



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
Facultad de Tecnología de la Construcción

Monografía

**DISEÑO ESTRUCTURAL SISMO-RESISTENTE A BASE DE MARCOS
DÚCTILES DE CONCRETO REFORZADO APLICADO EN EDIFICIO DE BAJA
ALTURA UBICADO EN LA CIUDAD DE MANAGUA**

Para optar al título de ingeniero civil

Elaborado por

Br. Lesbia Josefa Cerda Ortiz
Br. Nielka Estrella Medrano Alvarez
Br. Rosa Cristina Membreño Pérez

Tutor

Dr. - Ing. José Daniel Ortiz Peinado

Managua, Febrero 2018



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE TECNOLOGIA DE LA CONSTRUCCION

Managua 30 de Enero de 2018

*Doctor Ingeniero
Msc. Oscar Isaac Gutiérrez Somarriva
Decano Facultad de Tecnología de la Construcción
Universidad Nacional de Ingeniería
Su Despacho*

Estimado Dr. Ing. Gutiérrez:

Por medio de la presente le comunico que los bachilleres Rosa Cristina Membreño Pérez, Nielka Estrella Medrano Alvarez y Lesbia Josefa Cerda Ortiz, han desarrollado el estudio monográfico Titulado: ***"Diseño Estructural Sismo-Resistente a Base de Marcos Dúctiles de Concreto Reforzado Aplicado En Edificio de Baja Altura Ubicado en la Ciudad de Managua"***, el cual he revisado y recomendado para su presentación ante el tribunal examinador que usted designe.

Este trabajo cumple con los requisitos para la presentación y defensa por parte del sustentante, se desarrolló adecuadamente conforme a los objetivos planteados, tiene coherencia metodología y establece conclusiones de acuerdo a los resultados obtenidos.

Agradeciendo su atención a la presente, y deseándole éxitos en sus labores diarias me despido.

Atentamente,


PhD. Dr. José Daniel Ortiz Peinado



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE TECNOLOGIA DE LA CONSTRUCCION
DECANATURA

DEC-FTC-REF-No.213
Managua, Noviembre 29 del 2017

Bachilleres
LESBIA JOSEFA CERDA ORTIZ
NIELKA ESTRELLA MEDRANO ÁLVAREZ
ROSA CRISTINA MEMBREÑO PÉREZ
Su atención

Estimados Bachilleres:

Es de mi agrado informarles que el PROTOCOLO de su Tema **MONOGRAFICO**, titulado "**DISEÑO ESTRUCTURAL SISMO-RESISTENTE A BASE DE MARCOS DÚCTILES DE CONCRETO REFORZADO APLICADO EN EDIFICIO DE BAJA ALTURA UBICADO EN LA CIUDAD DE MANAGUA**". Ha sido aprobado por esta Decanatura.

Asimismo les comunico estar totalmente de acuerdo, que el **Ing. José Daniel Ortiz Peinado**, sea el tutor de su trabajo final.

La fecha límite, para que presenten concluido su documento, debidamente revisado por el tutor guía será el **29 de Mayo del 2018**.

Esperando puntualidad en la entrega de la Tesis, me despido.

Atentamente,



Dr. Ing. Oscar Gutiérrez Somarriba
Decano

CC: Protocolo
Tutor
Archivo*Consecutivo
IJGG*Dara

DEDICATORIA

A:

Dios, por darme la oportunidad de vivir y por estar conmigo en cada paso que doy, por fortalecer mi corazón e iluminar mi mente y por haber puesto en mi camino a aquellas personas que han sido mi soporte y compañía durante todo el periodo de estudio.

Mis abuelos Adelaida Araica y Manuel Medrano, por quererme y apoyarme siempre, esto también se lo debo a ustedes.

Todos aquellos familiares y amigos que no recordé al momento de escribir esto. Ustedes saben quiénes son.

Finalmente a los maestros, aquellos que marcaron cada etapa de nuestro camino universitario, y que me ayudaron en asesorías y dudas presentadas en la elaboración de la tesis.

Nielka Medrano A.

DEDICATORIA

A Dios.

Por haberme permitido llegar hasta este punto y haberme dado salud para lograr mis objetivos, además de su infinita bondad y amor.

A mi madre Dominga.

Por haberme apoyado en todo momento en el cuidado de mis hijos, por sus consejos, sus valores, porque me enseñó con su carácter a ser una persona de bien.

A mi esposo Fernando

Por su respaldo y porque siempre ha estado a mi lado en todos los inconvenientes que he tenido a lo largo de nuestra unión.

Cristina Membreño P.

DEDICATORIA

A Dios

Por ser mi principal guía, darme fuerzas y valentía para lograr cumplir esta etapa de mi formación académica.

A mis Padres Edwin Cerda Ampié y Paula Ortiz Ruiz

Por el apoyo ilimitado e incondicional a su hija mayor.

A mi esposo Carlos Gómez Quiroz y a mi suegra Ángela María Gómez Quiroz, por su paciencia y ayuda desmedida.

A mis tres hijos Carlos, Isabella y Thiago Sebastián Gómez Cerda, con todo mi amor, por motivarme a buscar cada día, la mejor versión de mí misma, como ser humano y como profesional.

Lesbia Cerda O.

AGRADECIMIENTOS

A Dios por habernos acompañado a lo largo de nuestras carreras, por ser nuestra fortaleza en nuestros momentos de debilidad y por brindarnos una vida llena de aprendizajes, experiencias y sobretodo felicidad.

A nuestras familias por apoyarnos en todo momento, por los valores que nos han inculcado y habernos dado la oportunidad de darnos una excelente educación en el transcurso de nuestra vida, gracias a su sabiduría influyeron en nosotros la madurez para lograr todos los objetivos en la vida.

RESUMEN DEL TEMA

Esta monografía desarrolla una secuencia sobre las consideraciones y pasos pertinentes para la elaboración de un diseño sismo-resistente de un edificio a base de marcos dúctiles de concreto reforzado. Este trabajo puede tomarse como referencia para ingenieros civiles y/o estudiantes que busquen fuentes bibliográficas relacionadas con este sistema estructural, abarcando las revisiones que establece la normativa ACI 318S-14.

El desarrollo de la presente monografía presenta los siguientes capítulos:

Capítulo 1 Aspectos introductorios

En este capítulo se describe el desarrollo de esta tesina y su debida justificación, mostrando un marco conceptual adecuado para el seguimiento del diseño estructural y los pasos metodológicos requeridos para cumplir a cabalidad los objetivos del diseño sismo resistente de marcos dúctiles de concreto reforzado.

Capítulo 2 Parámetros de diseño

En el capítulo 2 se aborda la descripción de todos los parámetros necesarios usados en el diseño estructural de la edificación en estudio referentes a las normativas ACI 318S-14 y RNC-7. Además se describen las consideraciones adquiridas y las herramientas usadas.

Capítulo 3 Asignaciones del modelo tridimensional

En este capítulo se muestra las asignaciones consideradas por medio de la herramienta de simulación y cálculo numérico conocido como ETABS para el modelamiento de la estructura. Se describe la definición de los elementos estructurales, materiales y casos de carga para el diseño sismo-resistente.

Capítulo 4 Análisis de modelo tridimensional

En el capítulo 4 se muestran los resultados obtenidos del análisis tridimensional por medio de ETABS, analizando el comportamiento de la estructura ante los agentes externos a los que se encuentra expuesto al momento de un sismo y a la vez revisando que los elementos estructurales cumplan de forma adecuada ante estas cargas.

Capítulo 5 Resultados de diseño

En este capítulo se describen los resultados obtenidos del diseño de los marcos dúctiles de concreto por medio de la herramienta ETABS y las verificaciones manuales realizadas para este tipo de sistema en base al código ACI 318S-14. Se muestran los resultados de ambas revisiones tanto para los elementos tipo columna y elementos tipo viga.

Capítulo 6 Análisis comparativo

En el capítulo 6 se presenta una breve comparación entre los resultados del diseño realizados por medio del software ETABS y los realizados manualmente, indicando qué diferencias existen entre ellos respecto a las demandas de acero de refuerzo y al dimensionamiento de las secciones.

Capítulo 7 Conclusiones y recomendaciones

Una vez obtenidos todos los resultados del diseño estructural fue posible encontrar que entre ambos métodos de diseño existen algunas diferencias significativas que radican en muchos de los casos en aspectos constructivos y que los resultados del programa deben ser adecuadamente interpretados.

ÍNDICE

1	CAPITULO 1: ASPECTOS	
INTRODUCTORIOS.....	1	
1.1 INTRODUCCIÓN.....	2	
1.2 ANTECEDENTES.....	4	
1.3 JUSTIFICACIÓN.....	5	
1.4 OBJETIVOS.....	7	
1.4.1 General.....	7	
1.4.2 Específicos	7	
1.5 MARCO TEORICO	8	
1.5.1 Concreto reforzado.....	8	
1.5.2 Sistema sismo-resistente dúctil	8	
1.5.3 Fallamiento de miembros (Otani, 2007)	12	
1.5.4 Criterios de estructuración y diseño	17	
1.5.5 Parámetros de diseño para marcos dúctiles	24	
1.6 DISEÑO METODOLÓGICO	41	
1.7 PARÁMETROS DE CARGA	43	
1.7.1 Materiales a utilizar en la construcción del edificio	43	
1.7.2 Cargas Muertas	44	
1.7.3 Cargas Vivas	44	
1.8 COMBINACIONES DE DISEÑO.....	45	
1.9 ANÁLISIS Y CRITERIOS SÍSMICOS DE LA ESTRUCTURA.....	47	
1.9.1 Requerimientos de análisis para diseño sismo-resistente	48	

2	CAPITULO	2:PARAMETROS	DE
	DISEÑO.....	51	
2.1	CRITERIOS DE ANALISIS ESTRUCTURAL.....	51	
2.1.1	SISTEMA ESTRUCTURAL	51	
2.1.2	NORMATIVAS APLICADAS.....	51	
2.2	CLASIFICACIÓN DE PARAMETROS ESTRUCTURALES	53	
3	CAPÍTULO 3: ASIGNACIONES DE MODELO TRIDIMENSIONAL.....	60	
3.1	DESCRIPCIONES DE MODELO NUMÉRICO	60	
3.1.1	Definición de Materiales	60	
3.1.2	Descripción de modal	61	
3.1.3	Definición de patrones de carga	62	
3.1.4	Definición de combinaciones de diseño	63	
3.1.5	Descripción de modelo tridimensional en herramienta ETABS	63	
3.1.6	Definición de elementos estructurales.....	65	
4	CAPÍTULO	4:	ANÁLISIS DE MODELO TRIDIMENSIONAL.....
			74
4.1	RESULTADOS DE ANÁLISIS TRIDIMENSIONAL	74	
4.1.1	Periodos modales.....	74	
4.1.2	Revisión de desplazamientos	78	
4.1.3	Capacidad de trabajo de elementos estructurales.....	80	
5	CAPÍTULO	5:	RESULTADOS DE DISEÑO.....
			85
5.1	RESULTADOS DE DISEÑO DE COLUMNAS ETABS V 16.0.3.....	87	
5.1.1	Diseño de Columna 90x90	87	
5.1.2	Diseño de Columna 70x100	89	
5.1.3	Diseño de Columna 90X90 (Niveles superiores)	91	

5.1.4	Diseño de Columna 70X100 (Niveles superiores)	93
5.2	RESULTADOS DE DISEÑO DE VIGAS ETABS V 16.0.3	95
5.2.1	Diseño de Viga 30x45	95
5.2.2	Diseño de Viga 70x90	97
5.2.3	Diseño de Viga 30x45 (Niveles superiores).....	98
5.2.4	Diseño de Viga 70x90 (Niveles superiores).....	101
5.3	DISEÑO DE COLUMNAS MANUALMENTE	103
5.3.1	Diseño de Columna 90x90	103
5.3.2	Diseño de Columna 70x100	115
5.3.3	Diseño de Columna 90x90 (Niveles superiores).....	127
5.3.4	Diseño de Columna 70X100 (Niveles superiores)	140
5.4	DISEÑO DE VIGAS MANUALMENTE	153
5.4.1	Diseño viga 30x45	153
5.4.2	Diseño de viga 70x90	159
5.4.3	Diseño de Viga 30x45 (Niveles superiores).....	165
5.4.4	Diseño de Viga 70x90 (Niveles superiores).....	171
6	CAPÍTULO 6: ANÁLISIS COMPARATIVO	174
6.1	ANÁLISIS COMPARATIVO DE COLUMNAS	178
6.1.1	Análisis Comparativo Columna 90x90	178
6.1.2	Análisis Comparativo Columna 70x100	180
6.1.3	Análisis Comparativo Columna 90x90 (Niveles superiores)	182
6.1.4	Análisis Comparativo Columna 70x100 (Niveles superiores)	183
6.2	ANÁLISIS COMPARATIVO DE VIGAS	185
6.2.1	Análisis Comparativo Viga 30x45	186
6.2.2	Análisis Comparativo Viga 70x90	186

6.2.3	Análisis Comparativo Viga 30x45 (Niveles superiores)	187
6.2.4	Análisis Comparativo Viga 70x90 (Niveles superiores)	188
7.1	CONCLUSIONES	192
7.2	RECOMENDACIONES.....	197
7.2	BIBLIOGRAFÍA.....	203

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1	Diagrama de rótula plástica	10
Figura 2	Diagrama momento-curvatura de rótula plástica	11
Figura 3	Comportamiento dominado por flexión	12
Figura 4	Comportamiento dominado por corte	14
Figura 5	Ancho maximo efectivo de viga ancha.....	28
Figura 6	Croquis barras de columnas	32
Figura 7	Ejemplo de estribos cerrados de confinamiento superpuestos.....	33
Figura 8	Cortante de diseño para vigas y columnas	35
Figura 9	Ejemplo de refuerzo transversal en columnas	38
Figura 10	Mapa de isoaceleraciones rnc-07	58
Figura 11	Definicion de propiedades de concreto estructural	61
Figura 12	Propiedades de acero de refuerzo.....	61
Figura 13	Descripcion de modal	62
Figura 14	Definición de patrones de carga	62
Figura 15	Patron de caso sismico en x	62
Figura 16	Patron de caso sismico en y	63
Figura 17	Combinaciones de diseño.....	63
Figura 18	Modelo trimensional.....	64
Figura 19	Planta de entrepiso típica.....	64
Figura 20	Elevación típica	65

Figura 21 Propiedades columna 90x90	65
Figura 22 Reduccion de inercia columnas 90x90	66
Figura 23 Definicion de acero de refuerzo columnas 90x90	66
Figura 24 Reduccion de inercia columnas 70x90	67
Figura 25 Propiedades columna 70x90	67
Figura 26 Definicion de acero de refuerzo columnas 70x90	67
Figura 27 Propiedades columna 70x70 niveles superiores.....	68
Figura 28 Reduccion de inercia columna 70x70 niveles superiores	68
Figura 29 Definicion de acero de refuerzo columnas70x70 niveles superiores	68
Figura 30 Propiedades columnas 70x90 niveles superiores.....	69
Figura 31 Reduccion de inercia columnas 70x90 niveles superiores.....	70
Figura 32 Definicion de acero de refuerzo columnas70x90 niveles superiores	70
Figura 33 Propiedades vigas 30x45.....	71
Figura 34 Reduccion de inercia vigas 30x45	71
Figura 35 Propiedades vigas 70x90.....	72
Figura 36 Reduccion de inercia vigas 70x90	72
Figura 37 Propiedades de losa 15cm	73
Figura 38 Primer período modal 0.873 seg.....	75
Figura 39 Segundo período modal 0.84 seg.....	74
Figura 40 Tercer periodo modal 0.735 seg	76
Figura 42 Estado de desplazamientos segun rnc-07	79
Figura 41 Estado de desplazamientos en x segun rnc-07	79
Figura 44 Estado de desplazamientos ideal en y.....	80
Figura 43 Estado de desplazamientos ideal en x.....	80
Figura 45 Capacidad de elementos modelos tridimensional.....	81
Figura 46 Capacidad de elementos eje 1	82
Figura 47 Capacidad de elementos eje 2	82
Figura 50 Capacidad de elementos eje 4	83

Figura 48 Capacidad de elementos eje 3	83
Figura 52 Refuerzo longitudinal eje 2	84
Figura 49 Refuerzo longitudinal eje 1	84
Figura 51 Refuerzo longitudinal eje 3	85
Figura 53 Refuerzo longitudinal eje 4	85

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Refuerzo transversal para columna en pórticos especiales resistentes a momento (Tabla 18.7.4. ACI 318S-14)	39
Tabla 2 Materiales a utilizar	43
Tabla 3 Cargas vivas de diseño.....	45
Tabla 4 Definición de tipos de cargas.....	45
Tabla 5 Combinaciones de diseño.....	46
Tabla 6 Propiedades de los materiales constructivos.....	52
Tabla 7 Periodos modales y participación de masa.....	75

CAPITULO I: ASPECTOS INTRODUCTORIOS

1.1 INTRODUCCIÓN

La ciudad de Managua está ubicada dentro de una zona de alta sismicidad ya que esta se ve amenazada bajo dos entornos sísmicos: el primero de estos corresponde a los movimientos de subducción debido a la interacción convergente entre la placa Coco y la placa Caribe; y el segundo por fallamiento local, cuya actividad ocasiona numerosos movimientos de terreno eventualmente sobre toda la región pacífica del país. Esta actividad sísmica ha destruido en dos ocasiones las infraestructuras de la capital en el siglo pasado, es por ello que las estructuras que están construidas actualmente y las que se construirán deberían estar preparadas para resistir estos movimientos sísmicos, lo cual se garantiza con un buen diseño estructural.

Tras la ocurrencia del terremoto del 23 de diciembre de 1972 que destruyó miles de viviendas y perjudicó la vida de muchos ciudadanos; quedó en evidencia la vulnerabilidad de Managua ante eventos sísmicos. A partir de esta preocupación por la seguridad de la población y de las edificaciones se ha evidenciado la necesidad aplicar normativas de diseño sísmico tales como las publicadas por el American Concrete Institute (ACI) que proveen formas de cálculo para diseño de elementos estructurales que cumplan con ciertos requisitos con el fin de mantener la seguridad en las estructuras. Una de estas formas de cálculo corresponde al diseño sismo-resistente de marcos dúctiles de concreto reforzado, el cual será aplicado en la realización de ésta monografía, tomando como ejemplo un edificio de cinco niveles más un sótano, ubicado en la ciudad de Managua con un destino de ocupación para hotel.

Para el diseño de la estructura se utilizará el cálculo basado en el método de elementos finitos apoyado por medio de la herramienta de cálculo numérico ETABS (CSI Computers & Structures), de acuerdo a los parámetros sísmicos que establece la normativa del Reglamento Nacional de la Construcción (RNC-07) vigente.

El diseño a realizar se basa en una estructura de concreto reforzado ya que a través de él se puede obtener numerosas características ventajosas tanto para el diseño de la estructura, el proceso constructivo e incluso para el comportamiento de post-construcción tales como son: resistencia a la compresión lo que permite soportar cargas considerables, alta resistencia ante abrasión y ante vibraciones debido a la rigidez que conforma el concreto, disponibilidad de materiales existentes en el medio para su elaboración, alta resistencia al fuego en casos de incendios, bajo costo en mantenimiento a lo largo del tiempo, entre otras.

Tal como se expuso anteriormente, se realizará un diseño sismo-resistente de la edificación a partir de marcos dúctiles de concreto reforzado, esto logrado a través de un detallado de acero de refuerzo en el concreto que cree mecanismos de disipación de energía sacando provecho de las propiedades inelásticas de los elementos reforzados con la cual se pretende que los elementos estructurales tengan la resistencia y capacidad de deformación adecuada que les permita tener un comportamiento dúctil y controlado ante un evento sísmico.

La ventaja de considerar la característica de ductilidad en este sistema de marcos es que, al disipar mayor cantidad de energía debido a agentes de fuerzas laterales, se diseña para aceleraciones de terreno menores a las usadas cuando no se considera esta propiedad realizando un diseño más optimo e incluso económico. Para considerar este concepto a cabalidad deben implementarse ciertas condiciones en el diseño y algunos requerimientos en nivel de detallado de refuerzos que implementan los distintos códigos que se considerarán en este trabajo.

1.2 ANTECEDENTES

Para la realización de este trabajo monográfico fue necesario realizar una etapa de investigación bibliográfica relacionada al tema de diseño estructural. Se tomaron en cuenta principalmente dos trabajos ingenieriles los cuales se mencionan a continuación:

- La memoria de cálculo estructural titulada “Edificio Corporativo de INISER” en el 2015 elaborado por la firma Desarrollos y Proyectos, Arquitectos e Ingenieros Consultores S.A., la cual muestra una esquematización de los criterios y seguimientos de diseño de un proyecto en general. Por medio de este documento fue posible tener una referencia con el edificio de trabajo de esta tesina facilitando el diseño individual de los elementos estructurales de concreto reforzado.
- La tesina para optar al título de Ingeniero Civil titulada “Diseño de estructura de Concreto: Farmacia Villavicencio” elaborada por A. Gonzáles y M. Baldizón (2012) para el diseño estructural de concreto reforzado de una edificación de dos plantas para uso comercial, lo que sirvió de base metodológica de apoyo para poder llegar a los resultados del diseño estructural del edificio con destino hotel.

En el proceso de investigación fueron considerados estos dos documentos principalmente por la claridad y bases metodológicas que conforman los diseños estructurales en ellos contenidos, por lo que ambos trabajos sirvieron de guía en la elaboración de esta tesina.

1.3 JUSTIFICACIÓN

Desde épocas pasadas hasta la actualidad, Managua como capital ha tenido la necesidad de construir diversas infraestructuras civiles las cuales son la base de la sustentabilidad municipal y que forman parte de las proyecciones de desarrollo de la misma; estas se construyen en dependencia de las necesidades de la población tales como lo son iglesias, centros comerciales, hospitales, oficinas, etc.

Aquellas estructuras que fueron construidas en los años anteriores al sismo ocurrido el 23 de diciembre de 1972 y que fueron parte del desarrollo actual de la capital, no presentaban en su mayoría un diseño estructural que considerara efectos sísmicos, sino hasta la implementación del Reglamento Nacional de la Construcción en el año 1983, causando que esas estructuras actualmente han tenido que ser reforzadas, desocupadas o en el peor de los casos demolidas.

Estos hechos han evidenciado que el ingeniero civil debe velar por la seguridad de la población como primer objetivo y a la vez de garantizar la estabilidad de las edificaciones civiles ante los eventos sísmicos que se presentan en la capital; esto con el propósito de prever seguridad ante un catástrofe debido a movimientos sísmicos que causen muerte alguna de la población y/o que genere afectaciones en los campos socio-económico e histórico-cultural en la ciudad. Para ello, el ingeniero diseñador debe basarse en las normativas pertinentes al diseño de los diferentes sistemas de construcción; las cuales en su mayoría establecen como objetivo último el de aceptar daño moderado ante sismos excepcionalmente severos que se puedan presentar en la vida de las estructuras y evitar daños de cualquier tipo ante sismos moderados.

Las innovaciones tecnológicas que se han desarrollado en las últimas décadas han hecho posible analizar a mayor cabalidad diferentes campos de estudio y técnicas de construcción incluyendo en este el concreto reforzado como sistema estructural y su comportamiento dinámico ante eventos sísmicos.

A través de diferentes investigaciones y pruebas de laboratorio que se han realizado sobre este material el American Concrete Institute (ACI) ha estandarizado fórmulas, factores y tabulaciones que idealizan de manera adecuada su comportamiento ante cargas, los cuales han venido ajustándose conforme a las actualizaciones de las normativas de diseño, siendo la última correspondiente al ACI 318S-14.

La importancia de la actualización de las normativas de diseño radica en que a través de ellas es posible simular de mejor manera el comportamiento del sistema estructural ante los fenómenos a lo que está expuesta la infraestructura, información técnica especializada, métodos de análisis, diseño y apoyo de herramientas computacionales; obteniendo un diseño estructural más real, óptimo y seguro.

Ya que actualmente en nuestro país se está incrementando el número de estructuras de altura media para la construcción de edificios, ya sean privados o con destino comercial; ésta monografía pretende desarrollar un diseño sismo resistente que cumpla con los requerimientos estructurales específicos de las normativas actualizadas para el sistema de marcos dúctiles de concreto reforzado que pueda servir de ayuda o base para el ingeniero estructural quien busque referencias bibliográficas del sistema estructural, fomentando la importancia que un diseño sismo-resistente debe verse como una necesidad para la construcción de las infraestructuras civiles y que este provee edificaciones más seguras y funcionales para la sociedad en conjunto.

1.4 OBJETIVOS

1.4.1 General

Diseñar un edificio de cinco niveles más sótano con destino hotel a base de marcos dúctiles de concreto reforzado

1.4.2 Específicos

- Simular un modelo tridimensional por medio de la herramienta de cálculo numérico ETABS que satisfaga las condiciones del edificio en estudio
- Calcular las fuerzas de diseño de la edificación en base a las cargas actuantes en él incluyendo cargas gravitacionales y laterales, entre otros.
- Diseñar los elementos estructurales que conforman los marcos dúctiles del edificio tales como vigas y columnas
- Realizar las revisiones pertinentes al modelo tridimensional tales como revisión de derivas, modos de vibración y porcentajes de participación de masas
- Aplicar las normativas y reglamentos aplicados a las consideraciones sismo-resistentes conforme el ACI-318-14 y al Reglamento Nacional de la Construcción RNC-07
- Realizar una breve comparación de dimensionamiento de elementos correspondiente a los resultados obtenidos en el software ETABS y los cálculos realizados manualmente

1.5 MARCO TEORICO

1.5.1 Concreto estructural

El concreto reforzado, denominado actualmente como concreto estructural es un material artificial obtenido de la mezcla en proporciones determinadas de cemento, agregados y agua. El cemento y el agua forman una pasta que rodea los agregados, constituyendo un material heterogéneo.

El concreto simple sin refuerzo, tiene una buena resistencia a compresión, pero es débil a tensión, lo cual limita de cierta forma su aplicabilidad como material estructural. Para proporcionar al concreto una mayor resistencia a la tensión se utiliza acero de refuerzo, este acero es el encargado de soportar los esfuerzos de tensión, dándole así al hormigón mejores características como material estructural.

Ventajas

- Trabajabilidad
- Costo de mantenimiento
- Disponibilidad de materiales
- Durabilidad
- Resistencia al fuego
- Resistencia a la abrasión

Desventajas

- Peso
- Poca Resistencia a tracción
- Tiempo de fraguado

1.5.2 Sistema sismo-resistente dúctil

Se define como el conjunto de elementos estructurales que esperan una respuesta elástica inicial de los elementos y luego que el resto de la sollicitación sísmica sea tomada en deformaciones inelásticas y se disipe la energía a través de este. El sistema sismo-resistente debe mantener la integridad de sus componentes para prevenir daños estructurales, buscando un balance entre la seguridad ante el colapso y la funcionalidad de la edificación.

1.5.2.1 Ductilidad

Es una característica propia del acero de refuerzo que le permite deformaciones inelásticas importantes a un elemento de concreto antes de fallar. Esta, define la capacidad que tiene un elemento en deformarse más allá de un límite elástico sin pérdida excesiva de resistencia o degradación de su rigidez.

1.5.2.2 Marco dúctil

La ductilidad del sistema de marcos de un edificio define la capacidad de deformación lateral y de disipación de energía ante un patrón de carga lateral sísmica. Esta propiedad depende de los elementos en conjunto que conforman los marcos estructurales y de la configuración propia del sistema.

Este concepto hace énfasis en sistemas de vigas y columnas, cuyas conexiones en los nodos son lo suficientemente rígidas para presentar una rigidez necesaria tomando las cargas sísmicas laterales. Por las características del acero estructural, para el diseño de los elementos que conforman los marcos dúctiles se requiere controlar las deformaciones laterales suponiendo un punto de inflexión en el centro del elemento. La conexión de un marco dúctil debe estar diseñada para alejar la rótula y con ello evitar fallas en las uniones de los elementos.

Así, los marcos dúctiles son sistemas de alto desempeño sismo-resistente con gran flexibilidad y gran ductilidad; el principio de estos es que al tener alta ductilidad se conduce a fuerzas sísmicas relativamente bajas presentando mayores deformaciones inelásticas en los marcos. Este sistema busca preferiblemente crear un mecanismo estable de disipación de energía que se formen en las vigas y no en las columnas para evitar colapsos y para ello se debe cumplir con el principio de columnas fuerte – viga débil.

1.5.2.3 Rótula plástica

Una rótula plástica es un dispositivo de amortiguación de energía, que permite la rotación de la deformación plástica de la conexión de una columna, de manera rígida. La rótula plástica se usa para describir la deformación de una sección en una viga donde se produce la flexión plástica. (Alegre, y otros, 2013)

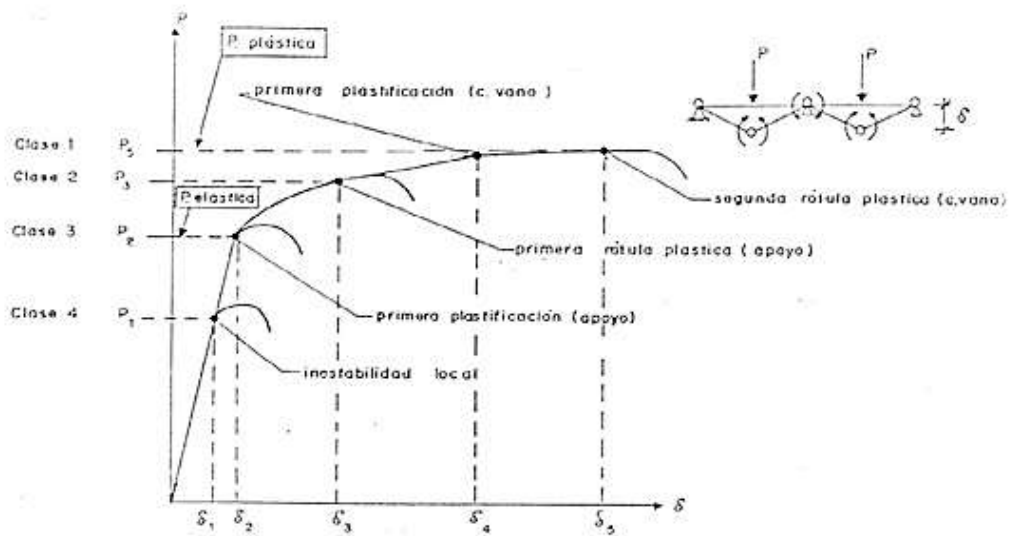


FIGURA 1 DIAGRAMA DE RÓTULA PLÁSTICA

Con la formación de esa rótula plástica en el centro de la viga, queda formado un mecanismo con un grado de libertad, al existir -incrementalmente- tres rótulas alineadas. Aquí la estructura se ha transformado en mecanismo y corresponde a la definición de uno de los estados Límites últimos o de Colapso. Se usa el término rótula plástica para referirse a la sección central en ese estado.

La rótula plástica, permite rotaciones relativas a ambos lados de la sección indefinidamente grandes, y tiene asociado un momento flector igual al momento M_p . El diagrama momento-curvatura es lineal hasta alcanzar el momento de fluencia M_y . A partir de allí es no lineal y se hace completamente plástico con el momento de plastificación M_p .

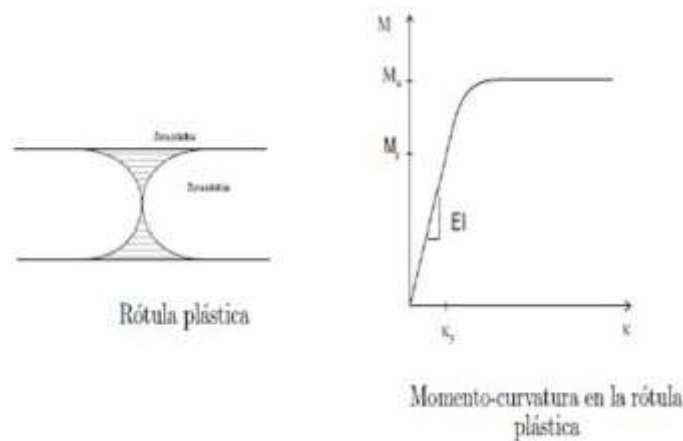


FIGURA 2 DIAGRAMA MOMENTO-CURVATURA DE RÓTULA PLÁSTICA

1.5.2.3.1 Análisis inelástico-rotulas plásticas

El comportamiento inelástico de las estructuras es tan importante que es indispensable tomar en cuenta, en la práctica de un diseño sísmico por las siguientes razones: la estructura de un edificio debe comportarse sin experimentar daños bajo sismos pequeños o medianos que pueden ocurrir durante su existencia. Además, no debe sufrir un colapso con un fuerte movimiento sísmico. A menudo, las estructuras diseñadas con esta filosofía están sujetas a fuerzas sísmicas que las llevan al rango inelástico. En algunas ocasiones, las fuerzas observadas han sido de tres a cuatro veces mayores que las que se especifican en los reglamentos. A pesar de ello, en la mayoría de los casos las estructuras no resultaron dañadas. Se cree que la disipación

de energía debida al amortiguamiento histerético es un margen adicional de seguridad que poseen estas estructuras. Diseñar estructuras que permanezcan elásticas bajo grandes movimientos sísmicos es muy costoso y se considera poco realista.

1.5.3 Fallamiento de miembros (Otani, 2007)

Los miembros estructurales y las secciones de concretos reforzados son sujetas a fuerzas axiales, momento por flexión y fuerzas de corte, bajo cargas de gravedad y fuerzas sísmicas. Las fuerzas axiales no se consideran a menudo en vigas, mientras que las fuerzas axiales gobiernan el diseño en las columnas. Los tipos de la falla de los elementos o miembros pueden ser diferentes para las columnas, las vigas, los muros y los empalmes de la viga-columna. Es importante considerar la consecuencia de la falla del miembro al comportamiento estructural, la falla de miembros verticales conduce a menudo al colapso de un edificio.

El comportamiento de los modos típicos de falla dominados por flexión del refuerzo longitudinal de un elemento estructural se muestran en la figura 3. Después de la fluencia por flexión en una viga, la flexión y agrietamiento diagonal por corte reduce la resistencia de corte y conduce a la falla por corte, aunque el corte del miembro puede no aumentar mucho después de la fluencia por flexión.

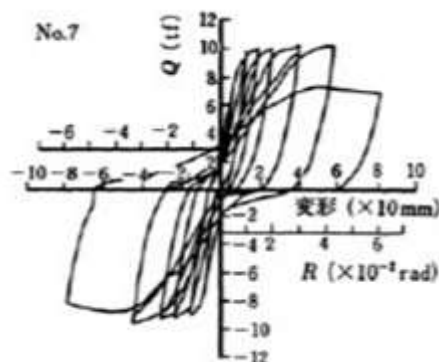


FIGURA 3 COMPORTAMIENTO DOMINADO POR FLEXIÓN

1.5.3.1 Falla de compresión por flexión

Un miembro de concreto reforzado correctamente diseñado y detallado, sujeto a fuerza y a momento de flexión, rinde normalmente en la flexión rindiendo del refuerzo longitudinal extensible seguido por la falla de la compresión del concreto; este modo de fallo normalmente se llama falla de compresión por flexión (Figura 3). Porque la falla final es causada por la falla de compresión del concreto, la viga, sin fuerza axial, puede desarrollar gran deformación plástica después de la fluencia.

La capacidad de la deformación de una columna es influenciada por el nivel de la fuerza axial en la columna y de la cantidad de refuerzo lateral proporcionada en la zona de la deformación plástica para el confinamiento del concreto. El nivel de la fuerza axial se limita al nivel relativamente bajo, bajo condición de la gravedad. Durante un terremoto, sin embargo, las columnas exteriores, especialmente esquina, son sujetas a la variación de la fuerza axial debido al momento de volteo de una estructura; el nivel axial de la fuerza en estas columnas puede llegar a ser extremadamente alto en la compresión, conduciendo a la falla de compresión por flexión a veces antes de la fluencia por flexión.

Es a menudo difícil distinguir falla de compresión del corte y falla de compresión por flexión, pues ambas fallas ocurren cerca de los extremos de la columna e implican el aplastamiento del concreto. El refuerzo lateral de confinamiento

retrasa la falla por aplastamiento del concreto bajo altas esfuerzos de compresión.

1.5.3.2 Falla por corte

Se sabe la falla de corte por tracción diagonal es un modo de falla frágil una vez que se alcance la resistencia, y es el menos deseado en el diseño (Figura 4). La fuerza de corte causa la tensión extensible en concreto en la dirección diagonal al eje del miembro.

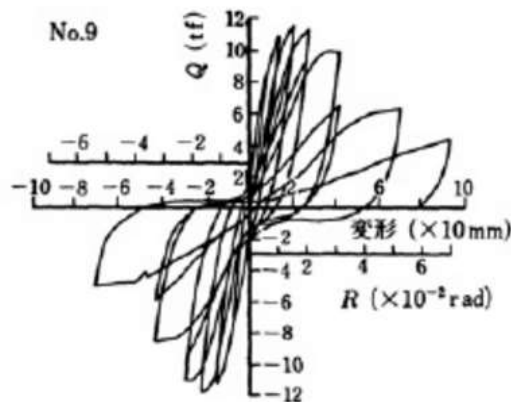


FIGURA 4 COMPORTAMIENTO DOMINADO POR CORTE

Después de agrietarse concreto, la tensión se debe resistir por el refuerzo lateral. La falla frágil por corte ocurre de forma de tracción diagonal cuando la cantidad mínima del refuerzo lateral (tamaño, espaciamiento y fuerza del refuerzo de corte) no se proporciona en el miembro.

Cuando la cantidad mínima de refuerzo lateral se proporciona en un elemento estructural, la falla de corte se desarrolla bajo la forma de falla diagonal por compresión del concreto después de la fluencia del refuerzo lateral. Este modo de falla no es tan frágil como la falla tracción diagonal, pero la capacidad de la deformación es limitada. Si la cantidad excesiva de refuerzo lateral se proporciona, la falla diagonal de compresión del concreto ocurre antes de la

fluencia del refuerzo lateral. Por lo tanto, hay un límite superior en la cantidad de refuerzo lateral eficaz para la resistencia de corte. Después de falla por compresión del concreto o de la fluencia del refuerzo lateral, la capacidad de carga vertical de la carga de la columna se pierde a menudo, conduciendo al colapso del nivel.

Porque el refuerzo lateral resiste la fuerza de tensión por corte, los extremos del refuerzo lateral se deben anclar en el concreto en la base con curva de 135 grados, o deben ser soldados juntos, empleando para ello acero de refuerzo con una composición metalúrgica que permita su soldadura.

Cuando una barra de refuerzo está doblada, la deformación plástica permanente ocurre en la curva y la región llega a ser menos dúctil. El acero de refuerzo capaz de desarrollar altas tensión y ductilidad antes de que la fractura se deba utilizar para el refuerzo lateral.

Los elementos de no estructurales se descuidan comúnmente en modelos de análisis en los cálculos del diseño, pero son puestos con el propósito de la funcionalidad del edificio, por ejemplo, muros de partición o divisorios de ambientes. Cuando los elementos no estructurales rígidos y fuertes se ponen en contacto con elementos estructurales, la interacción puede conducir al daño de elementos no estructurales y estructurales.

1.5.3.3 Falla en los empalmes del refuerzo longitudinal

La tensión que ocurre en las barras de refuerzo causa tensión del anillo circundante del concreto. Las altas tensiones en enlace por flexión pueden existir en miembros con gradientes de momentos a lo largo de sus longitudes.

Si el refuerzo longitudinal de una viga o de una columna no es reforzado con estribos cercanamente espaciados pueden desarrollarse grietas a lo largo del refuerzo longitudinal, especialmente cuando la fuerza del concreto es baja, cuando se usan barras longitudinales de diámetro grande de alta resistencia, o cuando el recubrimiento de concreto en las barras es delgada. Estas partes

agrietadas son el resultado de la pérdida de resistencia en la unión, limitando la capacidad de carga lateral en una pequeña carga deformada.

El refuerzo longitudinal se empalma de varias maneras, incluyendo empalmes enrolados, empalmes mecánicos y empalmes soldados. Los empalmes se deben situar en una zona donde ella baja tracción o tensión. Los empalmes en edificios más viejos fueron situados en regiones de una tensión más alta porque las implicaciones para el funcionamiento sísmico eran inadecuadamente entendidas. La falla del empalme reduce la resistencia por flexión del miembro a menudo antes de fluir.

1.5.3.4 Uniones viga-columna

Cuando un marco estructural resistente a momento se diseña para el comportamiento de columna fuerte-viga débil, la unión viga-columna se puede tensar fuertemente después de la fluencia de la sección de la viga y grietas de forma diagonal puede formarse en la conexión. Se pueden desarrollar grietas por flexión anchas en el extremo de la viga, parcialmente atribuible al deslizamiento o falta de adherencia del refuerzo de la viga dentro de la conexión. Tal agrietamiento de corte puede reducir la rigidez de un edificio. La falla se observa en las uniones viga-columna con las columnas estrechas y también en uniones viga-columna sin refuerzo lateral.

La fuerza en el refuerzo longitudinal en vigas y columnas tiene que ser anclado dentro de una conexión de la viga-columna. Las conexiones de construcción más antigua pueden estar sin el refuerzo transversal común, en este caso el refuerzo de la columna y de la viga se ancla en concreto esencialmente plano. Si el refuerzo longitudinal de la viga no se ancla completamente en un empalme de la viga-columna, la barra puede salirse de la unión, el refuerzo inferior de la viga, en diseño no-sísmico, se encaja una distancia corta en la unión viga-columna.

1.5.3.5 Cimentación

La falla en la cimentación es causada por

- a) licuefacción y pérdida de capacidad a la tensión
- b) derrumbamientos de cuestas
- c) ruptura o compactación del suelo
- d) asentamiento diferencial

Aunque la falla de la cimentación no plantea normalmente una amenaza de la vida-seguridad, el costo de investigación de daños y de trabajo de la reparación es extremadamente costoso. Por lo tanto, es recomendable reducir la posibilidad de falla en la cimentación.

La fuerza de la inercia que actúa en un edificio se debe ser resistida por la cimentación de la estructura. Los altos momentos de flexión combinados con las fuerzas axiales que actúan en el tope del pilote pueden causar el aplastamiento del concreto. Tales daños en la cimentación son difíciles de identificar después de un terremoto, a menos que la inclinación evidente de un edificio se detecte como resultado de la deformación permanente de la cimentación.

1.5.4 Criterios de estructuración y diseño

Mientras más compleja es la estructura, más difícil resulta predecir su comportamiento sísmico. Por esta razón es aconsejable, que la estructura sea lo más simple y limpia posible, de manera que la idealización necesaria para su análisis sísmico se acerque lo más posible a la estructura real. Debe tratar de evitarse además que los elementos no estructurales distorsionen la distribución de fuerzas consideradas, pues se generan fuerzas en elementos que no fueron diseñados para esas condiciones. Los principales criterios que es necesario tomar en cuenta para lograr una estructura sismo-resistente son:

1.5.4.1 Simplicidad y simetría

La experiencia ha demostrado repetidamente que las estructuras simples se comportan mejor durante los sismos. Hay dos razones principales para que esto sea así: Primero muestra habilidad para predecir el comportamiento sísmico de una estructura es marcadamente mayor para las estructuras simples que para las complejas y segundo nuestra habilidad para idealizar los elementos estructurales es mayor para las estructuras simples que para las complicadas.

Modelar el análisis estructural de un pórtico perfectamente definido o de una placa continua puede resultar sencillo y los resultados pueden reflejar aproximadamente bien el comportamiento real; sin embargo cuando las estructuras son más complejas existen dificultades en el modelo a realizar, haciéndose simplificaciones que no permiten asegurar la similitud del modelo y comportamiento real.

La simetría de la estructura en dos direcciones es deseable por las mismas razones, la falta de simetría produce efectos torsionales que son difíciles de evaluar y pueden ser muy destructivos.

Las fuerzas de sismo se pueden idealizar actuando propiamente en el centro de masas de cada piso y el punto en donde actúan las fuerzas que absorben los elementos se denominará centro de rigidez; si no existe coincidencia entre el centro de masas y el centro de rigidez del movimiento sísmico no solo ocasionara un movimiento de traslación, sino adicionalmente un giro en la planta estructural (torsión), la cual hace incrementar los esfuerzo debidos al sismo, pudiéndose sobrepasar los esfuerzos resistentes. Los cálculos que se realizan en este aspecto son aproximaciones y mientras más excentricidad exista se tendrán mayores problemas.

1.5.4.2 Resistencia y ductilidad

Las estructuras deben tener resistencia sísmica adecuada en todas las direcciones. El sistema de resistencia sísmica debe existir por lo menos en dos direcciones ortogonales o aproximadamente ortogonales, que se garantice la integridad de toda la estructura y de cada uno de sus elementos.

Las cargas deben transferirse desde su punto de aplicación hasta su punto final de resistencia. Por lo tanto debe proveerse una trayectoria o trayectorias continuas con suficiente resistencia y rigidez para garantizar un adecuado transferencia de cargas. Otro antecedente importante que debe ser tomado en cuenta en la concepción de estructuras aplicadas, es la ubicación de las rótulas plásticas. El diseño debe tender a que éstas se produzcan en los elementos que contribuyan menos a la estabilidad de la estructura, por esta razón es conveniente que las rótulas plásticas se produzcan en las vigas independiente al hecho que por estar más cerca de su resistencia última, contribuya a disipar más tempranamente la energía sísmica este control en la ubicación de las rotulas plásticas tiene la ventaja adicional de permitir que la ductilidad se otorgue en los puntos que ella es necesaria, lo cual permite un diseño más económico.

