



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
Facultad de Tecnología de la Construcción

Monografía

“DISEÑO SISMICO DE UN EDIFICIO DE CONCRETO REFORZADO DE CINCO NIVELES A BASE DE MARCOS ESPECIALES DE MOMENTO Y DIAFRAGMA DE LOSAS ALVEOLARES PRETENSADAS”.

Para optar al título de Ingeniero Civil

Elaborado por:

Br. Pamela Verónica Torres Martínez

Br. Álvaro José Castellón Cortez

Tutor

Msc. Ing. Sergio Obregón

Asesor

Ing. Gary Joel Torres Martínez

Managua, Enero 2020

RESUMEN

El uso del concreto preesforzado y prefabricado en construcciones verticales ha ido en aumento en los últimos años, esto debido las ventajas que este provee en términos de economía y facilidad de instalación. Las losas alveolares representan una opción que facilita la construcción de entresijos y techos, reduciendo el tiempo de instalación. Sin embargo, al ser un sistema relativamente nuevo, no es muy conocida su capacidad de ser utilizado en zonas altamente sísmicas.

Esta monografía pretende demostrar el proceso y requerimientos de diseño para un edificio de concreto reforzado con entresijo de losas alveolares. Esto en base de los reglamentos y requisitos nacionales e internacionales.

La presente monografía consta de 8 capítulos, en los que se muestra progresivamente los conceptos para el análisis y diseño sísmico de los marcos resistentes de momento y de la sobrelosa estructural, la cual proveerá la acción diafragmática dentro del sistema de piso.

El capítulo 1 muestra las generalidades del presente trabajo, explicando los objetivos, antecedentes, justificación, etc.

En el capítulo 2 se establecen los criterios para el análisis sísmico estructural del edificio según RNC-07.

Los requisitos de diseño y detallado para marcos especiales de momento de concreto reforzado según ACI 318-14 son presentados en el capítulo 3.

En el capítulo 4 se introduce el sistema de losas alveolares y se presentan los criterios para el diseño sismorresistente de diafragmas y sus componentes, así como el proceso para la determinación de fuerzas de diseño.

Se describe el edificio en estudio en el capítulo 5. Así mismo se muestran los resultados de la determinación de las cargas gravitacionales y el análisis dinámico estructural realizado en ETABS. Todo esto en base al RNC-07.

En el capítulo 6 se desarrolla el diseño de las vigas, columnas y nudos viga-columnas que forman el sistema resistente a cargas laterales.

El análisis y diseño sísmico de los componentes del diafragma se presentan en el capítulo 7.

En el capítulo 8 se muestra la modulación de losas alveolares, la selección de la sección de losa usando las tablas de los fabricantes y consideraciones especiales en el diseño de losas alveolares para un mejor desempeño sísmico.

Las conclusiones y recomendaciones se muestran en la parte final del documento.

INDICE

CAPITULO 1: GENERALIDADES.....	1
1.1 Introducción.....	2
1.2 Antecedentes.....	3
1.3 Justificación.....	5
1.4 Objetivos.....	6
1.5 Alcances y limitaciones.....	7
CAPITULO 2: CRITERIOS DE ANÁLISIS SÍSMICO.....	8
2.1 Introducción.....	9
2.2 Métodos de Análisis Estructural.....	10
2.2.1 Consideraciones generales para el Análisis Sísmico según RNC-07.....	10
2.2.1.1 Clasificación de la estructura.....	10
2.2.1.2 Factor de reducción por ductilidad.....	11
2.2.1.3 Factor de reducción por sobrerresistencia.....	11
2.2.1.4 Condiciones de regularidad.....	11
2.2.1.5 Coeficiente de diseño sismo resistente.....	14
2.2.1.6 Influencia del suelo y del periodo del edificio.....	14
2.2.1.7 Evaluación de la fuerza sísmica horizontal.....	15
2.2.1.8 Espectro de diseño sísmico.....	15
2.3 Método Dinámico de Análisis Modal.....	17
2.3.1 Generalidades del análisis modal.....	17
2.3.2 Participación de pesos modales.....	19
2.4 Combinaciones de Carga.....	21
2.5 Desplazamientos Laterales.....	21
CAPITULO 3: CRITERIOS DE DISEÑO SISMICO PARA MARCOS ESPECIALES DE MOMENTO DE CONCRETO REFORZADO.....	24
3.1 Introducción.....	25
3.2 Principios de diseño para Marcos Especiales de Momento.....	25

3.3 Requisitos de proporcionamiento y detallado del refuerzo según ACI318-14.....	30
3.3.1 Requisitos de diseño para vigas de marcos especiales de momento.....	30
3.3.1.1 Generalidades.....	30
3.3.1.2 Requisitos de detallado y proporcionamiento para vigas de marcos especiales de momento según ACI318-14.....	32
3.3.2 Requisitos de diseño para columnas de marcos especiales de momento.....	39
3.3.2.1 Generalidades.....	39
3.3.2.2 Requisitos de detallado y proporcionamiento para columnas de marcos especiales de momento según ACI318-14.....	41
3.3.3 Requisitos de diseño para conexiones viga-columna en marcos especiales de momento.	48
3.3.3.1 Generalidades.....	48
3.3.3.2 Requisitos de detallado y proporcionamiento para nudos viga-columna de marcos especiales de momento según ACI318-14.....	49
CAPITULO 4: DISEÑO SÍSMICO DE DIAFRAGMAS CON LOSAS ALVEOLARES.....	54
4.1 Losas de piso prefabricados/pre tensados alveolares.....	55
4.1.1 Ventajas del uso de losas alveolares.....	57
4.1.2 Secciones transversales y tablas de carga.....	58
4.1.3 Conexiones Entrepiso-Estructura.....	60
4.2 Criterios de diseño sísmico de losas alveolares.....	61
4.2.1 Etapas del Diseño.....	61
4.2.2 Responsabilidades de Diseño.....	61
4.2.3 Diseño por flexión.....	62
4.2.3.1 Esfuerzos permisibles en el concreto.....	63
4.2.3.2 Perdidas del Preesfuerzo.....	64
4.2.3.3 Resistencia nominal a flexión.....	67
4.2.4 Diseño por corte.....	69
4.2.4.1 refuerzo mínimo a cortante.....	70
4.2.5 Desarrollo del torón de preesfuerzo.....	70

4.3 Criterios de diseño sísmico de losas alveolares.....	71
4.3.1 Acción diafragmática.....	71
4.3.2 Roles de los diafragmas.....	72
4.3.3 Componentes de los diafragmas.....	73
4.3.4 Filosofía de diseño sísmico.....	75
4.3.5 Fuerzas de diseño para diafragmas.....	75
4.3.5.1 Según RNC-07.....	75
4.3.6 Modelización y análisis de diafragmas.....	77
4.2.6.1 Analogía de la viga horizontal.....	77
4.2.6.2 Analogía de la viga horizontal corregida.....	78
4.2.7 Comportamiento a flexión.....	79
4.2.8 Requisitos de diseño para diafragmas según ACI318-14.....	80
4.2.8.1 Requisitos de Espesor Mínimo.....	80
4.2.8.2 Requisitos de Refuerzo Mínimo.....	80
4.2.8.3 Requisitos de Resistencia a Flexión.....	81
4.2.8.4 Requisitos de Resistencia a corte.....	82
4.2.8.5 Requisitos de Colectores.....	83
CAPITULO 5: ANÁLISIS SISMICO DEL SISTEMA VERTICAL RESISTENTE.....	85
5.1 Descripción de la estructura.....	86
5.1.1 Dimensiones de los elementos estructurales.....	86
5.1.2 Geometría de la estructura.....	87
5.2 Criterios de diseño y análisis para el sistema resistente.....	88
5.2.1 Códigos aplicables.....	88
5.2.2 Criterios de modelación.....	89
5.3 Cargas de diseño.....	90
5.3.1 Cargas Muertas.....	90
5.3.2 Cargas Vivas.....	90
5.4 Carga Sísmica.....	90

5.4.1 Resumen de Criterios para el Análisis Sísmico.....	91
5.4.2 Espectro de respuesta.....	92
5.5 Combinaciones de carga.....	92
5.5.1 Combinaciones ortogonales.....	93
5.6 Modelo del edificio.....	94
5.6.1 Geometría.....	94
5.6.2 Propiedades de los elementos del modelo.....	96
5.7 Resultados del Análisis en ETABS.....	96
5.7.1 Factores de participación de masas.....	96
5.7.2 Revisión por cortante basal.....	98
5.7.3 Revisión de las derivas.....	98
5.7.4 Cortantes de piso debido al sismo dinámico.....	99
5.7.5 Revisión de Condición de diafragma rígido.....	100
CAPITULO 6: DISEÑO SISMICO DE LOS ELEMENTOS DEL MARCO ESPECIAL DE MOMENTO.....	101
6.1 Diseño a flexión de las vigas.....	102
6.1.1 Viga “VE-1”.....	102
6.1.1.1 Verificación de los limites dimensionales.....	104
6.1.1.2 Altura mínima por deflexión.....	104
6.1.1.3 Fuerza axial máxima.....	104
6.1.1.4 Porcentaje de refuerzo longitudinal.....	104
6.1.1.5 Cálculo de la resistencia a momento.....	105
6.1.1.6 Requerimientos de resistencia según ACI 18.3.3.2.....	109
6.1.1.7 Revisión de diseño por cortante para viga.....	109
6.1.2 Viga “VE-2”.....	113
6.1.2.1 Verificación de los limites dimensionales.....	115
6.1.2.2 Altura mínima por deflexión.....	115
6.1.2.3 Fuerza axial máxima.....	115
6.1.2.4 Porcentaje de refuerzo longitudinal.....	116
6.1.2.5 Cálculo de la resistencia a momento.....	116

6.1.2.6	Requerimientos de resistencia según ACI 18.3.3.2.....	119
6.1.2.7	Revisión de diseño por cortante para viga.....	120
6.1.3	Viga “VE-3”.....	124
6.1.3.1	Verificación de los límites dimensionales.....	126
6.1.3.2	Altura mínima por deflexión.....	126
6.1.3.3	Fuerza axial máxima.....	126
6.1.3.4	Porcentaje de refuerzo longitudinal.....	126
6.1.3.5	Cálculo de la resistencia a momento.....	127
6.1.3.6	Requerimientos de resistencia según ACI 18.3.3.2.....	129
6.1.3.7	Revisión de diseño por cortante para viga.....	129
6.2	Diseño de columnas	133
6.2.1	Descripción del elemento.....	133
6.2.2	Verificación de límites dimensionales.....	134
6.2.3	Verificación del refuerzo longitudinal.....	135
6.2.4	Calculo de Resistencia a flexo compresión en el eje x.....	135
6.2.5	Calculo de Resistencia a flexo compresión en el eje y.....	138
6.2.6	Flexión Biaxial.....	141
6.2.7	Resistencia a flexión mínima de columnas.....	141
6.2.8	Requisitos de refuerzo transversal.....	144
6.2.9	Resistencia a fuerza cortante.....	147
6.3	Diseño de Uniones Viga-columna.....	149
6.3.1	Generalidades.....	149
6.3.1	Requisitos de resistencia a cortante.....	152
6.3.1	Calculo de cortante en el nudo.....	153
CAPITULO 7: DISEÑO DEL DIAFRAGMA.....		156
7.1	Determinación de las fuerzas de diseño según RNC-07.....	157
7.2	Análisis del diafragma.....	158
7.2.1	Calculo de la rigidez lateral por método de Wilbur.....	159

CAPITULO I: GENERALIDADES.

1.1 INTRODUCCIÓN

En la actualidad, el diseño estructural ha sido enfocado para ir más allá de solo definir elementos que resistan las solicitaciones a las que estarán expuestos. La tendencia hoy en día es optimizar la obra en su totalidad, es decir que, desde la etapa de concepción y diseño, se deben buscar las alternativas que cumplan con las funciones estructurales deseadas y que además sean amigables con los demás subsistemas del proyecto: aspectos constructivos, arquitectónicos, económicos, ambientales y logísticos.

La losa alveolar pretensada es un elemento superficial plano de concreto pretensado y prefabricado, con peralte constante y aligerado mediante alveolos o cavidades longitudinales que, en la ejecución de la estructura, ofrece máxima economía de materiales, mano de obra y tiempo, lo que se traduce en una importante reducción de costos.

Este sistema constructivo es fabricado bajo procesos industriales con rigurosos controles, garantizando condiciones óptimas de dosificación del concreto y calidad de los materiales, por lo que permite al calculista fiarse de un elemento versátil y de gran resistencia.

Las losas alveolares son elementos muy versátiles, siendo su uso más extendido para entresijos y techos. Estas losas aprovechan los beneficios del preesforzado y son óptimas para soportar cargas en grandes claros, teniendo peraltes moderados.

En este proyecto de culminación de estudios se pretende demostrar el proceso de diseño de estos elementos por solicitaciones de flexión y cortante; tomando en cuenta las previsiones de los códigos locales de Nicaragua y los reglamentos internacionales del Concreto.

1.2 ANTECEDENTES

La búsqueda de métodos constructivos cada vez más rápidos, económicos y eficientes ha llevado a la fusión de diferentes técnicas y especialidades para obtener productos innovadores.

La prefabricación tuvo su origen en la aplicación de los procesos industriales a la construcción. Se dice que la prefabricación de elementos de concreto es una forma constructiva bastante joven, apareciendo a inicios del siglo XX y teniendo su más destacado avance en 1928 con la aparición del preesforzado, el cual vino a solucionar las problemáticas más comunes en el uso del concreto: su poca resistencia a la tracción y por tanto su irremediable tendencia a la fisuración.

El evento más importante en el lanzamiento de la industria del concreto prefabricado/preesforzado en Estados Unidos fue la construcción del Puente “Walnut Lane Memorial” en Filadelfia en 1950. Lo que se consideró como una hazaña desde el punto de vista técnico e histórico, al ser construido de concreto preesforzado en una época en la que había poca información publicada sobre el tema y una total falta de experiencia con el presfuerzo en línea en este país.

Durante las décadas de 1950 y 1960 aparecieron a la luz los torones de siete alambres, camas de línea larga, aditivos, concreto de alto resistencia, y otras innovaciones, las cuales en conjunto con el apoyo técnico y logístico provisto por el “Instituto de Concreto Prefabricado/Preesforzado” (“PCI” por sus siglas en inglés) lograron el crecimiento y formalización de esta industria.

A inicios de la década de 1960 se condujo un programa de pruebas de parte de la Asociación de Cemento Portland (“PCA”) para establecer principios de diseño que aseguraran la seguridad de edificaciones construidas con sistemas de concreto prefabricado.

Durante los siguientes años, tanto ingenieros como fabricantes reconocen las ventajas del concreto colado en planta sobre el colado en situ, como son: la capacidad de fabricar concretos con baja relación agua/cemento y bajo condiciones

controladas. Así mismo, el concreto prefabricado/preesforzado ofrece flexibilidad para el desarrollo arquitectónico de formas más complejas.

Productos prefabricados como adoquines, bloques y losetas han sido fácilmente aplicados en el ámbito constructivo nicaragüense; sus bajos costos y facilidad de empleo los han vuelto una gran opción para un país pobre y con poco acceso a la mano de obra especializada.

Luego del lanzamiento de la edición del 2007 del reglamento nacional de construcción de Nicaragua (RNC-07), el cual es un documento basado en los estándares internacionales; tanto diseñadores como contratistas empiezan a experimentar con nuevos métodos constructivos que han sido aclamados en países desarrollados.

Técnicas como el EMMEDUE, el concreto monolítico, las losas postensadas, etc.; han ido apareciendo en la escena constructiva del país con mucho éxito.

Este documento se centra en los sistemas de entepiso pretensados y prefabricados, específicamente en las losas conocidas como “Alveolares” o “Hollow Core”, y la posibilidad de aplicación de las mismas en el país.

1.3 JUSTIFICACIÓN

El uso de entrepisos prefabricados es un método novedoso con numerables ventajas sobre la construcción con losas coladas en situ. Sin embargo, se debe tener en cuenta que, como otros sistemas, debe ser diseñado correctamente siguiendo los reglamentos nacionales e internacionales, para así asegurar el desempeño deseado. Esto se vuelve aún más vital en un país con alta demanda sísmica como lo es Nicaragua, en donde se debe tener más rigor en el diseño estructural.

Las losas presforzadas tipo alveolar al ser reconocidas como un diafragma por el ACI 318-14 puede ser un elemento apto para zonas con alta sismicidad.

El diseño gravitacional de las losas alveolares es realizado por el fabricante, el cual publica una serie de tablas de carga con las capacidades de cada sección que el mismo produce. En este documento monográfico se pretende demostrar la metodología y consideraciones necesarias para que este sistema funcione como un diafragma estructural, de forma que se asegure la transmisión de cargas horizontales al sistema resistente lateral.

1.4 OBJETIVOS

Objetivo General

Diseñar un edificio de concreto reforzado de cinco niveles a base de marcos especiales de momento y diafragma de losas alveolares pretensadas, en base a las previsiones sísmicas del ACI 318-14.

Objetivos Específicos:

- Considerar los requisitos establecidos en el Reglamento Nacional de la Construcción (RNC-07) y el ASCE-7 para el análisis estructural.
- Modelar y analizar la edificación en el software ETABS.
- Diseñar el Diafragma de Piso de Losas Alveolares ante a cargas sísmicas y gravitacionales, tomando en cuenta las recomendaciones del Instituto de Concreto Preesforzado/ Prefabricado e Instituto Americano del Concreto.
- Diseñar los elementos resistentes a fuerzas laterales (Vigas, Columnas y uniones) de acuerdo al capítulo 18 del ACI 318-14.

1.5 ALCANCES Y LIMITACIONES

El presente trabajo monográfico tiene como fin mostrar el procedimiento de diseño sísmico de un edificio de concreto reforzado con diafragma de sistema de losa alveolar. Se considerará un sistema de losas alveolares con sobrelosa estructural, la cual será la responsable de proveer la acción diafragmática. Las losas alveolares resistirán la flexión debido a las cargas gravitacionales. La determinación de la resistencia de las secciones de losa no entra en los alcances de este documento, para la selección de la misma se utilizarán las tablas del fabricante.

Además, se muestra el diseño de los elementos del marco especial de momento, pero esto no representa el principal objetivo del presente documento.

El procedimiento y recomendaciones de diseño del diafragma, mostrados en el presente documento son aplicables únicamente para el caso en el que se tiene un sistema resistente a base de marcos especiales de momento.

Se excluye de los alcances de este trabajo el diseño de fundaciones.

CAPITULO II: CRITERIOS DE ANALISIS SISMICO.

2.1 INTRODUCCIÓN.

La gran mayoría de sismos son provocados por la repentina liberación de energía a causa de una ruptura en los planos interiores de la corteza terrestre. Esta liberación de energía se transmite a través de la tierra en formas de ondas que producen movimientos verticales y horizontales del terreno desde el hipocentro.

Los terremotos suelen desencadenar una de las fuerzas dinámicas más devastadoras de la naturaleza, ocasionando desastres catastróficos cuando no se toman medidas apropiadas.

Aplicado a la ingeniería de estructuras, un desastre sísmico es aquel en que la intensidad del movimiento del terreno produce esfuerzos y deformaciones en las estructuras de forma que se exceden sus resistencias.

A través del análisis estructural sísmico, el diseñador es capaz de obtener las fuerzas internas y deformaciones a las que estarán sometidos los miembros de la estructura debido al sismo, y, de esta forma diseñar dichos miembros para que posean la resistencia y ductilidad necesaria para obtener el desempeño requerido.

En esta sección se mostrarán conocimientos teóricos básicos acerca de los métodos de análisis sísmico que se usarán en el diseño del edificio en estudio. Además, se muestran los lineamientos establecidos en el RNC-07 que competen al análisis estructural de edificios.

2.2 MÉTODOS DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL

El análisis sísmico permite determinar las fuerzas internas producidas por la acción sísmica sobre el edificio, presentado en la forma de fuerzas axiales, cortantes y momentos flexionantes en cada miembro estructural.

En Nicaragua toda estructura deberá ser diseñada y construida, para resistir, las cargas sísmicas determinadas según los métodos presentados en el Reglamento nacional de la construcción “RNC-07”.

Según el art. 30 del RNC07, el método a utilizar estará en dependencia de las características de la estructura de que se trate. El RNC07 presenta tres métodos para análisis por sismo:

1. Método Simplificado: Puede ser utilizado para edificios regulares con alturas menores a 12 m y que cumplen con el inciso “a” del art. 30 del RNC07.
2. Método Estático: Puede aplicarse para estructuras regulares de altura no mayor de 40 m y estructuras irregulares con alturas de no más de 30 m. este método se detalla en el art. 32 del RNC07.
3. Método Dinámico de Análisis Modal: Puede ser aplicado en todo tipo de estructuras.

Para el análisis de la estructura objeto de esta monografía se utilizará el Método Dinámico de Análisis Modal.

2.2.1 Consideraciones generales para el Análisis Sísmico según RNC-07

2.2.1.1 Clasificación de la estructura (RNC-07 Art.20)

Para efectos del diseño estructural se considerará que las estructuras se pueden clasificar en:

- a) Estructuras Esenciales: (**Grupo A**) son aquellas estructuras que por su importancia estratégica para atender la población inmediatamente después de ocurrido un desastre es necesario que permanezcan operativas luego de un sismo intenso, como hospitales, estaciones de bombero, estaciones de policía, edificios de gobierno, escuelas, centrales telefónicas, terminales de

transporte etc. Asimismo, se considerará dentro de este grupo a aquellas estructuras cuya falla parcial o total causaría pérdidas económicas o culturales excepcionales, como museos, archivos y registro públicos de particular importancia, monumentos, puentes, etc.

- b) Estructuras de normal Importancia (**Grupo B**) son aquellas en el que el grado de seguridad requerido es intermedio y cuya falla parcial o total causaría pérdidas de magnitud intermedia como viviendas, edificios de oficinas, locales comerciales, naves industriales, hoteles, depósitos y demás estructuras urbanas no consideradas esenciales. etc.
- c) Estructuras de menor importancia (**Grupo C**) son aquellas estructuras asiladas cuya falla total o parcial no pone en riesgo la vida de las personas, como barandales y cercos de altura menor a 2.5m.

2.2.1.2 Factor de reducción por ductilidad (RNC-07 Arto. 21)

Para el cálculo de las fuerzas sísmicas en el análisis estático y las obtenidas en el análisis dinámico modal con los métodos que se fijan en el artículo 27, se empleara un factor de reducción Q' que se calculara como sigue:

$$Q' = \begin{cases} Q & \text{si se desconoce } T, \text{ o si } T \leq T_a \\ 1 + \frac{T}{T_a} (Q-1) & T \leq T_a \end{cases}$$

T se tomará igual al periodo fundamental de vibración de la estructura cuando se utilice el método estático, e igual al periodo natural de vibración del modo que se considere cuando se utilice el análisis dinámico modal; T es un periodo característico del espectro de diseño que se define el artículo 27. Q es el factor de ductilidad que se defina el presente artículo. Para el diseño de estructuras que sean irregulares, de acuerdo con el arto. 23, el valor de Q ; se corregirá como se indica en dicho artículo.

2.2.1.3 Factor de reducción por sobrerresistencia (RNC-07 Arto. 22)

La reducción por sobrerresistencia está dada por el factor $\Omega = 2$.

2.2.1.4 Condiciones de regularidad (RNC-07 Arto. 23)

a) Estructura regular

Para que una estructura pueda considerarse regular debe satisfacer los siguientes requisitos:

1. Su planta es sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales por lo que toca a masa, así como a muros y otros elementos resistentes.
2. La relación de su altura a la dimensión menor de su base no pasa de 2.5.
3. La relación de largo a ancho de la base no excede de 2.5
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.
5. En cada nivel tiene un sistema de techo o piso rígido y resistente.
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; 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.
7. El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para el diseño sísmico, no es mayor que 110 por ciento del correspondiente al piso inferior ni, excepción hecha del último nivel de la construcción, es menor que 70 por ciento de dicho peso.
8. Ningún piso tiene un área, delimitada por los paños externos de sus elementos resistentes verticales, mayor que 110 por ciento de la del piso inmediato inferior ni menor que 70 por ciento de esta. Se eximen de este último requisito únicamente al último piso de la construcción.
9. Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en dos direcciones sensiblemente ortogonales por diafragmas horizontales y por traveses o losas planas.

10. La rigidez al corte de ningún entrepiso excede en más de 50 por ciento a la del entrepiso inmediatamente inferior. El último entrepiso queda excluido de este requisito.
11. La resistencia al corte de ningún entrepiso excede en más de 50 por ciento a la del entrepiso inmediatamente inferior. El último entrepiso queda excluido de este requisito.
12. En ningún entrepiso la excentricidad torsional calculada estáticamente, e_s , excede del diez por ciento de la dimensión en planta de ese entrepiso medida paralelamente a la excentricidad mencionada.

b) Estructura irregular

Toda estructura que no satisfaga uno o más de los requisitos del inciso a) del art. 23 será considerada irregular.

c) Estructura fuertemente irregular

Una estructura será considerada fuertemente irregular si se cumple alguna de las condiciones siguientes:

1. La excentricidad torsional calculada estáticamente, e_s , excede en algún entrepiso de 20 por ciento de la dimensión en planta de ese entrepiso, medida paralelamente a la excentricidad mencionada.
2. La rigidez o la resistencia al corte de algún entrepiso excede en más de 100 por ciento a la del piso inmediatamente inferior.

d) Corrección por irregularidad

El factor de reducción Q' , definido en el artículo 21, se multiplicará por 0.9 cuando no se cumpla con uno de los requisitos del inciso a) del art. 23, por 0.8 cuando no cumpla con dos o más de dichos requisitos, y por 0.7 cuando la estructura se fuertemente irregular según las condiciones del inciso c) del art. 23. En ningún caso el factor Q' se tomará menor que uno.

2.2.1.5 Coeficiente de diseño sismo resistente (RNC-07 Arto. 24)

El coeficiente sísmico, c , es el cociente de la fuerza cortante horizontal que debe considerarse que actúa en la base de la edificación por el efecto del sismo, V_0 , entre el peso de la edificación sobre dicho nivel, W_0 . Con este fin se tomará como base de la estructura el nivel a partir del cual sus desplazamientos con respecto al terreno circundante comienzan a ser significativos.

El coeficiente sísmico de una estructura se calcula para el método estático equivalente:

$$c = \frac{V_0}{W_0} = \frac{S(2.7 \cdot a_0)}{Q \cdot \Omega} \text{ Pero nunca menor que } (S)(a_0)$$

$$W_0 = CM + CVR$$

$$V_0 = \text{Cortante Basal}$$

$$CM = \text{Carga Muerta}$$

$$CVR = \text{Carga Viva Reducida}$$

2.2.1.6 Influencia del suelo y del periodo del edificio (RNC-07 Arto. 24)

Para tomar en cuenta los efectos de amplificación sísmica debido a las características del terreno, los suelos se dividirán en cuatro tipos, de acuerdo con las siguientes características:

Tipo I: Afloramiento rocoso con $V_s > 750$ m/s,

Tipo II: Suelo firme con $360 < V_s \leq 750$ m/s,

Tipo III: Suelo moderadamente blando, con $180 \leq V_s \leq 360$ m/s,

Tipo IV: Suelo muy blando, con $V_s < 180$ m/s, u9

Factores de amplificación por tipo de suelo

Si no se dispone de estos mapas de microzonificación, se utilizarán los siguientes factores de amplificación, S de acuerdo a la tabla 2.1.

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

Tabla 2.1 Factores de amplificación por tipo de suelo. Tomado del RNC-07.

2.2.1.7 Evaluación de la fuerza sísmica horizontal (RNC-07 Arto. 26)

La fuerza sísmica horizontal a nivel basal (F_s) que debe resistirse se determinara según la siguiente expresión:

$$F_s = cW_0$$

Donde:

C=coeficiente sísmico cuyo valor se calcula según el método de análisis empleado.

W_0 =carga o peso total del edificio

2.2.1.8 Espectro de diseño sísmico (RNC-07 Arto. 27)

Cuando se apliquen el análisis estático que se define en el artículo 32 o el dinámico modal que especifica en el artículo 33, se adoptara como ordenada del espectro de aceleraciones para diseño sísmico, a, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad, la que se estipula a continuación

$$a = \begin{cases} S \left[a_0 + (d - a_0) \frac{T}{T_a} \right] & \text{Si } T < T_a \\ Sd & \text{Si } T_a \leq T \leq T_b \\ Sd \left(\frac{T_b}{T} \right) & \text{Si } T_b \leq T \leq T_c \\ Sd \left(\frac{T_b}{T} \right) \left(\frac{T_b}{T} \right)^2 & \text{Si } T > T_c \end{cases}$$

Tratándose de estructuras del grupo B, a_0 se seleccionará del mapa de isoaceleraciones del anexo C del presente reglamento, mientras que $d=2.7a_0$, $T_a=0.1\text{seg}$, $T_b=0.6\text{seg}$, $T_c=2\text{seg}$ y S es el factor de amplificación por tipo de suelo definido en el artículo 23

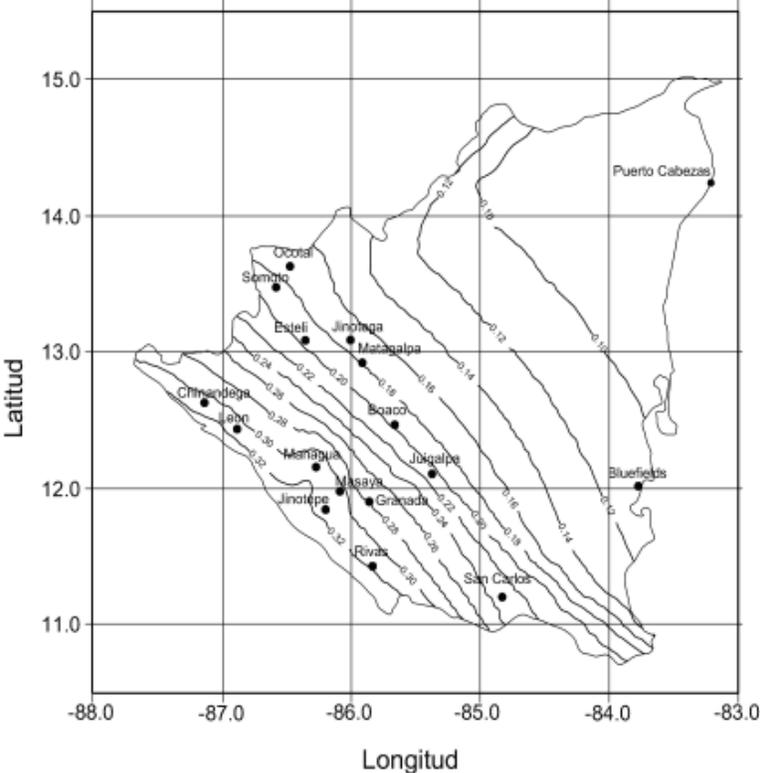


Figura 2.1 Mapa de Isoaceleraciones de Nicaragua. Tomado del RNC-07

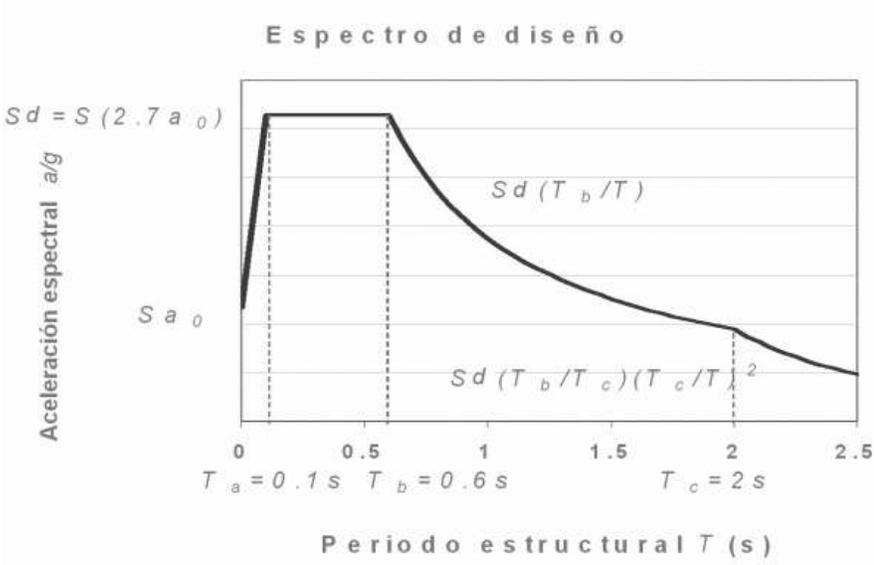


Figura 2.2 Espectro de Diseño para Nicaragua. Tomado del RNC-07

2.3 MÉTODO DINÁMICO DE ANÁLISIS MODAL

2.3.1 Generalidades del análisis modal

a) Dinámica estructural de sistemas de un grado de libertad

En el sistema de 1 grado de libertad más simple, las propiedades dinámicas están concentradas en un solo elemento físico.

Toda la masa “m” de este sistema está concentrada en el bloque rígido, y su movimiento está definido completamente por la coordenada u . También se considera que el resorte y el amortiguador no tienen masa. La fuerza dinámica externa es $p(t)$, esta notación indica que la fuerza p varía con el tiempo t .

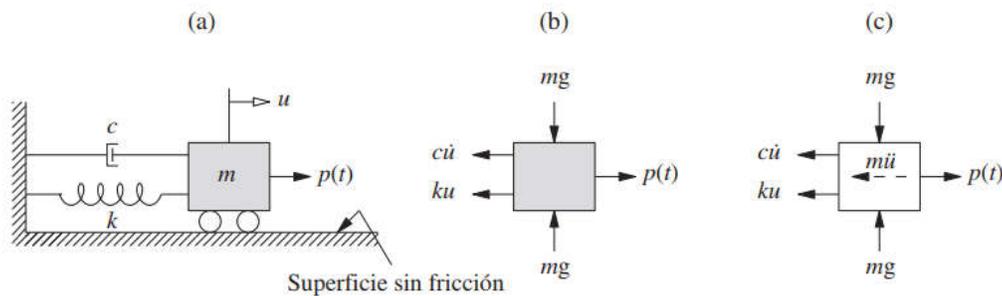


Figura 2.3 Sistema Masa-Resorte-Amortiguador. Tomado de (Chopra, 2014)

La figura 2.3 muestra el equilibrio de todas las fuerzas actuando en el sistema. Estas incluyen la fuerza externa $p(t)$, la fuerza restauradora elástica f_s , la fuerza de inercia f_I y la fuerza de amortiguamiento f_D . Todas estas fuerzas se relacionan mediante la siguiente ecuación:

$$f_I + f_D + f_s = p(t)$$

De acuerdo con el principio de D’Alembert, la fuerza de inercia es el producto de la masa por la aceleración

$$f_I = m\ddot{u}$$

La fuerza de amortiguamiento es el producto de la constante de amortiguamiento y la velocidad

$$f_D = cu$$

La fuerza elástica es el producto de la rigidez del resorte y el desplazamiento

$$f_S = ku$$

Cuando estas tres fuerzas son introducidas en la ecuación de equilibrio, la ecuación de movimiento de un sistema de 1 grado libertad es

$$mu + cu + ku = p(t)$$

La respuesta libre de la estructura se obtiene con esta ecuación

$$mu + cu + ku = 0$$

Esta ecuación es reescrita a como sigue:

$$u + 2\zeta w_n u + w_n^2 ku = 0$$

Donde:

$$w_n = \sqrt{k/m}; \text{ frecuencia natural del sistema}$$

$$\zeta = c/2mw_n = c/c_{cr}; \text{ fracción de amortiguamiento crítico}$$

b) Dinámica estructural de sistemas de varios grados de libertad

- Vibración libre- Propiedades Modales

La vibración libre de los sistemas lineales de varios grados de libertad sin amortiguamiento está regida por la ecuación siguiente:

$$mu + ku = p(t)$$

Donde m y k son matrices $n \times n$ de masa y rigidez respectivamente, u y p son vectores $n \times 1$ de desplazamiento y fuerzas dependientes del tiempo.

La solución para la vibración libre de un sistema sin amortiguación $p(t)=0$ se tiene:

$$\mathbf{u}(t) = \mathbf{q}_n(t)\boldsymbol{\varphi}_n \quad \text{b}$$

Donde q_n es la variación el tiempo de las propiedades modales y φ_n es el vector de modos naturales de vibración. La variación de los desplazamientos se describe mediante la función armónica simple

$$q_n(t) = A_n \cos w_n t + A_n \text{sen } w_n t \quad \text{c}$$

Si se combinan las ecuaciones b y c, resulta

$$\mathbf{u}(t) = \boldsymbol{\varphi}_n(A_n \cos w_n t + A_n \text{sen } w_n t)$$

Al sustituir esta forma de $u(t)$ en la ecuación (a) se obtiene

$$[w_n^2 m \boldsymbol{\varphi}_n + k \boldsymbol{\varphi}_n] q_n(t) = 0$$

La solución formal para la ecuación anterior se reescribe como

$$[k - w_n^2 m] \boldsymbol{\varphi}_n = 0$$

Se tienen soluciones no triviales si

$$\det[k - w_n^2 m] = 0$$

Al expandir el determinante se obtiene un polinomio de orden N en w_n^2 . La ecuación se conoce como ecuación característica o ecuación de frecuencia.

2.3.2 Participación de pesos modales (ARTO. 33 RNC 07)

Sí en el análisis modal se reconoce explícitamente el acoplamiento entre los grados de libertad de translación horizontal y de rotación respecto a un eje vertical, deberá incluirse el efecto de los modos naturales que, ordenados según valores decrecientes de sus períodos de vibración, sean necesarios para que la suma de los pesos efectivos en cada dirección de análisis sea mayor o igual a 90 por ciento del peso total de la estructural.

$$\sum W_{ei} \geq 0.9 W_o$$

Donde:

W_{ei} : Peso modal efectivo del i-ésimo modo

W_0 : Peso sísmico de la edificación

En este caso el efecto la torsión accidental se tendrá en cuenta trasladando transversalmente 0.1b las fuerzas sísmicas resultantes para cada dirección de análisis, considerando el mismo signo en todos los niveles.

a) Combinación de las respuestas modales

Las respuestas modales Y_i (fuerza cortante, desplazamiento lateral, momento de volteo, u otras) se combinarán para calcular las respuestas totales Y_T de acuerdo a la expresión

$$Y_T = \sqrt{\sum Y_i^2}$$

Siempre que los periodos de los modos naturales en cuestión difieran al menos diez por ciento entre sí. Para las respuestas en modos naturales que no cumplen esta condición se tendrá en cuenta el acoplamiento entre ellos. Los desplazamientos laterales así calculados se utilizarán para determinar efectos de segundo orden y para verificar que la estructura no excede los desplazamientos máximos establecidos en el artículo 34.

b) Cortante basal mínimo

Si con el método de análisis dinámico que se haya aplicado se encuentra que, en la dirección que se considera, la fuerza cortante basal V_0 es menor que $0.8 \frac{a}{\Omega Q'} W_0$ se incrementaran todas las fueras de diseño y desplazamientos laterales correspondientes, en una proporción tal que V_0 iguale a este valor; a y Q' se calculan para el periodo fundamental de la estructura en la dirección de análisis.

c) Efectos bidimensionales

Cualquiera sea el método dinámico de análisis que se emplee, los efectos de movimientos horizontales del terreno en direcciones ortogonales se combinaran

como se especifica en relación con el método estático de análisis sísmico en el artículo 32 inciso f. Igualmente, aplicables son las demás disposiciones del artículo 32 en cuanto al cálculo de fuerzas internas y desplazamientos laterales, con las salvedades que señala el artículo.

2.4 COMBINACIONES DE CARGA (ARTO. 33 RNC07)

Se determinarán las siguientes combinaciones para usar en el diseño de estructuras verticales, que produzcan los esfuerzos más críticos.

$$C_1^u = 1.4(CM)$$

$$C_2^u = 1.2(CM) + 1.6(CV + Ps)$$

$$C_3^u = 1.2(CM) + 1.6(Pz) + CV$$

$$C_4^u = 1.2(CM) + Fs + CV$$

$$C_5^u = 0.9(CM) + 1.6(Pz) + 1.6(Ps)$$

$$C_6^u = 0.9(CM) + Fs + 1.6(Ps)$$

2.5 DESPLAZAMIENTOS LATERALES (ARTO. 34 RNC07)

Cuando el análisis sísmico se use el método estático o alguno de los dinámicos, será necesario calcular los desplazamientos de la estructura en el estado límite de servicio de acuerdo con los siguientes criterios:

a) Cálculo de desplazamientos en el estado límite de servicio

Si para el análisis se ha usado el método estático, pero se ha ignorado el efecto del periodo 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 $Q\Omega/2.5$.

Si para el análisis se ha usado el método estático tomando en cuenta el efecto del periodo estructural, tal como se prevé en el artículo 32 inciso b), o si se ha utilizado el método dinámico espectral, los desplazamientos serán los que resulten del

análisis estructural ante fuerzas reducidas multiplicadas por el factor $Q'\Omega/2.5$. El valor de Q' se calculará para el periodo fundamental de la estructura.

b) Cálculo de desplazamientos en el estado límite de colapso

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

c) Revisión de desplazamientos laterales

Cuando la estructura se analice por el método estático o el dinámico modal, se revisará que su rigidez lateral sea suficiente para cumplir con las dos condiciones siguientes:

- Para limitación de daños a elementos no estructurales, las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos, calculado como lo estipula el artículo 34 inciso a), no excederán 0.002 veces las diferencia de elevaciones correspondientes, salvo que no haya elementos incapaces de soportar deformaciones apreciables, como muros de mampostería, o estos estén separados de la estructura principal de manera que no sufran daños por sus deformaciones, en tal caso, el límite será de 0.004.
- Por seguridad contra colapso, las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos, calculados como lo señala el artículo 34 inciso b), divididas por las diferencias de elevaciones correspondientes, no excederán las distorsiones de entrepiso establecidas en la tabla 4 para los distintos sistemas estructurales. Estos desplazamientos se emplearán también para revisar los requisitos de separación de edificios colindantes del artículo 38, así como para el cálculo de los efectos de segundo orden según el artículo 32 inciso e). Al calcular los desplazamientos mencionados arriba pueden descontarse los debidos a la flexión de conjunto de la estructura.

Sistemas estructurales	Distorsión
Marcos dúctiles de concreto reforzado (Q=3 o 4)	0.0300
Marcos dúctiles de acero (Q=3 o 4)	0.0300
Marcos de acero o concreto con ductilidad limitada (Q=1 o 2)	0.0150
Losas planas sin muros o contravientos	0.0150
Marcos de acero con contravientos excéntricos	0.0200
Marcos de acero o concreto con contravientos concéntricos	0.0150
Muros combinados con marcos dúctiles de concreto	0.0150
Muros combinados con macos de concreto con ductilidad limitada (Q=1 o 2)	0.0100
Muros diafragma	0.0060
Muros de carga de mampostería confinada de piezas macizas con refuerzo horizontal o malla.	0.0050
Muros de carga de mampostería confinada de piezas macizas; mampostería de piezas huecas confinada y reforzada horizontalmente; o mampostería de piezas huecas confinada y reforzada con malla.	0.0040
Muros de carga de mampostería de piezas huecas con refuerzo interior	0.0020
Muros de carga de mampostería que no cumplan las especificaciones para mampostería confinada ni para mampostería reforzada interiormente	0.0015

Tabla 2.2 Distorsiones de entrepiso máxima. Tomado del RNC-07

**CAPITULO III: CRITERIOS DE DISEÑO
SISMICO PARA MARCOS ESPECIALES
DE MOMENTO DE CONCRETO
REFORZADO.**

3.1 INTRODUCCIÓN

Las construcciones en concreto reforzado son naturalmente apropiadas para resistir movimientos sísmicos, debido a que su construcción monolítica provee un continuo patrón de carga para resistir fuerzas y mantener la integridad estructural durante un sismo.

