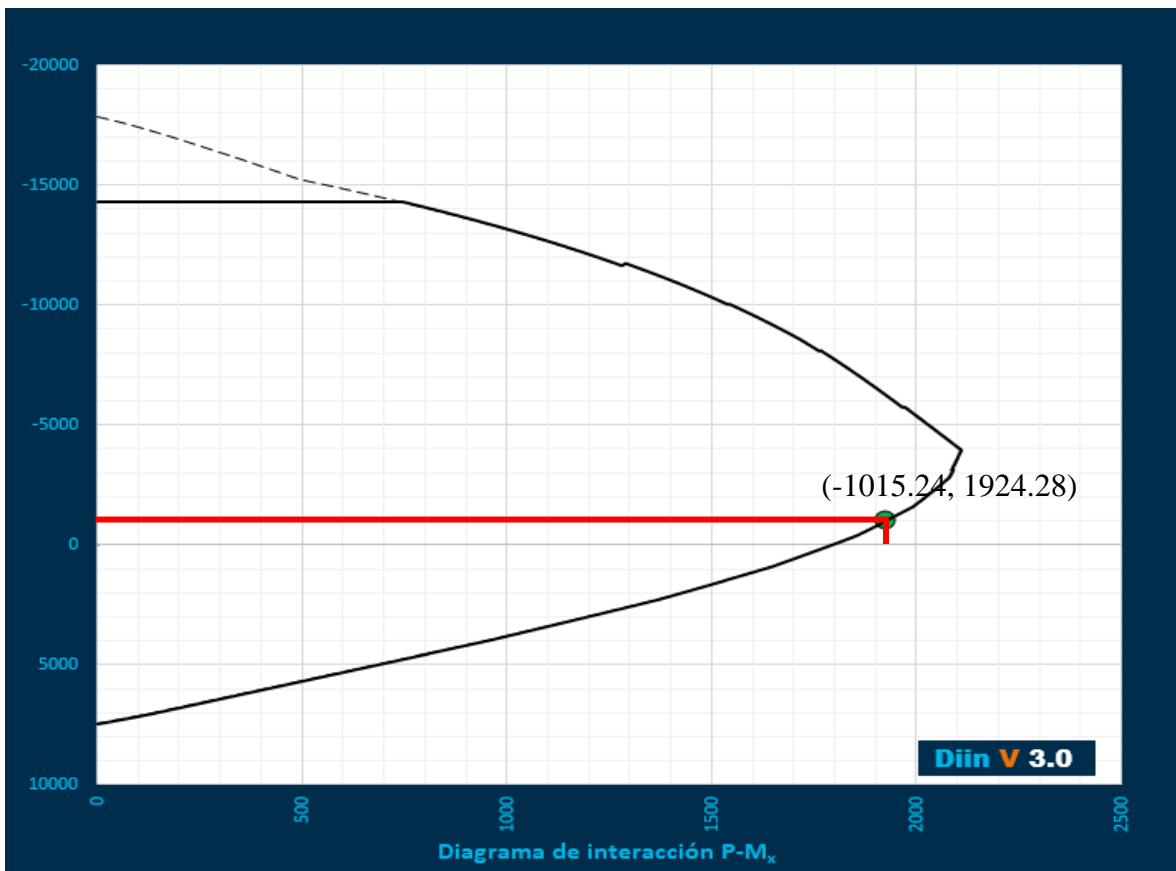


Figura 15. Diagrama de interacción, P-M_x para obtención de momento resistente máximo probable de la sección.

$$M_{pr3} := 1924.28 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pr4} := 1924.28 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Determinación de la fuerza cortante de diseño hiperetático.

$$V_e := \frac{M_{pr3} + M_{pr4}}{l_{uc}} = 1203 \text{ kN} \quad \text{Ec. Fig. R18.6.5}$$

Para cumplir con 18.7.6.1 del ACI318-19, la determinación de fuerzas que llegan al nudo se obtiene de la siguiente manera:

1. Suma de las resistencias a flexión de las traveses que llegan al nudo M_{pr1} & M_{pr2} .
2. Encontrar el punto de inflexión de las columnas, inferior y superior al nudo, H. Para el caso práctico se utiliza la distancia a media altura de los dos elementos como se muestra en la figura 16.

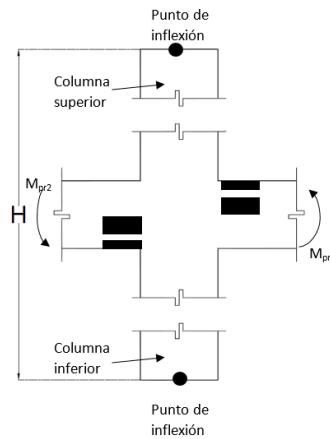


Figura 16. Fuerza de corte en columna.

3. Aplicación de la siguiente formula: $V_p = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{H}$

Determinación de la resistencia a flexión máxima probable en traveses.

$$M_{pr1} = 1209 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pr2} = 732 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Determinación de la fuerza cortante de diseño en traveses.

$$H := l_c$$

$$V_p := \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{H} = 485 \text{ kN}$$

Determinación de la fuerza cortante de diseño.

$$V_e > V_p \quad \therefore \quad V_p = 485 \text{ kN}$$

Determinación de la fuerza de cortante de diseño entre análisis por ductilidad y análisis estructural.

$$V_u = 500 \text{ kN}$$

Refuerzo transversal

(ACI 318-19, Capítulo 18.6.5.2 p. 314.)

$$\lambda := 1$$

$$\phi := 0.6$$

$$P_u = 1907 \text{ kN}$$

Determinación del valor de V_c

$$(a) \quad V_p \geq 0.5 \cdot V_e \quad \text{ok} \quad \text{Cap. 18.7.6.2.1 (a)}$$

$$(b) \quad P_u \leq \frac{A_g \cdot f_c}{20} \quad \text{ok} \quad \text{Cap. 18.7.6.2.1 (b)}$$

$$V_c = 645 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot V_c = 387 \text{ kN}$$

Determinación del área de acero de refuerzo transversal requerido, a partir del cortante máximo.

