UNIVERSIDAD DE CARABOBO
FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA ESTRUCTURAL

GUÍA PARA EL DISEÑO Y DETALLADO SISMO-RESISTENTE DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE CONCRETO ARMADO

Ing. Edinson Manuel Barros Figueira.

CI. 15.859.417

OCTUBRE DE 2.012

VALENCIA - VENEZUELA

Dedicatoria y Agradecimientos

A **Dios Todopoderoso y a mi Virgen Santa,** por ser puntales en mi vida y en mi caminar. Gracias!

A **mi Mamá Alzira y mi Papá Manuel,** personas que con su ejemplo han sabido transmitirme los valores que en la vida me ayudan a saber escoger y dar cada paso. Los amo

A mis **hermanas, Lai y Ali** a sus familias y a las chipilinas de la casa, **Mary y Dana.** Su alegría ha cambiado de muchas formas nuestra cotidianidad

A mi amor **Mariale,** simplemente Gracias!

A la **Universidad de Carabobo** por seguir permitiéndome estar ligado a ella, y a todos mis compañeros y amigos que me apoyaron durante mis estudios y que aun hoy siguen ahí. Ustedes saben quienes son.

GUÍA PARA EL DISEÑO Y DETALLADO SISMO-RESISTENTE DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE CONCRETO ARMADO

Autor: Ing. Edinson M. Barros F.

Resumen

La presente investigación tiene como objetivo fundamental, ser una herramienta que explique a alumnos de pregrado las prácticas y procedimientos para el detallado sismorresistente en los elementos de una estructura de concreto armado (vigas, columnas y nodos). Es sabido que en la filosofía del diseño sísmico, esta planteado calcular las estructuras con fuerzas sísmicas menores a las esperadas en el sismo normativo probable, sin embargo esta licencia que nos da la norma y que a la vez permite estructuras económicamente más competitivas aun siendo erigidas en zona sísmica, debe tener alguna contrapartida y esa está en la exigencia de detallado que garanticen incursiones en el rango inelástico de deformaciones. Se busca en este trabajo abordar el tema del elemento pórtico (Viga, Columna y Nodo Viga-Columna), desde un punto de vista que busca didáctico para el lector y en el cual se tomen cuenta aspectos de las normas 1756-2001, 1753-2006 y 2002-88.

Esta herramienta además sirve de apoyo a la cátedra de Proyectos Estructurales de Concreto Armado (IE9C13) específicamente y como una consulta para el desarrollo del proyecto durante el semestre que es una estructura con sistema resistente a sismos porticado.

Palabras claves: Estructuras, Concreto, Sismorresistente, Detallado, Porticos , Normas

INDICE

DEDICATORIA Y AGRADECIMIENTOS i

RESUMEN ii

INTRODUCCIÓN 01

CAPITULO I: EL PROBLEMA

1.1 Planteamiento del Problema. 04

1.2 Objetivos. 06

1.3 Justificación. 07

1.4 Alcances y Limitaciones. 07

CAPITULO II: MARCO TEORICO.

2.1 Antecedentes de la investigación.. 09

2.2 Bases Teóricas. 10

2.2.1 Estudio de las normativas a aplicar. 10

2.2.1.1 Norma Venezolana Covenin 1756. 10

2.2.1.2. Norma Venezolana Fondonorma 1753. 11

2.2.1.2 Norma Venezolano Covenin 2002. 12

2.3.1 Capítulo 18 de la norma Fondonorma 1753:2006. 14

CAPITULO III: MARCO METODOLOGICO

3.1 Naturaleza de la Investigación. 17

3.2 Población y Muestra 18

CAPITULO IV: PROPUESTA

4.1 Guía para el diseño y detallado sismorresistente de elementos estructurales de concreto armado 20

4.1.1 Combinaciones de carga para diseño de elementos estructurales 20

4.1.2 Envolventes de Diseño 23

4.1.3 La flexo compresión en elementos de concreto armado 27

4.1.4 Diagramas de Interacción con flexión unidireccional 27

4.2.1 Diseño de Elementos Estructurales 30
4.2.1.1 Diseño de Vigas 31
4.2.1.1.1 Requerimientos mínimos para el detallado del refuerzo longitudinal en vigas 31
4.2.1.1.2 Diseño por corte del refuerzo transversal en la viga 34
4.2.1.2 Diseño de Columnas 38
4.2.1.2.1 Acero de Refuerzo Longitudinal 38
4.2.1.2.2 Diseño por cortante 38
4.2.1.2.3 Obtención de Fuerza Cortante 38
4.2.1.3 Diseño de los nodos Viga-Columna 43
4.2.1.3.1 Verificación del elemento nodo en diseño de estructuras sismorresistentes de concreto reforzado 47
4.2.1.3.2 Objetivos del diseño de nodos viga-columna 53
4.2.1.3.3 Criterios del diseño de nodos viga-columna 53
4.2.1.3.4 Recomendaciones adicionales de tipo práctico 54
4.2.1.3.5 Procedimiento de verificaciones del nodo por corte 55
4.2.1.3.6 Procedimiento de verificación del nodo flexión. 58
4.3 Ejemplo práctico diseño de los elementos estructurales 60
4.3.1 Diseño de elemento viga 60
4.3.2 Diseño de elemento columna 75
4.3.3 Verificaciones en los nodos viga-columna 89
4.3.3.1 Verificación de resistencia mínima a flexión de las columnas 94
4.3.3.2 Procedimiento de verificaciones del nodo por corte 97
CONCLUSIONES 104

BIBLIOGRAFIA 105

	GUIA PARA DISEÑO SISMORRESISTENTE	
	INDICE	

1. INTRODUCCIÓN

El desarrollo de las nuevas tecnologías en todos los ámbitos de la vida humana se esta dando en nuestra generación a un ritmo que por veces resulta frenético, eso genera que sea responsabilidad de los profesionales de cada área conseguir formas y modelos de adaptación que les permitan seguir en la vanguardia.

Las universidades y centros del conocimiento no escapan a esta realidad, que obliga a que los contenidos sean revisados constantemente, en el ámbito de la ingeniería, los avances generan cambios normativos, muchas veces radicales que incluso llegan a cambiar y a modificar cualquier parámetro, la búsqueda constante del estado del arte va rompiendo paradigmas.

La agilidad de las instituciones tradicionales para adaptarse a esos nuevos paradigmas muchas veces no es la deseable para el bien de los profesionales que confían su formación a estas.

El presente trabajo tiene como objetivo hacer más comprensible para el alumnado, las consideraciones sismorresistentes que se encuentran en las normas Venezolanas, en especial lo referente al capítulo 18 de la norma, el cual contiene toda la información que aquí se presenta, sin embargo este trabajo se orienta a tener un ángulo que busca ser agudo pero a la vez simple y con finalidad meramente formativa.

Al mismo tiempo presenta las normativas y sus filosofías de manera que se pueda entender para que y porque se ejecutan los procedimientos que allí se solicitan y que esperar en cada uno de ellos, enfocándonos en estructuras cuyo material es el concreto armado, con sistema resistente a carga lateral de pórticos, haciendo énfasis en columnas, vigas y nodo viga-columna. En esta investigación no se maneja el tema de la infraestructura, así como los sistemas de pisos, que también son fundamentales para un buen diseño estructural.

Para exponer el contenido de la investigación, se ha dividido en los siguientes capítulos:

El Capitulo I, presenta el planteamiento del problema, los objetivos que persigue el autor con la investigación, la justificación de su importancia y los alcances de la misma.

En el Capitulo II, se presentan algunos antecedentes de la Investigación, y una breve explicación de las normas relacionadas.

En el Capítulo III, se describe el tipo de investigación realizada, así como también la metodología empleada en su desarrollo y en la recolección de datos.

Finalmente, en el Capítulo IV, se presenta la propuesta de la guía que se plantea sea instrumento para alumnos y profesores en la materia de Proyectos Estructurales de Concreto (IE9C13)

CAPITULO I

EL PROBLEMA

1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

La situación actual en la escuela de civil, para elementos de concreto armado, se rige por dos materias base como son concreto armado 1 y concreto armado 2, en las cuales se dota al alumno de las herramientas para el cálculo y diseño de miembros de concreto armado, estas herramientas junto con el añadido de criterios de sismo-resistencia y detallado más exigente es lo que se engloba en la cátedra de proyectos estructurales de concreto.

Con la misión de lograr que la cátedra de proyectos de estructurales de concreto armado sea realmente moderna y efectiva se le ha estado agregando contenido sistemáticamente para hacer que el estudio sísmico tome mayor relevancia desde el punto de vista práctico y que el alumnado salga de la misma con criterios validos y sólidos entendiendo el asunto global y como afecta a una estructura la decisiones que se tomen al momento de la configuración y estructuración, sin perder de vista el origen de los sismos en el mundo y particularmente en Venezuela.

Estos esfuerzos han logrado mejorar semestre a semestre el contenido programático impartido y al mismo tiempo han expuesto la necesidad de modificar la forma de dictar la materia, ya que el tiempo que se estipula se ha estado haciendo corto.

Como resultado de esta falta de tiempo la sección dedicada al diseño y detallado de elementos estructurales, tiende a quedar un poco rezagada, siendo este un punto fundamental pues representa el entregable real y básico que debe tener cualquier proyecto de ingeniería estructural, pareciera obvio pensar que al contar con una herramienta de apoyo en el área sería posible mejorar y apuntalar tanto los conocimientos como los criterios con los cuales los estudiantes salen al campo laboral.

En base a estas apreciaciones, se propone el siguiente trabajo de investigación en el que se tratará de generar una guía de diseño y detallado de elementos estructurales,

(Vigas, Columnas y Nodos), que sirva al alumno de apoyo en la fase final de su proyecto. Para lo cual surgen las siguientes interrogantes:

¿Es viable generar una guía que preste apoyo para realizar el diseño y detallado de elementos estructurales de concreto armado (Vigas, Columnas y nodos) respetando los aspectos normativos vigentes?

¿Esta guía de diseño y detallado de elementos estructurales será el primer paso para la normalización de lo dictado en la cátedra de proyectos estructurales de concreto armado, y permitirá ahorro de tiempo y mayor eficiencia en el proceso de aprendizaje del estudiante?

1.2. OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo General

- Elaborar una guía para diseño y detallado de elementos estructurales de concreto armado bajo esquema sismo-resistente de acuerdo a la normativa (FONDONORMA 1753:2006), para apoyo a la cátedra de Proyectos Estructurales de Concreto Armado de la Escuela de Civil de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de Carabobo.

1.2.2 Objetivos Específicos

- Plantear un ejemplo práctico para el diseño de Vigas, relacionándolo con los aspectos teóricos y normativos.

- Concebir un ejemplo práctico para el diseño de Columnas, relacionándolo con los aspectos teóricos y normativos.

- Formular el desarrollo teórico-práctico del chequeo de la Junta Viga-Columna, verificando aspectos normativos

1.3. JUSTIFICACION DE LA INVESTIGACION

Puede desarrollarse una buena configuración estructural, tener una planificación acorde con las necesidades reales y el comportamiento de la edificación, haber hecho un análisis sismológico apropiado y obtener las solicitaciones de diseño conformes con el proyecto, sin embargo si no se hace un correcto detallado de los miembros de concreto armado, puede decirse que se ha fracasado en la consecución de la meta.

Una guía para el diseño y detallado de dichos elementos será un apoyo para profesor y estudiante que permitirá optimizar el tiempo disponible en el aula y presentar planos estructurales que cumplan con todos los requisitos normativos y garanticen a la estructura comportamiento adecuado ante eventos sísmicos esperados.

1.4. ALCANCES Y LIMITACIONES

El trabajo contempla el desarrollo de una guía para diseño y detallado de los miembros estructurales principales (Vigas, Columnas y Nodo Viga-Columna), en estructuras de concreto armado con sistema resistente a cargas laterales de pórticos.

El planteamiento incluye la ejecución de un documento de consulta, el cual pretende presentar la información que existe en normativa Venezolana de forma enfocada, permitiendo tanto al docente como alumnado adentrarse en conceptos de diseño y detallado sismorresistente de elementos de concreto armado eficientemente, ahorrando tiempo en las fases de aprendizaje.

No serán abarcados temas de infraestructura, sistemas de pisos ni losas.

CAPITULO II

MARCO TEORICO

2. MARCO TEORICO

2.1. ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN

- El profesor Ing. Faizal Mohtar H. (Junio, 1987) en su trabajo de ascenso titulado **" Planificación, Análisis y Diseño de Edificios Aporticados de Concreto Armado"**, busca desarrollar un procedimiento ordenado para el desarrollo de un proyecto estructural, basándose en las normativas vigentes para la época, que sirva de ayuda a los estudiantes de la carrera de Ingeniería Civil de la Universidad de Carabobo, que se encuentren cursando la materia de Proyectos de Concreto, así como también al profesional de la Ingeniería Civil que desee actualizar sus conocimientos sobre la materia.
- Barros Edinson, Parra Betsy (Diciembre 2005) en su trabajo de grado "**Estudio y Aplicación de una Metodología para la Planificación, Análisis y Diseño de Estructuras Aporticadas de Concreto Armado de acuerdo a las nuevas Normativas Covenin "** Busca recoger la información necesaria para el desarrollo sismo-resistente de un proyecto de estructuras de concreto armado, ha servido de complemento de la cátedra de Proyectos de Concreto en la Universidad de Carabobo, y al igual que el presente trabajo de ascenso se encamina a ayudar al estudiante a acercarse de forma más simple a este mundo de conocimiento.
- Padilla Wehdeking, Jesús Fernando (Octubre 2010) en su trabajo de grado **"Aplicación de Procedimientos para el Diseño de nodos viga- columna en estructuras de Concreto Reforzado, basados en la norma venezolana 1753-2006 y las recomendaciones ACI 352r-02",** recoge información para hacer un correcto diseño y detallado de nodos viga-columna, representa un amplio análisis en los cuales toma en cuenta no sólo la norma Venezolana sino también algunas otras normativas internacionales. Universidad de Oriente, Año 2010

2.2. BASES TEÓRICAS

2.2.1. ESTUDIO DE LAS NORMATIVAS A APLICAR

Para poder realizar la planificación, análisis y diseño de una edificación porticada en concreto armado, es imprescindible conocer que normativas y reglamentos rigen la materia y además saber cuales se encuentran vigentes para el momento de la ejecución del proyecto. Las mismas recogen la experiencia y avances que en materia de ingeniería se generan, es importante además tener presente que las normas no son universales, cada país tiene independencia aunque en muchos casos existan similitudes.

Estas normas poseen los parámetros regionales por los cuales se debe un profesional cuando va a desarrollar un proyecto estructural, bien sea del país de origen o foráneo.

En Venezuela el organismo rector de las normativas y que debe garantizar su realización y constante actualización es FONDONORMA, anteriormente el responsable era COVENIN, es por esto que algunas normas aun tienen en su articulado información con este nombre, que se ira replegando a medida que se vayan haciendo las actualizaciones correspondientes.

Las normas más importantes para la planificación análisis y diseño de estructuras en concreto armado, con énfasis en pórticos reforzados pueden resumirse en:

2.2.1.1. NORMA VENEZOLANA COVENIN 1756 “Edificaciones Sismo-resistentes”

La última actualización vigente es la primera revisión del año 2001. En este material se especifica la manera en la cual se deben tratar las estructuras para obtener un diseño y comportamiento sísmico apropiado, para ello clasifica las estructuras según importancia, tipo, zona sísmica regularidad estructural entre otros; además en ella se exponen los requisitos necesarios y se hacen recomendaciones para obtener de las

estructuras un comportamiento satisfactorio al presentarse un evento sísmico, plantea además diferentes metodologías para el análisis y predicción de las fuerzas sísmicas inerciales que pueden atacar a la estructura, desde los más sencillos hasta los que tienen mayor complejidad y semejanza con la realidad.

Esta norma incorpora y trata al sismo desde un punto de vista probabilístico, y tomando datos de geotecnia y sismología para la predicción de los ismos probables, esto nos indica que la macro zonificación Venezolana prpuesta en esta norma se hace para un sismo probable con un período de retorno de T= 475 años o lo que es igual un sismo que para la vida útil de una estructura fijada en 50 años tenga una probabilidad de excedencia de un 10%.

Al mismo tiempo incorpora parámetros sísmicos fundamentales, y conceptos como espectro de respuesta, espectro de diseño o factor de reducción de respuesta, los cuales se relacionan de forma importante con el comportamiento de las estructuras en general.

Estos conceptos al ser asimilados y plenamente comprendidos por el profesional permiten generar proyectos con los parámetros de calidad y niveles de seguridad apropiados para la humanidad.

2.2.1.2. NORMA VENEZOLANA FONDONORMA 1753 “Proyecto y Construcción de Obras en Concreto Estructural”

En un proyecto estructural, sea del material que sea, siempre deben convivir acciones gravitacionales con algunas acciones accidentales o excepcionales como pueden ser acciones de viento o eventos sísmicos, en los cuales de forma práctica se le inyecta energía a la edificación y se pretende que esta bien sea absorbiendo o disipando sea capaz de manejarla evitando un colapso total y de forma plenamente análoga o proporcional salvando vidas.

En las paginas del articulado y comentarios de esta norma, esta dispuesto lo

referente al estado del arte para calculo diseño y detallado de miembros estructurales de concreto reforzado con barras de acero.

Se hace especial énfasis a los requerimientos cuando la estructura este asentada en una zona con amenaza sísmica y se da la información y lineamientos que llevan a disminuir vulnerabilidad y de esta forma mitigar los riesgos asociados a construir en zonas potencialmente sísmicas.

Atendiendo de forma global el problema, una vez que la filosofía del diseño sismorresistente permite la incursión en rangos inelásticos de deformaciones a nuestras estructuras y entiende que ante algún evento sísmico es permisible el daño, cobra vital importancia que los elementos estructurales puedan comportarse apropiadamente ante situaciones dinámicas donde dejan de estar estáticos para ser sometidos a aceleraciones y por lo tanto a fuerzas inerciales asociadas a la masa.

Ese salto y esa incursión en el rango inelástico de deformaciones sólo es posible si los elementos de concreto armado gozan de un detallado estructural apropiado, asociado en especial al capítulo 18 de la presente norma.

Es tan obvia la importancia del detallado de acero ante eventos sísmicos que la norma dedica un capitulo completo y exclusivo para requisitos adicionales cuando se están erigiendo estructuras en zonas con amenaza sísmica.

2.2.1.3. NORMA VENEZOLANA COVENIN 2002 “Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones”

De esta normativa la última actualización todavía vigente es la de 1988 y por ella se deben guiar los proyectos estructurales, sea cual sea el tipo de estructura que se va a desarrollar, seguramente el arranque y los datos de entrada más importantes que tendremos se podrán obtener de esta norma.

Esta norma recoge toda una gama de materiales, en ella se encuentran sus pesos, esto con la finalidad de poder realizar el cálculo de las cargas verticales permanentes que van a afectar a una estructura, esta estimación de las cargas verticales permanentes es fundamental para el comportamiento de la edificación, asimismo en esta misma norma se dan las cargas verticales variables, las cuales dependen fundamentalmente del uso que va a tener una estructura en su vida útil.

Desde el punto de vista de la carga variable, ella depende del uso y se ha desarrollado tomando en cuenta observación y usos probables que pudieran tener las estructuras, para poder arrancar cualquier proyecto es fundamental contar con los datos de que se va a construir y que uso se le puede dar, por lo tanto evitar y recomendar no hacer cambios a lo largo de la vida útil de las estructuras.

A pesar de tomar en cuenta gran gama de materiales y acabados, siempre es posible que alguno con el que debamos trabajar no se encuentra allí por lo que debemos esta claros en cuestión de criterios y de donde viene la lógica de esta propuesta.

Especial interés que la norma sea enfática en que da las acciones mínimas, no las absolutas ya que la particularidad de cada proyecto pudiera modificar y hacer que las acciones reales superen las mínimas.

2.3.1. CAPÍTULO 18 DE LA NORMA FONDONORMA 1753:2006

El capítulo 18 de la normativa Venezolana Fondonorma 1753:2006, busca establecer los requisitos adicionales para el diseño y construcción de estructuras de concreto armado vaciadas en sitio.

La importancia de cumplir con estos requisitos, se basa en la filosofía propia de la normativa venezolana, sismo-resistente 1756:2001, la cual permite, diseñar las estructuras con fuerzas sísmicas que se encuentran por debajo del sismo real esperado.

Esta diferencia se incorpora a partir del factor de reducción de respuesta y debe ser de alguna manera controlada.

Una alternativa que se maneja para evitar un colapso prematuro de las estructuras es otorgarle a la estructura capacidad para incursionar en el rango inelástico de deformación y con esto otorgarle capacidad para absorber la energía suministrada por un evento sísmico y al mismo tiempo disipar la que no sea capaz de soportar y con esto buscar mantener las estructuras estables a pesar de haber sido afectada por eventos sísmicos severos.

Se dan validez a estos mecanismos para lograr que las estructuras sean construibles desde el punto de vista económico y funcional favoreciendo en todo caso la seguridad.

Las estructuras apropiadamente detalladas responde a un movimiento fuerte de terreno de modo que la rigidez decrece a medida que la demanda de energía de disipación aumenta, esto cambios ayudan a reducir las aceleraciones asociadas a la respuesta elástica y a las fuerzas laterales que podrían ocurrir cuando la estructura permanece linealmente elástica.

El uso de fuerzas de diseño representando los efectos sísmicos como especifican las normas venezolanas (1756:2001 y 1753:2006), requiere que los sistemas resistentes a cargas laterales conserven una porción de su resistencia bajos los desplazamientos reversibles en el rango inelástico.

Los requisitos del capítulo 18 relacionan los criterios de detallado con el tipo estructural, con la zonificación sísmica del sitio, con el nivel de deformación inelástica esperada en el diseño estructural (nivel de diseño) con el uso y ocupación de la edificación. Como se aprecia son parámetros que se deben tener para hacer una buena planificación de la estructura.

Los requisitos de diseño deben asegurar el nivel de energía de disipación o tenacidad supuesta en el cálculo de las acciones sísmicas de diseño, la forma que se ha logrado es clasificando las estructuras según su nivel de diseño. (ND1, ND2 o ND3). Providencialmente las estructuras a construirse en zonas con alta amenaza sísmica o asignadas a altos comportamiento sismo-resistentes posean un nivel de diseño 3.

Lo más importante que se quiere con esta filosofía de diseño es obtener estructuras seguras, por lo que siempre deben prestarse atención a interacciones con elementos no estructurales o a peligros de caídas de objetor contundentes. Debemos entender que el hecho de detallar miembros de concreto armado pasa porque los elementos deben ser construibles, ya que tenemos relaciones de espacio que deben ser tomadas en cuenta, al mismo tiempo las interacciones, sobre todo en nodos, donde llegan los aceros de varios elementos muchas veces las hacen difíciles de construir en obra, un ingeniero con la sensibilidad adecuada busca que sus diseños no sean solo dibujos en un papel si no que representen una referencia válida y que no se tenga que hacer modificaciones en obra que pudieran alterar los conceptos o capacidades que se quisieron tomar en cuenta al proyectar.

CAPITULO III

MARCO METODOLOGICO

3. MARCO METODOLOGÍCO

3.1 NATURALEZA DE LA INVESTIGACIÓN

La naturaleza de la investigación es descriptiva, pues consiste en presentar la información de diseño y detallado de miembros sismo-resistentes de concreto armado, a través de una descripción exacta de los procedimientos y métodos, apoyándose en información gráfica y teórica bien estructurada.

No se limita a la mera recolección de datos sino que también busca identificar y predecir las relaciones entre las variables que intervienen en el proceso de diseño y detallado estructural de miembros sismo-resistentes de concreto armado, pasando por el procesamiento de toda la data y presentación final de lo estudiado.

Los datos serán estudiados bajo una hipótesis o teoría, resumiendo la información de manera cuidadosa y ordenada, analizando los resultados, en términos claros y precisos, tomando generalizaciones significativas que contribuirán al conocimiento y aprendizaje del alumnado.