Los edificios resisten los efectos sísmicos a través de una combinación de diafragmas estructurales, elementos verticales y fundaciones. En concreto reforzado, los elementos verticales se componen generalmente de marcos resistentes a momento o muros estructurales. Este trabajo monográfico está limitado al estudio de marcos especiales de momento; en el presente capítulo se describe el comportamiento y requisitos de diseño de los mismos; cabe recalcar que el uso de este tipo de sistemas está dirigido a zonas de alta sismicidad ya que su uso en otras zonas resulta ser antieconómico.

Los marcos especiales de momento están compuestos de vigas, columnas y nudos viga-columna; los cuales deben proporcionarse y detallarse para resistir combinaciones de cortante, momento y fuerza axial, que actúan en los mismos como resultado de la respuesta del edificio a los múltiples ciclos de desplazamiento durante el movimiento sísmico.

3.2 PRINCIPIOS DE DISEÑO PARA MARCOS ESPECIALES DE MOMENTO

Los marcos especiales de momento típicamente se diseñan con una resistencia a cortante basal considerablemente menor que aquella requerida para obtener una respuesta completamente elástica bajo el sismo de diseño. Esto quiere decir que se debe anticipar que el marco responderá al sismo dentro del rango inelástico. A través de la experiencia de sismos pasados, pruebas de laboratorio y estudios analíticos, se ha encontrado que se deben aplicar ciertos principios de diseño para asegurar que el marco puede soportar la anticipada repuesta inelástica sin que haya una pérdida crítica de resistencia. (Moehle, 2015)

Los principios son los siguientes, según Jack Moehle:

1. Diseñar un sistema de columna fuerte/ viga débil.
2. Detallar los elementos para un comportamiento dúctil.
3. Evitar los modos de falla más frágiles, tales como los de cortante, axial, conexiones y en los empalmes.
4. Evitar la interacción con los componentes no estructurales.

Estos principios se describirán a más detalle a continuación.

a) Diseñar un sistema de Columna Fuerte/ Viga Débil.

La distribución del daño en un edificio durante un sismo depende de la distribución de la deriva lateral. En una estructura con columnas débiles, la deriva tiende a concentrarse en uno o algunos de los niveles, lo que puede producir que se exceda la capacidad de las columnas. Es importante reconocer que las columnas en cada nivel deben soportar el peso de todo el edificio encima de la mismas, a diferencia de las vigas que solo deben soportar las cargas gravitacionales del nivel del que forman parte, por lo que la falla en las columnas se convierte en un caso aún más crítico.

Si las columnas proveen rigidez al largo de la altura del edificio, la deriva podrá ser distribuida de forma más uniforme, evitando el daño localizado.

Los códigos tales como el ACI318-14 hacen reconocimiento de este principio especificando que las columnas deben ser más fuertes que las vigas que están unidas a ellas.

Conseguir un completo mecanismo de falla de vigas puede requerir que la resistencia a momento de las columnas sea muchas veces mayor que la resistencia a momento de las vigas, aumentándose esta relación conforme el edificio sea más alto; lograr esto resulta ser no económico. Es por esto que se debe anticipar cierta fluencia de las columnas y se debe detallar el refuerzo de forma consistente con este comportamiento.

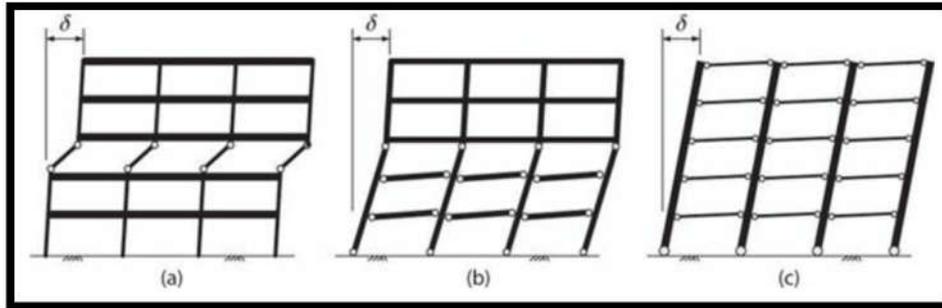


Figura 3.1 Idealización de los mecanismos de fluencia de vigas: (a) Mecanismo de falla de nivel, (b) Mecanismo intermedio, (c) Mecanismo de fallo de viga. Tomado de (Jack P. Moehle, 2010)

La figura muestra una idealización de los diferentes mecanismos de falla, a) Cuando se presenta un piso débil, b) Cuando se tiene un mecanismo intermedio de falla de columnas y vigas, y c) Cuando se obtiene un mecanismo de columna fuerte y viga débil.

La siguiente figura muestra un ejemplo de edificio que tuvo falla de columna débil.



Figura 3.2 Falla de piso débil. Tomado de Google Imágenes

b) Detallar los elementos para un comportamiento dúctil.

El comportamiento dúctil de miembros de concreto reforzado está basado en los siguientes principios:

Confinamiento para secciones altamente cargadas: El concreto simple tiene una capacidad de deformación por compresión usable relativamente pequeña (alrededor de 0.003), lo que puede limitar la deformabilidad de vigas y columnas en un marco especial de momento. La capacidad de deformación puede ser

incrementada hasta en 10 veces al confinar el concreto con espirales o estribos cerrados. El refuerzo lateral actúa para restringir la expansión del núcleo de concreto mientras es cargado en compresión, esta acción de confinamiento conlleva al aumento de la resistencia y la capacidad de deformación.

Abundante refuerzo para cortante: La resistencia a cortante se degrada cuando los miembros están sujetos a múltiples reversiones de deformación inelástica, especialmente cuando las cargas axiales son bajas. En dichos miembros se considera que se debe ignorar la contribución del concreto a la resistencia a cortante, de forma que el refuerzo debe ser diseñado para resistir por completo la fuerza cortante.

Evitar la falla del anclaje o la falla de los empalmes: Las cargas sísmicas severas pueden llevar a la pérdida del recubrimiento de concreto, lo que reduce el desarrollo y resistencia de los empalmes de traslape en el refuerzo longitudinal. Si se usan empalmes de traslape, se deben colocar lejos de las secciones de momento máximo, además deben tener estribos cerrados para confinar el empalme en caso de descascamiento del recubrimiento.

Prever la fluencia en las columnas: El mecanismo de fluencia deseado involucra la fluencia de las vigas en toda la altura de la estructura, más la fluencia de las columnas de las bases. Sin embargo, como se ha dicho anteriormente, se debe anticipar fluencia en las columnas a lo largo de la altura de la estructura; por esto se deben detallar los extremos de las vigas y columnas en cada nudo de forma que estas regiones puedan someterse a respuestas inelásticas de flexión sin decaimiento crítico de la resistencia.

c) Evitar mecanismos de falla frágiles.

Las proporciones de los elementos y el detallado del refuerzo deben ser diseñados de forma que promuevan la formación de los mecanismos de fluencia a flexión que se desean, sin que ocurra falla en modos menos dúctiles tales como son los siguientes:

- Falla por cortante en vigas y columnas: La falla por cortante es relativamente frágil y puede llevar a la pérdida rápida de la resistencia a cortante y en el caso de las columnas, capacidad para carga axial. El problema se hace más grande cuando una o más columnas pierden resistencia debido a la falla por cortante, ya que esto puede llevar a un mecanismo de piso débil. La falla en columnas debido al cortante es una de las fallas más citadas en llevar al colapso de una estructura.
- Falla por carga axial en columnas: Esta falla puede desencadenar un colapso progresivo en el cual las cargas axiales de la columna sobrecargada son transferidas a las columnas adyacentes, lo cual puede producir que estas también estén sobrecargadas y por ende llevando al colapso de todo el piso o de todo el edificio.
- Falla en conexiones: Los sistemas resistentes a fuerzas sísmicas deben proveer un continuo patrón de carga a través de los elementos estructurales y sus interconexiones. En la construcción de marcos especiales de momento en concreto reforzado, se debe tener preocupación por las conexiones entre los elementos verticales y horizontales del sistema resistente a cargas sísmicas, así como de sus empalmes, anclajes y los nudos viga-columna. Se debe tener en cuenta que algunos empalmes son sensibles a los efectos de cargas cíclicas inelásticas. Por otro lado, los nudos viga-columna son regiones con altos esfuerzos durante la carga de sismo.

d) Evitar la interacción con componentes no estructurales

El marco debe ser diseñado y construido de forma que sea libre de balancearse sin interferencia por algún elemento no estructural rígido, ya que esto puede limitar su flexibilidad relativa, haciendo los elementos más vulnerables a la falla por cortante.

3.3 REQUISITOS DE PROPORCIONAMIENTO Y DETALLADO DEL REFUERZO SEGÚN ACI 318-14.

En base a los fundamentos de diseño mencionados anteriormente, los códigos han desarrollado una serie de requerimientos de detallado de refuerzo y proporcionado de secciones para cada elemento en un marco especial de momento, con el propósito de que el sistema tenga el comportamiento deseado y promover un buen desempeño del mismo ante cargas sísmicas. A continuación, se describirán dichos requisitos, los cuales se encuentran en el capítulo 18 del ACI 318-14: “Estructuras Sismorresistentes”.

3.3.1 Requisitos de diseño para vigas de marcos especiales de momento

3.3.1.1 Generalidades

Una viga es un elemento estructural que soporta las cargas aplicadas y su propio peso mediante momentos internos y por cortante. En una viga se consideran mínimas o nulas las fuerzas axiales.

Las fuerzas externas aplicadas producen momentos flexionantes, los cuales son equilibrados en cualquier sección de viga por un momento interno resistente. También se requiere de un cortante interno resistente.

La flexión produce una respuesta compleja en el elemento, en la cual la sección está sometida a esfuerzos de compresión y tensión al mismo tiempo en caras opuestas del miembro. Las respectivas fuerzas resultantes de compresión y tensión, separadas por un brazo de torque, producen los momentos internos.

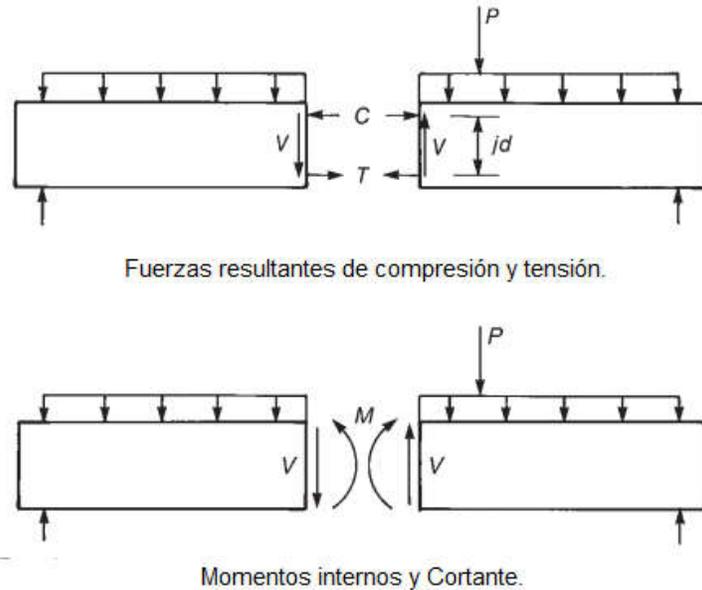


Figura 3.3 Fuerzas Internas en Viga. Tomado de (MACGREGOR, 2009)

Se considera como momento positivo aquel que produce esfuerzos de compresión en las fibras superiores de la sección y esfuerzos de tensión en las fibras inferiores.

Comportamiento del concreto reforzado sometido a flexión.

El concreto simple es altamente resistente a las fuerzas de compresión, pero, su resistencia a tensión es bastante pobre (alrededor de 1/10 de su resistencia a la compresión). En una sección de viga de concreto reforzado, el concreto y el acero de refuerzo actúan en conjunto para resistir los momentos flexionantes.

El concreto produce la fuerza interna resultante de la compresión y por su lado el acero aporta la fuerza interna resultante de la tensión. Lo que crea el momento interno resistente. Para esto debe asumirse que las deformaciones varían linealmente a través del miembro y no existe deslizamiento del acero de refuerzo relativo al concreto.

Para asegurar esto se toma la consideración que las secciones planas de un miembro tomadas perpendicular a su eje, permanecen planas después que el miembro se somete a flexión. Esta es una aplicación de la teoría de vigas de Bernoulli.

Aunque la resistencia de la sección de viga a la flexión es dada por la respuesta conjunta del concreto y el acero, se debe prestar atención al proporcionamiento de cada uno, ya que sus propiedades mecánicas difieren grandemente. Generalmente hablando, se debe optar por secciones “ligeramente” reforzadas, de forma que el acero fluya antes que el concreto falle.

El acero es un material dúctil, con la propiedad de soportar un gran rango de deformación luego de alcanzar la fluencia hasta llegar a la falla. Por otro lado, el concreto alcanza su resistencia máxima y falla repentinamente.

El enfoque de diseño debe ser lograr un comportamiento tal que al aumentar la carga de flexión más allá del rango elástico, el acero fluirá antes que el concreto llegue a su deformación máxima utilizable. Dicha deformación es especificada por los códigos y está basada en numerosos ensayos en el concreto bajo condiciones especiales. Según el ACI 318-14, acápite 22.2.2.1, se utilizará una deformación unitaria máxima de 0.003 para el cálculo de la resistencia nominal del concreto (deformación unitaria en la fibra extrema a compresión).

Para obtener una sección controlada por la tensión se debe tener una deformación unitaria en el acero mayor que la deformación de fluencia, cuando la deformación en el concreto es 0.003.

3.3.1.2 Requisitos de detallado y proporcionamiento para vigas de marcos especiales de momento según ACI318-14.

En esta sección se describen las disposiciones de diseño según el capítulo 18.6 del ACI318-14, el cual incluye todos los requisitos para vigas de pórticos resistentes a momento. En esta nueva edición del código se incluye en un solo capítulo el diseño de vigas, sin importar la magnitud de la fuerza axial de compresión, esto significa un cambio con respecto a las ediciones anteriores, en donde se requería que cualquier elemento perteneciente a un pórtico, sometido a una fuerza axial mayorada que excediera $\left(\frac{A_g f'_c}{10}\right)$ bajo cualquier combinación de carga, debía ser diseñado y detallado como una columna.

Limites dimensionales (18.6.2)

Las vigas deben cumplir los siguientes requisitos geométricos:

- La luz libre l_n no debe ser menor que $4d$
- El ancho b_w debe ser al menos igual al menor de $0.3h$
- 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 $0.75c_1$.

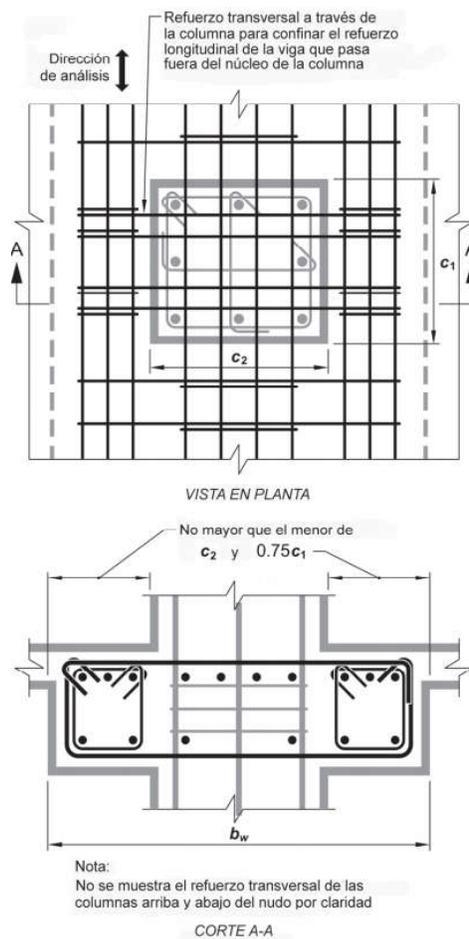


Figura 3.4 Ancho máximo efectivo de una viga ancha y el refuerzo transversal requerido.

Tomado del ACI318-14

Refuerzo longitudinal (18.6.3)

Las vigas deben tener al menos dos barras continuas tanto en la cara superior como para la inferior. Tanto para el refuerzo superior como para el inferior, la cantidad de

refuerzo no debe ser inferior al área de acero mínimo “ A_{smin} ” para flexión en vigas según el acápite 9.6.1.2, que dice que A_{smin} debe ser el mayor de (a) y (b).

a) $\frac{0.25\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d$

b) $\frac{1.4}{f_y} b_w d$

Esto a menos que el A_s colocado en todas las secciones sea como mínimo mayor en un tercio al A_s requerido por el análisis; entonces no es necesario cumplir con el requisito de 9.6.1.2.

Así mismo para evitar la congestión de acero y también limitar los esfuerzos cortantes, la cuantía de acero ρ no debe exceder 0.025.

Con respecto a los nudos, se indica que la resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. La resistencia a momento positivo o negativo, 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.

El código prohíbe los empalmes por traslapo del refuerzo longitudinal en las siguientes ubicaciones:

- 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.

Esta restricción se debe a que dichos empalmes por traslapo no se consideran confiables en condiciones de carga cíclica dentro del rango inelástico.

En las ubicaciones donde se tengan empalmes por traslapeo se deben proporcionar estribos cerrados de confinamiento o espirales en la longitud del empalme, con un espaciamiento que no exceda al menor entre $d/4$ y 100 mm.

Refuerzo transversal (18.6.4)

El refuerzo transversal se requiere principalmente para confinar el concreto y dar soporte lateral a las barras de refuerzo en regiones en las que se espera fluencia.

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 del comportamiento.

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 a lo siguiente:

- 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 (25.7.2.3)
- b) Ninguna barra que no esté apoyada lateralmente puede estar separada más de 150 mm libres de una barra apoyada lateralmente. (25.7.2.3)
- c) El espaciamiento de las barras de flexión soportadas transversalmente no debe exceder 350 mm. (18.6.4.2)
- d) El refuerzo superficial que es necesario en vigas con altura mayor de 900 mm (según 9.7.2.3) no necesita ser soportado lateralmente. (18.6.4.2)

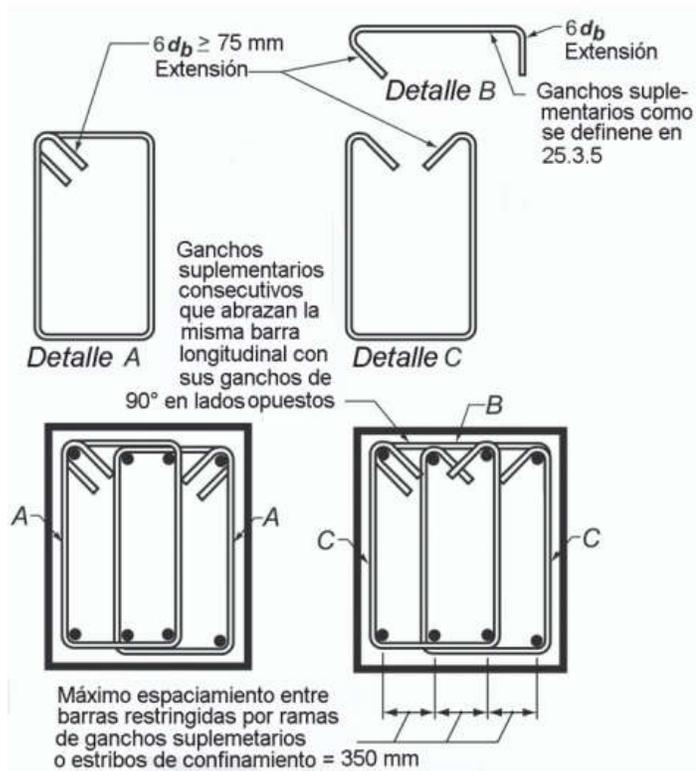


Figura 3.5 Ejemplos de estribos cerrados de confinamiento superpuestos. Tomado del ACI318-14

El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 500 mm de la cara de la columna de apoyo. El espaciado de los estribos no debe exceder el menor de:

- $d/4$
- Seis veces el diámetro de las barras principales a flexión más pequeñas, excluyendo el refuerzo superficial requerido por 9.7.2.3.
- 150 mm.

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

En el caso de vigas que tengan una fuerza de compresión axial mayorada que exceda $(A_g f'_c / 10)$, se debe colocar estribos cerrados de confinamiento que cumplan con los requerimientos de refuerzo transversal en columnas (18.7.5.2 a

18.7.5.4), los cuales se describirán más adelante. Dicho refuerzo debe colocarse en las regiones especificadas anteriormente (según 18.6.4.1). En el resto de la longitud de la viga se colocarán los estribos a 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 100 mm, se debe colocar refuerzo transversal adicional con un recubrimiento que no exceda de 100 mm y un espaciamiento que no exceda 300 mm.

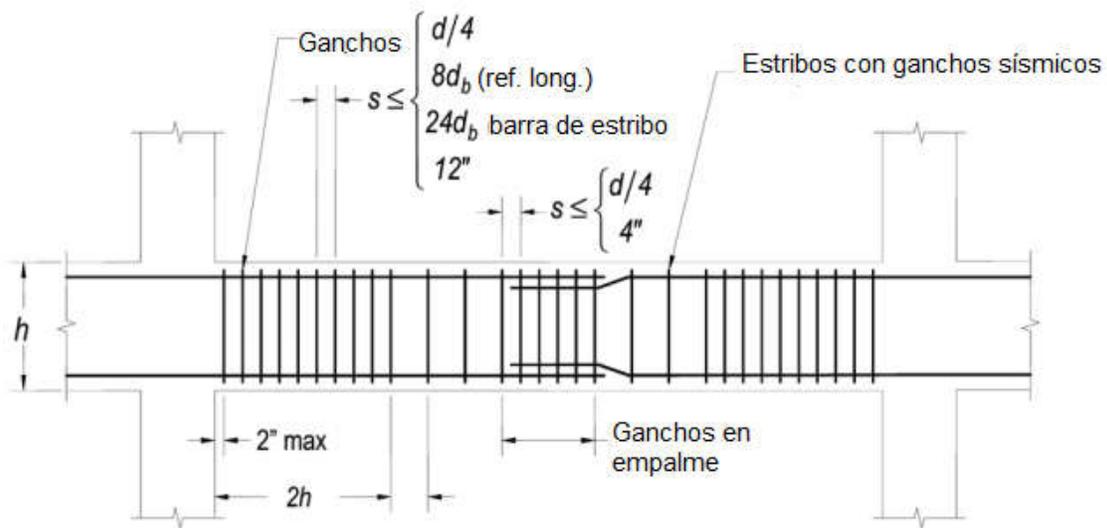


Figura 3.6 Requisitos de colocación de estribos. Tomado de (Jack P. Moehle, 2010)

Resistencia a cortante (18.6.5)

La fuerza cortante de diseño debe seleccionarse de manera que se aproxime al cortante máximo que se desarrollara en el miembro, es por esto que la resistencia a cortante requerida en miembros de un marco está relacionada con la resistencia a flexión de dicho miembro más que con las fuerzas cortantes mayoradas obtenidas del análisis de cargas laterales.

Entonces, el cortante de diseño estará relacionado con la resistencia a flexión probable, conocida como “Momento Probable” o “ M_{pr} ”, el cual es el momento resultante usando un esfuerzo de al menos $1.25f_y$ para el refuerzo longitudinal. Debe notarse que a menos que una viga tenga una resistencia a momento del orden de

3 a 4 veces el momento de diseño, debe suponerse que llegará a la fluencia en el caso de un sismo fuerte.

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 M_{pr} , y que la viga además está cargada a lo largo de su claro con cargas aferentes gravitacionales mayoradas.

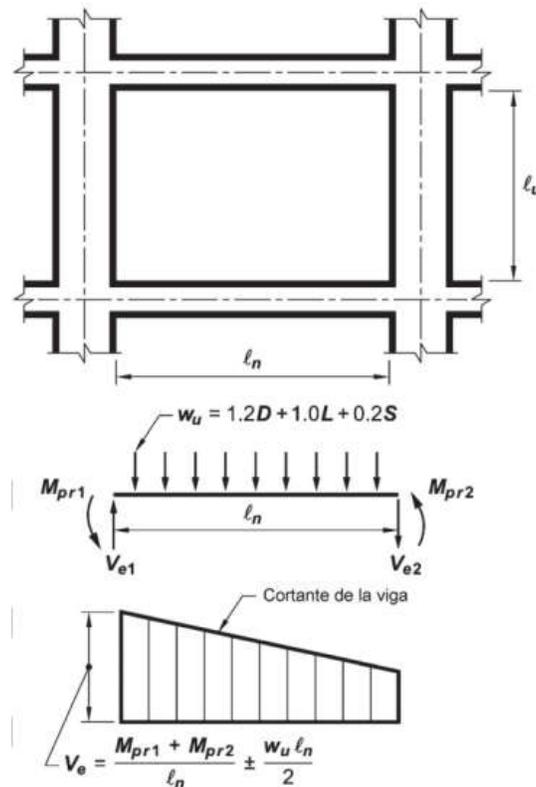


Figura 3.7 Cortante de diseño. Tomado de (Jack P. Moehle, 2010)

Refuerzo transversal (18.6.5.2)

El refuerzo transversal en los lugares identificados en 18.6.4.1 debe diseñarse para resistir cortante suponiendo que la resistencia del concreto a cortante “ V_c ” es igual a cero donde ocurra simultáneamente (a) y (b):

- a) La fuerza cortante inducida por el sismo calculada de acuerdo con 18.6.5.1 (a base de M_{pr}) representa la mitad o más de la resistencia máxima a cortante requerida en esas zonas;
- b) La fuerza axial de compresión mayorada " P_u " incluyendo los efectos sísmicos es menor que $A_g f'_c / 20$.

3.3.2 Requisitos de diseño para columnas de marcos especiales de momento.

3.3.2.1 Generalidades

Una columna es un elemento estructural vertical que soporta cargas axiales de compresión las cuales pueden estar acompañadas por momentos flexionantes. Una columna se caracteriza por tener dimensiones de sección transversal considerablemente menores que su altura. Las columnas están encargadas de soportar las cargas verticales de los pisos encima de ellas y transmitir las hasta las fundaciones.

Las columnas se conocen generalmente como "miembros a compresión" o como "miembros sujetos a la acción combinada de momento y axial", en esta descripción pueden ser incluidos también los muros y los elementos de cerchas de concreto.

Otro aspecto a tomar en cuenta en el diseño de las columnas es la estabilidad, o mejor dicho los efectos de la esbeltez. Según esta consideración se puede clasificar las columnas de la siguiente manera:

- Bloques de compresión o pedestales: Elementos de compresión verticales en los que la altura es menos de 3 veces la menor de sus dimensiones laterales.
- Columnas de concreto reforzado cortas: Aquellas columnas que fallan debido a la falla inicial de los materiales. La capacidad de carga estará controlada por las dimensiones de la sección transversal y la resistencia de los materiales de los que está construida.
- Columnas de concreto reforzado largas o esbeltas: Mientras las columnas se vuelven más esbeltas, las deformaciones flexionantes aumentan, lo que produce momentos secundarios. Si estos momentos tienen tal magnitud que reducen

significativamente las capacidades axiales de las columnas, se puede clasificar dichas columnas como largas o esbeltas.

Se debe tener en cuenta que la gran mayoría de las columnas de concreto son suficientemente “rechonchas”, de forma que se pueden ignorar los efectos de esbeltez.

Una columna de concreto simple tiene una capacidad de carga bastante pequeña, la cual puede ser aumentada con el uso de barras de acero longitudinales. Aun mas este efecto es sustancialmente mayor cuando se provee una restricción lateral a dichas barras longitudinales en la forma de estribos cerrados de confinamiento o espirales.

Los estribos previenen que las barras longitudinales se desplacen durante la construcción, además ayudan a resistir la tendencia de las barras de pandearse hacia fuera cuando están sometidas a carga, lo que causaría que el recubrimiento de concreto se quiebre o descascare.

Los espirales son aún más efectivas que los estribos en aumentar la resistencia de una columna. Sin embargo, son mucho más caras que los estribos.

Capacidad de las columnas a carga axial.

En la práctica real, no existen columnas perfectamente cargadas axialmente, pero la discusión de dichos miembros provee un excelente punto de partida para explicar la teoría que involucra el diseño de columnas reales con cargas excéntricas.

Los esfuerzos en el concreto y en las barras de refuerzo en una columna soportando cargas a largo plazo, no puede ser calculado con ningún grado de exactitud; se podría pensar que dichos esfuerzos se podrían calcular al multiplicar las deformaciones por un módulo de elasticidad apropiado, pero esta idea no funciona muy bien en la práctica ya que el módulo de elasticidad del concreto varía durante la carga debido al flujo plástico y retracción del mismo. Además, la parte de la carga soportada por el concreto y el acero cambia dependiendo de la magnitud y la duración de las cargas.

A pesar de lo anterior, se ha demostrado en diversos experimentos que la resistencia última de las columnas si puede ser estimada bastante bien. Se ha encontrado que factores como las proporciones de carga viva y carga muerta, la duración de carga, entre otros, tiene poco efecto en la resistencia última.

En la falla, la resistencia nominal de una columna corta cargada axialmente es determinada de forma bastante exacta con la siguiente expresión:

$$P_n = 0.85f'_c(A_g - A_{st}) + f_yA_{st}$$

Dónde A_g es el área bruta de concreto y A_{st} es el área total de acero longitudinal en la sección transversal.

3.3.2.2 Requisitos de detallado y proporcionamiento para columnas de marcos especiales de momento según ACI318-14

En esta sección se describen los requisitos de diseño aplicados a columnas de pórticos especiales resistentes a momento que forman parte del sistema de resistencia ante fuerza sísmica y que se diseñan principalmente para resistir flexión, cortante y fuerzas axiales. Estos requerimientos pueden ser encontrados en el acápite 18.7 del código. Debe notarse que esta sección aplica a todas las columnas independientemente de su fuerza axial; en ediciones anteriores del código se permitía que las columnas con bajos niveles de esfuerzo axial fueran diseñadas como vigas.

Limites dimensionales (18.7.2)

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.

Resistencia mínima a flexión de columnas. (18.7.3)

El propósito de los requisitos de resistencia mínima a flexión de columnas es el de reducir la posibilidad de fluencia de las columnas que forman parte del sistema de resistencia a fuerzas sísmicas. A través de la experiencia al analizar la falla de estructuras ante sismos, se ha descubierto que se obtiene el mejor comportamiento cuando se diseñan edificios con columnas fuertes y vigas débiles, ya que el fallo de las columnas conduce a un colapso repentino.

Según ACI318-14 inciso 18.7.3.2, las resistencias a flexión de las columnas deben cumplir con:

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

Dónde:

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

$\sum M_{nb}$ Es la suma de los momentos resistentes nominales a flexión de las vigas que llegan al nudo. En vigas T, cuando la losa está en tracción debida al momento en la cara del nudo, el refuerzo de la losa dentro del ancho efectivo de la losa debe suponerse que contribuye a M_{nb} siempre que el refuerzo de la losa este desarrollado en la sección crítica para flexión.

Las resistencias a la flexión deben sumarse de tal manera que los momentos de la columna se opongan a los momentos de la viga. Este requisito debe cumplirse para momentos de vigas que actúen en ambas direcciones en el plano vertical del pórtico que se considera.

De no cumplirse la ecuación 18.7.3.2 en un nudo, la resistencia lateral y la rigidez de las columnas que lleguen a ese nudo se deben ignorar al calcular la resistencia y la rigidez de la estructura. Estas columnas deben diseñarse según el capítulo

18.14, que dicta los requisitos para miembros no designados como parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas.

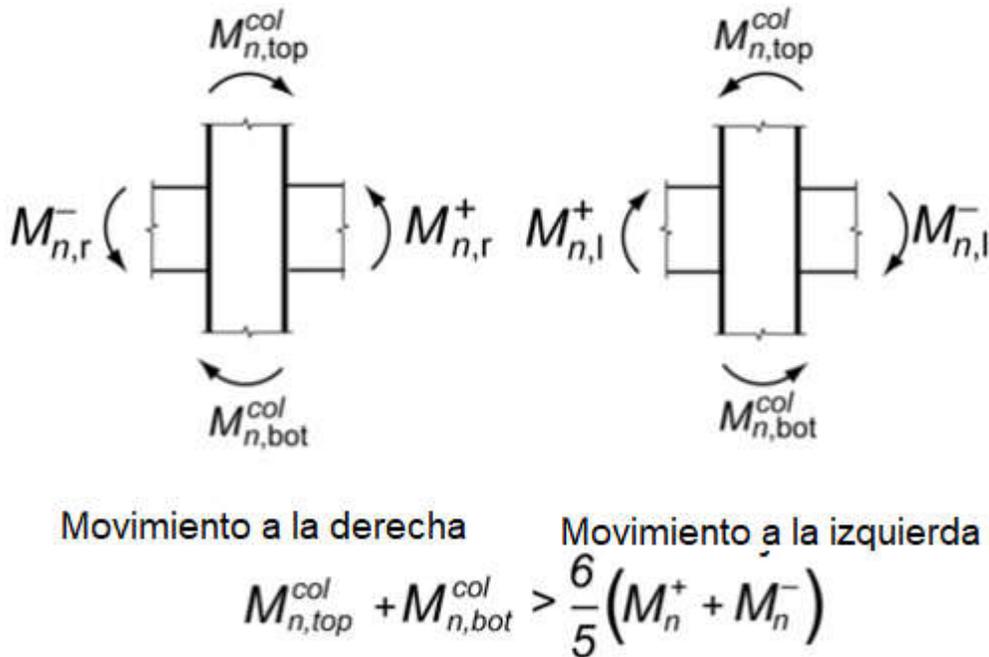


Figura 3.8 Momentos de diseño para sistema de columna fuerte/viga débil. Tomado de Google Imágenes.

Refuerzo longitudinal (18.7.4)

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

El límite inferior del área de refuerzo longitudinal es para controlar las deformaciones dependientes del tiempo y para que el momento de fluencia exceda al momento de fisuración. El límite superior refleja la preocupación por la congestión del acero, por la transferencia de carga desde los elementos del piso a las columnas y por el desarrollo de esfuerzos cortantes altos. (R18.7.4)

Para el caso de columnas con estribos de confinamiento circulares, debe haber al menos seis barras longitudinales.

Empalmes por traslapo

Los empalmes por traslapo se permiten solo 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. Esta restricción se debe a que el descascaramiento del concreto de recubrimiento, que es posible que ocurra cerca de los extremos de la columna en los pórticos de configuración normal, hace vulnerables los empalmes por traslapo de esas ubicaciones.

Refuerzo transversal (18.7.5)

Debe colocarse refuerzo transversal en una longitud " l_0 " medida desde cada cara de 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. Esta longitud " l_0 " debe ser al menos igual a la mayor de (a) hasta (c):

- a) La altura de la columna en la cara del nudo o en la sección donde puede ocurrir fluencia por flexión.
- b) Un sexto de la luz libre de la columna
- c) 450 mm.

Más allá de esta longitud l_0 , la columna debe contener refuerzo en forma de espiral o estribos cerrados de confinamiento, según lo requerido por el código, con un espaciamiento "s" que no exceda al menor de seis veces el diámetro de las barras longitudinales de la columna o 150 mm, a menos que se requieran mayores cantidades de refuerzo transversal debido a los empalmes. (18.7.5.5)

El refuerzo transversal debe disponerse de acuerdo con (a) hasta (f): (18.7.5.2)

- 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, de los estribos cerrados de confinamiento, siempre y cuando se cumpla con la limitación del código respecto a los estribos (25.7.2.2 y 25.7.2.3). 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, estos deben proveer soporte lateral al refuerzo longitudinal.
- e) El refuerzo debe disponerse de tal manera que el espaciamiento h_x de las barras longitudinales soportadas lateralmente por la esquina de un gancho suplementario o una rama de estribo cerrado de confinamiento no exceda 350 mm alrededor del perímetro de la sección de la columna.
- f) Cuando $P_u > 0.3A_g f'_c$ o $f'_c > 70$ Mpa en columnas con estribos cerrados de confinamiento rectilíneos, toda barra longitudinal, o paquete de barras, alrededor del perímetro del núcleo de la columna debe tener soporte lateral provisto por la esquina del estribo cerrado de confinamiento o por un gancho sísmico, y el valor de h_x no debe exceder 200 mm. P_u debe ser el máximo valor en compresión consistente con las combinaciones de mayoración de carga que incluyan E (carga de sismo).

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

- a) La cuarta parte de la dimensión menor de la columna
- b) Seis veces el diámetro de la menor barra de refuerzo longitudinal.
- c) S_0 según se calcule por medio de la siguiente ecuación (18.7.5.3):

$$S_0 = 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3} \right),$$

El cual no debe ser mayor a 150 mm y no es necesario tomarlo menor a 100 mm. Se conoce como h_x a la distancia entre barras longitudinales apoyadas lateralmente por estribos cerrados de confinamiento y ganchos suplementarios.

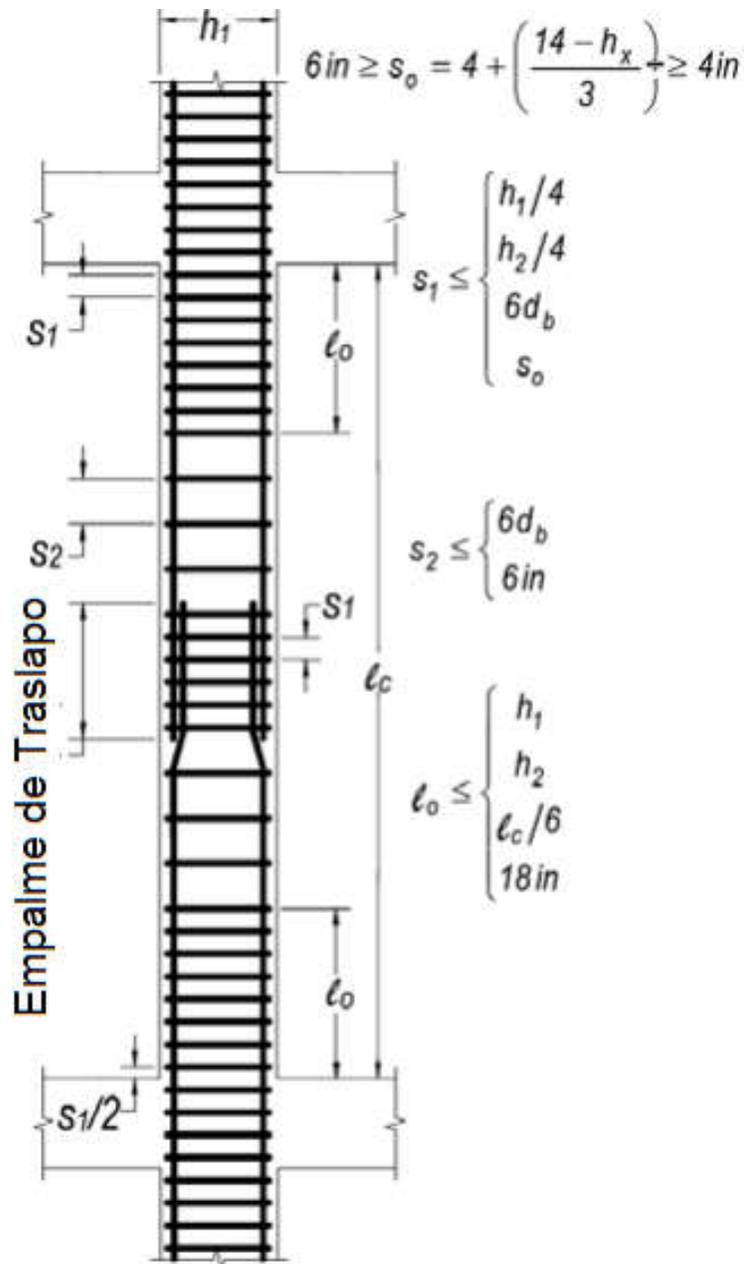


Figura 3.9 Refuerzo Transversal en Columnas. Tomado de (Jack P. Moehle, 2010)

Cuantía del refuerzo de transversal

Según 18.7.5.4 la cantidad de refuerzo transversal debe cumplir con la siguiente tabla:

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

Tabla 3.1 Cuantía de refuerzo transversal para columnas. Tomado de ACI318-14

Dónde k_f es el factor de resistencia del concreto y k_n el factor de efectividad del confinamiento. Estos se deben calcular con las siguientes ecuaciones:

$$k_f = \frac{f'_c}{175} + 0.6 \geq 1.0 \quad (18.7.5.4a)$$

$$k_n = \frac{n_l}{n_l - 2} \quad (18.7.5.4b)$$

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

Con respecto al recubrimiento de concreto, si el espesor de este fuera del refuerzo transversal de confinamiento 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. Este requisito pretende reducir el riesgo de que partes del recubrimiento se caigan.

Resistencia a cortante (18.7.6)

Fuerzas de diseño (18.7.6.1)

La fuerza de cortante de diseño V_e se debe determinar considerando las máximas fuerzas que puedan generarse en las caras de los nudos en cada extremo de la columna. Estas fuerzas en el nudo se deben determinar usando las resistencias a flexión máximas probables, es decir el momento probable M_{pr} (resistencia efectiva del acero a $1.25f_y$) en cada extremo de la columna, correspondiente al intervalo de fuerzas mayoradas P_u , que actúan en ella. No es necesario que las fuerzas cortantes en la columna sean mayores que aquellas determinadas a partir de la resistencia de los nudos con base en el M_{pr} de las vigas que llegan al nudo. En ningún caso V_e puede ser menor que el cortante mayorado determinado a partir del análisis de la estructura.

Refuerzo transversal (18.7.6.2)

El refuerzo transversal en las longitudes l_0 , definida anteriormente, debe diseñarse para resistir el cortante suponiendo que $V_c = 0$ 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_0 .
- b) La fuerza axial de compresión mayorada P_u incluyendo el efecto sísmico es menor que $A_g f'_c / 20$.

3.3.3 Requisitos de diseño para conexiones viga-columna en marcos especiales de momento.

3.3.3.1 Generalidades

Un nudo viga-columna está definido por la porción de columna que está dentro del espesor de la viga más alta que llega a la columna. Una conexión viga columna comprende el nudo más porciones de columnas, vigas y losa que se encuentran inmediatamente adyacentes al nudo.

Las conexiones viga-columna permiten que las fuerzas y momentos sean transmitidos entre las vigas y columnas. En edificios diseñados para resistir sismo, uno de las principales metas de diseño para los nudos es que permanezcan esencialmente elásticos mientras se forman las rotulas plásticas en miembros del marco adyacentes.