(ACI 318-19, Capítulo 22.5.8 p. 424.)

Área de acero de refuerzo transversal requerida

$$V_u = 499.6 \text{ kN}$$

$$V_s := V_u - \phi \cdot V_c = 112.62 \text{ kN}$$

$$\frac{A_{vmin}}{s} = 333 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Tabla 9.6.3.4

$$\frac{A_v}{s} = 604 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} > \frac{A_{vmin}}{s} \quad \text{ok}$$

$$V_s := \frac{A_v}{s} \cdot f_{yt} \cdot d_v = 188 \text{ kN} \quad \text{Ec. 22.5.8.5.4}$$

$$\phi \cdot V_c = 386.97 \text{ kN}$$

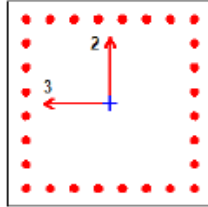
$$\phi \cdot V_s = 113 \text{ kN}$$

$$\phi V_n := \phi \cdot V_c + \phi \cdot V_s = 500 \text{ kN} \quad \text{Ec. 22.5.1.1}$$

A continuación, se muestran los resultados obtenidos por el software ETABS:

ETABS Concrete Frame Design

ACI 318-19 Column Section Design



Column Element Details (Shear Details)

Level	Element	Unique Name	Section ID	Combo ID	Station Loc	Length (mm)	LLRF	Type
Story1	C4	4	C 650x650 28#8	8.- 1.1(CM+Wa-Sy-.35x)	0	4000	0.458	Sway Special

Section Properties

b (mm)	h (mm)	dc (mm)	Cover (Torsion) (mm)
650	650	57.2	22.3

Material Properties

E_c (MPa)	f'_c (MPa)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f_y (MPa)	f_{ys} (MPa)
25742.96	30	1	420	420

Design Code Parameters

ϕ_T	ϕ_{cTied}	$\phi_{cSpiral}$	ϕ_{vns}	ϕ_{vs}	ϕ_{joint}	Ω_0
0.9	0.65	0.75	0.75	0.6	0.85	2

Shear Design for V_{u2} , V_{u3}

	Rebar A_v /s mm ² /m	Design V_u kN	Design P_u kN	Design M_u kN-m	ϕV_c kN	ϕV_s kN	ϕV_n kN
Major Shear(V2)	606.68	499.5952	948.7436	334.6521	386.316	113.2792	499.5952
Minor Shear(V3)	533.52	388.4693	948.7436	813.3205	386.316	99.6186	485.9346

Design Forces

	V_u kN	P_u kN	M_u kN-m	Capacity V_p kN
Major Shear(V2)	154.949	948.7436	334.6521	485.2299
Minor Shear(V3)	353.1497	948.7436	813.3205	338.3711

Capacity Shear (Part 1 of 2)

	Shear V_p kN	Long.Rebar $A_{s(Bot)}$ %	Long.Rebar $A_{s(Top)}$ %	Cap.Moment M_{posBot} kN-m
Major Shear(V2)	485.2299	3.38	3.38	1924.2769
Minor Shear(V3)	338.3711	3.38	3.38	1924.2769

Capacity Shear (Part 2 of 2)

Cap.Moment M_{negTop} kN-m	Cap.Moment M_{negBot} kN-m	Cap.Moment M_{posTop} kN-m
1924.2769	1924.2769	1924.2769
1924.2769	1924.2769	1924.2769

Design Basis

Shr Reduc Factor Unitless	Strength f_{ys} MPa	Strength f_{cs} MPa	Area A_g cm ²
1	420	30	4225

Concrete Shear Capacity

	Design V_u kN	Conc.Area A_{cu} cm ²	Tensn.Rein A_{st} mm ²
Major Shear(V2)	499.5952	3852.9	7135
Minor Shear(V3)	388.4693	3852.9	7135

Shear Rebar Design

	Stress v MPa	Conc.Cpcty v_c MPa	Uppr.Limit V_{max} MPa	ϕV_c MPa	ϕV_{max} MPa	RebarArea A_v / s mm ² /m
Major Shear(V2)	1.3	1.34	4.98	1	0	606.68
Minor Shear(V3)	1.01	1.34	4.98	1	3.73	533.52

Tabla 6

Resumen de valores

Resumen de los valores obtenidos			Resumen de valores obtenidos por ETABS		
Columnas					
			(Cap. Moment M_{posTot})		
M_{pr3}	1924	kN-m	$M_{pr 2}$	1924.28	kN-m
M_{pr4}	1924	kN-m	$M_{pr 3}$	1924.28	kN-m
V_e	1203	kN-m			
V_p	485	kN	V_p	485.23	kN
Fuerza de diseño V_e	485	kN	V_e	485.23	kN

A continuación se muestra un segundo ejercicio para su mejor entendimiento.