Los criterios de ductilidad deben también extenderse al dimensionamiento por corte, ya que en el concreto reforzado la falla por corte es de naturaleza frágil. Para lograr este objetivo debe verificarse en el caso de una viga que la suma de los momentos extremos divididos por la luz sea menor que la capacidad resistente al corte de la viga; y en general para cualquier elemento, que la resistencia proporcionada por flexión. Al suministrar ductilidad a una estructura

debe tenerse presente en esta no depende únicamente de la ductilidad de sus elementos individuales, sino también de las correspondientes conexiones entre ellos, por lo cual estas deben diseñarse para permitir el desarrollo de dicha ductilidad. Al diseñar una estructura de concreto reforzado, debe garantizarse que la falla se produzca por fluencia de acero y no por compresión de concreto.

1.5.4.3 Hipertaticidad y monolitismo

Como concepto general de diseño sismo resistente, debe indicarse la conveniencia de que las estructuras tengan una disposición hiperestática. Ello logra una mayor capacidad resistente, al permitir que, mediante el desarrollo de rótulas plásticas, se disipe en mejor forma la energía sísmica y, por otra parte, al aumentar la capacidad resistente se otorga a la estructura un mayor grado de seguridad.

En el diseño de estructuras donde el sistema de resistencia sísmica no sea hiperestática, es necesario tener en cuenta el efecto adverso que implicaría la falla de uno de los elementos o conexiones en la estabilidad de la estructura. Un caso especial lo forman las estructuras tipo torre o péndulo invertido, en los cuales no es factible asignar a la estructura los valores usuales de ductilidad ya que se trata de estructuras isostáticas en las que se concentran los máximos esfuerzos provenientes de sollicitaciones sísmicas en la zona inferior del elemento vertical de soporte.

1.5.4.4 Uniformidad y continuidad de la estructura:

La estructura debe ser continua tanto en la planta como en elevación con elementos que no cambien bruscamente de rigidez; de manera que se eviten concentraciones de esfuerzos. Si se usan muros de concretos reforzados y se requiere eliminarlo en algún nivel, no deberá ser un cambio brusco, sino reducciones paulatinas de esta manera obtener una transición.

Si los muros se interrumpen en los niveles inferiores (caso típico de edificios con estacionamientos), el problema es aún mayor, pues adicional al hecho de la concentración de esfuerzos, se concentran las demandas de ductilidad en las columnas inferiores (dado el comportamiento similar a un cuerpo rígido del muro superior), lo cual es muy difícil de conseguir dadas las características propias de las columnas.

1.5.4.5 Rigidez lateral:

Para que una estructura pueda resistir fuerzas horizontales sin tener deformaciones importantes será necesario proveerla de elemento estructurales que aporten rigidez lateral en sus direcciones principales.

Las deformaciones importantes durante un sismo, ocasionan mayor efecto de pánico en los usuarios de la estructura, mayores en los elementos no estructurales y en general mayores efectos perjudiciales, habiéndose comprobado un mejor comportamiento en estructuras rígidas que en estructuras flexibles.

Las estructuras flexibles tienen la ventaja de ser más fáciles de analizar y de alcanzar la ductilidad deseada, al menos analíticamente. Sus desventajas son: que el pórtico flexible tiene dificultades en el proceso constructivo ya que puede existir gran congestión de acero en los nudos, que los elementos no estructurales pueden invalidar el análisis, ya que al ser difíciles de separar completamente en la estructura, es posible que introduzcan una distribución diferente de esfuerzos y que las deformaciones laterales sean significativas, siendo a menudo excesivas.

Las estructuras rígidas tienen la ventaja de no tener mayores problemas constructivos y no tener que aislar y detallar cuidadosamente los elementos no estructurales, pero poseen la desventaja de no alcanzar ductilidades elevadas además que su análisis es más complejo.

Actualmente es práctica generalizada la inclusión de muros de corte en edificios aporticados a fin de tener una combinación de elementos flexibles y rígidos. Con ello se consigue que el muro limite la flexibilidad del pórtico, disminuyendo las deformaciones, en tanto que este último le confiere hiperestaticidad al muro y, por lo tanto, le otorga una mejor posibilidad de disipación de energía sísmica.

En el análisis estructural es usual considerar como hipótesis básica la existencia de una losa rígida en un entrepiso, que permita la idealización de una estructura como una unidad, donde las fuerzas horizontales aplicadas pueden en las columnas y muros (placas) de acuerdo a su rigidez lateral, manteniendo una misma deformación lateral para un determinado nivel. Esta condición debe ser verificada en base al comportamiento de diafragma teniendo cuidado de no tener losas con grandes aberturas que debiliten la rigidez de éstas. Debe tenerse especial cuidado en las reducciones de planta con zonas tipo puente.

Las estructuras alargadas en planta tienen mayor posibilidad de sufrir diferentes movimientos sísmicos aplicados en sus extremos, situación que puede producir resultados indeseables. Una solución a este problema es independizar el edificio en dos o más secciones, mediante juntas de separación sísmica, que deben ser debidamente detalladas y construidas para evitar el choque de dos edificaciones vecinas; la misma solución es aplicable para separar edificaciones con formas de T o L o H en planta.

1.5.4.6 Elementos no estructurales

Otro aspecto que debe ser tomado en cuenta en una estructuración es la influencia de los elementos secundarios.

Estos desempeñan un papel positivo en el sentido de que colaboran a un mayor amortiguamiento dinámico, debido principalmente a que al producirse agrietamientos internos aumentan los rozamientos. En los sismos violentos, al agrietarse en forma importante contribuyen a disipar energía sísmica, aliviando de esfuerzos a los elementos resistentes.

Sin embargo, presentan también algunos efectos negativos, causados principalmente por el hecho de que, al tomar esfuerzos no previstos en el cálculo, distorsionan la distribución supuesta de esfuerzos. Por esta razón deben ser convenientemente considerados en el diseño de estructuras flexibles.

En algunos casos como los muros de particiones internas pueden inducir efectos nocivos en la estructura, así tenemos por ejemplo el caso de muros colocados en forma asimétrica en planta, o muros que se comportan como columnas cortas (ventanas altas). En estos casos debe corregirse estos defectos mediante la independización de los muros o mediante la inclusión de otros elementos de concreto reforzado que anulen los efectos mencionados.

Si la estructura es rígida, estando conformada por muros de concreto (placas) y pórticos es probable que la rigidez de los muros de ladrillo sea pequeña en comparación con la de los elementos de concreto reforzado; en estos casos, despreciar en el análisis los tabiques no serán de gran importancia.

Si la estructura está conformada básicamente por pórticos, con abundancia de muros, esta no se podrá despreciar en el análisis, pues su rigidez será apreciable, obteniéndose una rigidez del conjunto muro-pórticos, muy diferentes a la de los pórticos solamente. En estos casos se deberá realizar el análisis utilizando modelos estructurales que incluyan la tabiquería, diseñándose esta y los elementos de concreto reforzado.

Muchas de las estructuras de concreto reforzado usuales se componen adicionalmente de edificios de mampostería sea por la inclusión de muros denominados muros portantes por el hecho de cargar las losas de los techos, o por la inclusión de muros denominados muros de partición por el hecho de ser elementos divisorios de ambientes o cerramientos que no tiene como misión soportar cargas de gravedad.

En el primer caso a las estructuras se les denomina de mampostería y debe tenerse presente la inclusión de muros resistentes de cargas de gravedad y cargas horizontales de sismo en las dos direcciones principales de la

estructura. Si se compara la rigidez lateral de un muro de mampostería y de un pórtico de concreto reforzado formado por columnas y vigas, de dimensiones normales para una estructura de mampostería, se encuentra que el muro tiene mayor rigidez, siendo por tanto éste el elemento principal de la estructura. El diseño deberá contemplar por tanto la participación real de ambos elementos de mampostería y pórticos de concreto reforzado.

Si en una dirección se tienen abundantes muros y en la otra muy pocos, se tendrá una resistencia adecuada en la primera e inadecuada en la segunda. En la dirección con pocos muros y probablemente con pórticos de poca rigidez (columnas y vigas de dimensiones moderadas), los muros a pesar de ser escasos, tienen una rigidez lateral apreciable y probablemente mayor que la de los pórticos, presentándose entonces esfuerzos elevados en los muros, sobrepasándose los esfuerzos admisibles; en estos casos los muros fallarán y recién después de haber fallado, al haber perdido su rigidez se redistribuirán los esfuerzos hacia los pórticos de concreto reforzado.

1.5.4.7 Sub-estructura o cimentación

La resistencia sísmica de la sub-estructura debe integrarse al comportamiento de la estructura durante un sismo. Para ello, el diseño de la cimentación debe estar diseñado y previsto para diferentes parámetros:

- Análisis de cargas gravitacionales
- Provisión para momentos de rotamiento
- Transmisión del corte basal de la estructura al suelo
- Posibilidad de movimientos diferenciales de los elementos de la cimentación
- Licuefacción del suelo
- Cuando una estructura esta cimentada sobre dos tipos de diferentes de suelos los cuidados deben ser mayores para obtener acción integral.

1.5.5 Parámetros de diseño para marcos dúctiles

1.5.5.1 Reglamento Nacional de la Construcción (ministerio de Transporte e Infraestructura, 2007 revisión vigente 2017).

Según la normativa RNC-07, se presentan valores de ductilidad en dependencia de diferentes sistemas estructurales que modifican la demanda sísmica a la que se encuentra expuesta una estructura. Para este documento se usará un factor de ductilidad $Q=4$ ya que se cumplan los requisitos siguientes:

- 1) La resistencia en todos los entrepisos es suministrada exclusivamente por marcos no arriostrados de acero o concreto reforzado o compuestos de los dos materiales, o bien por marcos arriostrados o con muros de concreto reforzado o de placa de acero o compuestos de los dos materiales, en los que en cada entrepiso los marcos son capaces de resistir, sin contar muros ni contravientos si hubieran, cuando menos 50 por ciento de la fuerza sísmica actuante.
- 2) Si hay muros de mampostería ligados a la estructura, éstos se deben considerar en el análisis, pero su contribución a la resistencia ante fuerzas laterales sólo se tomará en cuenta si son de piezas macizas, y los marcos, sean o no arriostrados, y los muros de concreto reforzado, de placa de acero o compuestos de los dos materiales, son capaces de resistir al menos 80 por ciento de las fuerzas laterales totales sin la contribución de los muros de mampostería.
- 3) El mínimo cociente de la capacidad resistente de un entrepiso entre la acción de diseño no difiere en más de 35 por ciento del promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos. Para verificar el cumplimiento de este requisito, se calculará la capacidad resistente de cada entrepiso teniendo en cuenta todos los elementos que puedan contribuir a la resistencia, en particular los muros, si hubiesen. El último entrepiso queda excluido de este requisito.

- 4) Si hay marcos o muros de concreto reforzado cumplen con los requisitos establecidos en el capítulo 18 del Reglamento para Concreto Estructural ACI-318S-14 para marcos y muros dúctiles. Si no existen marcos o muros de concreto se queda excluido de este requisito.

- 5) Si hay marcos rígidos de acero estos satisfacen los requisitos para marcos con ductilidad alta que fijan las Normas de Diseño Sísmico de Edificios de Acero ANSI/AISC 341-02. Si no existen marcos rígidos de acero se queda excluido de este requisito.

Se usará un factor de ductilidad $Q=3$ cuando se cumplan los requisitos siguientes:

Se usará $Q=3$ cuando se satisfacen los requisitos 2, 4 y 5 de los requisitos para un factor de ductilidad $Q=4$ y en cualquier entrepiso dejan de satisfacerse las condiciones 1 ó 3, pero la resistencia en todos los entrepisos es suministrada por columnas de acero o de concreto reforzado con losas planas, o por marcos rígidos de acero, o por marcos de concreto reforzado, o por muros de concreto o de placa de acero o compuestos de los dos materiales, o por combinaciones de éstos y marcos o por diafragmas de madera. Las estructuras con losas planas y las de madera deberán además satisfacer los requisitos que sobre el particular marcan las Normas correspondientes. Los marcos rígidos de acero satisfacen los requisitos para ductilidad alta o están provistos de arriostamiento concéntrico dúctil según la norma del AISC.

1.5.5.2 American Concrete Institute (American Concrete Institute, 2014)

1.5.5.2.1 Diseño de vigas

A continuación se transcribe el contenido del ACI 318S-14 pertinente al diseño de vigas en pórticos especiales resistentes a momentos.

18.6.1 Alcance

18.6.1.1 Esta sección aplica a las vigas 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.

18.6.1.2 Las vigas de los pórticos especiales resistentes a momentos deben interconectarse a columnas de pórticos especiales resistentes a momento que cumplen con 18.7.

Esta sección se refiere a vigas pertenecientes a pórticos especiales resistentes a momento que resisten cargas laterales inducidas por los movimientos sísmicos. En los Reglamentos anteriores, cualquier miembro perteneciente a un pórtico, sometido a una fuerza axial mayorada de compresión que excediera ($A_g F'_c / 10$) bajo cualquier combinación de carga debía diseñarse y detallarse como se describe en 18.7.

18.6.2 Límites dimensionales

18.6.2.1 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 $0.75C_1$

Las restricciones geométricas indicadas en 18.6.2.1(b) y (c) se derivaron de la práctica e investigación (ACI 352R-02) con pórticos de concreto reforzado resistentes a fuerzas inducidas por sismo. Los límites en 18.6.2.1(c) definen el

ancho máximo de la viga que puede transferir efectivamente las fuerzas al nudo viga-columna.

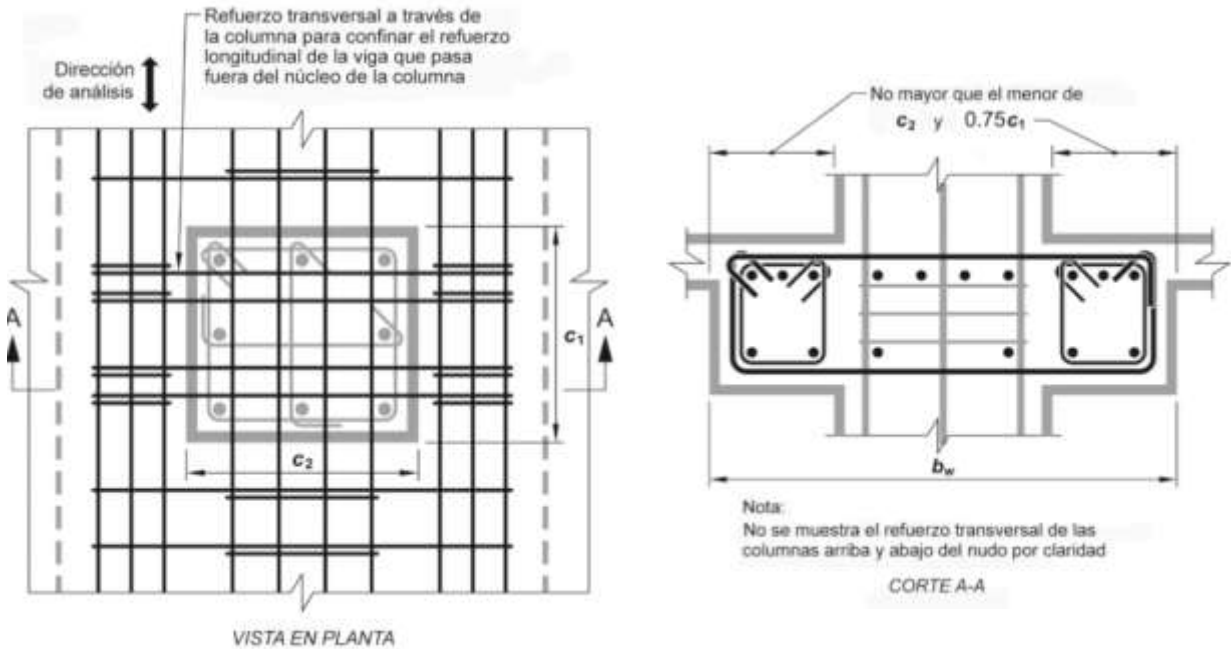


FIGURA 5 ANCHO MAXIMO EFECTIVO DE VIGA ANCHA

18.6.3 Refuerzo longitudinal

18.6.3.1 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 el artículo 9.6.1.2 (ACI,318S-14), y la cuantía de refuerzo no debe exceder 0.025.

9.6.1.2 El acero mínimo A_{smin} debe ser mayor que (a) y (b), excepto en lo dispuesto en 9.6.1.3. Para una viga estáticamente determinada con el ala en tracción, el valor de b_w debe tomarse como el menor entre b_f y $2b_w$.

$$(a) A_{s \min} = \frac{3\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d$$

$$(b) A_{s \min} = \frac{200b_w d}{f_y}$$

9.6.1.3 Si el A_s colocado en todas las secciones es como mínimo mayor en un tercio que el A_s requerido por el análisis, no es necesario cumplir con los requisitos de 9.6.1.1 y 9.6.1.2.

18.6.3.2 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.

18.6.3.3 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 $4d$ 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.

18.6.3.4 Los empalmes mecánicos deben cumplir con 18.2.7 (ACI, 318S-14) y los empalmes soldados deben cumplir con 18.2.8.

18.2.7 Empalmes mecánicos en pórticos especiales resistentes a momentos y muros estructurales especiales

En una estructura que se someta a deformaciones inelásticas durante un sismo, los esfuerzos de tracción en el refuerzo pueden acercarse a la resistencia de tracción de dicho refuerzo. Los requisitos para los empalmes mecánicos Tipo 2 tienen por objeto evitar la rotura de los empalmes cuando el refuerzo se someta a los niveles de esfuerzos esperados en las regiones de fluencia.

No se requiere que los empalmes Tipo 1 satisfagan los requisitos más exigentes para empalmes Tipo 2, y pueden ser incapaces de resistir los niveles de esfuerzos esperados en regiones de fluencia. La ubicación de los empalmes Tipo 1 está restringida debido a que los esfuerzos de tracción en el refuerzo en las regiones fluencia pueden exceder los requisitos de resistencia indicados en 25.5.7. Las restricciones a los empalmes Tipo 1 son válidas para todo refuerzo que resista efectos sísmicos, incluyendo refuerzo transversal.

La práctica de detallado recomendada impide el uso de empalmes en las zonas de articulaciones plásticas potenciales de los miembros que resistan efectos sísmicos. Si el uso de empalmes mecánicos en regiones de fluencia potencial no se puede evitar, se debe disponer de documentación respecto a las características reales de resistencia de las barras que se empalmarán, a las características fuerza-deformación de la barra empalmada y respecto a la capacidad de los empalmes Tipo 2 que se usarán para cumplir con los requisitos de desempeño especificados.

18.2.7.1 Los empalmes mecánicos deben clasificarse por medio de (a) o (b):

(a) Tipo 1 Empalmes mecánicos que cumplen con 25.5.7.

(b) Tipo 2 Empalmes mecánicos que cumplen con 25.5.7 y son capaces de desarrollar la resistencia a la tracción especificada de las barras empalmadas.

25.5.7 Empalmes soldados y mecánicos de barras corrugadas en tracción o compresión

25.5.7.1 Un empalme mecánico o soldado, debe desarrollar en tracción o compresión, según se requiera, al menos $1.25 F_y$ de la barra.

El esfuerzo máximo en el refuerzo usado para diseño dentro del Reglamento, es la resistencia especificada a la fluencia. Para asegurar una resistencia suficiente en los empalmes de manera que se pueda producir la fluencia en el miembro y evitarse así una falla frágil, se seleccionó el 25 por ciento de incremento sobre la resistencia a la fluencia especificada, tanto como un valor mínimo por seguridad y un valor máximo por economía.

18.6.4 Refuerzo transversal

18.6.4.1 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.

18.6.4.2 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. El espaciamiento de las barras de flexión soportadas transversalmente no debe exceder 350 mm.

25.7.2.3 Los estribos rectilíneos deben disponerse de tal forma de cumplan con (a) y (b):

(a) Cada barra longitudinal de esquina y barra alterna debe tener apoyo lateral dado por la esquina de un estribo con un ángulo interior no mayor de 135 grados.

(b) Ninguna barra que no esté apoyada lateralmente puede estar separada más de 150 mm libres de una barra apoyada lateralmente.

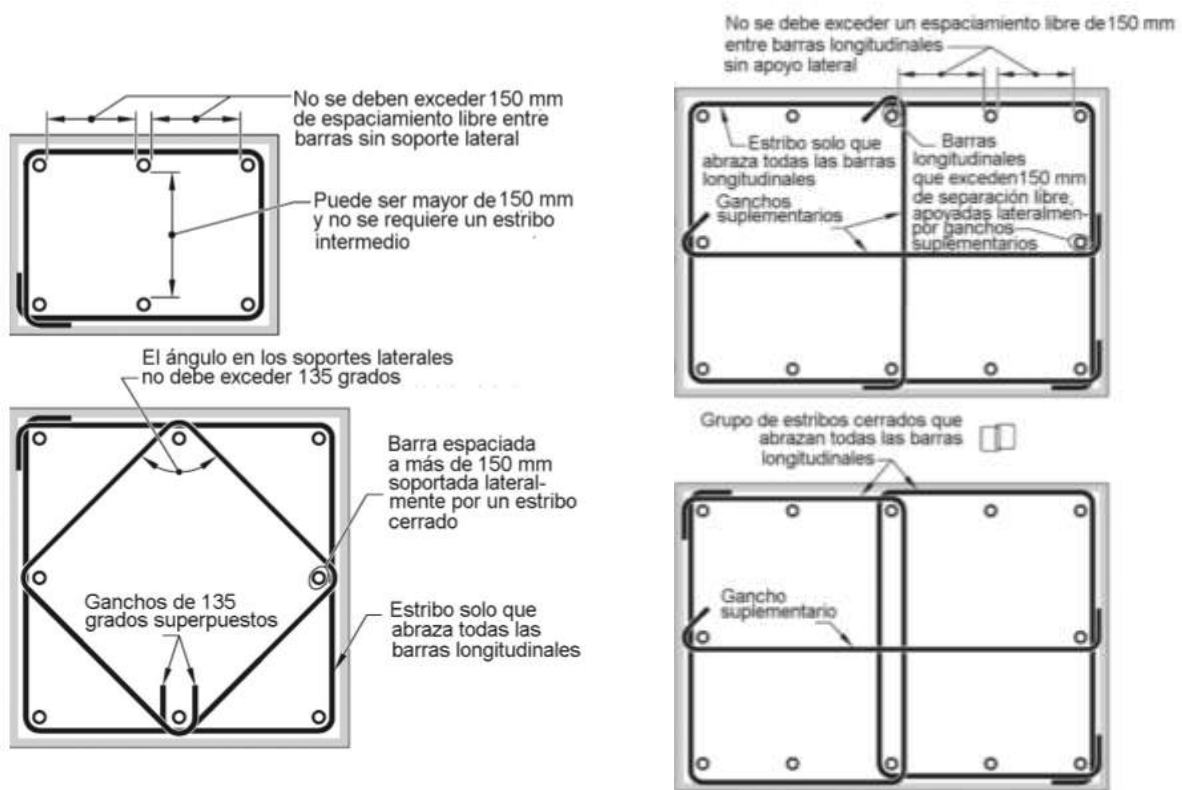


FIGURA 6 CROQUIS BARRAS DE COLUMNAS

18.6.4.4 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):

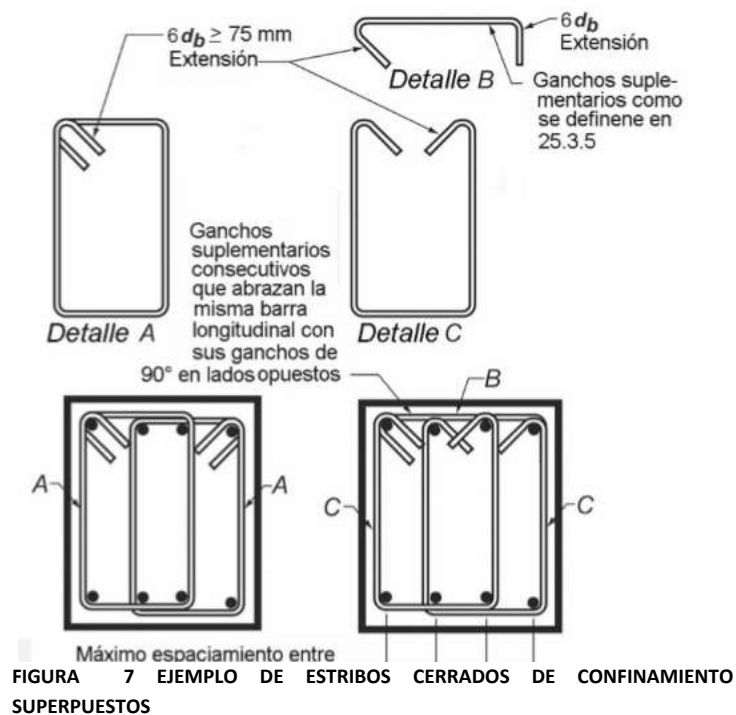
(a) $4d$

(b) Seis veces el diámetro de las barras principales a flexión más pequeñas

(c) 150 mm

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

18.6.4.7 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 longitudinal 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.



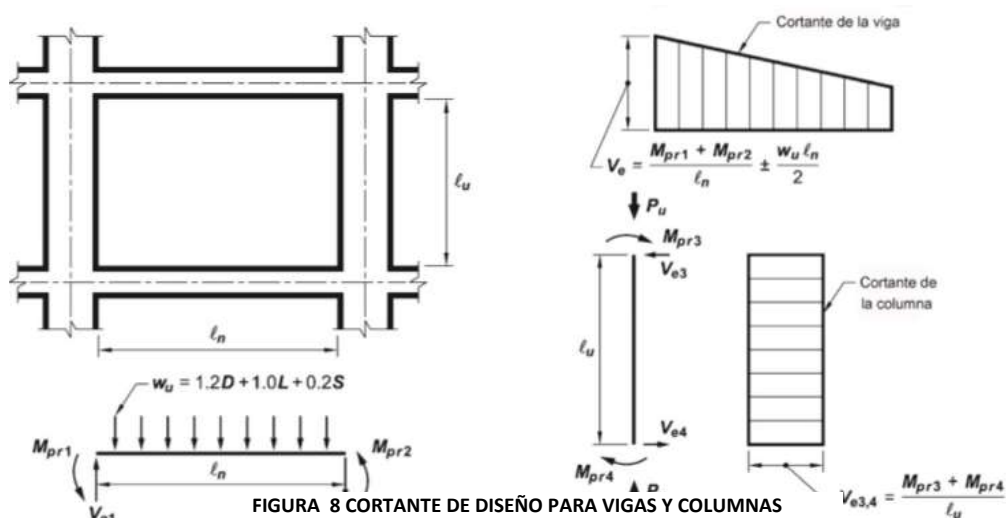
18.6.5 Resistencia a cortante

18.6.5.1 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.

18.6.5.2 Refuerzo transversal — El refuerzo transversal en los lugares identificados en 18.6.4.1 debe 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 $u P$ incluyendo los efectos sísmicos es menor que $A_g F'_c / 20$



1.5.5.2.2 Diseño de Columna

18.7.1 Alcance

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

18.7.2 Límites dimensionales

18.7.2.1 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.

18.7.3 Resistencia mínima a flexión de columnas

18.7.3.1 Las columnas deben satisfacer 18.7.3.2 ó 18.7.3.3.

18.7.3.2 Las resistencias a flexión de las columnas deben cumplir con

$$\sum M_{nc} \geq \left(\frac{6}{5}\right) \sum M_{nb}$$

donde ΣM_{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. ΣM_{nb} es la suma de los momentos resistentes nominales a flexión de las vigas que llegan al nudo, evaluados en la cara del nudo.

18.7.4 Refuerzo longitudinal

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

18.7.4.3 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.

18.7.5 Refuerzo transversal

18.7.5.1 Debe colocarse refuerzo transversal en las cantidades que se especifican en 18.7.5.2 hasta 18.7.5.4, en una longitud L_o 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_o 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.

18.7.5.2 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 x h 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 $P_u > 0.3A_gF'_c$ 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 .

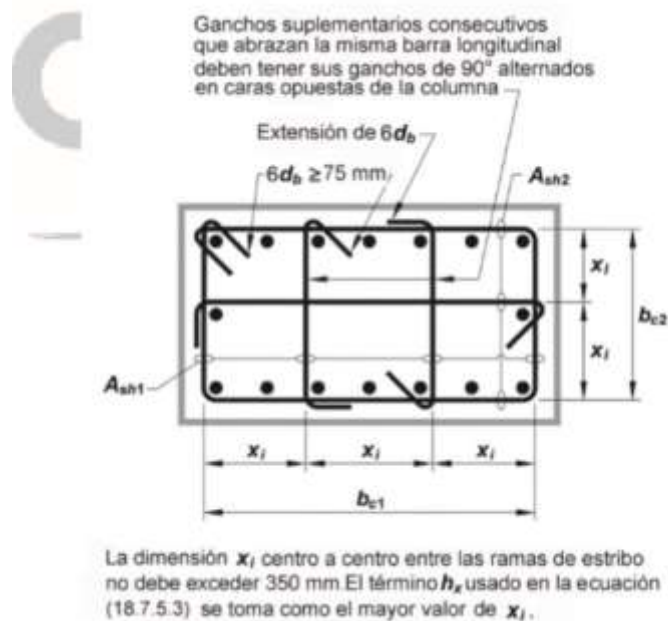


FIGURA 9 EJEMPLO DE REFUERZO TRANSVERSAL EN COLUMNAS

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

$$S_o \leq \frac{38}{\sqrt{f'_c}} (350 - h_x)$$

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

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

TABLA 1 REFUERZO TRANSVERSAL PARA COLUMNA EN PÓRTICOS ESPECIALES RESISTENTES A MOMENTO (TABLA 18.7.4. ACI 318S-14)

Refuerzo transversal	Condición	Expresiones aplicables	
A_{sh}/sb_c para estribos cerrados de confinamiento rectilíneos	$P_u \leq 0.3A_g f'_c$ y $f'_c \leq 70$ MPa	Mayor de (a) y (b)	$0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (a)
	$P_u > 0.3A_g f'_c$ ó $f'_c > 70$ MPa	Mayor de (a), (b) y (c)	$0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (b) $0.2k_f k_n \frac{P_u}{f_{yt} A_{ch}}$ (c)
ρ_s para espirales o estribos cerrados de confinamiento circulares	$P_u \leq 0.3A_g f'_c$ y $f'_c \leq 70$ MPa	Mayor de (d) y (e)	$0.45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (d)
	$P_u > 0.3A_g f'_c$ ó $f'_c > 70$ MPa	Mayor de (d), (e) y (f)	$0.12 \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (e) $0.35k_f \frac{P_u}{f_{yt} A_{ch}}$ (f)

Los factores de resistencia del concreto, K_f , y de efectividad del confinamiento, K_n , deben calcularse de acuerdo con las ecuaciones (18.7.5.4a) y (18.7.5.4b), respectivamente:

$$K_f = \frac{F'_c}{175} + 0.6 \qquad K_n = \frac{nl}{nl - 2}$$

donde nl 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.

18.7.5.5 Más allá de la longitud L_o 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.

18.7.5.7 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.

18.7.6 Resistencia a cortante

18.7.6.1 Fuerzas de diseño

18.7.6.1.1 La fuerza de cortante de diseño $e V$ 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 $e V$ puede ser menor que el cortante mayorado determinado a partir del análisis de la estructura.

18.7.6.2 Refuerzo transversal

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

(a) 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_o .

(b) La fuerza axial de compresión mayorada $u P$ incluyendo el efecto sísmico es menor que $A_g F'_c / 20$

1.6 DISEÑO METODOLÓGICO

Para realizar esta tesina se necesitó cumplir las siguientes actividades consecutivas:

- Recopilación de planos arquitectónicos del edificio en estudio

Los planos correspondientes a la estructura fueron obtenidos por parte de un ingeniero estructural. El proyecto original nunca fue diseñado ni construido, pero a pesar de ello se hizo uso del diseño arquitectónico de esta edificación considerando las distribuciones de ambientes, fachadas y limitaciones en general para la aplicación de esta tesina.

- Simulación estructural de la edificación

Se realizó el modelo tridimensional de la estructura por medio de la herramienta ETABS 16 en el cual se definen los componentes que conforman el sistema estructural del edificio en estudio que dependen directamente de la arquitectura del proyecto.

- Clasificación de parámetros sismo-resistentes

Se clasificaron todos los parámetros necesarios para el diseño sísmico en base a los artículos especificados en el Reglamento Nacional de la Construcción (RNC-07)

- Definición de cargas

La implementación de las cargas actuantes para el diseño estructural se realizó en base a las consideraciones que establece el RNC-07.

- Análisis modal tridimensional

Por medio de la herramienta ETABS 16 fue posible simular el comportamiento de la edificación ante las cargas actuantes tanto las gravitacionales y las laterales-sísmicas. En esta etapa, se consideró necesario realizar las revisiones pertinentes a un análisis modal, cálculos de derivas y obtención de las fuerzas finales de diseño estructural para los distintos elementos que componen la edificación.

- Diseño de marco sísmico

En esta etapa se realizaron los cálculos y revisiones necesarias para el cumplimiento de los elementos ante las cargas finales actuantes, las cuales se definen en el código ACI 318S-14. Se revisó la capacidad de trabajo de los

elementos estructurales principales por medio del software ETABS y su verificación por medio de cálculos manuales.

1.7 PARÁMETROS DE CARGA

A continuación, se muestran los parámetros de cargas considerados en esta tesina:

1.7.1 Materiales a utilizar en la construcción del edificio

TABLA 2 MATERIALES A UTILIZAR

Estructura de marcos y elementos secundarios	Concreto reforzado con capacidad a la compresión de 4,000 psi
Resistencia a la fluencia del acero de refuerzo del sistema estructural	60,000 psi
Paredes exteriores	Mampostería reforzada desligadas de los marcos principales
Paredes interiores	Particiones livianas a base de Durock
Entrepiso	Losa de concreto reforzado con recubrimiento de cerámica
Cielo raso	Tabla yeso de ½" tipo gypsum
Cubierta de techo	Losa de concreto reforzado con concreto asfáltico

1.7.2 Cargas Muertas

El peso de los componentes de cubierta de techo, entrepiso, paredes, etc., es calculado basándose en peso unitarios de materiales que lo forman, por lo tanto es importante obtenerlos de una fuente confiable como códigos o estándares internacionales. Se han tomado en cuenta los pesos establecidos en el RNC-07, Anexo A, Tabla de Cargas Muertas Mínimas.

Pesos Unitarios de Cargas Muertas:

- ENTREPISO:

Tubos y cables eléctricos	7.3 kgf/m ²
Lámparas + accesorios	10 kgf/m ²
Cielo falso + estructura	20 kgf/m ²
Ladrillo cerámico	30 kgf/m ²
Mortero de nivelación (t=2cm)	44 kgf/m ²
Losa de Concreto	2,400 kgf/m ³
Particiones livianas	98 kgf/m ²
	TOTAL =	209.30 kg/m²

- AZOTEA:

Tubos y cables eléctricos	7.3 kgf/m ²
Lámparas + accesorios	10 kgf/m ²
Cielo falso + estructura	20 kgf/m ²
Mortero de nivelación (t=2cm)	44 kgf/m ²
Peso opcional por aires acondicionados	80 kgf/m ²
Impermeabilizante de losa	20 kgf/m ²
	TOTAL =	181.30 kg/m²

1.7.3 Cargas Vivas

TABLA 3 CARGAS VIVAS DE DISEÑO

Pesos Unitarios de Cargas Vivas		
Destino	CV en Kgf/m² (Carga viva)	CVI en Kgf/m² (Carga Viva Incidental)
Pasillo	500	250
Hotel	200	80
Restaurante	400	250
Oficina	250	100
Techo	100	40

1.8 COMBINACIONES DE DISEÑO

Los elementos resistentes de una estructura, se verificarán tanto para los estados de carga que incluyen el efecto sísmico como para los que no lo incluyen. Esto podrá hacerse por el Método Elástico o por Resistencia Última, y para ambos casos, cada estado de carga se deberá factorar como especifican los Códigos de Diseño.

Las estructuras se analizarán bajo la acción de dos componentes horizontales (sismo) ortogonales no simultáneos del movimiento del terreno (Efectos bidireccionales, inciso f) Arto.32 RNC-07). Estos se combinarán tomando en cada dirección en que se analice la estructura, el 100% de los efectos del componente que obra en esa dirección y el 30% de los efectos del que obra perpendicularmente a ella, con los signos que resulten más desfavorables para cada concepto. Se verificará además que la estructura y su cimentación no rebasen ningún estado límite de falla o de servicio. Las combinaciones que resultan de esto son:

TABLA 4 DEFINICION DE TIPOS DE CARGAS

TIPOS DE CARGAS

Nombre	Descripción
CM	Carga muerta
CV	Carga viva
CVR	Carga viva reducida
SXP	Carga sísmica excéntrica positiva en X
SYP	Carga sísmica excéntrica positiva en Y
SXN	Carga sísmica excéntrica negativa en X
SYP	Carga sísmica excéntrica negativa en Y

TABLA 5 COMBINACIONES DE DISEÑO

Estado de Servicio	Estado último
	CU1: 1.4 CM
CS1: CM+CV	CU2: 1.2CM + 1.6CV
CS2: CM + 0.75CV + 0.53 Sx + 0.16Sy	CU3: 1.2CM + CV + Sx + 0.3Sy
CS3: CM + 0.75CV + 0.53 Sx - 0.16Sy	CU4: 1.2CM + CV + Sx - 0.3Sy
CS4: CM + 0.75CV - 0.53 Sx + 0.16Sy	CU5: 1.2CM + CV - Sx + 0.3Sy
CS5: CM + 0.75CV - 0.53Sx - 0.16Sy	CU6: 1.2CM + CV - Sx - 0.3Sy
CS6: CM + 0.75CV + 0.16Sx + 0.53Sy	CU7: 1.2CM + CV + 0.3Sx + Sy
CS7: CM + 0.75CV - 0.16Sx + 0.53Sy	CU8: 1.2CM + CV - 0.3Sx + Sy
CS8: CM + 0.75CV + 0.16Sx - 0.53Sy	CU9: 1.2CM + CV + 0.3Sx - Sy
CS9: CM + 0.75CV - 0.16Sx - 0.53Sy	CU10: 1.2CM + CV - 0.3Sx - Sy
CS10: CM + 0.7Sx + 0.21Sy	CU11: 0.9CM + Sx + 0.3Sy
CS11: CM + 0.7Sx - 0.21Sy	CU12: 0.9CM + Sx - 0.3Sy
CS12: CM - 0.7Sx + 0.21Sy	CU13: 0.9CM - Sx + 0.3Sy
CS13: CM - 0.7Sx - 0.21Sy	CU14: 0.9CM - Sx - 0.3Sy

CS14: $CM + 0.21S_x + 0.7S_y$	CU15: $0.9CM + 0.3S_x + S_y$
CS15: $CM + 0.21S_x - 0.7S_y$	CU16: $0.9CM + 0.3S_x - S_y$
CS16: $CM - 0.21S_x + 0.7S_y$	CU17: $0.9CM - 0.3S_x + S_y$
CS17: $CM - 0.21S_x - 0.7S_y$	CU18: $0.9CM - 0.3S_x - S_y$
CS19: $0.6 CM + P_s + P_z$	CU19: $0.9 CM + 1.6 P_z + 1.6 P_s$

1.9 ANÁLISIS Y CRITERIOS SÍSMICOS DE LA ESTRUCTURA

Para la realización de esta monografía se han considerado ciertos aspectos fundamentales que se deben mencionar:

- La estructura está conformada por series de marcos en dos direcciones y las propiedades mecánicas de los elementos en cada marco están concentradas a lo largo de sus ejes
- Para la altura de pisos se tomó en cuenta el nivel de piso terminado requerido por arquitectura. El espesor del sistema de entrepiso corresponde a una losa sólida de concreto reforzado de 15 cm de concreto estructural más espesor de cerámica. La altura de piso es tomada de la parte superior de una viga a otra viga
- Para las dimensiones de los claros en ambas direcciones se tomaron en cuenta distancias de centro a centro de ejes, estos fueron propuestos de manera que su ubicación proporcionara al edificio buena simetría
- En este compendio solamente se hará énfasis en el Método Estático Equivalente por ser el método a emplear para el análisis de la estructura propuesta y que será detallado en el desarrollo de esta tesis
- Las cargas originadas por el peso propio del edificio son consideradas en base al software ETABS y deberán considerarse casos de cargas

como lo son las cargas muertas súper impuestas, cargas vivas, cargas vivas reducidas y las cargas sísmicas

- Los destinos de la edificación corresponden a Restaurante para el Primer piso y Hotel para los Pisos del 2 al 5. Para la aplicación de cargas debe referirse a las cargas conforme lo indicado en el Artículo 12 RNC-07
- Se consideraron presiones de viento en sentido barlovento y sotavento en base al RNC-07 en su Art. 44

1.9.1 Requerimientos de análisis para diseño sismo-resistente

Previo al diseño estructural de un edificio, de manera obligatoria se debe realizar un análisis minucioso que cumpla los requerimientos de los códigos aplicables en nuestro medio, en donde se controlará que los desplazamientos relativos de los nudos no excedan a los tolerables cuando se aplican las fuerzas sísmicas. El efecto de torsión en planta de una edificación es muy peligroso y con mucha probabilidad puede llevar al colapso a una estructura durante un terremoto.

El hecho de tener valores de desplazamientos de piso excedidos implica dar mayor rigidez lateral a la estructura, y esto se lo consigue agrandando las dimensiones de columnas o introduciendo muros de cortante o diafragmas verticales, en el caso de esta tesina se optó por agrandar las dimensiones de las columnas debido al sistema estructural de estudio de esta tesina.

En caso de tener torsión en planta en el análisis de una edificación se deberá rectificar la configuración estructural con el incremento de nuevas columnas o

modificando su orientación, el tema es proporcionar de rigidez a la estructura en los dos sentidos. Esta parte del análisis estructural es fundamental, mientras no se cumpla con este requerimiento no se podrá continuar con la fase siguiente que es el diseño definitivo.

Afortunadamente en la actualidad se cuenta con valiosas herramientas como son los programas comerciales tipo ETABS, que permiten modelar una estructura con todos sus elementos estructurales y la respuesta dinámica según la aplicación de todas las cargas actuantes representadas en los tipos de carga tales como carga muerta, carga viva y fuerzas laterales sísmicas.

Por otra parte, se debe tener claro esta fase del análisis y el conocimiento preciso de cada herramienta de cálculo, porque una mala aplicación e interpretación de resultados pueden conducir a cometer graves errores en la obtención de valores que luego serán utilizados en el diseño definitivo.

Por lo tanto, los requerimientos usados son:

- Toda estructura deberá ser diseñada y construida, para resistir como mínimo las cargas sísmicas determinadas de acuerdo a lo establecido en el Art.24 del Reglamento Nacional de la Construcción. RNC-07
- Los proyectos deberán ajustarse a los requerimientos específicos de la Matriz de Planeamiento y los Mapas Geológicos para Riesgos Sísmicos por fallamiento superficial
- Procurar simetría tanto en la distribución de masas como en la rigideces reduciendo al máximo las excentricidades accidentales

- Evitar cambios bruscos de estructuración
- Preferiblemente con menor peso en los pisos superiores
- Selección y uso adecuado y uso adecuado de los materiales de construcción
- Buena práctica constructiva e inspección rigurosa
- Diseño con énfasis en la ductilidad para un mejor comportamiento de la estructura.

CAPITULO II: PARÁMETROS DE DISEÑO

2.1 CRITERIOS DE ANALISIS ESTRUCTURAL

2.1.1 SISTEMA ESTRUCTURAL

El Sistema estructural definido para la edificación consiste de un sistema de marcos dúctiles de concreto reforzado, para la cual, el Reglamento Nacional de la Construcción 07 la clasifica como Q=4. Las divisiones en los apartamentos se basan en particiones livianas de durock ya que a partir de este se pueden obtener beneficios económicos para el proyecto sin afectar la seguridad del mismo en base a las normativas vigentes de construcción. Por otro lado, se propuso muros de mampostería reforzada en los lados de los linderos desligados del sistema principal para no afectar la integridad del sistema estructural de estudio de esta tesina.

2.1.2 NORMATIVAS APLICADAS

- a) Reglamento Nacional de Construcción (RNC-07)
- b) Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14)
- c) Specification for Structural Steel Buildings (ANSI/AISC 360-10)

2.1.3 HERRAMIENTAS DE DISEÑO

La herramienta usada para el modelamiento de la estructura es el software ETABSv16.0, por medio de la cual, se realizó el análisis modal de la edificación por medio del cálculo a base de elementos finitos y se aseguró el diseño de los elementos estructurales en esta tesina con forme a las normativas previamente descritas.

De igual manera se revisaron los elementos estructurales tipo vigas y columnas a través de la herramienta EXCEL que cumplan con las combinaciones de resistencia última y por esfuerzos permisible.

TABLA 6 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES CONSTRUCTIVOS

PROPIEDADES DE LOS MATERIALES CONSTRUCTIVOS			
Material	Resistencia	Módulo de elasticidad	Peso volumétrico
Concreto estructural	280 kg/m ²	210,000 kg/cm ²	2400 kg/m ²
Acero de refuerzo	4200 kg/cm ²	290,000,000 kg/cm ²	7850 kg/m ²

Consideraciones geotécnicas

Los datos tomados de capacidades de soporte de suelo y demás recomendaciones como son el mejoramiento de suelo y las alturas de desplante se basan en suposiciones puesto que para el proyecto real no se contó con un estudio geotécnico. Se recomienda que, para el diseño, la capacidad de soporte del suelo para cimiento corrido sea igual a 1.15 Kg/cm² y que el nivel de desplante mínimo sea de 1.8 m.