La acción estructural del marco puede resultar en la transmisión de grandes fuerzas cortantes al nudo. En muchos edificios, los requerimientos de diseño para los nudos controlan el tamaño y refuerzo de los miembros adyacentes.

3.3.3.2 Requisitos de detallado y proporcionamiento para nudos viga-columna de marcos especiales de momento según ACI318-14

En esta sección se describen los requerimientos que se aplican a nudos viga-columna de pórticos especiales resistentes a momento que forman parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas.

Generalidades (18.8.2)

Las fuerzas en el refuerzo longitudinal de la viga en la cara del nudo deben determinarse suponiendo que la resistencia en el refuerzo de tracción por flexión es $1.25f_y$. Esto debido a que se espera el desarrollo de rotaciones inelásticas en la cara del nudo, las cuales están asociadas a deformaciones unitarias en el refuerzo que exceden ampliamente la deformación unitaria de fluencia.

El refuerzo longitudinal de una viga que termine en una columna debe prolongarse hasta la cara del núcleo confinado de la columna más distante y anclarse, en tracción, de acuerdo con lo especificado para las longitudes de desarrollo en compresión y tensión. Esto se detallará más adelante.

Donde el refuerzo longitudinal de una viga atraviese el nudo 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 o 26 veces el diámetro de la barra longitudinal más larga para concretos livianos (18.8.2.3)

La altura h del nudo (definida según la figura a continuación) no debe ser menor que la mitad de la altura de cualquier viga que llegue al nudo, que genere cortante en el nudo y que sea parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas.

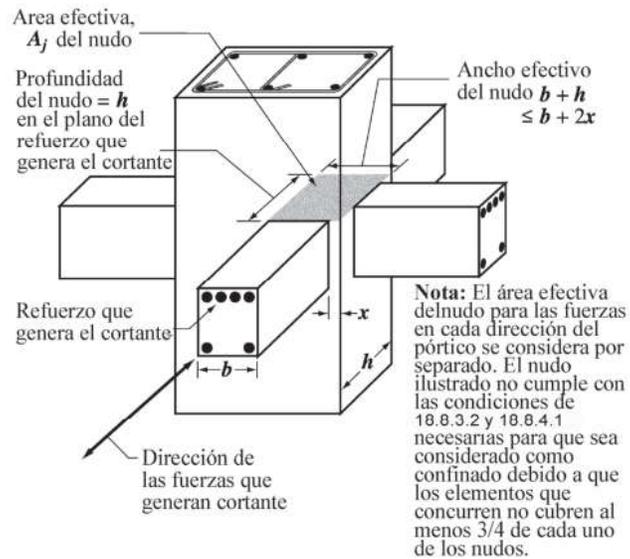


Figura 3.10 Área efectiva del nudo. Tomado de ACI318-14

Refuerzo transversal (18.8.3)

El refuerzo transversal del nudo debe cumplir con los mismos requisitos de refuerzo transversal especificados para columnas (18.7.5.2, 18.7.5.3, 18.7.5.4 y 18.7.5.7); esto quiere decir que el código requiere la colocación de refuerzo transversal en los nudos indistintamente de la magnitud de la fuerza cortante calculada, excepto en el caso cuando existan vigas que lleguen a los cuatro lados del nudo y el ancho de cada viga mida por lo menos tres cuartas partes del ancho de la columna, entonces se permite reducir la cuantía de refuerzo especificada en 18.7.5.4 a la mitad, y el espaciamiento especificado en 18.7.5.3 se puede incrementar a 150 mm dentro de la altura h de la viga menos alta.

Debe disponerse refuerzo transversal que pase a través del nudo para dar confinamiento al refuerzo longitudinal de viga que pasa fuera del núcleo de la columna, cumpliendo con los requisitos de espaciamiento de 18.6.4.4 (requisitos

para refuerzo transversal en vigas), y con los requisitos de 18.6.4.2 y 18.6.4.3, cuando dicho confinamiento no es producido por una viga que llegue al nudo.

Resistencia a cortante (18.8.4)

La resistencia nominal del nudo a cortante “ V_n ” debe estar de acuerdo a la siguiente tabla (18.8.4.1):

Configuración del nudo	V_n
Para nudos confinados por vigas en sus cuatro caras	$1.7\lambda\sqrt{f'_c} A_j$
Para nudos confinados por vigas en tres de sus caras o en dos caras opuestas	$1.2\lambda\sqrt{f'_c} A_j$
Para en otros casos	$1.0\lambda\sqrt{f'_c} A_j$

Tabla 3.2 Resistencia nominal a cortante de nudos. Tomado de ACI318-14

Dónde λ debe ser 0.75 para concreto liviano y 1.0 para concreto de peso normal. A_j se conoce como el área efectiva de la sección transversal dentro del nudo, se calcula como el producto de la profundidad del nudo por su ancho efectivo. La profundidad del nudo es la altura total de la sección de la columna, h . El ancho efectivo del nudo debe ser el ancho total de la columna, excepto cuando la viga llega a una columna más ancha, el ancho efectivo del nudo no debe exceder el menor de (a) y (b):

- a) El ancho de la viga más la altura del nudo.
- b) Dos veces la distancia perpendicular más pequeña del eje longitudinal de las vigas al lado de la columna.

Se debe notar que la resistencia del nudo a cortante es fijada solo como función de la resistencia a la compresión del concreto, a diferencia del caso de las vigas, se ha demostrado tras varios ensayos que la resistencia a cortante en un nudo no es tan sensible al refuerzo para cortante de dichos nudos.

Longitudes de desarrollo de barras

Longitud de desarrollo para barras en tracción (18.8.5):

Para diámetros de barras No. 10 a No. 36 terminadas con gancho estándar la longitud de desarrollo “ l_{dh} ” se debe determinar mediante la siguiente ecuación:

$$l_{dh} = f_y d_b / (5.4 \lambda \sqrt{f'_c}) \quad (18.8.5.1)$$

Pero l_{dh} debe ser al menos igual al mayor valor entre $8d_b$ y 150 mm para concreto de peso normal.

El gancho debe estar colocado dentro del núcleo confinado de una columna o elemento de borde, con el gancho doblado dentro del nudo.

Para barras de diámetro No. 10 y No. 36, l_d , la longitud de desarrollo en tracción para una barra recta, debe ser al menos igual a la mayor de (a) y (b):

- a) 2.5 veces la longitud requerida en 18.8.5.1 (para barras terminadas en gancho estándar) si el espesor de concreto colado fresco en una sola operación debajo de la barra no excede 300 mm.
- b) 3.25 veces la longitud requerida en 18.8.5.1 si el espesor de concreto colado fresco en una sola operación debajo de la barra excede de 300 mm.

Longitud de desarrollo para barras en compresión (25.4.9):

La longitud de desarrollo para barras corrugadas y a alambre a compresión “ l_{dc} ” debe ser el mayor de (a) y (b):

- a) La longitud calculada de acuerdo con 25.4.9.2
- b) 200 mm

Para calcular la longitud de desarrollo con respecto a 25.4.9.2 se debe tomar la mayor de (a) y (b), multiplicada por los factores de modificación aplicables según la tabla 25.4.9.3.

- a) $\left(\frac{0.24 f_y \psi_r}{\lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b$

$$b) 0.043f_y\psi_r d_b$$

La tabla 25.4.9.3 es la siguiente:

Factor de Modificación	Condición	Valor del factor
Concreto liviano λ	Concreto liviano	0.75
	Concreto liviano, cuando se especifica f_{ct}	De acuerdo con 19.2.4.3
	Concreto de peso normal	1.0
Refuerzo de confinamiento ψ_r	Refuerzo encerrado dentro de (1),(2), (3) o (4): (1) Una espiral (2) Un estribo circular continuo con $d_b \geq 6$ mm y paso 100 mm (3) Estribos cerrados de barra No.13 o alambre MD130 de acuerdo con 25.7.2 espaciado ≤ 100 mm (4) Estribos cerrados de confinamiento de acuerdo con 25.7.4 y espaciadas a distancias ≤ 100 mm, centro a centro.	0.75
	Otra	1.0

Tabla 3.3 Factores de modificación para longitud de desarrollo. Tomado de ACI318-14.

CAPITULO IV: DISEÑO SÍSMICO DE DIAFRAGMAS CON LOSAS ALVEOLARES.

El diafragma de la estructura estará conformado por un sistema de losa alveolar con cubierta sin acción compuesta. Esto significa que dentro de este diafragma se atribuirá la acción diafragmática solamente a la cubierta de concreto colada en sitio mientras que la losa alveolar se encarga de resistir flexión debido a cargas gravitacionales. Se considera que no hay transmisión de fuerzas cortantes entre la cubierta y la losa alveolar. Este sistema es aceptado por el RNC-07 y el ACI318.

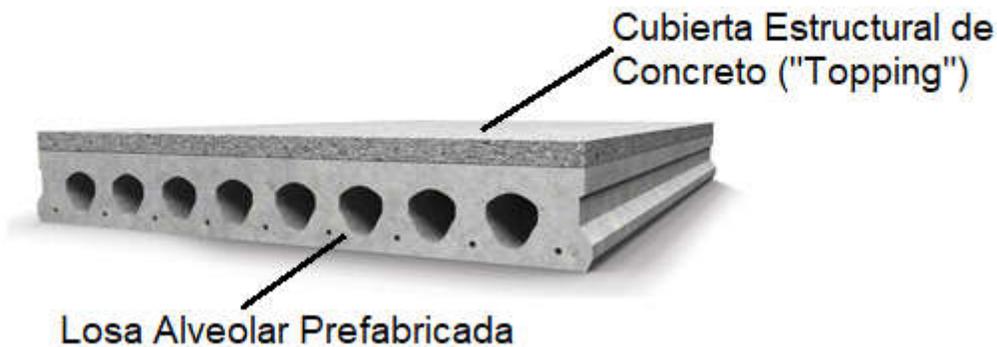


Figura 4.1 Sistema de Losa Alveolar con Topping. Tomado de Google Imágenes.

4.1 LOSAS DE PISO PREFABRICADOS/PRETENSADOS ALVEOLARES

Las losas alveolares son miembros de concreto prefabricado y preesforzados, con huecos continuos a lo largo de su claro que ayudan a reducir su peso, y por ende su costo, con la ventaja adicional que el preesforzado permite que estas losas cubran largos claros. El principal uso de este tipo de elementos es en sistemas de entrepiso, sin embargo, su uso se puede extender a paneles de muros, elementos de cerramientos y losas de piso en puentes. (Company, 2015)



Figura 4.2 Losa Alveolar prefabricada. Tomado de Google Imágenes.

Un sistema de entrepiso de este tipo está formado por unidades de losas colocadas una al lado de la otra y unidas por medio de “llaves de cortante” (las cuales se obtienen al llenar de mortero el espacio entre losas). Este sistema también puede estar constituido por una sobrelosa estructural, la cual debe ser diseñada y detallada.



Figura 4.3 Losa Alveolar prefabricada. Tomado de (Company, 2015)

Los peraltes típicos de estas losas varían entre 100mm y 500mm. El ancho de fabricación de estas unidades normalmente es de 1.20m. Estas losas se fabrican con concreto de alta resistencia, entre 40 y 60 MPa. Como refuerzo se utilizan torones de preesfuerzo, usualmente torones de 7 cables de baja relajación con diámetro de 13mm.



Figura 4.4 Construcción Típica con losas alveolares o extruidas. Tomado de Google Imágenes.

4.1.1 Ventajas del uso de Losas Alveolares (Productos de Concreto, 2018)

- Mínimo desperdicio al ser producidas a la medida para cada proyecto con maquinaria automatizada bajo estrictos controles de calidad.
- Son ligeras, los alveolos reducen de manera importante el peso del entrepiso.
- Fácil Instalación. Se pueden instalar de manera rápida sin necesidad de equipo o mano de obra especializada.
- Eliminación de encofrados y apuntalamiento, ya que no requieren cimbra de contacto, además, proveen una plataforma segura disponible inmediatamente después de instaladas para continuar con el resto de la obra.

- Con el uso del preesforzado se tienen mayores relaciones de claro-profundidad, se mejora el desempeño y se minimiza el uso de materiales.
- Flexibilidad en el diseño, ya que pueden usarse en combinación con otros materiales de construcción; incluyendo: muros de mampostería, muros o vigas de concreto prefabricado o in situ, concreto preesforzado o vigas de acero.
- Alta capacidad de carga. Proveen la eficiencia de un miembro preesforzado en cuanto a capacidad de carga, rango de luces y control de deflexiones manejando cargas pesadas con espesores mínimos.
- Durabilidad. El concreto y acero utilizado para la producción de estas placas son de alta resistencia y cumplen con altos estándares de calidad, asegurando una mayor durabilidad.
- Los alveolos en las placas pueden ser usados como ductos de servicios para ocultar tuberías, cables eléctricos o telefónicos. Normalmente, las perforaciones son realizadas en fábricas durante el proceso de producción.

4.1.2 Secciones transversales y Tablas de Carga

La sección transversal (espesor, configuración de los alveolos) y claro de estas losas varían dependiendo de su método de manufactura y el equipo utilizado en el mismo; los fabricantes publican catálogos de sus productos en conjunto con tablas de carga, que especifican la carga viva admisible para cada sección de losa.

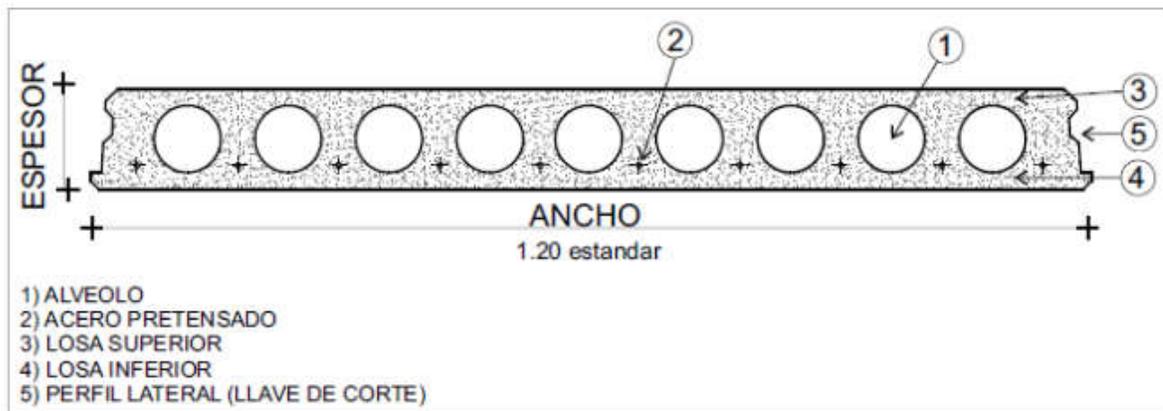
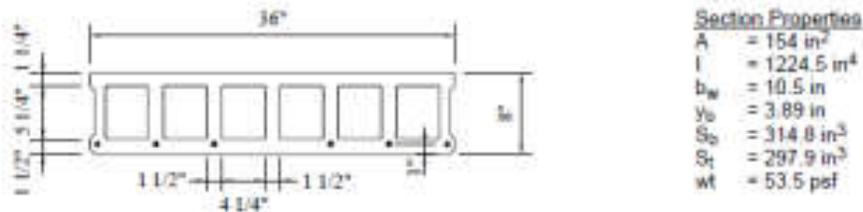


Figura 4.5 Sección típica de una losa alveolar. Tomado de Google Imágenes.

Estas tablas de carga definen la carga viva permitida que una losa dada puede soportar de forma segura en adición de su peso propio. La capacidad de carga será una función del espesor de la losa, la cantidad de presfuerzo provisto y la locación de los torones de presfuerzo.

Un ejemplo de tabla de diseño genérica se muestra en la figura siguiente:



SAMPLE LOAD TABLE ³											
Allowable Superimposed Live Loads, psf											
Strands, 270LR	φMn, ft-k	Spans, ft									
		14	15	16	17	18	19	20	21	22	23
4-3/8"	45.1	317	270	232	200	174	152	133	116	102	90
6-3/8"	65.4			356	311	272	240	212	188	168	150
4-7/16"	59.4			320	278	243	214	189	167	148	132
6-7/16"	85.0					343 ¹	311 ¹	283 ¹	258	231	208
4-1/2"	76.7					327	289	257	229	204	183
6-1/2"	105.3							317 ¹	290 ¹	267 ¹	247 ¹
Strands, 270LR	φMn, ft-k	24	25	26	27	28	29	30			
4-3/8"	45.1	79	79	69	61	53	46				
6-3/8"	65.4	134	120	108	97	87	78	70			
4-7/16"	59.4	118	105	94	84	75	67	59			
6-7/16"	85.0	187	169	153	139	126	114	104			
4-1/2"	76.7	165	148	134	121	109	99	90			
6-1/2"	105.3	227 ¹	210 ¹	195 ²	178 ²	163 ²	149 ²	137 ²			

Figura 4.6 Tabla de carga típica de una losa alveolar. Tomado de (Institute, 2015)

3.1.3 Conexiones Entrepiso – Estructura.

Al utilizar elementos prefabricados como parte de un sistema estructural es importante detallar las uniones de los elementos con el resto de la estructura, de forma que se obtenga un desempeño que emule el comportamiento de elementos colados en situ.

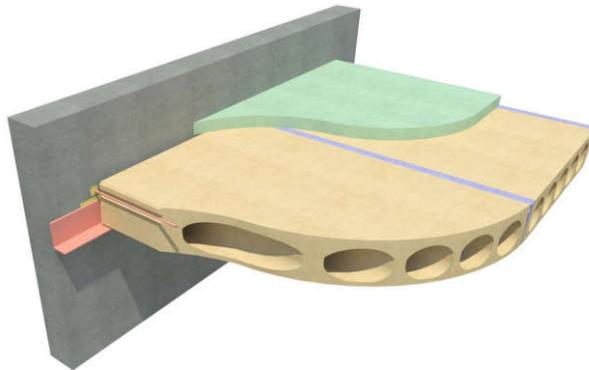


Figura 4.7 Conexión seca con angulares y cabezales incrustados. Tomado de (Company, 2015)

Para las losas prefabricadas existen una gran variedad de tipos de conexiones, pero entre ellas se distinguen dos tipos: conexiones secas y conexiones húmedas. Las conexiones secas incluyen formas de acero incrustadas tales como placas y angulares, con anclajes de cabeza en el concreto o con barras de refuerzo. Por otro lado, una conexión húmeda consiste en barras de refuerzo salientes del elemento de apoyo (vigas o muros), debidamente acopladas o empalmadas; la conexión se completa con la sobrelosa colada en sitio.



Figura 4.8 Conexión húmeda en espera del colado de sobrelosa. Tomado de Google Imágenes

4.2 DISEÑO DE LOSAS ALVEOLARES

4.2.1 Etapas Del Diseño

El diseño de un entrepiso con placas alveolares usualmente se lleva a cabo en dos etapas:

Diseño Preliminar: Modulación general de las placas, incluyendo dimensiones (claro y espesor) que se adapten a los requerimientos de resistencia y funcionamiento de la edificación.

Diseño Final: Detalles de las placas tales como distribución del refuerzo, conexiones y perforaciones. En esta etapa se elaboran los planos taller para producción.

4.2.2 Responsabilidades de Diseño

Es usual en la industria de las losas alveolares que el diseño final del producto sea realizado por el fabricante. Esto incluye el diseño por cargas verticales y laterales especificadas por el Ingeniero del Proyecto; así mismo, el productor especifica cualquier tipo de refuerzo embebido necesario para soportar fuerzas de conexión.

Sin embargo, el ingeniero del proyecto posee el importante rol de ejecutar la planificación preliminar necesaria para asegurar que el sistema de piso especificado sea posible.

El ingeniero estructural debe suministrar información clara de los criterios de diseños a los que deben acoplarse las placas alveolares. Entre la información básica que debe proveerse al fabricante se encuentra:

- Los planos generales del proyecto, incluyendo las plantas de cada piso y dimensiones de la edificación.
- Especificaciones del proyecto.
- Códigos y reglamentos particulares de construcción que rigen en la edificación.
- Cargas verticales y horizontales por piso.
- Niveles de resistencia al fuego requerida.

- Requerimientos de aislamiento acústico.
- Características de vibración requeridas
- Restricción por deflexiones.

El ingeniero del proyecto tiene la responsabilidad de revisar y aprobar los dibujos de erección preparados por el fabricante. La revisión de estos dibujos es la última oportunidad para asegurar que el entendimiento del fabricante coincide con la intención del diseño. Se debe revisar que se hayan utilizado cargas de diseño apropiadas, detalles y condiciones de apoyo apropiadas y la ubicación de aberturas.

El fabricante usualmente provee lo siguiente:

- Especificaciones detalladas para la fabricación de las placas alveolares
- Diseño detallado de la placa alveolar como sea acordado
- Planos de modulación detallados, localizando cada placa en la estructura.
- Detalles de apoyos, juntas, conexiones y perforaciones.
- Especificaciones del producto tales como propiedades de la sección, materiales, resistencia de los materiales, etc.

4.2.3 Diseño por Flexión

El diseño de elementos presforzados a flexión se realiza siguiendo el criterio de serviciabilidad. Esto quiere decir que tanto la sección de concreto como la fuerza de presfuerzo se determinaran elásticamente bajo cargas de servicio y luego serán revisadas por el criterio de resistencia para cumplir la demanda de dichas cargas incrementadas por los factores de seguridad. (Zepeda, 2006)

Se realiza una combinación de diseño por servicio y por resistencia cuando se tiene preesforzado parcial, es decir que parte de la carga es tomada por el acero de presfuerzo y la demás por acero de refuerzo no preesforzado.

Existen dos métodos que siguen el criterio elástico o de servicio para el diseño por flexión:

- ✚ *Método de esfuerzos permisibles:* Aquí se establece como requerimientos para diseñar, tanto la sección de concreto como la fuerza de presfuerzo, que

los esfuerzos desarrollados por las cargas de servicio no sobrepasen ciertos límites conocidos como esfuerzos permisibles.

✚ *Método de la carga balanceada:* Este método se inicia suponiendo una sección de concreto; la fuerza de presfuerzo se diseña de tal manera que su carga equivalente balancee las cargas de servicio (incluyendo el peso propio). Luego se revisa que los esfuerzos elásticos desarrollados no superen los permisibles. (Zepeda, 2006)

4.2.3.1 Esfuerzos Permisibles en el Concreto

El ACI 318-14 en su sección 24.5 define los límites para los esfuerzos admisibles en miembros de concreto presforzados sometidos a flexión. De esto se obtiene:

Límites para los esfuerzos a compresión en el concreto después de la aplicación del presfuerzo:

- a) En los extremos de miembros simplemente apoyados... $0.70 f'_{ci}$
- b) En otras ubicaciones..... $0.60 f'_{ci}$

Límites para los esfuerzos a tracción en el concreto después de la aplicación del preesforzado (sin refuerzo adicional adherido):

- a) En los extremos de miembros simplemente apoyados... $0.5\sqrt{f'_{ci}}$
- b) En otras ubicaciones..... $0.25\sqrt{f'_{ci}}$

Límites para los esfuerzos a compresión bajo cargas de servicio:

- a) Preesfuerzo más cargas permanentes en el tiempo..... $0.45f'_{c}$
- b) Preesfuerzo más todas las cargas..... $0.60f'_{c}$

Los límites para los esfuerzos a tracción para carga de servicio están en dependencia al comportamiento supuesto del elemento, según la siguiente tabla:

Comportamiento Supuesto	Clase	Límites del esfuerzo a tracción “ f_t ”
No fisurado	U	$f_t \leq 0.62\sqrt{f'_c}$
Transición entre fisurado y no fisurado	T	$0.62\sqrt{f'_c} < f_t \leq \sqrt{f'_c}$
Fisurado	C	$f_t > \sqrt{f'_c}$

Tabla 4.1 Límites del esfuerzo de tracción. Tomado del ACI 318-14 Tabla 24.5.2.1

Las losas alveolares son generalmente diseñadas para tener un comportamiento no fisurado bajo todas las cargas de servicio, por lo que se utilizan los límites para un miembro Clase U. Los límites del esfuerzo a tracción pueden tomarse mucho mayores, pero esto obligaría a analizar el comportamiento fisurado de la sección, lo cual supone un análisis más complejo.

4.2.3.2 Pérdidas del Presfuerzo

Para obtener el desempeño a carga de servicio de un elemento preesforzado es necesario encontrar el esfuerzo efectivo a tracción del acero, el cual se obtiene al tomar en cuenta las pérdidas que sufre la fuerza de preesfuerzo debido a diferentes fenómenos. El ACI318-14 indica que se deben incluir las siguientes pérdidas:

- a) Asentamiento en los anclajes del acero de preesforzado durante la transferencia.
- b) Acortamiento elástico del concreto.
- c) Flujo plástico del concreto
- d) Retracción del concreto
- e) Relajación del acero de preesforzado.
- f) Pérdidas por fricción debidas a la curvatura intencional o accidental de los tendones de postensado.

Para el caso del diseño de losas alveolares, se ignoran las pérdidas “a” y “f” debido a que son utilizadas para elementos postensados y las placas alveolares son pretensadas.

El cálculo de estas pérdidas es un proceso aproximado, el ACI318-14 recomienda el método desarrollado por Zia, el cual se encuentra en un archivo adjunto de ese documento. Las fórmulas para el cálculo de cada una de las pérdidas de preesfuerzo se muestran a continuación.

Debe notarse que estas fórmulas están notadas para el sistema internacional de medidas y pueden diferir en otros sistemas.

✚ Acortamiento Elástico Del Concreto (Es)

$$ES = K_{es} E_s \frac{f_{c_{ir}}}{E_{ci}}$$

Dónde:

$K_{es} = 1$ para miembros pretensados (factor)

$f_{c_{ir}}$: esfuerzo neto de compresión en el centro de gravedad del acero de preesfuerzo justo despues de la transferencia del presfuerzo.

$$f_{c_{ir}} = K_{cri} f_{c_{pi}} - f_g$$

$K_{cri} = 0.9$ para miembros pretensados.

$f_{c_{pi}}$ = esfuerzo en el concreto en el centro de gravedad del acero, debido a la fuerza de preesfuerzo.

f_g : esfuerzo en el concreto en el centro de gravedad del acero, debido a la carga muerta en el momento de la transferencia.

E_s : Modulo de elasticidad del acero de preesfuerzo

E_{ci} : Modulo de elasticidad del concreto al momento de la transferencia del preesforzado.

✚ Flujo Plástico Del Concreto (Cr)

$$CR = K_{cr} \frac{E_s}{E_c} (f_{c_{ir}} - f_{c_{ds}})$$

$K_{cr} = 2.0$ para miembros pretensados

f_{cds} : esfuerzo en el concreto en el centro de gravedad del acero de preesfuerzo

debido a todas las cargas permanentes superimpuestas después de la transferencia.

🚧 Retracción Del Concreto (Sh)

$$SH = 8.2 \times 10^{-6} K_{sh} E_s \left(1 - 0.00236 \frac{V}{S} \right) (100 - RH)$$

$K_{sh} = 1.0$ para miembros pretensados

$\frac{V}{S}$: Relación volumen a superficie del elemento

RH: Humedad Relativa alrededor del concreto

🚧 Relajación Del Acero Del Preesforzado (Re)

$$RE = [K_{re} - J](SH + CR + ES) - C$$

K_{re} , J y C se toman de las siguientes tablas.

Tipo de Tendon	K_{re} (MPa)	J
Torón o Cable Grado 1860 liberado de esfuerzo	138	0.15
Torón o Cable Grado 1725 liberado de esfuerzo	128	0.14
Cable librera de esfuerzo Grado 1655 o 1620	121	0.13
Torón de baja relajación Grado 1860	35	0.040
Cable de baja relajación Grado 1725	32	0.037
Cable de baja relajación Grado 1655 o 1620	30	0.035
Barra liberada de esfuerzo Grado 1000 o 1103	41	0.05

Tabla 4.2 Propiedades del acero preesforzado. Tomado del PCA-08.

Valores de C

f_{pi}/f_{pu}	Cable o Torón Liberado de Esfuerzo	Cable o Torón de Baja Relajación
0.80		1.28
0.79		1.22
0.78		1.16
0.77		1.11
0.76		1.05
0.75	1.45	1.00
0.74	1.36	0.95
0.73	1.27	0.90
0.72	1.18	0.85
0.71	1.09	0.80
0.70	1.00	0.75
0.69	0.94	0.70
0.68	0.89	0.66
0.67	0.83	0.61
0.66	0.78	0.57
0.65	0.73	0.53
0.64	0.68	0.49
0.63	0.63	0.45
0.62	0.58	0.41
0.61	0.53	0.37
0.60	0.49	0.33

Tabla 4.3 Valores de C. Tomado de "PCA Notes on ACI318-08"

Se obtienen el esfuerzo efectivo " f_{se} " y la fuerza efectiva " P_e " del preesfuerzo para carga de servicio, al restar las pérdidas de la fuerza aplicada por la gata de preesfuerzo.

4.2.3.3 Resistencia Nominal a Flexión

La capacidad de momento en un elemento preesforzado está en función del esfuerzo último desarrollado en los torones de preesfuerzo. De la misma forma que en el concreto reforzado, se establecen límites mínimos y máximos del acero colocado, de forma que los esfuerzos en los torones sean compatibles con los esfuerzos en el concreto, para asegurar un comportamiento dúctil.

Las losas alveolares son diseñadas en base a los límites dados para losas en una dirección con preesfuerzo adherido; el ACI318-14 indica que como mínimo estas losas deben tener una cantidad de refuerzo preesforzado y no preesforzado, de forma que se pueda desarrollar una carga mayorada de por lo menos 1.2 veces la

carga de fisuración, calculado en base a f_r (esfuerzo de fisuración del concreto). O dicho de otra forma:

$$\phi M_n \geq 1.2M_{cr}$$

Donde ϕ es el factor de reducción de resistencia, de acuerdo a ACI138.

El propósito de este límite es asegurar que cuando el concreto desarrolle fisuras por flexión, el acero de preesfuerzo no habrá alcanzado su esfuerzo de diseño total. Debe recordarse que el aporte de resistencia de los torones de preesfuerzo está en base a la fuerza de preesfuerzo y esta solo se mantiene cuando el torón está en su zona elástica.

Ignorar este criterio puede resultar en un comportamiento frágil del elemento. Sin embargo, el código permite ignorar este criterio si la resistencia de diseño tanto para flexión como para cortante es al menos el doble de la requerida.

Cálculo de la Resistencia Nominal a Flexión

La resistencia nominal a flexión de un miembro preesforzado puede ser calculada usando las mismas suposiciones utilizadas para miembros no presforzados. Sin embargo, el acero de preesfuerzo no posee un punto de fluencia definido como el acero de refuerzo común. A manera que una sección presforzada alcanza su resistencia nominal a flexión (definida por la deformación máxima a compresión del concreto de 0.003), el esfuerzo en los torones, f_{ps} , va a variar dependiendo de la cantidad de presfuerzo.

Se puede encontrar el valor de f_{ps} usando condiciones de equilibrio, relaciones esfuerzo-deformación o compatibilidad de deformaciones. El ACI318-14 brinda una formula aproximada para calcular f_{ps} para elementos con acero de preesfuerzo adherido, siempre y cuando todo el refuerzo preesforzado se encuentre en la zona de tracción y $f_{se} \geq 0.5f_{pu}$.

$$f_{ps(Mpa)} = f_{pu} \left\{ 1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \left[\rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} \frac{f_y}{f'_c} (\rho - \rho') \right] \right\} \quad \mathbf{20.3.2.3.1 \text{ ACI 318-14}}$$

Donde γ_p , está dado según:

f_{py} / f_{pu}	γ_p
≥ 0.80	0.55
≥ 0.85	0.40
≥ 0.90	0.28

Tabla 4.4 Valores de γ_p . Tomado de ACI318-14 20.3.2.3.1

4.2.4 Diseño por Corte

El diseño por corte se realiza de acuerdo a las previsiones del ACI318, el cual dicta que la resistencia a cortante estará dada por la suma de la resistencia a corte del concreto y la resistencia a corte del refuerzo provisto.

La resistencia a corte del concreto para elementos presforzados está dada por la menor de:

- V_{ci} : Resistencia a flexión/cortante, fisuración provocada por la flexión.
- V_{cw} : Resistencia a falla inclinada o por cortante en el alma.

Dónde V_{ci} , se toma como el mayor de:

$$(a) V_{ci}(N) = 0.05\lambda\sqrt{f'_c}b_w d_p + V_d + \frac{V_i M_{cre}}{M_{max}} \quad \mathbf{22.5.8.3.1.a \text{ ACI 318-14}}$$

$$(b) V_{ci}(N) = 0.14\lambda\sqrt{f'_c}b_w d \quad \mathbf{22.5.8.3.1.b \text{ ACI 318-14}}$$

Donde d_p no hay necesidad de tomarlo menor que $0.8h$, M_{max} y V_i se deben calcular con la combinación de carga que causa el máximo momento mayorado en la sección y M_{cre} se calcula como:

$$M_{cre}(N \cdot mm) = \left(\frac{I}{y_t}\right) (0.5\lambda\sqrt{f'_c} + f_{pe} - f_d) \quad \mathbf{22.5.8.3.1.c \text{ ACI 318-14}}$$

La resistencia a cortante en el alma, V_{cw} , se debe calcular como:

$$V_{cw}(N) = (0.29\lambda\sqrt{f'_c} + 0.3f_{pc})b_w d_p + V_p \quad \mathbf{22.5.8.3.2 \text{ ACI 318-14}}$$

Donde V_p es la componente vertical del preesforzado efectivo, esta se anula para el caso de las losas alveolares ya que el perfil del torón es recto y por lo tanto no hay dicha componente.

4.2.4.1 Refuerzo mínimo a cortante

El código ACI318-14 establece que para losas alveolares prefabricadas y presforzadas con $h > 315$ mm (sin incluir afinado de piso), debe colocarse un área mínima de acero $A_{v, \min}$ en todas las regiones donde $V_u > 0.5\phi V_{cw}$.

Sin embargo, existe dificultad de colocar estribos durante el proceso de manufactura de las losas alveolares, es por esto que la práctica más común para aumentar la resistencia a corte es reducir el número de núcleos en una losa.

4.2.5 Desarrollo del Torón de Preesfuerzo

Para torones de siete alambres sometidos a tracción el ACI indica una longitud de desarrollo calculada con la siguiente ecuación:

$$l_d(\text{mm}) = \left(\frac{f_{se}}{21}\right) d_b + \left(\frac{f_{ps} f_{se}}{7}\right) d_b \quad \text{ACI 25.4.8.1}$$

En donde el primer término representa la longitud de transferencia del torón o la distancia que el torón debe adherirse al concreto para desarrollar el presfuerzo efectivo. El segundo término representa la longitud adicional en la que el torón debe adherirse de tal forma que se pueda desarrollar un esfuerzo correspondiente a la resistencia nominal del miembro.

Cuando la adherencia del torón no se extiende hasta el extremo del miembro y el diseño incluye tracción para cargas de servicio en la zona pre comprimida de tracción, la longitud requerida de desarrollo debe ser el doble del valor calculado con la ecuación anterior.

Se debe prestar atención que, a lo largo de la longitud de desarrollo, la resistencia a flexión límite corresponde al momento de fisuración, debido a que, si se producen grietas en el concreto, se tendrán esfuerzos mayores al esfuerzo efectivo y habrá falla y se perderá la adherencia.

4.3 CRITERIOS DE DISEÑO SISMICO DE LOSAS ALVEOLARES

4.3.1 Acción diafragmática

Las estructuras de edificios están constituidas por un conjunto de elementos horizontales y verticales configurados para resistir cargas gravitacionales y laterales. Aunque la estructura tridimensional trabaja integralmente para resistir las sollicitaciones de carga, normalmente se concibe el sistema resistente a fuerzas laterales compuesto por elementos verticales (columnas y muros), elementos horizontales (diafragmas) y fundaciones.

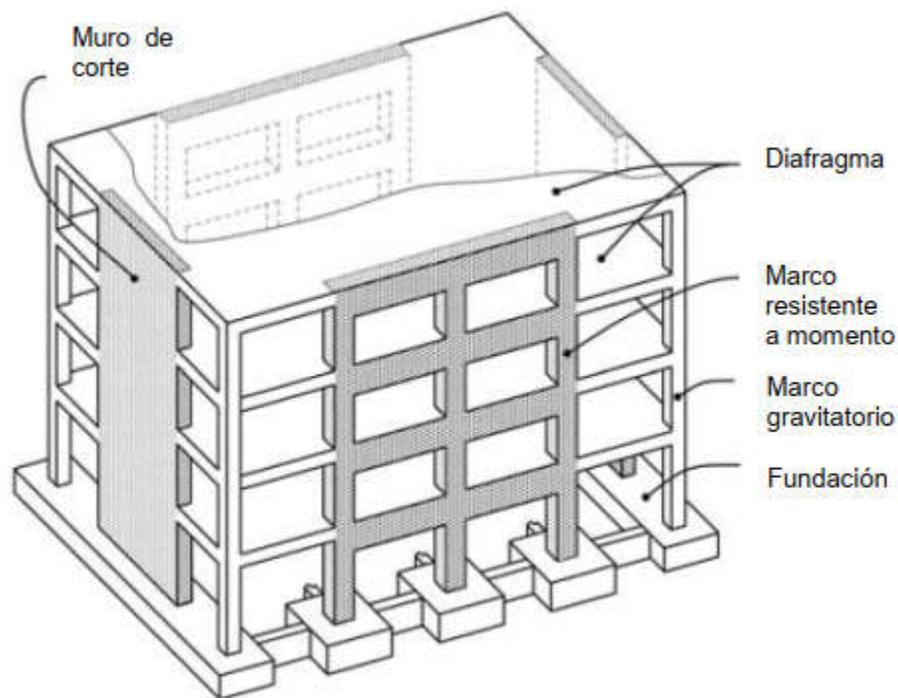


Figura 4.9 Vista isométrica de los componentes estructurales básicos de una estructura de edificio. Tomado de (Moehle, 2015)

Los diafragmas juegan un rol preponderante en el sistema resistente a fuerzas laterales, estos transmiten las fuerzas inerciales del sistema de piso hacia los elementos verticales del sistema durante un sismo, así como mantienen la integridad estructural uniendo todos los elementos, garantizando una transmisión de carga estable desde los pisos superiores hasta las fundaciones.

4.3.2 Roles de los diafragmas

Los diafragmas cumplen múltiples roles para resistir fuerzas gravitacionales y laterales en los edificios. Los roles principales son:

- Proveer soporte lateral a los elementos verticales: los diafragmas, al estar conectados a los elementos verticales en todos los niveles, proveen soporte lateral para resistir pandeo y otras fuerzas de segundo orden asociadas con fuerzas axiales.
- Fuerzas en el plano del diafragma: Las fuerzas laterales provenientes de las combinaciones de carga, incluyendo viento, sismo y presiones horizontales de fluidos o empuje del suelo; las cuales generan acciones de cortante axiales y de flexión en el plano del diafragma.
- Fuerzas de transferencia del diafragma: Los elementos verticales del sistema de resistencia ante fuerzas laterales pueden tener diferentes propiedades a lo largo de su altura, o bien, sus planos de resistencia pueden cambiar de un piso a otro, creando transferencias de fuerzas entre los elementos verticales.
- Fuerzas de conexión: Estas fuerzas son transferidas desde los elementos donde se desarrollan las fuerzas hacia el diafragma a través de las conexiones.
- Fuerzas de arriostramiento de las columnas: La presencia de columnas inclinadas puede provocar grandes empujes dentro del plano de los diafragmas debidos a las cargas de gravedad y de vuelco. Cuando estos empujes no están balanceados localmente por otros elementos, las fuerzas deben transferirse al diafragma de modo que puedan ser transmitidas a otros elementos apropiados del sistema de resistencia ante fuerzas laterales.
- Fuerzas fuera del plano del diafragma: La mayoría de los diafragmas forman parte de la estructura del piso y cubierta y, por lo tanto, soportan fuerzas gravitacionales. (Moehle, 2015)

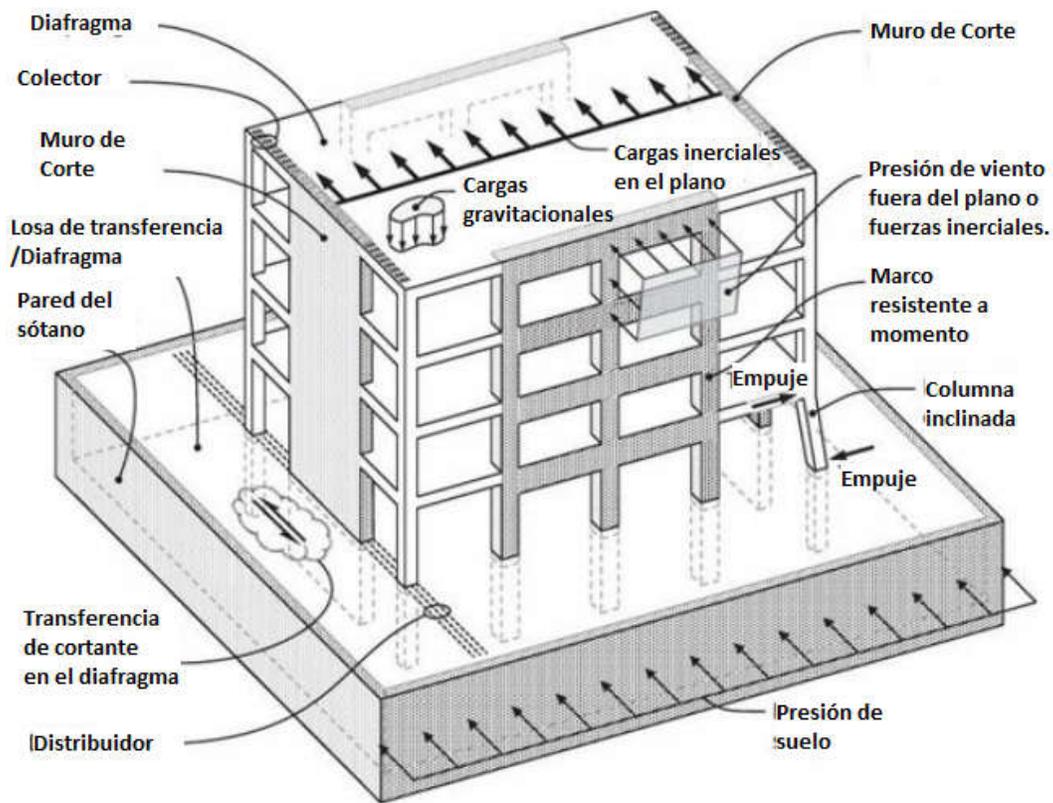


Figura 4.10 Roles de los Diafragmas. Tomado de (Moehle, 2015)

4.3.3 Componentes de los diafragmas

Los componentes del diafragma incluyen, las cuerdas del diafragma, colectores y las conexiones con los elementos verticales.

Cuerdas: son elementos ubicados normalmente en los bordes de los diafragmas, son responsables de resistir las fuerzas de compresión y tensión producidas por el momento M_u (Fig. 3.10).