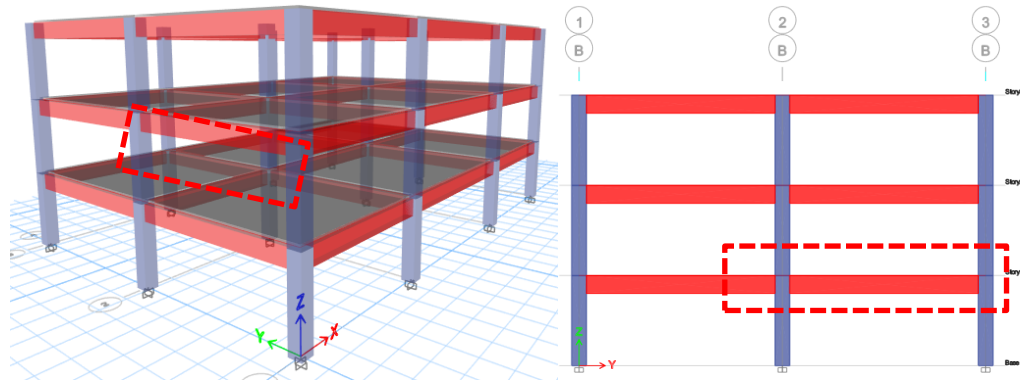


Figura 17. Elemento de estudio, trabe.

Asignación de materiales:

$f'_c := 30 \text{ MPa}$

$E_c := 4700 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \text{MPa} = 25743 \text{ MPa}$

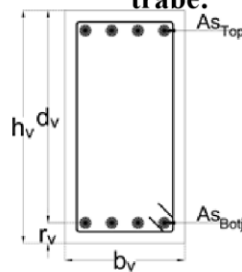
$f_y := 420 \text{ MPa}$

$1.25 \cdot f_y = 525 \text{ MPa}$

$f_{yt} := 420 \text{ MPa}$

Datos geométricos

Datos de la trabe:



$b_v := 400 \text{ mm}$

$h_v := 800 \text{ mm}$

$r_v := 60 \text{ mm}$

$d_v := h_v - r_v = 740 \text{ mm}$

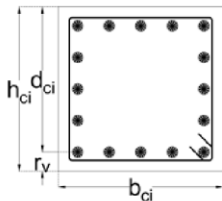
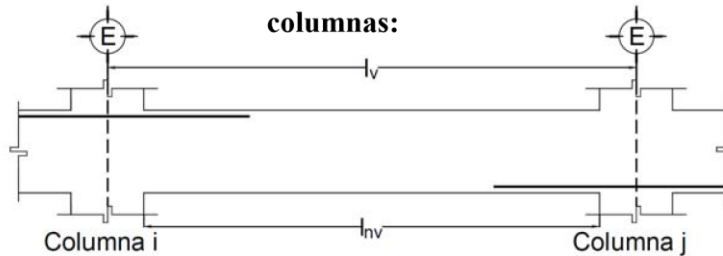
$AS_{Topi} := 4056 \text{ mm}^2$

$AS_{Botj} := 2028 \text{ mm}^2$

$l_v := 9 \text{ m}$

$\beta_1 = 0.84$

Datos de columnas:



Columna i

$b_{ci} := 650 \text{ mm}$

$h_{ci} := 650 \text{ mm}$

$r_{ci} := 57.2 \text{ mm}$

$d_{ci} := h_{ci} - r_{ci} = 592.8 \text{ mm}$

Columna j

$b_{cj} := 650 \text{ mm}$

$h_{cj} := 650 \text{ mm}$

$r_{cj} := 57.2 \text{ mm}$

$d_{cj} := h_{cj} - r_{cj} = 592.8 \text{ mm}$

$l_{nv} := l_v - \frac{b_{ci}}{2} - \frac{b_{cj}}{2} = 8.35 \text{ m}$

Vigas de Marcos especiales resistentes a momento

Límites dimensionales

Las trabes deben cumplir con (a) hasta (c)

(ACI 318-19, Capítulo 18.6.2.1. p. 311.)

- | | | |
|-----|---|----|
| (a) | $l_{nv} \geq 4 \cdot d_v$ | ok |
| (b) | $b_v = 400 \text{ mm} > 0.3 \cdot h_v = 240 \text{ mm}$ | ok |
| (c) | $b_v = 400 \text{ mm} < 0.75 \cdot h_{ci} = 487.5 \text{ mm}$ | ok |

Refuerzo longitudinal

La cantidad de refuerzo no debe ser inferior a lo requerido por 9.6.1.2, y la cuantía de refuerzo ρ no debe exceder 0.025

Revisión de área mínima de refuerzo para flexión A_{smin} debe ser mayor que A_{smin1} y A_{smin2} .
(ACI 318-19, Capítulo 9.6.1.2. p. 139.)

$$A_{smin1} := 0.25 \cdot \frac{\sqrt{f'_c} \cdot \text{MPa}}{f_y} \cdot b_v \cdot d_v = 965.03 \text{ mm}^2 \quad \text{Ec. 9.6.1.2 (a)}$$

$$A_{smin2} := \frac{1.4 \cdot \text{MPa}}{f_y} \cdot b_v \cdot d_v = 986.67 \text{ mm}^2 \quad \text{Ec. 9.6.1.2 (b)}$$

$$A_{smin} = 986.67 \text{ mm}^2$$

$$A_{sTopi} = 4056 \text{ mm}^2 > A_{smin} \quad \text{ok}$$

$$A_{sBotj} = 2028 \text{ mm}^2 > A_{smin} \quad \text{ok}$$

$$A_{smax} := 0.025 \cdot b_v \cdot d_v = 7400 \text{ mm}^2$$

$$A_{sTopi} = 4056 \text{ mm}^2 < A_{smax} \quad \text{ok}$$

$$A_{sBotj} = 2028 \text{ mm}^2 < A_{smax} \quad \text{ok}$$

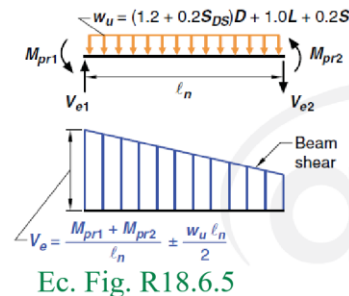
Resistencia a cortante

Fuerzas de diseño

(ACI 318-19, Capítulo 18.6.5. p. 314.)

$$V_e := \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n} + \frac{w_u \cdot l_n}{2}$$

$$V_e := \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n} - \frac{w_u \cdot l_n}{2}$$



Determinación de las fuerzas de diseño sentido antihorario:

Determinación de momentos nominales en la cara del nudo.