2.2 CLASIFICACIÓN DE PARAMETROS ESTRUCTURALES

a) Clasificación de la estructura (Arto. 20):

La clasificación del sistema estructural del proyecto llevado a cabo se cataloga como Grupo B (son aquellas que el grado de seguridad requerido es intermedio) puesto que la tipificación de servicios proporcionados en el edificio, mayoritariamente habitaciones hoteleras.

b) Reducción por ductilidad Q (Arto. 21):

El factor de reducción por ductilidad se considera $Q=4$ debido a que la resistencia en todos los entresijos es suministrada por sistemas de marcos estructurales de concreto.

c) Factor de reducción por sobre-resistencia (Arto 22):

La reducción por sobre resistencia está dada por el factor $\Omega=2$

d) Condiciones de regularidad (Arto. 23):

1. Su planta es simétrica con respecto a dos ejes ortogonales por lo que toca a masas y otros elementos resistentes. Estos son, además paralelos a los ejes ortogonales principales del edificio.

Este parámetro cumple debido a que cada uno de los niveles presenta alineación respecto a las plantas y a los ejes ortogonales, tanto en lo referente a masas, muros y otros elementos resistentes.

2. La relación de su altura a la dimensión menor de su base no pasa de 2.5

$$\frac{\text{Altura}}{\text{Dimensión menor}} = \frac{25,60 \text{ m}}{21,40 \text{ m}} = 1,20 < 2.5$$

Se cumple con este parámetro

3. La relación de largo a ancho de la base no excede de 2.5

$$\frac{\text{Largo}}{\text{ancho}} = \frac{26,10 \text{ m}}{21,40 \text{ m}} = 1,22 < 2.5$$

Se cumple con este parámetro

4. En planta no tiene entrantes ni salientes cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección que se considera del entrante o saliente

En base a las características estructurales fue posible calcular la siguiente tabla:

Nivel	$L_{entr\ x}$ [m]	$L_{entr\ y}$ [m]	$\%L_x$	$\%L_y$
6	0.00	0.00	✔ 0.00	✔ 0.00
5	0.00	0.00	✔ 0.00	✔ 0.00
4	0.00	0.00	✔ 0.00	✔ 0.00
3	0.00	0.00	✔ 0.00	✔ 0.00
2	0.00	0.00	✔ 0.00	✔ 0.00
1	0.00	0.00	✔ 0.00	✔ 0.00

Se cumple con este parámetro

5. En cada nivel tiene un sistema de techo o piso rígido y resistente

Las losas de entrepiso están diseñadas como diafragma rígido por tanto se cumple con este parámetro

6. No tiene aberturas en sus sistemas de techo o piso cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión en planta medida paralelamente a la abertura; las áreas huecas no ocasionan asimetrías significativas ni difieren en posición de un piso a otro, y el área total de aberturas no excede en ningún nivel de 20 por ciento del área de la planta.

Nivel	$\%L_x$	$\%L_y$	$\%A$
6	✔ 0.00	✔ 0.00	✔ 0.00
5	✔ 0.00	✔ 0.00	✔ 0.00
4	✔ 0.00	✔ 0.00	✔ 0.00
3	✔ 0.00	✔ 0.00	✔ 0.00
2	✔ 0.00	✔ 0.00	✔ 0.00
1	✔ 0.00	✔ 0.00	✔ 0.00

Cumple con este parámetro

7. El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que 110 por ciento del correspondiente al piso inmediato inferior ni, excepción hecha del último nivel de la construcción, es menor que 70 por ciento de dicho peso.

Nivel	W_0 [ton]	%W
6	620.48	-
5	620.48	✓ 100.00
4	620.48	✓ 100.00
3	620.48	✓ 95.53
2	649.50	✓ 101.82
1	637.89	

Se cumple con este parámetro

8. Ningún piso tiene un área, delimitada por los paños exteriores de sus elementos resistentes verticales, mayor que 110 por ciento de la del piso inmediato inferior ni menor que 70 por ciento de ésta. Se exige de este último requisito únicamente al último piso de la construcción.

Nivel	A_v [m ²]	%A
6	558.54	-
5	558.54	✓ 100.00
4	558.54	✓ 100.00
3	558.54	✓ 100.00
2	558.54	✓ 100.00
1	558.54	

Se cumple con este parámetro

9. Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en dos direcciones sensiblemente ortogonales por diafragmas horizontales y por trabes o losas planas.

Se cumple con este parámetro

10. La rigidez al corte de ningún entrepiso excede en más de 50 por ciento a la del entrepiso inmediatamente inferior. El último entrepiso que excluido de este requisito

Nivel	V_{xi} [ton]	V_{yi} [ton]	Δx_i [m]	Δy_i [m]	k_{xi} [ton/m]	k_{yi} [ton/m]
6	-189.16	-189.16	0.02	0.01	-8786.52	-14656.46
5	-387.64	-387.64	0.02	0.01	-18006.46	-30035.88
4	-539.43	-539.43	0.02	0.01	-25057.00	-41796.61
3	-644.51	-644.51	0.02	0.01	-29938.14	-49938.65
2	-703.81	-703.81	0.02	0.01	-32692.71	-54533.45
1	-703.81	-703.81	0.02	0.01	-32692.71	-54533.45

Nivel	k_{xi} [ton/m]	k_{yi} [ton/m]	$\%k_x$	$\%k_y$
5	-8786.52	-14656.46	✓ 48.80	✓ 48.80
4	-18006.46	-30035.88	✓ 71.86	✓ 71.86
3	-25057.00	-41796.61	✓ 83.70	✓ 83.70
2	-29938.14	-49938.65	✓ 91.57	✓ 91.57
1	-32692.71	-54533.45		

Excentricidad

Nivel	x_{CM} [m]	y_{CM} [m]	x_{CR} [m]	y_{CR} [m]	e_x [m]	e_y [m]
6	13.05	10.70	13.05	10.70	0.00	0.00
5	12.91	10.80	13.05	10.70	-0.14	0.10
4	12.91	10.80	13.05	10.70	-0.14	0.10
3	12.91	10.80	13.05	10.70	-0.14	0.10
2	12.92	10.80	13.05	10.70	-0.13	0.10
1	12.94	10.55	13.05	10.70	-0.11	-0.15

Nivel	$\%e_x$	$\%e_y$
6	✓ 0.00	✓ 0.00
5	✓ 0.52	✓ 0.46
4	✓ 0.52	✓ 0.46
3	✓ 0.52	✓ 0.46
2	✓ 0.52	✓ 0.45
1	✓ 0.42	✓ 0.72

Se cumple con este parámetro

La excentricidad torsional calculada estáticamente, e_s , no excede en algún entrepiso de 20% de la dimensión en planta de ese entrepiso, medida

paralelamente a la excentricidad mencionada por lo tanto la estructura no se considera fuertemente irregular

Puede observarse que se cumplen todos los parámetros de revisión por ende no se debe hacer una corrección por regularidad

e) **Factor de corrección por irregularidad Q' (Inciso d, Arto. 23):**

$$Q' = Q \times \text{factor de regularidad estructural} = 4 \times 1 = 4$$

f) **Zona sísmica del proyecto (Arto. 24):**

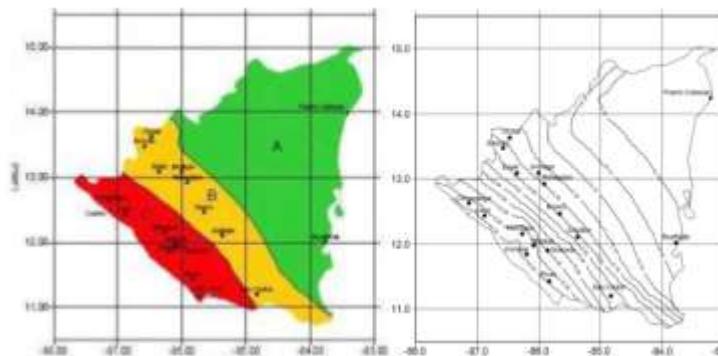


FIGURA 10 MAPA DE ISOACELERACIONES RNC-07

Como la ubicación geográfica del sitio de construcción para el proyecto es la ciudad de Managua se trabaja con esta referencia indicando que el lugar in situ está ubicado dentro de la zona C, según el mapa de zonificación sísmica figura No2 del RNC-07 y presenta una isoaceleración de **0.31g**

g) **Factor de amplificación por tipo de Suelo S (Arto. 25):**

El tipo de suelo para el lugar in situ en la ciudad de Managua se clasifica como tipo 2 con una velocidad promedio de ondas cortantes entre 60 y 750 m/s, para

la cual el factor de amplificación (S) por tipo de suelo es igual a 1.5 según la zona sísmica C.

Zona Sísmica	Tipo de suelo		
	I	II	III
A	1.0	1.8	2.4
B	1.0	1.7	2.2
C	1.0	1.5	2.0

h) Cálculo del coeficiente sísmico (Arto. 24):

$$C = \frac{S \times 2.7 \times a_0}{\Omega \times Q'} = \frac{(1.5)(2.7)(0.31)}{(2)(4)} = 0.16$$

pero nunca menor a $S \times a_0 = (1.5)(0.31) = 0.46$ cuando no se conoce T

Debido a que en este proyecto se conoce el período de vibración de la estructura debe usarse un coeficiente sísmico de 0.16

CAPITULO III: ASIGNACIONES DE MODELO 59 TRIDIMENSIONAL

3.1 DESCRIPCIONES DE MODELO NUMÉRICO

Por medio de la herramienta ETABS se definieron las asignaciones a usar en el modelo numérico de esta monografía. En tales asignaciones se incluyen la definición de todos las especificaciones de materiales a utilizar en el diseño del edificio en estudio, parámetros de cargas, geometría estructural, entre otros. Estas se muestran a continuación:

3.1.1 Definición de Materiales


Material Property Data

General Data

Material Name: 4000Psi

Material Type: Concrete

Directional Symmetry Type: Isotropic

Material Display Color:  Change...

Material Notes: Modify/Show Notes...

Material Weight and Mass

Specify Weight Density Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: 24000 kgf/m³

Mass per Unit Volume: 2447.319 kgf·s²/m⁴

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: 2534563541 kgf/m²

Poisson's Ratio, U: 0.2

Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000099 1/C

Shear Modulus, G: 1056068142 kgf/m²

FIGURA 11 DEFINICION DE PROPIEDADES DE CONCRETO ESTRUCTURAL


Material Property Data

General Data

Material Name: A615Gr60

Material Type: Rebar

Directional Symmetry Type: Uniaxial

Material Display Color:  Change...

Material Notes: Modify/Show Notes...

Material Weight and Mass

Specify Weight Density Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: 7849.05 kgf/m³

Mass per Unit Volume: 800.38 kgf·s²/m⁴

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: 2.039E+10 kgf/m²

Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000117 1/C

FIGURA 12 PROPIEDADES DE ACERO DE REFUERZO

3.1.2 Descripción de modal

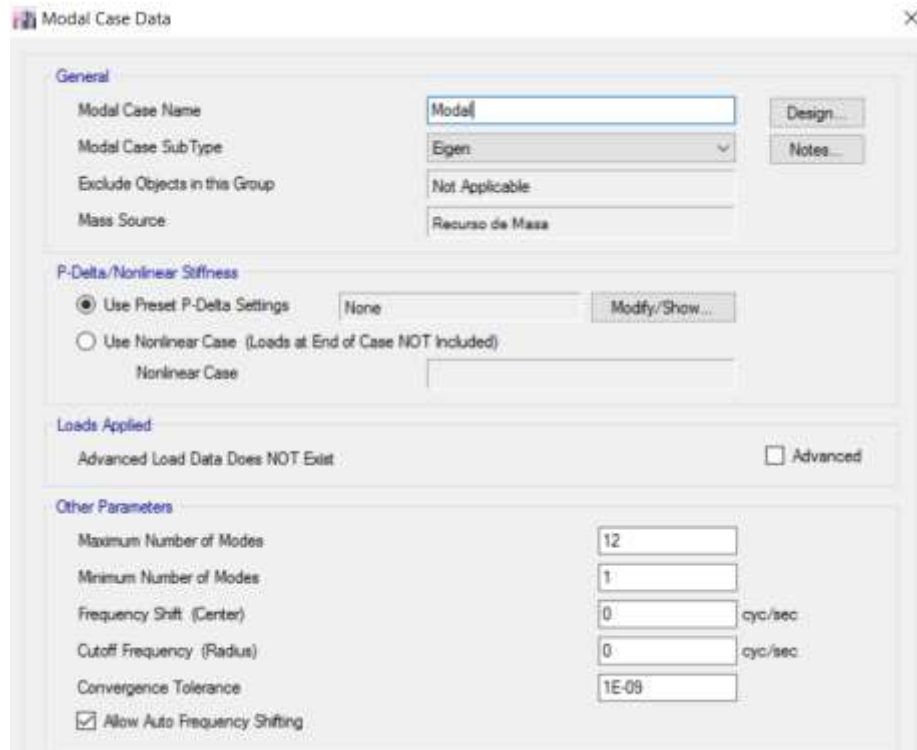


FIGURA 13 DESCRIPCION DE MODAL

3.1.3 Definición de patrones de carga

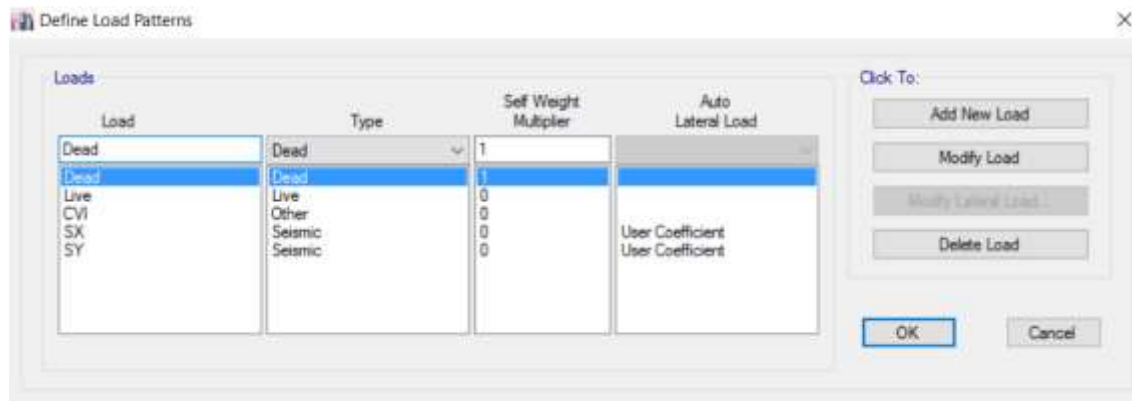


FIGURA 14 DEFINICIÓN DE PATRONES DE CARGA



FIGURA 15 PATRON DE CASO SISMICO EN X

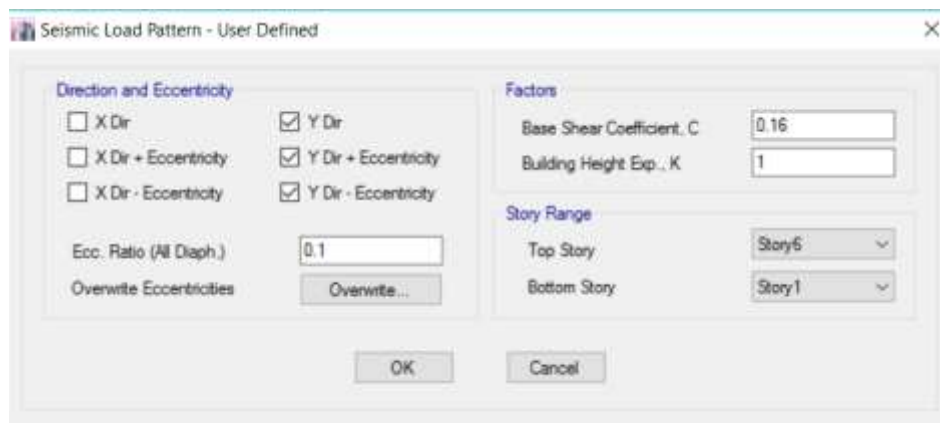


FIGURA 16 PATRON DE CASO SISMICO EN Y

3.1.4 Definición de combinaciones de diseño

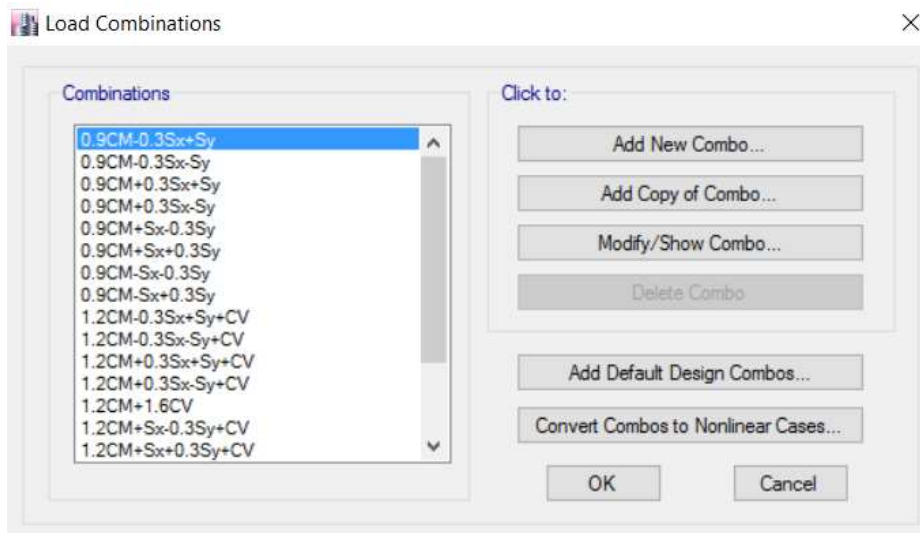


FIGURA 17 COMBINACIONES DE DISEÑO

3.1.5 Descripción de modelo tridimensional en herramienta ETABS

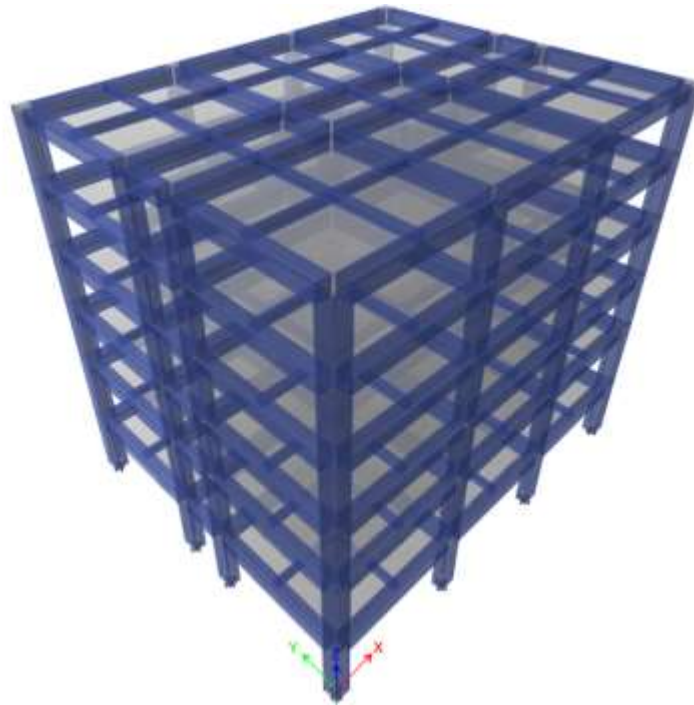


FIGURA 18 MODELO TRIMENSIONAL

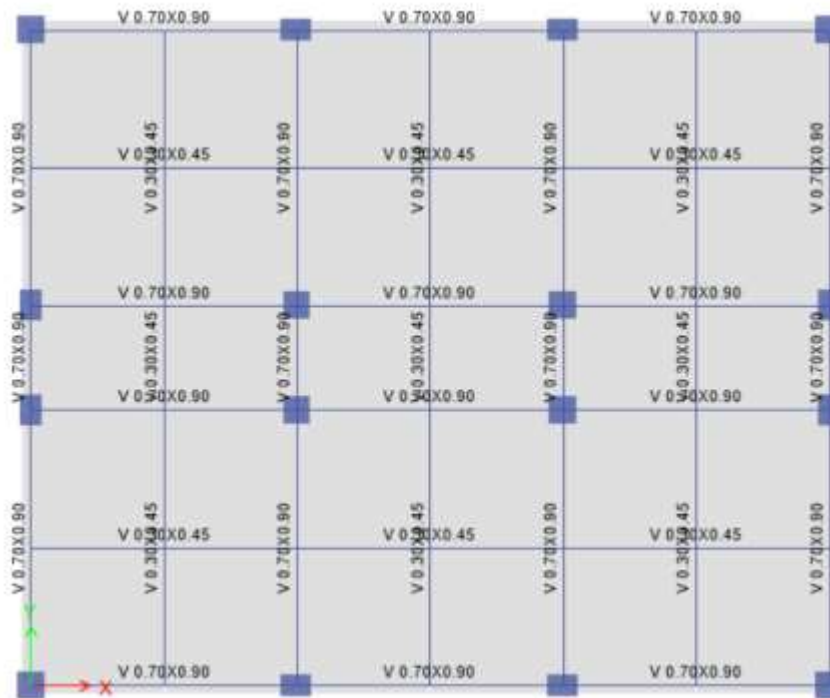


FIGURA 19 PLANTA DE ENTREPISO TIPICA

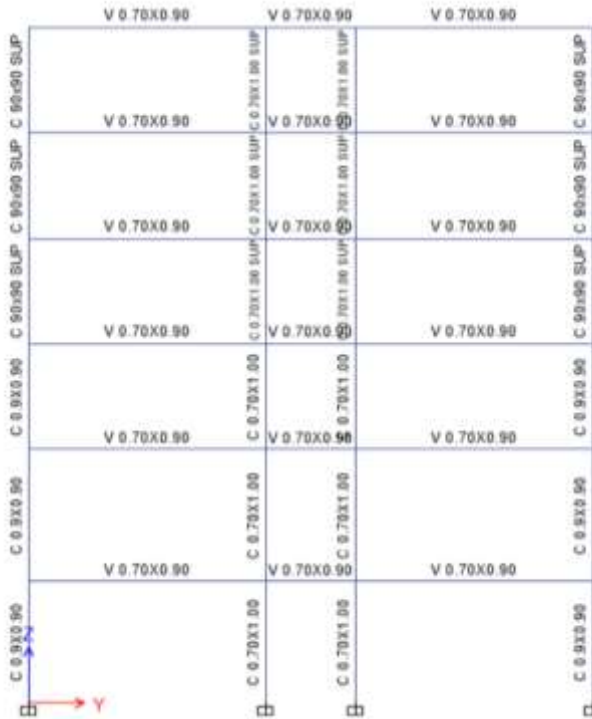


FIGURA 20 ELEVACIÓN TÍPICA

3.1.6 Definición de elementos estructurales

3.1.6.1 Columnas 90X90

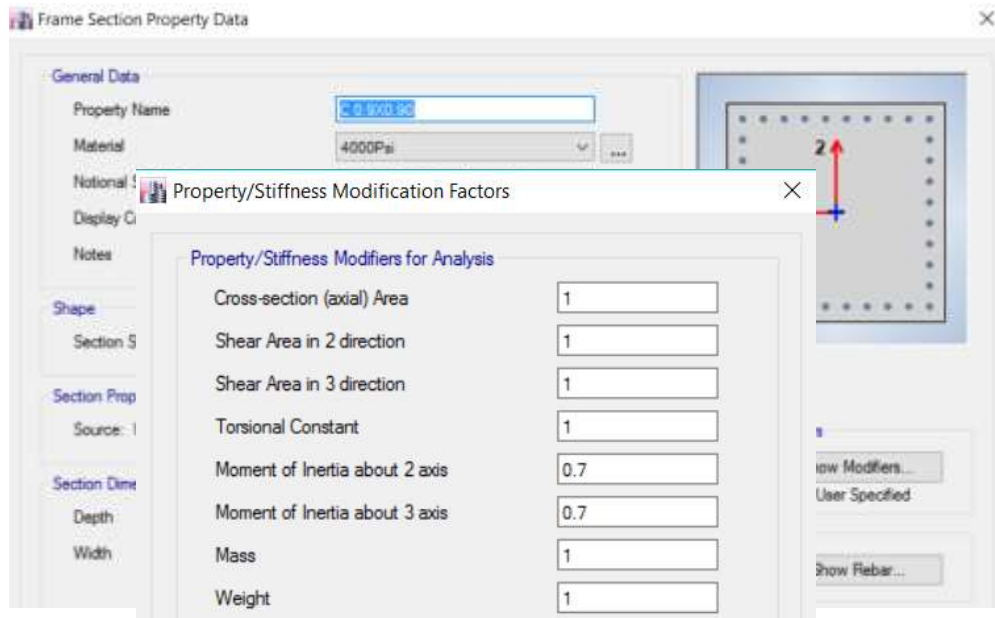


FIGURA 21 PROPIEDADES COLUMNA 90X90



FIGURA 23 DEFINICION DE ACERO DE REFUERZO COLUMNAS 90X90

3.1.6.2 Columnas 70x90

Frame Section Property Data

Property Name: C0 70x90
 Material: 4000Pa
 Notional Size Data: Modify/Show Notional S
 Display Color: Change
 Notes: Modify/Show Notes

Shape
 Section Shape: Concrete Rectangular

Section Property Source
 Source: User Defined

Section Dimensions
 Depth: 0.90
 Width: 0.70

Property/Stiffness Modification Factors

Property/Stiffness Modifiers for Analysis

Cross-section (axial) Area	1
Shear Area in 2 direction	1
Shear Area in 3 direction	1
Torsional Constant	1
Moment of Inertia about 2 axis	0.9
Moment of Inertia about 3 axis	0.7
Mass	1
Weight	1

FIGURA 24 PROPIEDADES COLUMNA 70X90

P-M2-M3 Design (Column)
 M3 Design Only (Beam)

Longitudinal Bars: A615G60
 Confinement Bars (Ties): A615G60

Reinforcement Configuration
 Rectangular
 Circular

Confinement Bars
 Ties
 Spirals

Check/Design
 Reinforcement to be Checked
 Reinforcement to be Designed

Longitudinal Bars

Clear Cover for Confinement Bars: 0.04 m
 Number of Longitudinal Bars Along 3-dir Face: 10
 Number of Longitudinal Bars Along 2-dir Face: 14
 Longitudinal Bar Size and Area: #8 0.00051 m²
 Corner Bar Size and Area: #8 0.00051 m²

Confinement Bars

Confinement Bar Size and Area: #4 0.000129 m²
 Longitudinal Spacing of Confinement Bars (Along 1-Axis): 0.15 m
 Number of Confinement Bars in 3-dir: 4
 Number of Confinement Bars in 2-dir: 4

FIGURA 25 REDUCCION DE INERCIA COLUMNAS 70X90

FIGURA 26 DEFINICION DE ACERO DE REFUERZO COLUMNAS 70X90

Columnas 70x70 (niveles superiores)

Frame Section Property Data

General Data

Property Name: C 70x70 SUP

Material: 4000Psi

National Size Data: Modify/Show National Size...

Display Color: Change...

Notes: Modify/Show Notes...

Shape

Section Shape: Concrete Rectangular

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

Depth: 0.7 m

Width: 0.7 m

Property Modifiers

Modify/Show Modifiers...
Currently User Specified

Reinforcement

Modify/Show Rebar...

OK

Cancel

Show Section Properties...

FIGURA 27 PROPIEDADES COLUMNA 70X70 NIVELES SUPERIORES

Property/Stiffness Modifiers for Analysis

Cross-section (axial) Area: 1

Shear Area in 2 direction: 1

Shear Area in 3 direction: 1

Torsional Constant: 1

Moment of Inertia about 2 axis: 0.7

Frame Section Property Reinforcement Data

Design Type

P-M2-M3 Design (Column)

M3 Design Only (Beam)

Rebar Material

Longitudinal Bars: A615Gr60

Confinement Bars (Ties): A615Gr60

Reinforcement Configuration

Rectangular

Circular

Confinement Bars

Ties

Spirals

Check/Design

Reinforcement to be Checked

Reinforcement to be Designed

Longitudinal Bars

Clear Cover for Confinement Bars: 0.04 m

Number of Longitudinal Bars Along 3-dir Face: 7

Number of Longitudinal Bars Along 2-dir Face: 7

Longitudinal Bar Spacing (Along 1-Axis):

Corner:

Confinement Bars

Confinement Bar Size and Area: #4 0.000129 m²

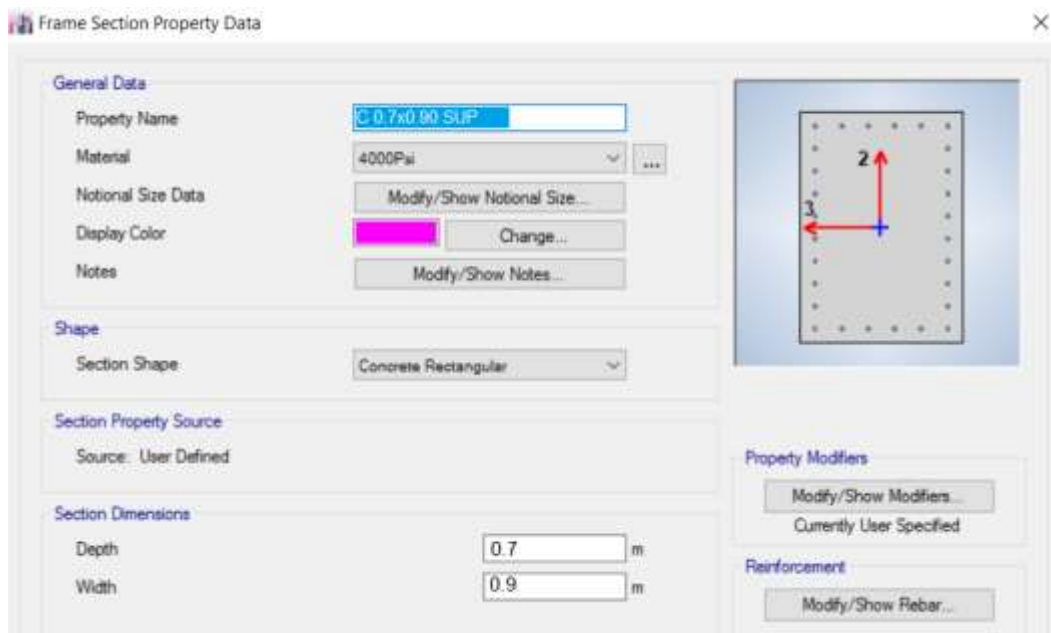
Longitudinal Spacing of Confinement Bars (Along 1-Axis): 0.15 m

Number of Confinement Bars in 3-dir: 5

Number of Confinement Bars in 2-dir: 5

FIGURA 28 REDUCCION DE INERCIA COLUMNA 70X70 NIVELES SUPERIORES

FIGURA 29 DEFINICION DE ACERO DE REFUERZO COLUMNAS 70X70 NIVELES SUPERIORES



3.1.6.3 C
 columnas
 70x90
 (niveles
 superiores)

Property/Stiffness Modification Factors

Property/Stiffness Modifiers for Analysis

Cross-section (axial) Area	1
Shear Area in 2 direction	1
Shear Area in 3 direction	1
Torsional Constant	1
Moment of Inertia about 2 axis	0.7
Moment of Inertia about 3 axis	0.7
Mass	1
Weight	1

OK Cancel

FIGURA 31 REDUCCION DE INERCIA COLUMNAS 70X90 NIVELES SUPERIORES

Frame Section Property Reinforcement Data

Design Type

P-M2-M3 Design (Column)
 M3 Design Only (Beam)

Rebar Material

Longitudinal Bars A815G#60
 Confinement Bars (Ties) A815G#60

Reinforcement Configuration

Rectangular
 Circular

Confinement Bars

Ties
 Spirals

Check/Design

Reinforcement to be Checked
 Reinforcement to be Designed

Longitudinal Bars

Clear Cover for Confinement Bars 0.04 m
 Number of Longitudinal Bars Along 3-dir Face 6
 Number of Longitudinal Bars Along 2-dir Face 10
 Longitudinal Bar Size and Area #6 0.000284 m²
 Corner Bar Size and Area #6 0.000284 m²

Confinement Bars

Confinement Bar Size and Area #4 0.000129 m²
 Longitudinal Spacing of Confinement Bars (Along 1-Axis) 0.15 m
 Number of Confinement Bars in 3-dir 4
 Number of Confinement Bars in 2-dir 4

OK Cancel

FIGURA 32 DEFINICION DE ACERO DE REFUERZO COLUMNAS 70X90 NIVELES SUPERIORES

3.1.6.4 Vigas 30x45

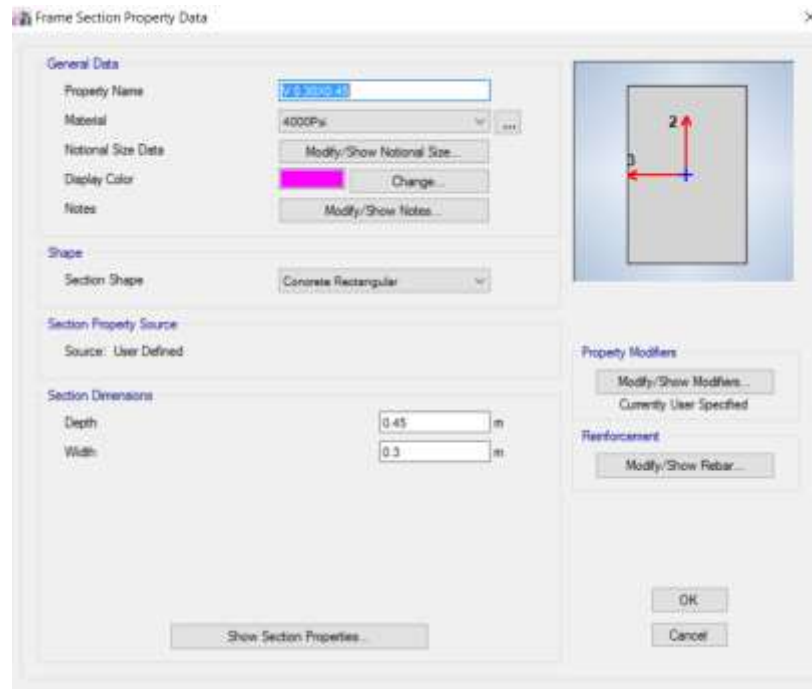


FIGURA 33 PROPIEDADES VIGAS 30X45

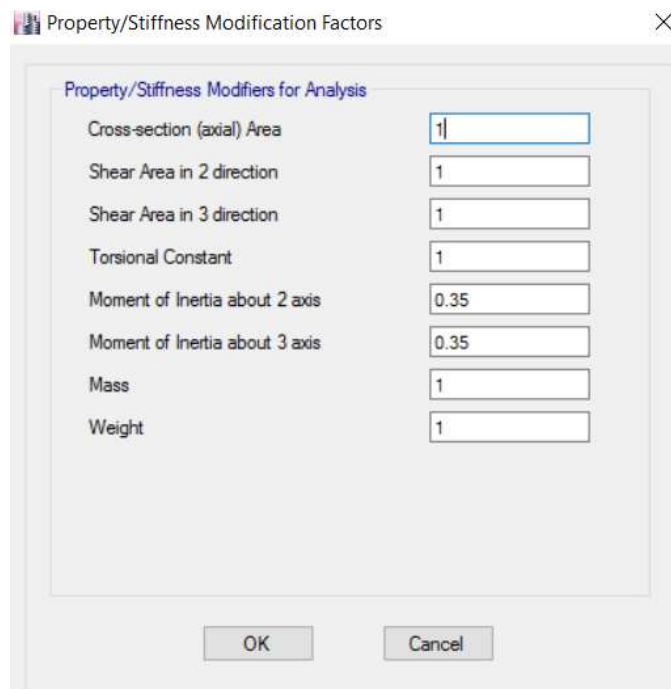


FIGURA 34 REDUCCION DE INERCIA VIGAS 30X45

3.1.6.5 Vigas 70x90



FIGURA 35 PROPIEDADES VIGAS 70X90

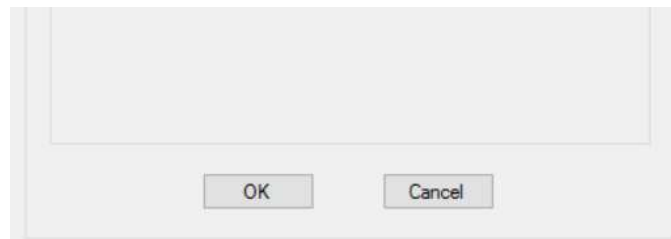


FIGURA 36 REDUCCION DE INERCIA VIGAS 70X90

3.1.6.6 Losa de 15cm de espesor

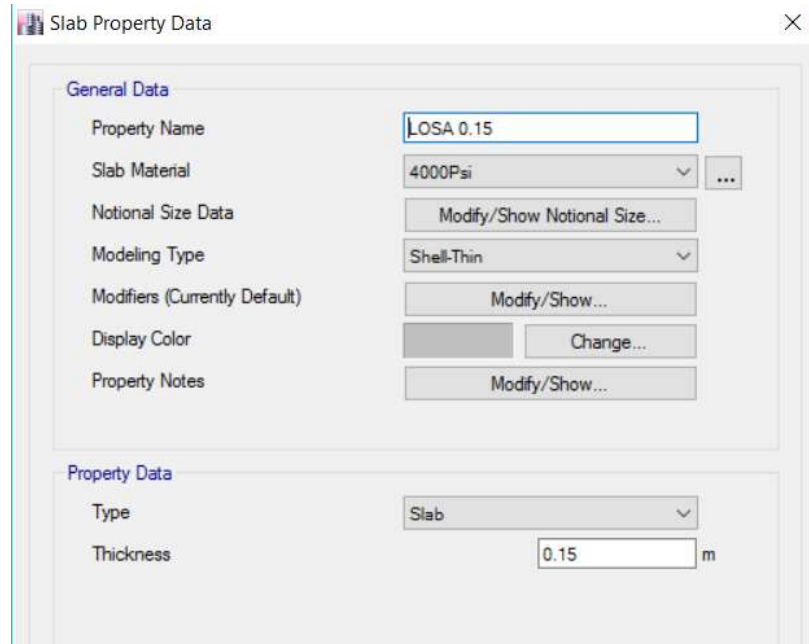


FIGURA 37 PROPIEDADES DE LOSA 15CM

CAPITULO IV: ANÁLISIS DE MODELO TRIDIMENSIONAL

4.1 RESULTADOS DE ANÁLISIS TRIDIMENSIONAL

A continuación, se presentan los resultados y/o salidas del análisis tridimensional del software ETABS referido al comportamiento de la estructura bajo efectos de cargas a los que esta se encuentra expuesta. Estos resultados servirán para definir cómo se comporta la estructura ante esfuerzos factorados, los cuales definen el diseño de los elementos estructurales involucrados en la edificación.

4.1.1 Periodos modales

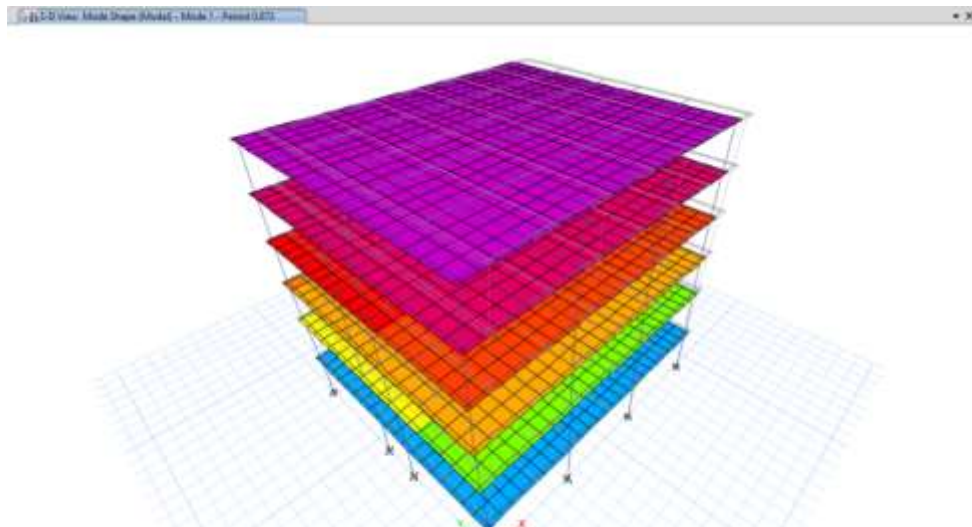


FIGURA 38 SEGUNDO PERÍODO MODAL 0.84 SEG

FIGURA 39 PRIMER PERÍODO MODAL 0.873 SEG

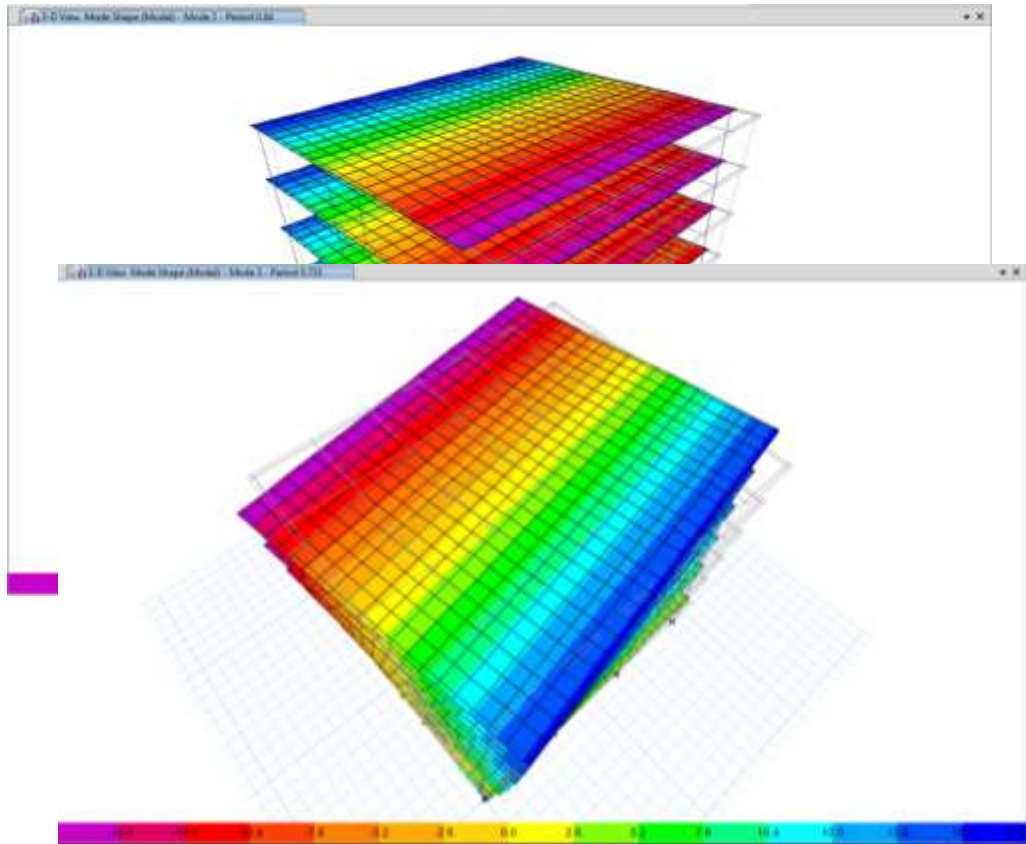
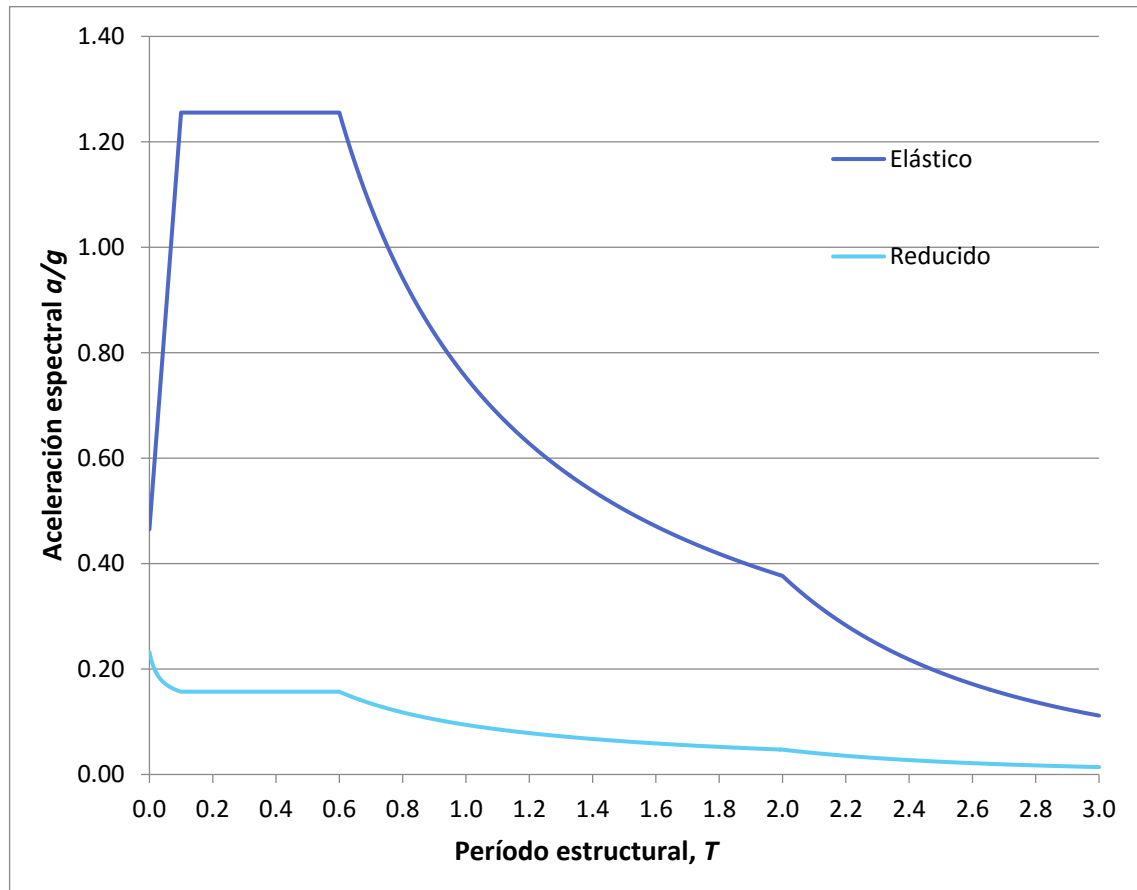


FIGURA 40 TERCER PERIODO MODAL 0.735 SEG



Según el gráfico anterior, el cual ilustra el espectro de diseño (reducido) se muestra que para un período fundamental $T=0.873$ segundos se encuentra una aceleración aproximada de 0.11 a/g , en el cual se atribuye al período fundamental como un período alto característico de estructuras dúctiles tal como lo es a la aplicación de marcos dúctiles resistentes a momento. En base a la geometría estructural de la edificación se presenta el primer modo de vibración en períodos mayores a 0.6 segundos (después de meseta de espectro), en el cual es posible obtener una demanda sísmica baja para estos períodos altos sacando provecho de la propiedad de ductilidad.