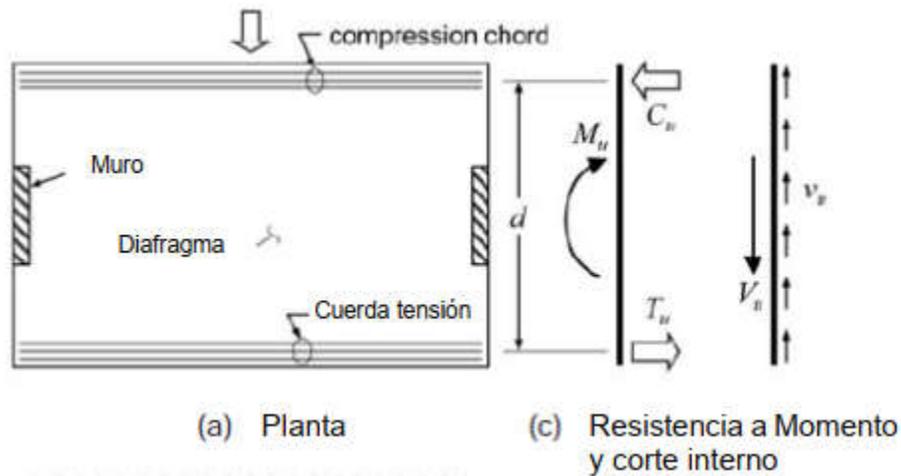


Figura 4.11 Cuerdas en tensión y compresión. Tomado del ACI318-14

Colectores: son elementos que pueden trabajar a tensión o compresión que tienen la tarea de coleccionar el cortante generado por el momento M_u y transmitirlo a los elementos verticales.

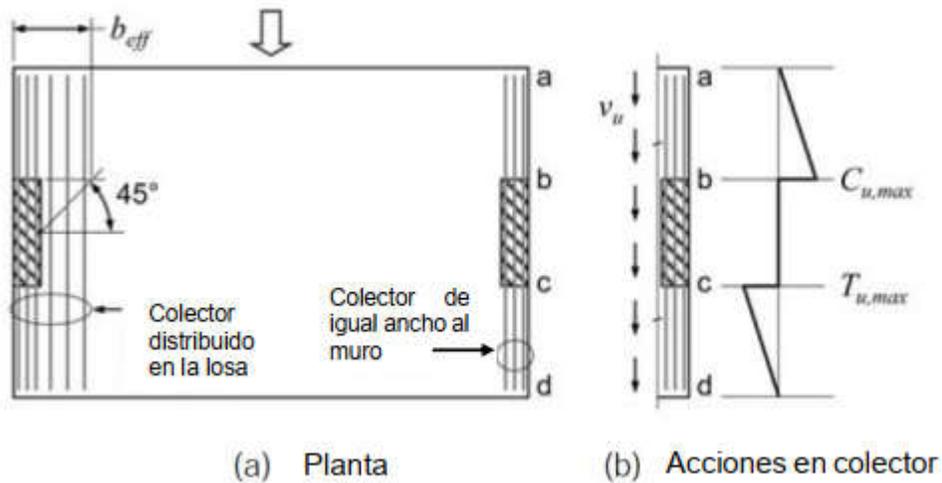


Figura 4.12 Colectores. Tomado del ACI318-14

4.3.4 Filosofía de diseño sísmico

La filosofía de diseño sísmico considera que los diafragmas deben ser relativamente rígidos y estar libre de daños para así poder mantener la integridad estructural del edificio después de un evento sísmico. Por esto, los diafragmas se diseñan para un comportamiento elástico lineal y una baja ductilidad.

Para los diafragmas con relación de forma baja construidos completamente en sitio o formados por un afinado de piso construido en sitio sobre elementos prefabricados, el diafragma generalmente se modela como un elemento rígido soportado por elementos verticales flexibles.

Se deben incluir en el análisis los efectos de la excentricidad en el plano entre las fuerzas aplicadas y las resistencias de los elementos verticales, que provocan torsión general del edificio.

4.3.5 Fuerzas de diseño para diafragmas

4.3.5.1 Según RNC-07

Según el arto. 36 del RNC-07 (MTI, 2007), para evaluar las fuerzas sísmicas que obran en elementos cuya estructuración difiera radicalmente del resto del edificio (se incluyen diafragmas), se supondrá que sobre el elemento en cuestión actúa la distribución de aceleraciones que le correspondería si se apoyara directamente sobre el terreno, multiplicada por

$$1 + \frac{c'}{a_0}$$

El modelo propuesto se basa en obtener las aceleraciones absolutas de piso, planteando estas como la suma de la aceleración del terreno a_0 , más las aceleraciones relativas de piso c'_i . Al multiplicar las aceleraciones absolutas por el peso del piso respectivo, se obtienen la fuerza de piso:

$$F_{\text{piso}} = (c'_i + a_0)W_i$$

Donde c'_i es el factor por el que se multiplican los pesos a la altura de desplante del elemento cuando se evalúan las fuerzas laterales sobre la construcción, en términos matemáticos.

$$c'_i = \frac{F_i}{W_i}$$

W_i : Peso del nivel i .

F_i : Fuerza lateral del nivel i .

a_0 : Ordenada del espectro de diseño elástico, como fracción de la aceleración de la gravedad, correspondiente a $t=0$

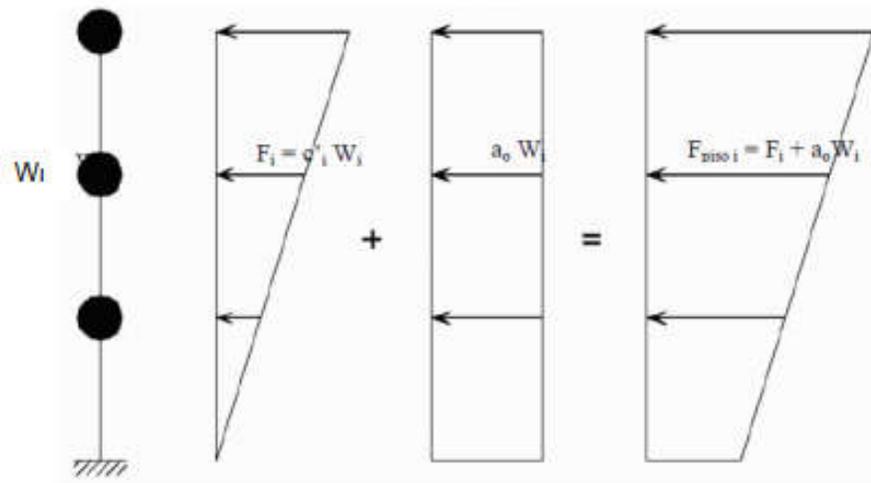


Figura 4.13 Fuerzas de diseño para diafragmas según RNC-07

4.3.6 Modelización y análisis de diafragmas

Las fuerzas internas en un diafragma son calculadas con diferentes métodos dependiendo de las complejidades y características de cada edificio. Para edificios regulares en los cuales la resistencia lateral es proporcionada por elementos similares distribuidos a través de la planta de piso, modelos simples, como el de la viga equivalente, son suficientes para determinar las fuerzas en los diafragmas.

Para edificios con irregularidades o con elementos verticales que difieren entre sí, grandes fuerzas de transferencia pueden ocurrir entre los elementos verticales en varios niveles, requiriendo así modelos más complejos, como el uso de elementos finitos, para poder determinar las fuerzas en el diafragma.

4.3.6.1 Analogía de la viga horizontal

Este método trata al diafragma como una viga horizontal salvando un claro entre apoyos rígidos; siendo los apoyos rígidos la representación de los elementos verticales (ej., muros de corte).

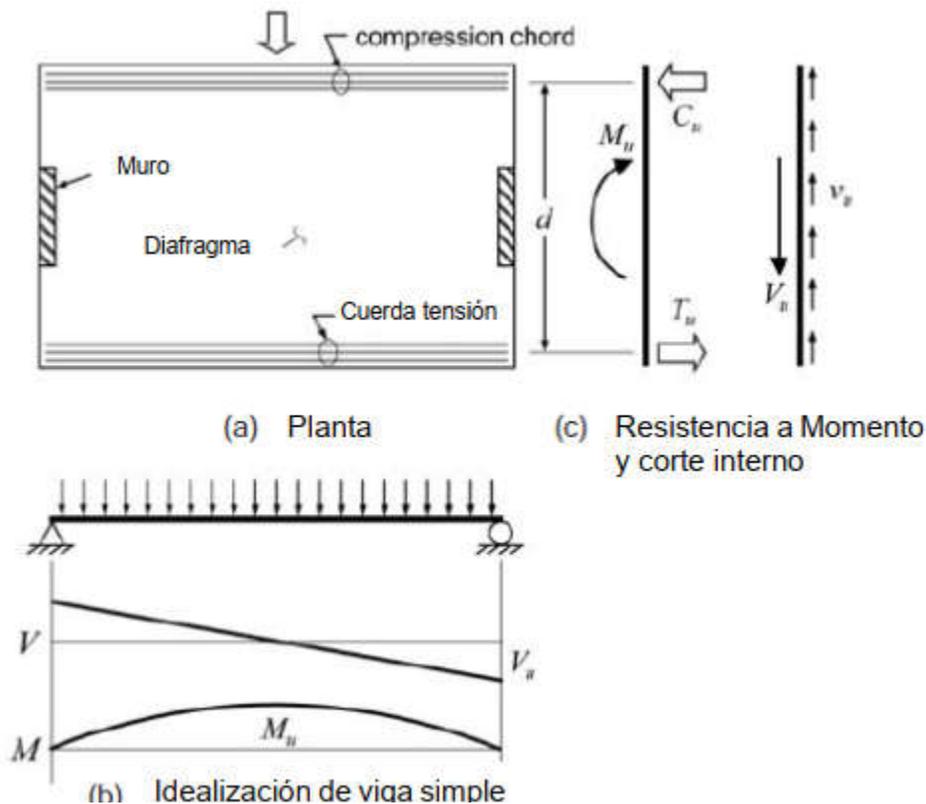


Figura 4.14 Idealización de un diafragma como una viga horizontal. Tomado de ACI 318-14

Las fuerzas de diseño del diafragma se aplican como cargas distribuidas a lo largo de su longitud. Los diagramas de cortante y de momento son establecidos tratando al diafragma como una viga. Los elementos verticales resistentes a cargas, actúan como apoyos a la viga. Partiendo de estas suposiciones se procede a calcular momentos flectores y fuerzas de corte en el plano del diafragma. Esta analogía es típicamente utilizada en el diseño de diafragmas regulares en planta.

4.3.6.2 Analogía de la viga horizontal corregida

El modelo de la viga equivalente corregido aproxima la acción del diafragma donde se presenta una significativa interacción entre los elementos verticales de sistema resistente a cargas sísmicas. Efectos de esta índole pueden ocurrir debido a diferencias en las rigideces o irregularidades en los elementos verticales, así como torsión de piso.

El enfoque de este método es identificar las fuerzas transferidas entre el diafragma y cada elemento del sistema vertical, definir un sistema de fuerzas en el diafragma que equilibren estas acciones, y después analizar el diafragma para estas cargas laterales.

Cuando la flexibilidad del diafragma sea modelada mediante un análisis computacional, las fuerzas transferidas hacia el diafragma desde los elementos verticales pueden ser obtenidas utilizando cortes de sección a través del diafragma alrededor del elemento vertical. Cuando el diafragma sea modelado como rígido y se utilice el procedimiento de fuerza lateral equivalente, las fuerzas transferidas al diafragma de puede ser calculadas como la diferencia en las fuerzas de los elementos verticales sobre y bajo el diafragma

Para edificios sin irregularidades, las reacciones pueden ser determinadas usando la fuerza lateral, F_x (o F_{px}), y tomando en cuenta el momento torsor de piso, a como sigue,

$$R_i = F_x \frac{k_{ix}}{\sum k_{ix}} + F_x e_x \frac{e_i k_i}{J_r}$$

Donde:

R_i : Fuerza actuando entre el diafragma y el elemento vertical i

F_i : Fuerza de diseño aplicada en el nivel i

k_{ix} : Rigidez del elemento vertical i

e_x : Excentricidad de piso del nivel x

e_i : Distancia perpendicular entre el centro de rigidez de piso y el del elemento i

J_r : Momento polar de inercia, calculado a como sigue

$$J_r = \sum e_i^2 k_i$$

4.3.7 Comportamiento a flexión

Los diafragmas normalmente son diseñados usando la teoría clásica de vigas asumiendo que las secciones planas permaneces planas a pesar que las proporciones son más parecidas a las de una viga profunda. Tradicionalmente, las demandas de momento son resistidas por cuerdas en tensión y compresión localizadas cerca de los bordes más alejados del diafragma. Las fuerzas de las cuerdas, C_u en compresión y T_u en tensión son calculadas como sigue:

$$C_u = T_u = \frac{M_u}{d}$$

Algunos códigos permiten el uso de refuerzo distribuido para resistir la demanda de momento en el diafragma, pero esto puede provocar grandes deformaciones en el acero de tensión y por ende el desarrollo de grietas cerca del borde de tensión. Una buena práctica de diseño es que el refuerzo requerido para soportar las fuerzas de tensión debido a momento este ubicado dentro un cuarto de la altura total del diafragma, o que debería de colocarse refuerzo de borde más refuerzo distribuido.

4.3.8 Requisitos de diseño para diafragmas según ACI 318-14

18.12.4.1 se permite que un afinado de piso no compuesto construido en sitio sobre un piso o cubierta prefabricado sirva como diafragma estructural siempre y cuando el afinado de piso de losa construido en sitio actuando por sí mismo este diseñado y detallado para resistir las fuerzas sísmicas.

4.3.8.1 Requisitos de Espesor mínimo

18.12.6 Los afinados de piso colocados sobre elementos de piso o cubierta prefabricados, que actúan como diafragmas estructurales y que no dependen de la acción compuesta con los elementos prefabricados para resistir la fuerza sísmica de diseño, deben tener un espesor no menor que 65mm.

4.3.8.2 Requisitos de Refuerzo mínimo

18.12.7.1 La cuantía mínima de refuerzo para los diafragmas estructurales debe estar de acuerdo con el refuerzo mínimo por retracción y temperatura. El espaciamiento del refuerzo no debe exceder 450mm.

18.12.7.3 Todo refuerzo usado para resistir fuerzas de los colectores, cortante del diafragma o tracción debido a flexión debe ser desarrollado para resistir f_y en tracción.

18.12.7.5 Los elementos colectores con esfuerzos de compresión que excedan $0.2 f'_c$ en cualquier sección deben cumplir con los requisitos de espaciamiento de refuerzo transversal de columnas 18.7.5.3 excepto que el límite de espaciamiento 18.7.5. (a) debe ser un tercio de la dimensión menor del colector.

18.12.7.6 El detallado del refuerzo longitudinal para los elementos colectores en los empalmes y zonas de anclaje debe cumplir (a) o (b):

(a) Un espaciamiento mínimo de centro a centro de tres diámetros de barra longitudinal, pero no menos de 40mm, y de un recubrimiento mínimo de concreto libre de 2.5 diámetros de barra longitudinal, pero no menor de 50mm.

(b) El área de refuerzo transversal, siempre que A_v sea al menos igual al mayor de $0.0062\sqrt{f'_c}b_ws/f_{yt}$ y $0.35b_ws/f_{yt}$, excepto lo exigido en 18.12.7.5.

4.3.8.3 Requisitos de Resistencia a Flexión

La resistencia a flexión de diafragmas se calcula usando las mismas suposiciones que para los muros, columnas o vigas según 22.2 y 22.4 del ACI 318-14

12.5.2.3 El acero de refuerzo no preesforzado y los conectores mecánicos que resisten tracción debido a momento deben colocarse dentro de $h/4$ del borde en tracción del diafragma, donde h es la altura del diafragma medida en el plano del diafragma.

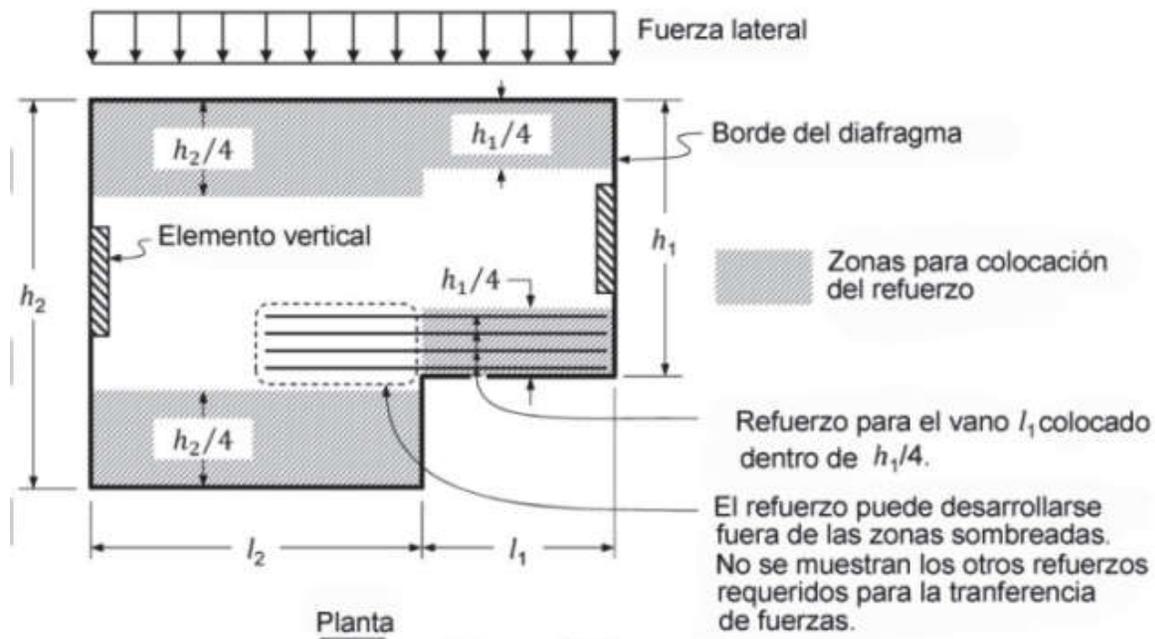


Figura 4.15 Distribución de refuerzo a flexión en diafragmas. Tomado de ACI318-14

4.3.8.4 Requisitos de Resistencia a Corte

Los requisitos de resistencia a cortante de diafragmas son los mismos que para muros estructurales esbeltos y están basados en los requisitos para cortante en vigas.

La resistencia a cortante del diafragma V_n , no debe exceder:

$$V_n = A_{cv} \left(0.17\lambda \sqrt{f'_c + \rho_t f_y} \right) \leq 0.66 A_{cv} \sqrt{f'_c} \quad 18.12.9.1 \text{ ACI 318} \quad 14$$

Para diafragmas conformados por afinado de piso construido en sitio y colocado sobre un piso o cubierta prefabricada, A_{cv} se calcula usando solamente el espesor del afinado de piso para los diafragmas formados por afinado de piso no compuesto.

Dónde:

A_{cv} : Área bruta del diafragma.

f'_c : Resistencia a la compresión de concreto a los 28 días.

ρ_t : cuantía de refuerzo transversal para corte.

f_y : esfuerzo a la fluencia del acero de refuerzo.

18.2.9.3 Por encima de las juntas entre elementos prefabricados en diafragmas no compuestos, o con afinado de pisos compuesto, V_n no debe exceder

$$V_n = A_{vf} f_y \mu$$

Donde;

A_{vf} : Área total de refuerzo para cortante por fricción.

M : Coeficiente de fricción, es 1.0λ

Y también debe cumplir los requisitos de la sección 22.9.4.4 que conciernen al cortante por fricción

22.9.4.4 El valor de V_n a través del plano de cortante supuesto no debe exceder los límites de la siguiente tabla

Condición	Máximo V_n		
Concreto de peso normal construido monolíticamente o colocado contra concreto endurecido e intencionalmente rugoso con una amplitud total de 6mm.	El menor de (a), (b) y (c)	$0.2f'_cA_c$	(a)
		$(3.3 + 0.08f'_c)A_c$	(b)
		$11A_c$	(c)
Otros Casos	El menor de (d) y (e)	$0.2f'_cA_c$	(d)
		$5.5A_c$	(e)

Tabla 4.5. Resistencia a Cortante V_n . Tomado del ACI318-14

4.3.8.5 Requisitos de Colectores

Los colectores deben diseñarse como miembros a tracción, o compresión, o ambos, según 22.4 del ACI 318-14.

12.5.4.1 Los colectores deben extenderse desde los elementos verticales del sistema de resistencia ante fuerzas laterales a través de toda o parte de la altura del diafragma según se requiera para transferir el cortante desde el diafragma a los elementos verticales.

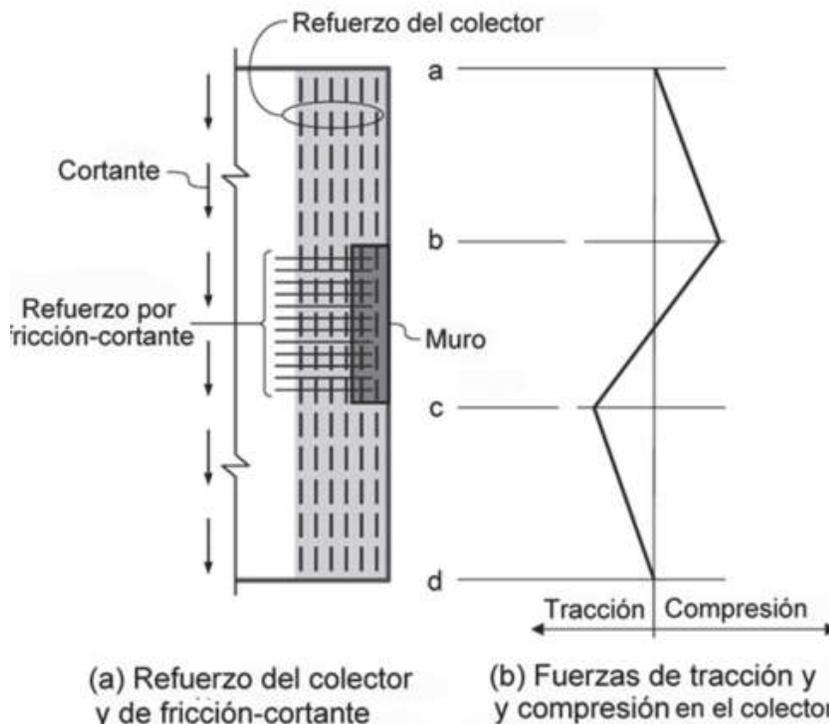


Figura 4.16 Distribución del refuerzo a corte en colectores. Tomado del ACI318-14

12.5.4.3 Cuando se diseña un colector para transferir fuerzas a un elemento vertical, el refuerzo del colector debe extenderse a lo largo del elemento vertical al menos la mayor longitud definida entre (a) y (b):

(a) La longitud requerida para desarrollar el refuerzo en tracción.

(b) La longitud requerida para transmitir las fuerzas de diseño al elemento vertical a través del refuerzo de cortante por fricción, de acuerdo con 22.9, o través de conectores mecánicos u otros mecanismos de transferencia de fuerzas.

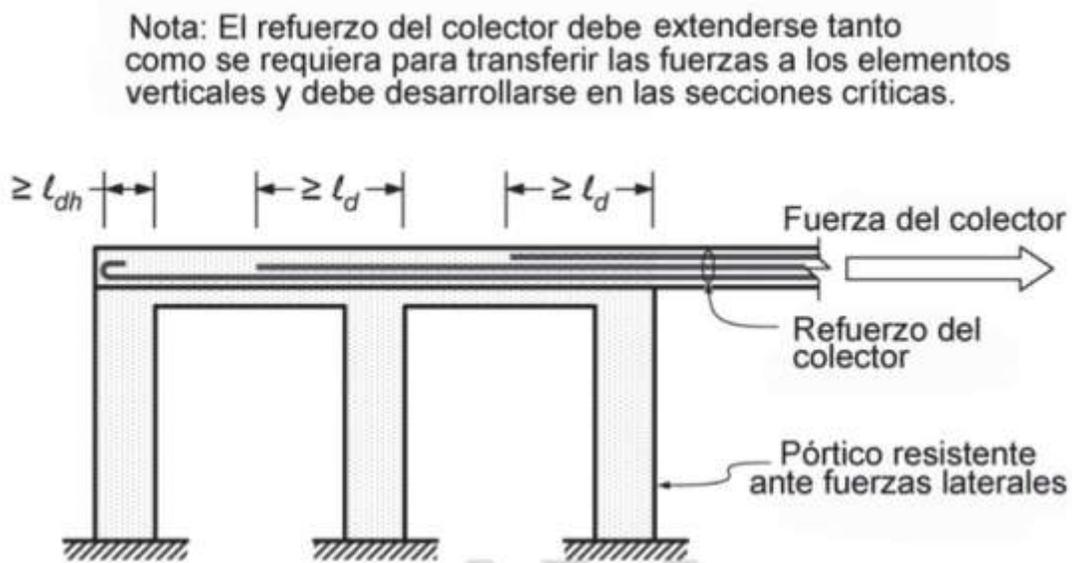


Figura 4.17 Longitud de desarrollo de barras para transmitir fuerzas de diseño a elementos verticales. Tomado del ACI318-14

CAPITULO V: ANÁLISIS SISMICO DEL SISTEMA VERTICAL RESISTENTE.

5.1 DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

La estructura en estudio es un edificio de concreto reforzado de 5 niveles, destinado a ser ocupado para oficinas y estará ubicado en Managua. El sistema resistente a cargas laterales está compuesto por marcos dúctiles resistentes a momento; el entrepiso estará compuesto de losas prefabricadas alveolares con una sobrelosa estructural, la cual se diseñará para funcionar como diafragma.

Cabe recalcar que se ha establecido la configuración de esta estructura para fines académicos, el cual es el de demostrar la metodología de diseño sísmico utilizado en este tipo de sistemas resistentes.

5.1.1 Dimensiones de los Elementos Estructurales

Elemento	Dimensiones de la Sección Transversal
Columnas C-1	700x700 mm
Vigas VE-1	Según detalle
Vigas VE-2	700x600 mm
Vigas VE-3	Según detalle
Sobrelosa estructural	65 mm
Losa Alveolar "LEX 20-2N/7D"	200 mm

Tabla 5.1 Dimensiones de Elementos estructurales. *La preselección de la losa alveolar será demostrado más adelante

5.1.2 Geometría de la Estructura

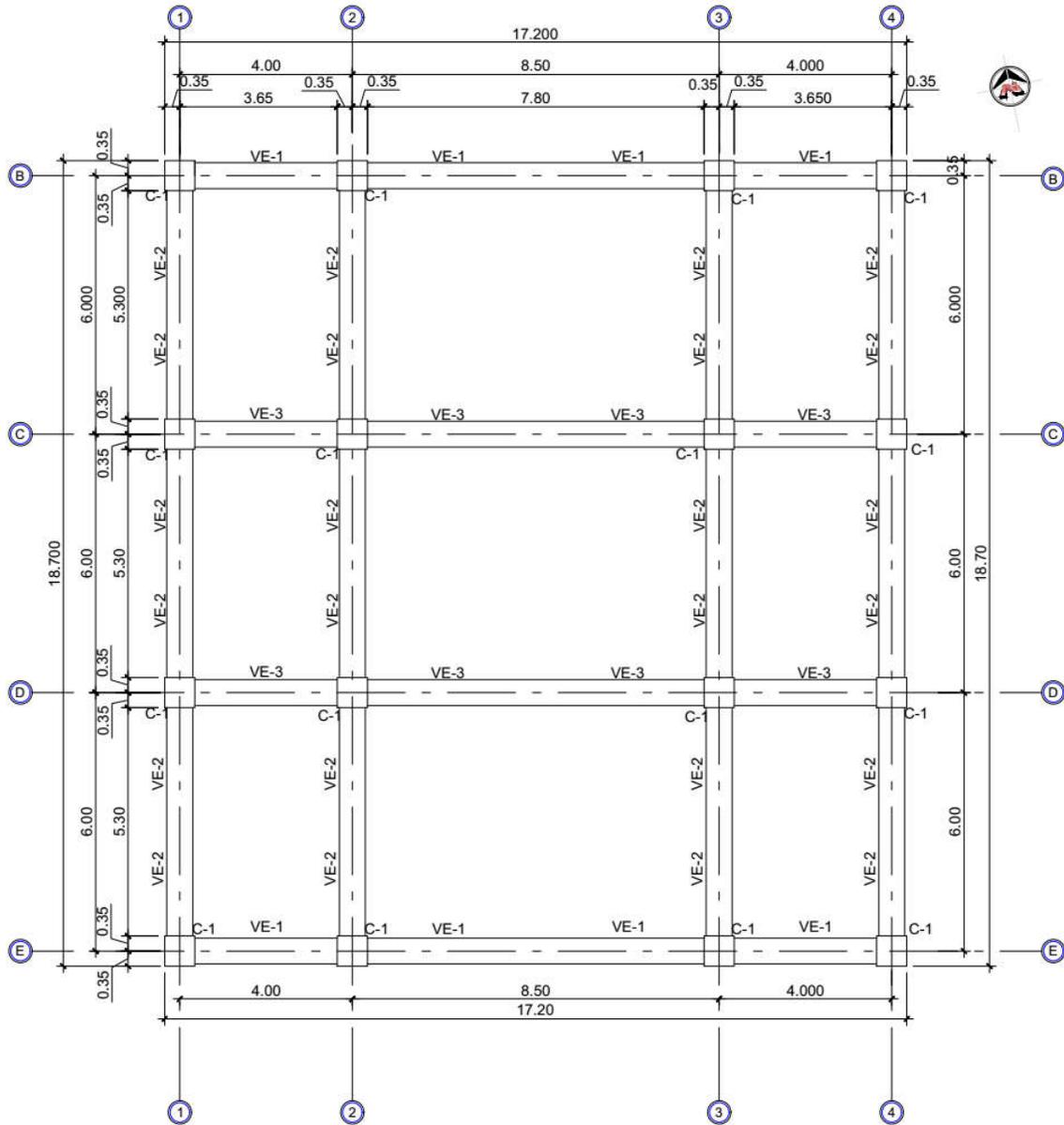


Figura 5.1 Planta típica del edificio (dimensiones en metros)

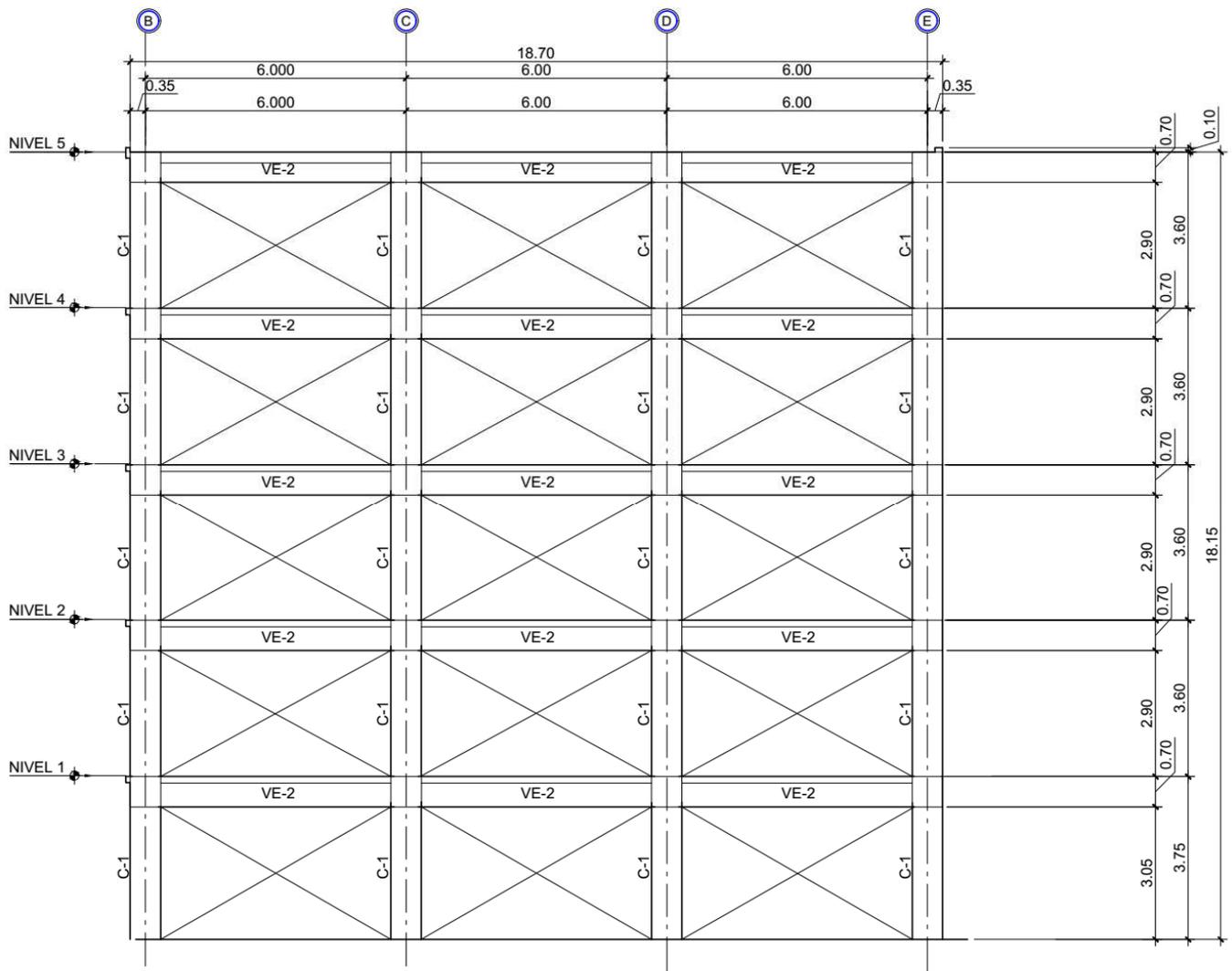


Figura 5.2 Elevación longitudinal a lo largo del eje 1 (dimensiones en metros)

5.2 CRITERIOS DE DISEÑO Y ANÁLISIS PARA EL SISTEMA RESISTENTE

5.2.1 Códigos aplicables

El análisis y diseño estructural del edificio en estudio estará basado en dos documentos: Para el análisis sísmico se utilizará el RNC-07 y para el diseño sísmico el ACI318-14.

Del RNC-07 se tomarán las cargas mínimas de diseño y se seleccionarán los parámetros de análisis sísmico.

El ACI318-14 proveerá los requerimientos mínimos de detallado para los elementos parte del sistema resistente a fuerzas laterales (en este caso, vigas y columnas del marco especial de momento) y para el diafragma. Estos requisitos fueron abarcados en capítulos anteriores de este documento. La reciente norma para diseño de concreto publicada por el MTI da requerimientos que coinciden con aquellos dichos por el ACI318-14, por lo que se dice que este diseño estará en base a ambos documentos.

5.2.2 Criterios de modelación

Se utilizará el software “ETABS” (versión 2016) para modelar, analizar la estructura y obtener las fuerzas de diseño. Para esto se tomarán las siguientes consideraciones:

- ✚ Todos los apoyos se consideran empotrados.

- ✚ Las columnas y vigas del marco serán modelados como elementos “Frame”.

- ✚ Se consideran 3 grados de libertad por cada nivel, 2 traslacionales y 1 rotacional.

- ✚ La losa alveolar no se toma como parte del sistema lateral resistente por lo que es incluida solo como una carga muerta dentro del modelo.

- ✚ El diafragma estará compuesto por la sobrelosa estructural. Se considerará como un diafragma rígido.

5.3 CARGAS DE DISEÑO

5.3.1 Cargas Muertas

Cargas Muertas	
NIVEL 1-4	
Descripción	Peso (kg/m ²)
Cielo Raso de Gypsum	20
Piso de cerámica	30
Alisado de piso	95
Accesorios misceláneos	20
Particiones	100
Conductos Mecánicos	30
Sobrecarga muerta (sin losa)	295
Losa Lex "LEX 20-2N/7D"	245
SOBRECARGA MUERTA TOTAL	540
NIVEL 5	
Descripción	Peso (kg/m ²)
Cielo Raso de Gypsum	20
Peso por aires acondicionados	80
Accesorios misceláneos	20
Impermeabilizante	30
Conductos Mecánicos	30
Sobrecarga muerta (sin losa)	180
Losa Lex "LEX 20-2N/7D"	245
SOBRECARGA MUERTA TOTAL	425

Tabla 5.2 Cargas Muertas de la estructura.

5.3.2 Cargas Vivas (según RNC-07)

Cargas Vivas	
<u>Nivel 1-4</u>	
Descripción	Peso (kg/m ²)
Carga Viva (Oficinas)	250
Carga Viva Reducida	100
<u>Nivel 5</u>	
Descripción	Peso (kg/m ²)
Carga Viva (Techos con pendiente menor de 5%)	100
Carga Viva Reducida	40

Tabla 5.3 Cargas Vivas según RNC07.

5.4 CARGA SÍSMICA

Para determinar la carga sísmica se utilizarán los resultados del análisis modal realizado en ETABS, para esto se tomaron los criterios sísmicos según lo indicado por el RNC-07.

5.4.1 Resumen de Criterios para el Análisis Sísmico

CRITERIOS GENERALES DE ANÁLISIS SÍSMICO		
Parámetro	Valor	Referencia
Ubicación	Managua	
Clasificación de la Estructura	B (Normal Importancia)	RNC-07
Sistema Lateral	Marcos Especiales de Momento	-
Factor de Reducción de Ductilidad "Q"	4	RNC-07
Factor de Reducción de la Resistencia "Ω"	2	RNC-07
Corrección por Irregularidad	1	RNC-07
Q'	4	RNC-07
Factor de modificación de la respuesta "Q'*Ω"	8	RNC-07
Zona Sísmica	C	RNC-07

Tipo de Suelo	II	RNC-07
Factor de Amplificación para tipo de Suelo II "S"	1.5	RNC-07
Coefficiente Sísmico "C"	0.456	RNC-07

Tabla 5.4 Resumen de Criterios de Análisis Sísmico.

5.4.2 Espectro de Respuesta

El espectro de respuesta fue trazado en base a lo especificado en el RNC-07 y según los criterios sísmicos aplicables para este edificio. El espectro reducido se obtuvo al dividir los valores de aceleración espectral por el factor de modificación de respuesta " $Q \cdot \Omega$ ".

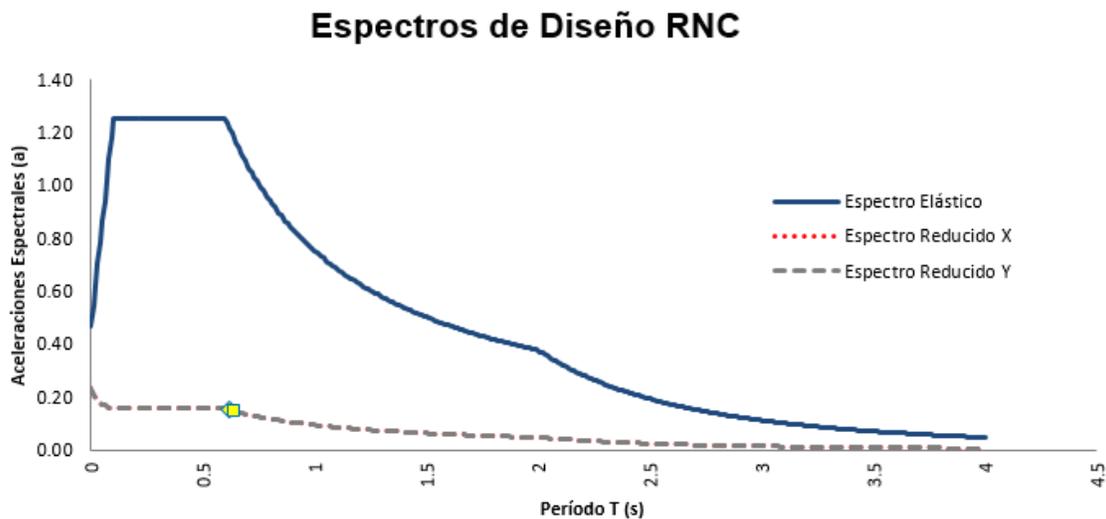


Figura 5.3 Espectro de Respuesta para Tipo de Suelo II, Importancia normal, Grupo B.

5.5 COMBINACIONES DE CARGA

El método de diseño que se utilizará es el de resistencias últimas, por lo que se tomarán en cuenta las siguientes combinaciones de carga:

$$C_1^u = 1.4(CM)$$

$$C_2^u = 1.2(CM) + 1.6(CV)$$

$$C_3^u = 1.2(CM) + CV$$

$$C_4^u = 1.2(CM) + F_s + CV$$

Dónde: CM: carga muerta, CV: Carga Viva, F_s : Fuerza Sísmica.

Cabe destacar que, para propósitos de esta monografía, no se han tomado en cuenta las fuerzas de presión de viento, dado que el enfoque es el diseño por fuerzas sísmicas.

5.5.1 Combinaciones Ortogonales

Según el inciso “f” del artículo 32 del RNC-07, se deben combinar los efectos de las componentes horizontales del movimiento sísmico, tomando para cada dirección 100% de la componente que actúa sobre la misma y 30% de la componente que actúa perpendicularmente a ella, con todas las combinaciones posibles de signos para lograr el resultado más desfavorable.

Debido a esto se tomarán en cuenta las siguientes combinaciones para el caso del sismo.