Determinación de la cuantía de acero

$$\rho_{Topi} := \frac{As_{Topi}}{b_v \cdot d_v} = 0.014 \quad \rho_{Botj} := \frac{As_{Botj}}{b_v \cdot d_v} = 0.007$$

$$Rn_i := \rho_{Topi} \cdot 1.25 f_y \cdot \left(1 - \frac{1}{1.7} \cdot \frac{(\rho_{Topi} \cdot 1.25 f_y)}{f'_c} \right) = 6.18 \text{ MPa}$$

$$Rn_j := \rho_{Botj} \cdot 1.25 f_y \cdot \left(1 - \frac{1}{1.7} \cdot \frac{(\rho_{Botj} \cdot 1.25 f_y)}{f'_c} \right) = 3.34 \text{ MPa}$$

$$M_{pr1} := Rn_i \cdot b_v \cdot d_v^2 = 1353 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pr2} := Rn_j \cdot b_v \cdot d_v^2 = 732 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Determinación de la fuerza cortante hiperestática.

$$V_{p1} := \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_{nv}} = 250 \text{ kN}$$

Determinación de la fuerza cortante por cargas gravitacionales.

$$w_u := 48.40 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$V_g := \frac{w_u \cdot l_{nv}}{2} = 202 \text{ kN}$$

Determinación de la fuerza cortante de diseño

$$V_{e1} := V_{p1} + V_g = 452 \text{ kN}$$

Determinación de las fuerzas de diseño sentido horario:

Determinación de momentos nominales en la cara del nudo.

Determinación de la cuantía de acero

$$\rho_{Topi} := \frac{As_{Topi}}{b_v \cdot d_v} = 0.014 \quad \rho_{Boti} := \frac{As_{Boti}}{b_v \cdot d_v} = 0.007$$

$$Rn_i := \rho_{Topi} \cdot 1.25 f_y \cdot \left(1 - \frac{1}{1.7} \cdot \frac{(\rho_{Topi} \cdot 1.25 f_y)}{f'_c} \right) = 6.18 \text{ MPa}$$

$$Rn_j := \rho_{Boti} \cdot 1.25 f_y \cdot \left(1 - \frac{1}{1.7} \cdot \frac{(\rho_{Boti} \cdot 1.25 f_y)}{f'_c} \right) = 3.34 \text{ MPa}$$

$$M_{pr1} := Rn_i \cdot b_v \cdot d_v^2 = 1353 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pr2} := Rn_j \cdot b_v \cdot d_v^2 = 732 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Determinación de la fuerza cortante hiperestática.

$$V_{p2} := \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_{nv}} = 250 \text{ kN}$$

Determinación de la fuerza cortante por cargas gravitacionales.

$$w_u := 48.40 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$V_g := \frac{w_u \cdot l_{nv}}{2} = 202 \text{ kN}$$

Determinación de la fuerza cortante de diseño.

$$V_{e2} := V_{p2} - V_g = 48 \text{ kN}$$

Por lo tanto la fuerza cortante de diseño V_e .

$$V_e = 452 \text{ kN}$$

Refuerzo transversal

(ACI 318-19, Capítulo 18.6.5.2 p. 314.)

$$\phi := 0.75$$

$$Pu := 0 \text{ kN}$$

Determinación del valor V_c

$$(a) \quad V_p \geq 0.5 \cdot V_e$$

ok Cap. 18.6.5.2 (a)

$$(b) \quad Pu \leq \frac{Ag \cdot f'_c}{20}$$

ok Cap. 18.6.5.2 (b)

$$V_c = 0 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot V_c = 0 \text{ kN}$$

Determinación del área de acero de refuerzo transversal requerido, a partir del cortante máximo.

(ACI 318-19, Capítulo 22.5.8 p. 424.)

$$V_u = 452 \text{ kN}$$

$$V_s := \frac{V_u}{\phi} - V_c = 602 \text{ kN} \quad \text{Ec. 22.5.8.1}$$

$$\frac{A_{vmin}}{s} = 333 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \quad \text{Tabla 9.6.3.4}$$

$$A_v := \frac{V_s}{f_{yt} \cdot d_v} \cdot s = 1939 \text{ mm}^2 \quad \text{Ec. 22.5.8.5.3}$$

$$\frac{A_v}{s} = 1939 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} > \frac{A_{vmin}}{s} \quad \text{ok}$$

$$V_s := \frac{A_v}{s} \cdot f_{yt} \cdot d_v = 602 \text{ kN} \quad \text{Ec. 22.5.8.5.4}$$

$$\phi V_c = 0 \text{ kN}$$

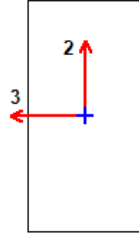
$$\phi V_s = 452 \text{ kN}$$

$$\phi V_n := \phi V_c + \phi V_s = 452 \text{ kN} \quad \text{Ec. 22.5.1.1}$$

A continuación, se muestra el reporte de ETABS, donde se marcan los resultados obtenidos y cotejados con las hojas de cálculo de Mathcad.

