



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
Facultad de Tecnología de la Construcción.

Monografía

**DESARROLLO DE SOFTWARE PARA EL DISEÑO DE VIGAS, COLUMNAS,
UNIONES VIGA-COLUMNA, MUROS DE CORTE Y VIGAS DE ACOPLÉ DE
CONCRETO REFORZADO EN BASE AL ACI 318-14**

Para optar al título de ingeniero civil

Elaborado por

Br. José de Jesús González Rodríguez.

Br. Joel Javier López Barraza.

Tutor

Msc. Ing. Yader Andrés Jarquín Montalván.

Managua, Marzo 2018

DEDICATORIA

Dedicamos esta monografía a nuestros padres, por ser constantes en nuestra educación, porque son nuestro más grande orgullo y han sido nuestra más grande motivación para desarrollar este tema de la mejor manera que se nos ha sido posible.

AGRADECIMIENTOS

A todos los maestros que se han cruzado por nuestro camino a lo largo de la vida, sobre todo a aquellos que, sin ningún título universitario, incluso sin ningún nivel de formación nos han brindado enormes enseñanzas, porque buen maestro es el que enseña, pero aún mejor es el que inspira, porque es la inspiración el primer paso hacia el logro de cualquier propósito.

A nuestros amigos, aquellos que nos han acompañado en los momentos tristes y felices, con los que hemos construido mil y una historias diferentes para recordarlos y tenerlos presente, y nos ofrecen un oído incondicional para escuchar sobre los problemas que nos desafían, porque nuestros amigos son nuestro invaluable tesoro.

A nuestros hermanos, nuestros lazos de sangre, el regalo más hermoso que nuestros padres pueden darnos, porque a pesar de pelear no hay amor más sincero y desinteresado, a pesar de competir no hay nada que no daríamos por ellos, y a pesar de que crecemos y día a día forjamos diferentes caminos siempre están allí, cuidándonos e iluminando nuestra vida con el solo hecho de existir.

A nuestros padres, el matrimonio González Rodríguez, y el matrimonio López Barraza, por darnos el regalo de la vida y formarnos como personas de bien, porque no hay motivación más grande para un hijo que contribuir y retribuirle a sus progenitores por todo el tiempo, trabajo y dedicación que han depositado para nuestra formación, por todas las lágrimas que han derramado y más aún, por las que han limpiado de nuestro rostro, porque mientras tengamos vida esperamos nunca decepcionarlos, siempre llenarlos de orgullo, y siempre tener presente en nuestra vida esa frase que dice: “Cuando naciste, lloraste mientras todo el mundo a tu alrededor se regocijaba de alegría, vive tu vida de tal forma que cuando mueras te regocijes mientras el mundo entero, llora tu pérdida.”

RESUMEN.

El contenido del presente trabajo se centra en el desarrollo de un software para el diseño sísmico de marcos especiales de momento, muros estructurales y vigas de acople, según los requerimientos estipulados en el capítulo XVIII del ACI 318-14, así como en la importancia de considerar los efectos sísmicos en el diseño estructural.

El capítulo II es una recopilación de información de diferentes fuentes que detalla los principios básicos del diseño sísmico en elementos de concreto reforzado según el capítulo XVIII del ACI 318-14, detalla todos los aspectos que deben ser considerados para diseñar sísmicamente vigas, columnas, uniones, muros estructurales y vigas de acople, también se detallan algunas ecuaciones necesarias para el análisis y predimensionamiento de los elementos mencionados.

El capítulo III está dedicado meramente al proceso de elaboración del software **HINDECS 1.0 (Herramienta Interactiva para el Diseño de Elementos de Concreto reforzado Sísmicamente)**, también se elaborará un breve manual de usuario que presenta un paso a paso del proceso para realizar un diseño los elementos anteriormente mencionados en la aplicación HINDECS.