Dirección XX

$$C_4^u = 1.2(CM) + F_x + 0.3F_y + CV$$

$$C_4^u = 1.2(CM) + F_x - 0.3F_y + CV$$

$$C_4^u = 1.2(CM) - F_x + 0.3F_y + CV$$

$$C_4^u = 1.2(CM) - F_x - 0.3F_y + CV$$

Dirección YY

$$C_4^u = 1.2(CM) + 0.3F_x + F_y + CV$$

$$C_4^u = 1.2(CM) + 0.3F_x - F_y + CV$$

$$C_4^u = 1.2(CM) - 0.3F_x + F_y + CV$$

$$C_4^u = 1.2(CM) - 0.3F_x - F_y + CV$$

$$C_5^u = 0.9(CM)$$

$$C_6^u = 0.9(CM) + F_s + 1.6(P_s)$$

Dirección XX

$$C_6^u = 0.9(CM) + F_x + 0.3F_y$$

$$C_6^u = 0.9(CM) + F_x - 0.3F_y$$

$$C_6^u = 0.9(CM) - F_x + 0.3F_y$$

$$C_6^u = 0.9(CM) - F_x - 0.3F_y$$

Dirección YY

$$C_6^u = 0.9(CM) + 0.3F_x + F_y$$

$$C_6^u = 0.9(CM) + 0.3F_x - F_y$$

$$C_6^u = 0.9(CM) - 0.3F_x + F_y$$

$$C_6^u = 0.9(CM) - 0.3F_x - F_y$$

5.6 MODELO DEL EDIFICIO

5.6.1 Geometría

Datos de Piso

Nombre	Altura (m)	Elevación (m)	Master Story	Similar To	Splice Story
Story5	3.60	18.15	Yes	None	No
Story4	3.60	14.55	Yes	None	No
Story3	3.60	10.95	No	Story4	No
Story2	3.60	7.35	No	Story4	No
Story1	3.75	3.75	No	Story4	No
Base	0	0	No	None	No

Tabla 5.5 Datos de Piso. Tomado de ETABS

Datos de Rejilla

Grid System	Grid Direction	Grid ID	Visible	Bubble Location	Ordinate (m)
G1	X	A	Yes	End	0
G1	X	B	Yes	End	4
G1	X	C	Yes	End	12.5
G1	X	D	Yes	End	16.5
G1	Y	1	Yes	Start	0
G1	Y	2	Yes	Start	6
G1	Y	3	Yes	Start	12
G1	Y	4	Yes	Start	18

Tabla 5.6 Datos de Rejilla. Tomado de ETABS

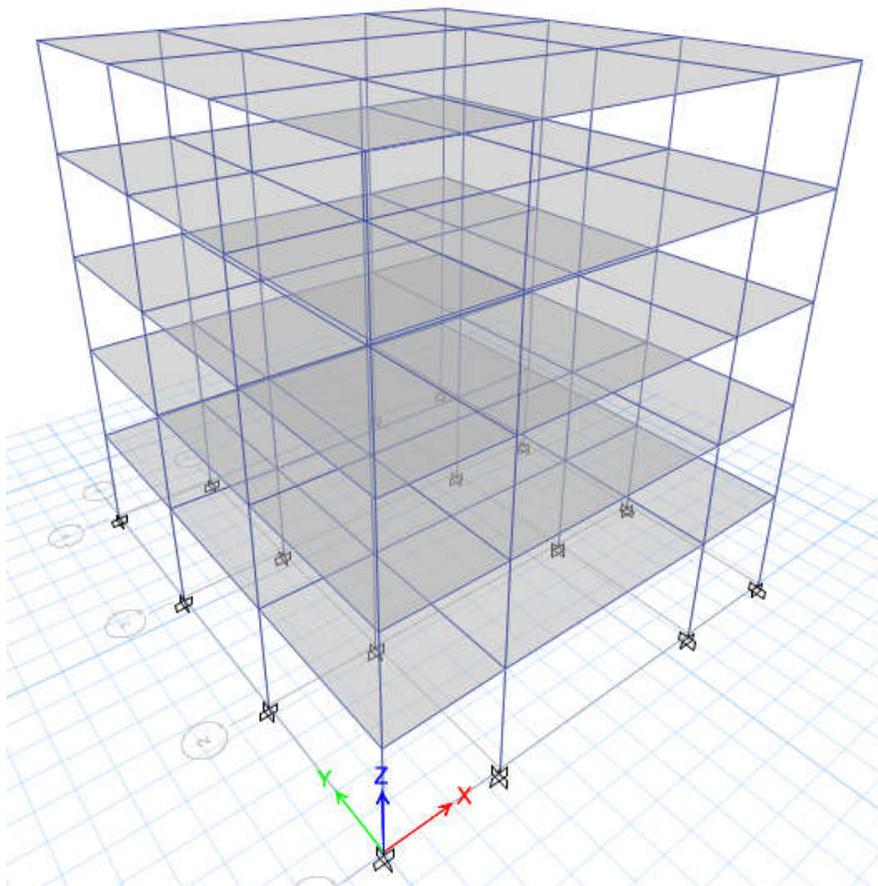


Figura 5.4 Vista 3D del modelo en ETABS

4.6.2 Propiedades de los elementos del modelo

- Materiales

Propiedades Mecánicas de los Materiales

Nombre	Tipo	E (MPa)	v	Peso N/mm ³	Resistencias de Diseño
6000 psi	Concreto	29725.33	0.2	2.4E-05	F'c=41.29 MPa
A615Gr60	Barra de Refuerzo	199947.98	0.3	7.7E-05	Fy=413.69 MPa, Fu=620.53 MPa

Tabla 5.7 Propiedades Mecánicas de los materiales. Tomado de ETABS

- Secciones de elementos tipo "Frame"

Nombre de Sección	Material	Forma
COLUMNAS	6000 psi	Concrete Rectangular
VIGAS	6000 psi	Concrete Rectangular

Tabla 5.8 Elementos Tipo "Frame". Tomado de ETABS

- Secciones de Elementos tipo "Shell"

Nombre	Tipo de Diseño	Tipo de Elemento	Material	Espesor (mm)
SOBRELOSA	Losa	Membrana	6000 psi	65

Tabla 5.9 Elementos Tipo "Shell". Tomado de ETABS

5.7 RESULTADOS DEL ANÁLISIS EN ETABS

5.7.1 Factores de participación de masas

El RNC-07 en su artículo 33, indica que, para el análisis sísmico modal, se deberán incluir los modos necesarios para que la suma de los pesos efectivos en cada

dirección de análisis sea mayor o igual a 90 por ciento del peso total de la estructura.

En este caso, 15 modos fueron suficientes para lograr cumplir esta indicación.

Factores de Participación de Masas (Parte 1 de 2)

Caso	Modo	Período (s)	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
Modal	1	0.51	0	0.8344	0	0	0.8344	0
Modal	2	0.5	0.829	0	0	0.829	0.8344	0
Modal	3	0.436	0	0	0	0.829	0.8344	0
Modal	4	0.161	0	0.1055	0	0.829	0.9399	0
Modal	5	0.158	0.1133	0	0	0.9424	0.9399	0
Modal	6	0.139	0	0	0	0.9424	0.9399	0
Modal	7	0.09	0	0.0389	0	0.9424	0.9788	0
Modal	8	0.087	0.0379	0	0	0.9802	0.9788	0
Modal	9	0.078	0	0	0	0.9802	0.9788	0
Modal	10	0.061	0	0.0167	0	0.9802	0.9955	0
Modal	11	0.06	0.0157	0	0	0.9959	0.9955	0
Modal	12	0.053	0	0	0	0.9959	0.9955	0
Modal	13	0.048	0	0.0045	0	0.9959	1	0
Modal	14	0.047	0.0041	0	0	1	1	0
Modal	15	0.042	0	0	0	1	1	0

Factores de Participación de Masas (Parte 2 de 2)

Caso	Modo	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
Modal	1	0.1879	0	0	0.1879	0	0
Modal	2	0	0.1948	0	0.1879	0.1948	0
Modal	3	0	0	0.8366	0.1879	0.1948	0.8366
Modal	4	0.6442	0	0	0.8321	0.1948	0.8366
Modal	5	0	0.64	0	0.8321	0.8348	0.8366
Modal	6	0	0	0.106	0.8321	0.8348	0.9426
Modal	7	0.0827	0	0	0.9147	0.8348	0.9426
Modal	8	0	0.0855	0	0.9147	0.9203	0.9426
Modal	9	0	0	0.0376	0.9147	0.9203	0.9802
Modal	10	0.072	0	0	0.9867	0.9203	0.9802
Modal	11	0	0.0675	0	0.9867	0.9878	0.9802
Modal	12	0	0	0.0157	0.9867	0.9878	0.9958
Modal	13	0.0133	0	0	1	0.9878	0.9958
Modal	14	0	0.0122	0	1	1	0.9958
Modal	15	0	0	0.0042	1	1	1

Tabla 5.9 Factores de participación de masas. Tomado de ETABS

5.7.2 Revisión por cortante basal

Según el inciso “a” del artículo 33 del RNC-07, se debe cumplir que el cortante basal dinámico sea al menos el 80% de la siguiente expresión $\frac{a}{\Omega Q'} W_0$.

Dirección	Cortante Basal Dinámico (N)	$\frac{a}{\Omega Q'} W_0$ (N)	Porcentaje
X	2648233.9	-3161074.86	83.78%
Y	2662006.76	-3161074.86	84.21%

Tabla 4.10 Cortante Basal Dinámico. Tomado de ETABS

5.7.3 Revisión de las Derivas

Se hará la revisión de derivas de piso para dos estados: Estado Límite de Servicio y Estado Límite de Colapso. Para el estado límite de servicio, se multiplicarán los desplazamientos máximos por $Q'\Omega/2.5$, para este caso la deriva no podrá exceder de 0.004. Para el estado límite de colapso, se multiplicarán los desplazamientos por $Q\Omega$, para este caso la deriva no podrá exceder 0.03.

Nivel	Dirección	Desplazamiento Máximo de Piso (mm)	Delta H (mm)	Deriva de Piso (Estado Límite de Servicio)	Deriva (Estado Límite de Colapso)
				Límite= 0.004	Límite= 0.03
1	X	2.961	3750	0.003	0.006
2	X	6.956	3600	0.004	0.009
3	X	10.564	3600	0.003	0.008
4	X	13.304	3600	0.002	0.006
5	X	14.978	3600	0.001	0.004
1	Y	3.036	3750	0.003	0.006
2	Y	7.177	3600	0.004	0.009
3	Y	10.836	3600	0.003	0.008
4	Y	13.5	3600	0.002	0.006
5	Y	14.992	3600	0.001	0.003

Tabla 5.11 Revisión de desplazamiento y derivas máximas de piso. Tomado de ETABS

5.7.4 Cortante de piso debido al sismo dinámico

Story	Caso de Carga	Locación	VX	VY
			N	N
Story5	SxD Max	Top	734915.95	0
Story5	SxD Max	Bottom	734915.95	0
Story5	SyD Max	Top	0	726098.44
Story5	SyD Max	Bottom	0	726098.44
Story4	SxD Max	Top	1483602.45	0
Story4	SxD Max	Bottom	1483602.45	0
Story4	SyD Max	Top	0	1477639.55
Story4	SyD Max	Bottom	0	1477639.55
Story3	SxD Max	Top	2062053.72	0
Story3	SxD Max	Bottom	2062053.72	0
Story3	SyD Max	Top	0	2067115.71
Story3	SyD Max	Bottom	0	2067115.71
Story2	SxD Max	Top	2459011.62	0
Story2	SxD Max	Bottom	2459011.62	0
Story2	SyD Max	Top	0	2472057.52
Story2	SyD Max	Bottom	0	2472057.52
Story1	SxD Max	Top	2648233.9	0
Story1	SxD Max	Bottom	2648233.9	0
Story1	SyD Max	Top	0	2662006.76
Story1	SyD Max	Bottom	0	2662006.76

Tabla 5.12 Cortante de piso debido al sismo dinámico. Tomado de ETABS

5.7.5 Revisión de condición de diafragma rígido.

Según el RNC-07, todos los diafragmas rígidos deben cumplir la siguiente condición:

$$MDD < 2DMPEV$$

Dónde:

MDD: Máxima Deflexión del Diafragma

DMPEV: Desplazamiento de Piso de los Elementos Verticales.

Tomando los resultados obtenidos en el análisis se comprueba esta condición:

Sismo en X				
Story	Máxima Deflexión del Diagrama (mm)	Desplazamiento de Piso de los Elementos Verticales (mm)	Relación	Revisión
5	12.751	14.978	0.8513153	<2 Cumple
4	11.308	13.304	0.8499699	<2 Cumple
3	11.02665	10.564	1.043795	<2 Cumple
2	8.16585	6.956	1.173929	<2 Cumple
1	2.9625	2.961	1.0005066	<2 Cumple
Sismo en Y				
Story	Máxima Deflexión del Diagrama (mm)	Desplazamiento de Piso de los Elementos Verticales (mm)	Relación	Revisión
5	13.118	14.992	0.875	<2 Cumple
4	11.818	13.5	0.8754074	<2 Cumple
3	11.1909	10.836	1.0327519	<2 Cumple
2	8.45985	7.177	1.1787446	<2 Cumple
1	3.0375	3.036	1.0004941	<2 Cumple

CAPITULO VI: DISEÑO SISMICO DE LOS ELEMENTOS DEL MARCO ESPECIAL DE MOMENTO.

6.1 DISEÑO A FLEXIÓN DE LAS VIGAS

Se mostrará el diseño de tres secciones típicas de vigas:

6.1.1 VE-1

Esta viga es típica para los ejes B y E, en todos los niveles. A continuación, se muestran los requisitos para el diseño sismorresistente.

Propiedades Geométricas			
h	700	mm	Altura de viga
bw	450	mm	Ancho superior de viga
bf	600	mm	Ancho inferior de viga
f'c	40	Mpa	Resistencia a la compresión del concreto
Cc	60	mm	Recubrimiento de refuerzo longitudinal
ln	7800	mm	Longitud nominal
FY	420	Mpa	Esfuerzo de fluencia del Acero
Es	200	Gpa	Módulo de elasticidad del Acero

Tabla 6.1 Propiedades Geométricas Viga VE-1.

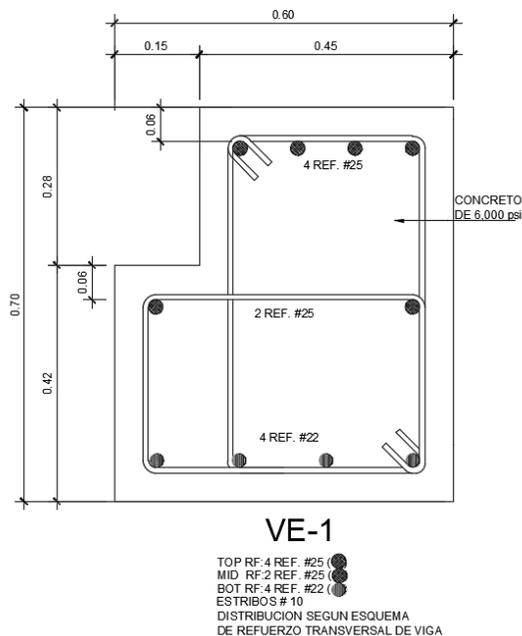


Figura 6.1 Detalle de Viga VE-1.

ETABS 2016 Concrete Frame Design

ACI 318-14 Beam Section Design

Beam Element Details (Envelope)

Level	Element	Unique Name	Section ID	Length (mm)	LLRF	Type
Story2	B23	199	VIGAS	8500	1	Sway Special

Section Properties

b (mm)	h (mm)	b _r (mm)	d _s (mm)	d _{ct} (mm)	d _{cb} (mm)
600	700	600	0	72.7	72.7

Material Properties

E _c (MPa)	f _c (MPa)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f _y (MPa)	f _{ys} (MPa)
29725.33	41.29	1	413.69	413.69

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 mm ²	End-I Rebar %	Middle Rebar Area mm ²	Middle Rebar %	End-J Rebar Area mm ²	End-J Rebar %
Top (+2 Axis)	1840	0.44	600	0.14	1840	0.44
Bot (-2 Axis)	1208	0.29	1063	0.25	1208	0.29

Flexural Design Moment, M_{u3}

	End-I Design M _u kN-m	End-I Station Loc mm	Middle Design M _u kN-m	Middle Station Loc mm	End-J Design M _u kN-m	End-J Station Loc mm
Top (+2 Axis)	-417.3356	350	-104.3339	6200	-417.3356	8150
Combo	1.2CM-Sx-0.3Sy+CV		1.2CM-Sx-0.3Sy+CV		1.2CM-Sx-0.3Sy+CV	
Bot (-2 Axis)	208.6678	350	183.7996	2787.5	208.6678	8150
Combo	1.2CM-Sx-0.3Sy+CV		1.2CM-Sx-0.3Sy+CV		1.2CM-Sx-0.3Sy+CV	

Shear Reinforcement for Major Shear, V_{u2}

End-I Rebar A _v /s mm ² /m	Middle Rebar A _v /s mm ² /m	End-J Rebar A _v /s mm ² /m
1723.64	1462.57	1723.64

6.1.1.1 Verificación de los límites dimensionales

Límites dimensionales			
ACI 18.6.2.1 (a)	$l_n > 4d$		OK
Ln	7800	mm	
4d	2515.6	mm	
ACI 18.6.2.1 (b)	$b_w > 0.3h$ o 250mm		OK
bw	450	mm	
Max (0.3h, 250mm)	250	mm	
ACI 18.6.2.1 (c)	No Aplica, el ancho de la viga es menor que el ancho de la columna.		OK

Tabla 6.2 Límites dimensionales Viga VE-1.

6.1.1.2 Altura mínima por deflexión

Altura mínima por límite de deflexión			
ACI 9.3.1.1	$l_n / 18.5$		OK
h_min	421.6	mm	
H	700	mm	

Tabla 6.3 Altura mínima Viga VE-1.

6.1.1.3 Fuerza axial máxima

Fuerza axial máxima			
ACI 18.6.4.7	$P_u < A_g f'_c / 10$		OK
Pu	0	KN	
Agf'c/10	1680	KN	

Tabla 6.4 Fuerza Axial Máxima Viga VE-1.

6.1.1.4 Porcentaje de refuerzo longitudinal

$$A_s: 4503\text{mm}^2$$

$$A_g = 450\text{mm} \times 628.9\text{mm} = 420,000\text{mm}^2$$

Revisión del refuerzo longitudinal			
Cuantía mínima As_min			
ACI 9.6.1.2	$\rho \geq \text{Max}\left(\frac{0.25\sqrt{f'c}}{f_y}, \frac{1.4\sqrt{f'c}}{f_y}\right)$		OK
ρ	0.0163	Sin unidad	
ρ_{min}	0.0038	Sin unidad	
Cuantía máxima As_max			
ACI 18.6.3.1	0.0025		OK
ρ	0.0163	Sin unidad	
ρ_{max}	0.025	Sin unidad	

Tabla 6.5 Porcentaje de refuerzo longitudinal Viga VE-1.

6.1.1.5 Cálculo de la resistencia a momento

Se evaluará la sección por el método de compatibilidad de deformaciones con el uso de una hoja Excel, en este se obtuvo que el eje neutro para M (-) es 79.51mm.

A continuación, se demuestran los cálculos:

$$C = 79.51\text{mm}$$

$$a = \beta_1 C$$

β_1 se calcula según ACI 22.2.2.4.3

$$\beta_1 = 0.85 \frac{0.05 (40\text{Mpa} - 28\text{Mpa})}{7} = 0.764$$

$$a = 79.51\text{mm} \cdot 0.764 = 60.75\text{mm}$$

$$d = 700\text{mm} - 60\text{mm} - \left(\frac{25.4\text{mm}}{2}\right) = 627.3\text{mm}$$

$$d' = 60\text{mm} + \frac{22.2\text{mm}}{2} = 71.1\text{mm}$$

$$d'' = 420\text{mm} - 60\text{mm} - \left(\frac{25.4\text{mm}}{2}\right) = 347.3\text{mm}$$

- **Deformaciones unitarias y Esfuerzos**

$$\epsilon'_s = 0.003 \frac{c}{d'} = 0.003 \frac{79.51}{71.1} = 3.17E^{-4}$$

$$f'_s = \epsilon'_s E \leq 420 \text{ Mpa} = 3.17E^{-4} \cdot 200000 \text{ Mpa} = 63.40 \text{ Mpa} \leq 420 \text{ Mpa}$$

*El acero de compresión no fluye.

$$\epsilon''_s = 0.003 \frac{d''}{c} = 0.003 \frac{347.3}{79.51} = 0.00231$$

$$f''_s = \epsilon''_s E \leq 420 \text{ Mpa} = 0.0231 \cdot 200000 \text{ Mpa} = 462.64 \text{ Mpa} \geq 420 \text{ Mpa}$$

*El acero de tensión fluye, se usará $f_s = 420 \text{ Mpa}$.

$$\epsilon_s = 0.003 \frac{d}{c} = 0.003 \frac{627.3}{79.51} = 0.0207$$

$$f_s = \epsilon_s E \leq 420 \text{ Mpa} = 0.0207 \cdot 200000 \text{ Mpa} = 4140 \text{ Mpa} \geq 420 \text{ Mpa}$$

El acero de tensión fluye, usar $f_y = 420 \text{ Mpa}$

$$\epsilon_t = \frac{f_y}{E_s} = \frac{420 \text{ MPa}}{200,000 \text{ MPa}} = 0.0021$$

$\epsilon_s > \epsilon_t$, se verifica la fluencia en el refuerzo a tensión.

La falla es controlada por la tensión, entonces $\phi = 0.90$ (ACI Tabla 21.2.2)

- **Equilibrio de fuerzas**

$$C_c = 0.85 f'_c b a = \frac{0.85 \cdot 40 \text{ Mpa} \cdot 600 \text{ mm} \cdot 60.75 \text{ mm}}{1000} = 1239.3 \text{ kN}$$

$$C_s = (f'_s - 0.85 f'_c) A'_s = \frac{(63.40 \text{ Mpa} - (0.85 \cdot 40 \text{ Mpa})) \cdot 1548 \text{ mm}^2}{1000} = 45.51 \text{ kN}$$

$$T''_s = A''_s f''_s = \frac{1020 \text{ mm}^2 \cdot 420 \text{ Mpa}}{1000} = 428.4 \text{ kN}$$

$$T_s = A_s f_s = \frac{2040 \text{ mm}^2 \cdot 420 \text{ Mpa}}{1000} = 856.8 \text{ kN}$$

$$T_s + T''_s - C_c - C_s = 856.8 \text{ kN} + 428.4 \text{ kN} - 1239.3 \text{ kN} - (45.51 \text{ kN}) \approx 0$$

Por lo tanto, la sección está en equilibrio.

- **Cálculo del Mn.**

$$M_n = C_c \left(d - \frac{a}{2} \right) + C_s (d - d') - T''_s (d - d'')$$

$$M_n = 1239.3 \left(627.3 - \frac{60.75}{2} \right) + (45.51(627.3 - 71.1)) - 428.4(627.3 - 347.3)$$

$$M_n = 645.13 \text{ kN}$$

$$\phi M_n = 0.9 \cdot 645.13 \text{ kN} = 580.62 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_u = 417.34 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$580.62 \text{ kN} \cdot \text{m} > 417.34 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\phi M_n > M_u$$

La sección satisface la condición de resistencia al momento negativo en el extremo de la viga.

A continuación, se presenta una tabla resumen de los momentos nominales de la viga en cuestión.

Cálculo de la resistencia Nominal a Momento					
Parámetro	Centro de Viga		Extremo de Viga		Unidades
	(+)	(-)	(-)	(+)	
C	84.0	79.5	79.5	84.0	mm
d	628.9	627.3	627.3	628.9	mm
d'	72.7	71.1	71.1	72.7	mm
E's	0.00040	0.00032	0.00032	0.00040	-
f's	80.97	63.44	63.44	80.97	Mpa
d''	352.70	347.3	347.3	352.70	mm
E''s	0.00959	0.01010	0.01010	0.00959	
f''s	420.00	420.00	420.00	420.00	mm
T'	428.40	428.40	428.40	428.40	Kn
Cs	95.82	45.58	45.58	95.82	Kn
Cc	982.74	1239.62	1239.62	982.74	Kn
Cs+Cc	1078.56	1285.20	1285.20	1078.56	Kn
T	650.16	865.8	865.8	650.16	Kn
T-Cs-Cc	0	0	0	0	Kn
E's	0.01945	0.02067	0.02067	0.01945	-
Phi	La sección está controlada por la tensión, usar phi=0.9	La sección está controlada por la tensión, usar phi=0.9	La sección está controlada por la tensión, usar phi=0.9	La sección está controlada por la tensión, usar phi=0.9	-
	0.9	0.9	0.9	0.9	-
Phi*Mn	469.31	580.81	580.81	469.31	KN-m
Mu	183.80	104.33	417.34	208.67	KN-m
Phi*Mn>Mu	OK	OK	OK	OK	

Tabla 6.6 Resistencia Nominal a Momento Viga VE-1.

6.1.1.6 Requerimientos de resistencia según ACI 18.6.3.2

ACI 18.6.3.2	M (+) en la cara del nudo $\geq 1/2$ M (-) en esa misma cara		
M (+)	469.31	OK	KN-m
1/2 M (-)	278.95		KN-m
ACI 18.6.3.2	M (+, -) en cualquier sección $\geq 1/4$ M(Max) en cualquiera de los nudos		
M (+, - min)	469.31	OK	KN-m
1/4 M(Max) nudo	145.20		KN-m

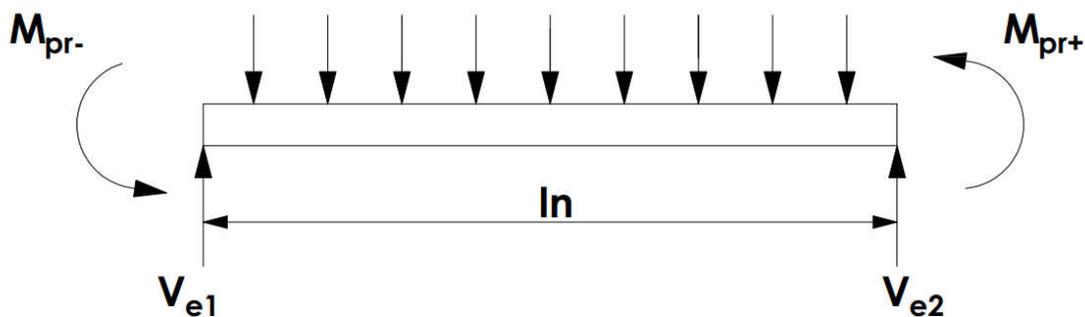
Tabla 6.7 Requisitos de Resistencia Nominal a Momento Viga VE-1.

6.1.1.7 Revisión de diseño por cortante para viga

- Cortante de diseño

Según ACI 18.6.5.1 el cortante de diseño es calculado a partir de los momentos probables a desarrollar por las secciones de viga en los nudos, se asume que estas secciones llegaran a la fluencia por lo que se usa un esfuerzo de $1.25f_y$, también se consideran las cargas gravitacionales mayoradas en la parte de la viga entre las caras de los nudos.

$$V_e = \frac{M_{pr(+)} + M_{pr(-)}}{l_n} + V_g$$



Cálculo de Mpr (+)

$$A_s (+) = 1548\text{mm}^2$$

$$a = \frac{1.25 A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{1.25 \cdot 1548\text{mm}^2 \cdot 420\text{Mpa}}{0.85 \cdot 40\text{Mpa} \cdot 450\text{mm}} = 53.12\text{mm}$$

$$M_{pr}(+) = 1.25 A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_{pr}(+) = \frac{1.25 \cdot 1548\text{mm}^2 \cdot 420\text{Mpa} \cdot \left(628.9 - \frac{53.12\text{mm}}{2} \right)}{1000^2} = 489.52 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Cálculo de Mpr (-)

$$A_s (-) = 1935\text{mm}^2$$

$$a = \frac{1.25 A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{1.25 \cdot 2040\text{mm}^2 \cdot 420\text{Mpa}}{0.85 \cdot 40\text{Mpa} \cdot 600\text{mm}} = 52.50\text{mm}$$

$$M_{pr}(-) = 1.25 A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_{pr}(-) = \frac{1.25 \cdot 2040\text{mm}^2 \cdot 420\text{Mpa} \cdot \left(627.3 - \frac{52.50\text{mm}}{2} \right)}{1000^2} = 643.72\text{kN} \cdot \text{m}$$

$$V_g: 133.96\text{kN}$$

El cortante de diseño sísmico se calcula sumando el cortante generado por los momentos probables de los extremos de la viga más el cortante debido a las cargas gravitacionales.

$$V_e = \frac{M_{pr}(+) + M_{pr}(-)}{l_n} + V_g$$

$$V_e = \frac{489.52 + 643.72}{7.8} + 133.96 = 279.25 \text{ kN}$$

- **Refuerzo transversal**

Según ACI 18.6.5.2 se debe diseñar para $V_c=0$ donde ocurran simultáneamente:

1. El cortante inducido por el sismo calculado de acuerdo con 18.6.5.1 representa la mitad o más de la resistencia máxima a cortante requerida en esas zonas.

$$\frac{M_{pr(+)} + M_{pr(-)}}{l_n} > 0.5V_e$$

$$\frac{489.52 \text{ kN} \cdot \text{m} + 643.72 \text{ kN} \cdot \text{m}}{7.8 \text{ m}} > 0.5 \cdot 279.25 \text{ kN}$$

$$145.29 \text{ kN} > 139.63 \text{ kN}$$

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

$$P_u < \frac{A_g f'_c}{20}$$

$$0 < \frac{420,000 \text{ mm}^2 \cdot 40 \text{ Mpa}}{20}$$

$$0 < 840 \text{ kN}$$

Por lo tanto, se tiene que considerar $V_c=0$. Se propone usar varilla # 10 con una separación de 100mm.

$$\phi V_n = \phi V_s + 0$$

$$\phi V_s = 0.75 \frac{A_v f_{yt} d}{s} =$$

$$\phi V_n = \phi V_s = 0.75 \frac{4 \cdot 71 \text{ mm}^2 \cdot 420 \text{ Mpa} \cdot 627.3 \text{ mm}}{100 \text{ mm}} = 559.71 \text{ kN}$$

$$\phi V_n > V_e$$

$$559.71 \text{ kN} > 279.25 \text{ kN}$$

- **Estribos cerrados de confinamiento**

Según 18.6.4.1 deben de colocarse estribos cerrados de confinamiento en las siguientes regiones de las vigas:

En una longitud igual a dos veces la altura de la viga

$$2h = 2 \cdot 700\text{mm} = 1400\text{mm}$$

Según 18.6.4.4 el espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder desde (a) hasta (c)

Máximo Espaciamiento de estribos de confinamiento			
18.6.4.4 (a)	d/4	156.4	mm
18.6.4.4 (b)	6db de las barras principales a flexión más pequeñas	133.2	mm
18.6.4.4 (c)	150mm	150	mm

Tabla 6.8 Espaciamiento máximo de estribos de confinamiento Viga VE-1.

La separación $s=100$ mm no excede los límites establecidos por el ACI.

Según 18.6.4.6, cuando no se requieran estribos cerrados de confinamiento, deben colocarse estribos con ganchos sísmicos, espaciados a no más de $d/2$.

Espaciamiento fuera de zonas de confinamiento			
18.6.4.6	d/2	312.83	mm

La separación de estribos fuera de las zonas de confinamiento será $s=150\text{mm}$.

6.1.2 VE-2

Esta viga es típica para los ejes 1, 2,3 y 4, en todos los niveles. A continuación, se muestran los requisitos para el diseño sismoresistente.

Propiedades Geométricas			
h	700	mm	Altura de viga
bw	600	mm	Ancho de viga
f'c	40	Mpa	Resistencia a la compresión del concreto
Cc	60	mm	Recubrimiento del refuerzo longitudinal
ln	5300	mm	Longitud nominal
FY	420	Mpa	Esfuerzo de fluencia del Acero
Es	200	Gpa	Módulo de elasticidad del Acero

Tabla 6.9 Propiedades Geométricas Viga VE-2.

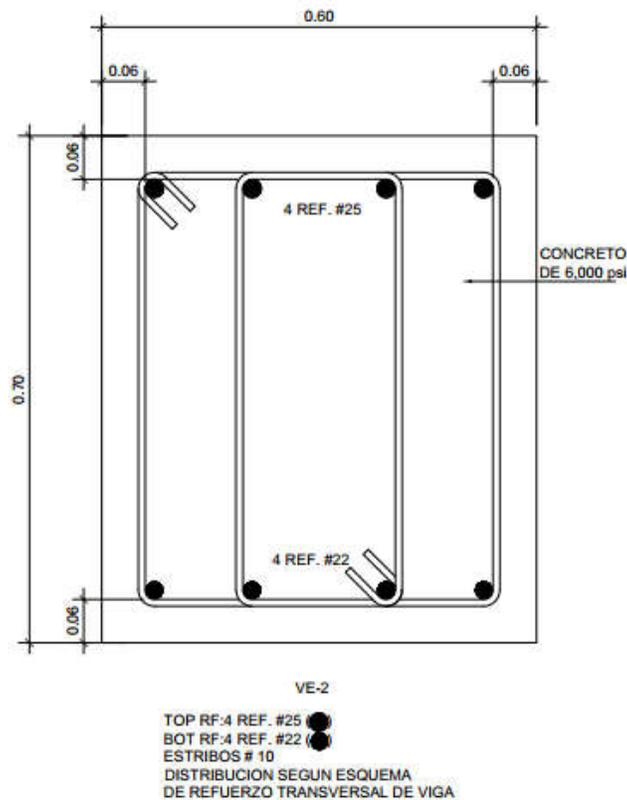


Figura 6.2 Detalle de Viga VE-2

ETABS 2016 Concrete Frame Design

ACI 318-14 Beam Section Design

Beam Element Details (Envelope)

Level	Element	Unique Name	Section ID	Length (mm)	LLRF	Type
Story2	B4	104	VIGAS	6000	1	Sway Special

Section Properties

b (mm)	h (mm)	b _f (mm)	d _s (mm)	d _{ct} (mm)	d _{cb} (mm)
600	700	600	0	60	60

Material Properties

E _c (MPa)	f _c (MPa)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f _y (MPa)	f _{ys} (MPa)
29725.33	41.29	1	413.69	413.69

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 mm ²	End-I Rebar %	Middle Rebar Area mm ²	Middle Rebar %	End-J Rebar Area mm ²	End-J Rebar %
Top (+2 Axis)	1924	0.46	762	0.18	1681	0.4
Bot (-2 Axis)	1486	0.35	1129	0.27	1429	0.34

Flexural Design Moment, M_{u3}

	End-I Design M _u kN-m	End-I Station Loc mm	Middle Design M _u kN-m	Middle Station Loc mm	End-J Design M _u kN-m	End-J Station Loc mm
Top (+2 Axis)	-444.8827	350	-135.0232	1795.5	-390.2865	5650
Combo	1.2CM-0.3Sx-Sy+CV		0.9CM-0.3Sx-Sy		1.2CM-0.3Sx-Sy+CV	
Bot (-2 Axis)	264.7837	350	199.1773	1795.5	251.1328	5650
Combo	0.9CM-0.3Sx-Sy		1.2CM-0.3Sx-Sy+CV		0.9CM-0.3Sx-Sy	

Shear Reinforcement for Major Shear, V_{u2}

End-I Rebar A _v /s mm ² /m	Middle Rebar A _v /s mm ² /m	End-J Rebar A _v /s mm ² /m
1653.8	1400.19	1605.55

Design Shear Force for Major Shear, V_{u2}

End-I Design V_u kN	End-I Station Loc mm	Middle Design V_u kN	Middle Station Loc mm	End-J Design V_u kN	End-J Station Loc mm
328.3927	350	0.278	1795.5	318.8116	5650
1.2CM-0.3Sx-Sy+CV		1.2CM-0.3Sx-Sy+CV		1.2CM-0.3Sx-Sy+CV	

6.1.2.1 Verificación de los límites dimensionales

Límites dimensionales			
ACI 18.6.2.1 (a)	$l_n > 4d$		OK
Ln	5300	mm	
4d	2515.6	mm	
ACI 18.6.2.1 (b)	$b_w > 0.3h$ o 250mm		OK
b_w	600	mm	
Max (0.3h, 250mm)	250	mm	
ACI 18.6.2.1 (c)	No Aplica, el ancho de la viga es menor que el ancho de la columna.		OK

Tabla 6.10 Límites dimensionales Viga VE-2.

6.1.2.2 Altura mínima por deflexión

Altura mínima por límite de deflexión			
ACI 9.3.1.1	$l_n / 18.5$		OK
h_{min}	324.3	mm	
h	700	mm	

Tabla 6.11 Altura Mínima por deflexión Viga VE-2.

6.1.2.3 Fuerza axial máxima

Fuerza axial máxima			
ACI 18.6.4.7	$P_u < A_g f'_c / 10$		OK
P_u	0	KN	
$A_g f'_c / 10$	1680	KN	

Tabla 6.12 Fuerza Axial Máxima Viga VE-2.

6.1.2.4 Porcentaje de refuerzo longitudinal

$$A_s: 3588\text{mm}^2$$

$$A_g = 600\text{mm} \cdot 628.9\text{mm} = 420,000\text{mm}^2$$

Revisión del refuerzo longitudinal			
Cuantía mínima A_{s_min}			
ACI 9.6.1.2	$\rho \geq \text{Max}\left(\frac{0.25\sqrt{f'_c}}{f_y}, \frac{1.4\sqrt{f'_c}}{f_y}\right)$		OK
ρ	0.0095	Sin unidad	
ρ_{min}	0.0038	Sin unidad	
Cuantía máxima A_{s_max}			
ACI 18.6.3.1	0.0025		OK
ρ	0.0095	Sin unidad	
ρ_{max}	0.025	Sin unidad	

Tabla 6.13 Porcentaje de refuerzo longitudinal Viga VE-2.

6.1.2.5 Cálculo de la resistencia a momento

Se evaluará la sección por el método de compatibilidad de deformaciones con el uso de una hoja Excel, en este se obtuvo que el eje neutro para M (-) es 64.46mm. A continuación, se demuestran los cálculos:

$$C = 64.46\text{mm}$$

$$a = \beta_1 \cdot C$$

β_1 se calcula según ACI 22.2.2.4.3

$$\beta_1 = 0.85 \cdot \frac{0.05 \cdot (40\text{Mpa} - 28\text{Mpa})}{7} = 0.7643$$

$$a = 64.46\text{mm} \cdot 0.764 = 49.26\text{mm}$$

$$d = 700\text{mm} - 60\text{mm} - \left(\frac{25.4\text{mm}}{2}\right) = 627.3\text{mm}$$

$$d' = 60\text{mm} + \frac{22.2\text{mm}}{2} = 71.1 \text{ mm}$$

- **Deformaciones unitarias y Esfuerzos**

$$\epsilon'_s = 0.003 \frac{c}{c} \frac{d'}{c} = 0.003 \frac{64.46}{64.46} \frac{71.1}{64.46} = 0.00031$$

$$f'_s = \epsilon'_s E \leq 420 \text{ Mpa} = 0.00031 \cdot 200000 \text{ Mpa} = 61.78 \text{ Mpa}$$

*El acero de compresión no fluye.

$$\epsilon_s = 0.003 \frac{d}{c} = 0.003 \frac{627.3}{64.46} = 0.0261$$

$$f_s = \epsilon_s E \leq 420 \text{ Mpa} = 0.0261 \cdot 200000 \text{ Mpa} = 5239 \text{ Mpa}$$

El acero de tensión fluye, usar $f_y=420\text{Mpa}$

$$\epsilon_t = \frac{f_y}{E_s} = \frac{420 \text{ MPa}}{200,000 \text{ MPa}} = 0.0021$$

$\epsilon_s > \epsilon_t$, se verifica la fluencia en el refuerzo a tensión.

La falla es controlada por la tensión, entonces $\phi=0.90$ (ACI Tabla 21.2.2)

- **Equilibrio de fuerzas**

$$C_c = 0.85 f'_c b a = \frac{0.85 \cdot 40 \text{ Mpa} \cdot 600\text{mm} \cdot 49.25 \text{ mm}}{1000} = 1005 \text{ kN}$$

$$C_s = (f'_s - 0.85f'_c)A'_s = \frac{(61.78\text{Mpa} - (0.85 \cdot 40\text{Mpa})) \cdot 1548\text{mm}^2}{1000} = 148.26 \text{ kN}$$

$$T_s = A_s f_s = \frac{2040\text{mm}^2 \cdot 420\text{Mpa}}{1000} = 856.8 \text{ kN}$$

$$T_s - C_c - C_s = 856.8 \text{ kN} - 1005 \text{ kN} - (148.26 \text{ kN}) = 0$$

Por lo tanto, la sección está en equilibrio.

- **Cálculo del M_n**

$$M_n = C_c \left(d - \frac{a}{2} \right) + C_s (d - d')$$

$$M_n = 1005 \text{kN} \left(627.3 - \frac{49.25}{2} \right) + (148.26(627.3 - 71.1)) = 523.22 \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\phi M_n = 0.9 \cdot 523.22 = 470.9 \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_u = 444.89 \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$470.9 \text{kN} \cdot \text{m} > 444.89 \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\phi M_n > M_u$$

La sección satisface la condición de resistencia al momento negativo en el extremo de la viga.

A continuación, se presenta una tabla resumen de los momentos nominales de la viga en cuestión.

Cálculo de la resistencia Nominal a Momento					
Parámetro	Centro de Viga		Extremo de Viga		Unidades
	(+)	(-)	(-)	(+)	
Ingresar C	61.1	64.46	64.46	61.1	mm
d	628.9	627.3	627.3	628.9	mm
d'	72.7	71.1	71.1	72.7	mm
E's	-0.00057	-0.00031	-0.00031	-0.00057	-
f's	-114.13	-61.78	-61.78	-114.13	Mpa
Cs	-302.19	-148.26	-148.26	-302.19	Kn
Cc	952.35	1005.07	1005.07	952.35	Kn
Cs+Cc	650.16	856.80	856.80	650.16	Kn
T	650.16	856.8	856.8	650.16	Kn
T-Cs-Cc	0	0	0	0	Kn
E's	0.02789	0.02619	0.02619	0.02789	-
Phi	La sección está controlada por la tensión, usar phi=0.9	La sección está controlada por la tensión, usar phi=0.9	La sección está controlada por la tensión, usar phi=0.9	La sección está controlada por la tensión, usar phi=0.9	-
	0.9	0.9	0.9	0.9	-
Phi*Mn	367.76	470.93	470.93	367.76	KN-m
Mu	199.18	135.03	444.89	251.14	KN-m
Phi*Mn>Mu	OK	OK	OK	OK	

Tabla 6.14 Calculo de la Resistencia Nominal a Momento VE-2.

6.1.2.6 Requerimientos de resistencia según ACI 18.6.3.2

ACI 18.6.3.2	M (+) en la cara del nudo $\geq 1/2$ M (-) en esa misma cara		
M (+)	367.76	OK	KN-m
1/2 M (-)	235.46		KN-m
ACI 18.6.3.2	M (+, -) en cualquier sección $\geq 1/4$ M(Max) en cualquiera de los nudos		
M (+, - min)	367.76	OK	KN-m
1/4 M(Max) nudo	117.73		KN-m

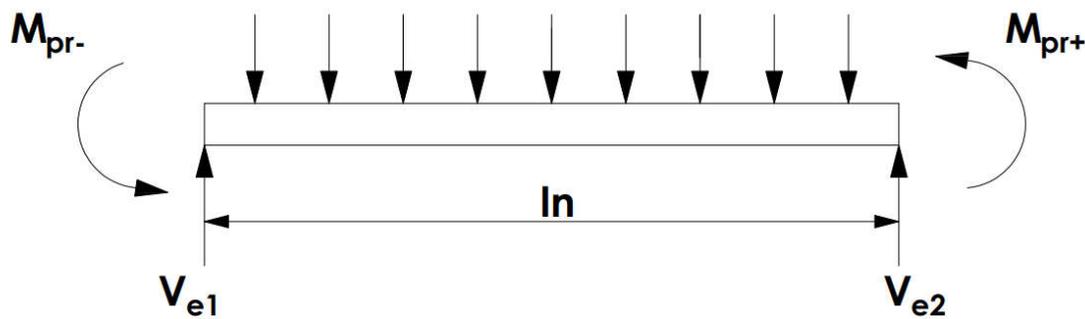
Tabla 6.15 Requisitos de Resistencia Nominal a Momento Viga VE-2.