ETABS Concrete Frame Design

ACI 318-19 Beam Section Design



Beam Element Details (Shear Details) (Part 1 of 2)

Level	Element	Unique Name	Section ID	Combo ID	Station Loc	Length (mm)	LLRF
Story1	B4	57	T400x800 8#8 - 4#8	1.- 1.1(CM+Wa+Sx+.3Sy)	325	9000	0.76

Beam Element Details (Shear Details) (Part 2 of 2)

Type

Sway Special

Section Properties

b (mm)	h (mm)	b _f (mm)	d _s (mm)	d _{ct} (mm)	d _{cb} (mm)
400	800	400	0	60	60

Material Properties

E _c (MPa)	f' _c (MPa)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f _y (MPa)	f _{ys} (MPa)
25742.96	30	1	420	420

Design Code Parameters

φ _T	φ _{CTied}	φ _{CSpiral}	φ _{Vns}	φ _{Vs}	φ _{Vjoint}
0.9	0.65	0.75	0.75	0.6	0.85

Shear/Torsion Design for V_{u2} and T_u

Rbar A _{vs} mm ² /m	Rbar A _t /S mm ² /m	Rbar A _t mm ²	Design V _{u2} kN	Design T _u kN-m	Design M _{u3} kN-m	Design P _u kN
1938.43	0	0	451.8474	3.202	-107.5705	0

Design Forces

Factored V _{u2} kN	Factored M _{u3} kN-m	Design V _{u2} kN	Capacity V _p kN	Gravity V _g kN
253.0699	-107.5705	451.8474	249.7957	202.0517

Capacity Moment

	Long.Rebar A _s (Bottom) mm ²	Long.Rebar A _s (Top) mm ²	Capacity Moment M _{pos} kN-m	Capacity Moment M _{neg} kN-m
Left	2028	4056	732.3101	1353.4842
Right	2028	4056	732.3101	1353.4842

Design Basis

Design V _{u2} kN	Conc.Area A _c cm ²	Area A _g cm ²	Tensn.Reinf A _{st} mm ²	Strength f _{ys} MPa	Strength f _{cs} MPa	LtWt.Reduc Factor Unitless
451.8474	2960	3200	4056	420	30	1

Shear Rebar Design

Stress V MPa	Conc.Capacity V _c MPa	Uppr.Limit V _{max} MPa	Conc.Capacity φV _c MPa	Uppr.Limit φV _{max} MPa	RebarArea A _v /s mm ² /m	Shear φV _c kN	Shear φV _s kN	Shear φV _n kN
1.53	0.91	3.64	0.68	2.73	1938.43	0	451.8474	451.8474

Torsion Capacity

Torsion T _u kN-m	Threshold φT _{th} kN-m	Critical φT _{cr} kN-m	Conc.Area A _{cp} cm ²	Conc.Area A _{oh} cm ²	Conc.Area A _o cm ²	Perimeter P _{cp} mm	Perimeter P _h mm
3.202	14.5536	58.2144	3200	2212.2	1880.4	2400	2044.4

Tabla 7

Resumen de resultados

Resumen de los valores obtenidos				Resumen de valores obtenidos por ETABS	
Trabes					
Sentido horario		Sentido Antihorario			
Mpr1	1353 kN-m	Mpr1	1353 kN-m	Mpr pos	1353.48 kN-m
Mpr2	732 kN-m	Mpr2	732 kN-m	Mpr neg	732.31 kN-m
Vp1	250 kN	Vp1	250 kN	Vp	249.80 kN
Vg	202 kN	Vg	202 kN	Vg	249.79 kN
Ve1	452 kN	Ve2	48 kN	Ve (Vu2)	451.85 kN
Fuerza de diseño Ve		452 kN		Fuerza de diseño Ve	451.85 kN

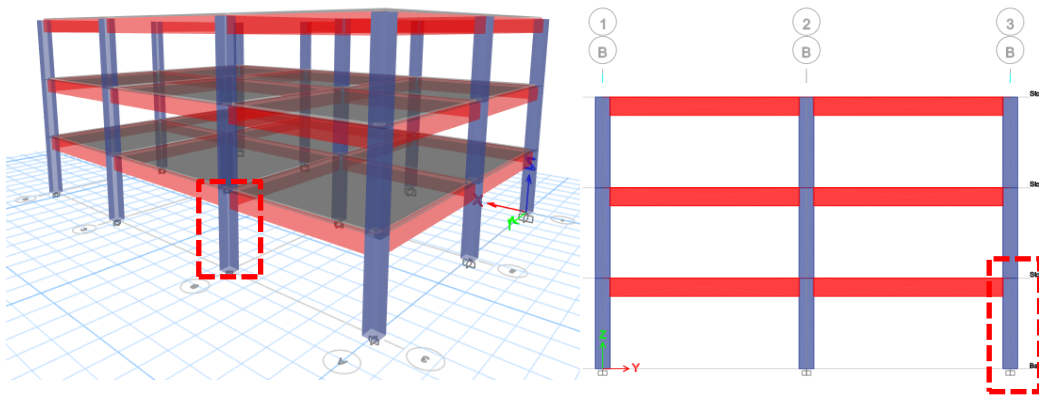


Figura 18. Elemento de estudio, columna.