Para la realización del proyecto, se necesita, además de toda la información teórica necesaria, presentar la misma de la mejor forma tomando únicamente lo que pueda ser de real ayuda para el estudiantado y profesores de la cátedra de Proyectos Estructurales de Concreto. Se aplicará una metodología FADE (Focalizar, Analizar, Desarrollar y Ejecutar), desarrollada por George Labobitz, Presidente y Director de ODI (Organizational Dinamics Inc)

FASE 1: Focalizar

Comprende la recopilación de información necesaria para el desarrollo de la investigación y contiene las siguientes actividades:

- **Investigación bibliográfica y recopilación de registros**, manuales, publicaciones, normas etc, originadas dentro y fuera de la Universidad

- **Entrevistas Abiertas** Con alumnado y profesores de forma informal acerca de que tipo de instrumento les gustaría tener.

FASE II: Analizar

En esta fase se trazan las pautas para recopilar la información que es importante y a la cual se le quiere hacer énfasis en la propuesta

FASE III: Diseñar

- En esta fase, se diseña el modelo de lo que se va a ejecutar desde un punto de vista teórico y luego desde el punto de vista práctico decidiendo los ejemplos que se van a desarrollar para el proyecto.

FASE IV: Ejecutar

En esta fase se plantea el desarrollo de la propuesta para la presentación una vez dispuesta toda la data necesaria.

3.2 POBLACIÓN Y MUESTRA

Con el documento terminado, deberá someterse a revisión y utilización por parte de la cátedra, tanto alumnos como profesores serán llamados a hacer el aporte necesario para mejorar y garantizar que el instrumento sea utilizado y que realmente represente una mejora para el estudiante y clarifique los procedimientos de diseño y detallado de los elementos de concreto reforzado con barras de acero.

CAPITULO IV

PROPUESTA

4. PROPUESTA

4.1 GUÍA PARA EL DISEÑO Y DETALLADO SISMORRESISTENTE DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE CONCRETO ARMADO

4.1.1 COMBINACIONES DE CARGA PARA DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Los miembros estructurales deben satisfacer los requisitos normativos para asegurar un comportamiento adecuado de los estados límites de servicio y de agotamiento resistente. Cuando en la normativa se habla de los estados limites de agotamiento resistente, se está haciendo referencia al cálculo de las solicitaciones bajo la hipótesis de utilizar las combinaciones de cargas que produzcan el efecto más desfavorable en las estructuras, estás solicitaciones al combinarse representan el valor máximo para el cual se deben diseñar los miembros es decir la envolvente de diseño.

Para garantizar un comportamiento favorable la normativa (1753:2006) ofrece las siguientes combinaciones en al capítulo 9 artículo 9.3:

U = 1,4(CP+CF) (Toma en cuenta las acciones PERMANENTES que actúan sobre la edificación). **Formula 9-1 NORMA 1753-2006**

U=1,2(CP+CF+CT)+1,6(CV+CE)+0,5CV$_t$ (Toma en cuenta las acciones PERMANENTES Y VARIABLES que actúan sobre la edificación). **Formula 9-2**
NORMA 1753-2006

U = 1,2CP+1,6 V$_t$ + (γCV ó ± 0,8W) (Toma en cuenta las acciones PERMANENTES, VARIABLES Y EÓLICAS que actúan sobre la edificación). **Formula 9-3 NORMA 1753-2006**

U = 1,2CP±1,6W +γCV+0,5CV$_t$ (Toma en cuenta las acciones PERMANENTES, VARIABLES Y EÓLICAS que actúan sobre la edificación). **Formula 9-4 NORMA 1753-**

2006

U = 1,2CP+ γCV±S (Toma en cuenta las acciones PERMANENTES, VARIABLES Y EÓLICAS que actúan sobre la edificación). **Formula 9-5 NORMA 1753-2006**

U = 0,9CP±1,6W (Toma en cuenta las acciones PERMANENTES Y EÓLICAS que actúan sobre la edificación). **Formula 9-6 NORMA 1753-2006**

U = 0,9CP±S (Toma en cuenta las acciones PERMANENTES Y SISMICAS que actúan sobre la edificación). **Formula 9-7 NORMA 1753-2006**

U = 0,9CP±1,6CE (Toma en cuenta las acciones PERMANENTES que actúan sobre la edificación). **Formula 9-8 NORMA 1753-2006**

Donde:

U = Solicitaciones factorizadas para el Estado límite de Agotamiento Resistente.
CP = Acciones o solicitaciones debidas a carga permanente.
CV= Acciones o solicitaciones debidas a carga variable, estimada según el uso de los espacios de la edificación.
γ= El factor de combinación de solicitaciones será 1
CF = Acciones o solicitaciones debidas al peso y la presión de fluidos con densidades definidas y alturas máximas controlables.
CT = Acciones o solicitaciones debidas a cambios de temperatura, fenómenos reológicos como la fluencia y la retracción del fraguado y a los asentamientos diferenciales.
CE = Acciones o solicitaciones debidas al empuje de tierras u otros materiales, incluyendo la acción del agua contenida en los mismos.
CV_T = Acciones o solicitaciones debidas a las cargas variables de techos y cubiertas.
W = Acciones o solicitaciones debidas al viento.
S = Solicitaciones o efectos debidos a las acciones sísmicas, calculadas según lo dispuesto en el articulado de la Norma Venezolana 1756-2001.

Al aplicar un factores de mayoración en las cargas permanentes y variables, obedece a la idea de cubrir las incertidumbres asociadas con estas, podemos notar y es lógico que las acciones permanentes tienen un factor menor, ya que su obtención es más un proceso determinístico que probabilístico, como lo son las acciones variables o las del viento, las cuales se combinan con relaciones mucho mayores.

También es apreciable que la norma toma en cuenta combinaciones en las cuales la carga variable es cero y la carga permanente es inclusive minorada en un 10%, esto obedece a que en términos de probabilidad la estructura pudiera ser afectada por un evento sísmico con estas condiciones y que además las cargas permanente hayan sido sobreestimadas en el análisis por parte del profesional, si este fuera el caso, la inversión del sismo en los apoyos puede generar estados desfavorables, ya que cuando el sismo tenga un momento positivo y el momento de carga permanente sea bajo, estaríamos en una condición donde el momento del empotramiento de apoyos es positivo, por lo cual debemos diseñar el elemento viga para tal fin

Usualmente las combinaciones utilizadas a efectos académicos puedes resumirse con las que se evidencian a continuación:

$U = 1{,}4(CP)$

$U = 1{,}2(CP)+1{,}6(CV)+0{,}5CV_t$

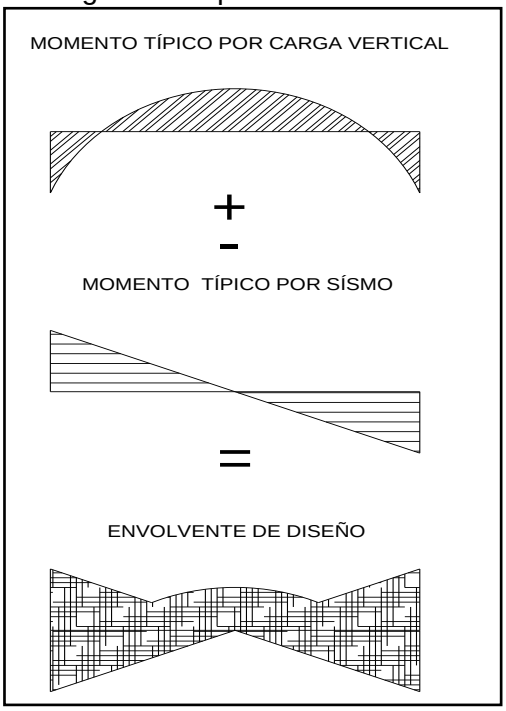
$U = 1{,}2CP+\gamma CV + 0{,}5CV_t$

$U = 1{,}2CP+\gamma\ CV \pm S$

$U = 0{,}9CP \pm S$

4.1.2 ENVOLVENTES DE DISEÑO:

Para entender mejor, como funciona el efecto de las combinaciones de carga propuesta en nuestras normas, apreciemos la imagen que se expone a continuación, en la misma se está proponiendo de forma gráfica la combinación de las solicitaciones de momentos flectores con las sísmicas sin mayorar y de manera esquemática, lo que si podemos apreciar es que el diseño de los elementos o el cálculo del acero a distribuir va a ser una consecuencia del resultados en los máximos de esta envolvente y dependiendo de los factores de mayoración lograremos siempre tener una sección protegida de las acciones combinadas de las cargas a las que se encuentra sometida.



Momento por Carga Vertical, Sismo y Envolvente de Diseño
Fuente: ESTUDIO Y APLICACIÓN DE UNA METODOLOGÍA PARA LA PLANIFICACIÓN, ANÁLISIS Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS APORTICADAS DE CONCRETO ARMADO DE ACUERDO A LAS NUEVAS NORMATIVAS COVENIN
Barros & Parra (2005)

La figura orienta que una sección de la estructura, en este caso una viga va a ser afectada de un modo muy diferente cuando es sometida a la acción del sismo, el cual al

ser tomado como carga alternante debe sumar y restar su efecto para logar el efecto real probable esperado para ella.

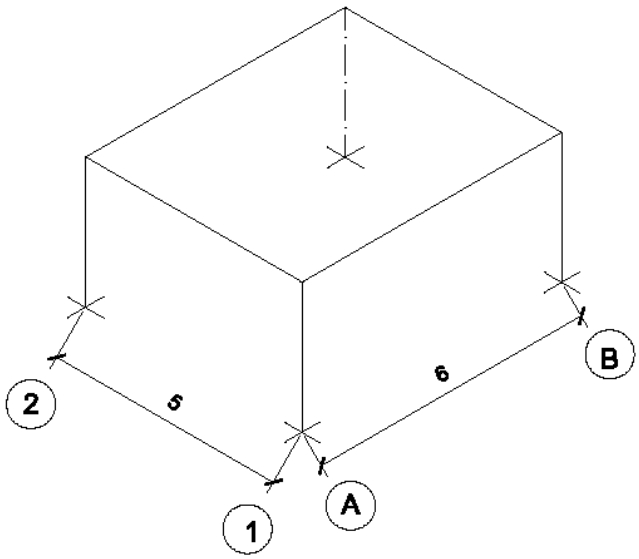
Esta es llamado envolvente de diseño, y la sección debe ser detallada para soportar en cada caso los máximos pertenecientes a esta envolvente.
Las vigas y las columnas de la edificación serán diseñadas con envolventes análogas, respetando cumplir para cualquier acción combinada de las cargas.

Para la combinación con sismo utilizaremos el criterio (RCSC) raíz cuadrada de la suma de los cuadrados, conservadoramente supone que en las direcciones principales de la estructura obran las componentes principales del sismo, Dada esta situación se ve obligado a suponer que ambas componentes tienen la misma intensidad para no incurrir en subestimaciones de la respuesta

El sismo como parte de la combinación viene dado por:

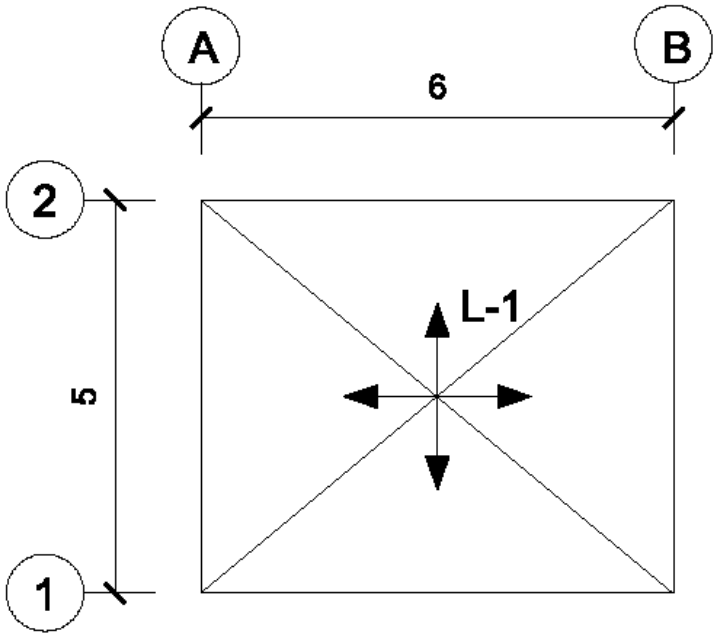
$$Sismo\ (S) = \sqrt{(Sismo\ en\ x)^2 + (Sismo\ en\ y)^2}$$

Tomando X y Y como las direcciones donde colocamos los planos resistentes a carga lateral ortogonales entre sí, bien sean pórticos u otros sistema resistente a cargas laterales.



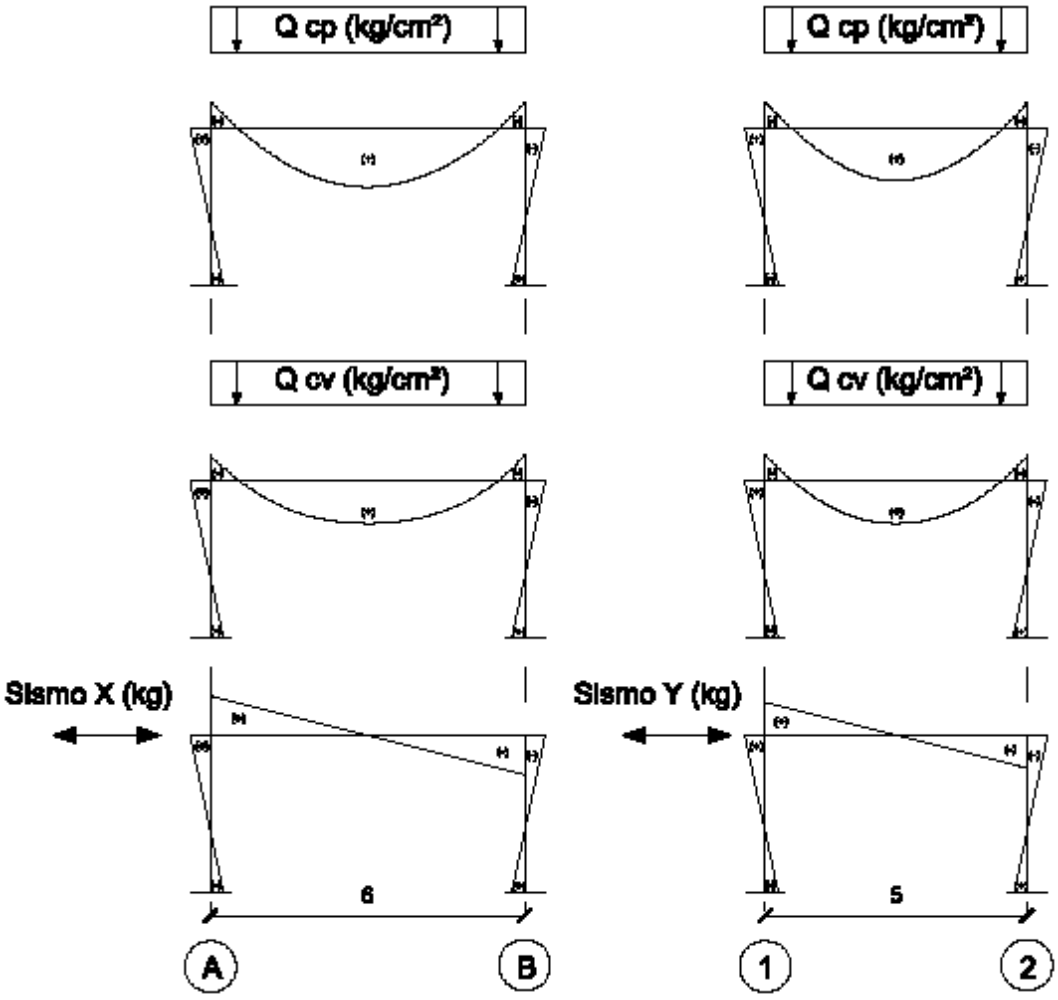
Tomando en cuenta la estructura anterior, podemos observar un pórtico el cual va a ser sometido a carga vertical, debido a la carga permanente de la estructura, y al uso que se le dé a dicha estructura, es decir carga variable.

Además está la presencia de la acción sísmica, que de acuerdo al criterio que se expuso va a ser reflejada como sismo en dirección X, y sismo en dirección Y, combinados según RCSC.



Si suponemos la planta con un sistema de piso armado en dos direcciones ortogonales, tanto los pórticos en X (1 y 2) como los pórticos en Y (Ay B), tendrán cargas verticales, permanente y variables, además de cargas horizontales asociadas a sismos.

Si nos enfocamos para este ejemplo en los momentos flectores, podemos representar dichos pórticos como sigue:



Esta analogía nos permite apreciar de forma evidente, que cada carga a la cual es sometida una estructura, va a generar solicitaciones, que una vez combinadas se convierten en las de diseño del elemento estructural, Si apreciamos las columnas, podemos notar que tendremos acciones para ambas direcciones de por carga vertical, sumando a esto las acciones por sismo que se presentan en cada dirección de estudio. Las combinaciones de dichas cargas se van a realizar de acuerdo a lo expuesto en el punto 4.1.1 del presente trabajo. Y tendrán el ejemplo numérico correspondiente.

4.1.3 LA FLEXOCOMPRESION EN LOS ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO

Una vez comentado la necesidad del uso de los diagramas de interacción como una herramienta para el diseño de las columnas es importante entender cómo funcionan.

La mayor parte de los elementos estructurales sometidos a compresión también están solicitados por momentos flectores, por lo que en su diseño debe tomarse en consideración la presencia simultánea de los dos tipos de acciones.

En zonas sísmicas, como las existentes en nuestro país, el efecto flexionante usualmente domina el diseño con relación a las solicitaciones axiales por lo que, a pesar de que los momentos por cargas gravitacionales sean importantes, se suelen escoger columnas con armadura simétrica, dada la reversibilidad de los sismos.

4.1.4 DIAGRAMAS DE INTERACCION CON FLEXION UNIDIRECCIONAL:

El comportamiento de secciones específicas de columnas de concreto armado es descrito más claramente mediante gráficos denominados curvas o diagramas de interacción. Para construir la gráfica sobre el eje vertical se dibujan las cargas axiales resistentes y sobre el eje horizontal se representan los correspondientes momentos flectores resistentes, medidos con relación a un eje principal centroidal de la sección transversal de la columna.

A continuación se presenta una curva de interacción unidireccional de una columna tipo, en la que no se han incluido ni el factor ø de reducción de capacidad (solamente se manejan cargas axiales y momentos flectores nominales), ni la reducción de carga axial última por excentricidad mínima de las cargas axiales, para que su interpretación sea más sencilla.

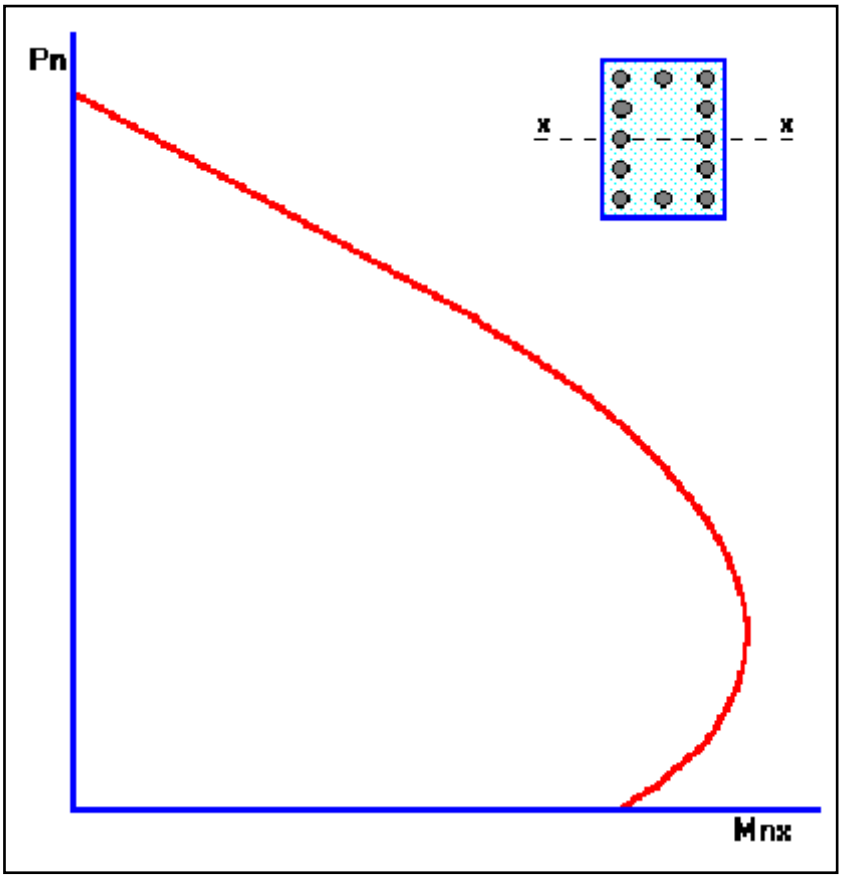


Figura 2.100: Diagrama de Interacción con flexión unidireccional

Cualquier combinación de carga axial y de momento flector nominales, que defina un punto que caiga dentro de la curva de interacción (o sobre la curva de interacción), indicará que la sección escogida es capaz de resistir las solicitaciones propuestas. Cualquier punto que quede por fuera de la curva determinará que la sección transversal es incapaz de resistir las solicitaciones especificadas.

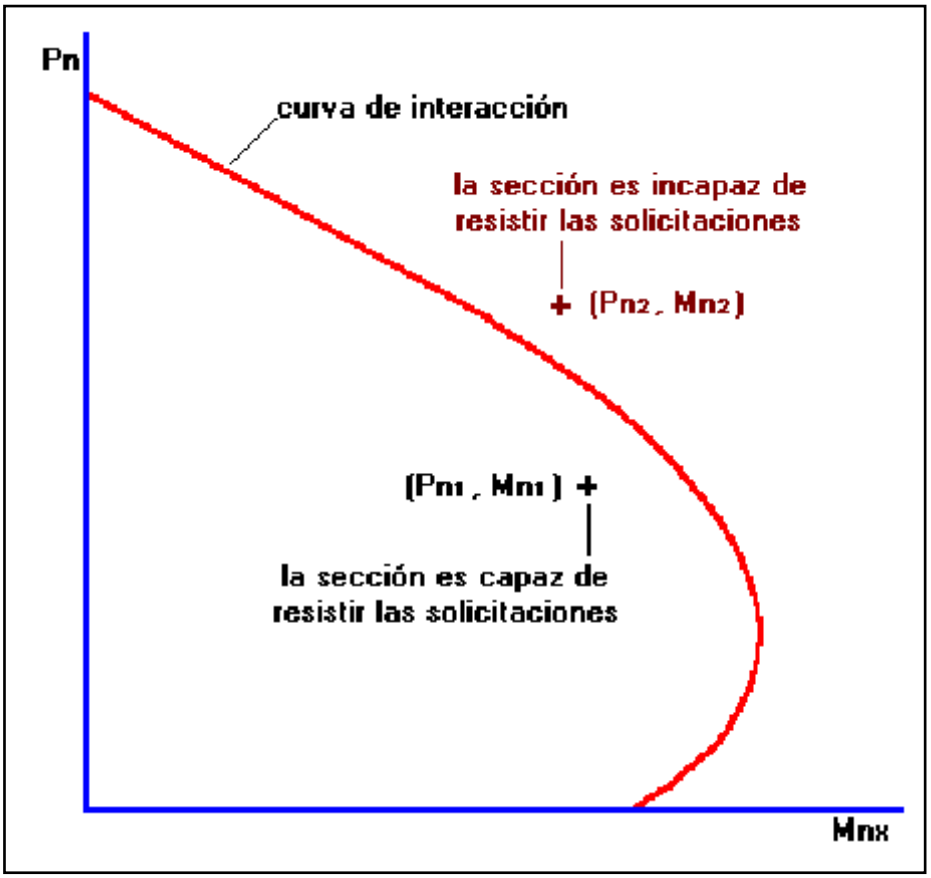


Figura 2.101: Diagrama de Interacción con flexión unidireccional (detallado)

Es importante observar que la presencia de pequeñas cargas axiales de compresión (parte inferior de la curva de interacción), teóricamente puede tener un efecto beneficioso sobre el momento flector resistente de la columna. Este comportamiento poco usual se debe a que el concreto, sometido a esfuerzos de tracción por la flexión, se fisura en gran medida, y la presencia de cargas axiales de compresión pequeñas permite disminuir la sección transversal fisurada y aumentar la sección efectiva de trabajo del material.