6.1.2.7 Revisión de diseño por cortante para viga

- Cortante de diseño

Según ACI 18.6.5.1 el cortante de diseño es calculado a partir de los momentos probables a desarrollar por las secciones de viga en los nudos, se asume que estas secciones llegaran a la fluencia por lo que se usar un esfuerzo de $1.25f_y$, también se consideran las cargas gravitacionales mayoradas en la parte de la viga entre las caras de los nudos.

$$V_e = \frac{M_{pr(+)} + M_{pr(-)}}{l_n} + V_g$$



Cálculo de $M_{pr(+)}$

$$A_s (+) = 1548 \text{mm}^2$$

$$a = \frac{1.25 A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{1.25 \cdot 1548 \text{mm}^2 \cdot 420 \text{Mpa}}{0.85 \cdot 40 \text{Mpa} \cdot 600 \text{mm}} = 39.84 \text{ mm}$$

$$M_{pr(+)} = 1.25 A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_{pr(+)} = \frac{1.25 \cdot 1548 \text{mm}^2 \cdot 420 \text{Mpa} \cdot \left(628.9 - \frac{39.84}{2} \right)}{1000^2} = 494.92 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Cálculo de $M_{pr}(-)$

$$A_s(-) = 2040 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{1.25 A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{1.25 \cdot 2040 \text{ mm}^2 \cdot 420 \text{ Mpa}}{0.85 \cdot 40 \text{ Mpa} \cdot 600 \text{ mm}} = 52.5 \text{ mm}$$

$$M_{pr}(-) = 1.25 A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_{pr}(-) = \frac{1.25 \cdot 2040 \text{ mm}^2 \cdot 420 \text{ Mpa} \cdot \left(627.3 - \frac{52.5}{2} \right)}{1000^2} = 643.72 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_g: 125.93 \text{ kN}$$

$$V_e = \frac{494.92 + 643.72}{5.3} + 315.7 = 340.77 \text{ kN}$$

- **Refuerzo transversal**

Según ACI 18.6.5.2 se debe diseñar para $V_c=0$ donde ocurran simultáneamente:

3. El cortante inducido por el sismo calculado de acuerdo con 18.6.5.1 representa la mitad o más de la resistencia máxima a cortante requerida en esas zonas.

$$\frac{M_{pr}(+) + M_{pr}(-)}{l_n} > 0.5 V_e$$

$$\frac{494.92 \text{ kN} \cdot \text{m} + 643.72 \text{ kN} \cdot \text{m}}{5.3 \text{ m}} > 0.5 \cdot 340.77 \text{ kN}$$

$$214.84 \text{ kN} > 177.38 \text{ kN}$$

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

$$P_u < \frac{A_g f'_c}{20}$$

$$0 < \frac{420,000 \text{mm}^2 \cdot 40 \text{Mpa}}{20}$$

$$0 < 840 \text{ kN}$$

Por lo tanto, se tiene que considerar $V_c=0$

Se propone usar varilla # 10 con una separación de 100mm

$$\phi V_n = \phi V_s + 0$$

$$\phi V_s = 0.75 \frac{A_v f_{yt} d}{s} =$$

$$\phi V_n = \phi V_s = 0.75 \frac{4 \cdot 71 \text{mm}^2 \cdot 420 \text{Mpa} \cdot 627.3 \text{mm}}{100 \text{mm}} = 561.18 \text{ kN}$$

$$\phi V_n > V_e$$

$$561.18 \text{kN} > 340.77 \text{ kN}$$

- **Estribos cerrados de confinamiento**

Según 18.6.4.1 deben de colocarse estribos cerrados de confinamiento en las siguientes regiones de las vigas:

En una longitud igual a dos veces la altura de la viga

$$2h = 2 \cdot 700 \text{mm} = 1400 \text{mm}$$

Según 18.6.4.4 el espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder desde (a) hasta (c)

Máximo Espaciamiento de estribos de confinamiento			
18.6.4.4 (a)	$d/4$	156.8	mm
18.6.4.4 (b)	6db de las barras principales a flexión más pequeñas	133.2	mm
18.6.4.4 (c)	150mm	150	mm

Tabla 6.16 Espaciamiento máximo de estribos de confinamiento Viga VE-2.

La separación $s=100$ mm no excede los límites establecidos por el ACI.

Según 18.6.4.6, cuando no se requieran estribos cerrados de confinamiento, deben colocarse estribos con ganchos sísmicos, espaciados a no más de $d/2$.

Espaciamiento fuera de zonas de confinamiento			
18.6.4.6	$d/2$	313.65	mm

La separación de estribos fuera de las zonas de confinamiento será $s=150$ mm.

6.1.3 VE-3

Esta viga es típica para los ejes B y C desde el eje 1 hasta el 4, en todos los niveles. A continuación, se muestran los requisitos para el diseño sismorresistente.

Propiedades Geométricas			
H	700	mm	Altura de viga
Bw	300	mm	Ancho superior de viga
Bf	600	mm	Ancho inferior de viga
f'c	40	Mpa	Resistencia a la compresión del concreto
Cc	60	mm	Recubrimiento de refuerzo longitudinal
Ln	7800	mm	Longitud nominal
FY	420	Mpa	Esfuerzo de fluencia del Acero
Es	200	Gpa	Módulo de elasticidad del Acero

Tabla 5.17 Propiedades Geométricas Viga VE-3.

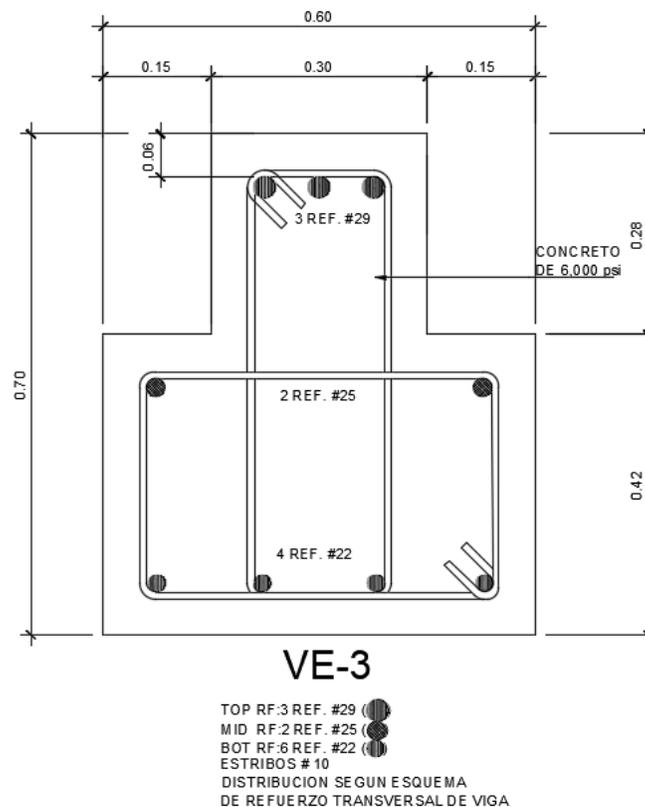


Figura 6.3 Detalle de Viga VE-3

ETABS 2016 Concrete Frame Design

ACI 318-14 Beam Section Design

Beam Element Details (Envelope)

Level	Element	Unique Name	Section ID	Length (mm)	LLRF	Type
Story2	B20	184	VIGAS	8500	0.813	Sway Special

Section Properties

b (mm)	h (mm)	b _f (mm)	d _s (mm)	d _{ct} (mm)	d _{cb} (mm)
600	700	600	0	72.7	72.7

Material Properties

E _c (MPa)	f _c (MPa)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f _y (MPa)	f _{ys} (MPa)
29725.33	41.29	1	413.69	413.69

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 mm ²	End-I Rebar %	Middle Rebar Area mm ²	Middle Rebar %	End-J Rebar Area mm ²	End-J Rebar %
Top (+2 Axis)	2221	0.53	721	0.17	2221	0.53
Bot (-2 Axis)	1454	0.35	1456	0.35	1454	0.35

Flexural Design Moment, M_{u3}

	End-I Design M _u kN-m	End-I Station Loc mm	Middle Design M _u kN-m	Middle Station Loc mm	End-J Design M _u kN-m	End-J Station Loc mm
Top (+2 Axis)	-500.7731	350	-125.1933	6200	-500.7731	8150
Combo	1.2CM-Sx-0.3Sy+CV		1.2CM-Sx-0.3Sy+CV		1.2CM-Sx-0.3Sy+CV	
Bot (-2 Axis)	250.3865	350	251.705	5225	250.3865	8150
Combo	1.2CM-Sx-0.3Sy+CV		1.2CM-Sx-0.3Sy+CV		1.2CM-Sx-0.3Sy+CV	

6.1.3.1 Verificación de los límites dimensionales

Límites dimensionales			
ACI 18.6.2.1 (a)	$l_n > 4d$		OK
Ln	7800	mm	
4d	2515.6	mm	
ACI 18.6.2.1 (b)	$b_w > 0.3h$ o 250mm		OK
bw	300	mm	
Max (0.3h, 250mm)	250	mm	
ACI 18.6.2.1 (c)	No Aplica, el ancho de la viga es menor que el ancho de la columna.		OK

Tabla 6.18 Límites dimensionales VE-3.

6.1.3.2 Altura mínima por deflexión

Altura mínima por límite de deflexión			
ACI 9.3.1.1	$l_n / 18.5$		OK
h_min	421.6	mm	
h	700	mm	

Tabla 6.19 Límites dimensionales VE-3.

6.1.3.3 Fuerza axial máxima

Fuerza axial máxima			
ACI 18.6.4.7	$P_u < A_g f'_c / 10$		OK
Pu	0	KN	
$A_g f'_c / 10$	1680	KN	

Tabla 6.20 Fuerza Axial Máxima VE-3.

6.1.3.4 Porcentaje de refuerzo longitudinal

$$A_s: 4503 \text{mm}^2$$

$$A_g = 450 \text{mm} \times 628.9 \text{mm} = 420,000 \text{mm}^2$$

Revisión del refuerzo longitudinal			
Cuantía mínima As_min			
ACI 9.6.1.2	$\rho \geq \text{Max}\left(\frac{0.25\sqrt{f'c}}{f_y}, \frac{1.4\sqrt{f'c}}{f_y}\right)$		OK
ρ	0.0239	Sin unidad	
ρ_{min}	0.0038	Sin unidad	
Cuantía máxima As_max			
ACI 18.6.3.1	0.0025		OK
ρ	0.0239	Sin unidad	
ρ_{max}	0.025	Sin unidad	

Tabla 6.21 Cuantía máxima de refuerzo longitudinal VE-3

6.1.3.5 Cálculo de la resistencia a momento

Se evaluará la sección por el método de compatibilidad de deformaciones con el uso de una hoja Excel, los cálculos se realizan de manera similar a los de la viga VE-1, por esta razón se mostrarán solo los resultados.

Cálculo de la resistencia Nominal a Momento					
Parámetro	Centro de Viga		Extremo de Viga		Unidades
	(+)	(-)	(-)	(+)	
C	104.2	77.8	77.8	104.2	mm
d	628.9	625.7	625.7	628.9	mm
d'	74.35	71.1	71.1	74.35	mm
E's	0.00086	0.00026	0.00026	0.00086	-
f's	171.74	51.87	51.87	171.74	Mpa
d''	352.70	348.90	348.90	352.70	
E''s	0.00716	0.01045	0.01045	0.00716	
f''s	420.00	420.00	420.00	420.00	
T'	428.40	428.40	428.40	428.40	
Cs	266.52	27.66	27.66	266.52	Kn
Cc	812.04	1213.44	1213.44	812.04	Kn
Cs+Cc	1078.56	1241.10	1241.10	1078.56	Kn
T	650.16	812.7	812.7	650.16	Kn
T-Cs-Cc	0	0	0	0	Kn
E's	0.01511	0.02112	0.02112	0.01511	-
Phi	La sección está controlada por la tensión, usar phi=0.9	La sección está controlada por la tensión, usar phi=0.9	La sección está controlada por la tensión, usar phi=0.9	La sección está controlada por la tensión, usar phi=0.9	-
	0.9	0.9	0.9	0.9	-
Phi*Mn	457.06	557.89	557.89	457.06	KN-m
Mu	251.71	125.20	500.77	250.39	KN-m
Phi*Mn>Mu	OK	OK	OK	OK	

Tabla 6.22 Calculo de la Resistencia Nominal a Momento VE-3

La sección de diseño propuesta cumple con los requisitos de resistencia de momento positivo y negativo en todas las secciones de la viga.

6.1.3.6 Requerimientos de resistencia según ACI 18.6.3.2

ACI 18.6.3.2	M (+) en la cara del nudo $\geq 1/2$ M (-) en esa misma cara		
M (+)	457.06	OK	KN-m
1/2 M (-)	278.95		KN-m
ACI 18.6.3.2	M (+, -) en cualquier sección $\geq 1/4$ M(Max) en cualquiera de los nudos		
M (+, - min)	457.06	OK	KN-m
1/4 M(Max) nudo	139.47		KN-m

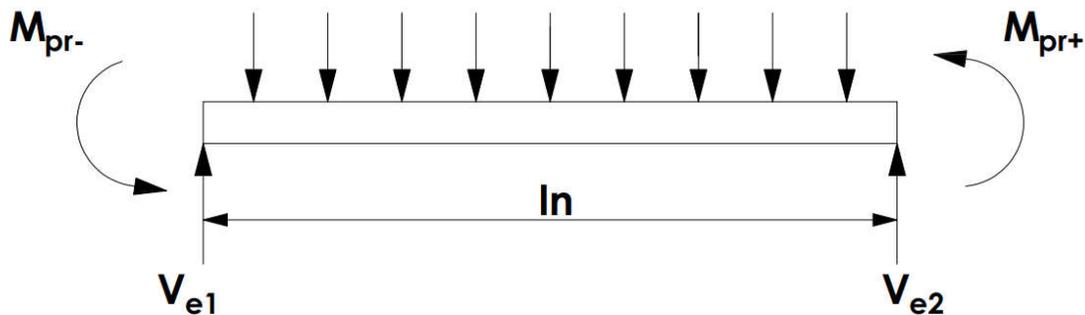
Tabla 6.23 Requisitos de Resistencia Nominal a Momento Viga VE-3

6.1.3.7 Revisión de diseño por cortante para viga

- Cortante de diseño

Según ACI 18.6.5.1 el cortante de diseño es calculado a partir de los momentos probables a desarrollar por las secciones de viga en los nudos, se asume que estas secciones llegaran a la fluencia por lo que se usar un esfuerzo de $1.25f_y$, también se consideran las cargas gravitacionales mayoradas en la parte de la viga entre las caras de los nudos.

$$V_e = \frac{M_{pr(+)} + M_{pr(-)}}{l_n} + V_g$$



Cálculo de $M_{pr (+)}$

$$A_s (+) = 1548\text{mm}^2$$

$$a = \frac{1.25 A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{1.25 \cdot 1548 \text{mm}^2 \cdot 420 \text{Mpa}}{0.85 \cdot 40 \text{Mpa} \cdot 300 \text{mm}} = 79.68 \text{mm}$$

$$M_{pr(+)} = 1.25 A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_{pr(+)} = \frac{1.25 \cdot 1548 \text{mm}^2 \cdot 420 \text{Mpa} \cdot \left(628.9 - \frac{79.68 \text{mm}}{2} \right)}{1000^2} = 478.73 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Cálculo de $M_{pr(-)}$

$$A_s (-) = 1935 \text{mm}^2$$

$$a = \frac{1.25 A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{1.25 \cdot 1935 \text{mm}^2 \cdot 420 \text{Mpa}}{0.85 \cdot 40 \text{Mpa} \cdot 600 \text{mm}} = 49.80 \text{mm}$$

$$M_{pr(-)} = 1.25 A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_{pr(-)} = \frac{1.25 \cdot 1935 \text{mm}^2 \cdot 420 \text{Mpa} \cdot \left(625.7 - \frac{49.80}{2} \right)}{1000^2} = 610.29 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

V_g : 221.61kN

$$V_e = \frac{478.73 + 610.29}{7.8} + 221.6 = 361.23 \text{ kN}$$

- **Refuerzo transversal**

Según ACI 18.6.5.2 se debe diseñar para $V_c=0$ donde ocurran simultáneamente:

1. El cortante inducido por el sismo calculado de acuerdo con 18.6.5.1 representa la mitad o más de la resistencia máxima a cortante requerida en esas zonas.

$$\frac{M_{pr(+)} + M_{pr(-)}}{l_n} > 0.5 V_e$$

$$\frac{478.73 \text{kN} \cdot \text{m} + 610.29 \text{kN} \cdot \text{m}}{7.8 \text{m}} > 0.5 \cdot 361.23 \text{ kN}$$

$$139.62\text{kN} < 180.61\text{kN}$$

No cumple, por lo tanto, se tiene que considerar V_c

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

$$P_u < \frac{A_g f'_c}{20}$$

$$0 < \frac{420,000\text{mm}^2 \cdot 40\text{Mpa}}{20}$$

$$0 < 840 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 0.75 \cdot 0.17 \sqrt{f'_c} b_w d = \frac{0.17 \sqrt{40\text{Mpa}} \cdot 300\text{mm} \cdot 625.7\text{mm}}{1000} = 151.37\text{kN}$$

Se propone usar varilla # 10 con una separación de 100mm

$$\phi V_n = \phi V_s + \phi V_c$$

$$\phi V_s = 0.75 \cdot \frac{A_v \cdot f_{yt} \cdot d}{s} =$$

$$\phi V_s = 0.75 \cdot \frac{4 \cdot 71\text{mm}^2 \cdot 420\text{Mpa} \cdot 625.7\text{mm}}{100\text{mm}} = 559.71 \text{ kN}$$

$$\phi V_n = 559.71\text{kN} + 151.37\text{kN} = 711.06\text{kN}$$

$$\phi V_n > V_e$$

$$711.06\text{kN} > 361.23 \text{ kN}$$

- **Estribos cerrados de confinamiento**

Según 18.6.4.1 deben de colocarse estribos cerrados de confinamiento en las siguientes regiones de las vigas:

1. En una longitud igual a dos veces la altura de la viga

$$2h = 2 \cdot 700\text{mm} = 1400\text{mm}$$

Según 18.6.4.4 el espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder desde (a) hasta (c)

Máximo Espaciamiento de estribos de confinamiento			
18.6.4.4 (a)	d/4	156.4	mm
18.6.4.4 (b)	6db de las barras principales a flexión más pequeñas	133.2	mm
18.6.4.4 (c)	150mm	150	mm

Tabla 6.24 Espaciamiento Máximo de Estribos de Confinamiento VE-3

La separación $s=100$ mm no excede los límites establecidos por el ACI.

Según 18.6.4.6, cuando no se requieran estribos cerrados de confinamiento, deben colocarse estribos con ganchos sísmicos, espaciados a no más de $d/2$.

Espaciamiento fuera de zonas de confinamiento			
18.6.4.6	d/2	312.83	mm

La separación de estribos fuera de las zonas de confinamiento será $s=150$ mm.

6.2 DISEÑO DE COLUMNAS

6.2.1 Descripción del elemento

Se muestra el diseño de la columna C-1, del nivel 1 en el eje 3B. La sección transversal de C-1 es típica para todos los ejes y todos los niveles de la estructura, por lo tanto, las características geométricas y distribución de acero se consideran las mismas.

Propiedades Geométricas			
h	700	mm	Altura de columna
b	700	mm	Ancho de columna
F'c	40	Mpa	Resistencia a la compresión del concreto
Cc	60	mm	Recubrimiento de refuerzo longitudinal
ln	3750	m	Longitud nominal
FY	420	Mpa	Esfuerzo de fluencia del Acero
Es	200	Gpa	Módulo de elasticidad del Acero
beta1	0.76		Factor según ACI 22.2.2.4.3
Ey	0.0021		Deformación unitaria de fluencia del acero

Tabla 6.25 Propiedades Geométricas Columna C-1

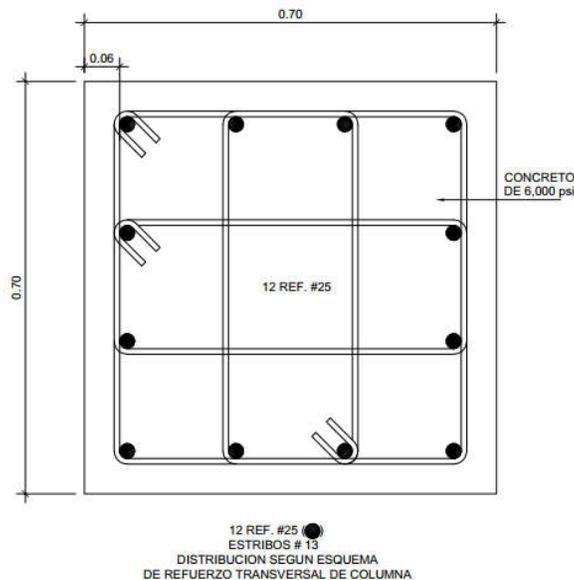


Figura 6.4 Detalle de Columna C-1

ETABS 2016 Concrete Frame Design

ACI 318-14 Column Section Design

Column Element Details (Envelope)

Level	Element	Unique Name	Section ID	Length (mm)	LLRF	Type
Story1	C15	80	COLUMNAS	3750	0.533	Sway Special

Section Properties

b (mm)	h (mm)	dc (mm)	Cover (Torsion) (mm)
700	700	72.7	37.3

Material Properties

E _c (MPa)	f _c (MPa)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f _y (MPa)	f _{ys} (MPa)
29725.33	41.29	1	413.69	413.69

Design Code Parameters

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

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

Column End	Design P _u kN	Design M _{u2} kN-m	Design M _{u3} kN-m	Station Loc mm	Controlling Combo
	kN	kN-m	kN-m	mm	
Top	597.6199	-150.686	-38.8463	3050	0.9CM-0.3Sx-Sy
Bottom	629.3135	533.6538	154.4091	0	0.9CM-0.3Sx-Sy

6.2.2 Verificación de límites de dimensionales

Según ACI, las columnas deben de cumplir con (a) y (b)

- La dimensión menor de la sección transversal, debe ser al menos 300mm.

$$h = b = 700\text{mm} > 300\text{mm} \text{ Cumple}$$

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

$$\frac{h}{b} = \frac{700 \text{ mm}}{700 \text{ mm}} = 1 > 0.4 \text{ Cumple}$$

6.2.3 Verificación del refuerzo longitudinal

Según ACI 18.7.4.1, el área de refuerzo longitudinal, A_{st} , deber ser al menos $0.01A_g$ y no debe exceder $0.06A_g$

$$A_{st} = 6120 \text{ mm}^2$$

$$A_g = 700\text{mm} \cdot 700\text{mm} = 490000 \text{ mm}^2$$

$$0.01A_g = 4900 \text{ mm}^2$$

$$6120 \text{ mm}^2 > 4900 \text{ mm}^2 \text{ Cumple}$$

$$0.06A_g = 29400 \text{ mm}^2$$

$$6120\text{mm}^2 < 29400 \text{ mm}^2 \text{ Cumple}$$

6.2.4 Cálculo de Resistencia a flexo-compresión en el eje x.

Los datos son obtenidos del software ETABS donde Mu_3 corresponde al momento en la dirección del eje x y el Mu_2 corresponde a la dirección del eje y.

Datos:

P_u : 629.32kN

Mu_3 : 154.41kN m

$$e: \frac{154.41\text{kN} \cdot \text{m}}{629.32\text{kN}} \cdot 1000 = 245.36\text{mm}$$

Se evaluó la sección por el método de compatibilidad de deformaciones con el uso de una hoja Excel, en este se obtuvo que el eje neutro para Mu (3) es 374.44mm para la excentricidad de carga dada. A continuación, se demuestran los cálculos:

$$\frac{C}{d_t} = 0.597$$

$$C = 374.44\text{mm}$$

$$a = \beta_1 \cdot C$$

β_1 se calcula según ACI 22.2.2.4.3

$$\beta_1 = 0.85 \frac{0.05 (40\text{Mpa} - 28\text{Mpa})}{7} = 0.7643$$

$$a = 374.44\text{mm} \cdot 0.7643 = 286.18\text{mm}$$

Distribución de Acero Longitudinal Propuesto				
Acero	# de varillas	Cantidad	Área de Acero	d(mm)
Capa #1	25	4	2040	72.70
Capa #2	25	2	1020	257.57
Capa #3	25	4	2040	442.43
Capa #4	25	2	1020	627.30

Tabla 5.26 Distribución de Acero Longitudinal Columna C-1

- **Deformaciones unitarias y Esfuerzos**

$$\varepsilon_{sc} = 0.003 \frac{c}{c} \frac{d'}{c} = 0.003 \frac{374.44 \text{ mm} \cdot 72.7 \text{ mm}}{374.44 \text{ mm}} = 0.00242$$

$$f_{sc} = \varepsilon_{sc} E \leq 420 \text{ Mpa} = 0.00242 \cdot 200000 \text{ Mpa} = 484 \text{ Mpa}$$

*El acero de compresión fluye, usar $f_y=420\text{Mpa}$.

$$\varepsilon_{sc1} = 0.003 \frac{c}{c} \frac{d_2}{c} = 0.003 \frac{374.44 \text{ mm} \cdot 257.57 \text{ mm}}{374.44 \text{ mm}} = 9.36\text{E}^{-4}$$

$$f_{sc1} = \varepsilon_{sc1} E \leq 420 \text{ Mpa} = 9.36\text{E}^{-4} \cdot 200000 \text{ Mpa} = 187.28 \text{ Mpa}$$

*El acero de compresión no fluye.

$$\varepsilon_{st} = 0.003 \frac{d}{c} = 0.003 \frac{627.3 \text{ mm} \cdot 374.44 \text{ mm}}{374.44 \text{ mm}} = 0.00203$$

$$f_s = \varepsilon_s E \leq 420 \text{ Mpa} = 0.00203 \cdot 200000 \text{ Mpa} = 405.18 \text{ Mpa}$$

El acero de tensión no fluye.

$$\varepsilon_{st1} = 0.003 \frac{d_4}{c} = 0.003 \frac{442.43 \text{ mm} \cdot 374.44 \text{ mm}}{374.44 \text{ mm}} = 5.447\text{E}^{-4}$$

$$f_s = \varepsilon_s E \leq 420 \text{ Mpa} = 5.447\text{E}^{-4} \cdot 200000 \text{ Mpa} = 108.95 \text{ Mpa}$$

El acero de tensión no fluye.

$$\varepsilon_t = \frac{f_y}{E_s} = \frac{420 \text{ MPa}}{200,000 \text{ MPa}} = 0.0021$$

$\varepsilon_{st} < \varepsilon_t$, el acero de tensión no fluye.

La sección está controlada por la compresión, entonces $\phi=0.65$ (ACI Tabla 21.2.2)

- **Cálculo del centroide del acero en tensión y compresión**

$$G_{sc} = \frac{h}{2} \frac{A_1 d_1 + A_2 d_2}{A_1 + A_2}$$

$$G_{sc} = \frac{700}{2} \frac{2040\text{mm}^2 \cdot 72.7\text{mm} + 1020\text{mm}^2 \cdot 257.57\text{mm}}{2040\text{mm}^2 + 1020\text{mm}^2} = 215.68\text{mm}$$

Por ser una sección simétrica, el centroide del acero en compresión es el mismo que el del acero en tensión.

- **Cálculo del P_{nx}.**

$$C_c = 0.85 f'_c b a = \frac{0.85 \cdot 40 \text{ Mpa} \cdot 700\text{mm} \cdot 286.18 \text{ mm}}{1000} = 6811.08 \text{ kN}$$

$$F_{sc} = (f_{sc} \cdot A_1) + (f_{sc1} \cdot A_2) = (420\text{Mpa} \cdot 2040\text{mm}^2) + (187.28\text{Mpa} \cdot 1020\text{mm}^2)$$

$$F_{sc} = 1047.83\text{kN}$$

$$F_{st} = (f_{st1} \cdot A_3) + (f_{st} \cdot A_4) = (108.95\text{Mpa} \cdot 2040\text{mm}^2) + (405.18\text{Mpa} \cdot 1020\text{mm}^2)$$

$$F_{st} = 635.54\text{kN}$$

$$P_{nx} = C_c + F_s \quad F_{st} = 6811.08 \text{ kN} + 1047.83\text{kN} + 635.54\text{kN} = 7223.37\text{kN}$$

$$\phi P_{nx} = 0.65 \cdot 7223.37\text{kN} = 4695.19\text{kN}$$

- **Cálculo del M_{nx}.**

$$M_{nx} = C_c \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + F_s(G_{sc}) + F_{st}(G_{st})$$

$$M_{nx} = \frac{6811.08\text{kN} \left(350 \frac{286.18}{2} \right) + (1047.83\text{kN}(215.68)) + 635.54\text{kN}(215.68)}{1000}$$

$$M_{nx} = 1772.35\text{kN}$$

$$\phi M_{nx} = 0.65 \cdot 1772.35\text{kN} = 1152.03 \text{ kN m}$$

$$M_{ux} = 154.41\text{kN m}$$

$$1152.03\text{kN m} > 154.41\text{kN m}$$

$$\phi M_{nx} > M_{ux}$$

La sección satisface la condición de resistencia al momento en el eje x.

6.2.5 Cálculo de Resistencia a flexo-compresión en el eje y.

Los datos son obtenidos del software ETABS donde Mu3 corresponde al momento en la dirección del eje x y el Mu2 corresponde a la dirección del eje y.

Datos:

$$P_u: 629.32\text{kN}$$

$$M_u3: 533.65\text{kN m}$$

$$e: \frac{533.65\text{kN m}}{629.32\text{kN}} \cdot 1000 = 847.98\text{mm}$$

Se evaluó la sección por el método de compatibilidad de deformaciones con el uso de una hoja Excel, en este se obtuvo que el eje neutro para Mu (3) es 130.12mm para la excentricidad de carga dada. A continuación, se demuestran los cálculos:

$$\frac{C}{d_t} = 0.207$$

$$C = 130.12\text{mm}$$

$$a = \beta_1 C$$

β_1 se calcula según ACI 22.2.2.4.3

$$\beta_1 = 0.85 \frac{0.05 (40\text{Mpa} - 28\text{Mpa})}{7} = 0.7643$$

$$a = 130.12\text{mm} \quad 0.7643 = 99.45\text{mm}$$

Distribución de Acero Longitudinal Propuesto				
Acero	# de varillas	Cantidad	Área de Acero	d(mm)
Capa #1	25	4	2040	72.70
Capa #2	25	2	1020	257.57
Capa #3	25	4	2040	442.43
Capa #4	25	2	1020	627.30

Tabla 6.28 Distribución de Acero Longitudinal Columna C-1

- **Deformaciones unitarias y Esfuerzos**

$$\varepsilon_{sc} = 0.003 \frac{c}{c} \frac{d'}{c} = 0.003 \frac{130.12 \text{ mm}}{130.12 \text{ mm}} \frac{72.7 \text{ mm}}{130.12 \text{ mm}} = 0.00132$$

$$f_{sc} = \varepsilon_{sc} E \leq 420 \text{ Mpa} = 0.00132 \cdot 200000 \text{ Mpa} = 264.77\text{Mpa}$$

*El acero de compresión no fluye.

$$\varepsilon_{sc1} = 0.003 \frac{c}{c} \frac{d_2}{c} = 0.003 \frac{130.12 \text{ mm}}{130.12 \text{ mm}} \frac{257.57 \text{ mm}}{130.12 \text{ mm}} = 0.00293$$

$$f_{sc1} = \varepsilon_{sc1} E \leq 420 \text{ Mpa} = 0.00293 \cdot 200000 \text{ Mpa} = 587.69\text{Mpa}$$

*El acero de compresión fluye, usar $f_y=420\text{Mpa}$.

$$\varepsilon_{st} = 0.003 \frac{d}{c} \frac{c}{c} = 0.003 \frac{627.3 \text{ mm}}{130.12 \text{ mm}} \frac{130.12 \text{ mm}}{130.12 \text{ mm}} = 0.01146$$

$$f_s = \varepsilon_s E \leq 420 \text{ Mpa} = 0.01146 \cdot 200000 \text{ Mpa} = 2292.56\text{Mpa}$$

El acero de tensión fluye, usar $f_y=420\text{Mpa}$

$$\varepsilon_{st1} = 0.003 \frac{d_4}{c} \frac{c}{c} = 0.003 \frac{442.43 \text{ mm}}{130.12 \text{ mm}} \frac{130.12 \text{ mm}}{130.12 \text{ mm}} = 0.00720$$

$$f_s = \varepsilon_s E \leq 420 \text{ Mpa} = 0.00720 \cdot 200000 \text{ Mpa} = 1440.1\text{Mpa}$$

El acero de tensión fluye, usar $f_y=420\text{Mpa}$

$$\varepsilon_t = \frac{f_y}{E_s} = \frac{420 \text{ MPa}}{200,000 \text{ MPa}} = 0.0021$$

$\varepsilon_{st} > \varepsilon_t$, el acero de tensión fluye.

La sección está controlada por la compresión, entonces $\phi=0.90$ (ACI Tabla 21.2.2)

- **Cálculo del centroide del acero en tensión y compresión**

$$G_{sc} = \frac{h}{2} \frac{A_1 d_1 + A_2 d_2}{A_1 + A_2}$$

$$G_{sc} = \frac{700}{2} \frac{2040\text{mm}^2 \cdot 72.7\text{mm} + 1020\text{mm}^2 \cdot 257.57\text{mm}}{2040\text{mm}^2 + 1020\text{mm}^2} = 215.68\text{mm}$$

Por ser una sección simétrica, el centroide del acero en compresión es el mismo que el del acero en tensión.

- **Cálculo del Pny.**

$$C_c = 0.85 f'_c b a = \frac{0.85 \cdot 40 \text{ Mpa} \cdot 700\text{mm} \cdot 99.45 \text{ mm}}{1000} = 2366.91 \text{ kN}$$

$$F_{sc} = (f_{sc} \cdot A_1) + (f_{sc1} \cdot A_2) = (264.77\text{Mpa} \cdot 2040\text{mm}^2) + (420\text{Mpa} \cdot 1020\text{mm}^2)$$

$$F_{sc} = 111.73\text{kN}$$

$$F_{st} = (f_{st1} \cdot A_3) + (f_{st} \cdot A_4) = (420\text{Mpa} \cdot 2040\text{mm}^2) + (420\text{Mpa} \cdot 1020\text{mm}^2)$$

$$F_{st} = 1285.2\text{kN}$$

$$P_{ny} = C_c + F_{sc} + F_{st} = 2366.91 \text{ kN} + 111.73\text{kN} + 1285.2\text{kN} = 1193.44\text{kN}$$

$$\phi P_{ny} = 0.9 \cdot 1193.44\text{kN} = 1047.01\text{kN}$$

- **Cálculo del Mny.**

$$M_{ny} = C_c \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + F_{sc}(G_{sc}) + F_{st}(G_{st})$$

$$M_{ny} = 2366.91 \left(350 - \frac{99.45}{2} \right) + (111.73(215.68)) + 1285.2(215.68)$$

$$M_{ny} = 1012.01\text{kN}$$

$$\phi M_{ny} = 0.9 \cdot 1012.01\text{kN} = 910.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{ny} = 533.65 \text{ kN m}$$

$$910.8 \text{ kN m} > 533.65 \text{ kN m}$$

$$\phi M_{ny} > M_{uy}$$

La sección satisface la condición de resistencia al momento en el eje y.

6.2.6 Flexión biaxial

La columna está sometido a flexo-compresión en ambos ejes por lo tanto se usará el método de Bresler para comprobar la resistencia de la sección.

$$\frac{M_{ux}}{M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ny}} \leq 1$$

El cual se usa cuando $P_u < \frac{A_g f_c}{10}$

$$629.32 \text{ kN} < \frac{700 \text{ mm} \cdot 700 \text{ mm} \cdot 40 \text{ Mpa}}{10}$$

$$629.32 \text{ kN} < 1960 \text{ kN}; \text{ Cumple}$$

$$\frac{154.41 \text{ kN m}}{1152.02 \text{ kN m}} + \frac{533.65 \text{ kN m}}{910.81 \text{ kN m}} \leq 1$$

$$0.72 \leq 1; \text{ Cumple}$$

La columna resiste flexión Biaxial.

6.2.7 Resistencia a flexión mínima de columnas

Una columna que forma parte del sistema resistente a fuerzas laterales debe de 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 la cara del nudo.

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

Se analizará el nudo exterior 4C, a continuación, se presenta una vista en planta del nudo:

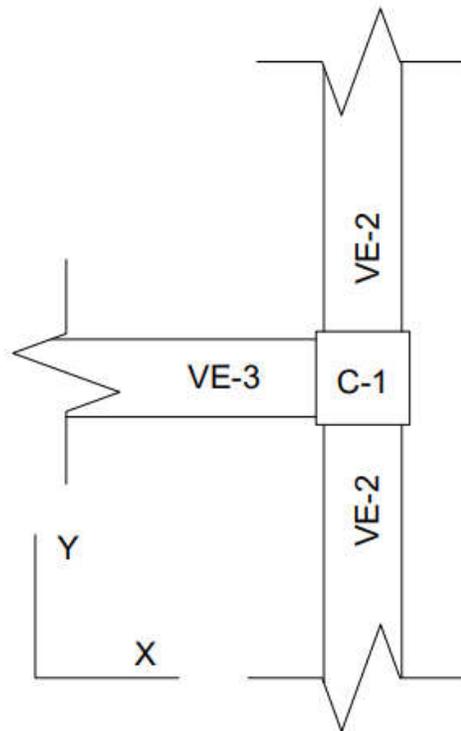


Figura 6.5 Vista de Planta del nudo exterior

La resistencia a flexión de la columna se calculó para la fuerza axial mayorada, congruente con la dirección de las fuerzas laterales consideradas. La sección de la columna es simétrica con respecto a su geometría y distribución de acero por lo cual los momentos en ambos sentidos son el mismo.

Resistencia de Columna						
Columna	Pu	Mux	Muy	Pn	Mnx	Mny
Arriba	597.62	-38.85	-150.69	3762.59	654.90	1150.97
Abajo	545.27	113.78	427.20	1039.80	1144.98	941.62

Tabla 5.29 Fuerzas de Diseño y Momentos nominales C-1

Las resistencias a la flexión deben sumarse de tal manera que los momentos de la columna se opongan a los momentos de la viga.

- **Análisis del nudo en la dirección x**

Las vigas VE-3 no tienen la misma cantidad de acero en la parte superior e inferior, por lo tanto, se tomará el momento nominal mayor de la sección ($M_n=557.89\text{kn}\cdot\text{m}$) para evaluar la siguiente condición.

$$M_{nb} = 557.89\text{kn}\cdot\text{m}$$

$$M_{nc} = 654.90\text{kn}\cdot\text{m} + 1144.98\text{kn}\cdot\text{m} = 1799.88\text{kn}\cdot\text{m}$$

$$\sum M_{nc} \geq \left(\frac{6}{5}\right) \sum M_{nb} = 1799.88\text{kn}\cdot\text{m} > \left(\frac{6}{5}\right) 557.89\text{kn}\cdot\text{m}$$

$$1799.88\text{kn}\cdot\text{m} > 669.47\text{kn}\cdot\text{m}$$

Cumple la condición de resistencia a flexión mínima

- **Análisis del nudo en la dirección y**

Las vigas VE-2 no tienen la misma cantidad de acero en la parte superior e inferior, por lo tanto, se sumarán ambos momentos nominales.

$$M_{nb} = 367.76\text{kn}\cdot\text{m} + 470.93\text{kn}\cdot\text{m} = 838.69\text{kn}\cdot\text{m}$$

$$M_{nc} = 941.62\text{kn}\cdot\text{m} + 1150.97\text{kn}\cdot\text{m} = 2092.6\text{kn}\cdot\text{m}$$

$$\sum M_{nc} \geq \left(\frac{6}{5}\right) \sum M_{nb} = 2092.6\text{kn}\cdot\text{m} > \left(\frac{6}{5}\right) 838.69\text{kn}\cdot\text{m}$$

$$2092.6\text{kn}\cdot\text{m} > 1006.43\text{kn}\cdot\text{m}$$

Cumple la condición de resistencia a flexión mínima

6.2.8 Requisitos de refuerzo transversal

El refuerzo transversal consiste en estribos cerrados de confinamiento como se muestra a continuación.

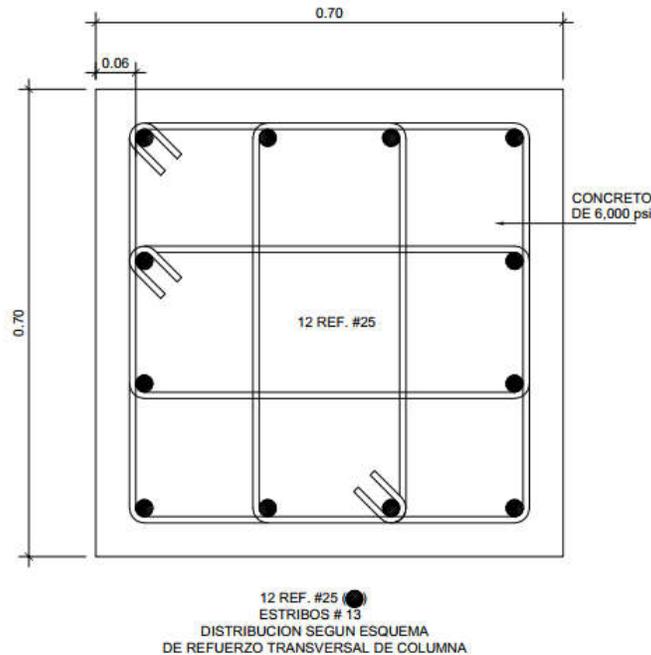


Figura 6.6 Detalle de Refuerzo Transversal

- Según ACI 18.7.5.1 debe de colocarse refuerzo transversal de confinamiento en una distancia l_0 desde la cara del nudo y a ambos lados donde pueda ocurrir fluencia.

$$l_0 \geq \left(\begin{array}{l} \text{Altura de la columna} = 700\text{mm} \quad (\text{Gobierna}) \\ \frac{1}{6} l_n = \frac{3750\text{mm}}{6} = 625\text{mm} \\ 450\text{mm} \end{array} \right)$$

- Según ACI 18.7.5.3 la separación del refuerzo transversal no debe exceder la menor de:
 - a) La cuarta parte de la dimensión menor de la columna

$$\frac{700\text{mm}}{4} = 175\text{mm}$$

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

$$6 \cdot 25.4\text{mm} = 152.4\text{mm}$$

c) S_0

$$S_0 = 100 + \left(\frac{350}{3} h_x \right)$$

$$S_0 = 100 + \left(\frac{350}{3} \cdot 184.87\text{mm} \right) = 155.04\text{mm} > 150; \text{usar } 150\text{mm}; \text{Gobierna}$$

$$h_x = \frac{700\text{mm} - 72.7\text{mm} - 72.7\text{mm}}{3} = 184.87\text{mm}$$

- **Cuantía mínima de refuerzo transversal**

$$P_u < 0.3A_g f'_c$$

$$629.32\text{kN} < \frac{0.3 \cdot 700\text{mm} \cdot 700\text{mm} \cdot 40\text{Mpa}}{1000}$$

$$629.32\text{kN} < 5880\text{kN}$$

$$f'_c \leq 70\text{Mpa}$$

La condición $P_u < 0.3A_g f'_c$ y $f'_c \leq 70\text{Mpa}$ se cumple, por lo tanto, el área de refuerzo transversal no debe ser menor que la requerida por estas secciones:

$$0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$$

$$0.3 \left(\frac{490,000 \text{ mm}^2}{366,509 \text{ mm}^2} - 1 \right) \frac{40\text{Mpa}}{420\text{Mpa}} = 0.00962 \text{ (Gobierna)}$$

$$A_{ch} = (700\text{mm} - (2 \cdot 47.3\text{mm})) \cdot (700\text{mm} - (2 \cdot 47.3\text{mm})) = 366,509\text{mm}^2$$

$$0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}}$$

$$0.09 \frac{40\text{Mpa}}{420\text{Mpa}} = 0.00857$$

Por lo tanto, el área requerida es:

$$A_{sh} = 0.00962 \quad S \quad b_c$$

$$A_{sh} = 0.00962 \quad 50\text{mm} \quad 605.4\text{mm} = 291.2 \text{ mm}^2$$

$$S = 50\text{mm}$$

$$b_c = 700\text{mm} \quad 47.3\text{mm} \quad 47.3\text{mm} = 605.4\text{mm}$$

El área de refuerzo propuesto son 4 ramas de refuerzo de varilla número 13.

$$A_{propuesta} = 4 \quad 129\text{mm}^2 = 516 \text{ mm}^2$$

$$516 \text{ mm}^2 > 291.2\text{mm}^2 \quad \text{OK}$$

El área de acero transversal a usar es mayor al requerido. Por lo tanto, se usará una separación de **50mm** en las zonas de confinamiento y una separación **100mm** en las zonas que no requieran confinamiento.