Asignación de materiales:

$$f'_c := 30 \text{ MPa}$$

$$E_c := 4700 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \text{MPa} = 25743 \text{ MPa}$$

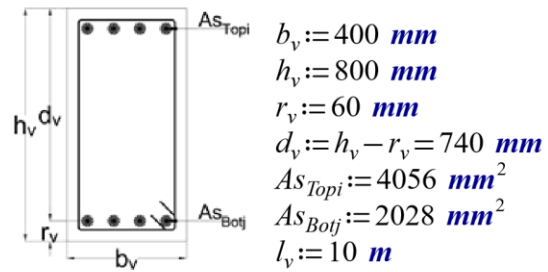
$$f_y := 420 \text{ MPa}$$

$$1.25 \cdot f_y = 525 \text{ MPa}$$

$$f_{yt} := 420 \text{ MPa}$$

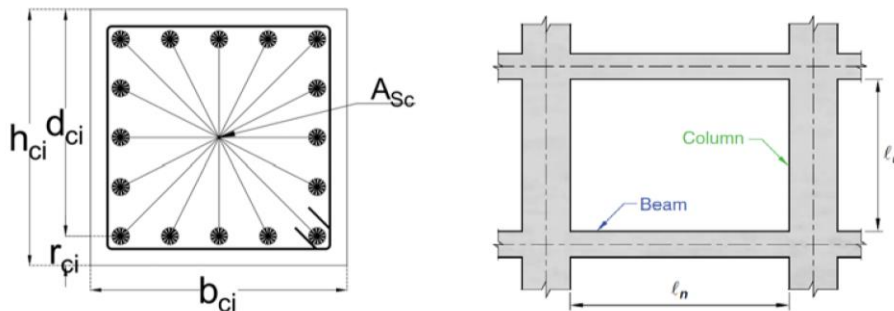
Datos geométricos

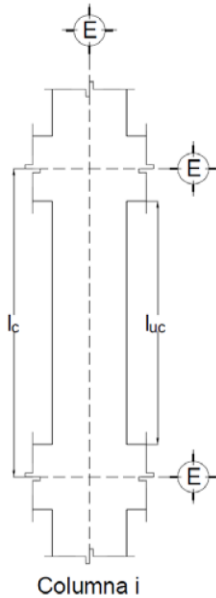
Datos de la trabe:



$$\beta_l = 0.84$$

Datos de columnas:





Columna i

$$b_{ci} := 650 \text{ mm}$$

$$h_{ci} := 650 \text{ mm}$$

$$r_{ci} := 57.2 \text{ mm}$$

$$d_{ci} := h_{ci} - r_{ci} = 592.8 \text{ mm}$$

$$A_{gc} := b_{ci} \cdot h_{ci} = 422500 \text{ mm}^2$$

$$A_{Sc} := 14196 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{wc} := \frac{A_{Sc}}{A_{gc}} = 0.034$$

$$l_c := 4 \text{ m}$$

$$l_{uc} := l_c - h_v = 3.2 \text{ m}$$

Columna j

$$b_{cj} := 650 \text{ mm}$$

$$h_{cj} := 650 \text{ mm}$$

$$r_{cj} := 57.2 \text{ mm}$$

$$d_{cj} := h_{cj} - r_{cj} = 592.8 \text{ mm}$$

Columnas de marcos especiales resistentes a momento

(ACI 318-19, Capítulo 18.7. p. 316.)

Límites dimensionales

Las columnas deben cumplir con (a) y (b):

(ACI 318-19, Capítulo 18.7.2. p. 316.)

(a) $b_{ci} \geq 300 \text{ mm}$

ok

(b) $\frac{b_{ci}}{h_{ci}} \geq 0.4$

ok

Resistencia mínima a flexión de columnas

(ACI 318-19, Capítulo 18.7.3. p. 316.)

$$P_u = 2433 \text{ kN}$$

$$\frac{A_{gc} \cdot f'_c}{10} = 1268 \text{ kN}$$

Cap. 18.7.3.1

Columna no discontinua

ok

$$P_u > \frac{A_{gc} \cdot f'_c}{10}$$

ok

Resistencia mínima a flexión de columnas
(ACI 318-19, Capítulo 18.7.3.2. p. 316.)

$$M_{nci} := 1705 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{ncj} := 1705 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{nc} := M_{nci} + M_{ncj} = 3410 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Determinación de momento nominal de flexión en traves que se unen al nudo.

$$M_{nbi} := 1208.61 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{nbj} := 732.31 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{nb} := M_{nbi} + M_{nbj} = 1941 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\left(\frac{6}{5}\right) \cdot M_{nb} = 2329 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Resistencia a flexión de las columnas.

$$M_{nc} \geq \left(\frac{6}{5}\right) \cdot M_{nb} \quad \text{ok} \quad \text{Ec. 18.7.3.2}$$

Refuerzo longitudinal
(ACI 318-19, Capítulo 18.7.4.1. p. 317.)

$$\rho_{min} := 0.01 > \rho_{wc} = 0.034 \quad \text{ok}$$

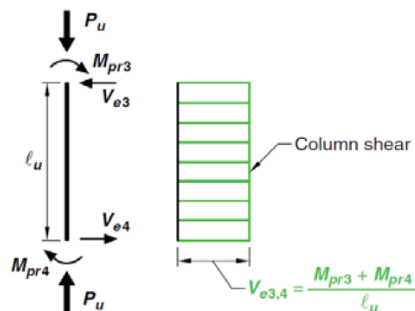
$$\rho_{max} := 0.06 < \rho_{wc} = 0.034 \quad \text{ok}$$

Resistenciaa cortante

Fuerzas de diseño

Determinación de la fuerza de cortante de diseño V_e
(ACI 318-19, Capítulo 18.7.6.1.1. p. 321.)

$$V_{e34} := \frac{M_{pr3} + M_{pr4}}{l_{uc}}$$



Ec. Fig. R18.6.5

Determinación de la resistencia a flexión máximas probable, M_{pr3} y M_{pr4} .

$$M_{pr3} := 1924.28 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pr4} := 1924.28 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Determinación de la fuerza cortante de diseño hiperetático.