La presencia de grandes cargas axiales (parte superior de la curva de interacción), por otro lado, disminuye considerablemente la capacidad resistente a la flexión de las columnas.

4.2.1 DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

En el diseño de los elementos estructurales se deben tomar en cuenta 2 criterios fundamentalmente, el primero por solicitaciones y el segundo por capacidad de los elementos.

El detallado de acero incorpora el proceso de razonamiento por el cual el diseñador permite que cada parte de la estructura funcione con seguridad bajo las condiciones de servicio y con eficiencia cuando se somete a las cargas últimas o deformaciones

El elemento viga y columna tendrá un diseño de acero longitudinal atendiendo a las solicitaciones de la estructura provenientes de las envolventes que se obtengan al combinar las fuerzas actuantes según lo indicado en el capítulo 9 de la norma 1753-2006. Una vez obtenidas las solicitaciones de diseño, nos encontramos con las áreas de acero provenientes de estos cálculos asociados

Por otro lado el criterio de capacidad dicta que algunos elementos deben ser detallados en atención no solamente a las solicitaciones que se producen del análisis de carga, sino con el acero realmente distribuido en el diseño de la sección transversal y longitudinal.

Los criterios de distribución del acero en los elementos estructurales que nos proporciona la normativa (1753-2006), plantea requerimientos importantes que el ingeniero debe considerar y aplicar cuando realice el diseño de los elementos estructurales. Su cumplimiento va a proporcionar la posibilidad de aplicar un factor de reducción de respuesta cuando realiza el análisis sismológico de la estructura, sabemos que cuando el factor de reducción de respuesta “R” es mayor a 1, simplemente estamos admitiendo que la estructura va a incursionar en el rango inelástico de las deformaciones si se presenta un sismo severo. Para que esto ocurra sin poner en riesgo la integridad global de la estructura y la de sus ocupantes la misma debe poseer esta capacidad de disipación de energía, tenemos que entender que el espíritu de la norma es salvar vidas

esa es su misión fundamental, y para ello las estructuras deben lograr mantenerse en pie incluso con sismos muy grandes y a pesar de que se presenten grandes deformaciones, el que se cumplan a cabalidad los requerimientos para distribución de acero longitudinal y transversal es lo que garantiza este comportamiento y de allí su importancia.

Estos requerimientos sismorresistentes son especialmente exigentes cuando se trabaja bajo nivel de diseño 2 y 3 los cuales deben cumplir con los requisitos especiales del Capítulo 18 de la Normativa “Proyecto y construcción de obras en concreto estructural”(1753:2006).

Podemos resumir las fases de un diseño sísmico como sigue:

1. Determinar las solicitaciones últimas de diseño en las secciones críticas del miembro estructural.
2. Determinar la armadura de refuerzo en las secciones críticas del miembro atendiendo sólo a requerimientos de resistencia.
3. Satisfacer los prescripciones Normativas que le proporcionan a la edificación capacidad para disipar energía e le rango inelástico de deformaciones, de acuerdo al nivel de diseño adoptado en el análisis sismológico.

4.2.1.1 DISEÑO DE VIGAS

4.2.1.1.1REQUERIMIENTOS MÍNIMOS PARA EL DETALLADO DEL REFUERZO LONGITUDINAL EN VIGAS

Nivel de Diseño 3

- Excepto que el área del acero de refuerzo en tracción colocado en cada sección sea un tercio mayor que el acero requerido por el análisis estructural, en cualquier sección de un miembro flexionado, el área del acero de refuerzo mínimo en los lechos superior e inferior, no será menor que:

$$A_{s,\min} = \frac{0{,}79\sqrt{f'_c}}{Fy} b_w d \qquad para f'_c \le 315 Kg/cm^2$$

$$A_{s,\min} = \frac{14}{Fy} b_w d \qquad para f'_c \geq 315 Kg/cm^2$$

Además la cuantía máxima de acero no deberá exceder 0,025

- En cada sección del miembro habrá por lo menos una barra continua no menor de #4 en cada esquina.
- En las caras de los apoyos, el acero de refuerzo del lecho inferior de la viga deberá ser tal que la capacidad para resistir momentos positivos sea por lo menos la mitad de la capacidad para resistir momentos negativos, es decir el acero inferior en los apoyos debe ser por lo menos igual a la mitad del acero superior.
- En cualquier sección a lo largo del miembro la capacidad resistente tanto de momentos positivos como negativos, será por lo menos igual a la cuarta parte de la mayor capacidad resistente de la sección en la cara de los apoyos, es decir a todo lo largo del miembro en los lechos tanto superior como inferior debe haber por lo menos 25 % del acero mayor en la cara de los apoyos.
- La disposición de las barras longitudinales del miembro cumplirá con los requisitos de empalme y anclaje de la sección 18.2.3 y el artículo 12.4 de la Norma (1753:2006).

Nivel de Diseño 2

Cuando se esté diseñando vigas para un nivel de diseño 2 van a regir las mismas disposiciones que rigen en el nivel de diseño 3 salvo los siguientes cambios:

- En las caras de los apoyos, el acero de refuerzo del lecho inferior de la viga deberá ser tal que la capacidad para resistir momentos positivos sea por lo menos un tercio de la capacidad para resistir momentos negativos.

- En cualquier sección a lo largo del miembro, la capacidad resistente tanto para momento positivo como negativo, será por lo menos igual a la quinta parte de la respectiva capacidad resistente de la sección en la cara del apoyo, debiendo adoptarse a estos efectos aquel extremo del miembro que demande la mayor capacidad resistente.

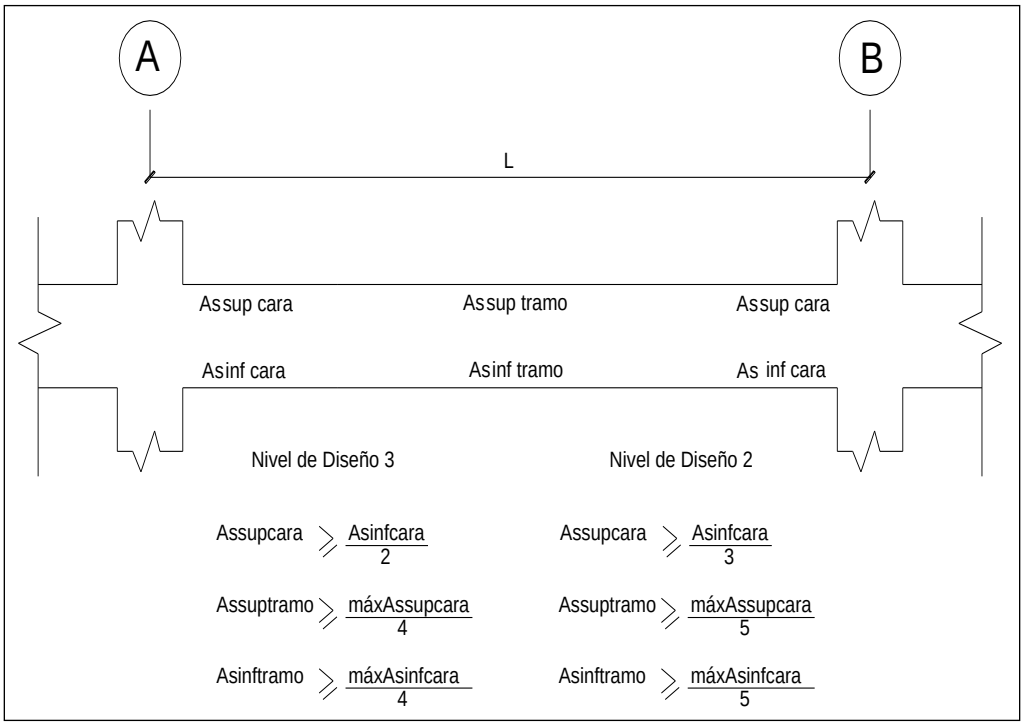


Figura 2.94: Representación gráfica de los requerimientos de acero longitudinal en las vigas.

Fuente: "Planificación Análisis y Diseño de Edificios Aporticados en Concreto Armado".Ing. Faizal Mohtar (Junio 1987)

- Requerimientos mínimos en vigas para el detallado de refuerzo transversal de confinamiento en nivel de diseño 2 y 3

Debe garantizarse el confinamiento de la porción comprendida entre la cara del apoyo y una distancia igual a 2h en ambos extremos de la viga, asimismo la norma recomienda confinar toda zona en que se considere probable que ocurra cedencia por flexión, sin embargo siempre se busca que estas zonas sean precisamente en las debido

a que así la capacidad de disipación de la estructura es mayor que si se forman en las columnas.

La separación máxima de los estribos en las zonas de confinamiento no deberá en ningún caso exceder el más pequeño de los siguientes valores:

- d/4
- 8 veces el diámetro de la barra longitudinal más delgada.
- 24 veces el diámetro del estribo
- 30cm

Fuera de la zona de confinamiento de la viga deberá cumplirse una separación entre estribos no mayor de d/2.

Estos requerimientos de separación mínima deberán cumplirse a menos que la separación por requerimientos de cálculo resulte más exigente. Es importante advertir que el primer estribo cerrado en la zona de confinamiento de la viga debe estar a una distancia menor o igual a 5 cm. desde la cara de la columna donde esta empotrada la viga.

4.2.1.1.2 DISEÑO POR CORTE DEL REFUERZO TRANSVERSAL EN LA VIGA

Nivel de Diseño 3

La fuerza por corte para el diseño del refuerzo transversal se calculara de la siguiente manera:

$$V_e = V_{hp} \pm V_o = \frac{\left(M_{pr}^{\pm}\right)i + \left(M_{pr}^{\mp}\right)j}{L_n} \pm \frac{q_u L_n}{2}$$

M_{pr} = Momento resistente máximo probable en los extremos del miembro, suponiendo la resistencia a la cedencia las barras longitudinales no menor a 1,25Fy y el factor de minoración de resistencia ø=1

L_n = Luz libre en el vano.

q_u = 1,2CP + γCV

Para determinar la resistencia teórica del corte del concreto $V_{c,}$ debemos en primer lugar verificar cuanto es el valor de la fuerza axial mayorada incluyendo el esfuerzo del sismo en la viga

Cuando este valor es mayor a 0,05Af'c:

$$Vc = 0{,}53\sqrt{f'c}\,b_w d$$

De acuerdo a lo expuesto en la tabla 11,3 (1753:2006)

Si la carga axial resulta menor a 0,05Af'c:

$$V_c = 0$$

Nivel de Diseño 2

La fuerza cortante para la cual se va a calcular el acero de refuerzo transversal en nivel de diseño 2 se tomará según lo siguiente:

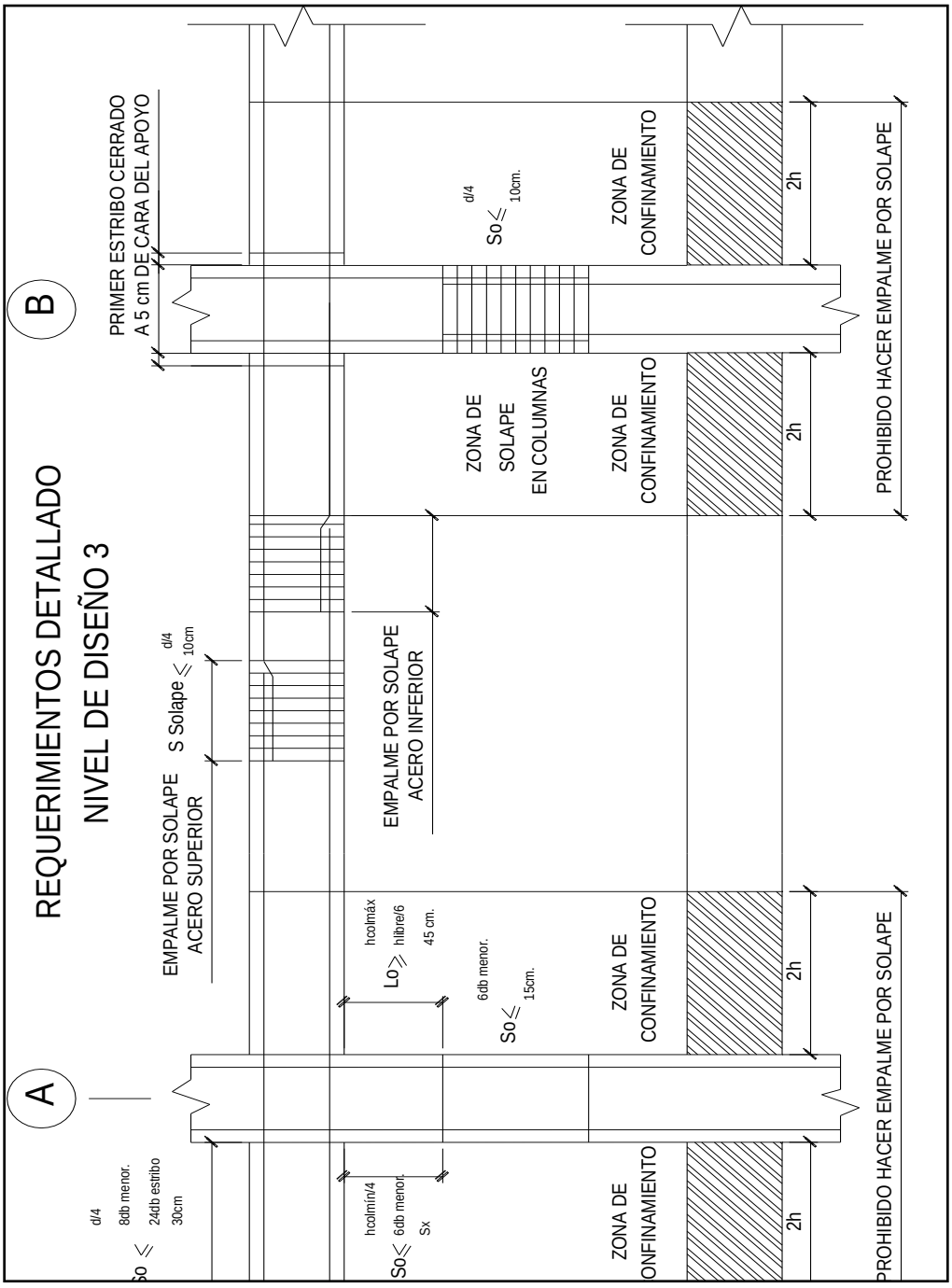
$$V_e = V_{hp} \pm V_o = \frac{\left(M_n^{\pm}\right)i + \left(M_n^{\mp}\right)j}{L_n} \pm \frac{q_u L_n}{2}$$

Dónde:

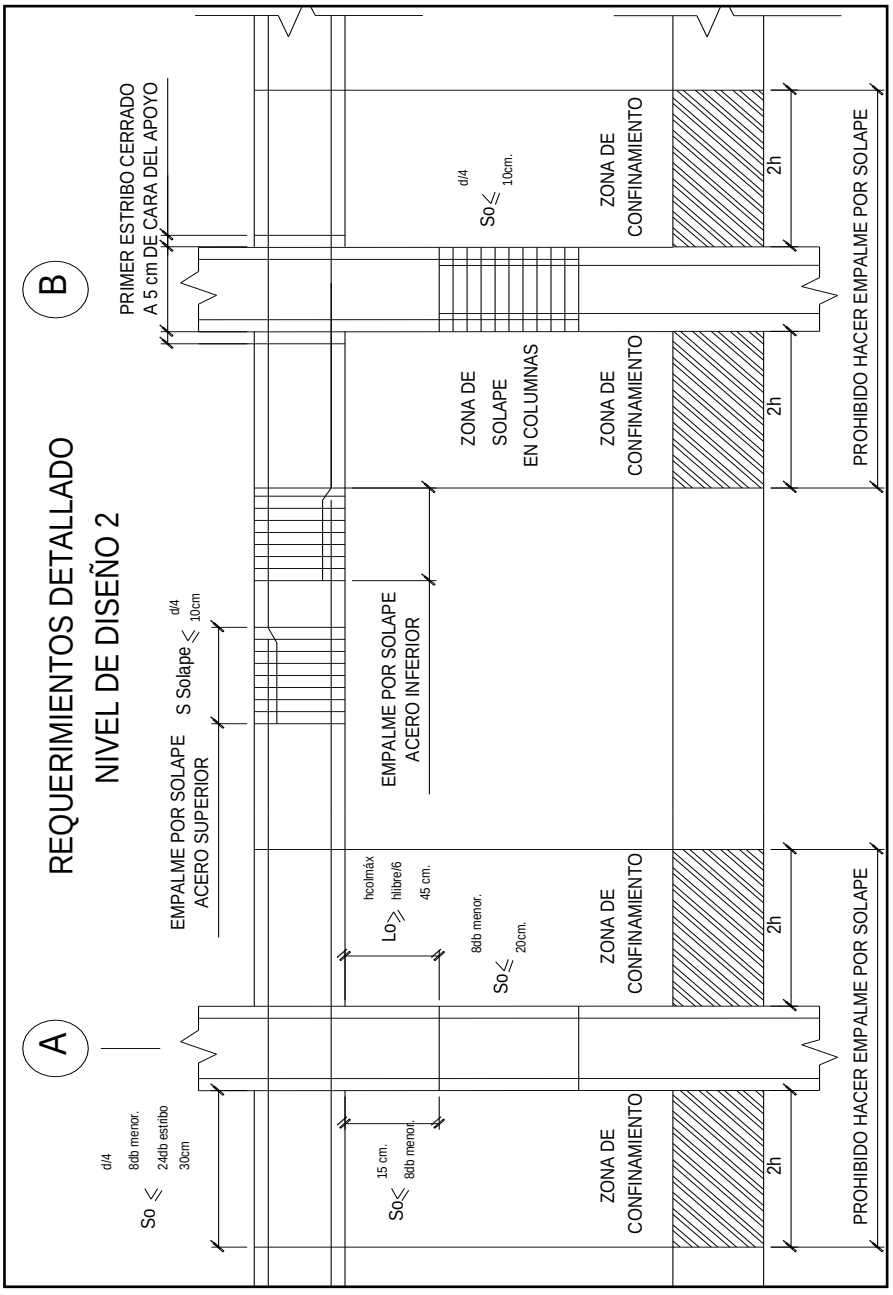
M_n = Resistencia teórica a flexión en la sección, suponiendo la resistencia a la cedencia las barras longitudinales no menor a Fy y el factor de minoración de resistencia ø=1.

L_n = Luz libre en el vano.

q_u = 1,2CP + γCV



Fuente:
ESTUDIO Y APLICACIÓN DE UNA METODOLOGÍA PARA LA PLANIFICACIÓN, ANÁLISIS Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS APORTICADAS DE CONCRETO ARMADO DE ACUERDO A LAS NUEVAS NORMATIVAS COVENIN
Barros & Parra (2005)



Fuente: ESTUDIO Y APLICACIÓN DE UNA METODOLOGÍA PARA LA PLANIFICACIÓN, ANÁLISIS Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS APORTICADAS DE CONCRETO ARMADO DE ACUERDO A LAS NUEVAS NORMATIVAS COVENIN
Barros & Parra (2005)

4.2.1.2 DISEÑO DE COLUMNAS

4.2.1.2.1 ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL

Nivel de Diseño 2 y 3

El acero de refuerzo longitudinal debe determinarse utilizando las solicitaciones que resulten más desfavorables luego de la combinación de carga axial y momentos mayorados, sin embargo en ningún caso la cuantía Geométrica del acero deberá dar fuera de los límites siguientes.

$$0{,}01 \leq \rho \leq 0{,}06 \quad \text{Siendo} \quad \rho = \frac{A_s}{A_c}$$

Cumplir con esta restricción además de fijar el acero mínimo que debe tener la columna garantiza que la misma se mantenga con un comportamiento dúctil durante al ser solicitada durante la vida útil de la estructura.

Muchos ingenieros consideran al mismo tiempo excesiva una cuantía de acero del 6%, y buscan limitar esta en sus diseños a valores entre el 1 y el 3%, obviamente basados en su experiencia, y en los problemas que se producen en la realidad para distribuir el acero en la sección, problemas de vibrado del concreto y de separaciones mínimas entre cabillas entre otros.

4.2.1.2.2 DISEÑO POR CORTANTE

Nivel de Diseño 3

Para que una columna cumpla con los criterios y pueda desarrollar la ductilidad apropiada se debe cumplir con lo siguiente:

Longitud de Confinamiento L_o

La zona de confinamiento en la cual se debe ser más exigente con el refuerzo transversal debido a que las mismas son más susceptibles a sufrir por acciones sísmicas se

determina como la mayor longitud de las siguientes:

- Mayor dimensión de la sección transversal del miembro.
- 1/6 de la altura libre del miembro.
- 45cm

Separación máxima entre estribos

En esta zona de confinamiento la separación entre los estribos esta limitada como sigue:

- Una cuarta parte de la menor dimensión del miembro.
- Seis veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro.
- El valor Sx, definido por:

$$S_x = 10 + \frac{35 - h_x}{3} \quad \text{Siendo} \quad 10 \le S_x \le 15 \quad \text{medido en cm.}$$

Separación máxima fuera de la zona de confinamiento

La separación de los estribos fuera zona de confinamiento es menos exigente y se rige por lo siguiente:

- 6 veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro.
- 15cm.

Cuando se utilicen zunchos o espirales como acero de refuerzo transversal, la separación máxima será 7,5cm y la mínima 2,5cm

Los estribos que forman parte del acero transversal por corte deben armarse cerrando los ganchos y metiendo los mismos hacia el núcleo de la columna, esta práctica es de vital importancia para que los mismos puedan actuar de manera apropiada sobre todo en el momento que ocurra un evento sísmico. Cuando no se cierran los estribos se puede decir que realmente no van a realizar su tarea de confinar el núcleo de concreto de la columna debido a que cuando la misma este siendo sometida a un sismo severo lo primero que se va a perder es el recubrimiento y al perderse recubrimiento en una

columna el estribo que no está cerrado simplemente se abren perdiendo todo su efecto, mientras que si se encuentran cerrados seguirán trabajando incluso luego de perder la capa exterior, lo cual es exactamente lo que se busca.

Nivel de Diseño 2

Longitud de Confinamiento L_o

En el nivel de diseño 2 se seguirán los mismos criterios expuestos para nivel de diseño 3 para determinar la longitud de confinamiento.

Separación máxima entre estribos dentro de longitud de confinamiento

- 15 centímetros.
- 8 veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro.

Separación máxima fuera de la zona de confinamiento

- 8 veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro.
- 20 centímetros.

Requerimiento Mínimo de Ligadura

Una vez que se cumple con los requerimientos de distribución del acero de refuerzo transversal debemos cumplir con una última revisión de la cuantía volumétrica de las ligaduras cerradas, está verificación debe hacerse tanto para un nivel de diseño 2 como para el nivel de diseño 3.

El área requerida de la sección transversal total de la ligadura no será ser menor que ninguno de los siguientes valores:

$$A_{sh} = 0{,}3\frac{sh_c\, f'c}{Fy}\left(\frac{A}{A_{ch}} - 1\right)$$

$$A_{sh} = 0{,}09\frac{sh_c\, f'c}{Fy}$$

Donde:

A_{ch} = Area de la sección de concreto que se encuentra cerrada por el estribo, es decir del núcleo de la columna (cm^2).