Dadas las simultaneas actualizaciones de los códigos de construcción, entre ellos el ACI, el capítulo IV sugiere conclusiones sobre el trabajo realizado, y recomendaciones importantes si se desea ahondar sobre la temática del diseño sísmico, ya que será vital mantener el programa actualizado con las nuevas modificaciones anexadas a los diferentes manuales y códigos de construcción para diseño de estructuras de concreto reforzado.

ÍNDICE

CAPÍTULO I: PREFACIO

1.1	INTRODUCCIÓN	1
1.2	ANTECEDENTES	2
1.3	JUSTIFICACIÓN.....	4
1.4	OBJETIVOS	5
1.4.1	OBJETIVO GENERAL.....	5
1.4.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	5

CAPÍTULO II: PRINCIPIOS DEL DISEÑO SISMICO DE ELEMENTOS DE CONCRETO REFORZADO EN BASE AL CAPITULO XVIII ACI 318-14

2.1	INTRODUCCIÓN.....	7
2.2	SISTEMAS RESISTENTES A FUERZAS LATERALES.....	8
2.3	MARCOS ESPECIALES DE MOMENTO.....	8
2.4	PROPORCIONAMIENTO DE LOS MARCOS ESPECIALES DE MOMENTO.	9
2.4.1	DISEÑO DE COLUMNA FUERTE/ VIGA DÉBIL.....	10
2.4.2	FACTORES DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA Y CARGA.....	11
2.5	DISEÑO DE VIGAS.....	13
2.5.1	RESISTENCIA A MOMENTO EN LA VIGA Y REF. LONGITUDINAL.....	15
2.5.2	MOMENTOS PROBABLES (M _{pr}).....	21
2.5.3	CORTANTE Y REFUERZO TRANSVERSAL EN VIGAS.....	21
2.5.4	ECUACIONES UTILIZADAS EN EL DIMENSIONAMIENTO Y DISEÑO A FLEXIÓN DE VIGAS.....	25
2.5.5	EC. UTILIZADAS EN EL DISEÑO POR CORTANTE DE VIGAS.....	26
2.6	DISEÑO DE COLUMNAS.....	26
2.6.1	TIPOS DE COLUMNAS.....	28
2.6.2	MODOS DE FALLA DEL MATERIAL EN LAS COLUMNAS.....	30
2.6.3	RESISTENCIA A FLEXION/AXIAL Y REFUERZO LONGITUDINAL.....	31
2.6.4	REFUERZO DE CORTANTE Y CONFINAMIENTO.....	32
2.6.5	RESISTENCIA AL CORTANTE.....	33
2.6.6	ECUACIONES UTILIZADAS EN EL DIMENSIONAMIENTO Y DISEÑO DE REFUERZO PRINCIPAL DE COLUMNAS.....	34
2.6.7	ECUACIONES UTILIZADAS EN EL DIMENSIONAMIENTO Y DISEÑO DE REFUERZO PRINCIPAL DE COLUMNAS.....	34
2.7	DISEÑO DE UNIONES VIGA-COLUMNA.....	35