6.2.9 Resistencia fuerza cortante

La fuerza cortante de diseño, V_e , se debe determinar considerando las máximas fuerzas que se pueden generar en las caras de los nudos en cada extremo del elemento. Según PCA (2005), el momento probable M_{pr} de una columna puede considerarse conservativamente como el momento correspondiente al punto de falla balanceada del diagrama de interacción de la columna.

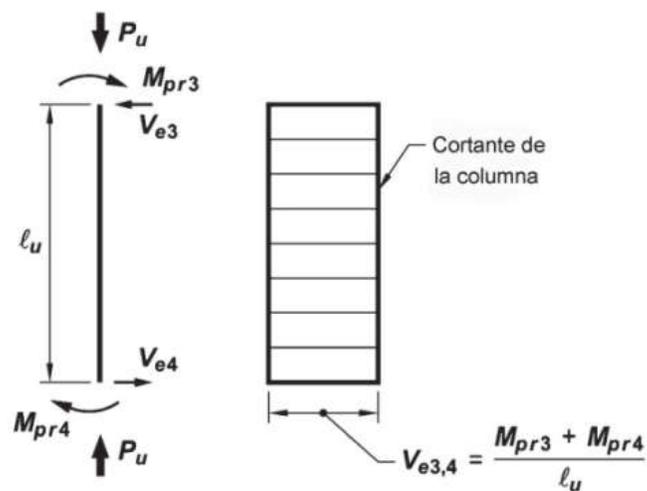


Figura 6.7 Cálculo de Momento Probable en Columnas. Tomado de (ACI, 2014)

El momento probable fue calculado con las hojas Excel para el punto de falla balanceada.

$$M_{pr} = 1772.29\text{kN m}$$

$$V_e = \frac{M_{pr} + M_{pr}}{l_n} = \frac{1772.29\text{kN m} + 1772.29\text{kN m}}{3.75} = 945.22\text{kN}$$

En ningún caso, el cortante de la columna debe ser menor que el cortante mayorado determinado por el análisis.

Design Forces

	V_u kN	P_u kN	M_u kN-m	Capacity V_p kN
Major Shear(V2)	63.3148	597.6199	-38.8463	146.7927
Minor Shear(V3)	224.5061	597.6199	-150.686	271.5756

Tabla 6.30 Fuerza Cortante determinado por el Análisis Estructural Columna C-1

Por inspección se determina que el cortante de diseño calculado es mayor que los cortantes debido al análisis en ambas direcciones.

Según ACI 18.6.5.1 el refuerzo transversal en las longitudes l_0 , debe diseñarse para resistir el cortante suponiendo $V_c = 0$ cuando se cumplan simultáneamente:

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

El cortante inducido por el sismo representa el 100% del cortante de diseño.

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

$$P_u < \frac{A_g f'_c}{20}$$

$$629.32\text{kN} < \frac{490,000\text{mm}^2 \cdot 40\text{Mpa}}{20}$$

$$629.32\text{kN} < 980 \text{ kN}$$

Por lo tanto, se tiene que considerar $V_c=0$. Se propone usar varilla # 13 con una separación de 100mm.

$$\phi V_n = \phi V_s + 0$$

$$\phi V_s = 0.75 \frac{4 \cdot 129\text{mm}^2 \cdot 420\text{Mpa} \cdot 627.30\text{mm}}{100\text{mm}} = 1019.61 \text{ kN}$$

$$\phi V_n = 1019.61\text{kN}$$

$$1019.61\text{kN} > 945.22\text{kN}$$

$\phi V_n > V_e$ Cumple la condición.

6.3 DISEÑO DE UNIONES VIGA-COLUMNNA

Para el diseño de uniones se presenta a manera de ejemplo la unión del eje 4-C del segundo piso.

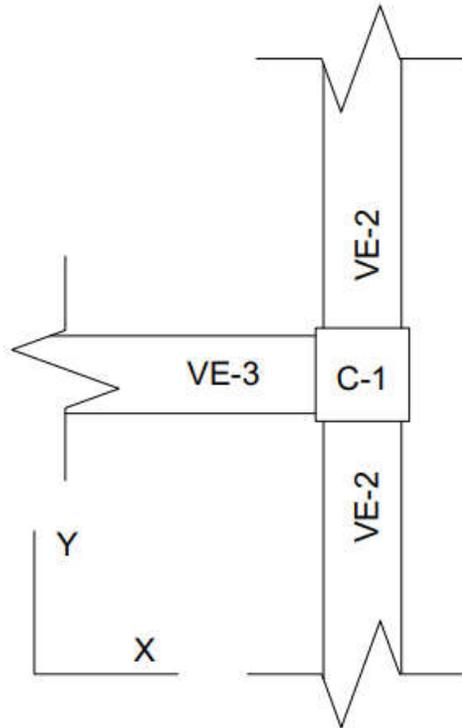


Figura 6.8 Vista de Planta de Nudo Exterior

6.3.1 Generalidades

Dirección X

- a) El refuerzo longitudinal de una viga que termine en una columna, debe de anclarse en tracción, de acuerdo a 18.8.5 y en compresión de acuerdo con 25.4.9.
- La longitud de desarrollo l_{dh} se calcula con la siguiente ecuación y debe ser al menor igual al mayor entre $8d_b$ y 150mm

$$l_{dh} = \frac{f_y d_b}{5.4 \sqrt{f'_c}}$$

Para varilla # 29

$$l_{dh} = \frac{420\text{Mpa} \cdot 28.7\text{mm}}{5.4\sqrt{40\text{Mpa}}} = 352.94\text{mm}$$

# Varilla	$l_{dh}(\text{mm})$
29	352.94
25	312.36
22	273

Tabla 6.31 Longitud de Desarrollo de barras en tensión terminada en gancho

- La longitud de desarrollo l_{dc} se calcula con la siguiente ecuación y debe ser al menos igual al mayor entre:

200mm

$$\left(\frac{0.24f_y\psi_r}{\sqrt{f'_c}} \right) d_b$$

$$0.043f_y\psi_r d_b$$

Donde ψ_r se determine usando la siguiente tabla:

Factor de modificación	Condición	Valor del factor
Concreto liviano λ	Concreto liviano	0.75
	Concreto liviano, cuando se especifica f_{ct}	De acuerdo con 19.2.4.3
	Concreto de peso normal	1.0
Refuerzo de confinamiento ψ_r	Refuerzo encerrado dentro de (1), (2), (3) ó (4): (1) Una espiral (2) Un estribo circular continuo con $d_b \geq 6$ mm y paso 100 mm. (3) Estribos de barra No. 13 o alambre MD130 de acuerdo con 25.7.2 espaciado ≤ 100 mm (4) Estribos cerrados de confinamiento de acuerdo con 25.7.4 y espaciadas a distancias ≤ 100 mm, centro a centro.	0.75
	Otra	1.0

Figura 6.9 Factores de modificación para barras y alambres corrugados a compresión. Tomado de (ACI, 2014)

Para varilla # 29

200mm

$$\left(\frac{0.24 \cdot 420\text{Mpa} \cdot 0.75}{\sqrt{40\text{Mpa}}} \right) 28.7\text{mm} = 343.06\text{mm}$$

$$0.043f_y\psi_r d_b = 0.043 \cdot 420\text{Mpa} \cdot 0.75 \cdot 28.7\text{mm} = 388.74\text{mm} \text{ (Gobierna)}$$

# Varilla	l _{dc} (mm)
29	388.74
25	344
22	300.7

Tabla 6.32 Longitud de Desarrollo de barras en compresión.

- b) La altura h del nudo no debe ser menor que la mitad de la altura de cualquier viga que llegue al nudo y que genere cortante.

La altura del nudo es igual a la altura de todas las vigas que llegan al nudo, por lo tanto, se cumple la condición.

Dirección Y

- a) El refuerzo longitudinal de una viga que atraviese el nudo viga-columna, 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.

$$20d_b = 20 \cdot 28.7\text{mm} = 574\text{mm}$$

$$700\text{mm} > 574\text{mm} \text{ Cumple}$$

- b) La altura h del nudo no debe ser menor que la mitad de la altura de cualquier viga que llegue al nudo y que genere cortante.

La altura del nudo es igual a la altura de todas las vigas que llegan al nudo, por lo tanto, se cumple la condición.

6.3.2 Requisitos de resistencia a cortante.

Dirección XX y YY

Para los nudos confinados por vigas en sus tres caras, la resistencia nominal del nudo, V_n se calcula como:

$$V_n = 1.2\sqrt{f'_c}A_j$$

Donde:

A_j : área efectiva de la sección transversal dentro del nudo, es el producto de la altura del nudo por el ancho efectivo.

La altura del nudo se toma como la altura total de la columna

$$h_j = 700\text{mm}$$

El ancho efectivo no debe tomarse menor que:

- a) El ancho de la viga más la altura del nudo

$$b_j = b_w + h = 300\text{mm} + 700\text{mm} = 1000 \text{ mm Gobierna}$$

- b) Dos veces la distancia perpendicular más pequeña del eje longitudinal de las vigas al ancho de la columna.

$$b_j = 2 (350\text{mm}) = 750\text{mm}$$

Por lo tanto,

$$A_j = h_j \cdot b_j = 700\text{mm} \cdot 1000\text{mm} = 700,000\text{mm}^2$$

$$\phi V_n = 0.85 \cdot 1.2\sqrt{40\text{Mpa}} \cdot 700,000 \text{ mm}^2 = 4515.73 \text{ kN}$$

$$\phi = 0.85 \text{ segun ACI 21.2.4.3}$$

6.3.3 Calculo del cortante en el nudo

La fuerza cortante en la dirección x-x

El cortante en el nudo se obtiene restando la fuerza de tensión generada en el acero superior de la viga cuando $(1.25f_y)$ y el cortante horizontal de la columna de arriba.

$$V_{jh} = T_s - V_{col}$$

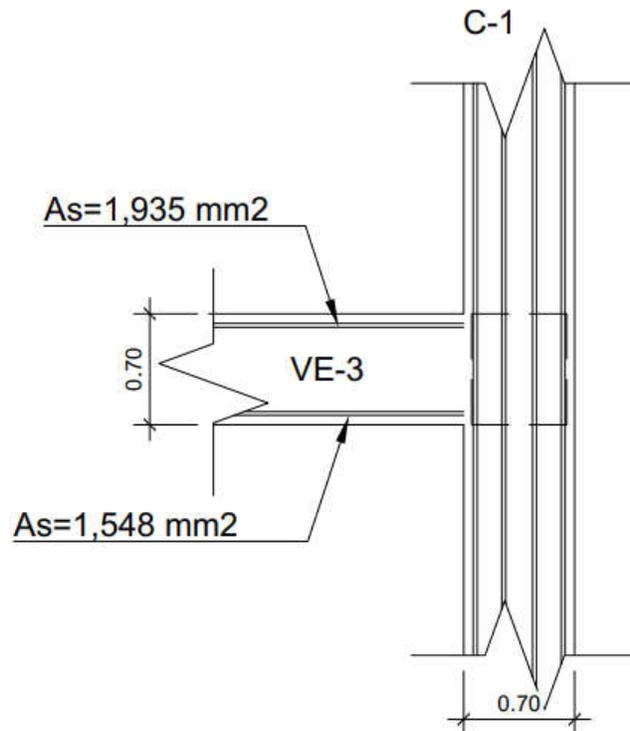


Figura 6.10 Vista transversal Nudo Exterior

La fuerza de tensión T_s , corresponde al acero superior de la viga VE-3.

$$T_s = A_s(1.25f_y) = 1935\text{mm}^2 \cdot 1.25 \cdot 420\text{Mpa} = 1015.88 \text{ kN}$$

El cortante horizontal en la columna puede ser estimado asumiendo que se forman rotulas plásticas a la mitad de su altura, por lo tanto.

$$V_{col} = \frac{M_{pr1}}{l_c}$$

Donde $M_{pr}=610.29\text{kn}\cdot\text{m}$ (Momento probable de viga VE-3), y $l_c=3.6\text{m}$

$$V_{col} = \frac{610.29 \text{ kN} \cdot \text{m}}{3.6\text{m}} = 169.53 \text{ kN}$$

Por lo tanto, el cortante en el nudo es igual a

$$V_{jh} = T_s \quad V_{col} = 1015.88\text{kN} \quad 169.53\text{kN} = 846.35\text{kN}$$

$$\phi V_n > V_{jh}$$

$$4515.73 \text{ kN} > 846.35 \text{ kN}$$

La condición cumple.

La fuerza cortante en la dirección y-y

El cortante en el nudo se obtiene de forma similar a la sección anterior. Se suman las fuerzas de tensión y compresión del acero de la viga, y se le resta el cortante de la columna.

$$V_{jh} = T_s + C_s \quad V_{col}$$

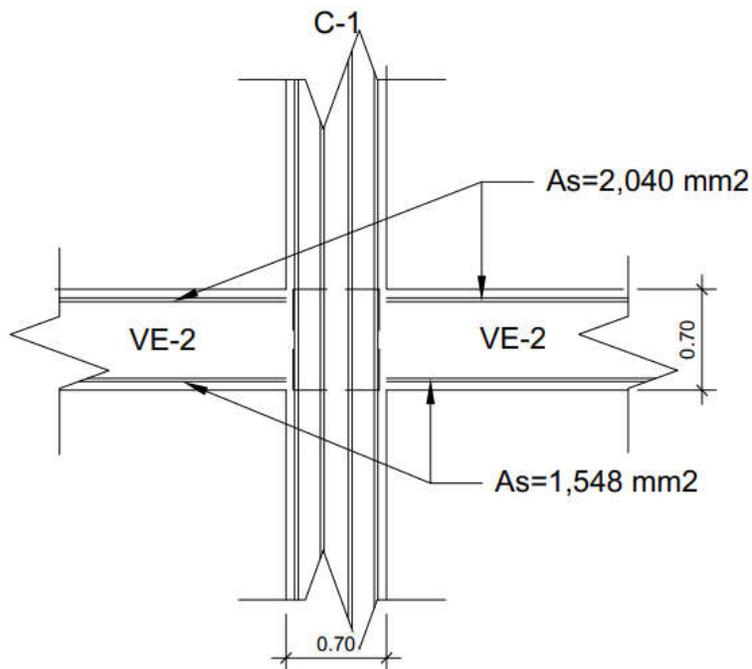


Figura 6.11 Vista transversal nudo interior

La fuerza de tensión T_s , corresponde al acero superior de la viga VE-2

$$T_s = A_s(1.25f_y) = 2040 \text{ mm}^2 \cdot 1.25 \cdot 420 \text{ Mpa} = 1071 \text{ kN}$$

La fuerza de compresión $C_s=T_s$, corresponde al acero inferior de la viga VE-2

$$C_s = T_{s1} = A_s(1.25f_y) = 1548 \text{ mm}^2 \cdot 1.25 \cdot 420 \text{ Mpa} = 812.7 \text{ kN}$$

El cortante horizontal en la columna puede ser estimado asumiendo que se forman rotulas plásticas a la mitad de su altura, por lo tanto.

$$V_{col} = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_c}$$

Donde M_{pr1} y M_{pr2} son los momentos probables calculados en la sección de Vigas y $l_c=3.6\text{m}$

$$V_{col} = \frac{494.92 \text{ kn} \cdot \text{m} + 643.72 \text{ kn} \cdot \text{m}}{3.6\text{m}} = 316.29 \text{ kN}$$

Por lo tanto, el cortante en el nudo es igual a

$$V_{jh} = T_s + C_s + V_{col}$$

$$V_{jh} = 1071 \text{ kN} + 812.7 \text{ kN} + 316.29\text{kN} = 1567.41\text{kN}$$

$$\phi V_n > V_{jh}$$

$$4515.73 \text{ kN} > 1567.41 \text{ kN}$$

La condición cumple.

CAPITULO VII: DISEÑO DEL DIAFRAGMA.

En este capítulo se mostrará el diseño del diafragma, el cálculo de fuerzas de diseño según el RNC-07 y el análisis del diafragma utilizando la analogía de la viga.

7.1 DETERMINACIÓN DE LAS FUERZAS DE DISEÑO SEGÚN RNC07

Para obtener las fuerzas de diseño del diafragma se utilizó el método prescrito por el reglamento nicaragüense, el cual fue presentado en capítulos anteriores de esta monografía.

En las siguientes tablas se muestran los resultados obtenidos, tanto para la dirección X como la dirección Y.

Dirección X									
Nivel	Cortante de Piso (kN)	Fuerza de Piso (kN)	Wi (kN)	h _{piso} (m)	hi (m)	Ci	ao	apiso	F _{px} (kN)
5	734.92	734.92	3,341.21	3.6	18.15	0.22	0.31	0.53	1,770.69
4	1,483.60	748.69	4,198.00	3.6	14.55	0.18	0.31	0.49	2,050.07
3	2,062.05	578.45	4,198.00	3.6	10.95	0.14	0.31	0.45	1,879.83
2	2,459.01	396.96	4,198.00	3.6	7.35	0.09	0.31	0.40	1,698.34
1	2,648.23	189.22	4,211.86	3.75	3.75	0.04	0.31	0.35	1,494.90

Tabla 7.1 Calculo de las Fuerzas de Diseño del diafragma en la dirección X.

Dirección Y									
Nivel	Cortante de Piso (kN)	Fuerza de Piso (kN)	Wi (kN)	h _{piso} (m)	hi (m)	Ci	ao	apiso	F _{py} (kN)
5	726.10	726.10	3,341.21	3.6	18.15	0.22	0.31	0.53	1,761.87
4	1,477.64	751.54	4,198.00	3.6	14.55	0.18	0.31	0.49	2,052.92
3	2,067.12	589.48	4,198.00	3.6	10.95	0.14	0.31	0.45	1,890.86
2	2,472.06	404.94	4,198.00	3.6	7.35	0.10	0.31	0.41	1,706.32
1	2,662.01	189.95	4,211.86	3.75	3.75	0.05	0.31	0.36	1,495.62

Tabla 7.2 Calculo de las Fuerzas de Diseño del diafragma en la dirección Y.

Dónde:

$$a_{\text{piso}} = C_i + a_o$$

$$F_{p_{x,y}} = a_{\text{piso}} W_i$$

En la siguiente grafica podemos notar la diferencia entre las fuerzas laterales obtenidas del análisis y las fuerzas de piso para propósitos de diseño de diafragma,

las ultimas siendo de mayor magnitud. F_{px} y F_{py} corresponden a las fuerzas de diseño del diafragma en cada dirección correspondiente, mientras que F_{iy} y F_{ix} son las fuerzas cortantes de piso.

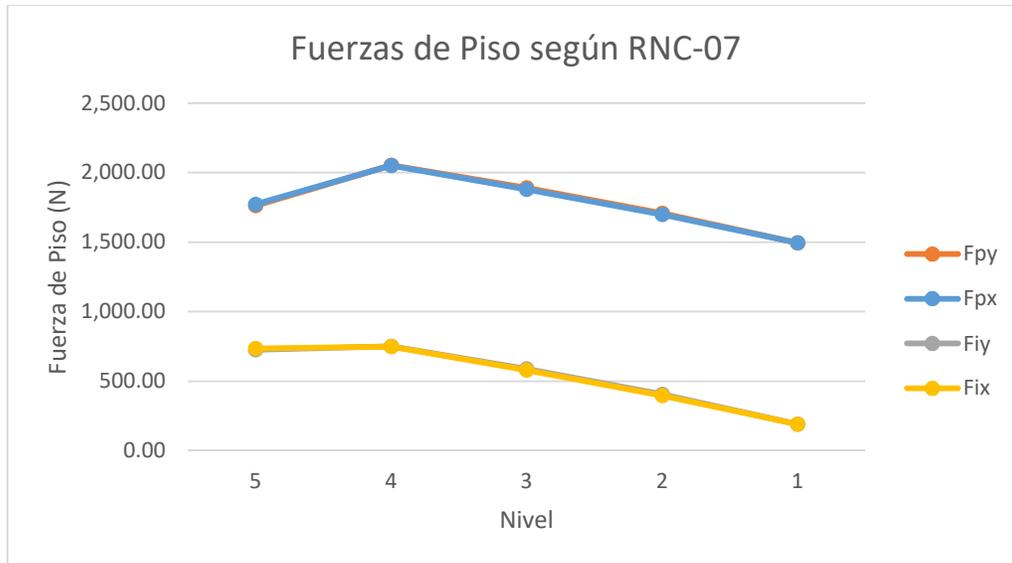


Figura 6.1 Comparación de Fuerzas de Piso (F_i) vs Fuerzas de Diafragma (F_p).

Para el propósito del diseño en este documento se tomarán la fuerza de 2052.92 kN, la cual corresponde a la fuerza de piso en el nivel 4 para sismo en dirección Y.

7.2 ANÁLISIS DEL DIAFRAGMA

Al tener una disposición simétrica y regular de la planta es posible utilizar métodos simplificados para el análisis del diafragma; como fue dicho anteriormente se ha escogido utilizar aquel conocido como la “Analogía de la Viga”. Debido a que se tienen más de 2 líneas de elementos resistentes en cada dirección (se tiene 4 marcos en cada dirección), se recomienda utilizar la variante del método conocido como “Viga soportada por resortes” (“Beam on springs” en inglés), en la cual se modela el diafragma igualmente como una viga, pero se representan los marcos como soportes flexibles, a los cuales se les asigna su valor de rigidez.

El análisis se realizó en diferentes etapas:

1. Se obtienen las rigideces de los marcos mediante el “Método de Wilbur”

2. Se obtienen las fuerzas actuantes entre el diafragma y los elementos resistentes debido a la fuerza de piso, esto según la rigidez lateral relativa de los elementos resistentes.
3. Se consideran las fuerzas obtenidas en el paso anterior como las “reacciones” en los apoyos de la viga. A partir de esto, usando equilibrio de fuerzas se obtiene una fuerza equivalente distribuida a ser aplicada a la viga.
4. Se modela el diafragma en un software (SAP2000) y se analiza para obtener los diagramas de cortante y momento los cuales se utilizarán para el diseño.

7.2.1 Cálculo de las Rigidez Lateral de Marcos por el Método de Wilbur

Se entiende como rigidez lateral o rigidez de piso a la relación entre el cortante absorbido por un marco en un piso determinado y el desplazamiento relativo entre dos niveles consecutivos. Las fórmulas de Wilbur son un método aproximado para calcular dichas rigideces, las cuales son solo aplicables al caso de marcos regulares constituidos por elementos estructurales de sección transversal constante (momentos de inercia constantes). Debido a que el edificio en estudio cumple dichas condiciones, es posible aplicar las fórmulas.

Dado que analizaremos un piso intermedio la formula a utilizar es la siguiente:

$$R_n = \frac{48E}{h_n \left(\frac{4h_n}{\sum K_{cn}} + \frac{h_m + h_n}{\sum K_{tm}} + \frac{h_n + h_o}{\sum K_{tn}} \right)}$$

Dónde el subíndice “n” se utiliza para el piso en estudio, “m” se refiere al piso inferior y “o” al piso inmediatamente superior.

Además:

h: Altura de piso

$\sum K_c$: Sumatoria de rigideces de columnas.

$\sum K_t$: Sumatoria de rigideces de columnas.

$K_c = I_c/h$, I_c : Momento de inercia de la columna; h: altura de columna

$K_v = I_v/l$, I_v : Momento de inercia de la viga; l : longitud de la viga

7.2.1.1 Aplicación de la fórmula de Wilbur para el nivel 4.

Datos (m)		
Dimensiones Columnas	0.7	0.7
Dimensiones Vigas (varía según eje)	0.7	0.6
Altura de Pisos	3.6	

Tabla 6.3 Datos Geométricos de Vigas y Columnas.

✚ Momentos de Inercia

$$I_c = \frac{h^4}{12} = \frac{(0.7 \text{ m})^4}{12} = 0.020008333 \text{ m}^4, \text{ todas las columnas}$$

$$I_{v(1-4)} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{0.6 \text{ m} \cdot (0.7 \text{ m})^3}{12} = 0.01715 \text{ m}^4, \text{ vigas ejes 1 a 4}$$

$$I_{v(B \& E)} = 0.0148176 \text{ m}^4, \text{ vigas ejes B y E (cálculo para sección compuesta)}$$

$$I_{v(C \& D)} = 0.0119707 \text{ m}^4, \text{ vigas ejes C y D (cálculo para sección compuesta)}$$

✚ Rigidez de las Columnas

Dado que todas las columnas poseen la misma sección transversal y altura, la rigidez es la misma para todas:

$$K_c = \frac{0.020008333 \text{ m}^4}{3.6 \text{ m}} = 0.00555787 \text{ m}^3$$

✚ Rigidez de las Vigas

En la disposición de la planta se tiene 3 diferentes longitudes de vigas, por lo que se deben calcular 3 rigideces de vigas:

-Para el claro de 4 m (En ejes del B y E)

$$K_v = \frac{0.0148176 \text{ m}^4}{4 \text{ m}} = 0.0037044 \text{ m}^3$$

-Para el claro de 8.5 m (En ejes del B y E)

$$K_v = \frac{0.0148176 \text{ m}^4}{8.5 \text{ m}} = 0.001743247 \text{ m}^3$$

-Para el claro de 4 m (En ejes del C y D)

$$K_v = \frac{0.0119707 \text{ m}^4}{4 \text{ m}} = 0.002992675 \text{ m}^3$$

-Para el claro de 8.5 m (En ejes del C y D)

$$K_v = \frac{0.0119707 \text{ m}^4}{8.5 \text{ m}} = 0.001408318 \text{ m}^3$$

-Para el claro de 6 m (En ejes 1 al 4)

$$K_v = \frac{0.01715 \text{ m}^4}{6 \text{ m}} = 0.002858333 \text{ m}^3$$

✚ Rigidez lateral para marcos en los ejes B y E.

$$R_4 = \frac{48E}{3.6 \left(\frac{4 \cdot 3.6}{4 \cdot 0.00555787} + \frac{4 \cdot 3.6}{2 \cdot 0.0037044} + 0.001743247 \right)} = 0.0060029 \text{ E}$$

✚ Rigidez lateral para marcos en los ejes C y D.

$$R_4 = \frac{48E}{3.6 \left(\frac{4 \cdot 3.6}{4 \cdot 0.00555787} + \frac{4 \cdot 3.6}{2 \cdot 0.002992675} + 0.001408318 \right)} = 0.005137408 \text{ E}$$

✚ Rigidez lateral para marcos en los ejes 1, 2, 3 y 4

$$R_4 = \frac{48E}{3.6 \left(\frac{4 \cdot 3.6}{4 \cdot 0.00555787} + \frac{4 \cdot 3.6}{3 \cdot 0.002858333} \right)} = 0.005729763$$

7.2.2 Fuerzas en los elementos resistentes debido al sismo.

Las reacciones en los marcos para edificios pequeños sin irregularidades, pueden ser calculadas utilizando la “Fuerza Inercial Directa”. (Jack P. Moehle, 2010) Se toma también en cuenta cualquier torsión resultante de las diferencias entre el centro de rigidez y el centro de masa. En el caso del edificio en estudio, se tomará en cuenta solo la torsión accidental, debido a que no existe excentricidad estática.

Datos			
Fpy	2052.9	kN	Fuerza de Piso en Y
Fpx	2050.1	kN	Fuerza de Piso en X
bx	16.5	m	Ancho en dirección X
by	18	m	Ancho en dirección Y
ex (10%)	1.65	m	Excentricidad accidental en x
ey (10%)	1.8	m	Excentricidad accidental en y
L	16.5	m	Longitud del diafragma
Xcm	8.25	m	Centro de Masa en x
Ycm	9	m	Centro de Masa en Y
Xt	8.25	m	Centro de Rigidez en X
Yt	9	m	Centro de Rigidez en Y

Tabla 7.4 Datos Geométricos del diafragma.

La fórmula a utilizar (tomada del Jack Moehle) es la siguiente:

$$R_i = F_x \frac{k_{ix}}{\sum k_{ix}} + F_x e_x \frac{e_i k_i}{J_r}$$

Dónde:

R_i: Fuerza que actúa entre el diafragma y el elemento vertical “i”

F_x: Fuerza de Piso

k_{ix}: Rigidez del elemento vertical “i” en la dirección x

e_x: Distancia perpendicular entre el centro de rigidez y el centro de masa

e_i : distancia perpendicular entre el centro de rigidez y la rigidez k_i del elemento vertical "i"

J_r : Momento polar de inercia, calculado como:

$$J_r = \sum e_i^2 k_i$$

Esta ecuación también puede ser descrita en función a la dirección Y.

Reacciones en los Marcos debido a la Fuerza de Piso (kN)								
Eje	K_{ix}	ei	$ei^2 \cdot K$	Cortante directo	Cortante por torsión		Cortante total	
					Sismo en x	Sismo en Y	Sismo en x	Sismo en y
B	0.006003	9	0.486	552.3	97.2	89.2	649.5	89.2
C	0.005137	3	0.046	472.7	27.7	25.4	500.4	25.4
D	0.005137	-3	0.046	472.7	-27.7	-25.4	445.0	-25.4
E	0.006003	-9	0.486	552.3	-97.2	-89.2	455.2	-89.2
Σ	0.022281		1.065					
Eje	K_{iy}	ei	$ei^2 \cdot K$	Cortante directo	Cortante por torsión		Cortante total	
					Sismo en x	Sismo en Y	Sismo en x	Sismo en y
1	0.005730	-8.25	0.390	513.2	-85.0	-78.0	-85.0	435.2
2	0.005730	-4.25	0.103	513.2	-43.8	-40.2	-43.8	473.0
3	0.005730	4.25	0.103	513.2	43.8	40.2	43.8	553.4
4	0.005730	8.25	0.390	513.2	85.0	78.0	85.0	591.3
Σ	0.022919		0.987					

Tabla 7.5 Reacciones en los Marcos debido a las Fuerzas de Piso

$$J_r = 1.065 + 0.987 = 2.052$$

7.2.3 Análisis para el sismo en dirección Y

La distribución de fuerzas para el sismo en Y quedará de la siguiente forma:

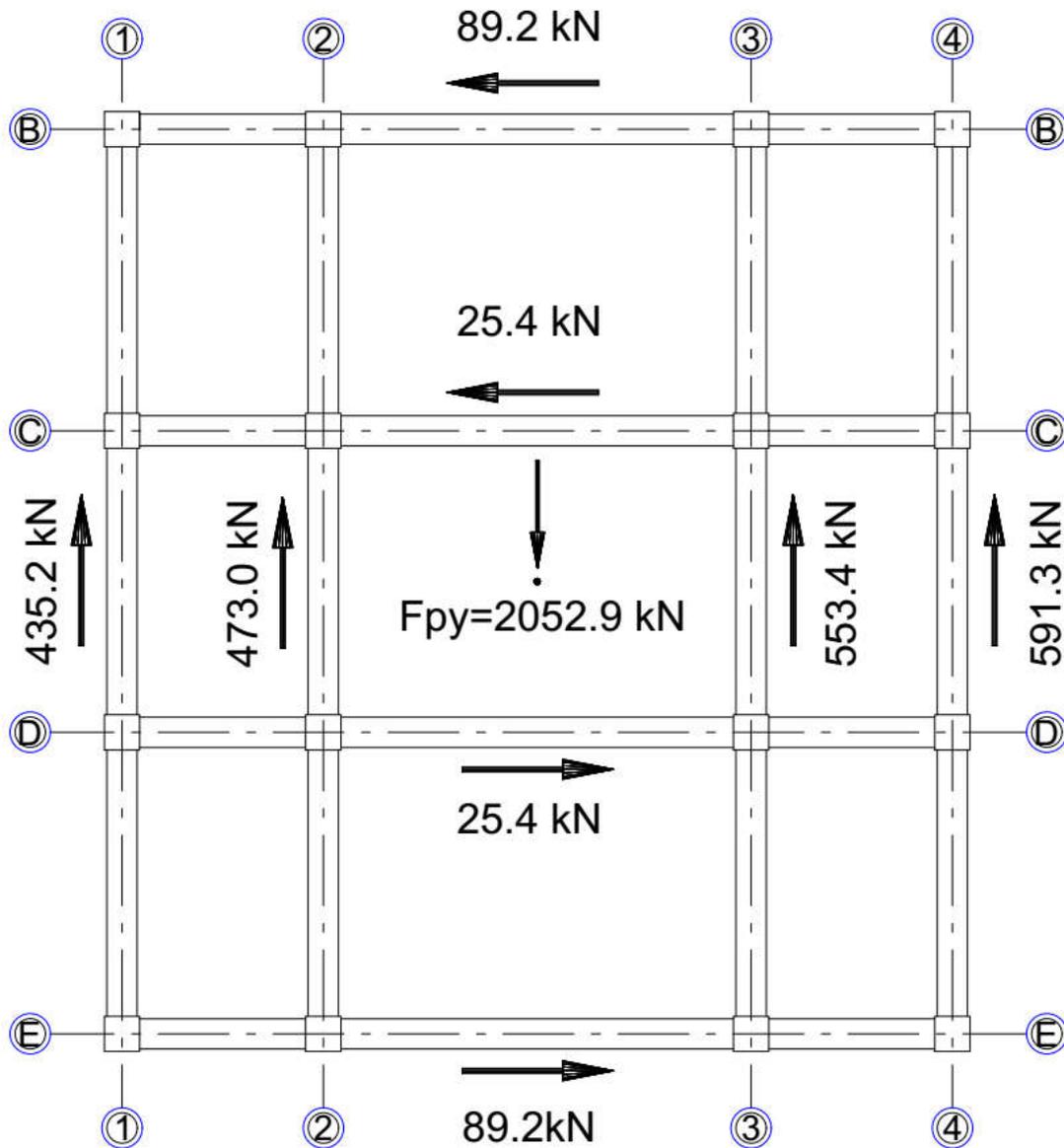


Figura 7.2 Fuerzas en los elementos resistentes debido al sismo en Y.

Asumiendo cada marco en el sentido perpendicular al sismo como un apoyo, y, asumiendo como reacciones de estos apoyos las fuerzas encontradas en el inciso anterior, se puede realizar un modelo análogo del diafragma.

Entonces, se representa el diafragma como una viga apoyada por resortes de rigidez “k” (rigidez lateral de los marcos en los ejes del 1 al 4), con una carga trapezoidal equivalente, la cual fue calculada por medio del equilibrio estático.

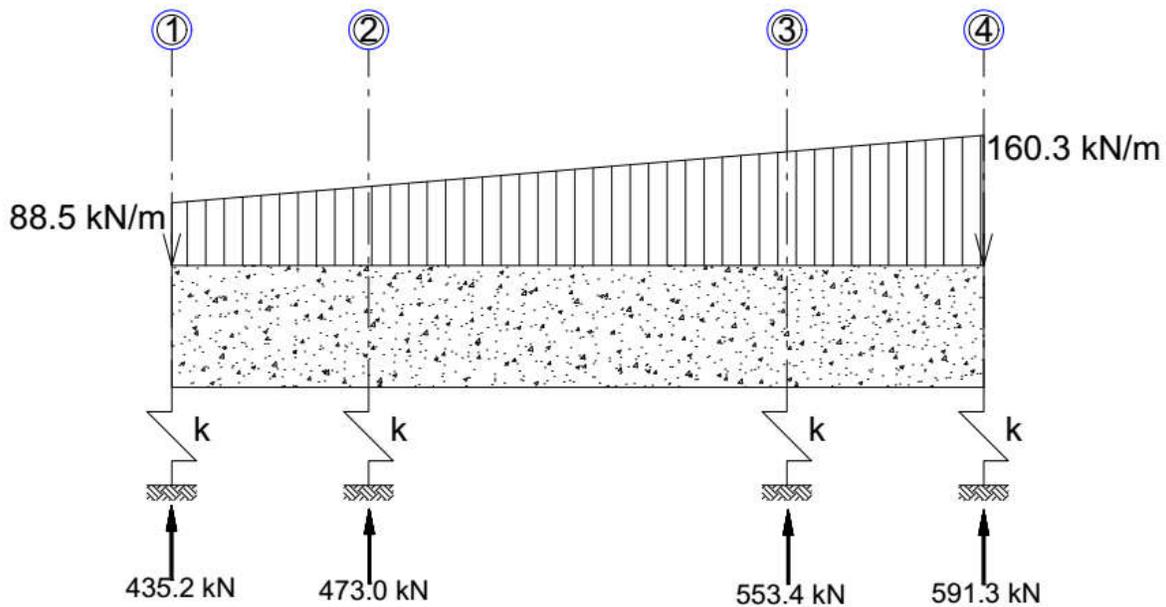


Figura 7.3 Viga análoga sobre resortes para el diafragma, al analizar el sismo en Y.

Dado que la rigidez calculada por el método de Wilbur está en función del módulo de elasticidad, se tendrá que realizar dicha operación para poder obtener el dato de la rigidez lateral a ser usado en el modelado en SAP2000.

Según el artículo 19.2.2.1 (b) del ACI318-14, el módulo de elasticidad del concreto en MPa es:

$$E_c = 4700\sqrt{f'_c}$$

La resistencia del concreto es de 6000 psi, lo que equivale a 41.29 MPa, por lo tanto:

$$E_c = 4700\sqrt{41.29} = 30200.928 \text{ MPa} = 30200928.79 \text{ kN/m}^2$$

Por lo que la rigidez es igual a:

$$R_4 = 0.005729763 E = 0.005729763 \cdot 30200928.79 \text{ kN/m}^2 = 173044.1644 \text{ kN/m}$$

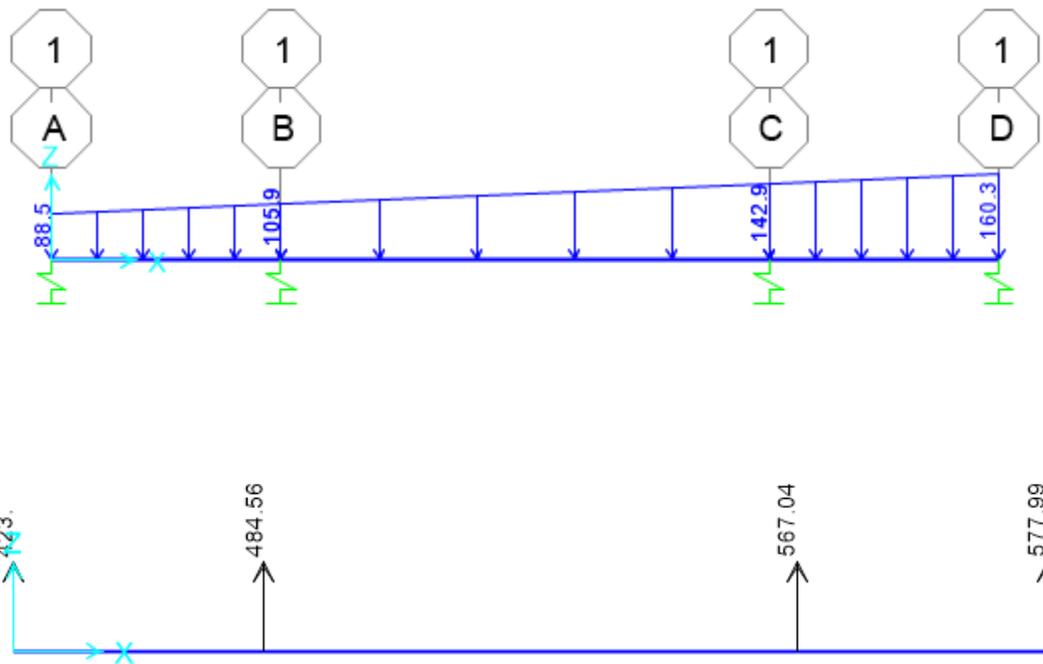


Figura 7.4 Resultados obtenidos del análisis de la viga análoga en SAP200

Las reacciones obtenidas en el análisis en el software difieren a las obtenidas en secciones anteriores, esto debido a la aproximación de representar una viga hiperestática. Ya que esta diferencia es de solo del 2 al 3% se considera aceptable utilizar estos datos.

Del software se toma los diagramas de cortante y momento para cada vano de la viga análoga, de los cuales se toman los momentos y cortantes máximos para utilizarlos en el diseño.

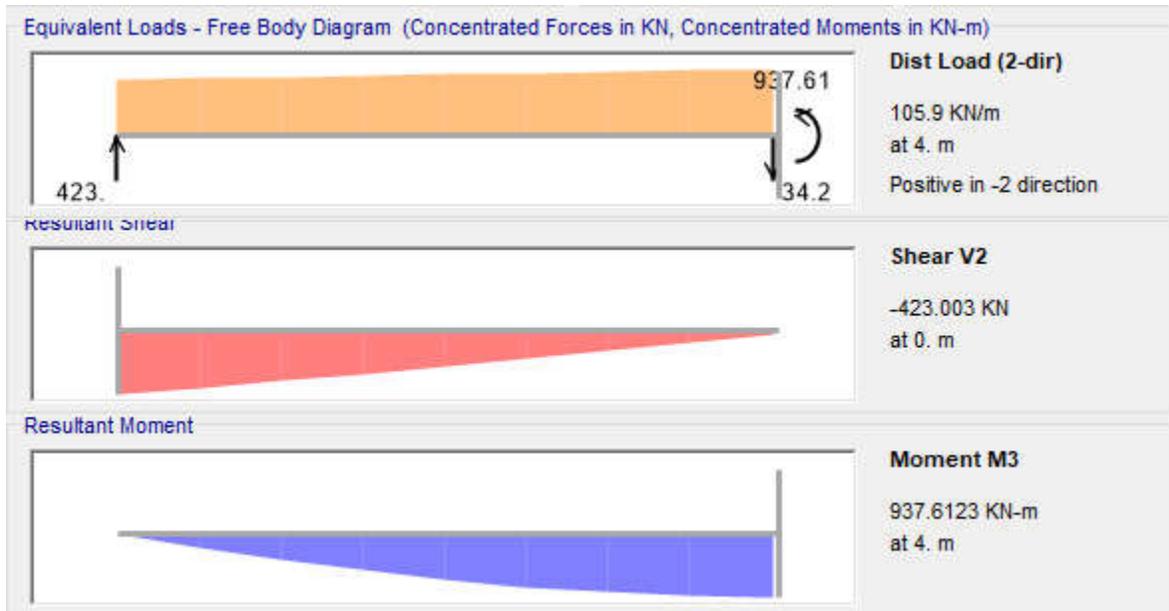


Figura 7.5. Diagramas de Cortante y Momento para primer claro de viga (Eje 1 a 2) Tomado del Análisis en SAP2000.