A = Area total de la sección de concreto (cm^2).

s = separación del refuerzo transversal por corte (cm).

A_{sh} = área requerida de la sección transversa total de ligadura (cm^2).

h_c = Mayor dimensión transversal del núcleo de la columna medida centro a centro de ligadura (cm).

Fy = Resistencia cedente del acero de refuerzo transversal (Kg/cm^2)

f'c = Resistencia nominal a compresión del concreto (Kg/cm^2).

Si no se cumple que el área total de acero sea inferior a este valor especificado, las alternativas que se tienen son disminuir la separación entre estribos, o en su defecto si con esto no se logra superar el problema se puede proceder a aumentar el diámetro de los estribos a emplear.

4.2.1.2.3 OBTENCION DE FUERZA CORTANTE

Nivel de diseño 3

A diferencia de lo que se hace para el cálculo del acero de refuerzo longitudinal, el cortante de diseño no va a obtenerse mediante la combinación de las diferentes acciones sobre la estructura, sino que este cortante debe obtenerse de los momentos reales que pueda desarrollar la sección de la columna, es claro que por lo general la distribución de acero en los elementos es un poco mayor que lo requerido, es por ello que las secciones al desarrollar momentos mayores, obviamente generarán cortes más grandes es por esto

que la norma fija un procedimiento en el artículo 18.4.6, según lo cual deben calcularse dos valores principales de cortante V_{e1} y V_{e2} con las siguientes ecuaciones:

$$V_{e1} = \frac{\left(M_{prc}^{\sup}\right) + \left(M_{prc}^{\inf}\right)}{h_n}$$

Donde:

M_{prc} = momento máximo probable que puede soportar la columna obtenidos mediante el diagrama de interacción de la columna construido para una tensión de cedencia igual a 1,25Fy y con un factor de minoración ø=1.

h_n = altura libre de la columna.

$$V_{e2} = \frac{SM_{prc}^{\sup} FD^{\sup} + SM_{prc}^{\inf} FD^{\inf}}{Ln}$$

Donde:

$$SM_{prc}^{\sup} = M_{prv_{der}}^{\sup} + M_{prv_{izq}}^{\sup}$$

$$SM_{prc}^{\inf} = M_{prv_{der}}^{\inf} + M_{prv_{izq}}^{\inf}$$

Con los resultados de aplicación de las 2 ecuaciones anteriores podemos obtener el V_{ec} de diseño según el siguiente criterio normativo:

$V_{ec} = V_{e2}$ si V_{e1} es mayor a V_{e2}

$V_{ec} = V_{e1}$ si V_{e1} menor o igual a V_{e2}

Como podemos ver la normativa permite que se utilice cualquiera de los 2 procedimientos anteriores para obtener las fuerzas cortantes de diseño, ya que luego de determinar ambas recomienda usar la menor así que el ingeniero una vez adquiere experiencia puede decidir con cual trabajar, un criterio por lo general conservador es aplicar la primera ecuación recomendada en la normativa.

Nivel de Diseño 2

$$V_{e1} = \frac{\left(M_{nc}^{\sup}\right) + \left(M_{nc}^{\inf}\right)}{h_n}$$

Donde:

M_{nc} = momento máximo probable que puede soportar la columna obtenidos mediante el diagrama de interacción de la columna construido para un esfuerzo de cedencia igual a Fy y con un factor de minoración ø=1.

h_n = altura libre de la columna.

$$V_{e2} = \frac{SM_{nc}^{\sup} FD^{\sup} + SM_{nc}^{\inf} FD^{\inf}}{Ln}$$

En la cual:

$$SM_{nc}^{\sup} = M_{nvder}^{\sup} + M_{nvizq}^{\sup}$$

$$SM_{nc}^{\inf} = M_{nvder}^{\inf} + M_{nvizq}^{\inf}$$

4.2.1.3 DISEÑO DE LOS NODOS VIGA-COLUMNA

El acero de refuerzo transversal calculado y detallado para la zona de confinamiento de la columna deberá colocarse dentro del nodo a menos que el mismo este confinado. En este caso, se permite reducir la cantidad del acero al 50% del exigido por el confinamiento de la columna, en una altura igual o menor a la altura de las vigas concurrentes y con una separación no mayor a 15 centímetros. Se considera el nodo confinado cuando concurren en él vigas en sus 4 lados.

Diseño de Anclajes

Anclajes con Ganchura estándar de 90 grados.

El acero de refuerzo longitudinal de la viga que termine en una columna se extenderá a la cara más lejana del núcleo confinado de esta y se anclará de acuerdo a lo

siguiente:

$$L_{dh} = \frac{0.06dbFy}{\sqrt{f'c}}$$

Dónde:

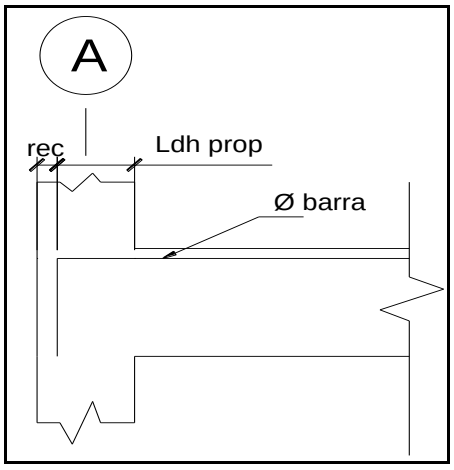
L_{dh} = Longitud de transferencia.

Fy = Resistencia a la Cedencia Kg/cm^2

f'c = Resistencia especificada del concreto en compresión Kg/cm^2

Además esta longitud de anclaje no debe ser menor que:

- 8 veces el diámetro de la barra que se está anclando
- 15 cm de longitud.



Fuente: ESTUDIO Y APLICACIÓN DE UNA METODOLOGÍA PARA LA PLANIFICACIÓN, ANÁLISIS Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS APORTICADAS DE CONCRETO ARMADO DE ACUERDO A LAS NUEVAS NORMATIVAS COVENIN
Barros & Parra (2005)

Anclaje Con barras rectas

Para barras sin ganchuras, cuyos diámetros no excedan al de la barra 11 ($1^{3/8}$") la longitud de anclaje será:`

- Por lo menos igual a 2.5 veces la longitud L_{dh} exigida para anclaje de barras con ganchura estándar, cuando el concreto vaciado por debajo de la barra es igual o superior a 30 cm., por lo general para el acero inferior de la viga.
- Por lo menos igual a 3.5 veces la longitud L_{dh} exigida para anclaje de barras con ganchura estándar cuando el espesor del concreto vaciado por debajo de la barra excede 30 cm., por lo general el acero superior de la viga

Cuando la barra puede anclarse en un núcleo confinado de forma recta se utiliza esta expresión, pero existen casos en los cuales no es posible anclarse en un núcleo confinado y nos vemos obligados a hacer la siguiente verificación:

Finalmente la longitud de anclaje a través del núcleo confinado de una columna será igual a:

$$L_{dm} = 1{,}6L_d - 0{,}6L_{dc}$$

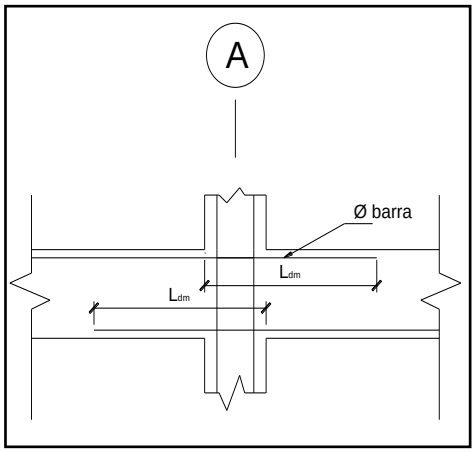
Dónde:

L_{dm} = Longitud de transferencia de tensiones requerida cuando la barra no está totalmente contenida en el núcleo confinado.

L_d = Longitud de anclaje requerida ($2{,}5L_{dh}$ o $3{,}2L_{dh}$)

L_{dc} = Longitud de transferencia de tensiones de la barra contenida en el núcleo confinado. (1753:2006 art 12.2.1.3 ec 12-6)

$$L_{dc} = \frac{0{,}075 d_b Fy}{\sqrt{f'c}} \geq 0.004 d_b Fy$$



Fuente: ESTUDIO Y APLICACIÓN DE UNA METODOLOGÍA PARA LA PLANIFICACIÓN,

ANÁLISIS Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS APORTICADAS DE CONCRETO ARMADO DE ACUERDO A LAS NUEVAS NORMATIVAS COVENIN
Barros & Parra (2005)

EMPALMES POR SOLAPE

Además de las especificaciones establecidas en el capítulo 12 de la Norma Venezolana COVENIN (1753:2006) los empalmes por Solape deberán cumplir con la sección 18.2.3 en la cual se especifica:

1. No se permitirán empalmes por solape en los siguientes casos:
   - Dentro de los nodos
   - En una distancia 2h medida desde la cara del apoyo.
   - En ninguna otra zona donde el análisis estructural indique que debido a las posibles incursiones de la estructura en el dominio no elástico de la respuesta, el acero de refuerzo por flexión alcance su tensión cedente.
2. En toda la longitud de Solape se colocará acero de refuerzo transversal formado por estribos cerrados, cuya separación no será mayor que d/4 o 10 cm.
3. En columnas sólo se permite solapar dentro del tercio central de la altura libre del miembro, deben quedar confinados por estribos cerrados separados a una distancia no mayor que d/4 o 10cm., en caso de utilizar zunchos, el paso del mismo no debe ser mayor a 7,5cm.

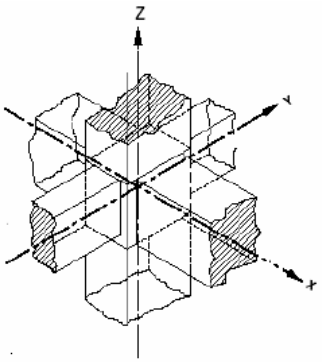
4.2.1.3.1 VERIFICACIÓN DEL ELEMENTO NODO EN DISEÑO DE ESTRUCTURAS SISMORRESISTENTES DE CONCRETO REFORZADO

El elemento nodo cumple un papel protagónico para lograr un buen diseño sismo resistente de las estructuras de concreto armado que utilizan una configuración de pórticos para resistir cargas laterales. Aunque para algunos es conocida esta importancia, aún se puede percibir alguna ignorancia por parte de profesionales de la ingeniería, que consideran que el nodo en concreto armado puede quedar estructuralmente resuelto en base a la nobleza del material o en base a garantizar vaciados monolíticos.

En estructuras porticadas de concreto reforzado, deben garantizar un cabal desempeño global en función de las solicitaciones a las que se encuentra sometida, es decir debe garantizar la continuidad para que exista una correcta distribución de las cargas, lo que es esencial, no se hace nada con un buen sistemas de fundaciones, columnas que se comporten adecuadamente, vigas que estén diseñadas cumpliendo todos los códigos, si al momento de un evento la falla se produce de forma inesperada por el elemento nodo.

El deterioro de la rigidez y resistencia del nodo, puede conducir a grandes desplazamientos de la estructura, así como impedir que se generen los mecanismos de disipación de energía esperados, poniendo en peligro la integridad de la estructura.

El nodo viga–columna puede definirse como el volumen de concreto resultante de la intersección de la columna con la viga de mayor altura que concurre a ella.



Clasificación de Los nodos Viga-Columna Fondonorma 1753:2006

Según requisitos de disipación de energía y acciones:

Los nodos Viga columna se Clasifican según el nivel de diseño en que se esté trabajando a saber ND1, ND2 o ND3.

Los nodos con ND1 unen miembros de estructuras ubicadas en zonas con bajo riesgo sísmico (acciones sísmicas esperadas de baja intensidad), por lo que en el diseño de éstos no se contemplan incursiones significativas de la deformación en el rango inelástico.

Los nodos con ND2 unen miembros de estructuras ubicadas en zonas con riesgo sísmico que podría considerarse intermedio, por lo que en el diseño de éstos se consideran requisitos que contemplen incursiones de la estructura en el rango de respuesta inelástico para cargas de moderada intensidad.

Los nodos con ND3 unen miembros de estructuras ubicadas en zonas de alto riesgo sísmico. En el diseño de este tipo de nodos se consideran requisitos especiales de ductilidad, que aseguren grandes disipaciones de energía cuando la estructura incursione en el rango inelástico.

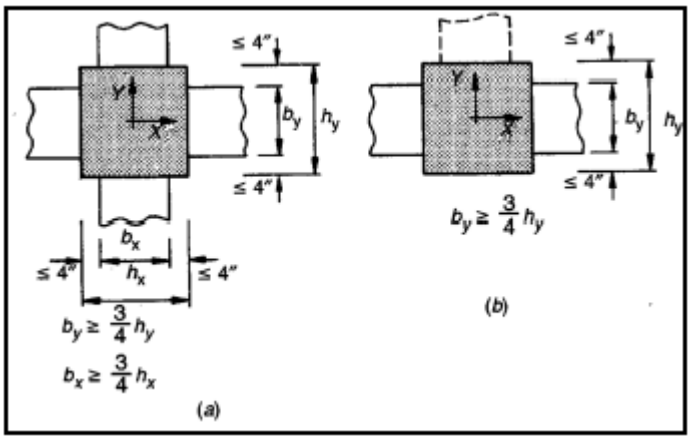
Es importante resaltar que la clasificación de los nodos viga – columna de acuerdo a estos criterios implica el cumplimiento de una serie de disposiciones normativas para que las estructuras sean capaces de resistir las acciones esperadas.

b) Según el grado de confinamiento.

Este factor toma en cuenta el confinamiento que puedan aportar al nodo los diferentes miembros que concurren a él. Estos miembros se denominan confinantes, siempre y cuando cumplan con la condición mínima a saber:

• Su anchura debe ser mayor o igual que ¾ partes de la anchura de la columna.

Algunas autores consideran que para considerarse confinante la distancia que sobresale de a cada lado de la viga no debería ser mayor a 10 cm.

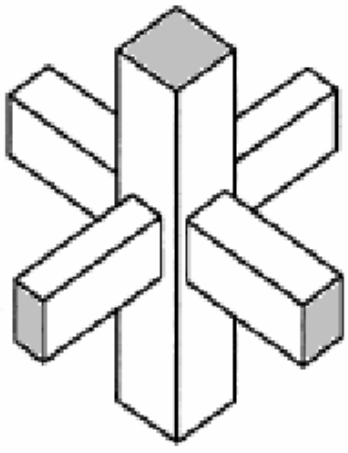


Un nodo se considera confinado en una dirección cuando a dos caras opuestas del mismo llegan miembros confinantes. Un nodo se considera confinado en las dos direcciones cuando a sus cuatro caras llegan miembros confinantes.

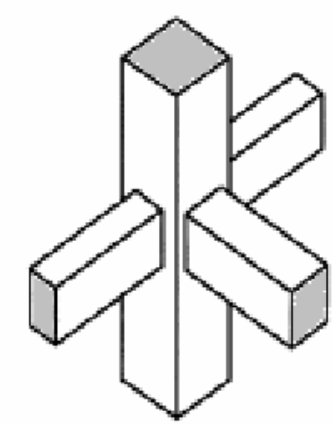
Tipos de Nodos que se presentan comúnmente:

Existe muchas particularidades en lo que respecta a nodos que pueden aparecer en las estructuras, mencionaremos los que comúnmente encontramos:

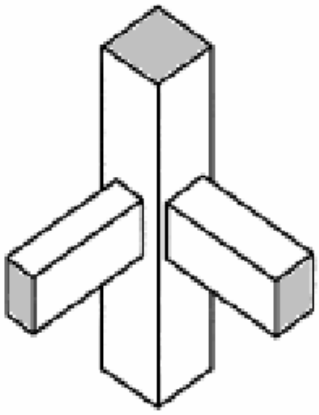
Nodos Centrales: Le llega viga en al menos 4 caras de la columna.



Nodos Laterales: Tiene vigas en al menos 3 caras de la columna.



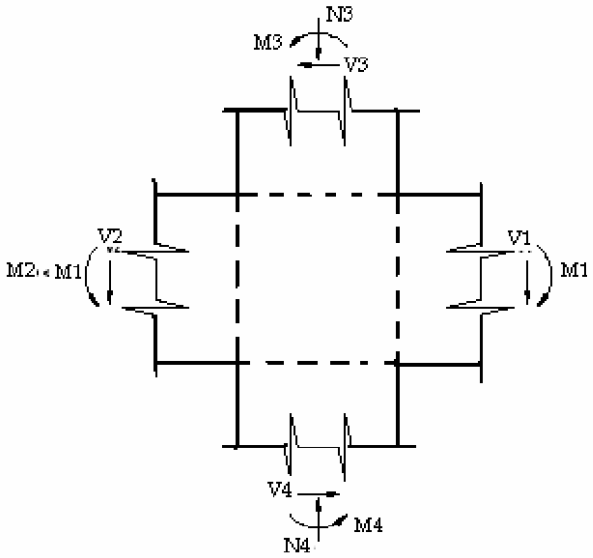
Nodos de Esquina: Tiene vigas en al menos 2 caras perpendiculares.

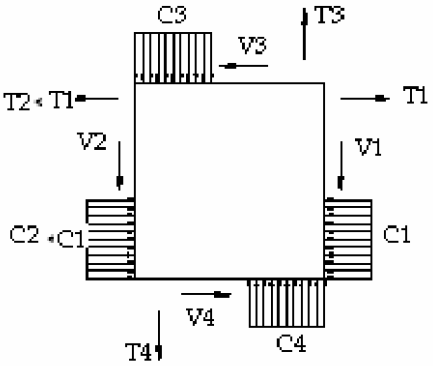


Es evidente que existen muchas otras configuraciones diferentes pero que escapan al alcance de este trabajo.

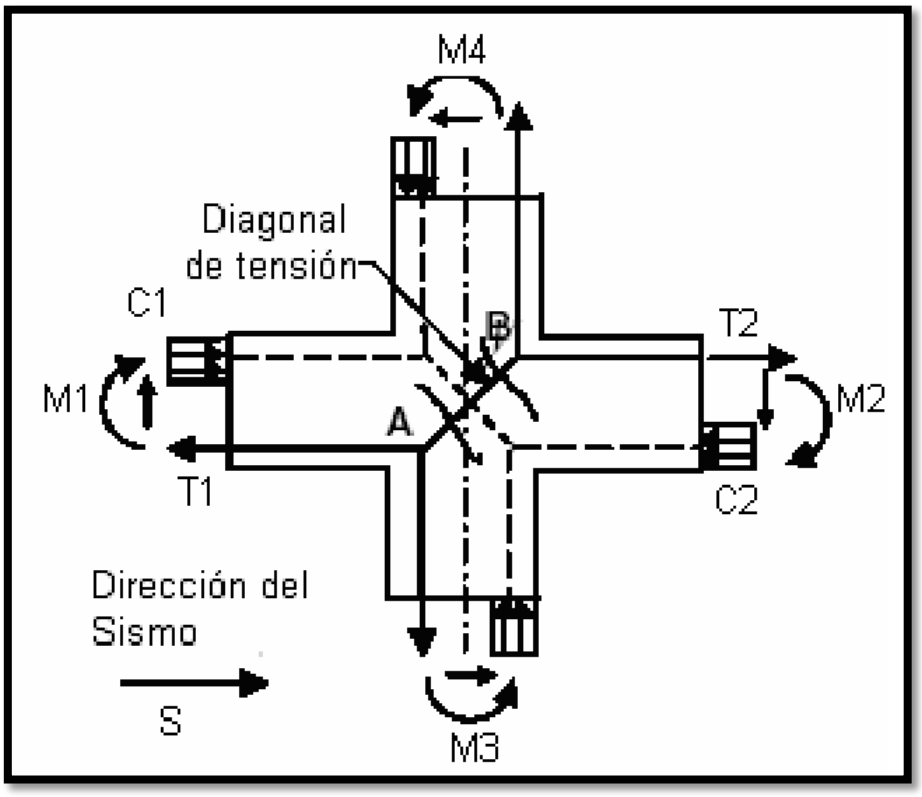
Fuerzas presentes en el Nodo:

Bajo Cargas Gravitacionales:

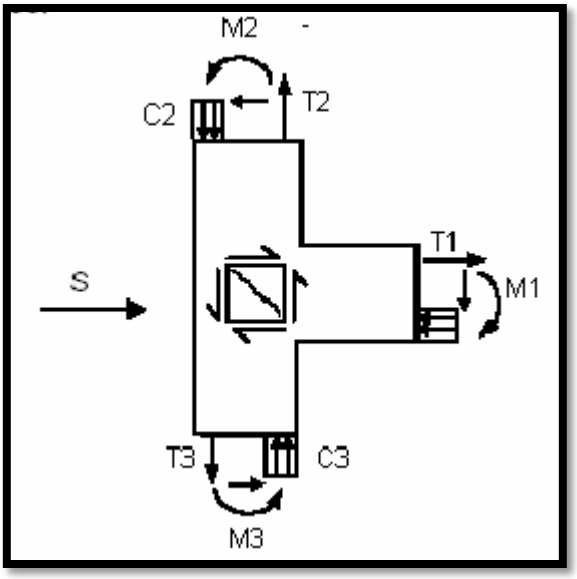




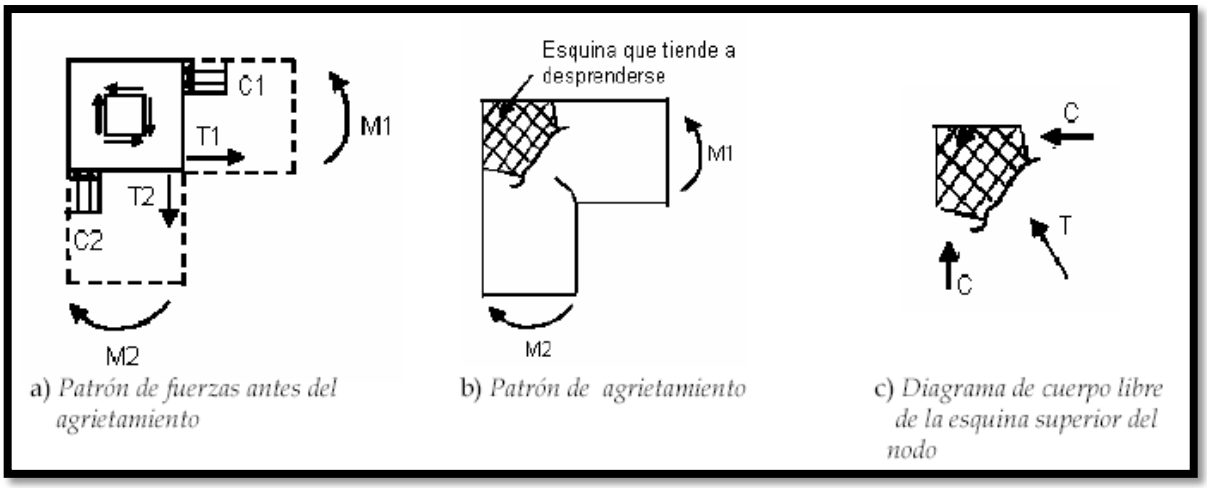
Bajo Cargas Sísmicas: Nodos Interiores



Nodos Exteriores:



Nodos de Esquina:



a) *Patrón de fuerzas antes del agrietamiento*

b) *Patrón de agrietamiento*

c) *Diagrama de cuerpo libre de la esquina superior del nodo*

4.2.1.3.2 OBJETIVOS DEL DISEÑO DE NODOS VIGA-COLUMNA:

Preservar la integridad del nodo: de esta manera las capacidades de deformación y resistencia de las vigas y columnas vinculadas a él puedan ser desarrolladas durante un evento sísmico.

Prevenir la degradación excesiva de la rigidez del nodo: bajo la acción carga sísmica minimiza el agrietamiento del concreto, y la pérdida de adherencia entre el concreto y el acero longitudinal de vigas y columnas.