TABLA 7 PERIODOS MODALES Y PARTICIPACIÓN DE MASA

TABLE: Modal Participating Mass Ratios					
Case	Mode	Period	Sum UX	Sum UY	Sum RZ
		sec			
Modal	1	0.873	0.845	0.000	0.000
Modal	2	0.84	0.845	0.841	0.001
Modal	3	0.735	0.845	0.841	0.843
Modal	4	0.264	0.927	0.841	0.843
Modal	5	0.255	0.927	0.930	0.843
Modal	6	0.223	0.927	0.930	0.928
Modal	7	0.144	0.970	0.930	0.928
Modal	8	0.138	0.970	0.973	0.928
Modal	9	0.122	0.970	0.973	0.971
Modal	10	0.102	0.996	0.973	0.971
Modal	11	0.099	0.996	0.997	0.971
Modal	12	0.087	0.996	0.997	0.996

Se observa que los primeros períodos modales corresponden a las dos direcciones ortogonales del edificio mientras que el tercer período presenta torsión, indicando que la estructura se comporta de manera correcta ante el efecto de las fuerzas laterales. Además, puede apreciarse en la tabla 7 que los porcentajes de participación de masa de los modos de vibración de la estructura alcanza el 90% en las tres direcciones de análisis en el modo 6, indicando que hay una buena respuesta de los sistemas estructurales ante los eventos sísmicos.

4.1.2 Revisión de desplazamientos

(Arto. 34 RNC-07)

1- Cálculo de desplazamientos en el estado límite de servicio (Arto. 34 a, a)

"Si para el análisis se ha utilizado el método estático, pero se ha ignorado el efecto del período estructural, tal como se prevé en el Artículo 32 inciso a), los desplazamientos serán los que resulten del análisis estructural ante fuerzas reducidas multiplicadas por el factor $Q\Omega/2.5$ "

2- Cálculo de desplazamientos en el estado límite de colapso (Arto. 34 b)

"Los desplazamientos en este caso serán los que resulten del análisis estructural ante fuerzas reducidas multiplicados por el factor $Q\Omega$ "

3- Revisión de desplazamientos laterales (Arto. 34 c)

Distorsión de entrepiso máxima permisible para estado límite de servicio

Muros o divisiones desligadas de la estructura y no sensibles a las deformaciones $(\Delta_j - \Delta_i)/H$ perm = 0.004

Distorsión de entrepiso máxima permisible para estado límite de colapso

Marcos dúctiles de concreto reforzado ($Q = 3$ ó 4) $(\Delta_j - \Delta_i)/H$ perm = 0.0300

4- Cálculos

Factor de comportamiento sísmico, Q (Arto. 21) = $Q = 4$

Factor de reducción por sobrerresistencia, Ω (Arto. 2) = 2

Factor de ajuste para estado límite de servicio = $Q\Omega/2.5 = 3.20$

Factor de ajuste para estado límite de colapso = $Q\Omega = 8.00$

Análisis con Sismo en X

ESTADO LIMITE DE SERVICIO

ESTADO LIMITE DE COLAPSO

Nivel	H (m)	Δ calc (m)	$\Delta_j - \Delta_i$ (m)	$\Delta_j - \Delta_i$ servicio	$(\Delta_j - \Delta_i)/H$ servicio	$(\Delta_j - \Delta_i)/H$ permisible servicio*	$\Delta_j - \Delta_i$ colapso	$(\Delta_j - \Delta_i)/H$ colapso	$(\Delta_j - \Delta_i)/H$ permisible colapso
1	4.60	0.0068	0.0068	0.0218	0.0047	0.0040	0.0545	0.0118	0.0300
2	5.00	0.0189	0.0121	0.0387	0.0077	0.0040	0.0968	0.0194	0.0300
3	4.00	0.0270	0.0080	0.0257	0.0064	0.0040	0.0643	0.0161	0.0300
5	4.00	0.0335	0.0066	0.0210	0.0052	0.0040	0.0525	0.0131	0.0300
5	4.00	0.0383	0.0048	0.0152	0.0038	0.0040	0.0381	0.0095	0.0300
6	4.00	0.0410	0.0027	0.0087	0.0022	0.0040	0.0219	0.0055	0.0300

FIGURA 42 ESTADO DE DESPLAZAMIENTOS EN X SEGUN RNC-07

Análisis con Sismo en Y

ESTADO LIMITE DE SERVICIO

ESTADO LIMITE DE COLAPSO

Nivel	H (m)	Δ calc (m)	$\Delta_j - \Delta_i$ (m)	$\Delta_j - \Delta_i$ servicio	$(\Delta_j - \Delta_i)/H$ servicio	$(\Delta_j - \Delta_i)/H$ permisible servicio*	$\Delta_j - \Delta_i$ colapso	$(\Delta_j - \Delta_i)/H$ colapso	$(\Delta_j - \Delta_i)/H$ permisible colapso
1	4.60	0.0063	0.0063	0.0202	0.0044	0.0040	0.0505	0.0110	0.0300
2	5.00	0.0174	0.0111	0.0354	0.0071	0.0040	0.0885	0.0177	0.0300
3	4.00	0.0248	0.0074	0.0236	0.0059	0.0040	0.0591	0.0148	0.0300
4	4.00	0.0310	0.0062	0.0199	0.0050	0.0040	0.0497	0.0124	0.0300
5	4.00	0.0357	0.0047	0.0152	0.0038	0.0040	0.0380	0.0095	0.0300
6	4.00	0.0387	0.0030	0.0096	0.0024	0.0040	0.0239	0.0060	0.0300

FIGURA 41 ESTADO DE DESPLAZAMIENTOS SEGUN RNC-07

Para el análisis con sismo tanto en la dirección X como en Y, las distorsiones de entrepiso calculadas, superan ligeramente a las máximas permitidas por el Reglamento Nacional de la Construcción RNC-07 para estado límite de servicio. Sin embargo, es de conocimiento general que dichos límites son excesivamente rigurosos. La revisión de distorsiones de nuestro Reglamento Nacional está basado en las Norma Técnica Complementaria del Distrito Federal del año 2004, el cual en su apéndice A4 hace énfasis a las revisiones de desplazamientos laterales. Aquí se menciona:

“Para limitación de daños a elementos no estructurales, las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos producidos por las fuerzas cortantes sísmicas de entrepiso, calculadas para las ordenadas espectrales reducidas según la sección anterior y multiplicadas por el factor $Q'R/7$ no excederán 0.002 veces las diferencias de elevaciones correspondientes”

El RNC indica en su artículo 34 especifica:

“Para limitación de daños a elementos no estructurales, las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos, calculados como lo estipula el Artículo 34 inciso a), no excederán 0.002 veces las diferencias de elevaciones correspondientes $Q'R/2.5$ ”

Se observa que hay una diferencia significativa entre el rango permisible de distorsión por servicio para un mismo criterio que no depende directamente de la zona sísmica sino a las características propias de los sistemas estructurales, por lo que el reglamento es demasiado conservador al momento de esta revisión, por este motivo a criterio personal se ha considerado no utilizar el valor de 2.5 sino un valor de 5 para considerar razonable la revisión del estado

Análisis con Sismo en X			ESTADO LIMITE DE SERVICIO				ESTADO LIMITE DE COLAPSO		
Nivel	H (m)	Δ calc (m)	$\Delta_j - \Delta_i$ (m)	$\Delta_j - \Delta_i$ servicio	$(\Delta_j - \Delta_i)/H$ servicio	$(\Delta_j - \Delta_i)/H$ permisible servicio*	$\Delta_j - \Delta_i$ colapso	$(\Delta_j - \Delta_i)/H$ colapso	$(\Delta_j - \Delta_i)/H$ permisible colapso
1	4.60	0.0068	0.0068	0.0109	0.0024	0.0040	0.0545	0.0118	0.0300
2	5.00	0.0189	0.0121	0.0194	0.0039	0.0040	0.0968	0.0194	0.0300
3	4.00	0.0270	0.0080	0.0129	0.0032	0.0040	0.0643	0.0161	0.0300
5	4.00	0.0335	0.0066	0.0105	0.0026	0.0040	0.0525	0.0131	0.0300
5	4.00	0.0383	0.0048	0.0076	0.0019	0.0040	0.0381	0.0095	0.0300
6	4.00	0.0410	0.0027	0.0044	0.0011	0.0040	0.0219	0.0055	0.0300

límite de servicio, resultando:

Y por lo tanto se considera que las distorsiones calculadas son aceptables.

4.1.3 Capacidad de trabajo de elementos estructurales

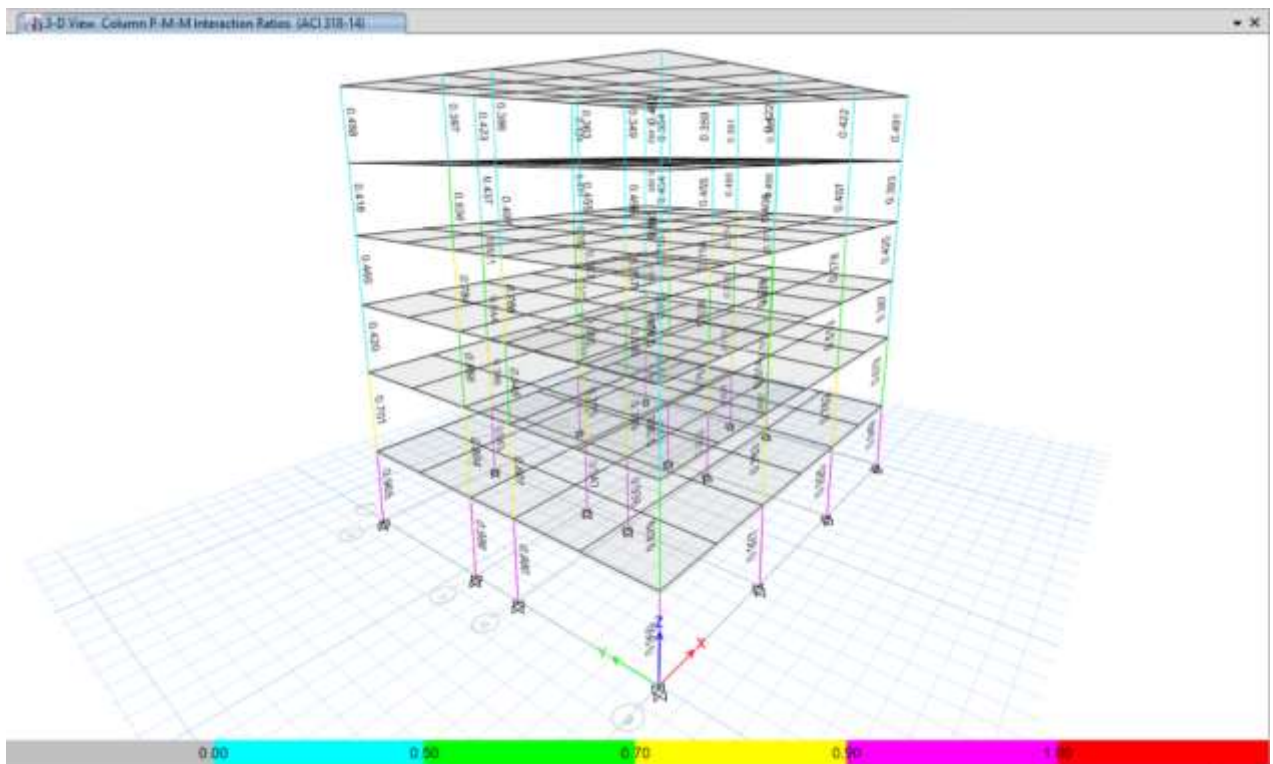
Análisis con Sismo en X			ESTADO LIMITE DE SERVICIO				ESTADO LIMITE DE COLAPSO		
Nivel	H (m)	Δ calc (m)	$\Delta_j - \Delta_i$ (m)	$\Delta_j - \Delta_i$ servicio	$(\Delta_j - \Delta_i)/H$ servicio	$(\Delta_j - \Delta_i)/H$ permisible servicio*	$\Delta_j - \Delta_i$ colapso	$(\Delta_j - \Delta_i)/H$ colapso	$(\Delta_j - \Delta_i)/H$ permisible colapso
1	4.60	0.0063	0.0063	0.0101	0.0022	0.0040	0.0505	0.0110	0.0300
2	5.00	0.0174	0.0111	0.0177	0.0035	0.0040	0.0885	0.0177	0.0300
3	4.00	0.0248	0.0074	0.0118	0.0030	0.0040	0.0591	0.0148	0.0300
4	4.00	0.0310	0.0062	0.0099	0.0025	0.0040	0.0497	0.0124	0.0300

FIGURA 43 ESTADO DE DESPLAZAMIENTOS IDEAL EN Y

A continuación, se muestran los resultados de capacidad de elementos que posteriormente en el siguiente capítulo será detallado a cabalidad con los resultados del diseño.

Se podrá observar en las figuras siguientes que los elementos presentan una capacidad de trabajo controlada menor a la unidad, por lo que los elementos más críticos presentan color rosa y ninguno de ellos presenta color rojo.

Además se muestra la cantidad de refuerzo longitudinal solicitado.



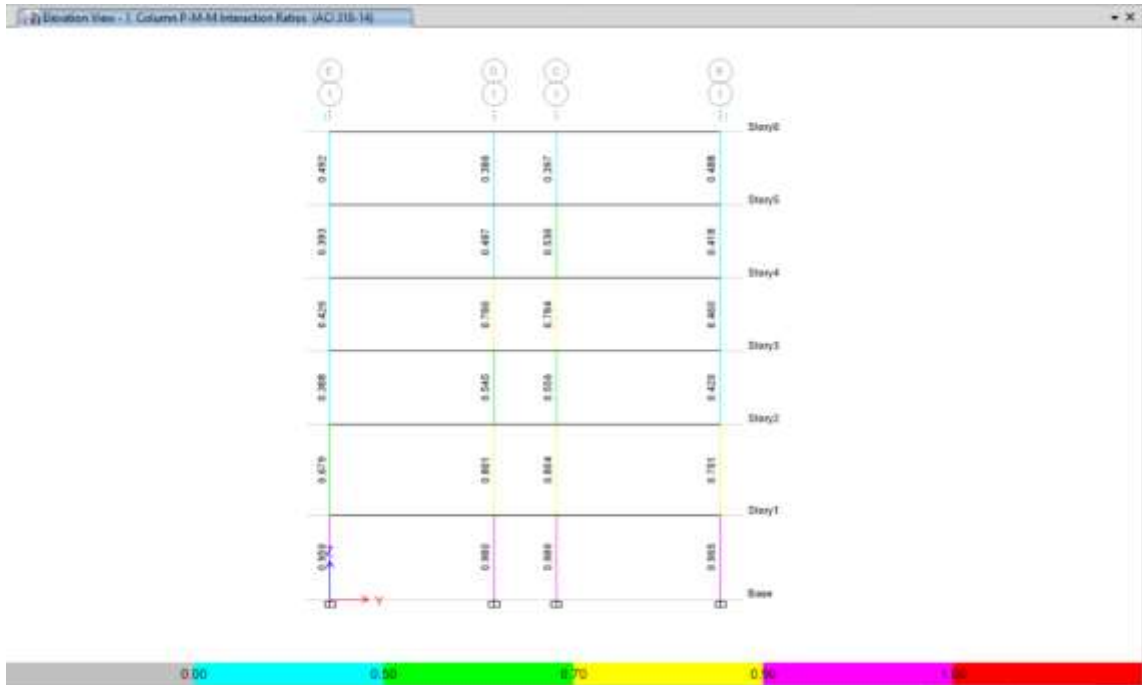


FIGURA 46 RELACIÓN DEMANDA/CAPACIDAD DE ELEMENTOS EJE 1

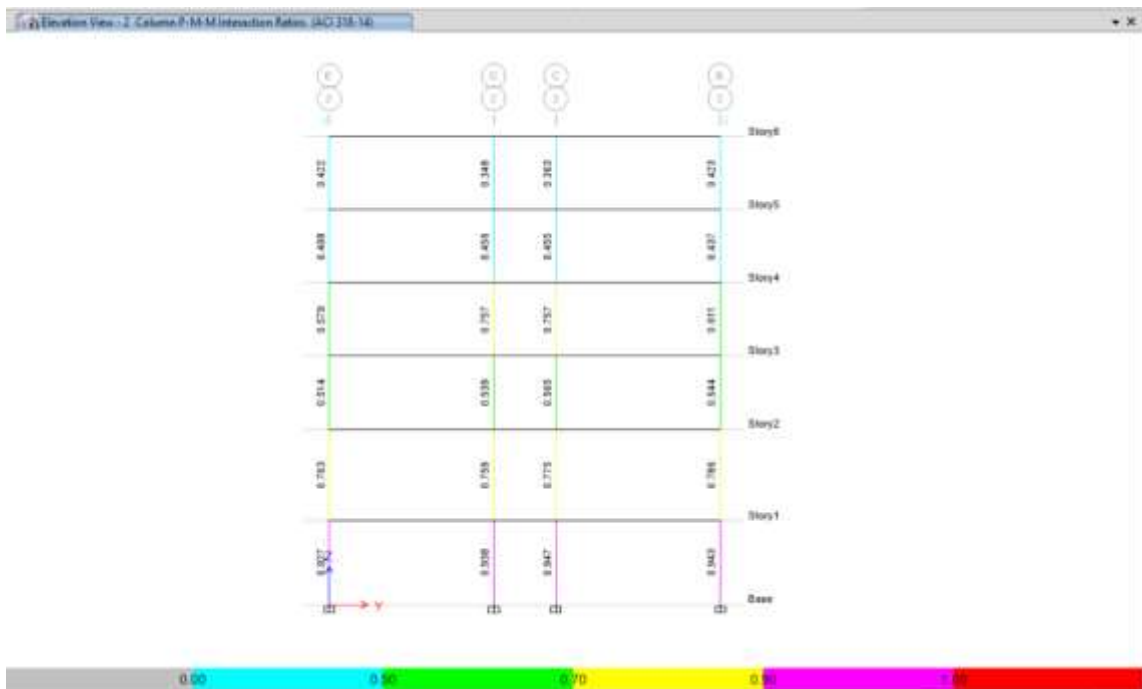


FIGURA 47 RELACIÓN DEMANDA/CAPACIDAD DE ELEMENTOS EJE 2

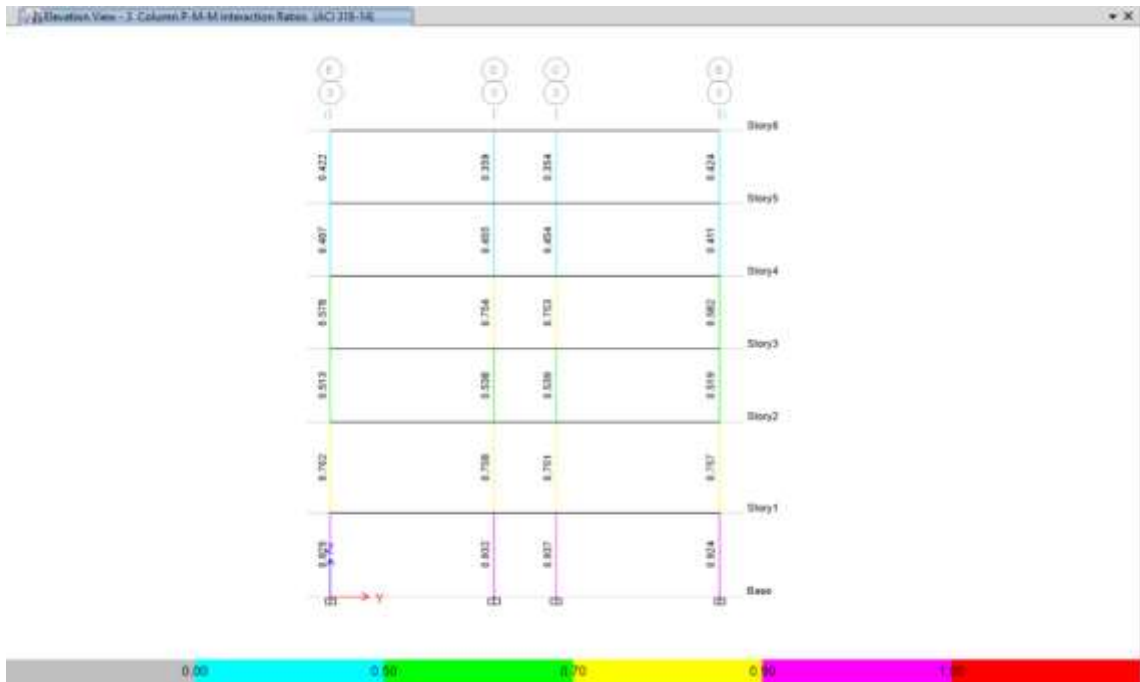


FIGURA 49 RELACIÓN DEMANDA/CAPACIDAD DE ELEMENTOS EJE 3



FIGURA 48 RELACIÓN DEMANDA/CAPACIDAD DE ELEMENTOS EJE 4

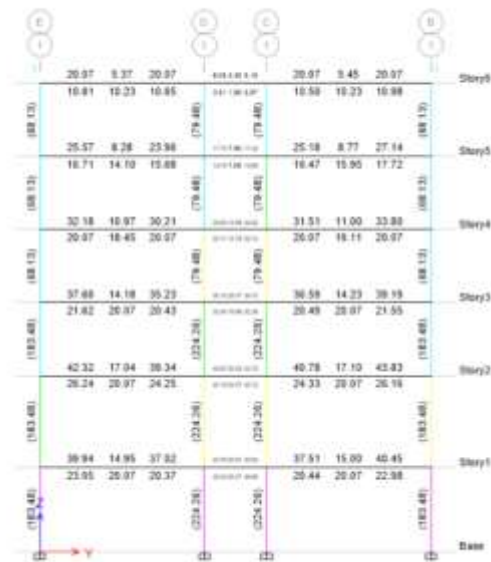


FIGURA 51 REFUERZO LONGITUDINAL EJE 1

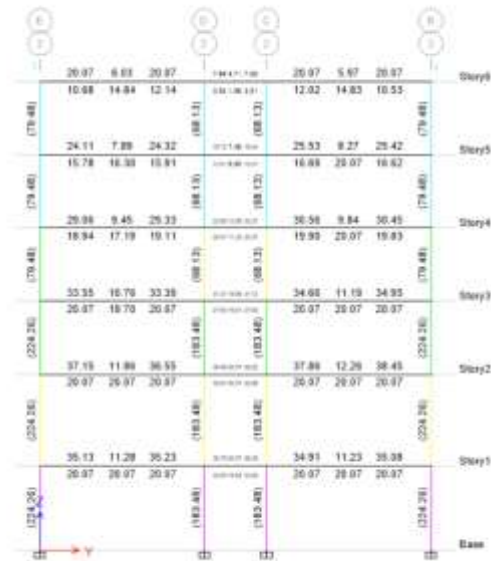


FIGURA 50 REFUERZO LONGITUDINAL EJE 2

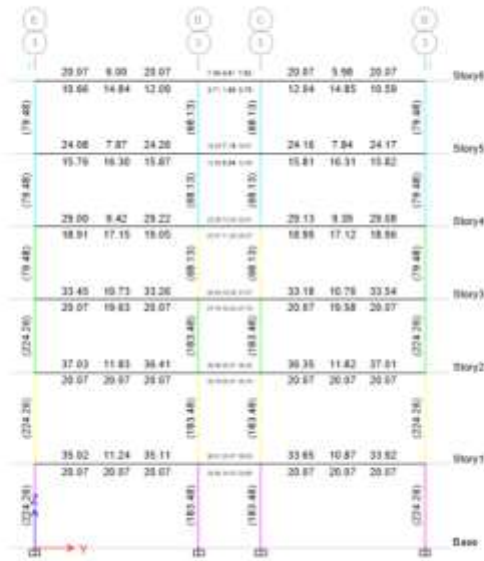


FIGURA 53 REFUERZO LONGITUDINAL EJE 4

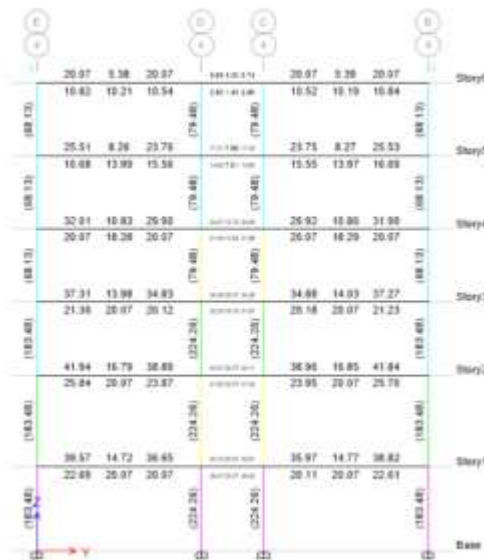


FIGURA 52 REFUERZO LONGITUDINAL EJE 3

CAPITULO V: RESULTADOS DE DISEÑO

5.1 RESULTADOS DE DISEÑO DE COLUMNAS ETABS V 16.0.3

En este capítulo se muestran los resultados de diseño obtenidos por medio del software ETABS para su posterior comparación.

5.1.1 Diseño de Columna 90x90

ACI 318-14 Column Section Design

Column Element Details (Envelope)

Level	Element	Unique Name	Section ID	Length (cm)	LLRF	Type
Story1	C4	84	C 0.9X0.90	460	0.447	Sway Special

Section Properties

b (cm)	h (cm)	dc (cm)	Cover (Torsion) (cm)
90	90	6.555	2.73

Material Properties

E_c (N/cm ²)	f'_c (N/cm ²)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f_y (N/cm ²)	f_{ys} (N/cm ²)
2485557.81	2757.9	1	41368.55	41368.55

Design Code Parameters

Φ_T	Φ_{CTied}	$\Phi_{CSpiral}$	Φ_{Vns}	Φ_{Vs}	Φ_{Vjoint}
0.9	0.65	0.75	0.85	0.6	0.85

Longitudinal Check for $P_u - M_{u2} - M_{u3}$ Interaction

Column End	Rebar Area cm ²	Rebar %	D/C Ratio
Top	183.48	2.27	0.357
Bottom	183.48	2.27	0.965

Design Axial Force & Biaxial Moment for $P_u - M_{u2} - M_{u3}$ Interaction

Column End	Design P_u N	Design M_{u2} N-cm	Design M_{u3} N-cm	Station Loc cm	Controlling Combo
	N	N-cm	N-cm	cm	
Top	4859112.94	-20524893	-10231974	370	1.2CM-Sx+0.3Sy+CV
Bottom	4943855.35	94874561.91	-214658703	0	1.2CM-Sx+0.3Sy+CV

Shear Reinforcement for Major Shear, V_{u2}

Column End	Rebar A_v / s cm ² /cm	Design V_{u2} N	Station Loc cm	Controlling Combo
Top	0.2082	431275.38	370	0.9CM+Sx-0.3Sy
Bottom	0.2082	431275.38	0	0.9CM+Sx-0.3Sy

Shear Reinforcement for Minor Shear, V_{u3}

Column End	Rebar A_v / s cm ² /cm	Design V_{u3} N	Station Loc cm	Controlling Combo
Top	0.1976	409210.33	370	0.9CM+0.3Sx-Sy
Bottom	0.1976	409210.33	0	0.9CM+0.3Sx-Sy

Joint Shear Check/Design

	Joint Shear Ratio	Shear $V_{u,Tot}$ N	Shear V_c N	Joint Area cm ²	Controlling Combo
Major(V_{u2})	0.511	1839672.9	3602750.66	8100	1.2CM+Sx+0.3Sy+CV
Minor(V_{u3})	0.511	1744617.11	3602750.66	8100	1.2CM+Sx+0.3Sy+CV

Beam/Column Capacity Ratios

	6/5(B/C) Ratio	Column/Beam Ratio	SumBeamCap Moments N-cm	SumColCap Moments N-cm	Controlling Combo
Major ₃₃	0.279	4.305	142142593	611902164	0.9CM+Sx-0.3Sy
Minor ₂₂	0.265	4.52	135370228	611902164	0.9CM+Sx-0.3Sy

5.1.2 Diseño de Columna 70x100

ACI 318-14 Column Section Design

Column Element Details (Envelope)

Level	Element	Unique Name	Section ID	Length (cm)	LLRF	Type
Story1	C3	83	C 0.70X1.00	460	0.425	Sway Special

Section Properties

b (cm)	h (cm)	dc (cm)	Cover (Torsion) (cm)
70	100	6.555	2.73

Material Properties

E_c (N/cm ²)	f'_c (N/cm ²)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f_y (N/cm ²)	f_{ys} (N/cm ²)
2485557.81	2757.9	1	41368.55	41368.55

Design Code Parameters

Φ_T	Φ_{CTied}	$\Phi_{CSpiral}$	Φ_{Vns}	Φ_{Vs}	Φ_{Vjoint}
0.9	0.65	0.75	0.85	0.6	0.85

Longitudinal Check for $P_u - M_{u2} - M_{u3}$ Interaction

Column End	Rebar Area cm ²	Rebar %	D/C Ratio
Top	224.26	3.2	0.543
Bottom	224.26	3.2	0.986

Design Axial Force & Biaxial Moment for $P_u - M_{u2} - M_{u3}$ Interaction

Column End	Design P_u N	Design M_{u2} N-cm	Design M_{u3} N-cm	Station Loc cm	Controlling Combo
	N	N-cm	N-cm	cm	
Top	7109993.36	-16301647	-32165610	370	1.2CM-0.3Sx+Sy+CV
Bottom	7183227.54	43937956.27	230586239	0	1.2CM-0.3Sx+Sy+CV

Shear Reinforcement for Major Shear, V_{u2}

Column End	Rebar A_v / s cm ² /cm	Design V_{u2} N	Station Loc cm	Controlling Combo
Top	0.3381	784185.07	370	1.2CM+0.3Sx-Sy+CV
Bottom	0.3381	784185.07	0	1.2CM+0.3Sx-Sy+CV

Shear Reinforcement for Minor Shear, V_{u3}

Column End	Rebar A_v / s cm ² /cm	Design V_{u3} N	Station Loc cm	Controlling Combo
Top	0.16	315035.01	370	0.9CM-0.3Sx-Sy
Bottom	0.16	315035.01	0	0.9CM-0.3Sx-Sy

Joint Shear Check/Design

	Joint Shear Ratio	Shear $V_{u,Tot}$ N	Shear V_c N	Joint Area cm ²	Controlling Combo
Major(V_{u2})	0.855	3328722.42	3891860.28	7000	1.2CM+Sx+0.3Sy+CV
Minor(V_{u3})	0.855	1569072.86	3113488.23	7000	1.2CM+Sx+0.3Sy+CV

Beam/Column Capacity Ratios

	6/5(B/C) Ratio	Column/Beam Ratio	SumBeamCap Moments N-cm	SumColCap Moments N-cm	Controlling Combo
Major ₃₃	0.459	2.614	261613919	683732668	0.9CM+0.3Sx-Sy
Minor ₂₂	0.311	3.863	122704081	473966601	0.9CM+0.3Sx-Sy

5.1.3 Diseño de Columna 90X90 (Niveles superiores)

ACI 318-14 Column Section Design

Column Element Details (Envelope)

Level	Element	Unique Name	Section ID	Length (cm)	LLRF	Type
Story4	C7	39	C 90x90 SUP	400	0.428	Sway Special

Section Properties

b (cm)	h (cm)	dc (cm)	Cover (Torsion) (cm)
90	90	6.232	2.73

Material Properties

E_c (N/cm ²)	f'_c (N/cm ²)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f_y (N/cm ²)	f_{ys} (N/cm ²)
2485557.81	2757.9	1	41368.55	41368.55

Design Code Parameters

Φ_T	Φ_{CTied}	$\Phi_{CSpiral}$	Φ_{Vns}	Φ_{Vs}	Φ_{Vjoint}
0.9	0.65	0.75	0.85	0.6	0.85

Longitudinal Check for $P_u - M_{u2} - M_{u3}$ Interaction

Column End	Rebar Area cm ²	Rebar %	D/C Ratio
Top	122.4	1.51	0.499
Bottom	122.4	1.51	0.757

Design Axial Force & Biaxial Moment for $P_u - M_{u2} - M_{u3}$ Interaction

Column End	Design P_u N	Design M_{u2} N-cm	Design M_{u3} N-cm	Station Loc cm	Controlling Combo
	N	N-cm	N-cm	cm	
Top	997112.57	78168997.21	-22083796	310	0.9CM+0.3Sx-Sy
Bottom	1050362.87	-107584239	24283134.28	0	0.9CM+0.3Sx-Sy

Shear Reinforcement for Major Shear, V_{u2}

Column End	Rebar A_v / s cm ² /cm	Design V_{u2} N	Station Loc cm	Controlling Combo
Top	0.2019	524759.15	310	0.9CM-0.3Sx-Sy
Bottom	0.2019	524759.15	0	0.9CM-0.3Sx-Sy

Shear Reinforcement for Minor Shear, V_{u3}

Column End	Rebar A_v / s cm ² /cm	Design V_{u3} N	Station Loc cm	Controlling Combo
Top	0.2883	599463.11	310	0.9CM-0.3Sx-Sy
Bottom	0.2883	599463.11	0	0.9CM-0.3Sx-Sy

Joint Shear Check/Design

	Joint Shear Ratio	Shear $V_{u,Tot}$ N	Shear V_c N	Joint Area cm ²	Controlling Combo
Major(V_{u2})	0.339	2038364.25	6004584.44	8100	1.2CM+Sx+0.3Sy+CV
Minor(V_{u3})	0.339	2082265.94	6004584.44	8100	1.2CM+Sx+0.3Sy+CV

Beam/Column Capacity Ratios

	6/5(B/C) Ratio	Column/Beam Ratio	SumBeamCap Moments N-cm	SumColCap Moments N-cm	Controlling Combo
Major ₃₃	0.701	1.712	169606919	290330601	0.9CM+0.3Sx-Sy
Minor ₂₂	0.716	1.677	173141353	290330601	0.9CM+0.3Sx-Sy

5.1.4 Diseño de Columna 70X100 (Niveles superiores)

ACI 318-14 Column Section Design

Column Element Details (Envelope)

Level	Element	Unique Name	Section ID	Length (cm)	LLRF	Type
Story4	C3	35	C 0.70X1.00 SUP	400	0.498	Sway Special

Section Properties

b (cm)	h (cm)	dc (cm)	Cover (Torsion) (cm)
70	100	6.232	2.73

Material Properties

E_c (N/cm ²)	f'_c (N/cm ²)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f_y (N/cm ²)	f_{ys} (N/cm ²)
2485557.81	2757.9	1	41368.55	41368.55

Design Code Parameters

Φ_T	Φ_{CTied}	$\Phi_{CSpiral}$	Φ_{Vns}	Φ_{Vs}	Φ_{Vjoint}
0.9	0.65	0.75	0.85	0.6	0.85

Longitudinal Check for $P_u - M_{u2} - M_{u3}$ Interaction

Column End	Rebar Area cm ²	Rebar %	D/C Ratio
Top	142.8	2.04	0.587
Bottom	142.8	2.04	0.784

Design Axial Force & Biaxial Moment for $P_u - M_{u2} - M_{u3}$ Interaction

Column End	Design P_u N	Design M_{u2} N-cm	Design M_{u3} N-cm	Station Loc cm	Controlling Combo
	N	N-cm	N-cm	cm	
Top	362248.26	3598872.69	86473884.25	310	0.9CM+0.3Sx-Sy
Bottom	408267.04	3215539.74	-112913483	0	0.9CM+0.3Sx-Sy

Shear Reinforcement for Major Shear, V_{u2}

Column End	Rebar A_v / s cm ² /cm	Design V_{u2} N	Station Loc cm	Controlling Combo
Top	0.2782	647445.03	310	0.9CM-0.3Sx-Sy
Bottom	0.2782	647445.03	0	0.9CM-0.3Sx-Sy

Shear Reinforcement for Minor Shear, V_{u3}

Column End	Rebar A_v / s cm ² /cm	Design V_{u3} N	Station Loc cm	Controlling Combo
Top	0.1603	317130.87	310	0.9CM-0.3Sx-Sy
Bottom	0.1603	317130.87	0	0.9CM-0.3Sx-Sy

Joint Shear Check/Design

	Joint Shear Ratio	Shear $V_{u,Tot}$ N	Shear V_c N	Joint Area cm ²	Controlling Combo
Major(V_{u2})	0.567	2207387.89	3891860.28	7000	1.2CM+Sx+0.3Sy+CV
Minor(V_{u3})	0.567	1244275.26	3113488.23	7000	1.2CM+Sx+0.3Sy+CV

Beam/Column Capacity Ratios

	6/5(B/C) Ratio	Column/Beam Ratio	SumBeamCap Moments N-cm	SumColCap Moments N-cm	Controlling Combo
Major ₃₃	0.703	1.707	183086665	312574883	0.9CM+0.3Sx-Sy
Minor ₂₂	0.564	2.129	102670451	218550921	0.9CM+0.3Sx-Sy

5.2 RESULTADOS DE DISEÑO DE VIGAS ETABS V 16.0.3

En esta sección se muestran los resultados de diseño obtenidos por medio del software ETABS para su posterior comparación.

5.2.1 Diseño de Viga 30x45

ACI 318-14 Beam Section Design

Beam Element Details (Envelope)

Level	Element	Unique Name	Section ID	Length (cm)	LLRF	Type
Story1	B34	319	V 0.30X0.45	870	1	Sway Special

Section Properties

b (cm)	h (cm)	b _f (cm)	d _s (cm)	d _{ct} (cm)	d _{cb} (cm)
30	45	30	0	4	4

Material Properties

E _c (N/cm ²)	f' _c (N/cm ²)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f _y (N/cm ²)	f _{ys} (N/cm ²)
2485557.81	2757.9	1	41368.55	41368.55

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

Flexural Reinforcement for Major Axis Moment, M_{u3}

	End-I Rebar Area cm ²	End-I Rebar %	Middle Rebar Area cm ²	Middle Rebar %	End-J Rebar Area cm ²	End-J Rebar %
Top (+2 Axis)	7.77	0.58	2.55	0.19	7.99	0.59
Bot (-2 Axis)	4.1	0.3	4.93	0.37	4.1	0.3

Flexural Design Moment, M_{u3}

	End-I Design M _u N-cm	End-I Station Loc cm	Middle Design M _u N-cm	Middle Station Loc cm	End-J Design M _u N-cm	End-J Station Loc cm
Top (+2 Axis)	-11206102	0	-2875386.1	652.5	-11501544	870
Combo	1.2CM-Sx-0.3Sy+CV		1.2CM+Sx-0.3Sy+CV		1.2CM+Sx-0.3Sy+CV	

	End-I Design M_u N-cm	End-I Station Loc cm	Middle Design M_u N-cm	Middle Station Loc cm	End-J Design M_u N-cm	End-J Station Loc cm
Bot (-2 Axis)	5603050.9	0	7256453.41	435	5750772.2	870
Combo	1.2CM-Sx- 0.3Sy+CV		1.2CM+1.6CV		1.2CM+Sx- 0.3Sy+CV	

Shear Reinforcement for Major Shear, V_{u2}

End-I Rebar A_v / s cm ² /cm	Middle Rebar A_v / s cm ² /cm	End-J Rebar A_v / s cm ² /cm
0.0396	0.0328	0.0407

Design Shear Force for Major Shear, V_{u2}

End-I Design V_u N	End-I Station Loc cm	Middle Design V_u N	Middle Station Loc cm	End-J Design V_u N	End-J Station Loc cm
50402.09	0	4176.73	652.5	51816.59	870
0.9CM-0.3Sx-Sy		0.9CM-0.3Sx-Sy		0.9CM-0.3Sx-Sy	

Torsion Reinforcement

Shear Rebar A_t / s cm ² /cm	Longitudinal Rebar A_l cm ²
0	0

Design Torsion Force

Design T_u N-cm	Station Loc cm	Design T_u N-cm	Station Loc cm
287782.39	217.5	287782.39	217.5
0.9CM+0.3Sx+Sy		0.9CM+0.3Sx+Sy	

5.2.2 Diseño de Viga 70x90

ACI 318-14 Beam Section Design

Beam Element Details (Envelope)

Level	Element	Unique Name	Section ID	Length (cm)	LLRF	Type
Story2	B1	193	V 0.70X0.90	870	0.955	Sway Special

Section Properties

b (cm)	h (cm)	b _f (cm)	d _s (cm)	d _{ct} (cm)	d _{cb} (cm)
70	90	70	0	4	4

Material Properties

E _c (N/cm ²)	f' _c (N/cm ²)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f _y (N/cm ²)	f _{ys} (N/cm ²)
2485557.81	2757.9	1	41368.55	41368.55

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

Flexural Reinforcement for Major Axis Moment, M_{u3}

	End-I Rebar Area cm ²	End-I Rebar %	Middle Rebar Area cm ²	Middle Rebar %	End-J Rebar Area cm ²	End-J Rebar %
Top (+2 Axis)	45.24	0.72	19.28	0.31	43.04	0.68
Bot (-2 Axis)	29.9	0.47	20.07	0.32	28.75	0.46

Flexural Design Moment, M_{u3}

	End-I Design M _u N-cm	End-I Station Loc cm	Middle Design M _u N-cm	Middle Station Loc cm	End-J Design M _u N-cm	End-J Station Loc cm
Top (+2 Axis)	-135241472	45	-45326200	253.75	-129105963	820
Combo	1.2CM-Sx-0.3Sy+CV		0.9CM-Sx+0.3Sy		1.2CM+Sx-0.3Sy+CV	
Bot (-2 Axis)	91550812.2	45	53475786.95	616.25	88187982.4	820

	End-I Design M_u N-cm	End-I Station Loc cm	Middle Design M_u N-cm	Middle Station Loc cm	End-J Design M_u N-cm	End-J Station Loc cm
Combo	0.9CM+Sx+0.3Sy		0.9CM-Sx-0.3Sy		0.9CM-Sx+0.3Sy	

Shear Reinforcement for Major Shear, V_{u2}

End-I Rebar A_v / s cm²/cm	Middle Rebar A_v / s cm²/cm	End-J Rebar A_v / s cm²/cm
0.2328	0.1903	0.2347

Design Shear Force for Major Shear, V_{u2}

End-I Design V_u N	End-I Station Loc cm	Middle Design V_u N	Middle Station Loc cm	End-J Design V_u N	End-J Station Loc cm
497016.13	45	50773.82	253.75	500964.35	820
1.2CM-Sx-0.3Sy+CV		1.2CM-0.3Sx+Sy+CV		1.2CM+Sx-0.3Sy+CV	

Torsion Reinforcement

Shear Rebar A_t / s cm²/cm	Longitudinal Rebar A_l cm²
0.0999	28.4

Design Torsion Force

Design T_u N-cm	Station Loc cm	Design T_u N-cm	Station Loc cm
26106706.09	108.75	26106706.09	108.75
1.2CM-0.3Sx-Sy+CV		1.2CM-0.3Sx-Sy+CV	

5.2.3 Diseño de Viga 30x45 (Niveles superiores)

ACI 318-14 Beam Section Design

Beam Element Details (Envelope)

Level	Element	Unique Name	Section ID	Length (cm)	LLRF	Type
Story4	B34	322	V 0.30X0.45	870	1	Sway Special

Section Properties

b (cm)	h (cm)	b _f (cm)	d _s (cm)	d _{ct} (cm)	d _{cb} (cm)
30	45	30	0	4	4

Material Properties

E _c (N/cm ²)	f' _c (N/cm ²)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f _y (N/cm ²)	f _{ys} (N/cm ²)
2485557.81	2757.9	1	41368.55	41368.55

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

Flexural Reinforcement for Major Axis Moment, M_{u3}

	End-I	End-I	Middle	Middle	End-J	End-J
	Rebar Area	Rebar	Rebar Area	Rebar	Rebar Area	Rebar
	cm ²	%	cm ²	%	cm ²	%
Top (+2 Axis)	7.07	0.52	2.3	0.17	7.17	0.53
Bot (-2 Axis)	4.1	0.3	4.92	0.36	4.1	0.3

Flexural Design Moment, M_{u3}

	End-I	End-I	Middle	Middle	End-J	End-J
	Design M _u	Station Loc	Design M _u	Station Loc	Design M _u	Station Loc
	N-cm	cm	N-cm	cm	N-cm	cm
Top (+2 Axis)	-10249592	0	-2595117.9	652.5	-10380472	870
Combo	1.2CM-Sx-0.3Sy+CV		1.2CM+Sx-0.3Sy+CV		1.2CM+Sx-0.3Sy+CV	
Bot (-2 Axis)	5124795.89	0	7242425.28	435	5190235.8	870

	End-I Design M_u N-cm	End-I Station Loc cm	Middle Design M_u N-cm	Middle Station Loc cm	End-J Design M_u N-cm	End-J Station Loc cm
Combo	1.2CM-Sx- 0.3Sy+CV		1.2CM+1.6CV		1.2CM+Sx- 0.3Sy+CV	

Shear Reinforcement for Major Shear, V_{u2}

End-I Rebar A_v / s cm^2/cm	Middle Rebar A_v / s cm^2/cm	End-J Rebar A_v / s cm^2/cm
0.0385	0.0313	0.0392

Design Shear Force for Major Shear, V_{u2}

End-I Design V_u N	End-I Station Loc cm	Middle Design V_u N	Middle Station Loc cm	End-J Design V_u N	End-J Station Loc cm
48949.59	0	3982.47	652.5	49904.19	870
0.9CM-0.3Sx-Sy		0.9CM-0.3Sx-Sy		0.9CM-0.3Sx-Sy	

Torsion Reinforcement

Shear Rebar A_t / s cm^2/cm	Longitudinal Rebar A_l cm^2
0	0

Design Torsion Force

Design T_u N-cm	Station Loc cm	Design T_u N-cm	Station Loc cm
239951.93	217.5	239951.93	217.5
0.9CM+0.3Sx+Sy		0.9CM+0.3Sx+Sy	

5.2.4 Diseño de Viga 70x90 (Niveles superiores)

ACI 318-14 Beam Section Design

Beam Element Details (Envelope)

Level	Element	Unique Name	Section ID	Length (cm)	LLRF	Type
Story4	B10	154	V 0.70X0.90	870	0.955	Sway Special

Section Properties

b (cm)	h (cm)	b _f (cm)	d _s (cm)	d _{ct} (cm)	d _{cb} (cm)
70	90	70	0	4	4

Material Properties

E _c (N/cm ²)	f' _c (N/cm ²)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f _y (N/cm ²)	f _{ys} (N/cm ²)
2485557.81	2757.9	1	41368.55	41368.55

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

Flexural Reinforcement for Major Axis Moment, M_{u3}

	End-I	End-I	Middle	Middle	End-J	End-J
	Rebar Area	Rebar	Rebar Area	Rebar	Rebar Area	Rebar
	cm ²	%	cm ²	%	cm ²	%
Top (+2 Axis)	34.02	0.54	11.92	0.19	31.73	0.5
Bot (-2 Axis)	20.07	0.32	18.94	0.3	20.07	0.32

Flexural Design Moment, M_{u3}

	End-I	End-I	Middle	Middle	End-J	End-J
	Design M _u	Station Loc	Design M _u	Station Loc	Design M _u	Station Loc
	N-cm	cm	N-cm	cm	N-cm	cm
Top (+2 Axis)	-103484141	45	-28250559	253.75	-96877714	820
Combo	1.2CM-Sx+0.3Sy+CV		0.9CM-Sx-0.3Sy		1.2CM+Sx+0.3Sy+CV	

	End-I Design M_u N-cm	End-I Station Loc cm	Middle Design M_u N-cm	Middle Station Loc cm	End-J Design M_u N-cm	End-J Station Loc cm
Bot (-2 Axis)	48947039.01	145	44527418.09	253.75	53828409.14	820
Combo	0.9CM+Sx-0.3Sy		1.2CM+Sx+0.3Sy+C V		0.9CM-Sx-0.3Sy	

Shear Reinforcement for Major Shear, V_{u2}

End-I Rebar A_v / s cm ² /cm	Middle Rebar A_v / s cm ² /cm	End-J Rebar A_v / s cm ² /cm
0.2035	0.1599	0.1994

Design Shear Force for Major Shear, V_{u2}

End-I Design V_u N	End-I Station Loc cm	Middle Design V_u N	Middle Station Loc cm	End-J Design V_u N	End-J Station Loc cm
543012.85	45	42672.54	253.75	532065.93	820
1.2CM-0.3Sx+Sy+CV		1.2CM-0.3Sx+Sy+CV		1.2CM-0.3Sx+Sy+CV	

Torsion Reinforcement

Shear Rebar A_t / s cm ² /cm	Longitudinal Rebar A_l cm ²
0.0925	26.31

Design Torsion Force

Design T_u N-cm	Station Loc cm	Design T_u N-cm	Station Loc cm
24180820.31	108.75	24180820.31	108.75
1.2CM-0.3Sx+Sy+CV		1.2CM-0.3Sx+Sy+CV	

5.3 DISEÑO DE COLUMNAS MANUALMENTE

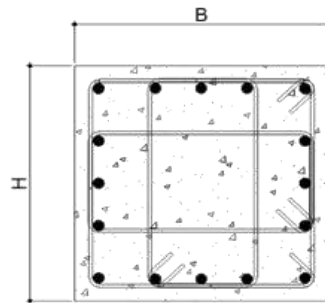
5.3.1 Diseño de Columna 90x90

I - Introducción de datos generales

ACI 318S-14

a. Caracterización de propiedades de columna

Resistencia a compresión de concreto	F'c	4000 PSI	(18.2.5.1)
Grado de fluencia de acero estructural	Fy	60000 PSI	(20.2.2)
Factor de reducción por corte	ϕ corte	0.65	(21.2.1)
Factor de reducción por flexión	ϕ flexión	0.90	(21.2.1)
Modulo de Elasticidad de acero	Es	2E+06 Kg/cm ²	(20.2.2.2)
Modulo de Elasticidad de concreto	Ec	3E+05 Kg/cm ²	(19.2.2)
Tamaño nominal de agregado grueso		0.5	



Ancho (B) 90 cm

Ancho (H) 90 cm

Recub (r) 4 cm

I - Introducción de esfuerzos actuantes

Combinaciones	Pu (Kg)	Mu (Kg.m)	Vu (Kg)
Combinación 1	862489	190304	54191
Combinación 2	43017	34572	67201
Combinación 3	443071	219041	44430
Combinación 4	471630	218163	40738

I - Calculo de cuantias de acero para columnas

(10.7.3.1)

$$A_{s_{min}} = 0.01A_g = 81 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{max}} = 0.06A_g = 486 \text{ cm}^2$$

I - Revision de parametros dimensionales

(18.7.2.1)

a. 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.