$$V_e := \frac{M_{pr3} + M_{pr4}}{l_{uc}} = 1203 \text{ kN} \quad \text{Ec. Fig. R18.6.5}$$

Determinación de la resistencia a flexión máxima probable en traves.

$$M_{pr1} = 1353 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pr2} = 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Determinación de la fuerza cortante de diseño en traves.

$$H := l_c$$

$$V_p := \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{H} = 338 \text{ kN}$$

Determinación de la fuerza cortante de diseño.

$$V_e > V_p \quad \therefore \quad V_p = 338 \text{ kN}$$

Determinación de la fuerza de cortante de diseño entre análisis por ductilidad y análisis estructural.

$$V_u = 353 \text{ kN}$$

Refuerzo transversal

(ACI 318-19, Capítulo 18.6.5.2 p. 314.)

$$\lambda := 1$$

$$\phi := 0.6$$

$$P_u = 2433 \text{ kN}$$

Determinación del valor de V_c

$$(a) \quad V_p \geq 0.5 \cdot V_e \quad \text{ok} \quad \text{Cap. 18.7.6.2.1 (a)}$$

$$(b) \quad P_u \leq \frac{A_g \cdot f_c}{20} \quad \text{ok} \quad \text{Cap. 18.7.6.2.1 (b)}$$

$$V_c = 645 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot V_c = 387 \text{ kN}$$

Determinación del área de acero de refuerzo transversal requerido, a partir del cortante máximo.

(ACI 318-19, Capítulo 22.5.8 p. 424.)

Área de acero de refuerzo transversal requerida

$$V_u = 353.15 \text{ kN}$$

$$V_s := V_u - \phi \cdot V_c = -33.82 \text{ kN}$$

$$\frac{A_{vmin}}{s} = 333 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Tabla 9.6.3.4

$$\frac{A_v}{s} = 534 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} > \frac{A_{vmin}}{s}$$

ok

$$V_s := \frac{A_v}{s} \cdot f_{yt} \cdot d_v = 166 \text{ kN}$$

Ec. 22.5.8.5.4

$$\phi \cdot V_c = 386.97 \text{ kN}$$

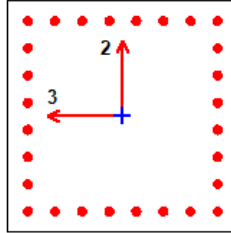
$$\phi \cdot V_s = 99 \text{ kN}$$

$$\phi V_n := \phi \cdot V_c + \phi \cdot V_s = 486 \text{ kN}$$

Ec. 22.5.1.1

ETABS Concrete Frame Design

ACI 318-19 Column Section Design



Column Element Details (Shear Details)

Level	Element	Unique Name	Section ID	Combo ID	Station Loc	Length (mm)	LLRF	Type
Story1	C6	6	C 650x650 28#8	8.- 1.1(CM+Wa-Sy-.3Sx)	0	4000	0.458	Sway Special

Section Properties

b (mm)	h (mm)	dc (mm)	Cover (Torsion) (mm)
650	650	57.2	22.3

Material Properties

E_c (MPa)	f'_c (MPa)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f_y (MPa)	f_{ys} (MPa)
25742.96	30	1	420	420

Design Code Parameters

ϕ_T	ϕ_{CTied}	$\phi_{CSpiral}$	ϕ_{Vns}	ϕ_{Vs}	ϕ_{Vjoint}	Ω_0
0.9	0.65	0.75	0.75	0.6	0.85	2

Shear Design for V_{u2} , V_{u3}

	Rebar A_v /s mm ² /m	Design V_u kN	Design P_u kN	Design M_u kN-m	ϕV_c kN	ϕV_s kN	ϕV_n kN
Major Shear(V2)	606.68	499.5952	948.7436	334.6521	386.316	113.2792	499.5952
Minor Shear(V3)	533.52	388.4693	948.7436	941.8358	386.316	99.6186	485.9346

Design Forces

	V_u kN	P_u kN	M_u kN-m	Capacity V_p kN
Major Shear(V2)	154.949	948.7436	334.6521	485.2299
Minor Shear(V3)	353.1497	948.7436	941.8358	338.3711

Capacity Shear (Part 1 of 2)

	Shear V_p kN	Long.Rebar $A_s(Bot)$ %	Long.Rebar $A_s(Top)$ %	Cap.Moment M_{posBot} kN-m
Major Shear(V2)	485.2299	3.38	3.38	1924.2769
Minor Shear(V3)	338.3711	3.38	3.38	1924.2769

Capacity Shear (Part 2 of 2)

Cap.Moment M_{negTop} kN-m	Cap.Moment M_{negBot} kN-m	Cap.Moment M_{posTop} kN-m
1924.2769	1924.2769	1924.2769
1924.2769	1924.2769	1924.2769

Design Basis

Shr Reduc Factor Unitless	Strength f_{ys} MPa	Strength f_{cs} MPa	Area A_g cm ²
1	420	30	4225

Concrete Shear Capacity

	Design V_u kN	Conc.Area A_{cu} cm ²	Tensn.Rein A_{st} mm ²
Major Shear(V2)	499.5952	3852.9	7135
Minor Shear(V3)	388.4693	3852.9	7135

Shear Rebar Design

	Stress v MPa	Conc.Cpcty v_c MPa	Uppr.Limit v_{max} MPa	ϕv_c MPa	ϕv_{max} MPa	RebarArea A_v / s mm ² /m
Major Shear(V2)	1.3	1.34	4.98	1	0	606.68
Minor Shear(V3)	1.01	1.34	4.98	1	3.73	533.52

Tabla 8

Resumen de resultados

Resumen de los valores obtenidos		Resumen de valores obtenidos por ETABS	
Columnas			
		(Cap. Moment M_{posBot})	
Mpr3	1924 kN-m	Mpr 2	1924.28 kN-m
Mpr4	1924 kN-m	Mpr 3	1924.28 kN-m
Ve	1203 kN-m		
Vp	338 kN	Vp	338.37 kN
Fuerza de diseño Ve	338 kN	Ve	338.37 kN

De los resultados obtenidos se puede observar que el procedimiento de manera manual y el que genera el software son adecuados, por lo que el ingeniero de la practica se puede inclinar por su uso.