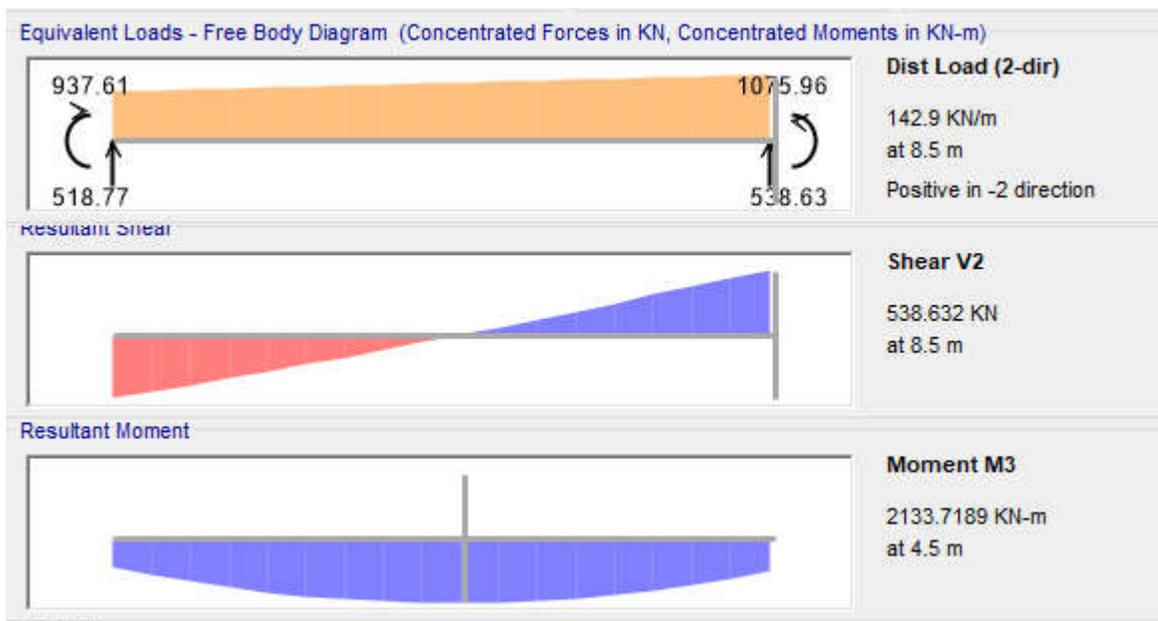


Figura 7.6. Diagramas de Cortante y Momento para claro intermedio de viga (Eje 2 a 3) Tomado del Análisis en SAP2000.

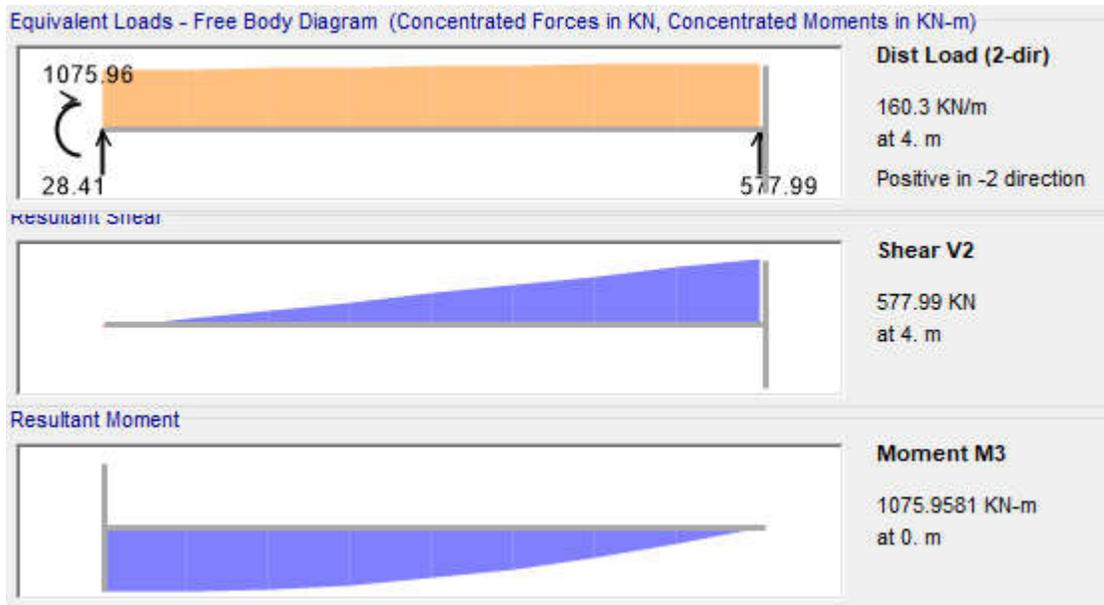


Figura 7.7. Diagramas de Cortante y Momento para claro final (Eje 3 a 4) Tomado del Análisis en SAP2000.

Para el diseño de las cuerdas de tensión y compresión se calculará la fuerza máxima de diseño en base a “Mu”, el cual es el momento máximo en el diafragma. Del análisis en SAP200, se obtiene que:

$$M_u = 2133.72 \text{ kN m (a 4.5 m del eje 2)}$$

$$C_u = T_u = \frac{M_u}{d} = \frac{2133.72 \text{ kN m}}{18 \text{ m}} = 118.54 \text{ kN}$$

Para el caso del cortante, debido a que se diseñaran los colectores dentro el ancho de las vigas (elementos resistentes) y los marcos se encuentran en toda la longitud del diafragma, se considera que el cortante es directamente transmitido al colector. Del análisis en SAP200, se tiene que:

$$V_u = 577.9 \text{ kN (en el eje 4)}$$

Entonces, el cortante lineal máximo a ser transmitido en el colector es:

$$V_L = \frac{577.9 \text{ kN}}{18 \text{ m}} = 32.11 \text{ kN/m}$$

7.3 DISEÑO DEL DIAFRAGMA (SEGÚN ACI 318-14)

7.3.1 Revisión de Espesor Mínimo

Según el artículo 18.12.6.1 para afinados de piso colocado sobre elementos de piso o cubierta prefabricados que actúan como diafragma, como lo es en este caso, el espesor mínimo es 65 mm. El espesor de la sobrelosa es de 65 mm, por lo que se cumple el requisito.

7.3.2 Cuantía mínima de refuerzo no preesforzado

La sobrelosa estructural desempeñará únicamente el papel de diafragma, se asume que las losas alveolares soportaran las cargas gravitacionales. Esto conlleva a que no sea necesario diseñar la sobrelosa para flexión en el plano. Según 18.12.7.1, los diafragmas deben tener una cuantía mínima de refuerzo de retracción y temperatura según 24.4.3.2:

La cuantía mínima será el menor de:

$$\rho = \frac{0.0018 \cdot 420}{f_y} = \frac{0.0018 \cdot 420}{420} = 0.0018$$
$$\rho = 0.0014$$

La cuantía mínima es de 0.0018.

Separación del refuerzo de retracción y temperatura

Utilizando barra #13 (12.7 mm de diámetro) con $A_v=129 \text{ mm}^2$, asumiendo una franja de 1m,

$$A_s = \rho \cdot h \cdot 1000 \text{ mm} = 0.0018 \cdot 65 \text{ mm} \cdot 1000 \text{ m} = 117 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{129 \text{ mm}^2 \cdot 1000 \text{ m}}{117 \text{ mm}^2} = 1102.56 \text{ mm}$$

Según 24.4.3.3 el espaciamiento del refuerzo no debe exceder el menor de:

$$S = 5h = 5 \cdot 65 \text{ mm} = 325 \text{ mm}$$

$$S = 450 \text{ mm}$$

Por lo tanto, gobierna la separación de 325 mm. Utilizar varilla de refuerzo no.13 espaciada a 300 mm.

7.3.3 Diseño por Cortante

Se verifica la resistencia a cortante según la sección 18.12.9 del ACI. El cortante máximo es de 577.9 kN

a. Cálculo de la cuantía de acero

Datos						
Concreto		Geometría del Diafragma			Refuerzo	
f'c=	40 Mpa	h=	65 mm	S		300 mm
fy=	420 MPa	Recubrimiento=	20 mm	Av=		129 mm ²
φ=	0.75	b=	18 m	dv=		12.7 mm
Vu=	573.55 kN	d=	38.65 mm			
λ=	1 *Concreto peso normal	Acv=	1170000 mm ²			

Considerando una franja de 1m,

$$A_s = \frac{1000 \text{ mm}}{S} A_v = \frac{1000 \text{ mm}}{300 \text{ mm}} \frac{129 \text{ mm}^2}{300 \text{ mm}} = 430 \text{ mm}^2$$

$$\rho_t = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{430 \text{ mm}^2}{1000 \text{ mm} \cdot 38.65 \text{ mm}} = 0.0111$$

b. Cortante máximo

Según 12.5.3.4, las dimensiones de la sección transversal deben seleccionarse de manera que cumplan con:

$$V_u \leq \phi 0.66 A_{cv} \sqrt{f'_c}$$

Dónde A_{cv} corresponde al área de la sección transversal del diafragma.

$$V_u \leq 0.75 \cdot 0.66 \cdot 65 \text{ mm} \cdot 18,000 \text{ mm} \cdot \sqrt{40 \text{ MPa}}$$

$$V_u \leq 3662.87 \text{ KN}$$

$$577.9 \text{ kN} \leq 3662.87 \text{ kN} \text{ Cumple.}$$

c. Resistencia nominal a cortante

Para encontrar la resistencia nominal a cortante del diafragma se toman consideraciones de las secciones 12.5.3.3 y 18.12.9.2. De lo cual, se definirá la resistencia nominal el resultado menor de las siguientes ecuaciones:

Según 18.12.9.1;

$$V_n = A_{cv}(0.17\lambda\sqrt{f'_c} + \rho_t f_y)$$

$$V_n = 1170000 \text{ mm}^2(0.17 \cdot 1 \cdot \sqrt{40 \text{ MPa}} + 0.0111 \cdot 420 \text{ MPa}) = 6725017.443 \text{ N}$$

$$V_n = 6725.017 \text{ kN}$$

Según 18.12.9.2;

$$V_n \leq 0.66A_{cv}\sqrt{f'_c}$$

$$V_n \leq 0.66 \cdot 65 \text{ mm} \cdot 18,000 \text{ mm} \cdot \sqrt{40 \text{ MPa}}$$

$$V_n \leq 4883821.62 \text{ N}$$

$$V_n \leq 4883.82 \text{ kN}$$

Según 22.9.4.2, V_n no debe exceder el calculado para el cortante por fricción:

$$V_n = \mu A_{vf} f_y$$

$$A_{vf} = \rho_t \cdot b \cdot d = 0.0111 \cdot 18,000 \text{ mm} \cdot 38.65 \text{ mm} = 7740 \text{ mm}^2$$

$$\mu = 1.4, \text{ para concreto monolitico.}$$

$$V_n = 1.4 \cdot 7740 \text{ mm}^2 \cdot 420 \text{ MPa} = 4551120 \text{ N} = 4551.12 \text{ kN}$$

El cuál, según 22.9.4.4 no debe exceder el menor de:

$$0.2f'_c A_c = 0.2 \cdot 40 \text{ MPa} \cdot 18,000 \text{ mm} \cdot 65 \text{ mm} = 9360000 \text{ N} = 9360 \text{ kN}$$

$$(3.3 + 0.08f'_c)A_c = (3.3 + 0.08 \cdot 40 \text{ MPa})18,000 \text{ mm} \cdot 65 \text{ mm} = 760500 \text{ N} \\ = 7605 \text{ kN}$$

$$11A_c = 11 \cdot 18,000 \text{ mm} \cdot 65 \text{ mm} = 12870000 \text{ N} = 12870 \text{ kN.}$$

d. Revisión de resistencia a cortante

Del inciso anterior podemos tomar que la resistencia nominal a cortante del diafragma es:

$$V_n = 4551.12 \text{ kN}$$

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$0.75 \cdot 4551.12 \text{ kN} \geq 573.55 \text{ kN}$$

$$3413.34 \text{ kN} \geq 577.9 \text{ kN Cuple.}$$

7.3.4 Diseño de cuerda a tensión.

El área de acero requerida para un elemento en tensión se calcula como:

$$A_s = \frac{T_u}{\phi f_y} = \frac{118563 \text{ N}}{0.9 \cdot 420 \text{ MPa}} = 314 \text{ mm}^2$$

Se asume que el refuerzo longitudinal de la viga es suficiente para resistir estos requisitos. Según (Jack P. Moehle, 2010) cuando la cuerda está situada dentro del ancho de una viga, las mismas barras de refuerzo son capaces de resistir flexión por cargas en un sentido y tensión por cargas en el sentido ortogonal.

7.3.5 Diseño de cuerda a compresión.

En la mayoría de los casos, cuando se usa como cuerda una viga de un marco especial de momento, el refuerzo longitudinal requerido es suficiente para cumplir los requerimientos para cuerdas. (Jack P. Moehle, 2010)

La cuerda a compresión debe resistir la fuerza a compresión tomada de la analogía de la viga, en conjunto con la flexión resultante de la aplicación de las cargas gravitacionales.

$$C_u = 118.54 \text{ kN (tomado de analogía de viga)}$$

$$M_u = 179.86 \text{ kN} \cdot \text{m (tomado del análisis en ETABS bajo cargas gravitacionales)}$$

La sección para la cuerda será la correspondiente a la viga VE-1

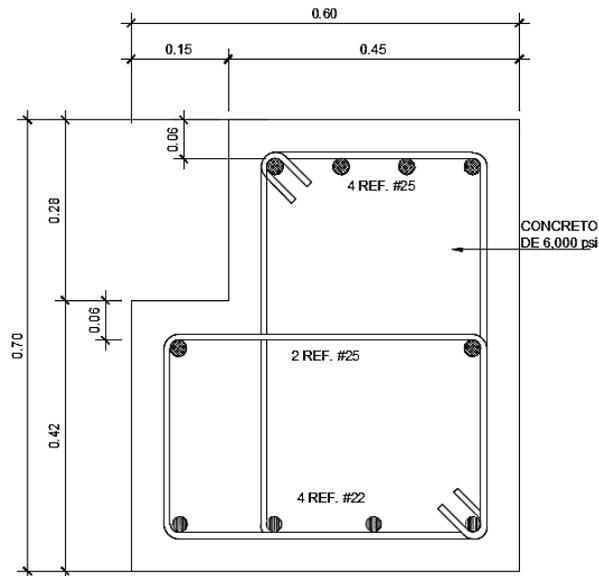


Figura 7.8 Sección de Viga VE-1

Comprobaremos esta sección usando el diagrama de interacción para la sección.
(Calculado con SAP2000)

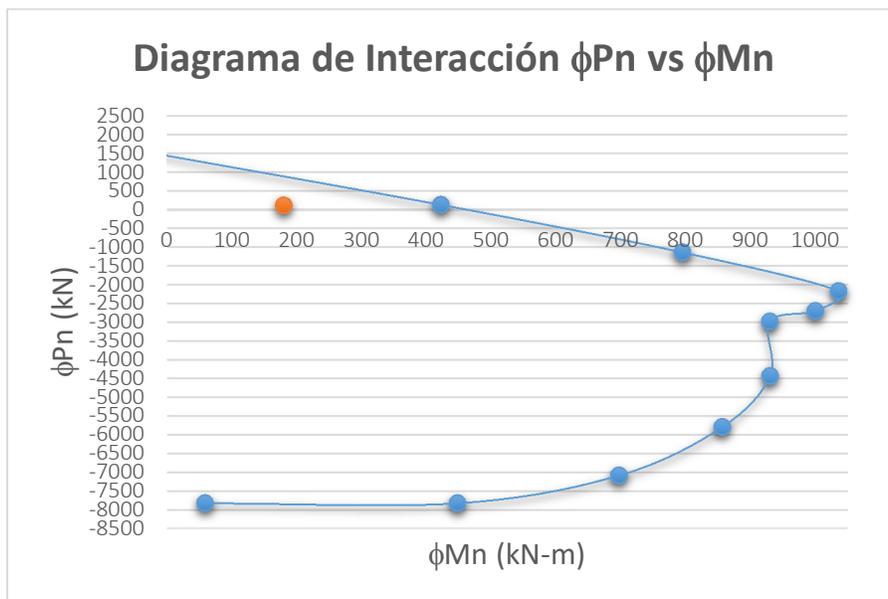


Figura 6.9 Diagrama de Interacción para VE-1 ($M_u=179.86\text{kN-m}$; $C_u=118.54\text{kN}$).

La sección cumple para los requisitos de M_u y P_u .

7.3.6 Diseño de colectores.

Se conoce como un colector a un elemento que transmite el cortante de otras porciones de la estructura hacia los elementos resistentes, esto según el ASCE7. Debido a que los marcos resistentes de momento se extienden en toda la longitud del diafragma, las fuerzas cortantes son directamente transmitidas a los marcos y no se requiere el diseño de colectores.

CAPITULO VIII: DISEÑO DEL SISTEMA DE LOSAS ALVEOLARES.

8.1 DISPOSICION DE LAS LOSAS ALVEOLARES

Las losas alveolares estarán dispuestas de forma paralela a los ejes 1 a 4, como es mostrado en la siguiente imagen:

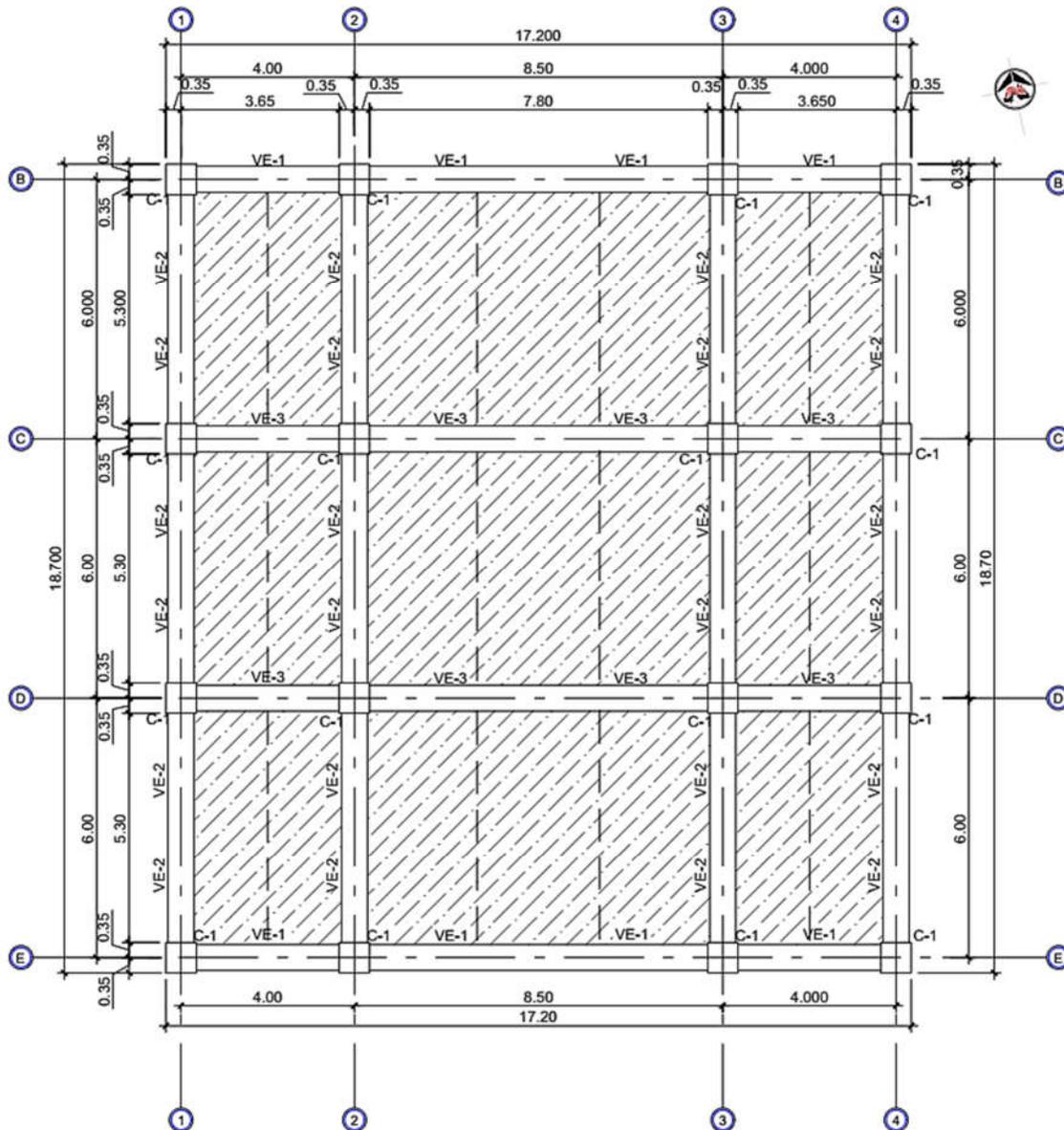


Figura 8.1. Modulación de Losas Alveolares

El ancho de las losas alveolares varía según fabricante, para este documento se utilizaron las tablas de “Productos de Concreto”, los cuales producen losas de 1.210 m de ancho. Las losas pueden ser cortadas en campo para ajustarse según sea necesario.

El claro libre de las losas alveolares será, por tanto:

$$L = 5.30 \text{ m} + 0.15 \text{ m} + 0.15 \text{ m} = 5.6 \text{ m}$$

Los 0.15 m representan la longitud de apoyo de las losas en las vigas soporte.

8.2 SELECCIÓN DE LA LOSA ALVEOLAR

Se preseleccionó la losa alveolar “LEX 20-2N/7D”, esto conforme a las tablas de carga encontradas en el catálogo de Productos de Concreto”

Teniendo en cuenta la sobrecarga (Carga Viva+ Carga Muerta adicional)

$$CV = 250 \text{ kgf/cm}^2$$

$$CM_{\text{adicional}} = 295 \text{ kgf/cm}^2$$

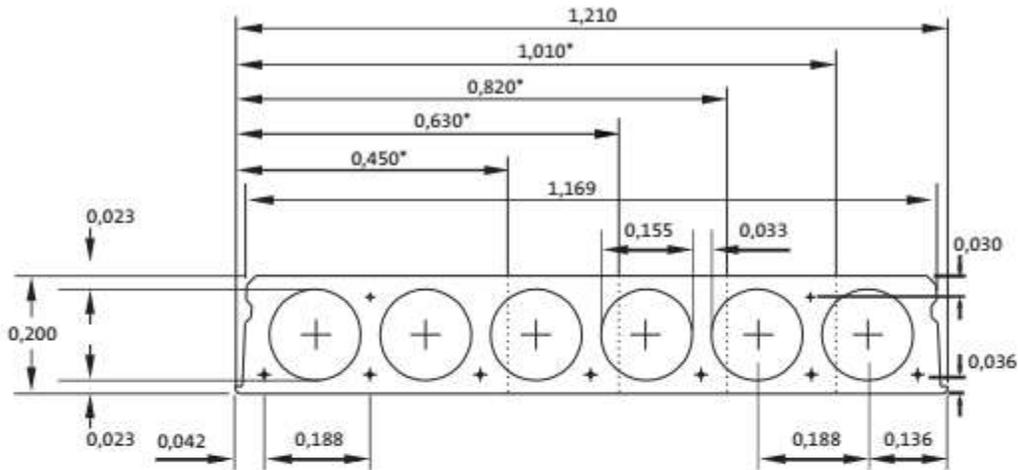
$$\text{Sobrecarga} = 545 \text{ kgf/cm}^2$$

Tabla 8.6 Entrepisos con Losa Lex de 20 cm						
Con sobrelosa de 6 cm con $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$						
Tipo de Losa	LEX 20-0N/7N		LEX 20-0N/5D		LEX 20-2N/7D	
Peso Losa Lex	245 kg/m ²		245 kg/m ²		245 kg/m ²	
Peso concreto colado en sitio**	155 kg/m ²		155 kg/m ²		155 kg/m ²	
Fuerza de pretensión	0/6000 kgf		0/12000 kgf		7280/13100 kgf	
SOBRECARGA $CM_{\text{adic}}+CV \text{ (kg/m}^2\text{)}$	Claro (m)		Claro (m)		Claro (m)	
	Sin sistema de apuntalamiento	Con sistema de apuntalamiento	Sin sistema de apuntalamiento	Con sistema de apuntalamiento	Sin sistema de apuntalamiento	Con sistema de apuntalamiento
200	9.15	9.92	9.54	10.50	10.50	10.50
250	9.11	9.57	9.54	10.50	10.50	10.50
300	8.83	9.24	9.54	10.50	10.50	10.50
350	8.58	8.95	9.54	10.50	10.50	10.50
400	8.34	8.69	9.36	9.76	10.50	10.50
450	8.13	8.45	9.12	9.48	10.50	10.50
500	7.93	8.22	8.89	9.23	10.50	10.50
550	7.74	8.02	8.68	8.98	9.93	10.50
600	7.57	7.80	8.48	8.73	9.70	10.50
650	7.41	7.60	8.30	8.50	9.49	9.80
700	7.25	7.40	8.13	8.28	9.29	9.55
750	7.11	7.22	7.96	8.08	9.11	9.25
800	6.98	7.06	7.81	7.90	8.84	8.98
850	6.85	6.90	7.67	7.72	8.60	8.72
900	6.73	6.76	7.53	7.56	8.37	8.49
950	6.61	6.62	7.40	7.41	8.16	8.27
1000	6.49	6.49	7.25	7.26	7.96	8.07
Contraflechas Iniciales	$\Delta_{8.1 \text{ m}} = -0.6 \text{ cm}$		$\Delta_{9.1 \text{ m}} = -1.6 \text{ cm}$		$\Delta_{10.4 \text{ m}} = -2.5 \text{ cm}$	

Figura 8.2. Tablas de carga de Losa Alveolar “LEX20-2N/7D”

Se comprueba que la losa LEX 20-2N/7D al ser utilizada con una sobrelosa de 6 cm, y teniendo una sobrecarga de aproximadamente 550 kgf/cm², funciona para claros libres hasta 9.93 m. Por lo que se dice que satisface los requerimientos.

El nombre de este elemento indica que es una losa alveolar de 20 cm de altura y posee en su sección 2 torones de presfuerzo de 9.53 mm y 7 torones de 12.70 mm.



Losa de Concreto de 20 cm, mostrando el máximo # de torones

Pesos y dimensiones:

Área (cm ²):	1218,00
Peso (kg/m):	299,00
Peso (kg/m ²):	245,00
Inercia (cm ⁴):	61430

Figura 8.3. Sección transversal de Losa Alveolar “LEX20-2N/7D”

8.3 CONSIDERACIONES ESPECIALES DE DISEÑO

8.3.1 Dimensión de soporte mínima

El ancho mínimo de soporte para las losas alveolares se fijará según recomendaciones de (Fenwick, Bul, & Debra, 2010). La longitud mínima de soporte será la mayor de:

- 75mm **Gobierna**
- $l_n/180 = 5600 \text{ mm}/180 = 31.11\text{mm}$
- $0.038h_b = 0.035 \cdot 700\text{mm} = 24.5 \text{ mm}$

En el caso de estudio, la longitud de apoyo es de 150mm por lo que se considera satisfactoria.

8.3.2 Refuerzo mínimo del soporte

El soporte de las losas alveolares debe ser reforzado para resistir los momentos flexionantes y fuerzas axiales que pueden ser transmitidos por las losas. El área de acero horizontal requerido para resistir la fuerza T_h , según (Fenwick, Bul, & Debra, 2010) es:

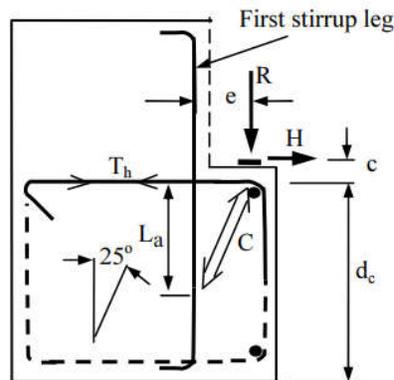


Figura 8.4 Modelo Puntal Tensor para el soporte de losas alveolares. Tomado de (Fenwick, Bul, & Debra, 2010)

$$A_{sc} = \frac{R}{f_{yc}} \left[\frac{(e + 0.7(c + L_a))}{\phi L_a} \right]$$

Donde:

R: reacción proveniente de las cargas sobre la losa.

C: distancia vertical entre el centro del refuerzo horizontal

F_{yc} : Esfuerzo de fluencia del acero

ϕ : Factor de reducción de resistencia, 0.75 según el reglamento neozelandés.

L_a : debe tomarse como la menor de $2.14e$ o $0.9dc$

Para el cálculo de la losa se asumirá que la losa es una viga simplemente apoyada de 1mt de ancho con carga distribuida.

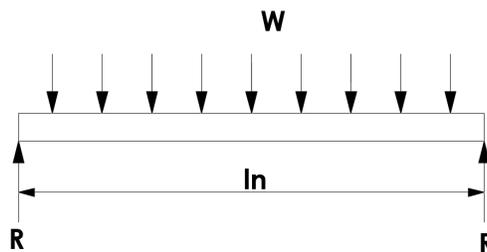


Figura 8.5 Analogía de viga.

$$CM = 540 \text{ kg/m}^2$$

$$CV = 250 \text{ kg/m}^2$$

$$W = 1.2 \left(540 \text{ kg/m}^2 \right) + 1.6 \left(250 \text{ kg/m}^2 \right) = 1048 \text{ kg/m}^2 = 10.28 \text{ kN/m}^2$$

Para un ancho unitario, $w = 10.28 \text{ kN/m}$

$$R = \frac{w \cdot l_n}{2}$$

$$R = \frac{10.28 \text{ kN/m} \cdot 5.3 \text{ mt}}{2} = 27.4 \text{ kN}$$

Para el cálculo de la excentricidad se asumirá que la reacción R actúa al centro del soporte de la losa.

$$e = \frac{150 \text{ mm}}{2} + 60 \text{ mm} \quad 9.5 \text{ mm} = 125 \text{ mm}$$

$$d_c = 420 \text{ mm} \quad 60 \text{ mm} = 360 \text{ mm}$$

$$C = 60 \text{ mm}$$

L_a se toma como el menor de:

$$\text{a) } 2.14e = 2.14 \cdot 125 \text{ mm} = 267.5 \text{ mm} \quad \mathbf{\text{Gobierna}}$$

$$\text{b) } 0.9d_c = 0.9 \cdot 360 \text{ mm} = 324 \text{ mm}$$

$$f_{yc} = 420 \text{ Mpa}$$

$$A_{sc} = \frac{27.4 \text{ kN}}{420 \text{ Mpa}} \left[\frac{(125 \text{ mm} + 0.7(60 + 267.5 \text{ mm}))}{0.75 \cdot 267.5 \text{ mm}} \right] 1000 = 115.19 \text{ mm}^2$$

En el ancho unitario la separación de estribos es de 150mm, por lo tanto, el área de estribos propuesta es:

$$A_{propuesta} = 6 \cdot 71 \text{ mm}^2 = 426 \text{ mm}^2 > 115.19 \text{ mm}^2$$

El área de refuerzo transversal propuesto es satisfactoria para el apoyo de las losas alveolares.

8.3.3 Resistencia mínima a momento positivo

El problema de la falla por momento positivo radica en la formación de grietas en la zona de apoyo de las unidades, esto crea una sección débil que, con cualquier deformación de la viga de soporte o la contracción de las unidades de losas alveolares, provoca una apertura de las grietas y posible pérdida de soporte.

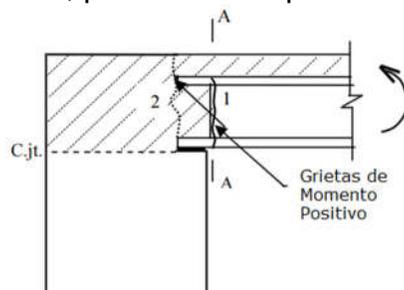


Figura 8.6. Falla de unidades de losa alveolar por momento positivo. Tomado de (Fenwick, Bul, & Debra, 2010)

Se recomienda el uso de refuerzo para resistir momento positivo mínimo, en este caso se recomienda 2 varillas número 16 en los extremos de cada unidad de 1.2m. (Fenwick, Bul, & Debra, 2010)

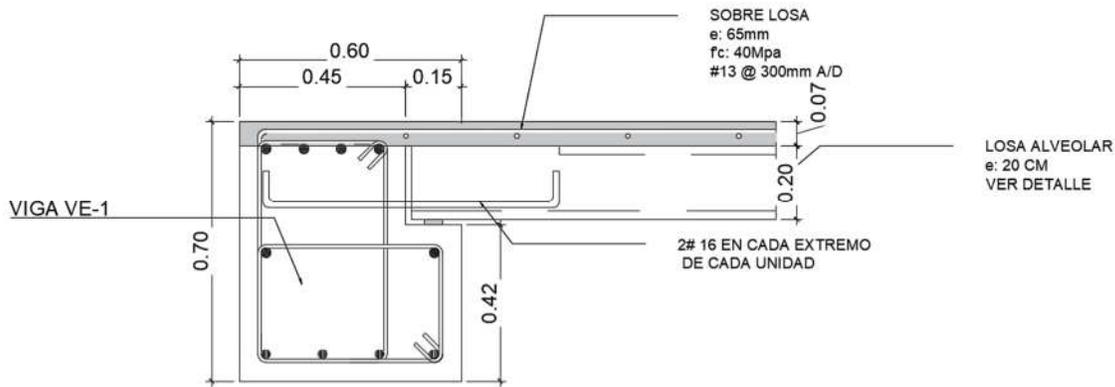


Figura 7.7 Refuerzo para momento positivo.

8.3.4 Losa de Acople

Debido a la incompatibilidad de desplazamiento entre el diafragma y el sistema lateral, se recomienda el uso de segmento de losa que permita el movimiento relativo de los componentes de la estructura. La longitud recomendada para la losa de acople es de 6 veces el espesor. (Fenwick, Bul, & Debra, 2010)

$$L = 6 \cdot 65\text{mm} = 390\text{mm}$$

Se usará L=400 mm

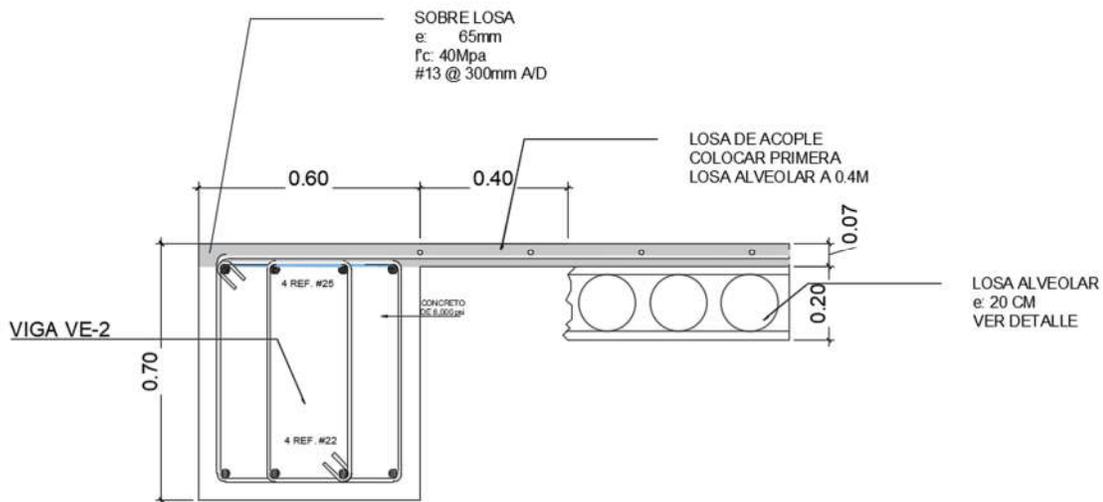


Figura 7.7 Losa de Acople (Fp).

CONCLUSIONES

Luego de finalizar la investigación y aplicar los conceptos aprendidos se puede concluir lo siguiente:

- ✚ Se cumplieron satisfactoriamente los requisitos de análisis estructural según el RNC-07, también se considera satisfactorio el uso del método análisis modal espectral para el análisis de la estructura. El cortante dinámico representó entre 83-85% de $\frac{a}{\Omega Q'} W_0$, lo cual cumple con el arto. 33 del RNC-07 y también garantiza un diseño más exacto, menos conservador y un buen funcionamiento de la estructura en un evento sísmico.
- ✚ El uso del software ETABS para el análisis de la estructura representó una herramienta vital, debido a que facilitó la aplicación del método de análisis modal y nos brindó fuerzas axiales, cortantes y momentos flexionantes necesarios para el diseño sísmico del edificio.
- ✚ Se necesitaron secciones apreciablemente grandes de vigas (0.6mx0.7m) y columnas (0.7mx0.7m) para poder cumplir con los requisitos de desplazamientos laterales según RNC07; en base a esto podemos concluir que los marcos especiales de momento son un sistema estructural poco rígido.
- ✚ Para el análisis del diafragma se utilizó el método “Viga soportada en resortes”, el cual toma en cuenta la rigidez de los elementos resistentes para poder distribuir la fuerza de piso de forma correcta conforme a la configuración propuesta de elementos resistentes a fuerzas verticales. Se consideran satisfactorios los resultados del método debido a que la diferencia entre las reacciones obtenidas en SAP y las calculadas a mano difieren solo en un 2-3%

- ✚ El sistema de entrepiso propuesto, en el cual las losas alveolares resisten las fuerzas gravitacionales y la sobrelosa estructural cumple el rol del diafragma, resulta en un detallado bastante sencillo, ya que el refuerzo requerido para la sobrelosa está regido por los requerimientos para contracción y temperatura y cortante. Así mismo se dice que la sobrelosa ayuda a unificar todo el sistema.
- ✚ La selección de la losa alveolar fue un procedimiento sencillo, ya que las secciones ya están dadas según el fabricante de la misma, por lo que solo fue necesario seleccionar del catálogo, en dependencia de dos parámetros: la luz libre y la sobrecarga impuesta.
- ✚ El acero propuesto para las vigas del marco especial de momento resultó suficiente para cumplir con las demandas de fuerzas de cuerda en el diafragma.
- ✚ Al tener un elemento resistente en toda la extensión del diafragma, no fue necesario el diseño de colectores, ya que la fuerza cortante es transmitida directamente.
- ✚ A continuación, se presentan un resumen del resultado del diseño de Vigas y columnas de los marcos especiales de momento, los detalles constructivos se presentan como en los anexos.

Tabla Resumen de Secciones Vigas y Columnas							
Elemento	Propiedades Geométricas		Acero Longitudinal			Acero transversal**	
	B(mm)	H(mm)	Acero Sup.	Acero Int.	Acero Inf.	Zona de confinamiento	Fuera de zona de confinamiento
VE-1	600*	700	4 #25	2 #25	4 #22	Est. #10@100mm	Est. #10@150mm
VE-2	600	700	4 #25		4 #22	Est. #10@100mm	Est. #10@150mm
VE-3	600*	700	3 #29	2 #25	4 #22	Est. #10@100mm	Est. #10@150mm
C-1	700	700	4 #25	4 #25	4 #25	Est. #13@50mm	Est. #13@100mm
* Sección de Viga compuesta, ver detalle.							
** Colocación de estribos según planos estructurales.							

RECOMENDACIONES

- ✚ Se hace un llamado a estudiantes y personas involucradas en el estudio de las estructuras, a profundizar conocimientos acerca el diseño sísmico de estructuras de concreto con elementos prefabricados para así poder ir mejorando la capacidad técnica y tecnológica de los futuros ingenieros de nuestro país.
- ✚ El uso de un sistema dual a base de muros y marcos podría reducir la dimensión de las secciones de las vigas y columnas. Ya que los muros rigidizan el sistema, lo cual contrarresta la flexibilidad de los marcos.
- ✚ Cuando se tengan configuraciones de diafragma más complejas se aconseja usar métodos más exactos, tales como: Modelo Puntal Tensor, Modelo de Elementos Finitos.
- ✚ Dado a que en los últimos años se ha aumentado el uso de este tipo de sistemas prefabricados en el país, se recomienda que se incluyan en los reglamentos nacionales, previsiones de diseño y construcción para estos sistemas.

BIBLIOGRAFIA

- ACI. (2014). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural*. Farmington Hill, MI, USA.
- Becker, D. R. (1998). *PCI Manual for the design of Hollow Core Slabs*. Chicago, Illinois: Precast/Prestressed Concrete Institute.
- Company, E. U. (2015). *Hollow core Building System Design Manual*.
- Fenwick, R., Bul, D., & Debra, G. (2010). *Assesment of hollow-core floors for seismic performance*. Christchurch: University of Canterbury.
- Hernández, E. (2017). *ACCIÓN DIAFRAGMÁTICA EN ENTREPISOS PREFABRICADOS*. Managua, Nicaragua: Tesina.
- Jack P. Moehle, J. D. (2010). *Seismic Design of Cast-in-Place Concrete Diaphragms, Chords and Collectors*. NEHRP Seismic Design Technical Brief No.3.
- MACGREGOR, J. G. (2009). *REINFORCED CONCRETE Mechanics and Design*. Pearson.
- Moehle, J. (2015). *Seismic Design of Reinforced Concrete Buildings*. McGraw Hill.
- MTI. (2007). *REGLAMENTO NACIONAL DE LA CONSTRUCCION* . MANAGUA.

ANEXOS

7.2.2 Fuerzas de los elementos resistentes debido al sismo.....	162
7.2.3 Análisis para el sismo en dirección Y.....	164
7.3 Diseño del diafragma.....	169
7.3.1 Revisión del espesor mínimo.....	169
7.3.2 Cuantía mínima de refuerzo no preesforzado.....	169
7.3.3 Diseño por cortante.....	170
7.3.4 Diseño de cuerda a tensión.....	172
7.3.5 Diseño de cuerda a compresión.....	172
7.3.6 Diseño de colectores.....	174
CAPITULO 8: DISEÑO DEL SISTEMA DE LOSAS	
ALVEOLARES.....	175
8.1 Disposición de losas alveolares.....	176
8.2 Selección de Losa Alveolar.....	177
8.3 Consideraciones Especiales de Diseño.....	179
8.3.1 Dimensión mínima de soporte.....	179
8.3.2 Refuerzo mínimo de soporte.....	179
8.3.3 Resistencia mínima a momento positivo.....	181
8.4.4 Losa de Acople.....	182
CONCLUSIONES.....	183
RECOMENDACIONES.....	185
BIBLIOGRAFIA.....	186
ANEXOS.....	187