1.00 **Cumple**

b. Donde el refuerzo longitudinal de una viga atraviese el nodo viga-columna, para concretos de peso normal la dimensión de la columna paralela al refuerzo de la viga no debe ser menor que 20 veces el diámetro de la barra longitudinal de viga de mayor diámetro (18.8.2.3)

Diametro #6 **Cumple**

c. La altura h del nodo no debe ser menor que la mitad de la altura de cualquier viga que llegue al nodo, que genere cortante en el nodo y que sea parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas. (18.8.2.4)

Altura 90 cm **Cumple**

d. Cuando $P_u > 0.3A_g f'_c$ ó $f_c > 714 \text{ kg/cm}^2$ 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 S

P_u	471630	$0.3 A_g F'_c$	680672.27
A_g	8100 cm ²		Cumple

I - Distribución de acero longitudinal

Barras en B	10	Revisiones	
Barras en H	10	As min	Cumple
Diametro	#8	As max	Cumple
Cantidad	36#8	S estribos B	9.11 cm
As	182.41 cm ²	S estribos H	9.11 cm

No barras por capa			
Capa	No. Barras	di	As
1	10	6.54 cm	50.67 cm ²
2	2	16.79 cm	10.13 cm ²
3	2	27.04 cm	10.13 cm ²
4	2	37.29 cm	10.13 cm ²
5	2	47.54 cm	10.13 cm ²
6	2	57.79 cm	10.13 cm ²
7	2	68.04 cm	10.13 cm ²
8	10	78.28 cm	50.67 cm ²

I - Definición de variables de deformación (10.5.2.1)

Fy/E	-0.0020
Ecu	0.0030
Deformación ductil	-0.0050
Deformación fragil	-0.0020
β	0.85

I - Comprobación de rigideces

Las resistencias a flexión de las columnas deben cumplir con: (18.7.3.2)

$$\sum M_{nc} \geq \left(\frac{6}{5}\right) \sum M_{nb}$$

$\sum M_{nc}$ es la suma de los momentos nominales de flexión de las columnas que llegan al nudo, evaluados en las caras del nudo.

$\sum M_{nb}$ es la suma de los momentos resistentes nominales a flexión de las vigas que llegan al nudo, evaluados en la cara del nudo.

M_n para la columna, es el momento nominal mínimo en el rango de la curva de interacción relacionada con las cargas axiales mínimas y máximas para las combinaciones de cargas sísmicas.

Analisis de primer punto

Compresion pura

Po	2651.59	Ton
Pn	2121.27	Ton
Pu	1378.83	Ton
Mu	0.00	Ton.m

Analisis de segundo punto

a<d

α	0.00	
cj	78.28	cm
d	86.00	cm
Et	0.00	
a	66.53	cm
Cc	1425680.00	Kg
Cp	45.00	cm

Capa	As	di	ϵ_{Si}	fSi	Condicion
10	50.67 cm ²	6.54 cm	0.0020	4202	Fluye
2	10.13 cm ²	16.79 cm	0.0020	4202	Fluye
2	10.13 cm ²	27.04 cm	0.0020	4124	No fluye
2	10.13 cm ²	37.29 cm	0.0016	3299	No fluye
2	10.13 cm ²	47.54 cm	0.0012	2474	No fluye
2	10.13 cm ²	57.79 cm	0.0008	1649	No fluye
2	10.13 cm ²	68.04 cm	0.0004	824	No fluye
10	50.67 cm ²	78.28 cm	0.0000	0	No fluye

Capa	fSi	Fsi(Kg)	Brazo	Fsi*Brazo	Suma
10	4202	212902	38	8188223	
2	4202	42580	28	1201195	
2	4124	41793	18	750606	
2	3299	33433	8	257765	
2	2474	25072	-3	-63683	9927973
2	1649	16711	-13	-213736	
2	824	8351	-23	-192396	
10	0	0	0	0	

Esfuerzos nominales			Esfuerzos ultimos		
Pn	1806.52	Ton	Pu	1174.24	Ton
Mn	266.57	Ton.m	Mu	173.27	Ton.m

Analisis de tercer 0.5 Fy

	a<d	
α	0.50	
cj	58.70	cm
d	86.00	cm
Et	0.001	
a	49.89	cm
Cc	1069153.00	Kg
Cp	45.00	cm

Capa	As	di	ϵ_{Si}	fSi	Condicion
10	50.67 cm ²	6.54 cm	0.0020	4202	Fluye
2	10.13 cm ²	16.79 cm	0.0020	4202	Fluye
2	10.13 cm ²	27.04 cm	0.0016	3398	No fluye
2	10.13 cm ²	37.29 cm	0.0011	2298	No fluye
2	10.13 cm ²	47.54 cm	0.0006	1198	No fluye
2	10.13 cm ²	57.79 cm	0.0000	98	No fluye
2	10.13 cm ²	68.04 cm	-0.0005	-1002	No fluye
10	50.67 cm ²	78.28 cm	-0.0010	-2101	No fluye

Capa	fSi	Fsi(Kg)	Brazo	Fsi*Brazo	Suma
10	4202	212902	38	8188223	
2	4202	42580	28	1201195	
2	3398	34436	18	618468	
2	2298	23288	8	179553	
2	1198	12141	-3	-30837	13920819
2	98	993	-13	-12702	
2	-1002	-10154	-23	233958	
10	-2101	-106459	-33	3542964	

Esfuerzos nominales			Esfuerzos ultimos		
Pn	1278.88	Ton	Pu	831.27	Ton
Mn	353.61	Ton.m	Mu	229.85	Ton.m

Analisis de cuarto punto Falla balanceada

a<d

øPn	226.89	Ton
Pn	324.13	Ton
cj	46.96	cm
d	86.00	cm
a	39.91	cm
Cc	855214	Kg
Cp	45.00	cm

Capa	As	di	εSi	fSi	Condicion
10	50.67 cm ²	6.54 cm	0.0020	4202	Fluye
2	10.13 cm ²	16.79 cm	0.0019	4048	No fluye
2	10.13 cm ²	27.04 cm	0.0013	2672	No fluye
2	10.13 cm ²	37.29 cm	0.0006	1297	No fluye
2	10.13 cm ²	47.54 cm	0.0000	-78	No fluye
2	10.13 cm ²	57.79 cm	-0.0007	-1453	No fluye
2	10.13 cm ²	68.04 cm	-0.0013	-2828	No fluye
10	50.67 cm ²	78.28 cm	-0.0020	-4202	No fluye

Capa	fSi	Fsi(Kg)	Brazo	Fsi*Brazo	Suma
10	4202	212902	38	8188223	
2	4048	41023	28	1157260	
2	2672	27078	18	486329	
2	1297	13144	8	101340	
2	-78	-790	-3	2008	17869730
2	-1453	-14725	-13	188332	
2	-2828	-28659	-23	660312	
10	-4202	-212918	-33	7085927	

	Esfuerzos nominales		Esfuerzos ultimos		
Pn	892.27	Ton	Pu	579.98	Ton
Mn	392.89	Ton.m	Mu	255.38	Ton.m

Analisis de quinto punto (flexion pura)

	a<d	
α	-0.50	
cj	58.70	cm
d	86.00	cm
Et	-0.001	
a	49.89	cm
Cc	1069153.00	Kg
Cp	45.00	cm

Capa	As	di	ϵ_{Si}	fSi	Condicion
10	50.67 cm ²	6.54 cm	0.0020	4202	Fluye
2	10.13 cm ²	16.79 cm	0.0020	4202	Fluye
2	10.13 cm ²	27.04 cm	0.0016	3398	No fluye
2	10.13 cm ²	37.29 cm	0.0011	2298	No fluye
2	10.13 cm ²	47.54 cm	0.0006	1198	No fluye
2	10.13 cm ²	57.79 cm	0.0000	98	No fluye
2	10.13 cm ²	68.04 cm	-0.0005	-1002	No fluye
10	50.67 cm ²	78.28 cm	-0.0010	-2101	No fluye

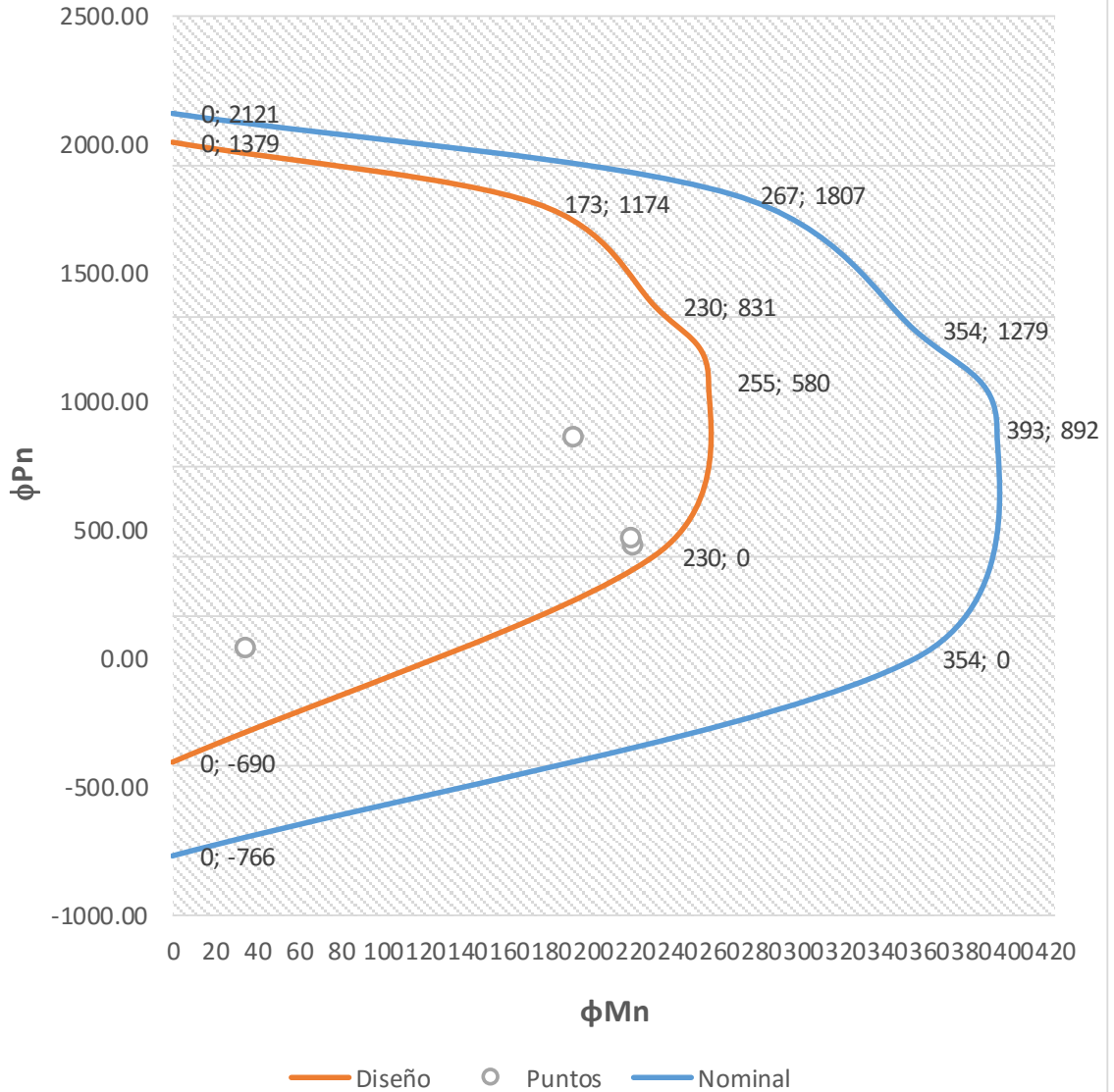
Capa	fSi	Fsi(Kg)	Brazo	Fsi*Brazo	Suma
10	4202	212902	38	8188223	
2	4202	42580	28	1201195	
2	3398	34436	18	618468	
2	2298	23288	8	179553	13920819
2	1198	12141	-3	-30837	
2	98	993	-13	-12702	
2	-1002	-10154	-23	233958	
10	-2101	-106459	-33	3542964	

	Esfuerzos nominales		Esfuerzos ultimos		
Pn	0	Ton	Pu	0	Ton
Mn	353.61	Ton.m	Mu	229.85	Ton.m

Analisis de quinto punto (traccion pura)

Pn	-766.45	Ton	Pu	-689.81	Ton
Mn	0	Ton.m	Mu	0	Ton.m

Diagrama de Interacción



Momento en vigas	Momento en columnas	Relación	Revisión
142427 Kg.m	255000 Kg.m	1.79	Cumple

I - Distancias de armadura transversal

a. La separación del refuerzo transversal no debe exceder la menor (18.7.5.3)

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

22.50 cm

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

15.24 cm

(c) Según se calcule por medio de la ecuación

$$S_o = 10 + \left(\frac{350-hx}{3}\right) = 18.63 \text{ cm}$$

* El valor S_o no debe ser mayor a 150 mm y no es necesario tomarlo menor a 100 mm.

b. Más allá de la longitud L_o la columna debe contener refuerzo en (18.7.5.5)

forma de espiral o estribos cerrados de confinamiento con un espaciado S que no exceda al menor de seis veces el diámetro de las barras longitudinales de la columna ó 150 mm

15.00 cm

I - Determinar la cantidad mínima de refuerzo transversal requerida a lo largo de la longitud de la rótula plástica, L_o (18.7.5.4)

$$(a) 0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right) \frac{F'_c}{F_{yt}} = 0.0041$$

$$(b) 0.09 \frac{F'_c}{F_{yt}} = 0.0060$$

$$(c) 0.2 K_f K_n \frac{P_u}{F_{yt} A_{ch}} = 0.0060$$

$$K_f = \frac{F'_c}{175} + 0.6 = 2.2006$$

$$K_n = \frac{nl}{nl - 2} = 1.0588$$

Definir estribos

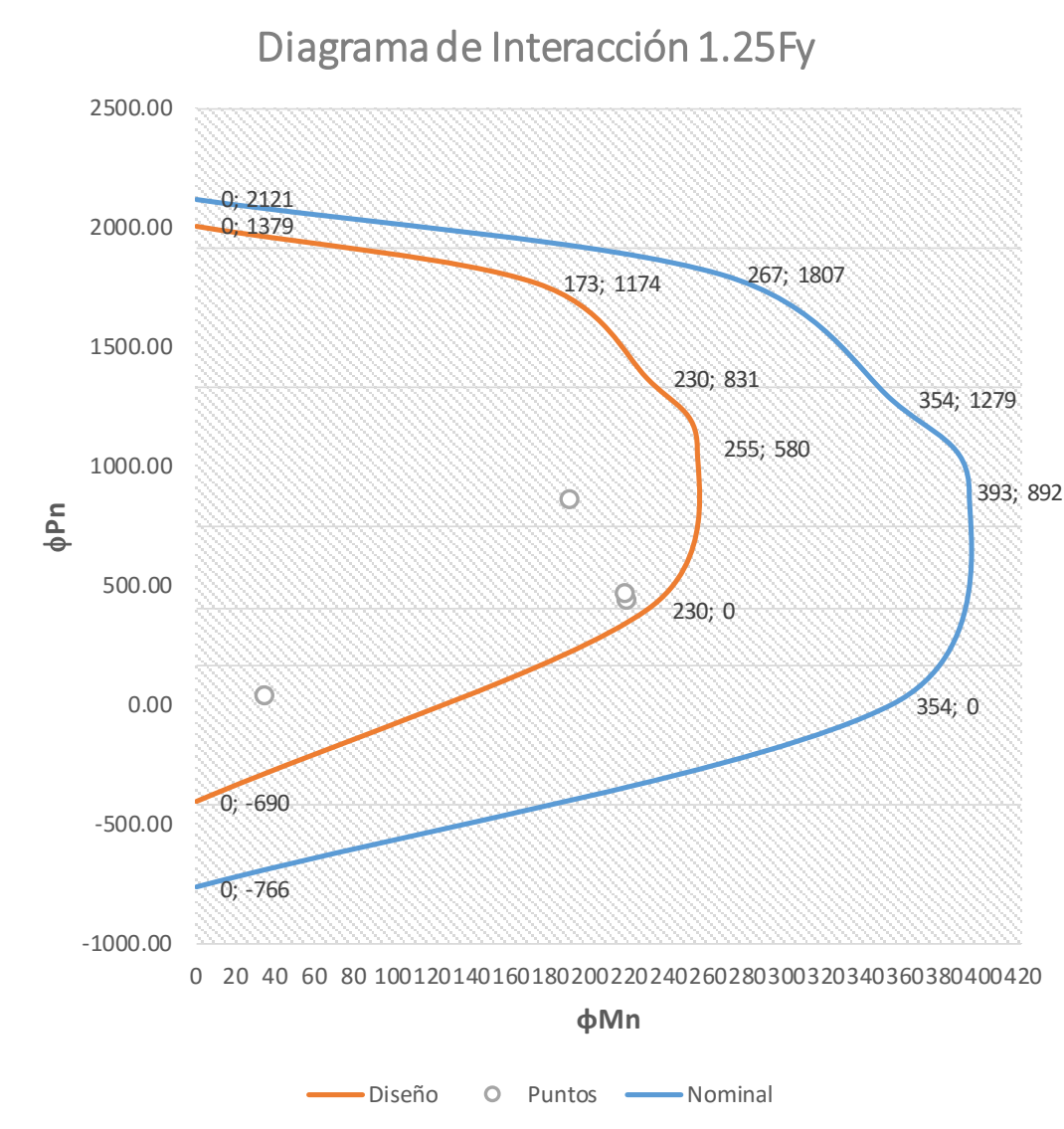
Diametro	#4
Ramas	4
Ash	5.07 cm ²
bc	82 cm
hc	82 cm
Ag	8100 cm ²
Ach	6724 cm ²
So	10.00 cm

I - Comprobar la cantidad mínima de refuerzo transversal requerido por Corte

(18.7.6.1.1)

La fuerza de cortante de diseño e V 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

* Se debe multiplicar el valor de F_y por 1.25 y obtener los valores para momentos probables en la columna



Momento probable	Lu	Ve
278000 Kg.m	4.6 m	120869.57 Kg

En ningun caso Ve puede ser menor que el cortante mayorado determinado a partir del análisis de la estructura. (18.7.6.1.1)

$V_c = 0.53 \lambda \sqrt{F'_c} b_w d =$	68656.67 Kg	Definir estribos	
$\phi V_s = \frac{\phi A_v f_y d}{S} =$	122063.99 Kg	Diametro	#4
$\phi V_n = \phi (V_s + V_c) \geq V_e =$	143040.49 Kg	Ramas	4
		Separación	15.00 cm
		Cumple	1.18

I - Determinar la geometría de la armadura transversal en rotula (18.7.5.1)

a. Debe colocarse refuerzo transversal en una longitud Lo 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 Lo 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.

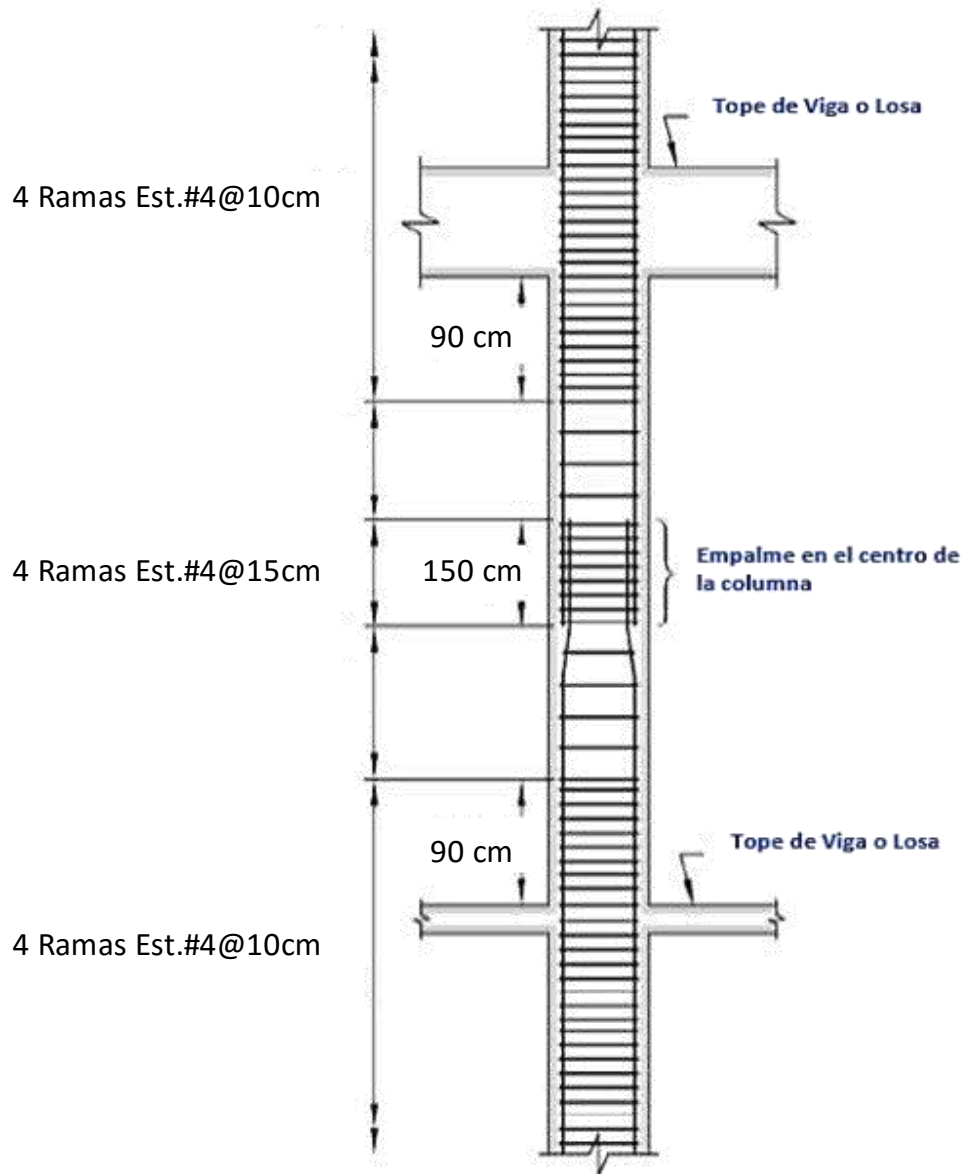
90 cm

(b) Un sexto de la luz libre de la columna.

Altura de columna **460 cm** **77 cm**

(c) 450 mm. **45 cm**

I - Grafico final de diseño especial de columna



5.3.2 Diseño de Columna 70x100

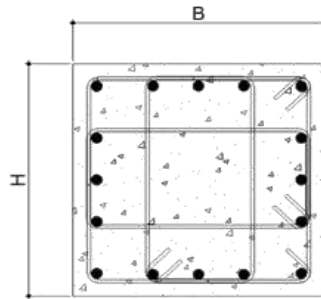
DISEÑO DE COLUMNA 70x90

I - Introducción de datos generales

ACI 318S-14

a. Caracterización de propiedades de columna

Resistencia a compresión de concreto	F'c	4000 PSI	(18.2.5.1)
Grado de fluencia de acero estructural	Fy	60000 PSI	(20.2.2)
Factor de reducción por corte	ϕ corte	0.70	(21.2.1)
Factor de reducción por flexión	ϕ flexión	0.90	(21.2.1)
Modulo de Elasticidad de acero	Es	2E+06 Kg/cm ²	(20.2.2.2)
Modulo de Elasticidad de concreto	Ec	3E+05 Kg/cm ²	(19.2.2)
Tamaño nominal de agregado grueso		0.5	



Ancho (B) 70 cm

Ancho (H) 100 cm

Recub (r) 4 cm

I - Introducción de esfuerzos actuantes

Combinaciones	Pu (Kg)	Mu (Kg.m)	Vu (Kg)
Combinación 1	732485	235133	66936
Combinación 2	110563	23623	77333
Combinación 3	108110	254805	49503
Combinación 4	147786	254459	49071

I - Calculo de cuantías de acero para columnas

(10.7.3.1)

$$As_{min} = 0.01Ag = 70 \text{ cm}^2$$

$$As_{max} = 0.06Ag = 420 \text{ cm}^2$$

I - Revision de parametros dimensionales

(18.7.2.1)

a. 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.

Cumple

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

0.70 **Cumple**

b. Donde el refuerzo longitudinal de una viga atraviese el nodo viga-columna, para concretos de peso normal la dimensión de la columna paralela al refuerzo de la viga no debe ser menor que 20 veces el diámetro de la barra longitudinal de viga de mayor diámetro (18.8.2.3)

Diametro #6 **Cumple**

c. La altura h del nodo no debe ser menor que la mitad de la altura de cualquier viga que llegue al nodo, que genere cortante en el nodo y que sea parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas. (18.8.2.4)

Altura 90 cm **Cumple**

d. Cuando $P_u > 0.3A_g f'_c$ ó $f_c > 714 \text{ kg/cm}^2$ 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 S

P_u	147786	$0.3 A_g F'_c$	588235.29
A_g	7000 cm ²		Cumple

I - Distribución de acero longitudinal

Barras en B	10	Revisiones	
Barras en H	14	As min	Cumple
Diametro	#8	As max	Cumple
Cantidad	44#8	S estribos B	6.89 cm
As	222.95 cm ²	S estribos H	7.08 cm

No barras por capa			
Capa	No. Barras	di	As
1	14	6.54 cm	70.94 cm ²
2	2	16.79 cm	10.13 cm ²
3	2	27.04 cm	10.13 cm ²
4	2	37.29 cm	10.13 cm ²
5	2	47.54 cm	10.13 cm ²
6	2	57.79 cm	10.13 cm ²
7	2	68.04 cm	10.13 cm ²
8	14	78.28 cm	70.94 cm ²

I - Definición de variables de deformación

(10.5.2.1)

Fy/E	-0.0020
Ecu	0.0030
Deformación ductil	-0.0050
Deformación fragil	-0.0020
β	0.85

I - Comprobación de rigideces

Las resistencias a flexión de las columnas deben cumplir con:

(18.7.3.2)

$$\sum M_{nc} \geq \left(\frac{6}{5}\right) \sum M_{nb}$$

$\sum M_{nc}$ es la suma de los momentos nominales de flexión de las columnas que llegan al nudo, evaluados en las caras del nudo.

$\sum M_{nb}$ es la suma de los momentos resistentes nominales a flexión de las vigas que llegan al nudo, evaluados en la cara del nudo.

M_n para la columna, es el momento nominal mínimo en el rango de la curva de interacción relacionada con las cargas axiales mínimas y máximas para las combinaciones de cargas sísmicas.

Análisis de primer punto

Compresión pura

Po	2550.35	Ton
Pn	2040.28	Ton
Pu	1428.20	Ton
Mu	0.00	Ton.m

Análisis de segundo punto

a>d

α	0.00	
cj	78.28	cm
d	66.00	cm
Et	0.00	
a	66.53	cm
Cc	1108862.00	Kg
Cp	35.00	cm

Capa	As	di	ϵ_{Si}	fSi	Condicion
14	70.94 cm ²	6.54 cm	0.0020	4202	Fluye
2	10.13 cm ²	16.79 cm	0.0020	4202	Fluye
2	10.13 cm ²	27.04 cm	0.0020	4124	No fluye
2	10.13 cm ²	37.29 cm	0.0016	3299	No fluye
2	10.13 cm ²	47.54 cm	0.0012	2474	No fluye
2	10.13 cm ²	57.79 cm	0.0008	1649	No fluye
2	10.13 cm ²	68.04 cm	0.0004	824	No fluye
14	70.94 cm ²	78.28 cm	0.0000	0	No fluye

Capa	fSi	Fsi(Kg)	Brazo	Fsi*Brazo	Suma
14	4202	298063	43	12953828	
2	4202	42580	33	1414097	
2	4124	41793	23	959573	
2	3299	33433	13	424928	
2	2474	25072	2	61677	15533278
2	1649	16711	-8	-130180	
2	824	8351	-18	-150644	
14	0	0	0	0	

Esfuerzos nominales			Esfuerzos ultimos		
Pn	1574.87	Ton	Pu	1023.67	Ton
Mn	340.89	Ton.m	Mu	221.58	Ton.m

Analisis de tercer 0.5 Fy

	a<d	
α	0.50	
cj	58.70	cm
d	66.00	cm
Et	0.001	
a	49.89	cm
Cc	831563.00	Kg
Cp	35.00	cm

Capa	As	di	ϵ_{Si}	fSi	Condicion
14	70.94 cm ²	6.54 cm	0.0020	4202	Fluye
2	10.13 cm ²	16.79 cm	0.0020	4202	Fluye
2	10.13 cm ²	27.04 cm	0.0016	3398	No fluye
2	10.13 cm ²	37.29 cm	0.0011	2298	No fluye
2	10.13 cm ²	47.54 cm	0.0006	1198	No fluye
2	10.13 cm ²	57.79 cm	0.0000	98	No fluye
2	10.13 cm ²	68.04 cm	-0.0005	-1002	No fluye
14	70.94 cm ²	78.28 cm	-0.0010	-2101	No fluye

Capa	fSi	Fsi(Kg)	Brazo	Fsi*Brazo	Suma
14	4202	298063	43	12953828	
2	4202	42580	33	1414097	
2	3398	34436	23	790647	
2	2298	23288	13	295994	
2	1198	12141	2	29866	19874815
2	98	993	-8	-7737	
2	-1002	-10154	-18	183186	
14	-2101	-149043	-28	4214934	

Esfuerzos nominales			Esfuerzos ultimos		
Pn	1083.87	Ton	Pu	704.52	Ton
Mn	407.08	Ton.m	Mu	264.6	Ton.m

Analisis de cuarto punto Falla balanceada

a<d

øPn	196.08	Ton
Pn	280.11	Ton
cj	46.96	cm
d	66.00	cm
a	39.91	cm
Cc	665167	Kg
Cp	35.00	cm

Capa	As	di	εSi	fSi	Condicion
14	70.94 cm ²	6.54 cm	0.0020	4202	Fluye
2	10.13 cm ²	16.79 cm	0.0019	4048	No fluye
2	10.13 cm ²	27.04 cm	0.0013	2672	No fluye
2	10.13 cm ²	37.29 cm	0.0006	1297	No fluye
2	10.13 cm ²	47.54 cm	0.0000	-78	No fluye
2	10.13 cm ²	57.79 cm	-0.0007	-1453	No fluye
2	10.13 cm ²	68.04 cm	-0.0013	-2828	No fluye
14	70.94 cm ²	78.28 cm	-0.0020	-4202	No fluye

Capa	fSi	Fsi(Kg)	Brazo	Fsi*Brazo	Suma
14	4202	298063	43	12953828	
2	4048	41023	33	1362375	
2	2672	27078	23	621721	
2	1297	13144	13	167060	
2	-78	-790	2	-1945	24164630
2	-1453	-14725	-8	114707	
2	-2828	-28659	-18	517015	
14	-4202	-298086	-28	8429869	

	Esfuerzos nominales			Esfuerzos ultimos		
Pn	702.22	Ton		Pu	456.44	Ton
Mn	441.5	Ton.m		Mu	286.98	Ton.m

Analisis de quinto punto (flexion pura)

	a<d	
α	-0.50	
cj	58.70	cm
d	66.00	cm
Et	-0.001	
a	49.89	cm
Cc	831563.00	Kg
Cp	35.00	cm

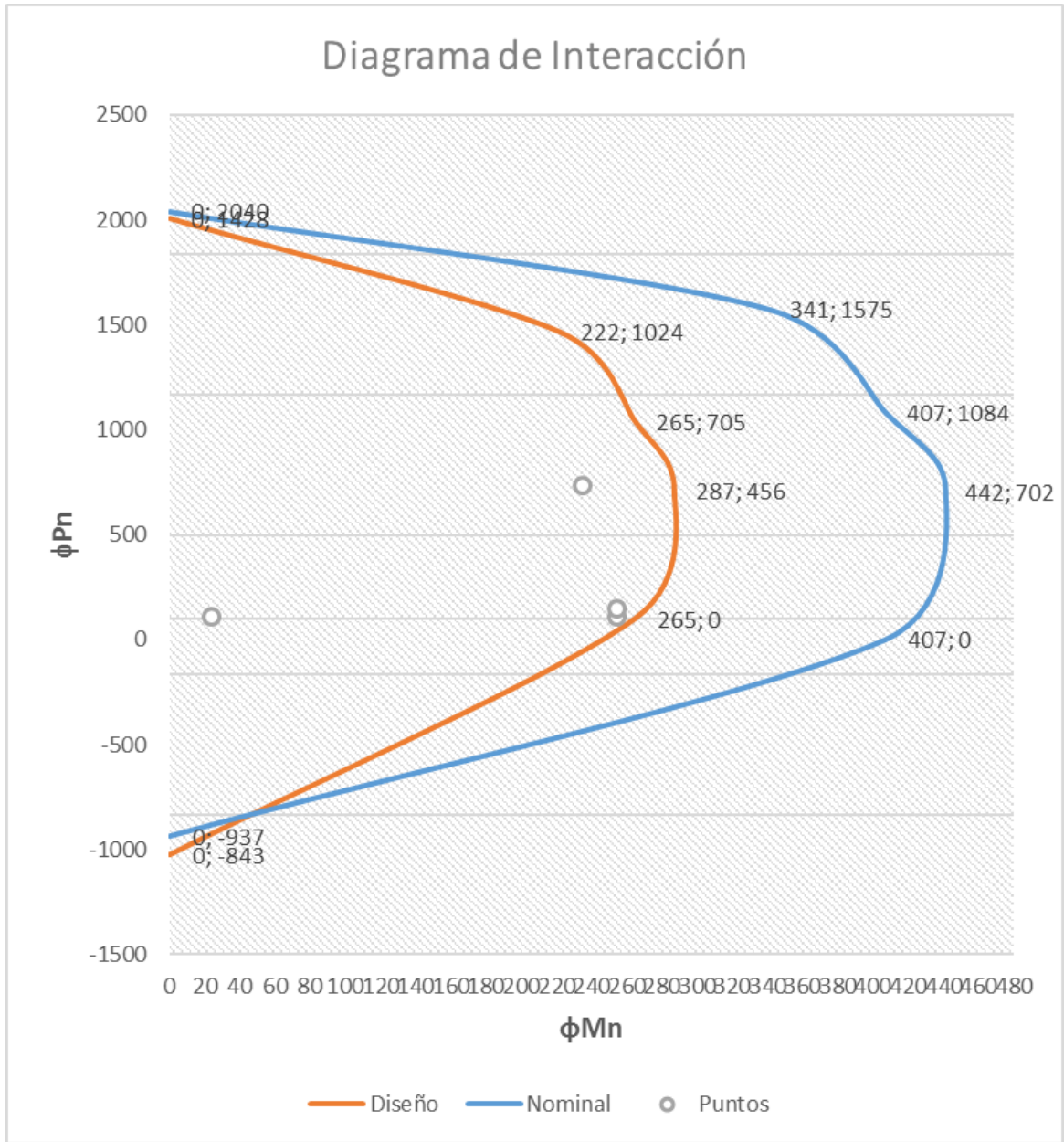
Capa	As	di	ϵ Si	fSi	Condicion
14	70.94 cm ²	6.54 cm	0.0020	4202	Fluye
2	10.13 cm ²	16.79 cm	0.0020	4202	Fluye
2	10.13 cm ²	27.04 cm	0.0016	3398	No fluye
2	10.13 cm ²	37.29 cm	0.0011	2298	No fluye
2	10.13 cm ²	47.54 cm	0.0006	1198	No fluye
2	10.13 cm ²	57.79 cm	0.0000	98	No fluye
2	10.13 cm ²	68.04 cm	-0.0005	-1002	No fluye
14	70.94 cm ²	78.28 cm	-0.0010	-2101	No fluye

Capa	fSi	Fsi(Kg)	Brazo	Fsi*Brazo	Suma
14	4202	298063	43	12953828	
2	4202	42580	33	1414097	
2	3398	34436	23	790647	
2	2298	23288	13	295994	19874815
2	1198	12141	2	29866	
2	98	993	-8	-7737	
2	-1002	-10154	-18	183186	
14	-2101	-149043	-28	4214934	

	Esfuerzos nominales		Esfuerzos ultimos	
Pn	0	Ton	Pu	0
Mn	407.08	Ton.m	Mu	264.6
				Ton.m

Analisis de quinto punto (traccion pura)

Pn	-936.77	Ton	Pu	-843.09	Ton
Mn	0	Ton.m	Mu	0	Ton.m



Momento en vigas	Momento en columnas	Relación	Revisión
142427 Kg.m	287000 Kg.m	2.02	Cumple

I - Distancias de armadura transversal

a. La separación del refuerzo transversal no debe exceder la menor (18.7.5.3)

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

17.50 cm

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

15.24 cm

(c) Según se calcule por medio de la ecuación

$$S_o = 10 + \left(\frac{350-hx}{3}\right) = 19.31 \text{ cm}$$

* El valor S_o no debe ser mayor a 150 mm y no es necesario tomarlo menor a 100 mm.

b. Más allá de la longitud L_o la columna debe contener refuerzo en (18.7.5.5)

forma de espiral o estribos cerrados de confinamiento con un espaciado S que no exceda al menor de seis veces el diámetro de las barras longitudinales de la columna ó 150 mm

15.00 cm

I - Determinar la cantidad mínima de refuerzo transversal requerida a lo largo de la longitud de la rótula plástica, L_o (18.7.5.4)

(a) $0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right) \frac{F'_c}{F_{yt}} = 0.0045$

(b) $0.09 \frac{F'_c}{F_{yt}} = 0.0060$

(c) $0.2 K_f K_n \frac{P_u}{F_{yt} A_{ch}} = 0.0060$

$K_f = \frac{F'_c}{175} + 0.6 = 2.2006$

$K_n = \frac{nl}{nl - 2} = 1.0476$

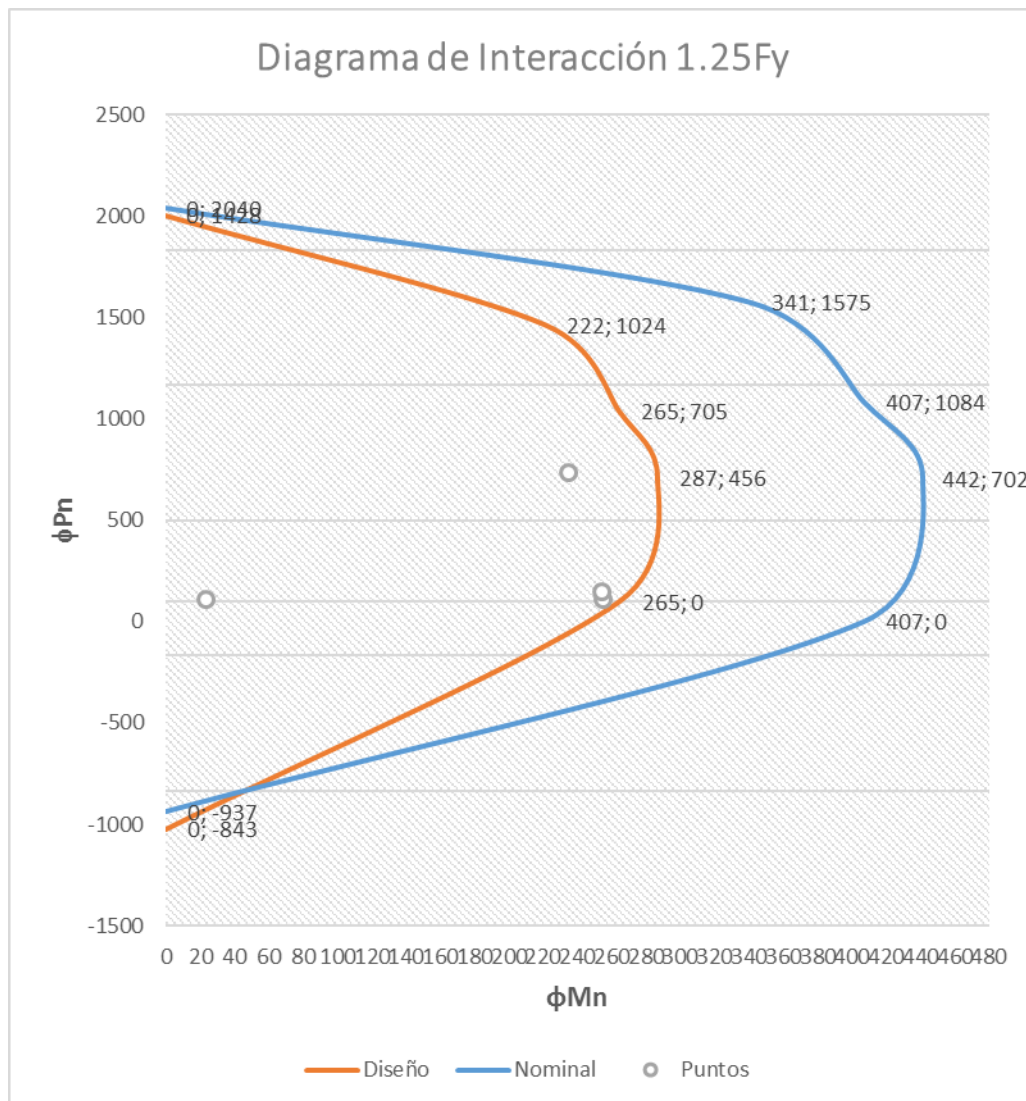
Definir estribos	
Diametro	#4
Ramas	4
Ash	5.07 cm ²
bc	62 cm
hc	92 cm
Ag	7000 cm ²
Ach	5704 cm ²
So	13.00 cm

I - Comprobar la cantidad mínima de refuerzo transversal requerido por Corte

(18.7.6.1.1)

La fuerza de cortante de diseño V 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

* Se debe multiplicar el valor de F_y por 1.25 y obtener los valores para momentos probables en la columna



Momento probable	Lu	Ve
317000 Kg.m	4.6 m	137826.09 Kg

En ningun caso Ve puede ser menor que el cortante mayorado de- (18.7.6.1.1)
terminado a partir del análisis de la estructura.