Evitar la falla frágil por corte: el primer requisito puede cumplirse con un adecuado confinamiento del concreto del nodo. El segundo puede ser tratado con un adecuado anclaje o con suficiente longitud de transferencia de tensiones del acero de refuerzo longitudinal de las vigas y las columnas. El tercer requisito exige que el nodo tenga suficiente resistencia al corte para resistir la demanda de fuerzas cortantes impuestas por los miembros conectados. El desarrollo de rotaciones inelásticas en las caras del nodo de pórticos de concreto reforzado está asociado a deformaciones unitarias en el acero de refuerzo que exceden la resistencia cedente especificada.

4.2.1.3.3 CRITERIOS DEL DISEÑO DE NODOS VIGA-COLUMNA

1. La resistencia del nodo debe ser mayor que la resistencia máxima de las columnas y que las vigas que llegan a él. La capacidad a cortante de la conexión debe asegurar la fluencia en flexión de las vigas y columnas que llegan a ella, antes de alcanzar el fallo por cortante.
2. La capacidad de la columna no debe verse comprometida por la posible degradación dentro del nodo.
3. Durante sismos moderados, la respuesta de los nodos debe estar preferiblemente dentro del rango elástico.
4. Las deformaciones de los nodos, no deben contribuir al aumento excesivo de las derivas del entrepiso.

5. El detallado del nodo debe realizarse de manera tal que facilite el ensamblaje del refuerzo y la colocación del concreto.

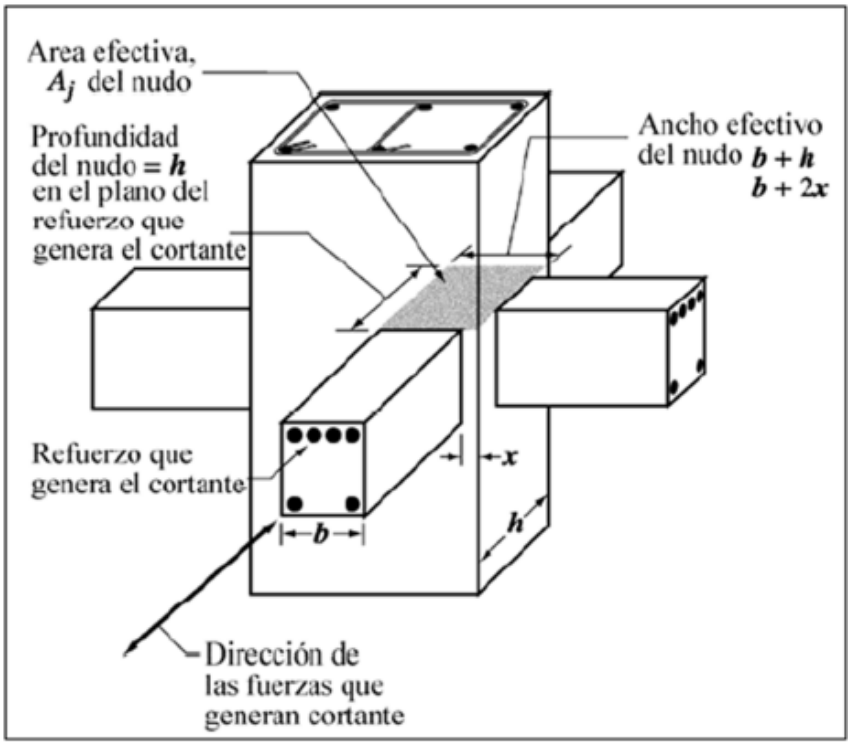
4.2.1.3.4 RECOMENDACIONES ADICIONALES DE TIPO PRÁCTICO

• Utilizar el mayor diámetro para el acero de refuerzo longitudinal en las vigas, que satisfaga, por supuesto, la demanda de resistencia y los requisitos de adherencia y anclaje dentro del nodo. Esta recomendación favorece la reducción de la congestión de los aceros concurrentes al nodo, lo que facilita la disposición para el vaciado del concreto desde un punto de vista constructivo.

• Debe utilizarse la mayor cantidad de acero longitudinal en las columnas que sea posible, también atendiendo a las demandas de adherencia y resistencia, y evitando el congestionamiento excesivo en el nodo. Se recomienda que se coloquen al menos tres barras por cara, separadas aproximadamente 20 cm.

• Procurar que la separación de las ligaduras sea la máxima permitida normativamente, igualmente para evitar el congestionamiento del refuerzo

• Alejar la rótula plástica de la cara del nodo cuando éste no pueda cumplir con los requisitos de corte establecidos en las Normas. De este modo, las tensiones de los refuerzos en el nodo no alcanzan la tensión cedente, disminuyéndose así el corte actuante y propiciando un comportamiento elástico en el nodo.



ANEXO 1753:2006

4.2.1.3.5 PROCEDIMIENTO DE VERIFICACIONES DEL NODO POR CORTE:

1.- Verificar la resistencia de diseño del concreto a compresión sea mayor o igual a 210 $\frac{Kg}{cm^2}$ para agregado normales, y que la resistencia especificada no exceda 300 $\frac{Kg}{cm^2}$ para concreto con agregados livianos de acuerdo a los artículos 18.2.1 y 5.2.1 Fondonorma 1753-2006

2.- Identificar el tipo de Nodo que se está estudiando para poder definir el grado de confinamiento del mismo, obteniendo la ecuación normativa para determinación de cortante resistente del nodo. Se procede a determinar el área horizontal efectiva en

ambas direcciones de estudio.

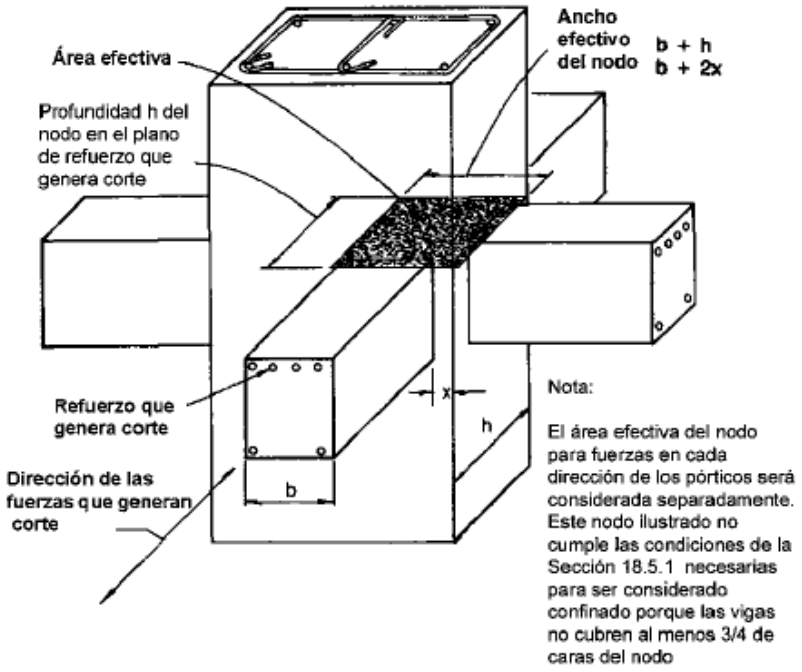


Figura H-18.5.2 Área efectiva del nodo

El área horizontal efectiva según norma:

$$Aj = bj.hj$$

Donde:

hj= Dimensión de la columna paralela a la dirección de las vigas en estudio.

bj= En vigas más anchas que la columna, siempre y cuando cumplan con las condiciones normativas, se tomará como el ancho de la columna.

En vigas menores se tomará el menor de los siguientes:

bj1= anchura menor de la viga mas la profundidad del nodo (b+h).

bj2= anchura menor de la viga mas la menor distancia desde la viga a la cara de la columna (b+2x).

NOTA: En ningún caso será mayor que el ancho de la columna.

Para el cálculo de la resistencia a corte del nodo tenemos:

$Vc = 5.3\sqrt{f´c}Aj$ Para nodos confinados.

$Vc = 4.0\sqrt{f´c}Aj$ Para nodos conectados por 2 o 3 miembros confinantes.

$Vc = 3.2\sqrt{f´c}Aj$ Para otros casos.

Una vez clasificado y con la información de material y area horizontal efectiva podemos calcularlo, esto se realizara para 2 direcciones perpendiculares de estudio.

3.- Se deben obtener los valores de Momentos máximos probables en las vigas que llegan al nodo en la dirección de estudio, utilizando un factor de mayoración para el punto de cedencia para el acero longitudinal de 1.25 Fy y un factor de minoración Ø=1.00. Cabe recordar que se verifican 2 casos, para acero inferior cara izquierda con acero superior cara derecha y para acero superior cara izquierda con acero superior cara derecha.

$$Mpr = \emptyset As \propto Fy\, d(1 - 0.59W)$$

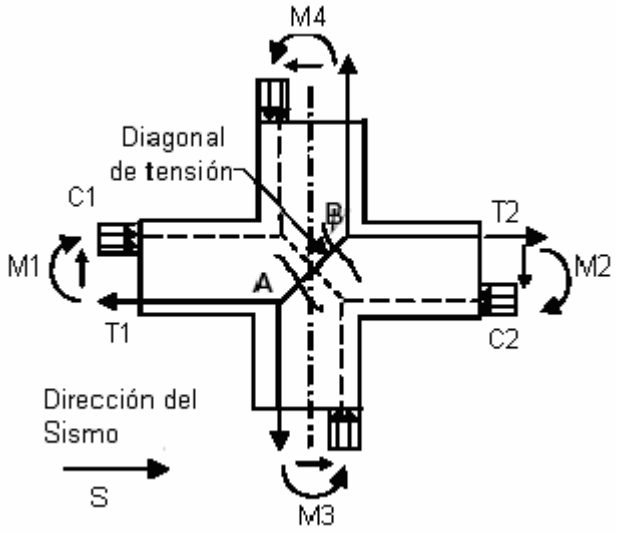
$$W = \frac{As}{b.d}\frac{fy}{f´c}$$

Para el momento máximo probable $\emptyset = 1\ y\ \propto = 1.25$

4.- Se determina el corte inducido en la columna por los momentos máximos probables que actúan en el nodo. El corte inducido es la sumatoria de momentos máximos probables entre la altura de entrepiso.

$$Vcol1 = \frac{(Mpr\ \sup izq)+(Mpr\ \inf der)}{Altura\ Entrepiso} \quad Vcol2 = \frac{(Mpr\ \inf izq)+(Mpr\ \sup der)}{Altura\ Entrepiso}$$

5.- Se determina la tensión máxima que se transmite al nodo debido al acero longitudinal de las vigas. Como el producto del área de acero realmente distribuido multiplicado por fy mayorado en un 25%. Se tomara para ambas direcciones del sismo manejando la más desfavorable. Igualando T1 con C1 y T2 con C2 por equilibrio del nodo.



$$T = As\,prop\,.\propto.fy$$

6.- El cortante actuante será la suma de tensión más compresión en el nodo, menos el cortante inducido en columna.

$$Vact1 = T1 + C2 - Vcol$$

$$Vact2 = T2 + C1 - Vcol$$

7.- Se compara la resistencia a corte del nodo, utilizando un factor de minoración de Ø=0.85 de acuerdo a lo indicado en la Tabla 9.4 Fondonorma 1753-2006.

8.- Se verifica que se cumple ØVc≥Vact.

Si la respuesta es SI, entonces el nodo cumple, si la respuesta es NO, se debe modificar el nodo para cumplir con los requisitos normativos.

4.2.1.3.6 PROCEDIMIENTO DE VERIFICACIONES DEL NODO FLEXION:

Nivel de Diseño 3

En un sistema estructural porticado, las columnas son parte fundamental para un tener un buen comportamiento estructural. Las columnas deben tener la rigidez suficiente

para controlar los desplazamientos, pero también deben poseer una resistencia apropiada, para trabajar de manera correcta baja las acciones de carga.

La resistencia a flexión de las columnas con respecto a las vigas es sumamente importante, porque si en una estructura permitimos que existan vigas más resistentes que las columnas, está limitando la capacidad de disipación de energía del sistema, pues en algún momento crítico las rotulas plásticas se formarían en las columnas y no en las vigas lo cual es perjudicial

Para evitar este tipo de comportamiento la Norma (1753:2006) en su artículo 18.4.3 obliga a cumplir con lo siguiente:

$$\sum M_c \geq 1{,}20 \sum M_v$$

Donde:

M_c = Sumatoria momentos correspondientes a la resistencia a flexión teórica de las columnas en la caras del nodo que se conectan a él. Obtenido del diagrama de interacción para calculado para la carga axial última que genere la menor resistencia a flexión, es decir no es el momento de diseño a flexión de la sección, esta condición hace que sea mucho más exigente el planteamiento.

M_v = Sumatoria de momentos en la cara del nodo correspondiente a la resistencia a flexión teórica de la vigas que se conectan a él.

Como se puede notar la norma obliga a que la capacidad de resistencia a flexión de las columnas calculada para la fuerza axial más desfavorable sea un 20% mayor que la capacidad de resistencia a flexión de las vigas, es decir cuando en la vida útil de la estructura ocurran solicitaciones críticas, la columna será la sección más resistente por lo que si se forman rótulas plástica estás serán en la viga

Esta condición podrá obviarse cuando se trate de columnas que soportan directamente el techo, o columnas de estructuras de hasta 2 pisos. En estos casos las columnas concurrentes al nodo deben reforzarse en toda su altura, manteniendo la separación del acero de refuerzo transversal especificada en las secciones 18.4.5.1 y

18.4.5.4 de la normativa. (1753:2006).

El refuerzo longitudinal en las columnas debe proporcionar la resistencia a flexión y compresión necesaria para que las secciones en los extremos de las columnas permanezcan en su intervalo de comportamiento lineal, mientras que se forman articulaciones plásticas en los extremos de las vigas. Es por ello que se pide que las columnas sean capaces de resistir un momento superior en un 20%. Se puede observar en la figura la importancia que se presente este tipo de comportamiento, ya que si garantizamos una disipación e la energía más eficiente en la estructura la hacemos más segura ante eventos sísmicos severos.

Nivel de Diseño 2

Para el nivel de diseño 2, en el cual las exigencias del diseño no son tan grandes la normativa pide cumplir con lo siguiente:

$$\sum M_c \geq 1{,}00 \sum M_v$$

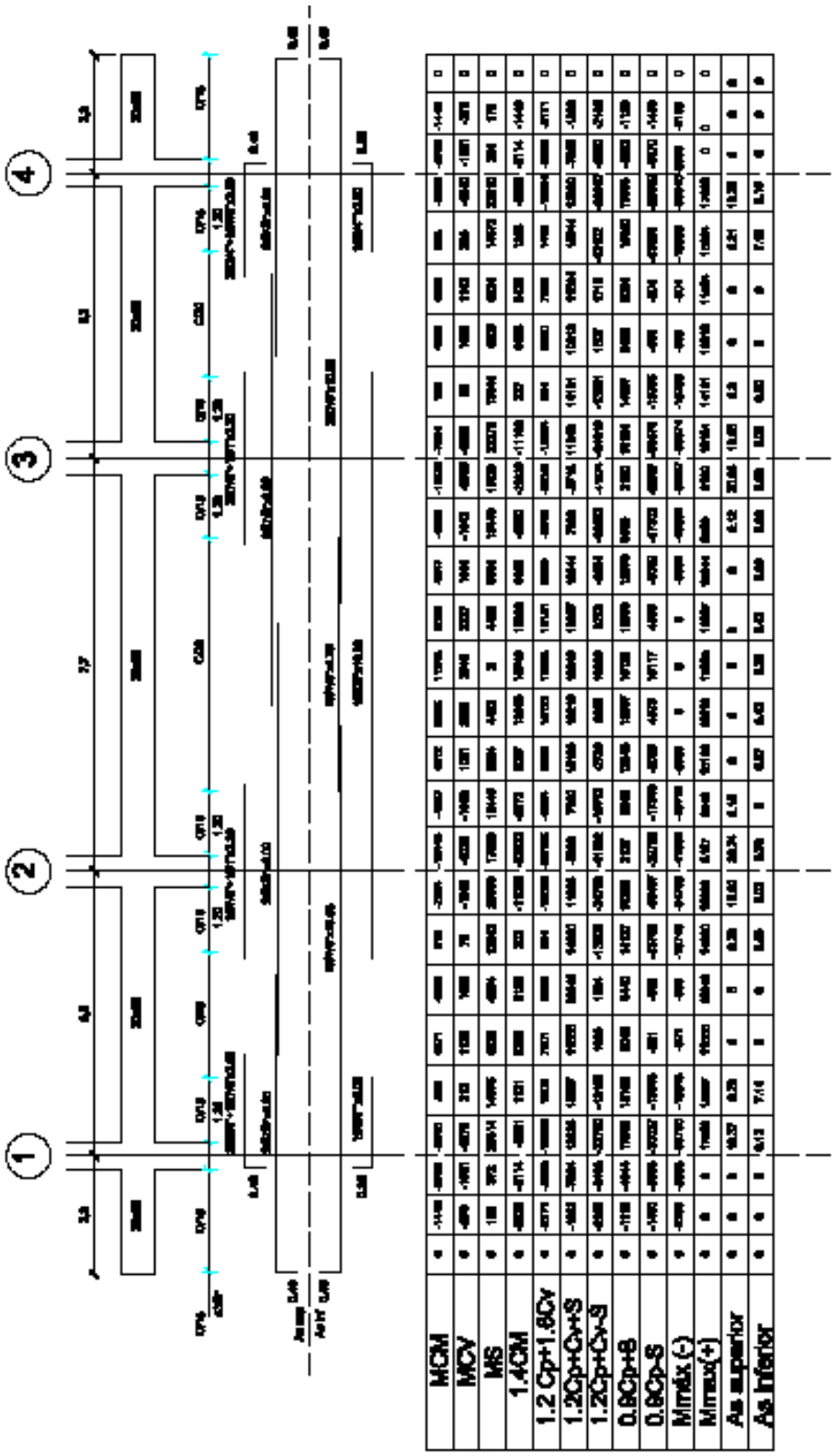
Puede apreciarse que para el nivel de diseño 2 aunque se pide realizar la verificación no se es tan estricto, las razones para hacer la misma no varían con respecto al nivel de diseñó 2 así como las excepciones que allí aplican

4.3 EJEMPLO PRÁCTICO DISEÑO DE LOS ELEMENTROS ESTRUCTURALES

4.3.1 DISEÑO DE ELEMENTO VIGA

Tomando como referencia la viga presentada, procederemos a especificar el procedimiento para diseño de la misma. Tomando en cuenta las siguientes condiciones.

Fy= 4200 Kg/cm2
F´c= 250 Kg/cm2
Base de la viga 30 cm
Altura de la viga 65 cm
Nivel de Diseño 3



Las solicitaciones obtenidas, en este caso las de momento flector, están asociadas al cálculo de una edificación, de la cual estamos separando únicamente un pórtico correspondiente al nivel uno de la misma.

Para la construcción de la envolvente de diseño, lo ideal es contar con el mayor número de puntos de estudio, con los cuales podríamos hacer un diseño más preciso, para efectos de espacio, se tomaron menos estaciones, sin embargo en un diseño se recomienda tener estaciones de diseño a cada 10 cm para cada elemento.

Obtenidas las solicitaciones actuantes sobre la viga se calculamos las solicitaciones de diseño provenientes de las combinaciones de carga propuesta en las normativas.

Tomando como ejemplo las Solicitaciones en la cara derecha del Apoyo número 1 de la viga

MCp = -6915 Kg-m

MCv = -1678 Kg-m

MS = 23814 Kg-m

U = 1,4Cp = 1,4(-6915)= -9681 Kg-m

U = 1,2Cp + 1,6Cv =1,2(-1678)+1,6(-6915) = -10983 Kg-m

U = 1,2Cp + Cv + S = 1,2(-6915)+(-1678)+(23814) 13838 Kg-m

U = 1,2Cp + Cv – S = 1,2(-6915)+(-1678)-(23814)= -33790 Kg-m

(Momento Negativo de Diseño)

U = 0,9Cp + S = 0,9(-6915)+(23814)= 17590 Kg-m

(Momento Negativo de Diseño)

U = 0,9Cp – S = -30037 Kg-m

De estas combinaciones obtenemos la más desfavorable, la cual debe ser la solicitación de diseño

Mu negativo = **-33790 Kg-m**

Mu positivo = **17590 Kg-m**

Vale la pena recordar que estamos utilizando para el diseño de esta edificación la combinación de diseño (RCSC), que plantea el sismo como la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados, sin embargo al recordar que los sismo actúan por direcciones principales, a esta viga sólo la afecta el sismo en la dirección del estudio por lo que :

$$Sismo\ (S) = \sqrt{(Sismo\ en\ x)^2 + (Sismo\ en\ y)^2}$$

Si el sismo en Y para esta condición se toma cero, el sismo actuante en la viga es el mismo para la dirección de estudio y que se obtuvo del cálculo matemático.

Una forma sencilla para calcular el acero de la viga es hacer un proceso iterativo asumiendo en principio que (d-a/2) = 0.9d

$$Mu = 0.9\left[Asfy\left(d - \frac{a}{2} \right) \right] \qquad a = \frac{Asfy}{.85 f'cb}$$

$$As = \frac{3379000}{0{,}9 * 4200 * 0{,}9 * 60} \; ; \quad As = 16{,}55cm^2 \; ; \quad a = \frac{16{,}55 * 4200}{0{,}85 * 250 * 30} = 10{,}9cm$$

Luego con el valor calculado de a obtengo una nueva área de acero

$$As = \frac{3379000}{0{,}9 * 4200 * \left(60 - \frac{10{,}9}{2} \right)} = 16{,}39cm^2$$

Hasta aquí ya se logra una buena aproximación si se quiere mayor precisión se sigue iterando

$$a = \frac{16{,}39 * 4200}{0{,}85 * 250 * 30} = 10{,}79cm$$

$$As = \frac{3379000}{0{,}9 * 4200 * \left(60 - \frac{10{,}79}{2}\right)} = 16{,}37 cm^2$$

Ya en este punto se alcanza suficiente exactitud debido a que se empieza a repetir el valor de área de acero, obviamente este método iterativo es una manera sencilla pero un poco laboriosa de obtener las áreas de acero el ingeniero debe buscar la manera que le sea más favorable.

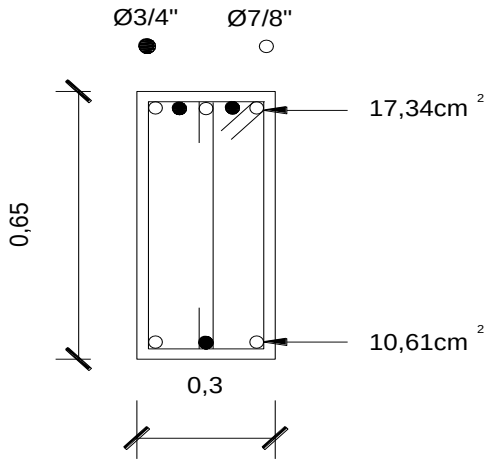
Verificamos que la falla se encuentre por debajo del 50% de la falla balanceada.

$$0.5\rho b = 0.5 * \frac{0.85 * 0.85 * 250}{4200} * \left(\frac{6300}{6300 + 4200}\right) = 0.0129 \geq \frac{16.37}{30 * 60} = 0{,}00909 OK!$$

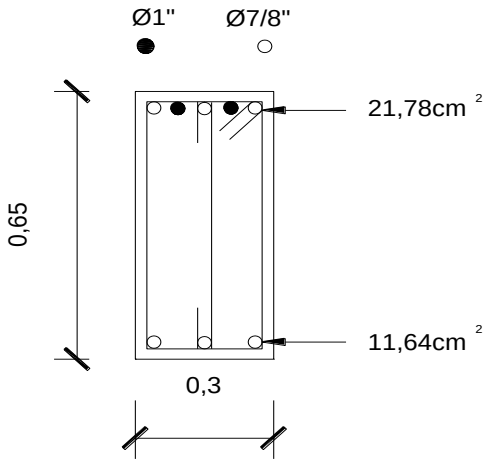
Siguiendo este mismo procedimiento se obtienen el acero necesario por resistencia en la viga, el número de secciones necesarias debe ser el mínimo para realizar un buen detallado, con la experiencia el ingeniero determina cuantas secciones son suficientes para él una medida común es tomar secciones a cada L/10, recordemos que a medida que se tenga un número mayor de secciones nuestro diseño puede ser mucho más preciso y económico.