Conclusión

Después de un análisis detallado de ambas normas se concluyó:

1. La normativa mexicana NTC-17, al igual que otros países de Centroamérica, se basa en gran medida en el ACI318, cabe mencionar que las versiones a las cuales más se asemeja la NTC-17, son a la 2002 y 2005. Sin embargo, las investigaciones en nuestro país señalan que dicha normativa, con las adecuaciones que se le han realizado, es la adecuada para el diseño de ductilidades altas.
2. Al elaborar las hojas de cálculo con el software Mathcad y al cotejarlas con el software de diseño ETABS, nos permite concluir que las revisiones con este último software, son adecuadas y confiables.
3. Por último, se concluye que no se debe tomar la similitud de las ductilidades entre dichas normativas. En el apartado de recomendaciones se expone el motivo.

Recomendaciones

Se recomienda, para trabes, complementar las revisiones y diseño de las fuerzas a cortante de las NTC con la normativa ACI318-19. Si bien las NTC muestran la revisión o diseño de manera casi similar, existen variantes como el efecto sísmico en la fuerza obtenida por gravedad. También es necesario aplicar la fórmula de obtención de fuerzas a corte de las ACI318, ya que se considera que existe un error de impresión o revisión por parte de las NTC.

La segunda recomendación se enfoca a las columnas, al igual que en trabes se deberá complementar dichas revisiones y diseño con la normativa ACI318-19. Ello en un tema puntual, en el que se deberá realizar la determinación de fuerzas a cortante de diseño en trabes, para ello se habrá de revisar a partir de la página 65 de esta tesis, esto con el fin de comparar el cortante de diseño que se obtiene del cálculo estructural y el cortante obtenido por resistencia de los elementos trabes que llegan al nudo en su dirección de análisis, es menester tomar el cortante de mayor magnitud y diseñar o revisar la columna para dicho cortante.

La tercera recomendación como lo indica una de las conclusiones, es no creer que el manejo de las ductilidades entre estas normas sea similar. Este tema no es mencionado en esta tesis por lo que se recomienda profundizar en este tema, enfocándose a pórticos intermedios resistentes a momento del ACI318, con la ductilidad media ($Q=3$) de las NTC. Ya que si se emplea de esta manera en algún software de diseño (ETBAS), puede llegar a ser perjudicial en el desempeño de la estructura, en pérdidas de vidas humanas y de costos.

Referencias Bibliográficas

- ACI Sección Noreste de México A.C. (2020). Obtenido de ACI Sección Noreste de México A.C.: <https://acimexico-snem.org/aci-snem/>
- ACI318. (2019). *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19)*. Farmington Hills.
- ACI318-02. (2002). *Building code requirements for structural concrete*. Estados Unidos: American Concrete Institute.
- ACI318-05. (2005). *Requisitos de reglamento para concreto estructural*. Estados Unidos: American Concrete Institute.
- ACI318-08. (2008). *Requisitos de reglamento para concreto estructural*. Estados Unidos: American Concrete Institute.
- ACI318-11. (2011). *Requisitos de reglamento para concreto estructural*. Estados Unidos: American Concrete Institute.
- ACI318-14. (2014). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural*. Estados Unidos: American Concrete Intitute.
- Barbat, A., Vielma, J. C., & Oller, S. (2007). *Confinamiento y ductilidad de los edificios de hormigón armado*. Madrid: ARCER.
- Blanco, M. (2012). Criterios fundamentales para el diseño sismorresistente. *Revista de la Facultad de Ingeniería U.C.V.*, 27(3), 71-84.
- Bonett Díaz, R. L. (2003). *Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada*. Barcelona.
- E.60, N. (2009). *Concreto reforzado*.
- Gallego-Silva, M. (2010). *El concreto y los terremotos*. Obtenido de Construcción y Tecnología en Concreto: <http://www.imcyc.com/revistacyt/May11/artingenieria.htm>
- García, F. (2019). *Rehabilitación sísmica de edificios, ¿un problema técnico o socioeconómico*. Obtenido de <https://obras.expansion.mx/bespoke-ad/2019/08/23/rehabilitacion-sismica-de-edificios-un-problema-tecnico-o-socioeconomico>
- González Cuevas, Ó. M.-V. (2005). *Aspectos fundamentales del concreto reforzado cuarta edición*. México: Limusa.
- Kirby, R. y. (1932). *The Early Years of Modern Civil Engineering*.

- McCormac, J. C. (2017). *Design of Reinforced Concrete - 10th edition*. Clemson, United States of America: WILEY.
- NCh430. (2008). *Requisitos de Diseño y Cálculo*. Chile.
- NTC17. (2017). *Normas Técnicas Complementarias*. México.
- Parker, H. (2008). *Diseño simplificado de concreto reforzado*. LIMUSA WILEY.
- Paulay, T., & Priestley, M. (1992). *Seismic Design Of Reinforced Concrete And Masonry Buildings*. Estados Unidos: John Wiley & Sons.
- Staub, H. (1964). *A History of Civil Engineering*.