$V_c = 0.53 \lambda \sqrt{F'_c} b_w d =$	59608.89 Kg	Definir estribos	
$\phi V_s = \frac{\phi A_v f_y d}{S} =$	136257.47 Kg	Diametro	#4
$\phi V_n = \phi (V_s + V_c) \geq V_e =$	146899.77 Kg	Ramas	4
		Separación	15.00 cm
		Cumple	1.07

I - Determinar la geometría de la armadura transversal en rotula (18.7.5.1)

a. Debe colocarse refuerzo transversal en una longitud Lo 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 Lo 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.

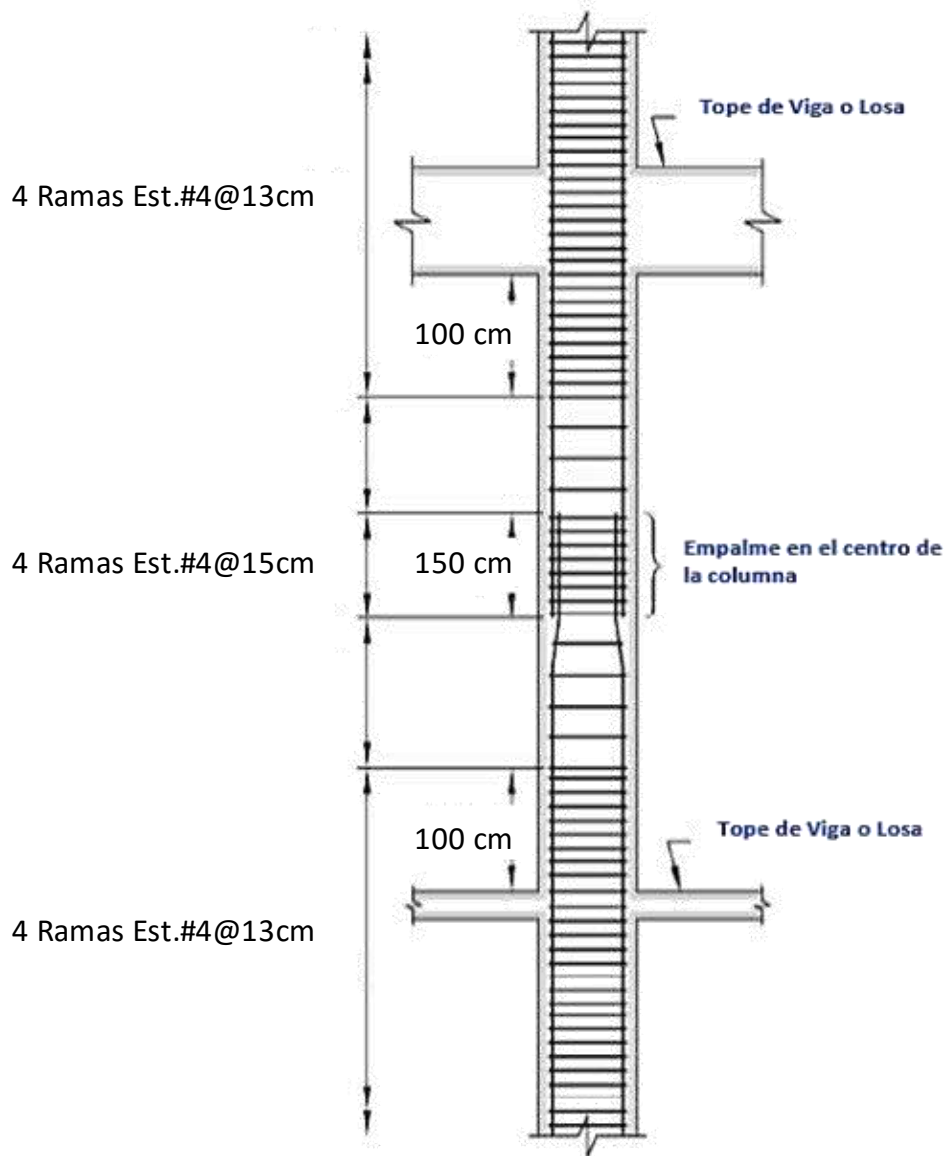
100 cm

(b) Un sexto de la luz libre de la columna.

Altura de columna **460 cm** **77 cm**

(c) 450 mm. **45 cm**

I - Grafico final de diseño especial de columna



5.3.3 Diseño de Columna 90x90 (Niveles superiores)

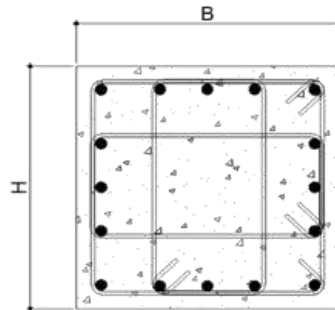
DISEÑO DE COLUMNA ESPECIAL

I - Introducción de datos generales

ACI 318S-14

a. Caracterización de propiedades de columna

Resistencia a compresión de concreto	F'c	4000 PSI	(18.2.5.1)
Grado de fluencia de acero estructural	Fy	60000 PSI	(20.2.2)
Factor de reducción por corte	ϕ corte	0.65	(21.2.1)
Factor de reducción por flexión	ϕ flexión	0.90	(21.2.1)
Modulo de Elasticidad de acero	Es	2E+06 Kg/cm ²	(20.2.2.2)
Modulo de Elasticidad de concreto	Ec	3E+05 Kg/cm ²	(19.2.2)
Tamaño nominal de agregado grueso		0.5	



Ancho (B)	90 cm
Ancho (H)	90 cm
Recub (r)	4 cm

I - Introducción de esfuerzos actuantes

Combinaciones	Pu (Kg)	Mu (Kg.m)	Vu (Kg)
Combinación 1	336469	62549	37253
Combinación 2	101678	79711	52564
Combinación 3	210459	219041	59146
Combinación 4	212928	87058	59146

I - Calculo de cuantias de acero para columnas

(10.7.3.1)

$$A_{s_{min}} = 0.01A_g = 81 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{max}} = 0.06A_g = 486 \text{ cm}^2$$

I - Revision de parametros dimensionales

(18.7.2.1)

a. 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.

Cumple

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

1.00 **Cumple**

b. Donde el refuerzo longitudinal de una viga atraviese el nodo viga-columna, para concretos de peso normal la dimensión de la columna paralela al refuerzo de la viga no debe ser menor que 20 veces el diámetro de la barra longitudinal de viga de mayor diámetro (18.8.2.3)

Diametro #6 **Cumple**

c. La altura h del nodo no debe ser menor que la mitad de la altura de cualquier viga que llegue al nodo, que genere cortante en el nodo y que sea parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas. (18.8.2.4)

Altura 90 cm **Cumple**

d. Cuando $P_u > 0.3A_g f'_c$ ó $f_c > 714 \text{ kg/cm}^2$ 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 S

P_u	212928	$0.3 A_g F'_c$	680672.27
A_g	8100 cm ²		Cumple

I - Distribución de acero longitudinal

Barras en B	7	Revisiones	
Barras en H	7	As min	Cumple
Diametro	#8	As max	Cumple
Cantidad	24#8	S estribos B	13.67 cm
As	121.61 cm ²	S estribos H	13.67 cm

No barras por capa			
Capa	No. Barras	di	As
1	10	6.54 cm	50.67 cm ²
2	2	16.79 cm	10.13 cm ²
3	2	27.04 cm	10.13 cm ²
4	2	37.29 cm	10.13 cm ²
5	2	47.54 cm	10.13 cm ²
6	2	57.79 cm	10.13 cm ²
7	2	68.04 cm	10.13 cm ²
8	10	78.28 cm	50.67 cm ²

I - Definición de variables de deformación

(10.5.2.1)

Fy/E	-0.0020
Ecu	0.0030
Deformación ductil	-0.0050
Deformación fragil	-0.0020
β	0.85

I - Comprobación de rigideces

Las resistencias a flexión de las columnas deben cumplir con:

(18.7.3.2)

$$\sum M_{nc} \geq \left(\frac{6}{5}\right) \sum M_{nb}$$

$\sum M_{nc}$ es la suma de los momentos nominales de flexión de las columnas que llegan al nudo, evaluados en las caras del nudo.

$\sum M_{nb}$ es la suma de los momentos resistentes nominales a flexión de las vigas que llegan al nudo, evaluados en la cara del nudo.

M_n para la columna, es el momento nominal mínimo en el rango de la curva de interacción relacionada con las cargas axiales mínimas y máximas para las combinaciones de cargas sísmicas.

Análisis de primer punto

Compresión pura

Po	2410.58	Ton
Pn	1928.47	Ton
Pu	1253.51	Ton
Mu	0.00	Ton.m

Análisis de segundo punto

a < d

α	0.00	
cj	78.28	cm
d	86.00	cm
Et	0.00	
a	66.53	cm
Cc	1425680.00	Kg
Cp	45.00	cm

Capa	As	di	ϵ_{Si}	fSi	Condicion
10	50.67 cm ²	6.54 cm	0.0020	4202	Fluye
2	10.13 cm ²	16.79 cm	0.0020	4202	Fluye
2	10.13 cm ²	27.04 cm	0.0020	4124	No fluye
2	10.13 cm ²	37.29 cm	0.0016	3299	No fluye
2	10.13 cm ²	47.54 cm	0.0012	2474	No fluye
2	10.13 cm ²	57.79 cm	0.0008	1649	No fluye
2	10.13 cm ²	68.04 cm	0.0004	824	No fluye
10	50.67 cm ²	78.28 cm	0.0000	0	No fluye

Capa	fSi	Fsi(Kg)	Brazo	Fsi*Brazo	Suma
10	4202	212902	38	8188223	
2	4202	42580	28	1201195	
2	4124	41793	18	750606	
2	3299	33433	8	257765	
2	2474	25072	-3	-63683	9927973
2	1649	16711	-13	-213736	
2	824	8351	-23	-192396	
10	0	0	0	0	

Esfuerzos nominales			Esfuerzos ultimos		
Pn	1806.52	Ton	Pu	1174.24	Ton
Mn	266.57	Ton.m	Mu	173.27	Ton.m

Analisis de tercer 0.5 Fy

	a<d	
α	0.50	
cj	58.70	cm
d	86.00	cm
Et	0.001	
a	49.89	cm
Cc	1069153.00	Kg
Cp	45.00	cm

Capa	As	di	ϵ_{Si}	fSi	Condicion
10	50.67 cm ²	6.54 cm	0.0020	4202	Fluye
2	10.13 cm ²	16.79 cm	0.0020	4202	Fluye
2	10.13 cm ²	27.04 cm	0.0016	3398	No fluye
2	10.13 cm ²	37.29 cm	0.0011	2298	No fluye
2	10.13 cm ²	47.54 cm	0.0006	1198	No fluye
2	10.13 cm ²	57.79 cm	0.0000	98	No fluye
2	10.13 cm ²	68.04 cm	-0.0005	-1002	No fluye
10	50.67 cm ²	78.28 cm	-0.0010	-2101	No fluye

Capa	fSi	Fsi(Kg)	Brazo	Fsi*Brazo	Suma
10	4202	212902	38	8188223	
2	4202	42580	28	1201195	
2	3398	34436	18	618468	
2	2298	23288	8	179553	
2	1198	12141	-3	-30837	13920819
2	98	993	-13	-12702	
2	-1002	-10154	-23	233958	
10	-2101	-106459	-33	3542964	

	Esfuerzos nominales			Esfuerzos ultimos		
Pn	1278.88	Ton	Pu	831.27	Ton	
Mn	353.61	Ton.m	Mu	229.85	Ton.m	

Analisis de cuarto punto Falla balanceada

a<d

øPn	226.89	Ton
Pn	324.13	Ton
cj	46.96	cm
d	86.00	cm
a	39.91	cm
Cc	855214	Kg
Cp	45.00	cm

Capa	As	di	εSi	fSi	Condicion
10	50.67 cm ²	6.54 cm	0.0020	4202	Fluye
2	10.13 cm ²	16.79 cm	0.0019	4048	No fluye
2	10.13 cm ²	27.04 cm	0.0013	2672	No fluye
2	10.13 cm ²	37.29 cm	0.0006	1297	No fluye
2	10.13 cm ²	47.54 cm	0.0000	-78	No fluye
2	10.13 cm ²	57.79 cm	-0.0007	-1453	No fluye
2	10.13 cm ²	68.04 cm	-0.0013	-2828	No fluye
10	50.67 cm ²	78.28 cm	-0.0020	-4202	No fluye

Capa	fSi	Fsi(Kg)	Brazo	Fsi*Brazo	Suma
10	4202	212902	38	8188223	
2	4048	41023	28	1157260	
2	2672	27078	18	486329	
2	1297	13144	8	101340	
2	-78	-790	-3	2008	17869730
2	-1453	-14725	-13	188332	
2	-2828	-28659	-23	660312	
10	-4202	-212918	-33	7085927	

	Esfuerzos nominales			Esfuerzos ultimos		
Pn	892.27	Ton		Pu	579.98	Ton
Mn	392.89	Ton.m		Mu	255.38	Ton.m

Analisis de quinto punto (flexion pura)

	a<d	
α	-0.50	
cj	58.70	cm
d	86.00	cm
Et	-0.001	
a	49.89	cm
Cc	1069153.00	Kg
Cp	45.00	cm

Capa	As	di	ϵ_{Si}	fSi	Condicion
10	50.67 cm ²	6.54 cm	0.0020	4202	Fluye
2	10.13 cm ²	16.79 cm	0.0020	4202	Fluye
2	10.13 cm ²	27.04 cm	0.0016	3398	No fluye
2	10.13 cm ²	37.29 cm	0.0011	2298	No fluye
2	10.13 cm ²	47.54 cm	0.0006	1198	No fluye
2	10.13 cm ²	57.79 cm	0.0000	98	No fluye
2	10.13 cm ²	68.04 cm	-0.0005	-1002	No fluye
10	50.67 cm ²	78.28 cm	-0.0010	-2101	No fluye

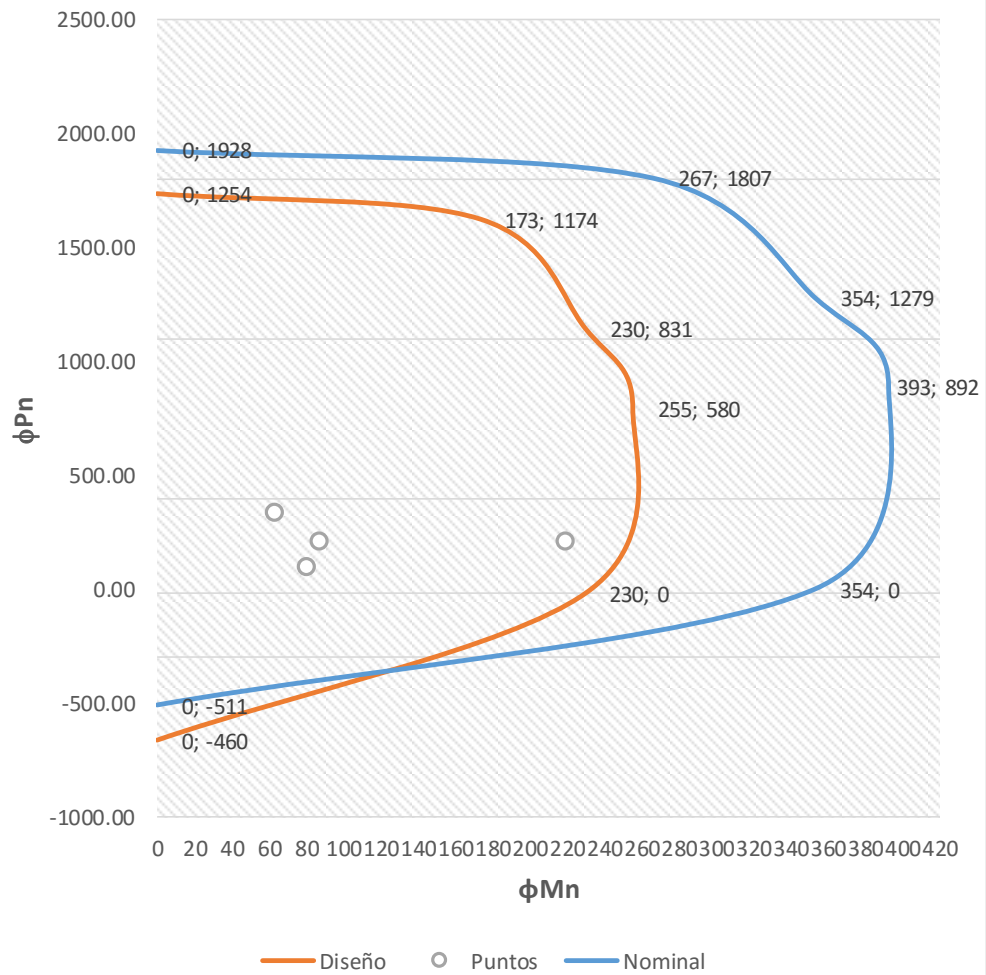
Capa	fSi	Fsi(Kg)	Brazo	Fsi*Brazo	Suma
10	4202	212902	38	8188223	
2	4202	42580	28	1201195	
2	3398	34436	18	618468	
2	2298	23288	8	179553	
2	1198	12141	-3	-30837	13920819
2	98	993	-13	-12702	
2	-1002	-10154	-23	233958	
10	-2101	-106459	-33	3542964	

	Esfuerzos nominales		Esfuerzos ultimos		
Pn	0	Ton	Pu	0	Ton
Mn	353.61	Ton.m	Mu	229.85	Ton.m

Analisis de quinto punto (traccion pura)

Pn	-510.97	Ton	Pu	-459.87	Ton
Mn	0	Ton.m	Mu	0	Ton.m

Diagrama de Interacción



Momento en vigas

105525 Kg.m

Momento en columnas

255000 Kg.m

Relación

2.42

Revisión

Cumple

I - Distancias de armadura transversal

a. La separación del refuerzo transversal no debe exceder la menor (18.7.5.3)

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

22.50 cm

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

15.24 cm

(c) Según se calcule por medio de la ecuación

$$S_o = 10 + \left(\frac{350-hx}{3}\right) = 17.11 \text{ cm}$$

* El valor So no debe ser mayor a 150 mm y no es necesario tomarlo menor a 100 mm.

b. Más allá de la longitud Lo la columna debe contener refuerzo en forma de espiral o estribos cerrados de confinamiento con un espaciado S que no exceda al menor de seis veces el diámetro de las barras longitudinales de la columna ó 150 mm (18.7.5.5)

15.00 cm

I - Determinar la cantidad mínima de refuerzo transversal requerida a lo largo de la longitud de la rótula plástica, Lo (18.7.5.4)

(a) $0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right) \frac{F'_c}{F_{yt}} = 0.0041$

Definir estribos

Diametro #4

Ramas 4

(b) $0.09 \frac{F'_c}{F_{yt}} = 0.0060$

(c) $0.2 K_f K_n \frac{P_u}{F_{yt} A_{ch}} = 0.0060$

$K_f = \frac{F'_c}{175} + 0.6 = 2.2006$

$K_n = \frac{nl}{nl - 2} = 1.0909$

Ash 5.07 cm²

bc 82 cm

hc 82 cm

Ag 8100 cm²

Ach 6724 cm²

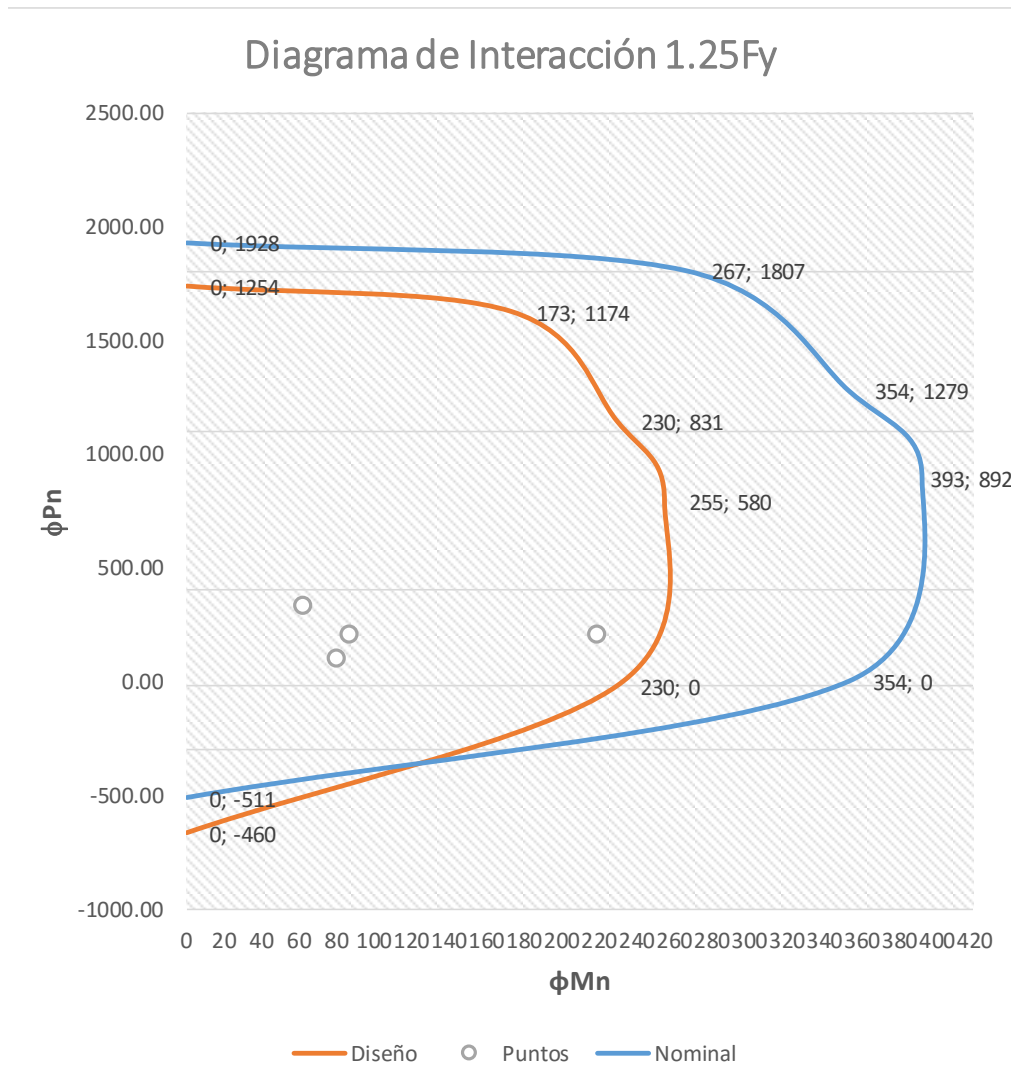
So **10.00 cm**

I - Comprobar la cantidad mínima de refuerzo transversal requerido por Corte

(18.7.6.1.1)

La fuerza de cortante de diseño e V 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

* Se debe multiplicar el valor de F_y por 1.25 y obtener los valores para momentos probables en la columna



Momento probable	Lu	Ve
278000 Kg.m	4.6 m	120869.57 Kg

En ningun caso Ve puede ser menor que el cortante mayorado determinado a partir del análisis de la estructura. (18.7.6.1.1)

$V_c = 0.53 \lambda \sqrt{F'_c} b_w d =$	68656.67 Kg	Definir estribos	
$\phi V_s = \frac{\phi A_v f_y d}{S} =$	122063.99 Kg	Diametro	#4
$\phi V_n = \phi (V_s + V_c) \geq V_e =$	143040.49 Kg	Ramas	4
		Separación	15.00 cm
		Cumple	1.18

I - Determinar la geometría de la armadura transversal en rotula (18.7.5.1)

a. Debe colocarse refuerzo transversal en una longitud L_o 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_o 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.

90 cm

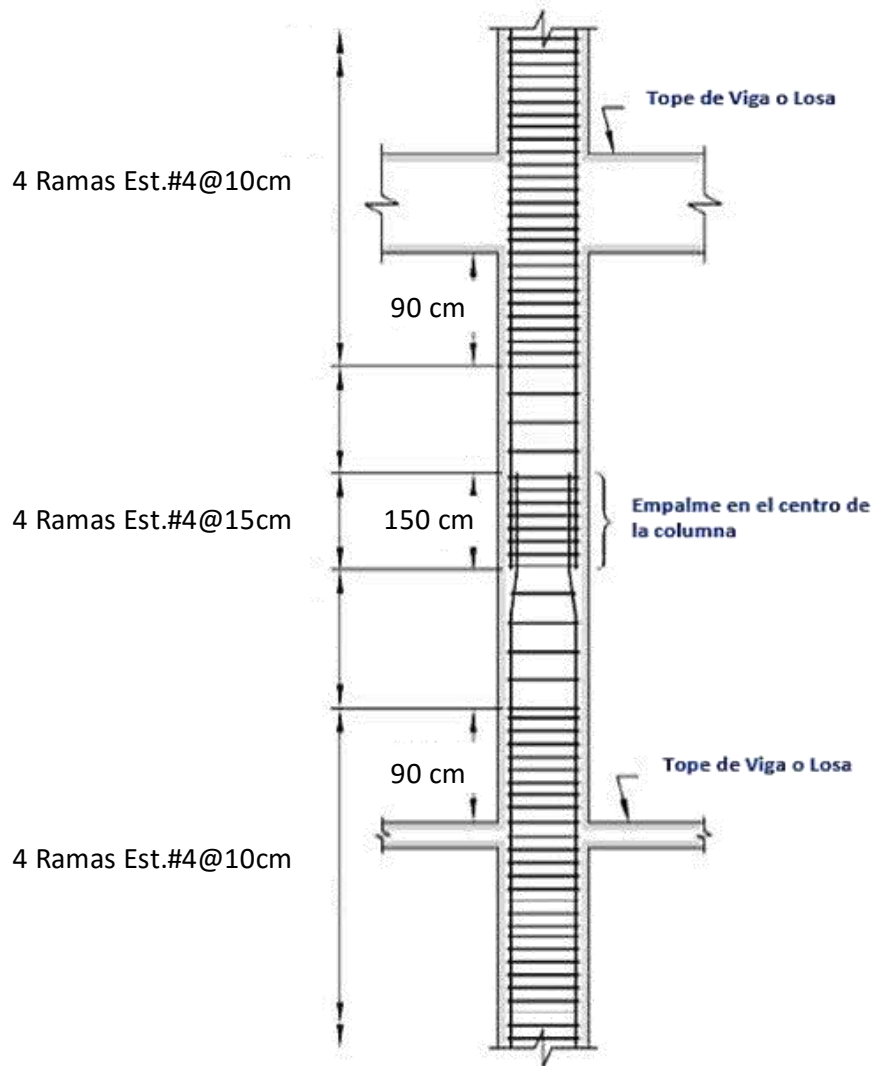
(b) Un sexto de la luz libre de la columna.

Altura de columna **460 cm** **77 cm**

(c) 450 mm.

45 cm

I - Grafico final de diseño especial de columna



5.3.4 Diseño de Columna 70X100 (Niveles superiores)

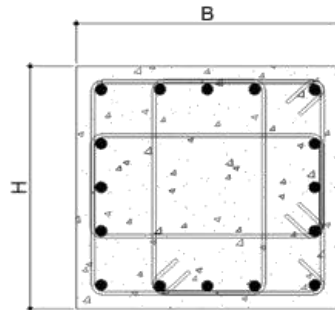
DISEÑO DE COLUMNA ESPECIAL

I - Introducción de datos generales

ACI 318S-14

a. Caracterización de propiedades de columna

Resistencia a compresión de concreto	F'c	4000 PSI	(18.2.5.1)
Grado de fluencia de acero estructural	Fy	60000 PSI	(20.2.2)
Factor de reducción por corte	ϕ corte	0.70	(21.2.1)
Factor de reducción por flexión	ϕ flexión	0.90	(21.2.1)
Modulo de Elasticidad de acero	Es	2E+06 Kg/cm ²	(20.2.2.2)
Modulo de Elasticidad de concreto	Ec	3E+05 Kg/cm ²	(19.2.2)
Tamaño nominal de agregado grueso		0.5	



Ancho (B)	70 cm
Ancho (H)	100 cm
Recub (r)	4 cm

I - Introducción de esfuerzos actuantes

Combinaciones	Pu (Kg)	Mu (Kg.m)	Vu (Kg)
Combinación 1	254913	79490	47617
Combinación 2	36939	88179	39708
Combinación 3	214524	49464	39405
Combinación 4	241762	62600	34404

I - Calculo de cuantias de acero para columnas

(10.7.3.1)

$$As_{min} = 0.01Ag = 70 \text{ cm}^2$$

$$As_{max} = 0.06Ag = 420 \text{ cm}^2$$

I - Revision de parametros dimensionales

(18.7.2.1)

a. 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.

Cumple

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

0.70 **Cumple**

b. Donde el refuerzo longitudinal de una viga atraviese el nodo viga-columna, para concretos de peso normal la dimensión de la columna paralela al refuerzo de la viga no debe ser menor que 20 veces el diámetro de la barra longitudinal de viga de mayor diámetro (18.8.2.3)

Diametro #6 **Cumple**

c. La altura h del nodo no debe ser menor que la mitad de la altura de cualquier viga que llegue al nodo, que genere cortante en el nodo y que sea parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas. (18.8.2.4)

Altura 90 cm **Cumple**

d. Cuando $P_u > 0.3A_g f'_c$ ó $f_c > 714 \text{ kg/cm}^2$ 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 S

P_u	241762	$0.3 A_g F'_c$	588235.29
A_g	7000 cm ²	Cumple	

I - Distribución de acero longitudinal

Barras en B	6	Revisiones	
Barras en H	10	As min	Cumple
Diametro	#8	As max	Cumple
Cantidad	28#8	S estribos B	12.40 cm
As	141.88 cm ²	S estribos H	10.22 cm

No barras por capa			
Capa	No. Barras	di	As
1	14	6.54 cm	70.94 cm ²
2	2	16.79 cm	10.13 cm ²
3	2	27.04 cm	10.13 cm ²
4	2	37.29 cm	10.13 cm ²
5	2	47.54 cm	10.13 cm ²
6	2	57.79 cm	10.13 cm ²
7	2	68.04 cm	10.13 cm ²
8	14	78.28 cm	70.94 cm ²

I - Definición de variables de deformación

(10.5.2.1)

Fy/E	-0.0020
Ecu	0.0030
Deformación ductil	-0.0050
Deformación fragil	-0.0020
β	0.85

I - Comprobación de rigideces

Las resistencias a flexión de las columnas deben cumplir con:

(18.7.3.2)

$$\sum M_{nc} \geq \left(\frac{6}{5}\right) \sum M_{nb}$$

$\sum M_{nc}$ es la suma de los momentos nominales de flexión de las columnas que llegan al nudo, evaluados en las caras del nudo.

$\sum M_{nb}$ es la suma de los momentos resistentes nominales a flexión de las vigas que llegan al nudo, evaluados en la cara del nudo.

M_n para la columna, es el momento nominal mínimo en el rango de la curva de interacción relacionada con las cargas axiales mínimas y máximas para las combinaciones de cargas sísmicas.

Analisis de primer punto

Compresion pura

Po	2229.01	Ton
Pn	1783.21	Ton
Pu	1248.25	Ton
Mu	0.00	Ton.m

Analisis de segundo punto

a>d

α	0.00	
cj	78.28	cm
d	66.00	cm
Et	0.00	
a	66.53	cm
Cc	1108862.00	Kg
Cp	35.00	cm

Capa	As	di	ϵ_{Si}	fSi	Condicion
14	70.94 cm ²	6.54 cm	0.0020	4202	Fluye
2	10.13 cm ²	16.79 cm	0.0020	4202	Fluye
2	10.13 cm ²	27.04 cm	0.0020	4124	No fluye
2	10.13 cm ²	37.29 cm	0.0016	3299	No fluye
2	10.13 cm ²	47.54 cm	0.0012	2474	No fluye
2	10.13 cm ²	57.79 cm	0.0008	1649	No fluye
2	10.13 cm ²	68.04 cm	0.0004	824	No fluye
14	70.94 cm ²	78.28 cm	0.0000	0	No fluye

Capa	fSi	Fsi(Kg)	Brazo	Fsi*Brazo	Suma
14	4202	298063	43	12953828	
2	4202	42580	33	1414097	
2	4124	41793	23	959573	
2	3299	33433	13	424928	
2	2474	25072	2	61677	15533278
2	1649	16711	-8	-130180	
2	824	8351	-18	-150644	
14	0	0	0	0	

Esfuerzos nominales			Esfuerzos ultimos		
Pn	1574.87	Ton	Pu	1023.67	Ton
Mn	340.89	Ton.m	Mu	221.58	Ton.m

Analisis de tercer 0.5 Fy

	a<d	
α	0.50	
cj	58.70	cm
d	66.00	cm
Et	0.001	
a	49.89	cm
Cc	831563.00	Kg
Cp	35.00	cm

Capa	As	di	ϵ_{Si}	fSi	Condicion
14	70.94 cm ²	6.54 cm	0.0020	4202	Fluye
2	10.13 cm ²	16.79 cm	0.0020	4202	Fluye
2	10.13 cm ²	27.04 cm	0.0016	3398	No fluye
2	10.13 cm ²	37.29 cm	0.0011	2298	No fluye
2	10.13 cm ²	47.54 cm	0.0006	1198	No fluye
2	10.13 cm ²	57.79 cm	0.0000	98	No fluye
2	10.13 cm ²	68.04 cm	-0.0005	-1002	No fluye
14	70.94 cm ²	78.28 cm	-0.0010	-2101	No fluye

Capa	fSi	Fsi(Kg)	Brazo	Fsi*Brazo	Suma
14	4202	298063	43	12953828	
2	4202	42580	33	1414097	
2	3398	34436	23	790647	
2	2298	23288	13	295994	
2	1198	12141	2	29866	19874815
2	98	993	-8	-7737	
2	-1002	-10154	-18	183186	
14	-2101	-149043	-28	4214934	

Esfuerzos nominales			Esfuerzos ultimos		
Pn	1083.87	Ton	Pu	704.52	Ton
Mn	407.08	Ton.m	Mu	264.6	Ton.m

Analisis de cuarto punto Falla balanceada

a<d

øPn	196.08	Ton
Pn	280.11	Ton
cj	46.96	cm
d	66.00	cm
a	39.91	cm
Cc	665167	Kg
Cp	35.00	cm

Capa	As	di	εSi	fSi	Condicion
14	70.94 cm ²	6.54 cm	0.0020	4202	Fluye
2	10.13 cm ²	16.79 cm	0.0019	4048	No fluye
2	10.13 cm ²	27.04 cm	0.0013	2672	No fluye
2	10.13 cm ²	37.29 cm	0.0006	1297	No fluye
2	10.13 cm ²	47.54 cm	0.0000	-78	No fluye
2	10.13 cm ²	57.79 cm	-0.0007	-1453	No fluye
2	10.13 cm ²	68.04 cm	-0.0013	-2828	No fluye
14	70.94 cm ²	78.28 cm	-0.0020	-4202	No fluye

Capa	fSi	Fsi(Kg)	Brazo	Fsi*Brazo	Suma
14	4202	298063	43	12953828	
2	4048	41023	33	1362375	
2	2672	27078	23	621721	
2	1297	13144	13	167060	
2	-78	-790	2	-1945	24164630
2	-1453	-14725	-8	114707	
2	-2828	-28659	-18	517015	
14	-4202	-298086	-28	8429869	

Esfuerzos nominales			Esfuerzos ultimos		
Pn	702.22	Ton	Pu	456.44	Ton
Mn	441.5	Ton.m	Mu	286.98	Ton.m

Análisis de quinto punto (flexión pura)

	$a < d$	
α	-0.50	
cj	58.70	cm
d	66.00	cm
Et	-0.001	
a	49.89	cm
Cc	831563.00	Kg
Cp	35.00	cm

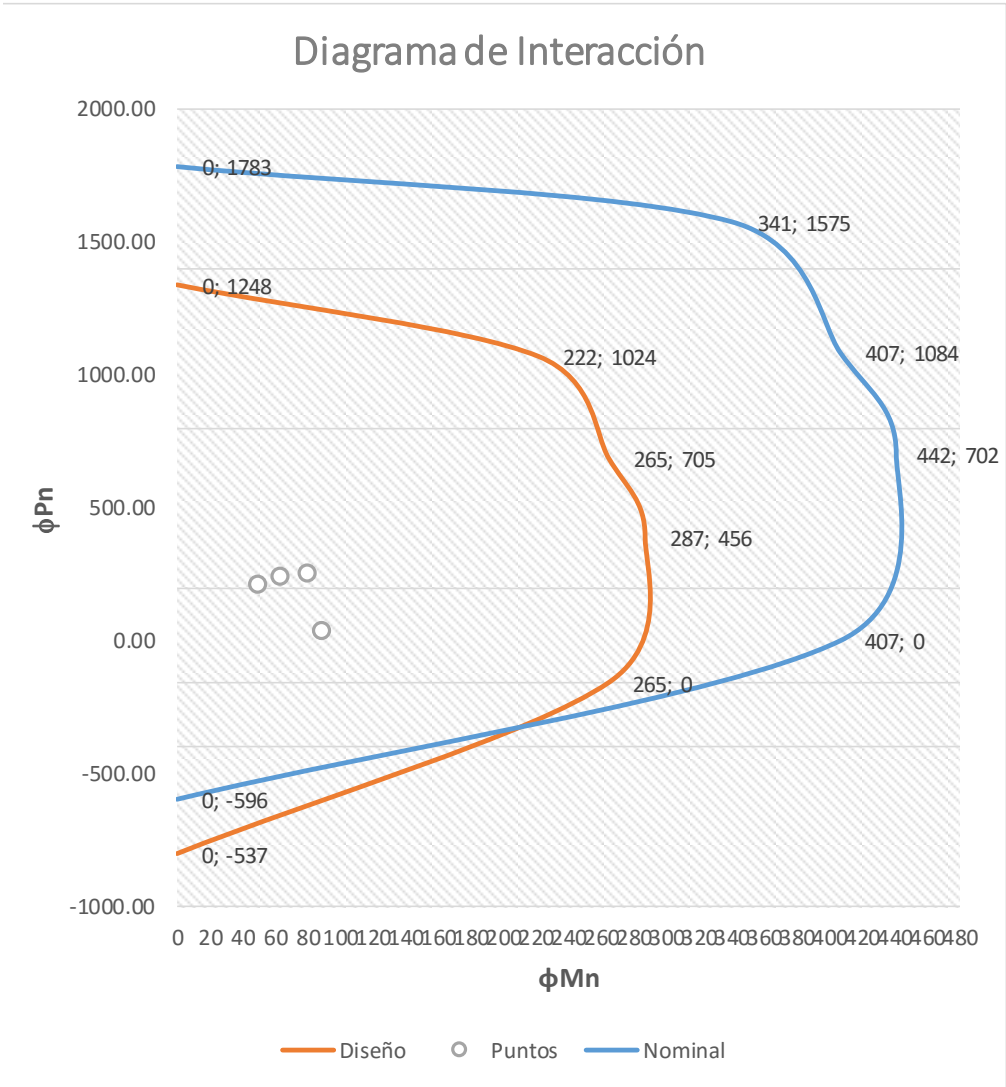
Capa	As	di	ϵ_{Si}	fSi	Condicion
14	70.94 cm ²	6.54 cm	0.0020	4202	Fluye
2	10.13 cm ²	16.79 cm	0.0020	4202	Fluye
2	10.13 cm ²	27.04 cm	0.0016	3398	No fluye
2	10.13 cm ²	37.29 cm	0.0011	2298	No fluye
2	10.13 cm ²	47.54 cm	0.0006	1198	No fluye
2	10.13 cm ²	57.79 cm	0.0000	98	No fluye
2	10.13 cm ²	68.04 cm	-0.0005	-1002	No fluye
14	70.94 cm ²	78.28 cm	-0.0010	-2101	No fluye

Capa	fSi	Fsi(Kg)	Brazo	Fsi*Brazo	Suma
14	4202	298063	43	12953828	
2	4202	42580	33	1414097	
2	3398	34436	23	790647	
2	2298	23288	13	295994	
2	1198	12141	2	29866	19874815
2	98	993	-8	-7737	
2	-1002	-10154	-18	183186	
14	-2101	-149043	-28	4214934	

	Esfuerzos nominales		Esfuerzos ultimos		
Pn	0	Ton	Pu	0	Ton
Mn	407.08	Ton.m	Mu	264.6	Ton.m

Análisis de quinto punto (tracción pura)

Pn	-596.13	Ton	Pu	-536.52	Ton
Mn	0	Ton.m	Mu	0	Ton.m



Momento en vigas	Momento en columnas	Relación	Revisión
78105 Kg.m	287000 Kg.m	3.67	Cumple

I - Distancias de armadura transversal

a. La separación del refuerzo transversal no debe exceder la menor (18.7.5.3)

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

17.50 cm

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

15.24 cm

(c) Según se calcule por medio de la ecuación

$$S_o = 10 + \left(\frac{350-hx}{3}\right) = 18.26 \text{ cm}$$

* El valor So no debe ser mayor a 150 mm y no es necesario tomarlo menor a 100 mm.

b. Más allá de la longitud Lo la columna debe contener refuerzo en forma de espiral o estribos cerrados de confinamiento con un espaciamiento S que no exceda al menor de seis veces el diámetro de las barras longitudinales de la columna ó 150 mm (18.7.5.5)

15.00 cm

I - Determinar la cantidad mínima de refuerzo transversal requerida a lo largo de la longitud de la rótula plástica, Lo (18.7.5.4)

(a) $0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right) \frac{F'_c}{F_{yt}} = 0.0045$

Definir estribos

Diametro #4
Ramas 4

(b) $0.09 \frac{F'_c}{F_{yt}} = 0.0060$

(c) $0.2 K_f K_n \frac{P_u}{F_{yt} A_{ch}} = 0.0060$

$K_f = \frac{F'_c}{175} + 0.6 = 2.2006$

$K_n = \frac{nl}{nl - 2} = 1.0769$

Ash	5.07 cm ²
bc	62 cm
hc	92 cm
Ag	7000 cm ²
Ach	5704 cm ²

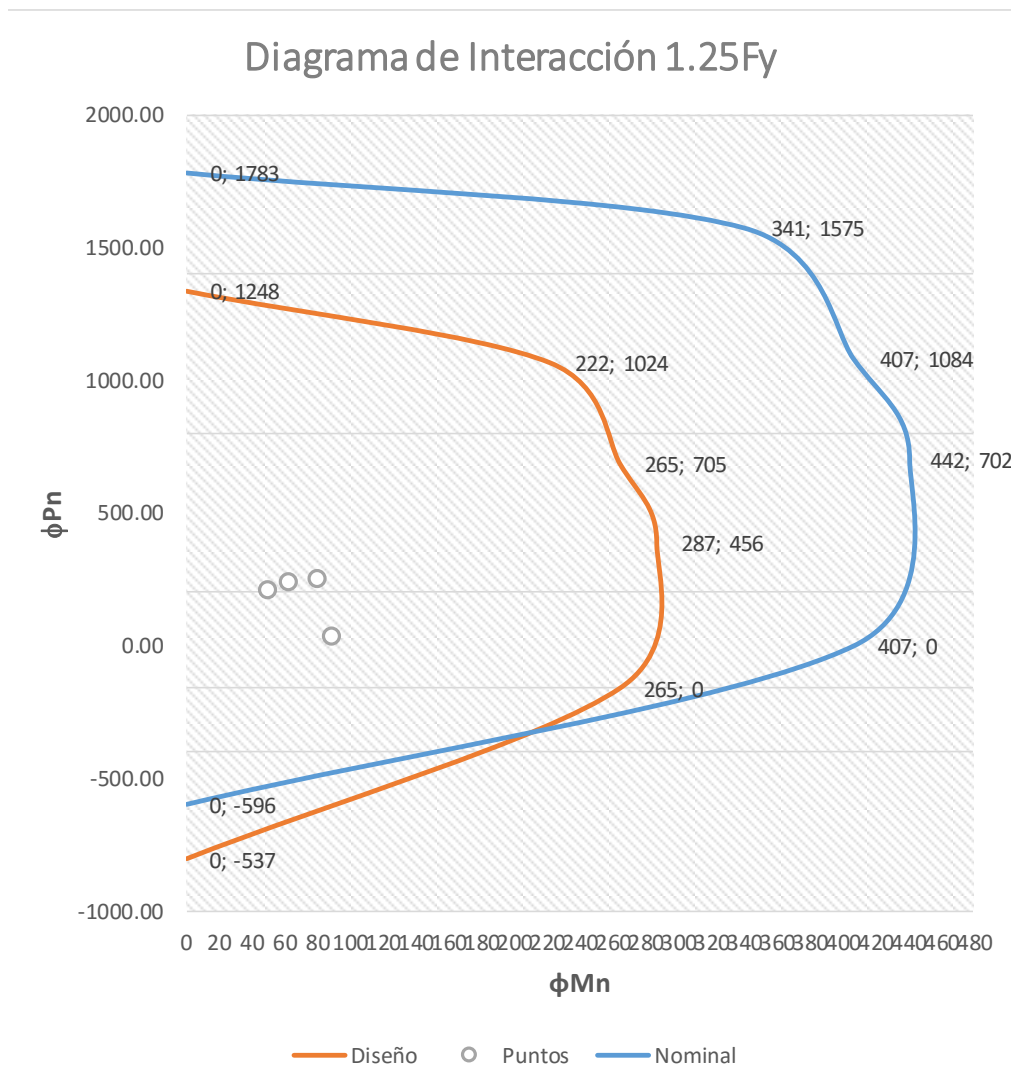
So **13.00 cm**

I - Comprobar la cantidad mínima de refuerzo transversal requerido por Corte

(18.7.6.1.1)

La fuerza de cortante de diseño e V 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, Mpr, en cada extremo de la columna, correspondientes al intervalo de fuerzas axiales mayoradas, Pu

* Se debe multiplicar el valor de Fy por 1.25 y obtener los valores para momentos probables en la columna



Momento probable	Lu	Ve
317000 Kg.m	4.6 m	137826.09 Kg

En ningun caso Ve puede ser menor que el cortante mayorado de- (18.7.6.1.1)
terminado a partir del análisis de la estructura.