Cumpliendo con las normativas para la disposición del acero Longitudinal en nivel de diseño 3 y tomando en cuenta aspectos importantes como ganchos empalmes y anclajes se realizó la siguiente distribución de acero, en la cual tenemos el acero realmente distribuido en la cara izquierda del apoyo numero 2

SECCION 1-1



SECCION 2-2



Apoyo 1:

$As^- = 17{,}34\ cm^2$

$As^+ = 10{,}61\ cm^2$

Apoyo 2:

$As^- = 21{,}78\ cm^2$

$As^+ = 11{,}64 cm^2$

Estos valores representan el acero realmente distribuido en los apoyos de las vigas, con ellos obtenemos el Momento máximo probable en la cara del apoyo:

Calculemos como ejemplo el momento máximo probable por acero superior en el apoyo 1

VERIFICACION ACERO CORRIDO

Proporcionar una buna distribución de acero corrido, es parte del desarrollo de un buen diseño estructural, para esto se debe cumplir con los criterios normativos, en primer lugar con el acero mínimo que especifica la norma para secciones de concreto armado, lo segundo es cumplir con los mínimos normativos según un nivel de diseño, y por último lo más importante es generar una buena distribución que cumpliendo con lo establecido en norma, represente un diseño fácil de construir y que aproveche los materiales de forma eficiente.

Para la viga en estudio verificamos acero mínimo:

$$Asmin = \frac{14}{Fy}(bxd)$$

Para la sección b= 30cm y d= 60cm con un Fy=4200 Kg/cm^2

$$Asmin = \frac{14}{4200}(30x60)$$

$$Asmin = 6cm^2$$

El acero corrido escogido para este pórtico es el de 2 cabillas diámetro 5/8", ya que con este acero cubrimos el acero mínimo requerido por norma, así como el acero en el tramo de forma adecuada, permitiendo además realizar diferentes combinaciones para que los refuerzos colocados en el tramo de la viga no sean desproporcionados.

Usualmente es recomendable que en la combinación de los refuerzos no se utilicen cabillas con más de un octavo de separación, notese que en nuestro diseño, estas cabillas de 7/8", sólo fueron combinadas en apoyos con cabillas de ¾" o de 1" cumpliendo con esta recomendación.

Verificaciones normativas para nivel de diseño 3:

Con el acero realmente distribuido estudiaremos el tramo 1-2 del portico:

ACERO SUPERIOR CARA DEL APOYO

$$As\ \sup\ cara\ del\ apoyo \geq \frac{As\ inf}{2}$$

Apoyo 1:

Cara Izquierda (Cumple)

$$7.76cm^2 \geq \frac{7.76}{2}cm^2$$

As superior= 2Ø7/8" = 7.76 cm^2

As inferior = 2Ø78" = 7.76 cm^2

Cara derecha (Cumple)

$$17.34cm^2 \geq \frac{10.61}{2} cm^2$$

As superior= 3Ø7/8" + 2Ø3/4" = 17.34 cm^2
As inferior = 2Ø78" + 1Ø3/4" =10.61 cm^2

Apoyo 2:

Cara Izquierda es igual a cara Derecha (Cumple)

$$21.78cm^2 \geq \frac{11.64}{2} cm^2$$

As superior= 3Ø7/8" +2Ø1"= 21.78 cm^2

As Inferior = 3Ø78" = 11.64 cm^2

Como podemos observar el tomar como base de acero corrido 2 cabilas de Ø7/8" ha sido posible realizar combinaciones con otras cabillas para reforzar de forma eficiente los apoyos.

ACERO SUPERIOR TRAMO DE VIGA

$$As \text{ superior } tramo \geq \frac{Maximo\ As\ superior\ cara\ apoyo}{4}$$

Acero Tramo 1-2 (Cumple)

Max As Superior= 3Ø7/8" +2Ø1"= 21.78 cm^2

$$7.76cm^2 \geq \frac{21.78}{4} cm^2$$

Vale la pena resaltar que el acero que se dispuso como acero corrido para este pórtico, logra cumplir con este requerimiento normativo sin necesidad de diseñar refuerzo adicional. Lo cual es un buen indicativo de que la propuesta es adecuada.

ACERO INFERIOR TRAMO DE VIGA

$$As \text{ inferior } tramo \geq \frac{Maximo\ As\ inferior\ cara\ apoyo}{4}$$

Acero Tramo 1-2 (Cumple)

Max As Inferior= 3Ø7/8" = 11.64 cm^2

$$7.76cm^2 \geq \frac{11.64}{4} cm^2$$

Vale la pena resaltar que el acero que se dispuso como acero corrido para este pórtico, logra cumplir con este requerimiento normativo sin necesidad de diseñar refuerzo adicional. Lo cual es un buen indicativo de que la propuesta es adecuada también para este aparte.

VERIFICACIÓN DE LA LONGITUD DE EMPALME ENTRE BARRAS

Para la verificación de los empalmes se cumple lo especificado en la ecuación 12-3 de la norma Venezolana 1753-2006.

Se preparó cuadro resumen para las condiciones de material propuestos en la mencionada norma, según la ecuación:

$$Ld = \left(\frac{0.192\ fy \propto \beta\ \lambda}{\sqrt{f'c}}\right) db$$

Donde:

Fy = Tensión de cedencia en el acero de refuerzo.

α β y λ Son factores de modificación propuestos es la tabla 12.2.1.b de la normativa Venezolana (1753:2006)

Diametro	Empalme Requerido (cm) para f´c=250 Kg/cm2 y Fy = 4200 Kg/cm2	
	Superior (cm)	Inferior (cm)
1/2"	67,36	51,82
5/8"	84,20	64,77
3/4"	101,04	77,73
7/8"	147,36	113,35
1"	168,41	129,54

Se debe verificar en todo proyecto que se cumple con las longitudes de transferencia requeridas.

ACERO TRANSVERSAL EN LA VIGA TRAMO 1-2

En primer lugar debemos determinar los momentos Máximos probables en la cara de los apoyos.

Para ello el factor de minoración ø = 1 y Fs = 1,25Fy.

Muy importante para calcular el momento máximo probable es la utilización del acero realmente distribuido, ya que muchas veces se pasa por alto que este momento flector es el máximo momento que puede a generar la sección si el acero de refuerzo entra en cedencia y si se da la sobreresistencia esperada para la cabilla, la cual se estima en un 25%, además el factor de minoración de ø =0,9 se lleva a uno, ya que ste es un factor de seguridad, más en este caso nos interesa cual podría ser el máximo valor de momento que podría generarse, debido a que con el calcularemos el cortante

hiperestático asociado a esa sección, estamos en presencia de un diseño por capacidad.

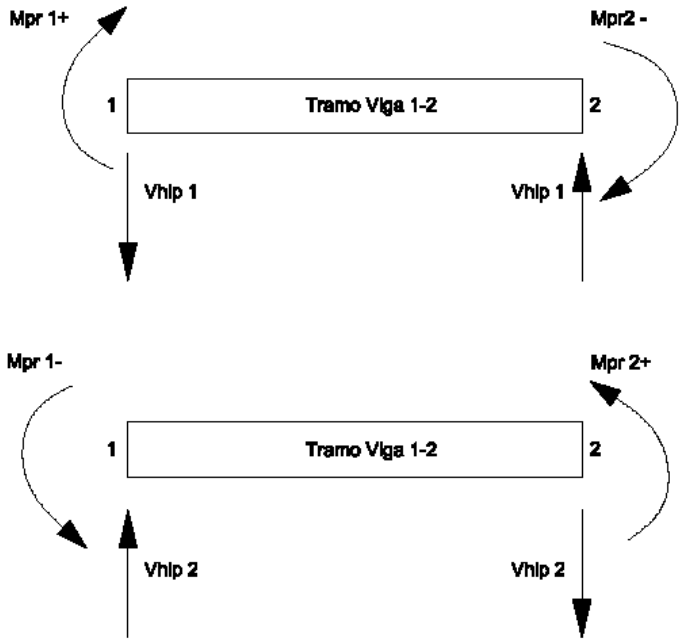
Esta definición es de las más importantes ya que tiende a olvidarse esto y se diseña muchas veces con las salidas de los programas que no pueden predecir cuál va a ser el acero que el diseñador distribuye, por otro lado veamos que en este caso el clocar más acero longitudinal, lejos de favorecer una sección, la hace más vulnerable a falla por corte, recordando que esta es una falla frágil que debemos evitar.

Siguiendo con el procedimiento obtendremos el valos de “a”

$$a = \frac{17.34 * 1{,}25 * 4200}{.85 * 250 * 30} = 14.28cm$$

Y con esto tenemos todos los parámetros para la obtención del momento máximo probable.

$$Mpr^{-}1 = 1 * \left[17.34 * 1{,}25 * 4200 \left(60 - \frac{14.28}{2} \right) \right] = 48121Kg - m$$



Siguiendo el mismo procedimiento calculamos el momento máximo probable para

cada uno:

$M_{pr}1^- = 48121$ Kg-m $M_{pr}2^{-=} 58352$ Kg-m

$M_{pr}1^+ = 30988$ Kg-m $M_{pr}2^+ = 33737$ Kg-m

Luego obtenemos el corte hiperestático para la sección como sigue:

$Vhip1 = (M_{pr}1^+ + M_{pr}2^-)/(\text{luz libre en el vano})$

$Vhip2 = (M_{pr}1^- + M_{pr}2^+)/(\text{luz libre en el vano})$

Se calculan estos 2 valores y se escoge el mayor entre ellos.

Recordemos que la luz libre para la viga es la distancia entre las caras de los apoyos que tenga la misma. Siendo la luz libre en el vano igual a 4,75m ya que las columnas tienen 0,55 metros de ancho y la luz entre ejes es de 5,3 metros.

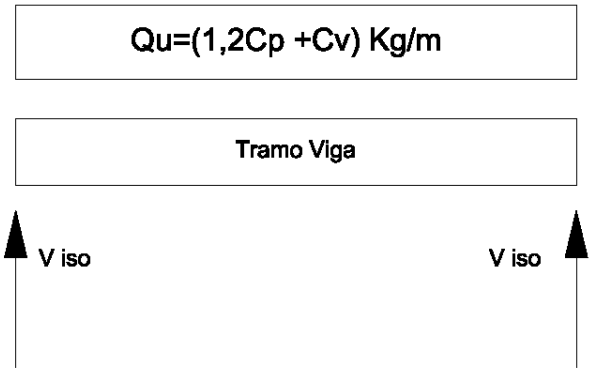
Se tiene que:

Vhip1 = 18808 Kg

Vhip 2 = 17233 Kg

Se escoge el mayor es decir el **Vhip1.**

El siguiente paso es determinar el corte isostático en la viga



V iso = (qu*Ln)/2

Donde Qu es igual a 1,2 Cp + Cv

De la reacción de la losa determinamos Cp y la Cv

En este caso la misma es:

Cp = 4851 kg/m

Cv = 1194 Kg/m

Por lo tanto al mayorar la carga podemos obtener el valor de qu ya mayorado.

Qu = 7015 kg/m

Ya en este punto se tienen todos los valores para calcular V iso

$$Viso = \frac{7015 * 4{,}75}{2} = 16651kg$$

El cortante para el cual se debe diseñar el cortante en el tramo es el corte que resulte de sumar el cortante hiperestático y el cortante isostático

V diseño = Vhip + Viso = 18808 +16661 = 35469 Kg.

Luego para obtener un buen diseño se debe cumplir lo siguiente:

$$\phi Vn \geq Vu \quad \text{Siendo} \quad Vn = Vc + Vs$$

Dónde:

Vu = Corte de diseño

Vc = Corte resistido por el concreto (como la carga axial de la viga es menor a 0,05 *Area*f´c, se considera un aporte de cortante del concreto igual a cero y se le pasa toda la responsabilidad para soporte corte al acero)

Vs = Corte Soportado por el acero

$$\frac{Vu}{\phi} = Vc + Vs \Rightarrow Vc + \frac{Avfyd}{S}$$

Al dividir toda la expresión entre bxd obtenemos

$$\frac{Vu}{\phi bd} = \frac{Vc}{bd} + \frac{Avfy}{Sb} \Rightarrow vu - vc = \frac{Avfy}{Sb}$$

Finalmente la Separación de Cálculo queda como sigue:

$$S = \frac{Av * fy}{b * (vu - vc)}$$

Considerando para este caso que el aporte de resistencia a corte del concreto será tomado como nulo, tenemos:

Si Av es el área del acero transversal.

$$vu = \frac{Vu}{\phi bd} \Rightarrow \frac{35469}{0{,}85 * 30 * 60} = 23{,}18 \frac{Kg}{cm^2}$$

$$vc = 0$$

$$vs = vu \Rightarrow 23{,}18 \frac{Kg}{cm^2}$$

Este valor no debe superar en ningún momento $2{,}1\sqrt{f'c} \Rightarrow 2{,}1\sqrt{250} = 33{,}20 \frac{Kg}{cm^2}$

23,18<33,20 OK!

Ahora calculamos la Separación entre estribos

Las barras del acero longitudinal deben estar separadas a una distancia no mayor de 35 cm. y estar arriostradas o al lado de una que esté arriostrada, es por ello que por la colocación del acero longitudinal el estribo va a tener 3 ramas, probemos en primer lugar con estribo de 3/8", siendo colocado el primer estribo por corte a 5 cm de la cara del apoyo según norma (1753:2006)

Av = 3*Aest = 3*0.71cm^2 = 2.13 cm^2

$$S = \frac{2{,}13 * 4200}{30 * (23{,}18)} = 12{,}86cm$$

El estribo se encuentra dentro de la zona de confinamiento por lo cual además debe cumplir con las siguientes exigencias:

Separación debe ser menor o igual a:

1. d/4=60/4 = 15cm
2. 8db más delgada = 8*2.22cm=17,76cm
3. 24 destribo = 24*0.95cm = 22.86
4. 30cm
5. **Separación de cálculo 12,86cm**

Es evidente que el estribo debe estar dentro de la zona de confinamiento separado a una distancia no mayor a 12,5cm, lo que equivale a 5 pulgadas que es una medición común en obra por lo que será sencillo dar las indicaciones por parte del ingeniero residente e inspector.

Estribos ø3/8"cada 12,5cm

Separación fuera de la Zona de confinamiento

1. d/2 = 60/2 = 30cm
2. **Separación de cálculo 12,86 cm**

Fuera de la zona de confinamiento deben colocarse los estribos separados cada 12,5 cm, con un razonamiento equivalente al utilizado en zonas confinadas.

Estribos ø3/8”cada 12,5cm

El corte hiperestático en la viga es constante a todo lo largo del vano, para efectos de seguridad también se puede considerar constante el corte isostático, por lo tanto la separación de cálculo no cambia.

4.3.2 DISEÑO DE ELEMENTO COLUMNA

El primer paso para el diseño de una columna es obtener las solicitaciones últimas de diseño, para ello deben combinarse las solicitaciones obtenidas del análisis estructural mediante los factores de la normativa vigente.

Estas combinaciones de diseño deben realizarse tanto con los momentos en la parte inferior de la columna como los momentos de la parte superior de la misma.

Dicha columna es cuadrada con dimensiones de 55x55 cm. Con un refuerzo de acero con Fy = 4200cKg/cm^2 y f’c = 250 Kg/cm^2.

Recordemos que la combinación de la carga para la acción sísmica que se escogió para el diseño de esta edificación fue RCSM, donde la acción sísmica sigue la siguiente premisa:

$$Sismo\ (S) = \sqrt{(Sismo\ en\ x)^2 + (Sismo\ en\ y)^2}$$

Siendo así tanto momento por sismo en X y en Y como la carga axial por sismo deberán ser combinadas para trabajar con un valor que sea producto de lo antes mencionado

Las solicitaciones tomadas del análisis de la columna arrojaron la siguiente información:

Superior	
Pcp	104535
Pcv	11349
Psismo	72000
Mcpx	1596
Mcvx	293
Mcpy	737
Mcvy	27
Msx	1000
Msy	810

Inferior	
Pcp	104535
Pcv	11349
Psismo	72000
Mcpx	-1107
Mcvx	-529
Mcpy	-208
Mcvy	-31
Msx	28547
Msy	25477

Una vez que se toma en cuenta el uso de RCSC Tenemos que:

Parte Superior de la Columna

$$Momento\ Sismo\ (MS) = \sqrt{(1000)^2 + (810)^2}$$

$$Carga\ Axial\ Sismo\ (S) = \sqrt{(72000)^2 + (72000)^2}$$

MS= 1287 Kg-m

PS= 101823 Kg

Parte Inferior de la Columna

$$Momento\ Sismo\ (MS) = \sqrt{(28547)^2 + (25477)^2}$$

$$Carga\ Axial\ Sismo\ (S) = \sqrt{(72000)^2 + (72000)^2}$$

MS= 38262 Kg-m

PS= 101823 Kg

La carga Axial (P) se encuentra en Kg y los Momentos (M) en Kg-m

Obtenemos el cuadro resumen:

Superior Columna	
Pcp	104535
Pcv	11349
Psismo	101823
Mcpx	1596
Mcvx	293
Mcpy	737
Mcvy	27
MS	1287

Inferior Columna	
Pcp	104535
Pcv	11349
Psismo	101823
Mcpx	-1107
Mcvx	-529
Mcpy	-208
Mcvy	-31
MS	38262

Aplicando las combinaciones de carga conocidas obtenemos que:

Zona superior de la Columna		
	Pu	Mu
1.4Cp	146349	3266,2
1.2Cp +1.6Cv	143600,4	3311,6
1.2 Cp + Cv + S	238614	4406,6
1.2 Cp + Cv - S	34968	1690,6
0.9Cp + S	195904,5	3386,7
0.9Cp - S	-7741,5	812,7

Zona inferior de la Columna		
	Pu	Mux
1.4Cp	146349	-1841
1.2Cp +1.6Cv	143600,4	-2474
1.2 Cp + Cv + S	238614	36124
1.2 Cp + Cv - S	34968	-40400
0.9Cp + S	195904,5	3386,7
0.9Cp - S	-7741,5	-39445,5

Se trabaja directamente con un momento equivalente en el cual se suman las acciones de sismo en X y sismo en Y combinadas con el criterio de RCSC directamente:

Para determinar la combinación más desfavorable entre carga axial y momentos debemos entrar en un diagrama de interacción, existen diferentes diagramas de este tipo los cuales son construidos para cada caso, en este particularmente se deben calcular una fuerza axial específica (v) y el Momento específico (μ), los cuales dependen del tipo de diagrama a utilizar.

Por lo general

$$FuerzaAxialEspecífica(v) = \frac{Pu}{Ag * f'c}$$

$$MomentoEspecífico = \frac{Mu}{Ag * f'c * t}$$

$$m = \frac{Fy}{0{,}85 * f'c}$$

Como ejemplo calcularemos la combinación **0.9 Cp – S** de la parte inferior de la columna tomano el valor del momento en modulo

$$MomentoEspecífico(\mu) = \frac{3944550}{3025 * 250 * 55} = 0{,}095$$

Simplificando se asume que si la sección puede soportar por separado las solicitaciones, una sección que sume estas también podrá soportarlas

Obtenemos la carga específica que actúa sobre la columna para esa combinación

$$C\arg aEspecífica(v) = \frac{-7741{,}5}{3025 * 250} = -0.01$$

Entrando en el diagrama de interacción construido para secciones cuadradas con acero distribuido simétricamente en sus caras obtenemos interpolando en las curvas un valor de mρ = 0.37

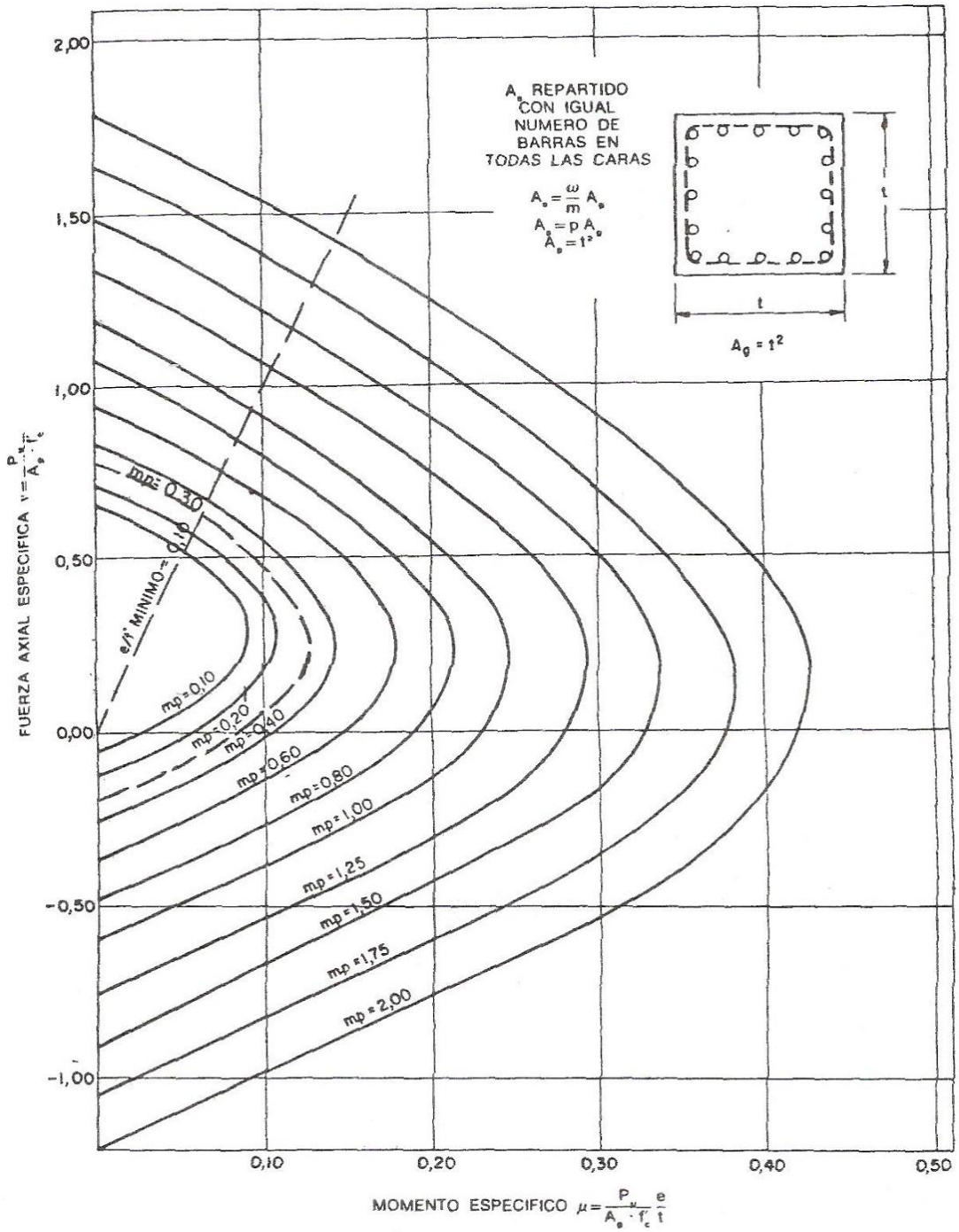


Fig. 65-12. Diagrama de interacción específica para secciones cuadradas. Valores de $v = P_u/f'_c b^2$ y $\mu = Mu/f'_c b^3$, para secciones cuadradas de lado t, con refuerzo simétrico en todas sus caras.