2.7.1	FUERZAS CORTANTES EN UNA UNIÓN.	37
2.8	MUROS DE CORTE ESPECIALES.	41
2.8.1	DISCONTINUIDAD VERTICAL EN LOS MUROS.	42
2.8.2	REFUERZO DE MUROS ESPECIALES.	43
2.8.3	ELEMENTOS DE BORDE.	44
2.8.4	REFUERZO LONGITUDINAL EN ELEMENTOS DE BORDE	45
2.8.5	ECUACIONES UTILIZADAS EN EL DIMENSIONAMIENTO DE MUROS. ..	47
2.8.6	ECUACIONES UTILIZADAS EN EL CÁLCULO DE ACERO A FLEXIÓN DEL MURO.	47
2.8.7	ECUACIONES UTILIZADAS PARA LA DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD DEL MURO.	48
2.9	VIGAS DE ACOUPLE.....	48
CAPÍTULO III: <u>RESULTADOS Y ANALISIS</u>		
3.1	INTRODUCCIÓN.....	57
3.2	ELABORACIÓN DEL SOFTWARE	58
3.3	REQUISITOS MÍNIMOS DEL SISTEMA, HARDWARE Y SOFTWARE.	59
3.4	CONSIDERACIONES DE DISEÑO DE HINDECS.	59
3.4.1	CAPACIDADES PERMISIBLES POR EL PROGRAMA PARA INGRESO DE	
3.4.2	CRITERIOS DE DISEÑO.....	61
a.	CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO DE VIGAS.	62
b.	CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO DE COLUMNAS.....	62
c.	CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO DE MUROS.....	63
3.5	MANUAL DE USUARIO DE HINDECS 1.0.....	63
3.5.1	INICIO DEL PROGRAMA.	63
3.5.2	INGRESO DE DATOS EN EL PROGRAMA.....	65
3.5.3	DISEÑO DE MARCOS ESPECIALES DE MOMENTO.....	67
3.5.3.1	DISEÑO DE VIGAS.....	69
3.5.3.2	DISEÑO DE COLUMNAS	80
3.5.3.3	ANÁLISIS DE UNIONES.....	88
3.5.4	DISEÑO DE MUROS ESTRUCTURALES.....	90
3.5.5	DISEÑO DE VIGAS ACOPLADAS.....	99
3.5.6	BOTON DE AYUDA.....	107

CAPÍTULO IV: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

4.1 CONCLUSIONES 112
4.2 RECOMENDACIONES. 113
4.3 BIBLIOGRAFÍA. 114

ANEXO I

ANEXO II

CAPÍTULO I

PREFACIO

1.1 INTRODUCCIÓN

Desde que el ser humano superó su estado nómada y se decidió por una existencia sedentaria surgió inevitablemente la necesidad de construir fisonomías y estructuras que le protegieran de las inclemencias y peligros propios del medio ambiente.

El desarrollo de la humanidad ha traído consigo una abundante variedad de edificaciones originadas por diversos motivos, entre ellos, fenómenos naturales que día a día se tornan más devastadores, es por esta causa que eventualmente se estudian nuevas formas para que las estructuras puedan resistir este tipo de eventos sin poner en riesgo la integridad de sus usuarios.

El diseño de estructuras para efectos sísmicos requiere una perspectiva diferente a la considerada para otros tipos de carga. Las cargas para sismos pueden estar ausentes durante la mayor parte de la vida de una estructura, pero de un momento a otro pueden aplicarse con una intensidad que conlleve a la estructura más allá de un rango lineal de respuesta en múltiples ciclos de carga que podrían causar que una estructura incorrectamente diseñada colapse.

En esta monografía se pretende presentar los requerimientos para diseño sísmico de marcos especiales de momento, muros estructurales y vigas de acople. En el capítulo XVIII del ACI la filosofía de diseño es que cuando una estructura sea sometida a movimientos de terreno a nivel de diseño de la estructura, esta responda con una disminución de rigidez y un aumento de su capacidad de disipación de energía, pero sin reducción de su resistencia crítica.

Como proyecto de culminación de estudios se desarrollará un software basado en el lenguaje Visual Basic.Net, que brinde una propuesta de diseño de elementos estructurales de concreto reforzado diseñados sísmicamente, en base al capítulo XVIII del ACI-318-14, y así contribuir tanto a docentes como futuros profesionales de la Universidad Nacional de Ingeniería, con un programa autodidáctico para diseñar estructuras sismo-resistentes.

1.2 ANTECEDENTES

Los sismos, terremotos o temblores de tierra, son vibraciones de la corteza terrestre, generadas por distintos fenómenos, como la actividad volcánica, la caída de techos de cavernas subterráneas, y hasta por explosiones. Sin embargo, los sismos más severos y los más importantes para la ingeniería civil, son los de origen tectónico, los que producen súbitas liberaciones de energía principalmente en forma de ondas vibratorias que se propagan a grandes distancias a través de la roca de la corteza.

Esta vibración de la corteza terrestre es la que pone en peligro las edificaciones que sobre ella se desplantan, al ser estas sacudidas por el movimiento de su base, y por ello se generan fuerzas de inercia que inducen esfuerzos importantes en los elementos de la estructura y que pueden conducirlos a la falla.