$V_c = 0.53 \lambda \sqrt{F'_c} b_w d =$	59608.89 Kg	Definir estribos	
$\phi V_s = \frac{\phi A_v f_y d}{S} =$	136257.47 Kg	Diametro	#4
$\phi V_n = \phi (V_s + V_c) \geq V_e =$	146899.77 Kg	Ramas	4
		Separación	15.00 cm
		Cumple	1.07

I - Determinar la geometría de la armadura transversal en rotula (18.7.5.1)

a. Debe colocarse refuerzo transversal en una longitud Lo 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 Lo 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.

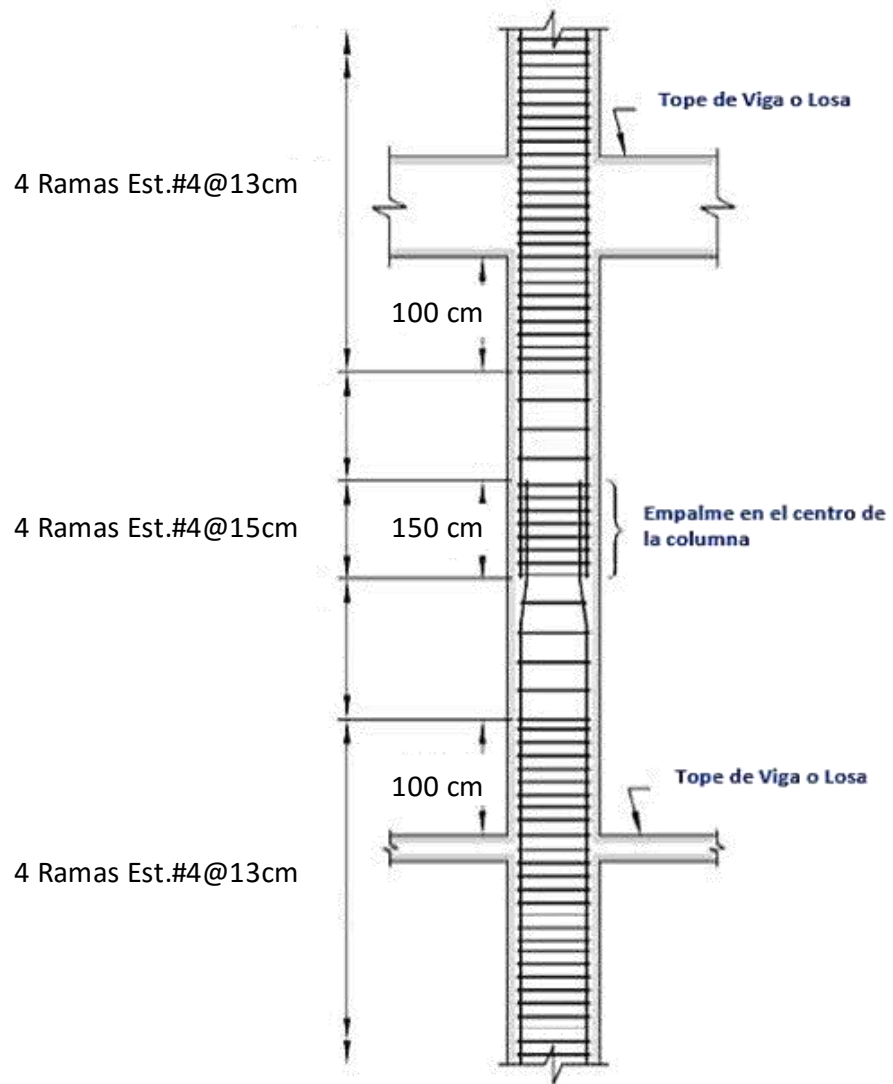
100 cm

(b) Un sexto de la luz libre de la columna.

Altura de columna **460 cm** **77 cm**

(c) 450 mm. **45 cm**

I - Grafico final de diseño especial de columna



5.4 DISEÑO DE VIGAS MANUALMENTE

5.4.1 Diseño viga 30x45

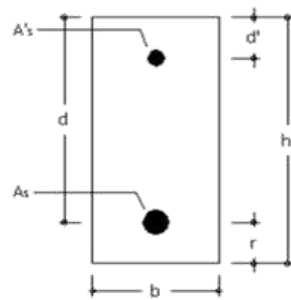
I - Introducción de datos generales

ACI 318S-14

a. Caracterización de propiedades de viga

Resistencia a compresión de concreto	F'_c	4000 PSI	(18.2.5.1)
Grado de fluencia de acero estructural	F_y	60000 PSI	(20.2.2)
Factor de reducción por corte	ϕ corte	0.75	(21.2.1)
Factor de reducción por flexión	ϕ flexión	0.90	(21.2.1)

b. Caracterización de propiedades



Peralte total (h)	45 cm
Peralte efectivo (d)	41 cm
Ancho (b)	30 cm
Recubrimiento (r)	4 cm
Claro de viga	900 cm

II - Límites dimensionales

Dimensión de columna paralela a viga	C1	90 cm
Dimensión de columna perpendicular a viga	C2	90 cm



a. Las vigas especiales deben cumplir:

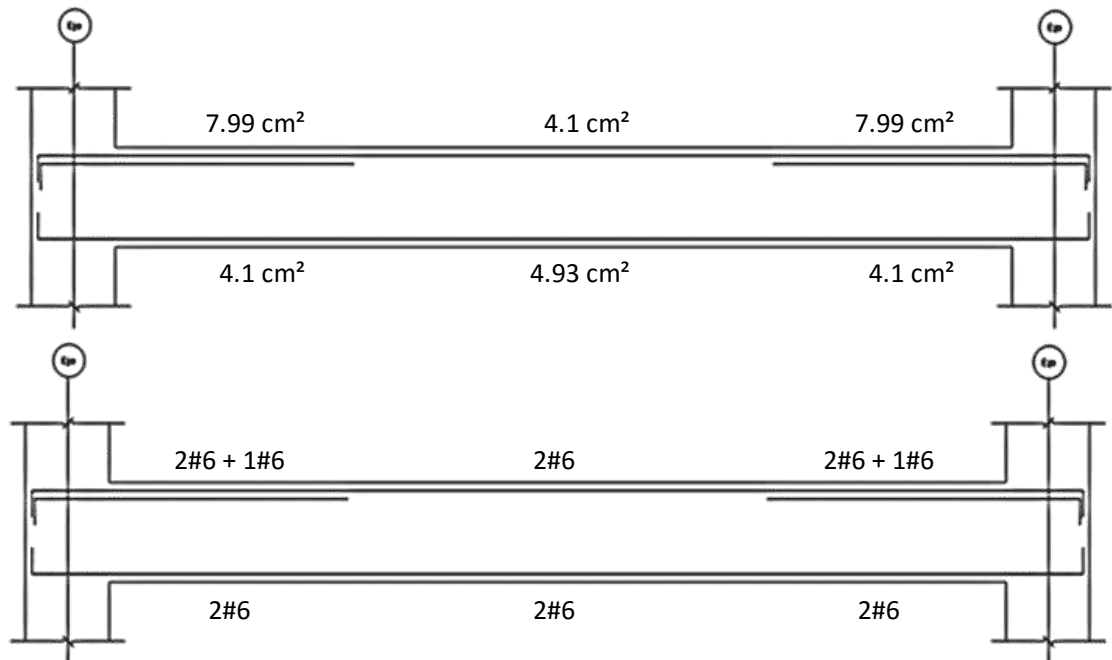
La luz libre no debe ser menor a $4d$	180 cm	Cumple	(18.6.2)
El ancho debe ser al menos $0.3h$	13.5 cm	Cumple	(18.6.2)
El ancho debe ser al menos 25cm	25 cm	Cumple	(18.6.2)
El ancho no debe exceder C1	60 cm	Cumple	(18.6.2)
El ancho no debe exceder $0.75 C2$	67.5 cm	Cumple	(18.6.2)

DISEÑO POR FLEXIÓN

III - Introducción de valores de acero requeridos en la viga

ACI 318S-14

a. Acero requerido para viga de primer piso		Principal	Adicional
Acero superior en extremos de viga	7.99 cm ²	#6	#6
Acero inferior en extremos de viga	4.1 cm ²	#6	#6
Acero superior en centro de viga	4.1 cm ²	#6	#6
Acero inferior en centro de viga	4.93 cm ²	#6	#6



b. Revisión de cuantías de acero

El acero mínimo corresponde al menor de: (9.6.1.2)

$$A_{s \min} = \frac{3\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d = 3.89 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \min} = \frac{200b_w d}{f_y} = 4.10 \text{ cm}^2$$

Cumple

El acero máximo corresponde a: (18.6.3.1)

$$A_{s \max} = 0.025b_w d = 30.75 \text{ cm}^2$$

Cumple

c. El momento nominal de la sección es:

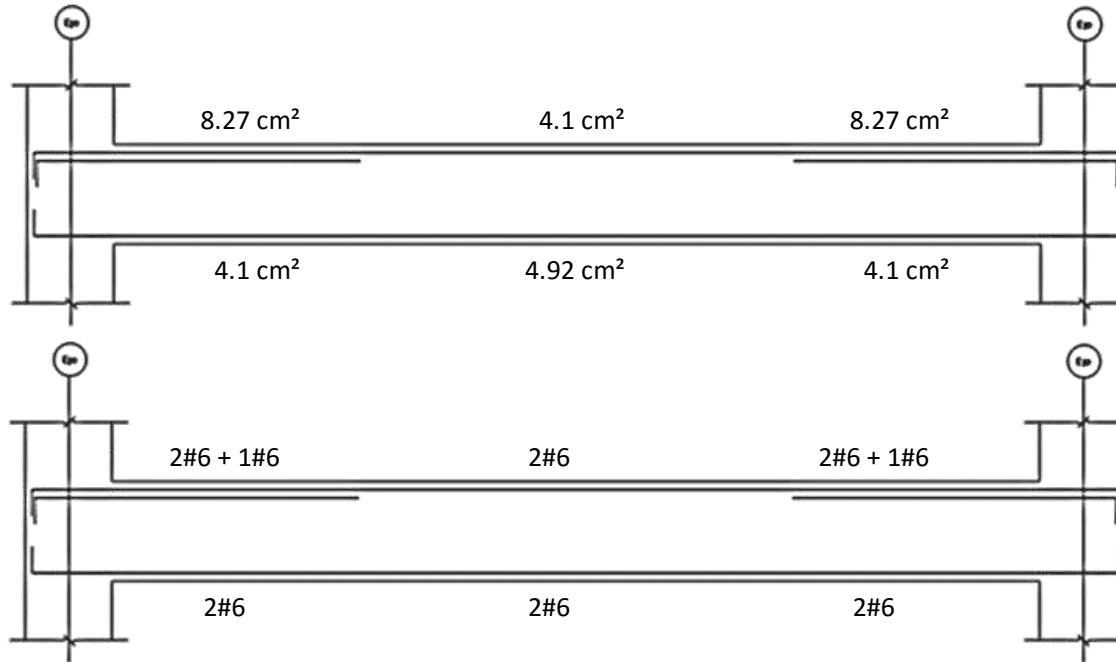
UNCHK

$$\begin{aligned} \phi M_{n+} &= \phi A_s F_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 8578.16 \text{ Kg.m} & 0.86 \\ \phi M_{n-} &= \phi A_s F_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = -12867.24 \text{ Kg.m} & 0.93 \end{aligned}$$

DISEÑO POR FLEXIÓN

d. Acero requerido para viga de segundo piso

		ACI 318S-14	
		Principal	Adicional
Acero superior en extremos de viga	8.27 cm ²	#6	#6
Acero inferior en extremos de viga	4.1 cm ²	#6	#6
Acero superior en centro de viga	4.1 cm ²	#6	#6
Acero inferior en centro de viga	4.92 cm ²	#6	#6



e. Revisión de cuantías de acero

El acero mínimo corresponde al menor de: (9.6.1.2)

$$A_{s \min} = \frac{3\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d = 3.89 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \min} = \frac{200b_w d}{f_y} = 4.10 \text{ cm}^2$$

Cumple

El acero máximo corresponde a:

(18.6.3.1)

$$A_{s \max} = 0.025b_w d = 30.75 \text{ cm}^2$$

Cumple

f. El momento nominal de la sección es:

UNCHK

$$\phi M_{n+} = \phi A_s F_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 8578.16 \text{ Kg.m}$$

0.86

$$\phi M_{n-} = \phi A_s F_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = -12867.24 \text{ Kg.m}$$

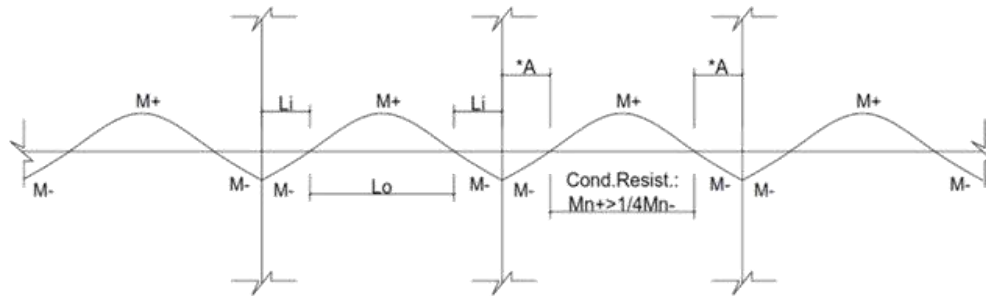
0.97

COMPARACIÓN

IV - REVISIONES PARA REFURZOS LONGITUDINALES

ACI 318S-14

- a. 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. (18.6.3.2)



Primer piso Cumple
Segundo piso Cumple

- b. 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 (18.6.3.2)

Primer piso Cumple
Segundo piso Cumple

CONSIDERACIONES CONSTRUCTIVAS

- 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 $4d$ y 100 mm. No deben usarse empalmes por traslape en ubicaciones identificadas de (a) hasta (c): (18.6.3.3)

- (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

V - GENERALIDADES DE DISEÑO POR CORTE

ACI 318S-14

a. Deben colocarse estribos cerrados de confinamiento en las siguientes regiones de las vigas: (18.6.4.1)

(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.

Longitud de refuerzo por corte 90 cm

b. 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: (18.6.4.4)

- (a) $d/4 = 10.25$ cm
- (b) $6db = 11.43$ cm
- (c) mínimo = 15 cm

c. 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. (18.6.5.1)

VII - MOMENTO PROBABLE NEGATIVO

$$-a = \frac{1.25A_s F_y}{0.85F'_c b_w} = 6.29 \text{ cm}$$

$$-M_{pr} = 1.25A_s F_y \left(d - \frac{a_{pr}}{2} \right) = -1700094 \text{ kg.cm}$$

VIII - MOMENTO PROBABLE POSITIVO

$$a = \frac{1.25A_s F_y}{0.85F'_c b_w} = 4.19 \text{ cm}$$

$$M_{pr} = 1.25A_s F_y \left(d - \frac{a_{pr}}{2} \right) = 1164769 \text{ kg.cm}$$

DISEÑO POR CORTANTE

IX - CORTANTE ULTIMO

$$V_{u(grav1)} = (1.2 + 0.2 S_{DS})D + \rho Q_E + 0.5 L = \quad 6066 \quad \text{Kg}$$

$$V_{u(grav2)} = (0.9 - 0.2 S_{DS})D + \rho Q_E = \quad 6230 \quad \text{Kg}$$

$$V_e = \frac{+M_{pr} - (-M_{pr})}{L} + \frac{w_{grav} L}{2} = \quad 9413 \quad \text{Kg}$$

Cumple

IX - DISEÑO DE ESTRIBOS

La separación de la rótula debe considerarse 2d despues de la cara de la columna.

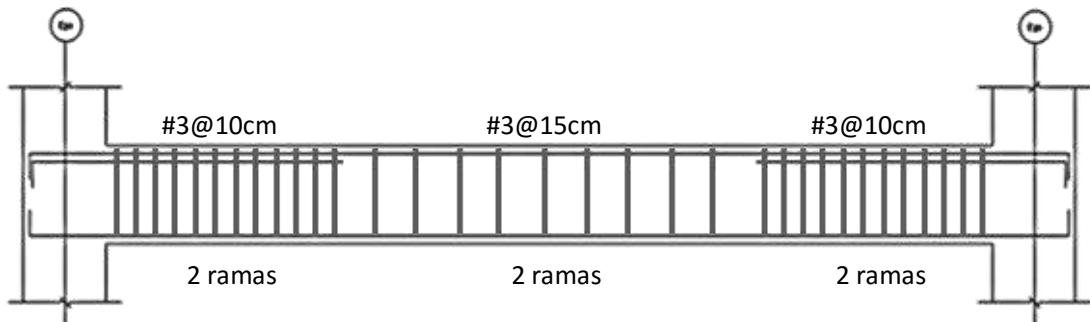
Los estribos en la rótula plastica son calculados de la siguiente manera:

Estribo	#3				Ramas
Área	0.71	cm ²			2
Separación	10	cm	Ok		
$\phi V_s = \frac{\phi A_v f_y d}{S} = \quad 18413 \quad \text{Kg}$					0.511
					Cumple

Los estribos despues de 2d de la cara de la columna se calcula a continuación:

$$V_u = V_e - V_{est} = \quad 8167 \quad \text{Kg}$$

Estribo	#3				Ramas
Área	0.71	cm ²			2
Separación	15	cm	Ok		
$\phi V_s = \frac{\phi A_v f_y d}{S} = \quad 12275 \quad \text{Kg}$					0.665
					Cumple



5.4.2 Diseño de viga 70x90

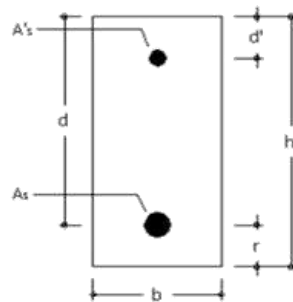
I - Introducción de datos generales

ACI 318S-14

a. Caracterización de propiedades de viga

Resistencia a compresión de concreto	F'_c	4000 PSI	(18.2.5.1)
Grado de fluencia de acero estructural	F_y	60000 PSI	(20.2.2)
Factor de reducción por corte	ϕ corte	0.75	(21.2.1)
Factor de reducción por flexión	ϕ flexión	0.90	(21.2.1)

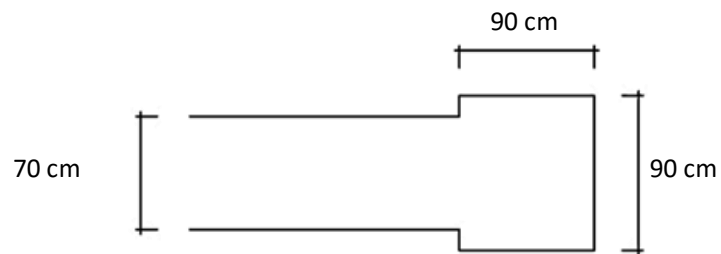
b. Caracterización de propiedades



Peralte total (h)	90 cm
Peralte efectivo (d)	86 cm
Ancho (b)	70 cm
Recubrimiento (r)	4 cm
Claro de viga	900 cm

II - Límites dimensionales

Dimensión de columna paralela a viga	C1	90 cm
Dimensión de columna perpendicular a viga	C2	90 cm



a. Las vigas especiales deben cumplir:

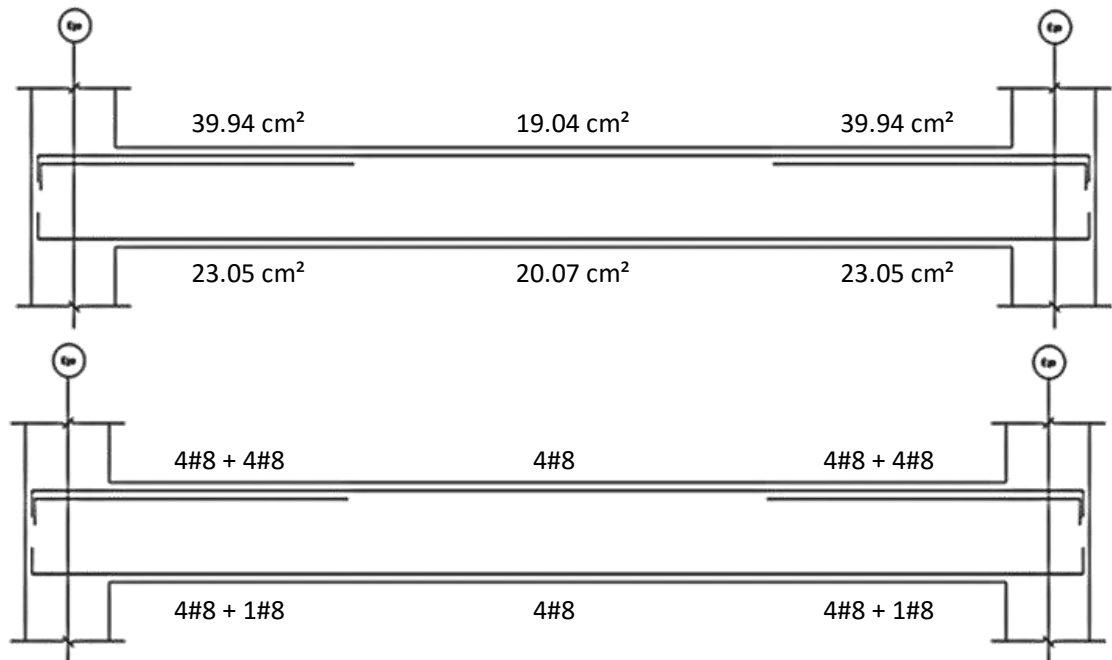
La luz libre no debe ser menor a 4d	360 cm	Cumple	(18.6.2)
El ancho debe ser al menos 0.3h	27 cm	Cumple	(18.6.2)
El ancho debe ser al menos 25cm	25 cm	Cumple	(18.6.2)
El ancho no debe exceder C1	20 cm	Cumple	(18.6.2)
El ancho no debe exceder 0.75 C2	67.5 cm	Cumple	(18.6.2)

DISEÑO POR FLEXIÓN

III - Introducción de valores de acero requeridos en la viga

ACI 318S-14

a. Acero requerido para viga de primer piso		Principal	Adicional
Acero superior en extremos de viga	39.94 cm ²	#8	#8
Acero inferior en extremos de viga	23.05 cm ²	#8	#8
Acero superior en centro de viga	19.04 cm ²	#8	#8
Acero inferior en centro de viga	20.07 cm ²	#8	#8



b. Revisión de cuantías de acero

El acero mínimo corresponde al menor de: (9.6.1.2)

$$A_{s \min} = \frac{3\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d = 19.04 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \min} = \frac{200b_w d}{f_y} = 20.07 \text{ cm}^2$$

Cumple

El acero máximo corresponde a: (18.6.3.1)

$$A_{s \max} = 0.025b_w d = 150.50 \text{ cm}^2$$

Cumple

c. El momento nominal de la sección es:

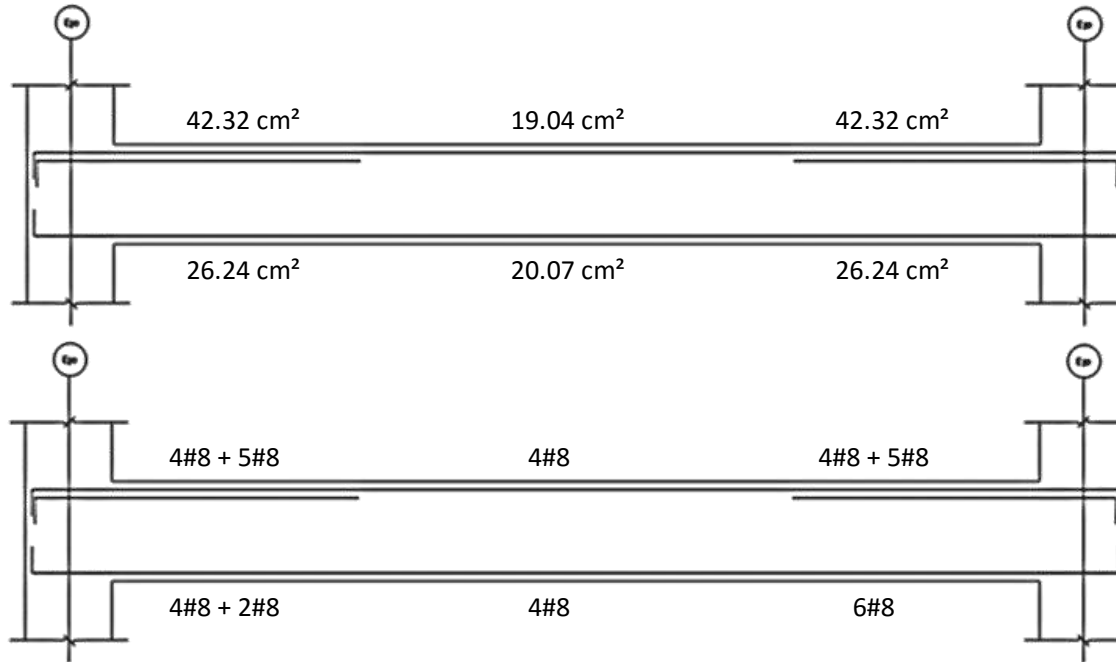
UNCHK

$$\begin{aligned} \phi M_{n+} &= \phi A_s F_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 64075.08 \text{ Kg.m} & 0.99 \\ \phi M_{n-} &= \phi A_s F_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = -128150.15 \text{ Kg.m} & 0.99 \end{aligned}$$

DISEÑO POR FLEXIÓN

d. Acero requerido para viga de segundo piso

		ACI 318S-14	
		Principal	Adicional
Acero superior en extremos de viga	42.32 cm ²	#8	#8
Acero inferior en extremos de viga	26.24 cm ²	#8	#8
Acero superior en centro de viga	19.04 cm ²	#8	#8
Acero inferior en centro de viga	20.07 cm ²	#8	#8



e. Revisión de cuantías de acero

El acero mínimo corresponde al menor de: (9.6.1.2)

$$A_{s \min} = \frac{3\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d = 19.04 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \min} = \frac{200b_w d}{f_y} = 20.07 \text{ cm}^2$$

Cumple

El acero máximo corresponde a: (18.6.3.1)

$$A_{s \max} = 0.025b_w d = 150.50 \text{ cm}^2$$

Cumple

f. El momento nominal de la sección es: UNCHK

$$\phi M_{n+} = \phi A_s F_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 64075.08 \text{ Kg.m} \quad 0.99$$

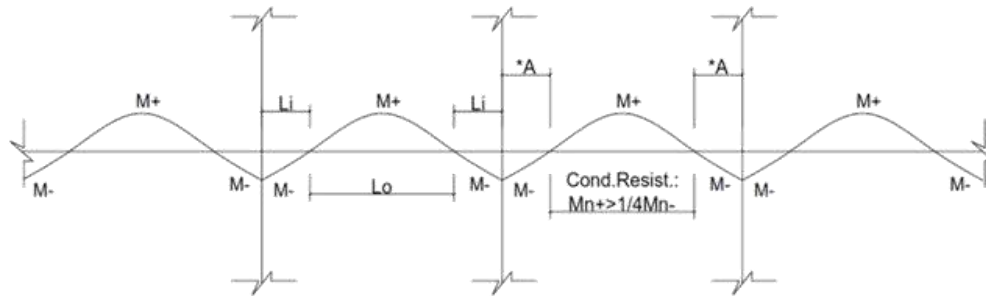
$$\phi M_{n-} = \phi A_s F_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = -144168.92 \text{ Kg.m} \quad 0.93$$

COMPARACIÓN

IV - REVISIONES PARA REFURZOS LONGITUDINALES

ACI 318S-14

- a. 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. (18.6.3.2)



Primer piso Cumple
Segundo piso Cumple

- b. 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 (18.6.3.2)

Primer piso Cumple
Segundo piso Cumple

CONSIDERACIONES CONSTRUCTIVAS

- 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 $4d$ y 100 mm. No deben usarse empalmes por traslape en ubicaciones identificadas de (a) hasta (c): (18.6.3.3)

- (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

V - GENERALIDADES DE DISEÑO POR CORTE

ACI 318S-14

a. Deben colocarse estribos cerrados de confinamiento en las siguientes regiones de las vigas: (18.6.4.1)

(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.

Longitud de refuerzo por corte 180 cm

b. 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: (18.6.4.4)

- (a) $d/4 = 21.5$ cm
- (b) $6db = 15.24$ cm
- (c) mínimo = 15 cm

c. 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. (18.6.5.1)

VII - MOMENTO PROBABLE NEGATIVO

$$-a = \frac{1.25A_s F_y}{0.85F'_c b_w} = 12.77 \text{ cm}$$

$$-M_{pr} = 1.25A_s F_y \left(d - \frac{a_{pr}}{2} \right) = -16949776 \text{ kg.cm}$$

VIII - MOMENTO PROBABLE POSITIVO

$$a = \frac{1.25A_s F_y}{0.85F'_c b_w} = 7.98 \text{ cm}$$

$$M_{pr} = 1.25A_s F_y \left(d - \frac{a_{pr}}{2} \right) = 10912318 \text{ kg.cm}$$

DISEÑO POR CORTANTE

IX - CORTANTE ULTIMO

$$V_{u(grav1)} = (1.2 + 0.2 S_{DS})D + \rho Q_E + 0.5 L = 115915 \quad \text{Kg}$$

$$V_{u(grav2)} = (0.9 - 0.2 S_{DS})D + \rho Q_E = 115467 \quad \text{Kg}$$

$$V_e = \frac{+M_{pr} - (-M_{pr})}{L} + \frac{w_{grav} L}{2} = 146873 \quad \text{Kg}$$

Cumple

IX - DISEÑO DE ESTRIBOS

La separación de la rótula debe considerarse 2d despues de la cara de la columna.

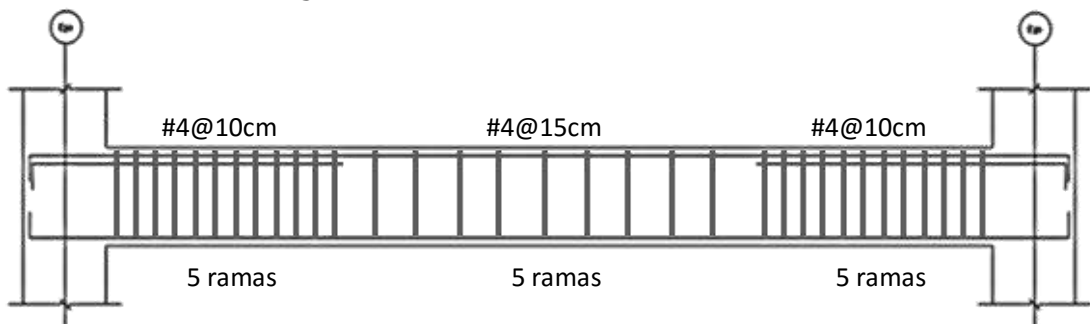
Los estribos en la rótula plastica son calculados de la siguiente manera:

Estribo	#4				Ramas
Área	1.27	cm ²			5
Separación	10	cm	Ok		
$\phi V_s = \frac{\phi A_v f_y d}{S} = 171652 \quad \text{Kg}$					0.856
					Cumple

Los estribos despues de 2d de la cara de la columna se calcula a continuación:

$$V_u = V_e - V_{est} = 100507 \quad \text{Kg}$$

Estribo	#4				Ramas
Área	1.27	cm ²			5
Separación	15	cm	Ok		
$\phi V_s = \frac{\phi A_v f_y d}{S} = 114435 \quad \text{Kg}$					0.878
					Cumple



5.4.3 Diseño de Viga 30x45 (Niveles superiores)

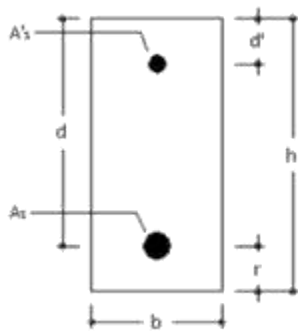
I - Introducción de datos generales

ACI 318S-14

a. Caracterización de propiedades de viga

Resistencia a compresión de concreto	F'_c	4000 PSI	(18.2.5.1)
Grado de fluencia de acero estructural	F_y	60000 PSI	(20.2.2)
Factor de reducción por corte	ϕ corte	0.75	(21.2.1)
Factor de reducción por flexión	ϕ flexión	0.90	(21.2.1)

b. Caracterización de propiedades



Peralte total (h)	45 cm
Peralte efectivo (d)	41 cm
Ancho (b)	30 cm
Recubrimiento (r)	4 cm
Claro de viga	900 cm

II - Límites dimensionales

Dimensión de columna paralela a viga	C1	90 cm
Dimensión de columna perpendicular a	C2	90 cm



a. Las vigas especiales deben cumplir:

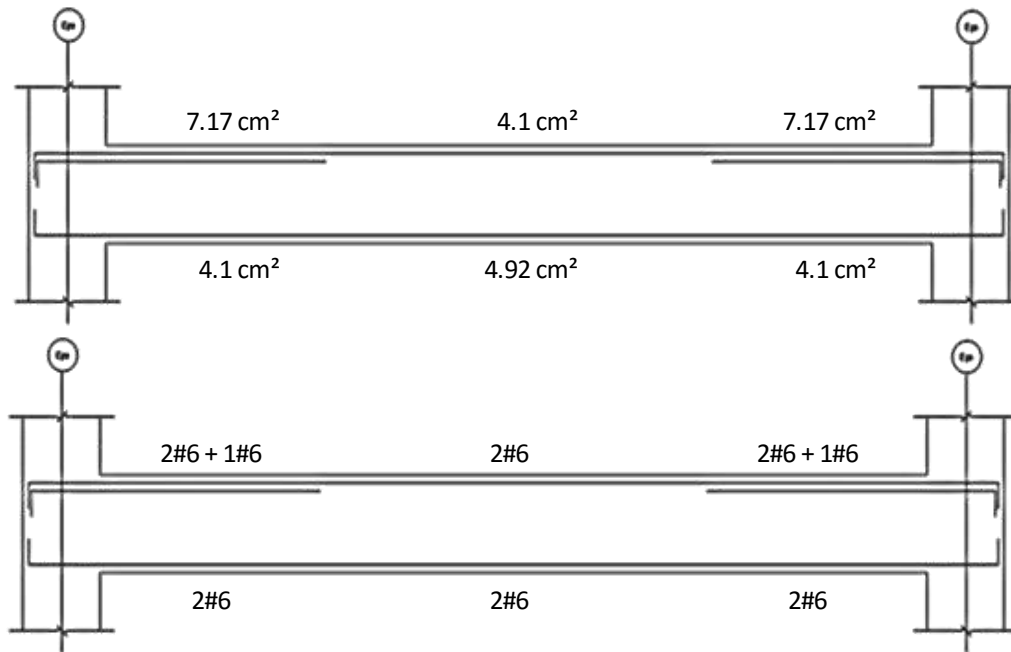
La luz libre no debe ser menor a $4d$	180 cm	Cumple	(18.6.2)
El ancho debe ser al menos $0.3h$	13.5 cm	Cumple	(18.6.2)
El ancho debe ser al menos 25cm	25 cm	Cumple	(18.6.2)
El ancho no debe exceder C1	60 cm	Cumple	(18.6.2)
El ancho no debe exceder $0.75 C2$	67.5 cm	Cumple	(18.6.2)

DISEÑO POR FLEXIÓN

III - Introducción de valores de acero requeridos en la viga

ACI 318S-14

a. Acero requerido para viga de primer piso		Principal	Adicional
Acero superior en extremos de viga	7.17 cm ²	#6	#6
Acero inferior en extremos de viga	4.1 cm ²	#6	#6
Acero superior en centro de viga	4.1 cm ²	#6	#6
Acero inferior en centro de viga	4.92 cm ²	#6	#6



b. Revisión de cuantías de acero

El acero mínimo corresponde al menor de: (9.6.1.2)

$$A_{smin} = \frac{3\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d = 3.89 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = \frac{200b_w d}{f_y} = 4.10 \text{ cm}^2$$

Cumple

El acero máximo corresponde a: (18.6.3.1)

$$A_{smax} = 0.025b_w d = 30.75 \text{ cm}^2$$

Cumple

c. El momento nominal de la sección es:

UNCHK

$$\phi M_{n+} = \phi A_s F_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 8578.16 \text{ Kg.m}$$

0.86

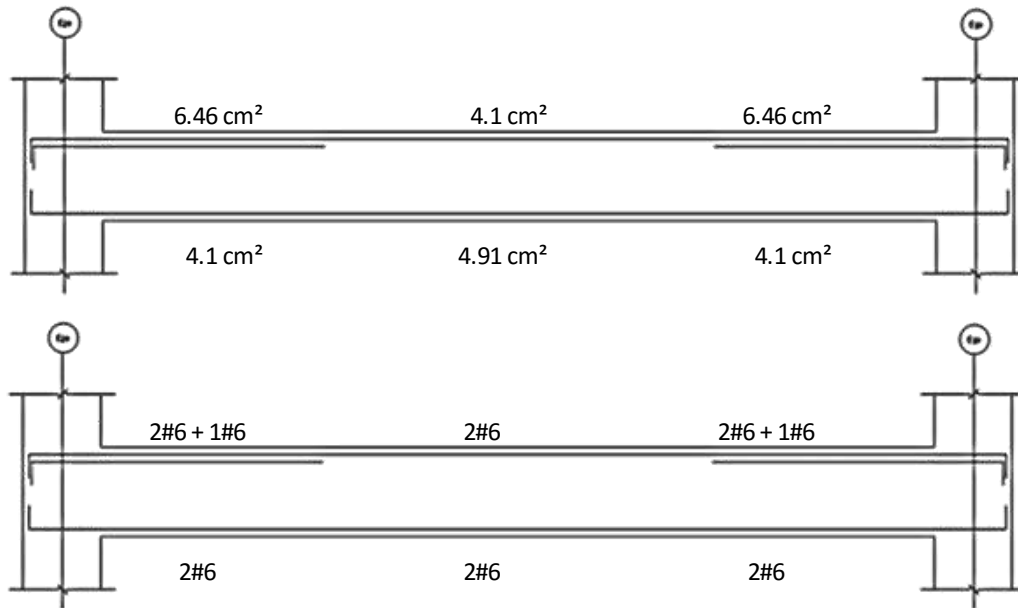
$$\phi M_{n-} = \phi A_s F_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = -12867.24 \text{ Kg.m}$$

0.84

DISEÑO POR FLEXIÓN

d. Acero requerido para viga de segundo piso

		ACI 318S-14	
		Principal	Adicional
Acero superior en extremos de viga	6.46 cm ²	#6	#6
Acero inferior en extremos de viga	4.1 cm ²	#6	#6
Acero superior en centro de viga	4.1 cm ²	#6	#6
Acero inferior en centro de viga	4.91 cm ²	#6	#6



e. Revisión de cuantías de acero

El acero mínimo corresponde al menor de: (9.6.1.2)

$$A_{s\min} = \frac{3\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d = 3.89 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\min} = \frac{200b_w d}{f_y} = 4.10 \text{ cm}^2$$

Cumple

El acero máximo corresponde a: (18.6.3.1)

$$A_{s\max} = 0.025b_w d = 30.75 \text{ cm}^2$$

Cumple

f. El momento nominal de la sección es:

UNCHK

$$\phi M_n^+ = \phi A_s F_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 8578.16 \text{ Kg.m}$$

0.86

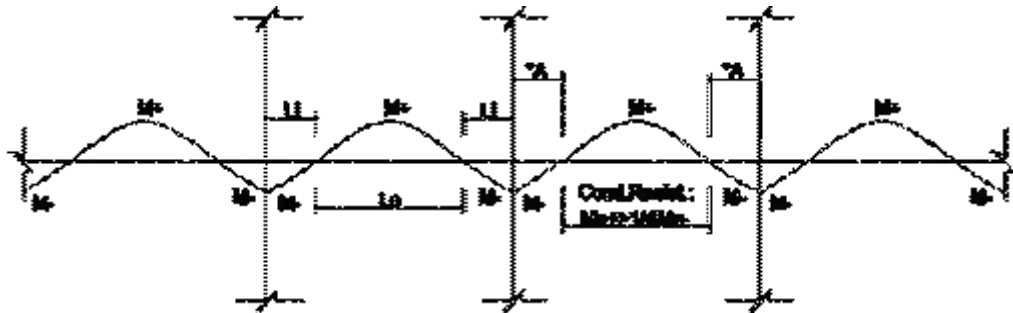
$$\phi M_n^- = \phi A_s F_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = -12867.24 \text{ Kg.m}$$

0.76

IV - REVISIONES PARA REFURZOS LONGITUDINALES

ACI 318S-14

a. 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. (18.6.3.2)



Primer piso	Cumple
Segundo piso	Cumple

b. 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 (18.6.3.2)

Primer piso	Cumple
Segundo piso	Cumple

CONSIDERACIONES CONSTRUCTIVAS

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 $4d$ y 100 mm. No deben usarse empalmes por traslape en ubicaciones identificadas de (a) hasta (c): (18.6.3.3)

- (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

V - GENERALIDADES DE DISEÑO POR CORTE

ACI 318S-14

a. Deben colocarse estribos cerrados de confinamiento en las siguientes regiones de las vigas: (18.6.4.1)

- (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.

Longitud de refuerzo por corte 90 cm

b. El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado: (18.6.4.4) 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) $d/4 = 10.25$ cm
- (b) $6d_b = 11.43$ cm
- (c) mínimo = 15 cm

c. 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.

VII - MOMENTO PROBABLE NEGATIVO

$$-a = \frac{1.25A_sF_y}{0.85F'_c b_w} = 6.29 \text{ cm}$$

$$-M_{pr} = 1.25A_sF_y \left(d - \frac{a_{pr}}{2} \right) = -1700094 \text{ kg.cm}$$

VIII - MOMENTO PROBABLE POSITIVO

$$a = \frac{1.25A_sF_y}{0.85F'_c b_w} = 4.19 \text{ cm}$$

$$M_{pr} = 1.25A_sF_y \left(d - \frac{a_{pr}}{2} \right) = 1164769 \text{ kg.cm}$$

DISEÑO POR CORTANTE

IX - CORTANTE ULTIMO

$$V_{u(grav1)} = (1.2 + 0.2 S_{DS})D + \rho Q_E + 0.5 L = 7745 \quad \text{Kg}$$

$$V_{u(grav2)} = (0.9 - 0.2 S_{DS})D + \rho Q_E = 2649 \quad \text{Kg}$$

$$V_e = \frac{+M_{pr} - (-M_{pr})}{L} + \frac{w_{grav}L}{2} = 10928 \quad \text{Kg}$$

Cumple

IX - DISEÑO DE ESTRIBOS

La separación de la rótula debe considerarse 2d despues de la cara de la columna.