Calculando m:

$$m = \frac{4200}{0{,}85 * 250} = 19{,}77 \quad \text{Por lo tanto} \quad 19{,}77\,p = 0.37 \Rightarrow p = \frac{0{,}37}{19{,}77} = 0{,}0187$$

Una vez determinada la cuantía el área de acero total será igual a

$$As = pAg \Rightarrow 0{,}0187 * 3025 = 56.57 cm^2$$

Siguiendo el mismo procedimiento se determinaron las áreas de acero para todas las combinaciones, cuando el valor de mp dio menor a 0.1 se coloca el acero mínimo con la cuantía de 0,01.

Calculo área de acero en Zona Superior de la Columna

	v(Axial)	μ (Momento)	mp	As cm^2
1.4Cp	0,194	0,008	< 0,1	30,25
1.2Cp +1.6Cv	0,190	0,008	< 0,1	30,25
1.2 Cp + Cv + S	0,316	0,011	< 0,1	30,25
1.2 Cp + Cv - S	0,046	0,004	< 0,1	30,25
0.9Cp + S	0,259	0,008	< 0,1	30,25
0.9Cp - S	-0,010	0,002	< 0,1	30,25

Calculo área de acero en Zona Inferior de la Columna

	v(Axial)	μ (Momento)	mp	As cm^2
1.4Cp	0,194	0,004	< 0,1	30,25
1.2Cp +1.6Cv	0,190	0,006	< 0,1	30,25
1.2 Cp + Cv + S	0,316	0,087	0,11	30,25
1.2 Cp + Cv - S	0,046	0,097	0,3	45,90
0.9Cp + S	0,259	0,008	< 0,1	30,25
0.9Cp - S	**-0,010**	**0,095**	**0,37**	**56,61**

Una vez obtenida la cantidad de acero necesaria por cálculo se debe distribuir uniformemente en la sección de la columna debido a que el diagrama de interacción estaba diseñado para distribuir el acero simétrico en la columna.

Se verifica la columna en la zona superior e inferior, sin embargo la columna completa se va a diseñar con el acero más desfavorable para de las 2 zonas y así se garantiza un buen comportamiento y además mayor facilidad del armado estructural

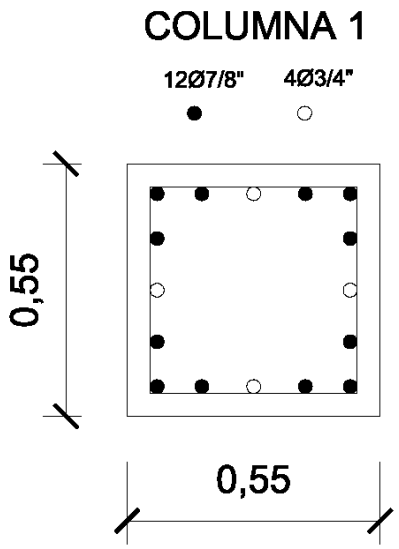
La combinación más desfavorable arroja un acero requerido de 56.61 cm^2 por lo que se propone distribuir el siguiente acero:

Se colocarán 12 ø7/8" y 4 ø3/4"
Area Total = 12*3,88cm^2 +4*2,85cm^2 = 57,96 cm^2 >56,61 OK!

Verificamos la cuantía con el acero distribuido

$$\rho = \frac{57{,}96cm^2}{3025cm^2} = 0{,}0252 \Rightarrow 0{,}01 \geq 0{,}0192 \geq 0{,}06 OK!$$

En la columna quedará como sigue:



Verificación de Separación Acero Longitudinal

$$\text{Separación} = \frac{(Ancho\ columna - diámetro\ acero - 2*diámetro\ estribo - 2*recubrimiento)}{(Numero\ de\ cabillas - 1)} \geq 2.50cm$$

$$\text{Separación} = \frac{(55 - 4*2.22 - 1.905 - 2*.95 - 2*5)}{(5-1)} \geq 2.50cm$$

Separación= $8.08cm \geq 2.50cm$

Ok Si es funcional!

Requerimiento de Acero Transversal

Para el cálculo del acero de refuerzo transversal por corte, la normativa obliga a obtener los momentos máximos probables que se producirán en la columna para la distribución real del acero, para esto debe obtenerse el momento máximo probable en la sección, con un factor de minoración ø = 1, y para una cedencia del acero fs = 1,25fy

Con el acero realmente colocado en la columna se construye el diagrama de interacción

$$mp = \frac{57{,}96cm^2}{3025cm^2} * \frac{1{,}25 * 4200}{0.85 * 250} = 0.47$$

Entrando en el diagrama de interacción, conociendo los valores de carga específica y mp, se obtiene el máximo valor de momento específico µ, con el cual obtendremos en momento máximo probable de la sección.

Este punto es fundamental, ahora debemos obtener el momento máximo probable de la sección con el acero realmente distribuido, no con el de calculo, ya que la sección ahora soporta más al llevar a cabillas reales el resultado.

ν(Axial)	µ (Momento)
0,194	0,16
0,190	0,16
0,316	0,15
0,046	0,13
0,259	0,16
-0,010	0,12

La normativa nos conduce a utilizar el momento máximos probable que se puede obtener utilizando todas las combinaciones de carga axial, podemos notar que el mayor µ es 0.16, con él vamos a calcular el momento máximo probable.

Mn = 0,16*3025*250*55 = 66550 Kg-m

Calcularemos también la combinación que nos lleve al menor momento flector, esto para utilizarlo en la verificación respectiva del nodo por momento flector.

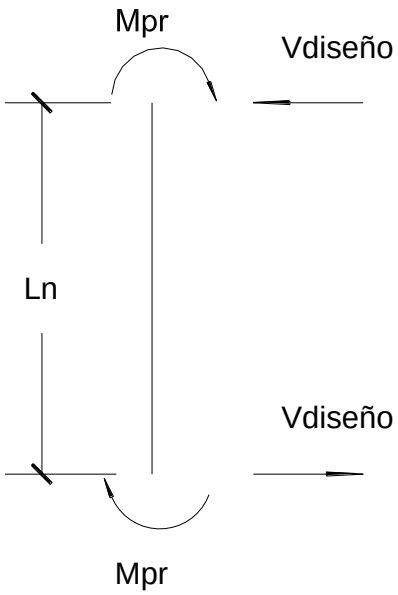
Mn(menor)= 0,12*3025*250*55 = 49912,5 Kg-m (Este valor lo utilizaremos más adelante en la verificación a flexión del nodo).

Sin embargo debemos tener muy en cuenta el factor de modificación para el cual están construidos los ábacos con los cuales estamos trabajando, ya que el momento máximo probable se calcula para un factor de minoración ø = 1.

EL factor de minoración para los momentos del diagrama de interacción con el que se trabajó es de 0,9, por lo tanto el Momento máximo probable es igual a:

M_{pr} = = (66550/0,9) = 73944 Kg-m

Como la distribución del acero es igual tanto para la parte superior de la columna como para la parte inferior



$$V\text{diseño} = \frac{\text{Mprsup} + \text{Mprinf}}{Ln}$$

$$V\text{diseño} = \frac{73944 + 73944}{2{,}65} = 55806Kg$$

Debemos recordar que la altura libre de la columna es igual a la altura de entrepiso menos la altura de la viga, es decir Ln = (3,3-0,65) m = 2,65m

Obtenida la fuerza de diseño a corte verificamos si podemos tomar en cuenta el aporte del concreto para soportar corte o si por el contrario no lo tomamos en cuenta y asumimos cero. Todo esto de acuerdo a la recomendación normativa.

Se debe suponer que el corte es cero cuando se cumplan simultáneamente estas 2 condiciones:

1.- La fuerza Axial Mayorada en el vano, sea menor que $0{,}05Af'c$

2.- Cuando que $V_e > 0{,}5\ V_u$

V_e =Cortante Calculado con el procedimiento previo. (Por Capacidad)

V_u=Cortante tomado de las combinaciones de diseño del análisis estructural.

Para objeto de comparación tomaremos la menor fuerza axial mayorada, ya que es la más desfavorable en esta condición, la cual es de la combinación 6 y es igual a - 7741,5 Kg

La fuerza Axial Mayorada en el vano es de 208791 Kg

$0{,}05 * 3025 * 250 = 37812{,}5 > -7741{,}5 \Rightarrow OK!$ SI ES MENOR

El cortante Calculado por capacidad es mayor que la mitad del cortante último, por lo tanto debemos asumir el corte del concreto como igual a cero.

En caso que si se hubiera tomado en cuenta la contribución del concreto para resistir corte, la misma se puede calcular mediante la ecuación 11-4 de la norma (1753:2006)

$$V_c = 0{,}53\sqrt{f'c} * b * d(1 + 0{,}007\frac{Nu}{A})$$

Una vez determinada la contribución del concreto como nula, determinamos el corte que debe soportar el acero en la sección.

$\phi Vn \geq Vu$ Siendo $Vn = Vc + Vs$ Siendo Vc=0, tenemos que:

$$Vs = \frac{Vu}{\phi}$$

$$Vs = \frac{55806}{0{,}85} = 65654kg$$

La resistencia del acero deberá ser en todo caso menor a $2{,}1\sqrt{f'c} * b * d$

$$65654 \leq 2{,}1\sqrt{250} * 55 * 50 \Rightarrow 65654 \leq 91311 OK!$$

Por último determinamos la separación de cálculo en la sección

Se colocaran 4 ramas de acero transversal para obtener un valor razonable de acero transversal, asimismo los elementos longitudinales confinados no podrán estar separados a más de 35 cm entre sí, el acero se considera confinado cuando el estribo abraza la cabilla en un ángulo de 135 grados

$$S = \frac{Aest * \#ramas * fy * d}{Vs} \Rightarrow \frac{0{,}71 * 4 * 4200 * 50}{65654} = 9{,}08cm$$

Obtenemos un valor en el cual quedan muy cercanas, por lo que sería recomendable colocar más ramas para resistir cortante o en su defecto modificar el diámetro del acero transversal, en este caso tomaremos el segundo consejo y pasaremos a utilizar acero de diámetros ½"

$$S = \frac{Aest * \#ramas * fy * d}{Vs} \Rightarrow \frac{1{,}27 * 4 * 4200 * 50}{65654} = 16{,}24cm$$

Tomando un criterio conservador, vamos a llevar la separación de cálculo del

estribo al entero inmediato inferior que sea múltiplo de 5cm en este caso la separación queda de 15 cm.

Determinar factores:

En el articulo 18.4.5.2 de la norma 1753:2006, obliga a revisar el área de ligadura realmente distribuida no debe ser menor que el mayor de los valores que siguen:

$$A_{sh} = 0{,}3\frac{sh_c\, f'c}{Fy}\left(\frac{A}{A_{ch}} - 1\right)$$

$$A_{sh} = 0{,}09\frac{sh_c\, f'c}{Fy}$$

Donde:

A_{ch} = 2025cm^2 (Área de columna confinada por estribos)

A = 3025cm^2 (Área bruta de la columna)

s = 15cm (Separación real de estribos)

A_{sh} = área requerida de la sección transversa total de ligadura (cm^2).

h_c = 45cm (altura de área cerrada por estribos)

Fy = 4200 Kg/cm^2 (factor de cedencia del acero transversal, en Venezuela usualmente se toma 4200 Kg/cm^2)

f'c = 250 Kg/cm^2(Resistencia cilíndrica del concreto a compresión, factor que es decisión del ingeniero proyectista)

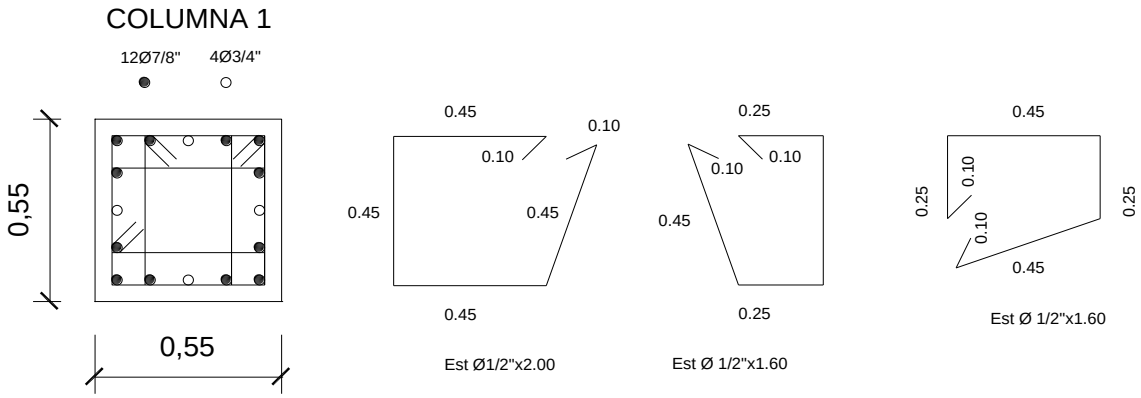
$$A_{sh} = 0{,}3\frac{15*45*250}{4200}\left(\frac{3025}{2025} - 1\right) = 5{,}95cm^2$$

$$A_{sh} = 0{,}09\frac{15*45*250}{4200} = 3{,}61cm^2$$

Ash transversal requerido es igual a 5,95 cm^2

Ash transversal realmente distribuido es igual a 4*1.27cm^2 + 4*1.27 cm^2 =10,16 cm^2

10,16 cm^2 > 5,95 cm^2 Si cumple



Finalmente se verifica la longitud de confinamiento Lo y la separación tanto dentro como fuera de la zona de confinamiento.

Longitud de Confinamiento:

1. **55cm (mayor dimensión sección transversal)**
2. 2,65m/6 = 44.17cm (altura libre entre 6)
3. 45cm

Por lo tanto la longitud de confinamiento medida desde la cara del nodo será igual a 55cm.

La separación de estribos dentro de la longitud de confinamiento no será menor que los valores siguiente:

1. (55cm/4) = 13,75 cm. (un cuarto de menor dimensión del miembro).
2. **6*1,905 = 11,43 cm. (6 veces el diámetro de la menor barra ø 3/4")**
3. Sx = (10 +(35-22.5)/3) = 14 cm.
4. Separación de cálculo = 16,24cm.

La menor separación obligatoria es de 11,43 cm, en el diseño ya se había tomado la consideración de aproximar en múltiplos de 5, siempre es conveniente aunque no es obligatorio aproximar las distancias a múltiplos de 5 y por supuesto por el lado de la seguridad, sólo por dar facilidades constructivas a la obra, es por esto que se recomienda dejar los estribos dentro de la zona de confinamiento a cada 10cm

Separación de Estribos fuera de Zona de confinamiento

1. **6*1.905cm = 11.43 cm. (6 veces el diámetro de la menor barra ø 3/4")**
2. 15cm
3. Separación de cálculo = 16,24cm.

Como se sabe la fuerza cortante para la columna se mantiene constante a todo lo largo del vano, por esta razón la separación de cálculo es igual, por lo tanto la colocación de estribo a todo lo largo de la columna será igual a:

4 Ramas Estribos ø1/2"@10cm

En los nodos viga columna se permite disminuir la separación de estribos a la mitad, siempre y cuando la columna esté confinada. Es buena práctica no hacer la reducción de acero en el nodo, ya que la incidencia en la estructura de costos de la obra no es importante y confinar el nodo es muy beneficioso para el comportamiento en un evento sísmico, por lo tanto se mantiene la separación de 10 cm. también en el nodo de la columna.

El acero de refuerzo transversal siempre debe quedar anclado en el núcleo de la columna con un gancho a 135 grados, y con una longitud no menor de 6 veces el diámetro de la barra o 7,5 cm, usualmente se deja este elemento de 10 cm para facilitar el doblado. Este punto es fundamental para el comportamiento sismo-resistente debido a que cuando se presenta el evento sísmico lo primero que se pierde en un elemento es el recubrimiento, y si el acero de refuerzo transversal no está anclado, pues ante la acción de las cargas axiales en la columna se podría abrir perdiendo rápidamente todo efecto de confinamiento que se buscara originalmente.

4.3.3 VERIFICACIONES EN LOS NODOS VIGA-COLUMNA

Verificación de Anclajes en las vigas

Como ya se ha discutido el anclaje de las barras de acero longitudinal de las vigas puede anclarse por medio de la utilización de ganchos estándar o con barras rectas.

El anclaje por medio de ganchos, debe cumplirse la longitud de anclaje mínima:

$$L_{dh} = \frac{0.06dbFy}{\sqrt{f'c}}$$

Las columnas más susceptibles a tener problemas de este tipo para el anclaje son las de menor dimensión, es decir de 40cm de lado, en la edificación del ejemplo la barra de mayor diámetro que se va a anclar en alguna columna de 40cm de lado por gancho es de 3/4",

Verifiquemos la longitud de anclaje mínima requerida

$$L_{dh} = \frac{0.06 * 1{,}905 * 4200}{\sqrt{250}} = 30{,}36cm$$

EL recubrimiento normativo para piezas como vigas y columnas al abrigo de la intemperie es de 4cm, si a este le sumamos 1cm por el estribo, tenemos que Ldh proporcionado, siempre será igual a ancho de la columna menos 5cm.

Para las columnas de 40cm de lado entonces el ldh proporcionado será igual a 35 cm, mayor a 30,36cm, por lo tanto no hay problemas de anclaje por ganchura en la estructura.

Verificamos que el valor que indica la norma es simplemente el diámetro de la cabilla a anclar y las características del acero y el concreto, valiéndonos de esto podemos desarrollar una tabla con las cabillas típicas utilizadas en el diseño de concreto reforzado, es evidente que si las características de los materiales a utilizar no concuerdan con los desarrollados para esta tabla, la misma no será de utilidad, lo importante es saber de dónde se obtuvieron todos esos valores.

Diámetro	Ldh Requerido (cm) para diferentes f´c y Fy = 4200 Kg/cm2			
	f´c = 210 Kg/cm2	f´c = 250 Kg/cm2	f´c = 280 Kg/cm2	f´c = 300 Kg/cm2
1/2"	22,08	20,24	19,13	18,48
5/8"	27,61	25,30	23,91	23,10
3/4"	33,13	30,36	28,69	27,72
7/8"	38,65	35,42	33,47	32,34
1"	44,17	40,48	38,25	36,96

El cuadro al mismo tiempo nos ayuda a entender que a medida que mejoramos la calidad de los materiales, el requerimiento de anclaje disminuye y que amedida que la cabilla tiene mayor diámetro es necesario darle mayor longitud de desarrollo a su anclaje. Utilizando la viga y la columna que manejamos en el Ejemplo, verificamos que la mayor barra longitudinal a anclar de la viga seria de 1” y que la columna tiene 55 cm, si asumimos que se tratara de una columna de esquina, verifiquemos la longitud de anclaje particular Ldh requerida para concreto 250 Kg/cm2 es de 40,48 cm. Verifiquemos la Ldh Proporcionada:

$$L_{dh} = 55 - 4cm = 51cm > 40{,}48cm \;\; \text{OK Cumple}$$

Se concluye que en este caso el anclaje proporcionado cumple con las exigencias de diseño.

Elaboración del gancho estándar:

De acuerdo a lo expuesto en la norma (1753:2006) tabla 7.2.1 el diámetro interno mínimo del dobles debe ser de 6 veces el diámetro de la barra, para acero longitudinal y entre 4 y 6 veces el diámetro de la barra para acero transversal, más una extensión de 12 veces el diámetro de la barra para ganchos a 90 grados como es el caso que estamos trabajando.

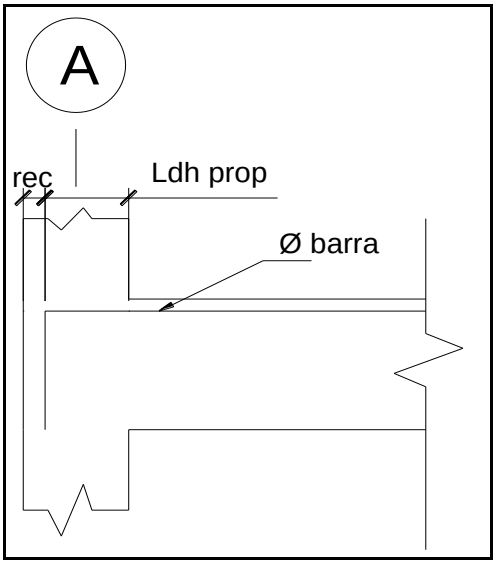
TABLA 7.2.1a DIÁMETROS MÍNIMOS DE DOBLEZ ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL

Designación de la barra	Diámetro interno mínimo de doblez
N° 3 a N° 8 (8M a 25M)	6 d_b
N° 9 a N° 11 (32M a 36M)	8 d_b
N° 14 y 18 (40M y 55M)	10 d_b

TABLA 7.2.1b DIÁMETROS MÍNIMOS DE DOBLEZ ACERO DE REFUERZO TRANSVERAL

Designación de la barra	Diámetro interno mínimo de doblez
N° 3 a N° 5 (8M a 16M)	4 d_b
N° 6 a N° 8 (16M a 25M)	6 d_b

Diametro	Gancho Estandar a 90 grados (cm)
1/2"	25,40
5/8"	31,75
3/4"	38,10
7/8"	44,45
1"	50,80



Anclaje por Barras Rectas

Cuando estamos en presencia de un volado o de una viga que llega a un muro o a una columna de gran longitud, podemos optar por realizar un anclaje recto sin necesidad de hacer un gancho estándar, lo cual podría facilitar la ejecución y limpieza de la obra.
Otro ejemplo es cuando el acero corrido termina en un volado y no existe la necesidad de anclarse con un gancho, lo único que debe cumplir es que la longitud proporcionada desde que entra al núcleo de la columna sea mayor a la siguiente expresión

$$L_{dm} = 1{,}6L_d - 0{,}6L_{dc}$$

Dónde Ld = 2,5 ldh para acero inferior o acero positivo y 3,5 ldh para acero superior o acero negativo.

Verifiquemos el acero superior para el anclaje por barra recta de una viga, en un volado de 2,20 metros

$$L_{dh} = \frac{0.06 * 2{,}54 * 4200}{\sqrt{250}} = 40{,}48cm$$

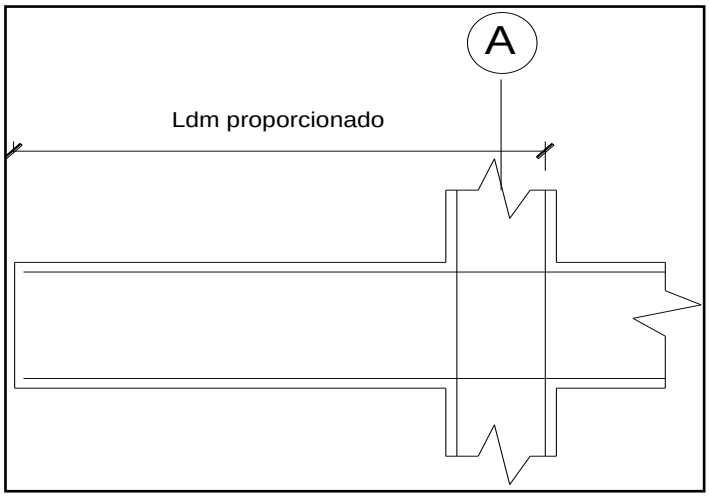
Ld = 3,5*40,48 cm = 141,68cm

$$L_{dc} = \frac{0{,}075 * 2{,}54 * 4200}{\sqrt{250}} \geq 0.004 * 2{,}54 * 4200$$

$$L_{dc} = 50{,}60 \geq 42{,}67 OK!$$

L_{dm} = 1,6*141,68cm – 0,6*50,60 = 196,33cm

El anclaje por longitud de desarrollo en el volado cumple, ya que el acero en el volado se corre hasta el extremo y este tiene una longitud de 220cm, la cual es mayor a la requerida por anclaje de 196.33cm, por lo tanto no es necesario colocar el gancho, sin embargo y por estar del lado de la seguridad el ingeniero responsable podría mandarlo a colocar ya que podría evitar errores en la interpretación por parte de los constructores.



Es importante resaltar que si el anclaje recto se pudiera hacer en el núcleo de una columna, la longitud requerida en este caso sería directamente Ldh requerido mayorado por 2,5 o por 3,5 según fuera el caso.

4.3.3.1 VERIFICACIÓN DE RESISTENCIA MÍNIMA A FLEXIÓN DE LAS COLUMNAS

Como se explicó anteriormente es importante que las columnas tengan mayor capacidad para soportar momento que las vigas, esto debido a que no es deseable que la estructura disipe energía formando rotulas plásticas en la columna pues perdería rápidamente estabilidad, es por ello que para un nivel de diseño 3 se debe garantizar que se cumpla la siguiente condición:

$$\sum M_c \geq 1{,}20 \sum M_v$$

Es decir que la sumatoria de momentos resistentes de la columna sean por lo menos 20% mayores que los resistentes en las vigas.

Este análisis debe realizarse en ambas direcciones del plano vertical de la estructura, el cálculo de la resistencia teórica máxima a flexión de las vigas se realiza de la misma forma que se realizo para el cálculo de la fuerza cortante, mientras que para la columna se obtendrá con el mismo procedimiento con el cual se determinó la fuerza cortante, pero para la carga axial mayorada que resulte en la menor resistencia a flexión, esta condición lo hace bastante exigente.

Es importante recordar que esta condición puede obviarse en 20% de los nodos de un piso de una estructura siempre y cuando hecha la verificación de las desplazabilidades se compruebe que no hay problemas, además puede obviarse también para las columnas que soporten el techo. En estas columnas en que se permite que no se cumpla la condición deberá colocarse acero de refuerzo transversal con las exigencias de confinamiento en toda su altura.

Tomemos como ejemplo la viga en el apoyo 2 y la columna que se diseño para este caso.

Momentos máximo probables para la viga.

Utilizamos la información obtenida del apoyo 2 de la viga que se desarrolló previamente en el ejemplo.

M_{pr} Izq $^{-=}$ 58352 Kg-m

M_{pr} Izq $^{+=}$ 30988 Kg-m

M_{pr} Der $^{+=}$ 30988 Kg-m

M_{pr} Der $^{-=}$ 58352 Kg-m

Momento resistente mínimo probable para la Columna

Como ya se comentó el momento flector que resiste la columna se debe determinar con el acero longitudinal realmente distribuido y con la combinación de carga axial que genere el menor momento flector resistente, esto porque así garantizamos que la columna siempre mantenga una resistencia mayor que la viga aún en casos extremos.

Es con esta premisa que hemos obtenido que el momento mínimo probable obtenido luego de la combinación de carga axial sea el siguiente:

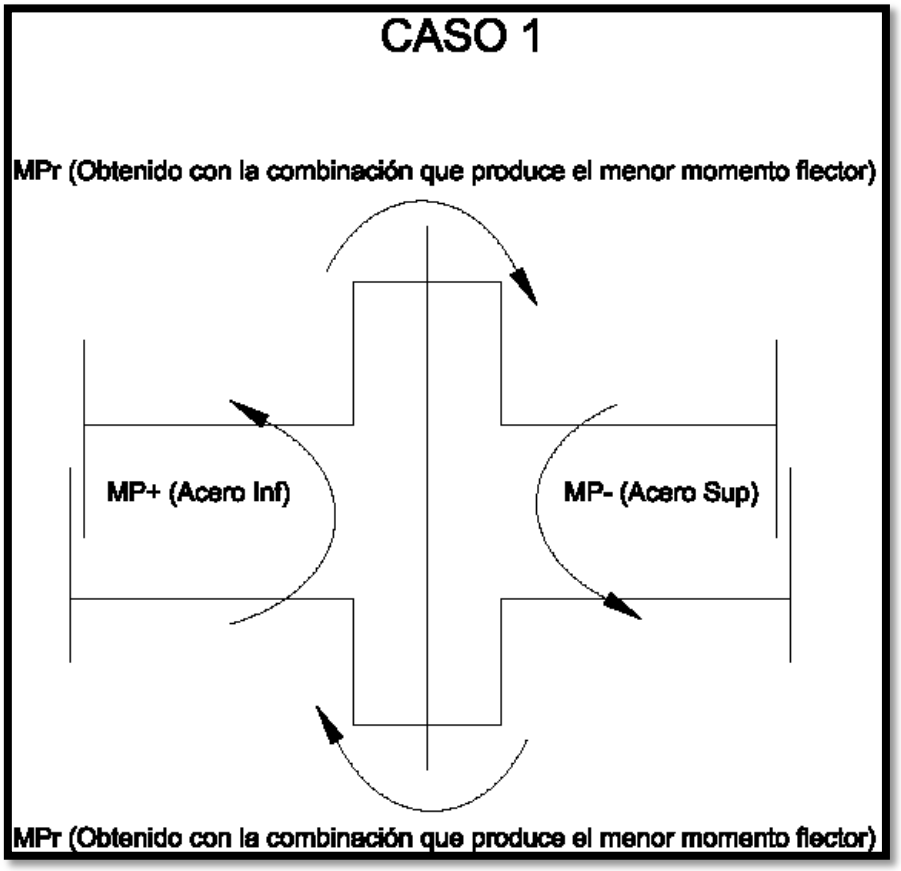
49912,5 Kg-m, si dividimos entre 0,90 obtenemos el momento sin factores de minoración y con cedencia de 1.25 Fy

M mínimo pr columnas = 55458 Kg-m

Procedemos a verificar caso 1=

$$\sum M_c \geq 1{,}20 \sum M_v$$

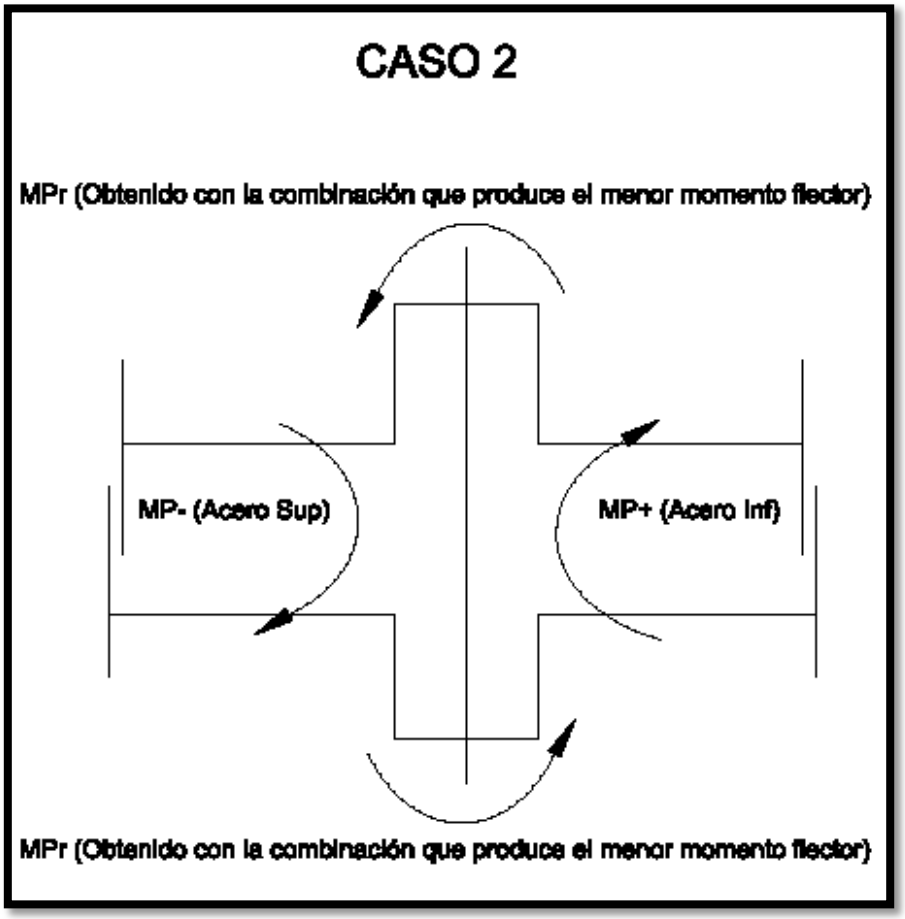
$$\frac{55358 + 55458}{30988 + 58352} = 1{,}24 > 1{,}20 \; SI \; CUMPLE!!!$$



Procedemos a verificar caso 2=

$$\sum M_c \geq 1{,}20 \sum M_v$$

$$\frac{55358 + 55358}{58352 + 30988} = 1{,}24 > 1{,}20 \; SI \; CUMPLE!!!$$



En esta situación, el acero en ambas caras era exactamente igual por lo que el resultado es el mismo, cabe destacar que esta verificación debe hacerse también para la dirección normal y en casos especiales para cualquier otra dirección en la cual tengamos presencia de vigas y el sistema resistente a carga lateral sea de pórticos.

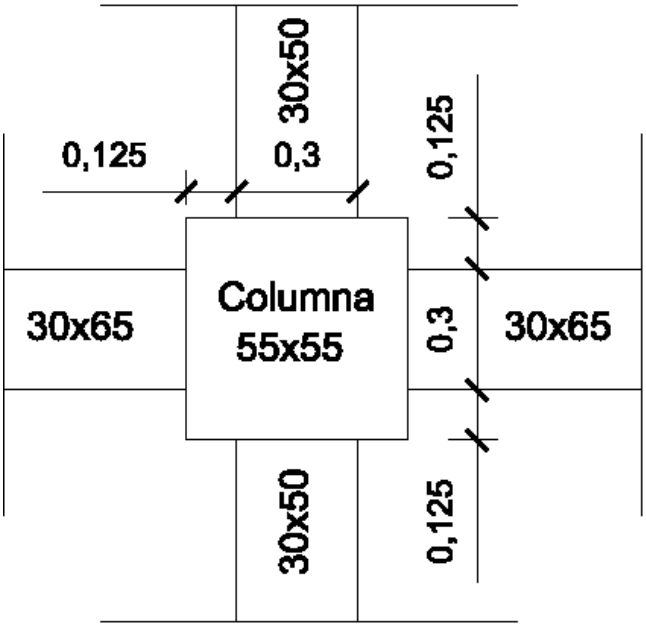
4.3.3.2 PROCEDIMIENTO DE VERIFICACIONES DEL NODO POR CORTE:

Siguiendo en las verificaciones del nodo, procederemos a trabajar con el que eventualmente formarían la viga y la columna que hemos venido estudiando.
Estudiaremos en este ejemplo el cortante en la dirección X del nodo.
Características de los Materiales:

Fy = 4200 Kg/cm2

F´c = 250 Kg/cm2

Altura de Entrepiso = 3,30



1.- Verificar la resistencia de diseño del concreto a compresión sea mayor o igual a 210 $\frac{Kg}{cm^2}$ para agregado normales, y que la resistencia especificada no exceda 300 $\frac{Kg}{cm^2}$ para concreto con agregados livianos de acuerdo a los artículos 18.2.1 y 5.2.1 Fondonorma 1753-2006

El concreto es 250 $\frac{Kg}{cm^2}$ por lo tanto cumple con las características deseadas.

2.- Estamos en presencia de un nodo central procedemos a verificar si las 4 vigas que llegan al nodo son vigas confinantes.

Recordamos que se considera que la viga confina al nodo si la base de la misma tiene al menos 75% de la base de la columna.

En el caso de estudio las 4 vigas tienen base 30 cm y la columna es cuadrada de lado igual a 55 cm.

Por lo tanto: $\frac{b\ Viga}{B\ Columna} \geq 0{,}75$; $\frac{30}{58}$ =0,545.

Es decir la columna no puede considerarse confinada por ninguna cara.

La ecuación que rige la resistencia a corte del nodo es:

$$Vc = 3.2\sqrt{f´c}Aj$$

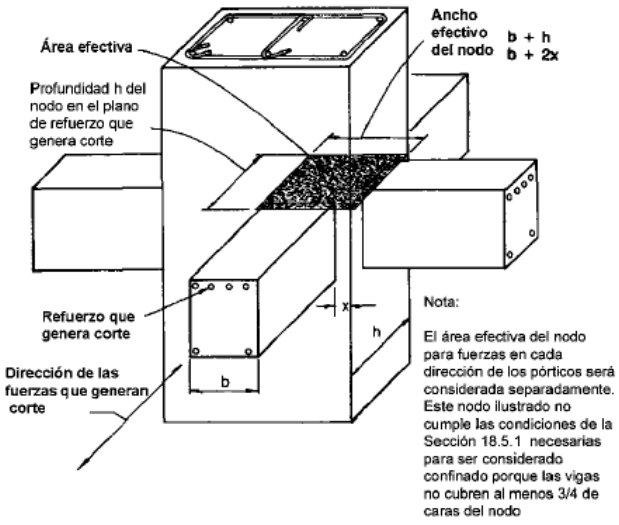


Figura H-18.5.2 Área efectiva del nodo

El área horizontal efectiva según norma:

$$Aj = bj.hj$$

Donde:

hj= Dimensión de la columna paralela a la dirección de las vigas en estudio.

Hj=55 cm

bj= En vigas más anchas que la columna, siempre y cuando cumplan con las condiciones normativas, se tomará como el ancho de la columna.

En vigas menores se tomará el menor de los siguientes:

bj1= anchura menor de la viga mas la profundidad del nodo (b+h).

bj1= 30+55 = 85cm

bj2= anchura menor de la viga mas la menor distancia desde la viga a la cara de la columna (b+2x).

bj2= 30+2*0,125= 55cm

Se toma el valor de ancho de la columna 55 cm.

Calculamos el área del Nodo Efectiva:

$$Aj = 55 * 55 = 3025\, cm^2$$

La resistencia a Corte del nodo en estudio es igual a:

$$Vc = 3.2\sqrt{250} * 3025\ ;\ Vc = 153054\, Kg$$

Esta verificación se debe realizar en ambas direcciones de estudio, en el ejemplo sólo se va a realizar en la dirección X.

3.- Se procede a obtener los valores máximos probables, en este caso al utilizar la misma viga del ejemplo anterior ya lo tenemos:

Cara Izquierda:

M_{pr} Izq $^{-}$ = 58352 Kg-m

M_{pr} Izq + = 30988 Kg-m

Acero Superior= 21,78 cm^2

Acero Inferior=11,64cm^2

Cara Derecha:

M_{pr} Der $^{+=}$ 30988 Kg-m

M_{pr} Der - = 58352 Kg-m

Acero Superior=21,78 cm^2

Acero Inferior= 11,64cm^2

4.- Se determina el corte inducido en la columna por los momentos máximos probables que actúan en el nodo. El corte inducido es la sumatoria de momentos máximos probables entre la altura de entrepiso.

$$Vcol1 = \frac{(58352)+(30988)}{3{,}30} \quad Vcol2 = \frac{(30988)+(58352)}{3{,}30}$$

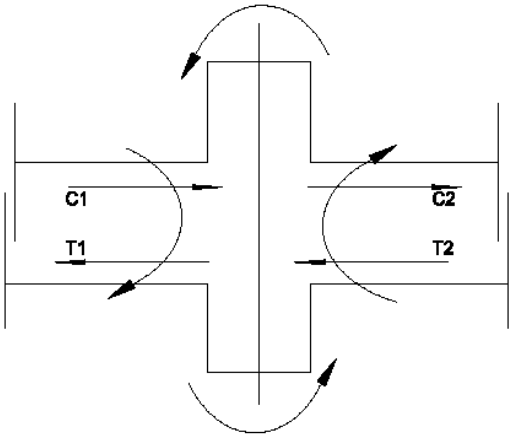
El Vcol1 = Vcol2 = 27073 Kg

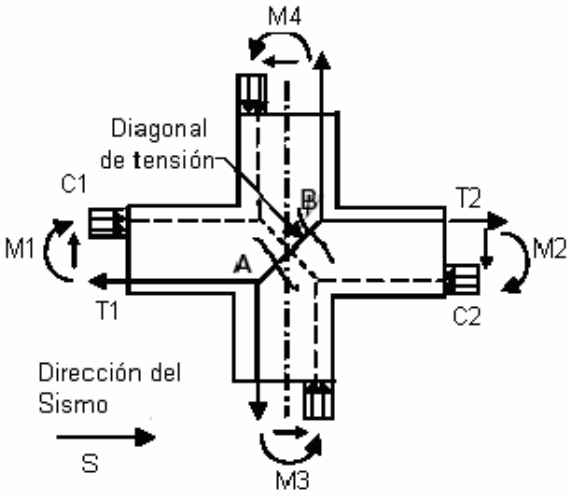
5.- Se determina la tensión máxima que se transmite al nodo debido al acero longitudinal de las vigas. Como el producto del área de acero realmente distribuido multiplicado por fy mayorado en un 25%. Se tomara para ambas direcciones del sismo manejando la más desfavorable. Igualando T1 con C1 y T2 con C2 por equilibrio del nodo.

T1= 1.25*11.64*4200 = 61110 Kg = C1

T2= 1.25*21.78*4200 = 114345 Kg = C2

ESTUDIO DEL NODO DIRECCION X





$$T = As\,prop\,.\propto.fy$$

6.- El cortante actuante será la suma de tensión más compresión en el nodo, menos el cortante inducido en columna.

$$Vact1 = T1 + C2 - Vcol$$
$$Vact2 = T2 + C1 - Vcol$$

En este caso al tener ambas cara de la columna iguales, se puede determinar con una sola verificación ya que ambas ecuaciones nos darán el mismo resultado esperado.

$$Vact1 = Vact2 = 61110 + 114345 - 27073$$
$$Vact1 = Vact2 = 148382\,Kg$$

7.- Se compara la resistencia a corte del nodo, utilizando un factor de minoración de Ø=0.85 de acuerdo a lo indicado en la Tabla 9.4 Fondonorma 1753-2006.

V resistente del Nodo = 153054Kg

V act= 148382Kg

8.- Se verifica que se cumple 0,85*153054≥148382.

130096≥148382 FALSO! NO CUMPLE

Como el nodo no paso la prueba debe plantearse una posible solución al mismo: Existen varias soluciones que pudieran plantearse, una solución simple es mejorar el confinamiento del nodo, si logramos que las vigas en Y pasen a ser confinantes mejoramos la capacidad del nodo para soportar cortante.

Entonces si despejamos la nueva base de las vigas en Y tenemos:

$\frac{b\,Viga}{} \geq 0{,}75 * b\ columna\ ; b\ viga \geq ,075 * 55 = 41.25$ cm

Si ponemos una base de 42 cm a las vigas en Y tenemos que ahora pueden ser tomadas como confinantes y el cortante del nodo puede calcularse con la expresión:

$$Vc = 4.0\sqrt{f´c}Aj; Vc = 4.0 * \sqrt{250} * 3025$$
$$Vc = 191318\,Kg$$

Verificamos nuevamente que se cumple que:

$$\emptyset Vc \geq Vact.$$

$$0{,}85 * 191318 \geq 148382$$

$$162620 \geq 148382$$

Si cumple por lo que ahora si puede aceptarse el diseño por cortante del nodo de estudio.

Darle la importancia a cada paso en el diseño de elementos de concreto armado es fundamental y el deber ser de todo proyecto de ingeniería, existen pequeños detalles que por simples se pasan por alto mas representan razones importantes de fallas que a nivel mundial se han estudiado y que enriquecen el conocimiento.

CONCLUSIONES

Partiendo del análisis en la filosofía de las normas venezolanas, podemos apreciar que su objetivo no es generar estructuras a las cuales ningún evento sísmico las pueda dañar, al contrario de los que nos diría una lógica simple. El objetivo es garantizar estructuras que no sufran daños en evento con magnitudes bajas, que tengan daños reparables en eventos medianos y que ante los eventos severos puedan dañarse al punto de la reparación o demolición, más sin embargo preserven vidas.

Un buen detallado estructural, define si un proyecto posee características sismorresistentes. Durante el desarrollo de los ejemplos prácticos, se pudo observar como el nivel de diseño 3 es muy exigente y supone la colocación de mucho más acero del que se obtiene a partir del simple cálculo estructural, todo esto con el objetivo de garantizar un comportamiento estructural que aun cuando permite que la estructura incursione en los rangos inelásticos de deformaciones siga siendo fiable y cónsono con los factores de reducción de respuesta asumidos.

Para desarrollar un proyecto estructural en zona con amenaza sísmica, no se puede desarticular la importancia del manejo de las 3 normas relacionadas, que toca el tema sísmico (1756-2001), la que aborda la el elemento de detallado estructural sismorresistente (1753-2006) y la que fundamenta las cargas que actúan sobre la estructura (2002-1988), el no contar con la consulta de las mismas imposibilita el desarrollo de los proyectos, sobre todo cuando factores subjetivos como la experiencia comienzan a viciar los procedimientos, toda experiencia previa debe estar validada y dentro de las prerrogativas de las normas.

El aporte de este trabajo es un complemento de las normativas vigentes, nunca es un substituto y nunca estará por encima de ninguna norma, ante cualquier duda eventual siempre se debe remitir a las normas las cuales representan el estado del arte en el área hasta la fecha de publicación.

BIBLIOGRAFÍA

- **NORMA VENEZOLANA COVENIN 1756:2001-1**. "Edificaciones Sismorresistentes" (1° Revisión).

- **NORMA VENEZOLANA FONDONORMA 1753:2006** "Proyecto y Construcción de Obras en Concreto Estructural".

- **NORMA VENEZOLANA COVENIN 2002-88.** "Criterios y Acciones Mínimas para el proyecto de Edificaciones".

- **"ESTUDIO Y APLICACIÓN DE UNA METODOLOGÍA PARA LA PLANIFICACIÓN, ANÁLISIS Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS APORTICADAS DE CONCRETO ARMADO DE ACUERDO A LAS NUEVAS NORMATIVAS COVENIN"** Edinson Barros & Betsy Parra Trabajo Especial de Grado Universidad de Carabobo Facultad de Ingeniería. Noviembre 2005

- **"PLANIFICACIÓN, ANÁLISIS Y DISEÑO DE EDIFICIOSAPORTICADOS DE CONCRETO ARMADO".** Ing. Faizal Mothar H. Escuela de Ingeniería Civil de la Universidad de Carabobo. Junio 1987.

- **"DISEÑO DE NODOS VIGA-COLUMNA EN PORTICOS DECONCRETO ESTRUCTURAL".** Johana Texeira Trabajo Especial de Grado Universidad Católica Andrés Bello. Año 2006

- **"APLICACIÓN DE PROCEDIMIENTOS PARA EL DISEÑO DE NODOS VIGA- COLUMNA EN ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO, BASADOS EN LA NORMA VENEZOLANA 1753-2006 Y LAS RECOMENDACIONES ACI 352R-02",** Jesús Fernando Padilla Wehdeking, Universidad de Oriente, Año 2010
- **"INTERPRETACIÓN DE LAS NORMAS DE CONCRETO ARMADO".** Edición Adaptada al ACI 318-99 y a la Norma Venezolana Edificaciones Sismorresistentes COVENIN 1756 (Segunda Edición). Ing. Carlos A. Landa Bartolón. Caracas, Enero 2000. Editada por Siderúrgica del Turbio (SIDETUR).

- **"CONFIGURACIÓN Y DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS".** Christopher Arnold y Robert Reitherman. México 1987. Editorial Limusa.

- **"DISEÑO SISMORRESISTENTE"** Especificaciones y Criterios empleados en Venezuela. Edición Conmemorativa del Terremoto del 29 de Julio de 1967. Dr. José Grases G. (Coordinador). Caracas, Julio 1997.

- **"MANUAL PARA EL PROYECTO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO PARA EDIFICACIONES".** Ing. Enrique Arnal e Ing. Salomón Epelboim. Caracas, Noviembre de 1985. Editada por la Fundación "Juan José Aguerrevere". Fondo Editorial del Colegio de Ingenieros de Venezuela.

- **"MANUAL DEL INGENIERO CIVIL"** (Tomo I, cuarta edición). Frederick S. Merritt, M. Kent Loftin y Jonathan T. Ricketts. México, Abril 2001. Editorial McGraw-Hill.