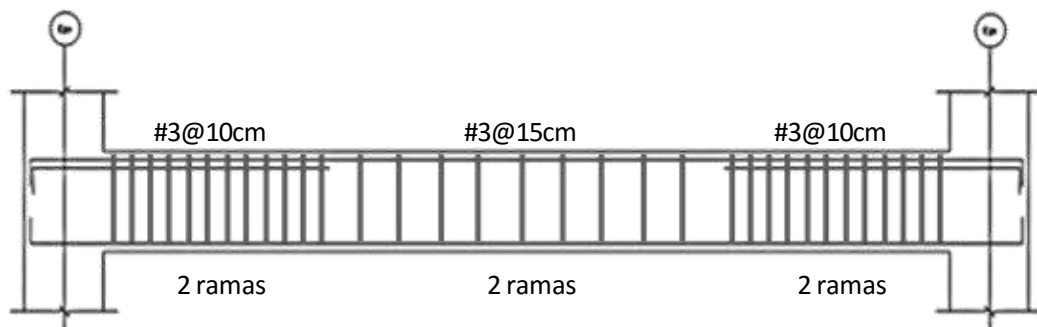
Los estribos en la rótula plastica son calculados de la siguiente manera:

Estribo	#3					Ramas
Área	0.71	cm ²				2
Separación	10	cm	Ok			
$\phi V_s = \frac{\phi A_v f_y d}{S} = 18413 \quad \text{Kg}$						0.594
						Cumple

Los estribos despues de 2d de la cara de la columna se calcula a continuación:

$$V_u = V_e - V_{est} = 9379 \quad \text{Kg}$$

Estribo	#3					Ramas
Área	0.71	cm ²				2
Separación	15	cm	Ok			
$\phi V_s = \frac{\phi A_v f_y d}{S} = 12275 \quad \text{Kg}$						0.764
						Cumple



5.4.4 Diseño de Viga 70x90 (Niveles superiores)

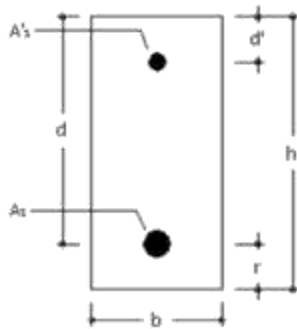
I - Introducción de datos generales

ACI 318S-14

a. Caracterización de propiedades de viga

Resistencia a compresión de concreto	F'_c	4000 PSI	(18.2.5.1)
Grado de fluencia de acero estructural	F_y	60000 PSI	(20.2.2)
Factor de reducción por corte	ϕ corte	0.75	(21.2.1)
Factor de reducción por flexión	ϕ flexión	0.90	(21.2.1)

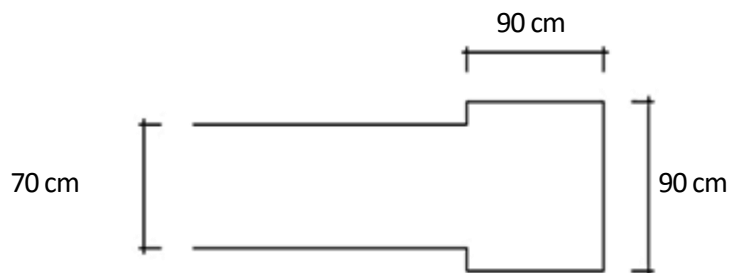
b. Caracterización de propiedades



Peralte total (h)	90 cm
Peralte efectivo (d)	86 cm
Ancho (b)	70 cm
Recubrimiento (r)	4 cm
Claro de viga	900 cm

II - Límites dimensionales

Dimensión de columna paralela a viga	C1	90 cm
Dimensión de columna perpendicular a	C2	90 cm



a. Las vigas especiales deben cumplir:

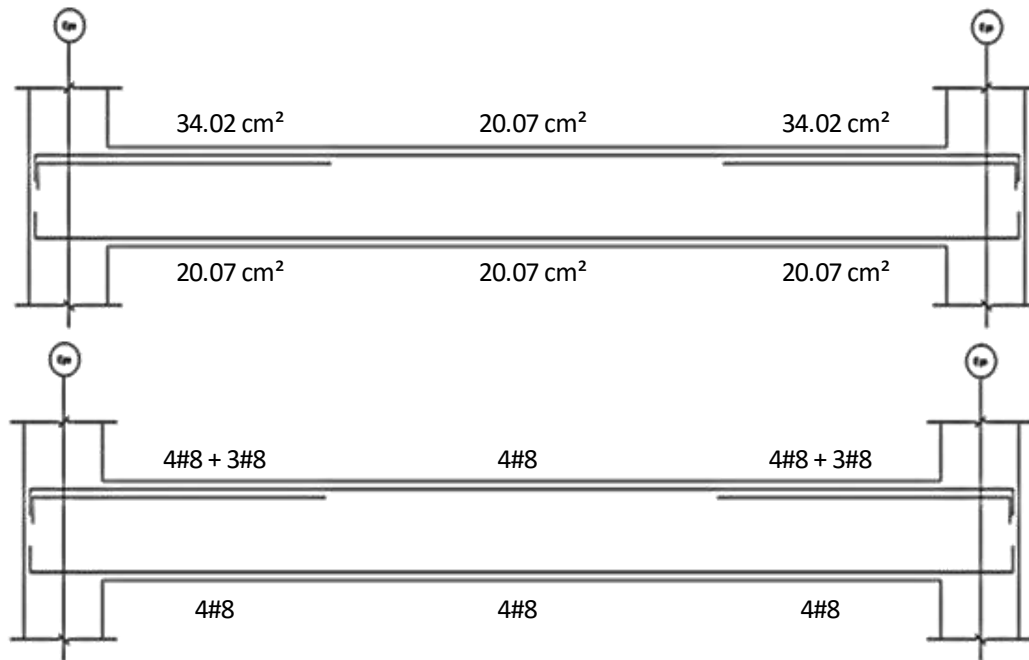
La luz libre no debe ser menor a 4d	360 cm	Cumple	(18.6.2)
El ancho debe ser al menos 0.3h	27 cm	Cumple	(18.6.2)
El ancho debe ser al menos 25cm	25 cm	Cumple	(18.6.2)
El ancho no debe exceder C1	20 cm	Cumple	(18.6.2)
El ancho no debe exceder 0.75 C2	67.5 cm	Cumple	(18.6.2)

DISEÑO POR FLEXIÓN

III - Introducción de valores de acero requeridos en la viga

ACI 318S-14

a. Acero requerido para viga de primer piso	Principal	Adicional
Acero superior en extremos de viga	34.02 cm ²	#8
Acero inferior en extremos de viga	20.07 cm ²	#8
Acero superior en centro de viga	20.07 cm ²	#8
Acero inferior en centro de viga	20.07 cm ²	#8



b. Revisión de cuantías de acero

El acero mínimo corresponde al menor de: (9.6.1.2)

$$A_{s\min} = \frac{3\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d = 19.04 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\min} = \frac{200b_w d}{f_y} = 20.07 \text{ cm}^2$$

Cumple

El acero máximo corresponde a: (18.6.3.1)

$$A_{s\max} = 0.025b_w d = 150.50 \text{ cm}^2$$

Cumple

c. El momento nominal de la sección es:

UNCHK

$$\phi M_{n+} = \phi A_s F_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 63975.57 \text{ Kg.m}$$

0.99

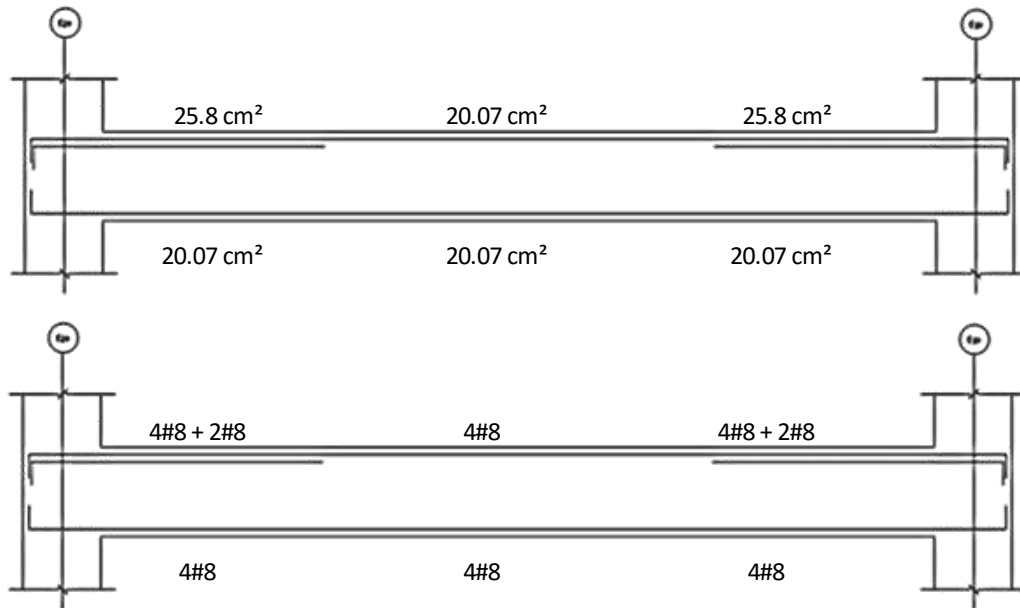
$$\phi M_{n-} = \phi A_s F_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = -111957.24 \text{ Kg.m}$$

0.99

DISEÑO POR FLEXIÓN

d. Acero requerido para viga de segundo piso

		ACI 318S-14	
		Principal	Adicional
Acero superior en extremos de viga	25.8 cm ²	#8	#8
Acero inferior en extremos de viga	20.07 cm ²	#8	#8
Acero superior en centro de viga	20.07 cm ²	#8	#8
Acero inferior en centro de viga	20.07 cm ²	#8	#8



e. Revisión de cuantías de acero

El acero mínimo corresponde al menor de: (9.6.1.2)

$$A_{s\min} = \frac{3\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d = 19.04 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\min} = \frac{200b_w d}{f_y} = 20.07 \text{ cm}^2$$

Cumple

El acero máximo corresponde a: (18.6.3.1)

$$A_{s\max} = 0.025b_w d = 150.50 \text{ cm}^2$$

Cumple

f. El momento nominal de la sección es:

UNCHK

$$\phi M_n^+ = \phi A_s F_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 63975.57 \text{ Kg.m}$$

0.99

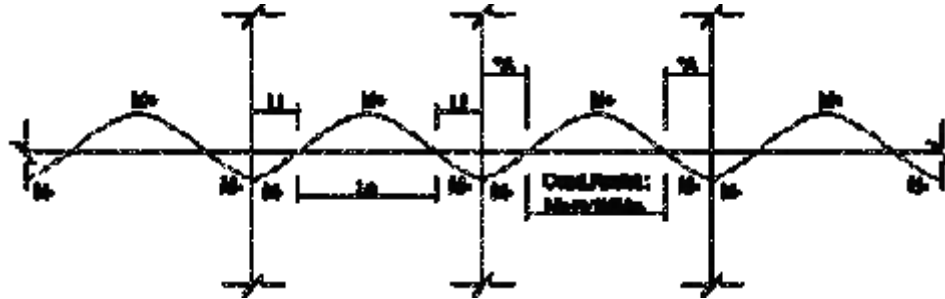
$$\phi M_n^- = \phi A_s F_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = -95963.35 \text{ Kg.m}$$

0.99

IV - REVISIONES PARA REFUERZOS LONGITUDINALES

ACI 318S-14

a. 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. (18.6.3.2)



Primer piso	Cumple
Segundo piso	Cumple

b. 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 (18.6.3.2)

Primer piso	Cumple
Segundo piso	Cumple

CONSIDERACIONES CONSTRUCTIVAS

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 $4d$ y 100 mm. No deben usarse empalmes por traslape en ubicaciones identificadas de (a) hasta (c): (18.6.3.3)

- (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

V - GENERALIDADES DE DISEÑO POR CORTE

ACI 318S-14

a. Deben colocarse estribos cerrados de confinamiento en las siguientes regiones de las vigas: (18.6.4.1)

(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.

Longitud de refuerzo por corte 180 cm

b. El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a 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) $d/4 = 21.5$ cm
- (b) $6d_b = 15.24$ cm
- (c) mínimo = 15 cm

c. 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.

VII - MOMENTO PROBABLE NEGATIVO

$$-a = \frac{1.25A_s F_y}{0.85F'_c b_w} = 11.18 \text{ cm}$$

$$-M_{pr} = 1.25A_s F_y \left(d - \frac{a_{pr}}{2} \right) = -14979785 \text{ kg.cm}$$

VIII - MOMENTO PROBABLE POSITIVO

$$a = \frac{1.25A_s F_y}{0.85F'_c b_w} = 6.39 \text{ cm}$$

$$M_{pr} = 1.25A_s F_y \left(d - \frac{a_{pr}}{2} \right) = 8814844 \text{ kg.cm}$$

DISEÑO POR CORTANTE

IX - CORTANTE ULTIMO

$$V_{u(grav1)} = (1.2 + 0.2 S_{DS})D + \rho Q_E + 0.5 L = \quad 55372 \quad \text{Kg}$$

$$V_{u(grav2)} = (0.9 - 0.2 S_{DS})D + \rho Q_E = \quad 29774 \quad \text{Kg}$$

$$V_e = \frac{+M_{pr} - (-M_{pr})}{L} + \frac{w_{grav}L}{2} = \quad 81810 \quad \text{Kg}$$

Cumple

IX - DISEÑO DE ESTRIBOS

La separación de la rótula debe considerarse 2d despues de la cara de la columna.

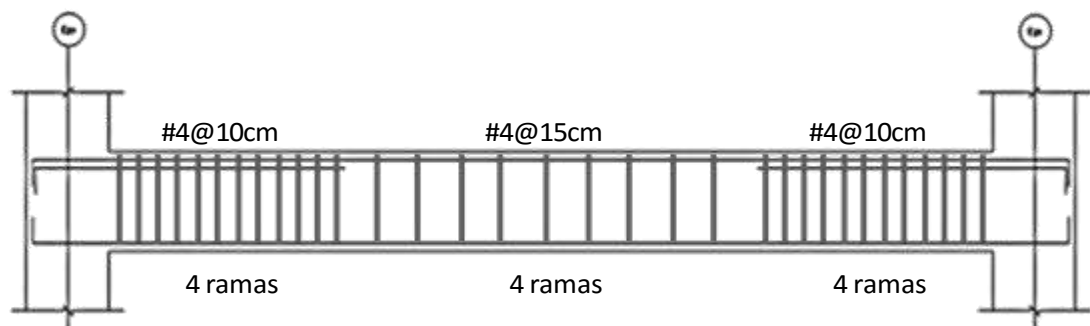
Los estribos en la rótula plastica son calculados de la siguiente manera:

Estribo	#4				Ramas
Área	1.27	cm ²			4
Separación	10	cm	Ok		0.596
$\phi V_s = \frac{\phi A_v f_y d}{S} = \quad 137322 \quad \text{Kg}$					Cumple

Los estribos despues de 2d de la cara de la columna se calcula a continuación:

$$V_u = V_e - V_{est} = \quad 59662 \quad \text{Kg}$$

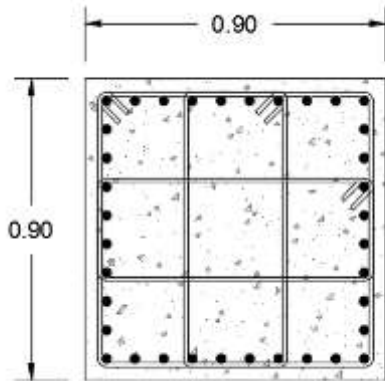
Estribo	#4				Ramas
Área	1.27	cm ²			4
Separación	15	cm	Ok		0.652
$\phi V_s = \frac{\phi A_v f_y d}{S} = \quad 91548 \quad \text{Kg}$					Cumple



CAPITULO VI:
ANALISIS
COMPARATIVO

6.1 ANÁLISIS COMPARATIVO DE COLUMNAS

6.1.1 Análisis Comparativo Columna 90x90



Resistencia
4000 Psi
Recubrimiento
4 cm
Grado de acero
60 Ksi

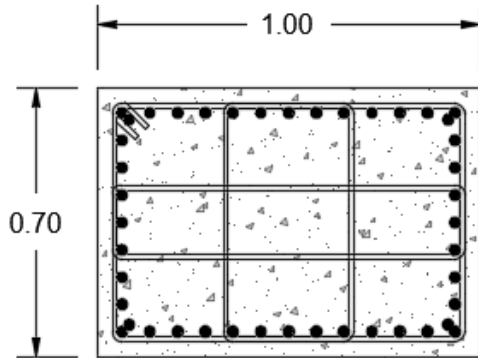
ETABS
Ref. Longitudinal
36 # 8
Ref. Transversal
20.82 cm ² /m (4R#4@0.15m)
% Acero Long.
2.27
D/C Ratio
0.965
Beam/Column
4.30

Manual
Ref. Longitudinal
36 # 8
Ref. Transversal
33.80 cm ² /m (4R#4@0.15m)
% Acero Long.
2.27
D/C Ratio
0.952
Beam/Column
1.79

Se puede observar que entre ambos resultados obtenidos mostrados anteriormente:

- La revisión por flexión (refuerzo longitudinal) se cumple en ambos casos con la misma cantidad de acero de refuerzo, siendo 36 varillas #8 distribuidas simétricamente en las dimensiones de las columnas de 90cm por 90cm. En ambos métodos la columna de diseño trabaja a una capacidad alrededor del 95% de su capacidad de resistencia.
- El acero por cortante (refuerzo transversal) presenta una variación entre la cantidad solicitada, siendo 20.82 cm²/m la cantidad solicitada por la herramienta ETABS y 33.80 cm²/m la calculada manualmente. Esta variación entre ambos métodos se debe a la forma de cálculo de la cuantía demandada por acero por corte, en el cual al software ETABS calcula la solicitud de acero bajo efectos dinámicos; mientras que el cálculo realizado manualmente radica en encontrar las ramas y separación necesaria para resistir el cortante crítico de la sección, siendo esta constructivamente fijada en intervalos generalmente de 5 centímetros.
- El valor de la relación Beam/Column radica en la verificación del principio “Columna fuerte – Viga débil” para la cual la división entre los esfuerzos de los elementos debe ser mayor a 1.20. Se puede observar que en ambos casos las relaciones calculadas son mayores a 1.20 pero presentan una variación entre ellas, siendo menor la presentada manualmente por efectos de modelamiento y de conservadurismo de los esfuerzos críticos.

6.1.2 Análisis Comparativo Columna 70x100



Resistencia
4000 Psi
Recubrimiento
4 cm
Grado de acero
60 Ksi

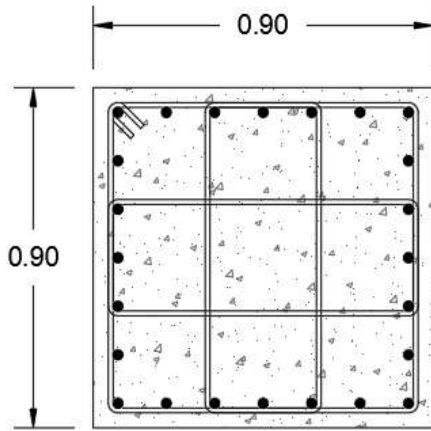
ETABS
Ref. Longitudinal
44 # 8
Ref. Transversal
33.81 cm ² /m (4R#4@0.15m)
% Acero Long.
3.20
D/C Ratio
0.986
Beam/Column
2.61

Manual
Ref. Longitudinal
44 # 8
Ref. Transversal
33.80 cm ² /m (4R#4@0.15m)
% Acero Long.
3.20
D/C Ratio
0.963
Beam/Column
2.02

Se puede observar que entre ambos resultados obtenidos mostrados anteriormente:

- La revisión por flexión (refuerzo longitudinal) se cumple en ambos casos con la misma cantidad de acero de refuerzo, siendo 44 varillas #8 distribuidas simétricamente en las dimensiones de las columnas de 70cm por 100cm. En ambos métodos la columna de diseño trabaja a una capacidad alrededor del 96-97% de su capacidad de resistencia.
- El acero por cortante (refuerzo transversal) presentan valores similares siendo 33.81 cm²/m la cantidad solicitada por la herramienta ETABS y 33.80 cm²/m la calculada manualmente, lo calculado específicamente para 4 ramas de acero #4. Esto quiere decir que el diseño por cortante de esta columna está ajustado al cálculo de las ramas presentadas, pero que a la vez se cumple con la demanda de acero de refuerzo por corte en ambos casos.
- El valor de la relación Beam/Column según la verificación del principio “Columna fuerte – Viga débil” en ambos casos las relaciones calculadas son mayores a 1.20 siendo valores relativamente cercanos a un valor de 2. Al igual que el caso anterior, el cálculo realizado manualmente es más conservador para esta revisión.

6.1.3 Análisis Comparativo Columna 90x90 (Niveles superiores)



Resistencia
4000 Psi
Recubrimiento
4 cm
Grado de acero
60 Ksi

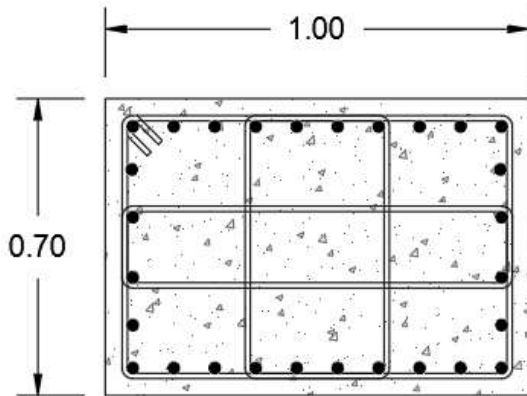
ETABS
Ref. Longitudinal
24 # 8
Ref. Transversal
28.83 cm ² /m (4R#4@0.15m)
% Acero Long.
1.51
D/C Ratio
0.757
Beam/Column
1.677

Manual
Ref. Longitudinal
24 # 8
Ref. Transversal
33.80 cm ² /m (4R#4@0.15m)
% Acero Long.
1.51
D/C Ratio
0.457
Beam/Column
2.42

Se puede observar que entre ambos resultados obtenidos mostrados anteriormente:

- La revisión por flexión (refuerzo longitudinal) se cumple en ambos casos con la misma cantidad de acero de refuerzo, siendo 24 varillas #8 distribuidas simétricamente en las dimensiones de las columnas de 90cm por 90cm, cumpliendo con el área mínima (1%). Se observan resultados diferentes en cuanto a la capacidad de trabajo en flexión de la columna crítica, siendo más crítica la calculada por medio ETABS.
- El acero por cortante (refuerzo transversal) presentan valores similares siendo 28.83 cm²/m la cantidad solicitada por la herramienta ETABS y 33.80 cm²/m la calculada manualmente, este último calculado específicamente para 4 ramas de acero #4. En ambos casos se cumple con la demanda de acero de refuerzo por corte en ambos casos.
- El valor de la relación Beam/Column según la verificación del principio “Columna fuerte – Viga débil” en ambos casos las relaciones calculadas son mayores a 1.20. En este caso se observa que el valor establecido por la herramienta ETABS presenta un valor menor al calculado manualmente.

6.1.4 Análisis Comparativo Columna 70x100 (Niveles superiores)



Resistencia
4000 Psi
Recubrimiento
4 cm
Grado de acero
60 Ksi

ETABS
Ref. Longitudinal
28 # 8
Ref. Transversal
27.82 cm ² /m (4R#4@0.15m)
% Acero Long.
2.04
D/C Ratio
0.784
Beam/Column
2.13

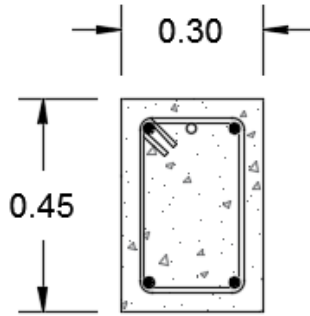
Manual
Ref. Longitudinal
28 # 8
Ref. Transversal
33.80 cm ² /m (4R#4@0.15m)
% Acero Long.
2.04
D/C Ratio
0.558
Beam/Column
3.67

Se puede observar que entre ambos resultados obtenidos mostrados anteriormente:

- La revisión por flexión (refuerzo longitudinal) se cumple en ambos casos con la misma cantidad de acero de refuerzo, siendo 28 varillas #8 distribuidas simétricamente en las dimensiones de las columnas de 90cm por 90cm, cumpliendo con el área mínima (1%). Se observan resultados diferentes en cuanto a la capacidad de trabajo en flexión de la columna crítica, siendo más crítica la calculada por medio ETABS.
- El acero por cortante (refuerzo transversal) presentan valores similares siendo 27.82 cm²/m la cantidad solicitada por la herramienta ETABS y 33.80 cm²/m la calculada manualmente, este último calculado específicamente para 4 ramas de acero #4. En ambos casos se cumple con la demanda de acero de refuerzo por corte en ambos casos.
- El valor de la relación Beam/Column según la verificación del principio “Columna fuerte – Viga débil” en ambos casos las relaciones calculadas son mayores a 1.20. En este caso al igual que el anterior se observa que el valor establecido por la herramienta ETABS presenta un valor menor al calculado manualmente.

6.2 ANÁLISIS COMPARATIVO DE VIGAS

6.2.1 Análisis Comparativo Viga 30x45

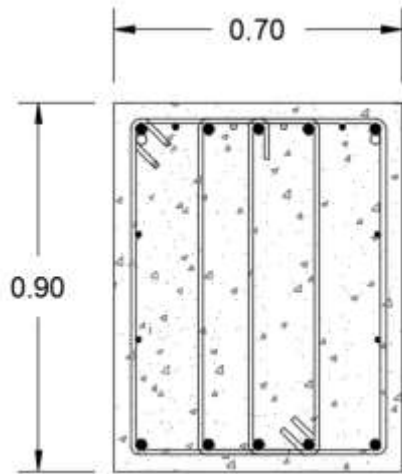


Resistencia
4000 Psi
Recubrimiento
4 cm
Grado de acero
60 Ksi

ETABS
Extremos
Ref. Longitudinal Sup.
7.77 cm ²
Ref. Longitudinal Inf.
4.10 cm ²
Ref. Transversal
4.07 cm ² /m
Centro
Ref. Longitudinal Sup.
2.55 cm ²
Ref. Longitudinal Inf.
4.93 cm ²
Ref. Transversal
2.28 cm ² /m

Manual
Extremos
Ref. Longitudinal Sup.
3 # 6 (8.55 cm ²)
Ref. Longitudinal Inf.
2 # 6 (5.70 cm ²)
Ref. Transversal
14.2 cm ² /m (2R#3@0.10m)
Centro
Ref. Longitudinal Sup.
2 # 6 (5.70 cm ²)
Ref. Longitudinal Inf.
2 # 6 (5.70 cm ²)
Ref. Transversal
9.47 cm ² /m (2R#3@0.15m)

6.2.2 Análisis Comparativo Viga 70x90

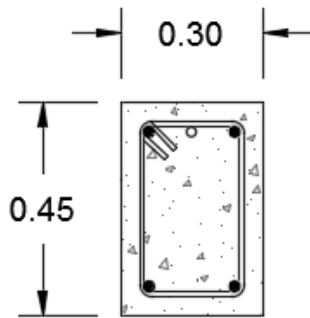


Resistencia
4000 Psi
Recubrimiento
4 cm
Grado de acero
60 Ksi

ETABS
Extremos
Ref. Longitudinal Sup.
45.24 cm ²
Ref. Longitudinal Inf.
29.90 cm ²
Ref. Transversal
23.47 cm ² /m
Centro
Ref. Longitudinal Sup.
19.28 cm ²
Ref. Longitudinal Inf.
20.07 cm ²
Ref. Transversal
19.03 cm ² /m

Manual
Extremos
Ref. Longitudinal Sup.
7 # 8 + 4 # 4 (45.90 cm ²)
Ref. Longitudinal Inf.
6 # 8 (30.60 cm ²)
Ref. Transversal
63.50 cm ² /m (5R#4@0.10m)
Centro
Ref. Longitudinal Sup.
5 # 8 (25.50 cm ²)
Ref. Longitudinal Inf.
5 # 8 (25.50 cm ²)
Ref. Transversal
42.33 cm ² /m (5R#4@0.15m)

6.2.3 Análisis Comparativo Viga 30x45 (Niveles superiores)

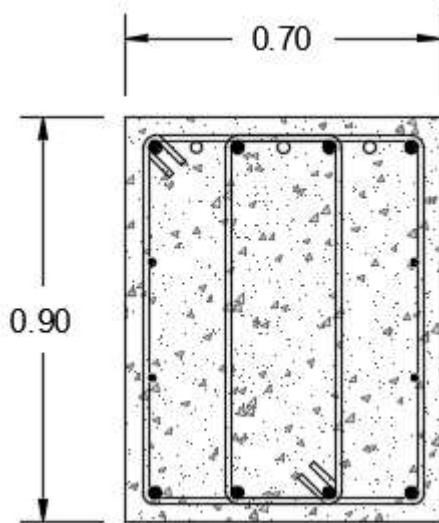


Resistencia
4000 Psi
Recubrimiento
4 cm
Grado de acero
60 Ksi

ETABS
Extremos
Ref. Longitudinal Sup.
7.07 cm ²
Ref. Longitudinal Inf.
4.10 cm ²
Ref. Transversal
3.85 cm ² /m
Centro
Ref. Longitudinal Sup.
2.30 cm ²
Ref. Longitudinal Inf.
4.92 cm ²
Ref. Transversal
3.13 cm ² /m

Manual
Extremos
Ref. Longitudinal Sup.
3 # 6 (8.55 cm ²)
Ref. Longitudinal Inf.
2 # 6 (5.70 cm ²)
Ref. Transversal
14.2 cm ² /m (2R#3@0.10m)
Centro
Ref. Longitudinal Sup.
2 # 6 (5.70 cm ²)
Ref. Longitudinal Inf.
2 # 6 (5.70 cm ²)
Ref. Transversal
9.47 cm ² /m (2R#3@0.15m)

6.2.4 Análisis Comparativo Viga 70x90 (Niveles superiores)



Resistencia
4000 Psi
Recubrimiento
4 cm
Grado de acero
60 Ksi

ETABS
Extremos
Ref. Longitudinal Sup.
34.02 cm ²
Ref. Longitudinal Inf.
20.07 cm ²
Ref. Transversal
20.35 cm ² /m
Centro
Ref. Longitudinal Sup.
11.92 cm ²
Ref. Longitudinal Inf.
18.94 cm ²
Ref. Transversal
15.99 cm ² /m

Manual
Extremos
Ref. Longitudinal Sup.
7 # 8 (35.70 cm ²)
Ref. Longitudinal Inf.
4 # 8 (20.40 cm ²)
Ref. Transversal
50.08 cm ² /m (4R#4@0.10m)
Centro
Ref. Longitudinal Sup.
4 # 8 (20.40 cm ²)
Ref. Longitudinal Inf.
4 # 8 (20.40 cm ²)
Ref. Transversal
33.86 cm ² /m (4R#4@0.15m)

Se puede observar que entre los resultados obtenidos de la comparación entre vigas:

- ✓ La demanda de acero longitudinal de los elementos de tipo viga brindados por la herramienta ETABS corresponden a las cuantías necesarias que resisten los esfuerzos de las combinaciones críticas en los miembros regidas por el Reglamento Nacional de la Construcción RNC-07. Debido a que ETABS no se puede definir un área de acero de diseño y chequear el elemento bajo esa cantidad de varillas, no se muestran la cantidad de varilla resultante del programa. El acero brindado por esta herramienta, tanto en la sección superior e inferior y tanto en los extremos como en el centro, fue usada para calcular los momentos probables manualmente que se realiza para la revisión de vigas especiales que forman parte de un sistema de marcos dúctiles de concreto reforzado y así, poder definir el estribado de los elementos. La cantidad solicitada de refuerzo longitudinal por ETABS y la revisada manualmente son relativamente parecidas, a excepción cuando por motivos constructivos se debe uniformar las posiciones de los refuerzos que facilite el trabajo de colocación y llena de concreto en la construcción.
- ✓ La cuantía demanda por ETABS respecto a la revisión por acero transversal (acero resistente a cortante) varía significativamente en comparación a la calculada manualmente. Esto se debe a que manualmente se debe calcular el refuerzo trasversal con un incremento de los esfuerzos máximos para garantizar ductilidad en el sistema de marcos y los mecanismos de falla como tal, y esta revisión no la realiza directamente el software de diseño.

CAPITULO VII: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1 CONCLUSIONES

Con los resultados obtenidos de esta tesina se puede concluir:

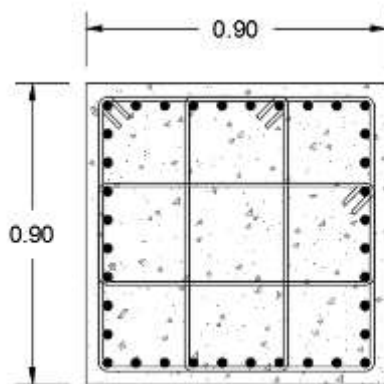
- Se elaboró un modelo tridimensional por medio de la herramienta ETABS que se adaptó a las características arquitectónicas de la edificación con forme al destino hotel y que a la vez facilitara el diseño de los marcos dúctiles de concreto reforzado en base a las normativas y reglamentos de diseño sismo-resistente tales como lo son el ACI-318S-14 y el Reglamento Nacional de la Construcción RNC-07.
- Las fuerzas de diseño de los elementos tipo vigas y tipo columnas fueron calculadas conforme a los parámetros de diseño correspondientes, tal como lo son suelo tipo II, zona sísmica C, ductilidad $Q=4$, así como todas las cargas actuantes correspondientes. La fuerza sísmica se calculó por medio de ETABS introduciéndole un coeficiente de 0.27 para el sistema estructural usado en esta tesina.
- El diseño propiamente correspondiente a los elementos tipo marco (vigas y columnas) se diseñaron por medio de dos métodos diferentes: el primero realizado por ETABS para una condición de diseño SRMF (Special Resisting Moment Frame), en español traducido como marco especial resistente a momento; garantizando un diseño sísmico que se ajustara a los efectos de ductilidad simulados en los marcos de concreto de la estructura en estudio según el código ACI 318S-14. El segundo método consistió en una verificación realizada manualmente siguiendo los artículos del código ACI, por medio del cual se realizaron las revisiones pertinentes tales como son el diseño por flexión y por cortante de los elementos de los

marcos, que cumplieran a la vez con los esfuerzos últimos resultantes combinados del análisis de elementos finitos de ETABS.

- Una vez teniendo las secciones finales a usar en los marcos estructurales se realizaron todas las revisiones correspondientes al comportamiento del edificio tales como lo son la revisión de desplazamientos laterales o derivas, comportamiento de los períodos modales de la estructura y comprobación de la interacción del 90% de la masa de la edificación en sus períodos modales. Estas revisiones se basaron en el Reglamento Nacional de la Construcción RNC-07 bajo la condición de marcos dúctiles de concreto reforzado $Q=4$.
- Obteniendo los resultados de ambos métodos de cálculo y con todas las revisiones pertinentes controladas se procedió a realizar una breve comparación del dimensionamiento de elementos y resultados del acero de refuerzo entre ellos. Los aspectos importantes en la comparación de ambos métodos son:
 - En los elementos tipo columnas se encontró que la revisión por flexión (refuerzo longitudinal) presentan resultados similares en su capacidad de trabajo. En la revisión por corte (refuerzo transversal o estribado) se encontró una variación moderada en cuanto a las cuantías solicitadas en el diseño. Esta variación entre ambos métodos se debe a la forma de cálculo de la cuantía demandada por acero por corte, en el cual al software ETABS calcula la demanda de acero bajo efectos dinámicos a base de una serie de iteraciones matriciales; mientras que el cálculo realizado manualmente radica en encontrar las ramas y separación necesaria para resistir el cortante crítico de la sección. Otra razón de la variación moderada del incremento en la demanda de acero por corte radica también en aspectos constructivos de medición y forma.

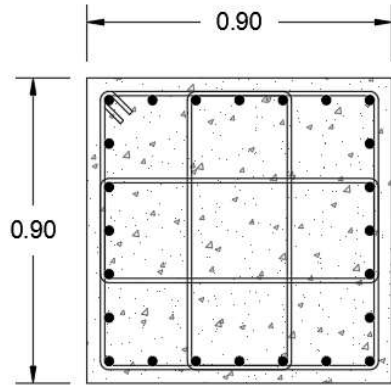
- En los resultados comparativos de los elementos tipo vigas se obtuvo que la cantidad solicitada de refuerzo longitudinal por ETABS y la revisada manualmente son relativamente parecidas; mientras que en la revisión por corte se encontró una gran variación de las cuantías demandas entre ambos métodos. Esto se debe a que manualmente se debe calcular el refuerzo transversal con un incremento de los esfuerzos máximos (Momentos máximos probables) para garantizar la propiedad de ductilidad en el sistema de marcos, y es de importancia mencionar que esta revisión no la realiza directamente el software de ETABS; además de ello el incremento en la demanda de acero transversal, al igual que en el caso del estriado de columnas, radica también en aspectos constructivos de medición y forma.
- Las secciones finales del diseño de la edificación son las siguientes:

Columna 90x90 (aplicables a 1er y 2do nivel)



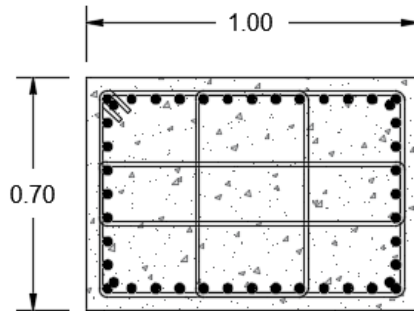
Refuerzo
Ref. Longitudinal
36 # 8
Ref. Transversal
33.80 cm ² /m (4R#4@0.15m)

Columna 90x90 (aplicables a 3er, 4To y 5to nivel)



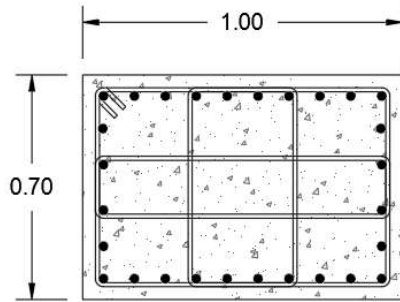
Refuerzo
Ref. Longitudinal
24 # 8
Ref. Transversal
33.80 cm ² /m (4R#4@0.15m)

Columna 70x100 (aplicables a 1er y 2do nivel)



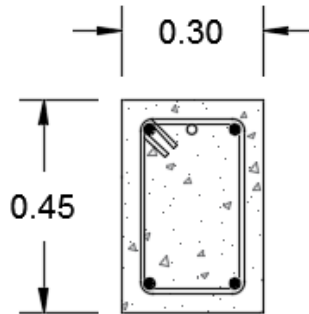
Refuerzo
Ref. Longitudinal
44 # 8
Ref. Transversal
33.80 cm ² /m (4R#4@0.15m)

Columna 70x100 (aplicables a 3er, 4To y 5to nivel)



Refuerzo	
Ref. Longitudinal	
28 # 8	
Ref. Transversal	
33.80 cm ² /m (4R#4@0.15m)	

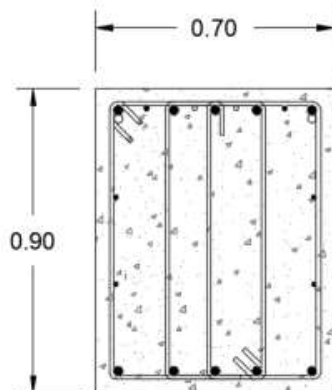
Viga 30x45 (aplicables a todos los niveles)



Refuerzo	
Extremos	Centro
Ref. Longitudinal Sup.	Ref. Longitudinal Sup.
3 # 6 (8.55 cm ²)	2 # 6 (5.70 cm ²)
Ref. Longitudinal Inf.	Ref. Longitudinal Inf.
2 # 6 (5.70 cm ²)	2 # 6 (5.70 cm ²)
Ref. Transversal	Ref. Transversal
14.2 cm ² /m (2R#3@0.10m)	9.47 cm ² /m (2R#3@0.15m)

Viga 70x90 (aplicables a 1er y 2do nivel)

Refuerzo	
Centro	
Sup.	Ref. Longitudinal Sup.
0 cm ²)	5 # 8 (25.50 cm ²)
l Inf.	Ref. Longitudinal Inf.

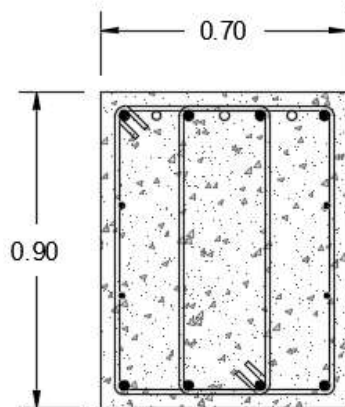


n²)	5 # 8 (25.50 cm²)
al	Ref. Transversal
	42.33 cm²/m
n)	(5R#4@0.15m)

Viga

70x90 (aplicables a 3er, 4To y 5to nivel)

Refuerzo	
	Centro
Sup.	Ref. Longitudinal Sup.
n²)	4 # 8 (20.40 cm²)
l Inf.	Ref. Longitudinal Inf.
n²)	4 # 8 (20.40 cm²)
al	Ref. Transversal
	33.86 cm²/m
n)	(4R#4@0.15m)



7.2 RECOMENDACIONES

Según los resultados obtenidos de esta tesina se recomienda:

- ✓ Debido a que el alcance de esta tesina contemplaba únicamente el diseño de los marcos dúctiles de concreto reforzado se recomienda que quien haga uso de esta tesis prosiga con el diseño de los demás elementos estructurales tales como cimentación y obras exteriores de la edificación.
- ✓ Si el edificio de esta tesis llegase a construirse se recomienda revisar a cabalidad los resultados de ella respecto a todas las revisiones de

diseño para marcos dúctiles de concreto reforzado según la normativa última actualizada para la fecha de su construcción.

- ✓ Se recomienda principalmente al diseñador estructural no confiarse plenamente de los resultados obtenidos de los softwares automatizados para los cálculos de diseño estructural, pues bien, estos solamente son una herramienta que facilita al diseñador a obtener un resultado más rápido y eficiente.



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE TECNOLOGÍA DE LA CONSTRUCCIÓN

SECRETARÍA DE FACULTAD

F-8: CARTA DE EGRESADO

El Suscrito Secretario de la FACULTAD DE TECNOLOGIA DE LA CONSTRUCCION hace constar que:

MEDRANO ALVAREZ NIELKA ESTRELLA

Carne: 2001-11088 Turno Diurno Plan de Estudios 97 de conformidad con el Reglamento Académico vigente en la Universidad, es EGRESADO de la Carrera de INGENIERIA CIVIL.

Se extiende la presente CARTA DE EGRESADO, a solicitud del interesado en la ciudad de Managua, a los nueve días del mes de octubre del año dos mil diecisiete.

Atentamente



Dr. Francisco Efraín Chamorro Blandón
Secretario de Facultad



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE TECNOLOGÍA DE LA CONSTRUCCIÓN

SECRETARÍA DE FACULTAD

F-8: CARTA DE EGRESADO

El Suscrito Secretario de la FACULTAD DE TECNOLOGIA DE LA CONSTRUCCION hace constar que:

CERDA ORTIZ LESBIA JOSEFA

Carne: 2001-11097 Turno Diurno Plan de Estudios 97 de conformidad con el Reglamento Académico vigente en la Universidad, es EGRESADO de la Carrera de INGENIERIA CIVIL.

Se extiende la presente CARTA DE EGRESADO, a solicitud del interesado en la ciudad de Managua, a los diecisiete días del mes de mayo del año dos mil diecisiete.

Atentamente,

Dr. Francisco Efraim Chamorro Blandón
Secretario de Facultad





UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE TECNOLOGÍA DE LA CONSTRUCCIÓN
SECRETARIA

F-8: CARTA DE EGRESADO

El Suscrito Secretario de la FACULTAD DE TECNOLOGIA DE LA CONSTRUCCION hace constar que:

MEMBREÑO PEREZ ROSA CRISTINA

Carne: 96-11041-8 Turno Nocturno Plan de Estudios 97 de conformidad con el Reglamento Académico vigente en la Universidad, es EGRESADO de la Carrera de INGENIERIA CIVIL.

Se extiende la presente CARTA DE EGRESADO, a solicitud del interesado en la ciudad de Managua, a los ocho dias del mes de octubre del año dos mil quince.

Atentamente,

Dr. Francisco Efraín Chamorro Elandón
Secretario de Facultad

BIBLIOGRAFÍA

- Alegre, E., Ulloa, A., Vinatea, C., Horna, A., Monosalva, I., & Ascoy, M. (2013). *Rótulas plásticas*. Trujillo, Perú: Escuela profesional de Ingeniería, Universidad Privada Antenor Orrego.
- American Concrete Institute. (2014). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural*.
- López, C. (2008). *Análisis y Diseño Sísmico de un edificio a base Marcos, de acuerdo al Reglamento de Construcción del Distrito Federal 2004*. Distrito Federal, México: Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura, Instituto Politécnico Nacional.
- Martínez, E. (2005). *Descripción de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto para Marcos Dúctiles y Losas Planas*. Distrito Federal, México: Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura, Escuela Politécnica Nacional.
- Ministerio de Transporte e Infraestructura. (2007). *Reglamento Nacional de la Construcción*. Managua, Nicaragua.
- Otani, S. (2007). Vulnerabilidad Sísmica en Edificios de Concreto Armado. *Conferencia Internacional de Ingeniería Sísmica* (págs. 7-9). Lima, Perú: CISMID.