Hoy en día los avances que se han producido en la ingeniería civil y la sismología, hacen capaces a los ingenieros estructurales de diseñar elementos estructurales basados en requerimientos detallados para el diseño y construcción de diferentes sistemas estructurales que proporcionen a una edificación la capacidad para resistir eventos sísmicos de gran envergadura.

Cuando se habla de diseño sísmico de elementos de concreto reforzado no necesariamente se habla de elementos robustos, por el contrario, el diseño sísmico se basa en elementos reforzados diseñados de tal manera que optimicen la capacidad de carga de elementos de menor sección administrando mayores áreas de acero.

El capítulo 21 del ACI 318-05: Disposiciones especiales para el diseño sísmico, es cambiado en la siguiente versión del 2008 por el nombre de Capítulo 21: Estructuras sismo resistentes, en la siguiente versión del ACI 318-11 es conservado, y posteriormente en la versión actual ACI 318-14, el Capítulo de Estructuras sismo resistentes pasa a ser el Capítulo 18.

El Capítulo 18 del ACI 318-14 se aplica a los sistemas estructurales designados como la parte del sistema resistente ante fuerzas sísmicas, contiene disposiciones que se consideran como requisitos mínimos para una estructura de concreto capaz de soportar una serie de oscilaciones en el rango inelástico de respuesta sin un deterioro crítico de su resistencia.

La combinación de una rigidez reducida y una disipación de energía aumentada tienden a reducir la respuesta de aceleración de las oscilaciones y las fuerzas inerciales laterales, respecto a los valores que se producirían si la estructura se mantuviera elástica y con bajo amortiguamiento.

Por lo tanto, el uso de fuerzas de diseño que representen los efectos de un sismo como aquellos indicados en ASCE/SEI 7-10 requieren que el sistema de resistencia ante fuerza sísmica mantenga una porción significativa de su resistencia en el rango inelástico bajo desplazamientos alternantes.

1.3 JUSTIFICACIÓN

La tecnología en el sector construcción al igual que en todos los campos crece día con día a pasos agigantados, a pesar de las limitaciones económicas en las que Nicaragua se encuentra envuelta se hace necesario introducir nuevas herramientas que optimicen los procesos constructivos y permitan la supervivencia de los habitantes que residen sobre terrenos destinados a impredecibles e incesantes movimientos sísmicos, hasta el día de hoy en el territorio nicaragüense país hay innumerable cantidad de viviendas propensas a sufrir daños considerables con dichos movimientos telúricos.

La monografía a realizar tendrá como finalidad el desarrollo de una herramienta programada por computadora, autodidáctica, que provea una propuesta de diseño de los elementos resistentes diseñados sísmicamente en una estructura de concreto reforzado, con esto se espera lograr que la carrera de ingeniería civil en la Universidad Nacional de Ingeniería sea más completa al brindar una herramienta que facilite la incorporación total de la temática del diseño sísmico de concreto reforzado en las asignaturas correspondientes.

De ser correctamente impulsado, el programa que se pretende desarrollar, contribuiría enormemente en el desarrollo constructivo a nivel nacional, incorporando en la construcción de las estructuras de concreto reforzado, la opción de diseñarse sísmicamente, ya que se pretende que el programa pueda ser comprendido y desarrollado por estudiantes con los conocimientos básicos en las asignaturas de análisis estructural y diseño de estructuras de concreto reforzado.

El impulso motivacional por desarrollar un tema monográfico de este tipo es el de optimizar y ampliar los conocimientos adquiridos y aspiración por la ingeniería estructural, además de contribuir a los docentes de las asignaturas de diseño de concreto reforzado con una herramienta tanto pedagógica como de revisión para la enseñanza a futuras generaciones en la rama de la ingeniería estructural y en la especialidad del diseño sísmico de diseño de estructuras de concreto reforzado.

1.4 OBJETIVOS

1.4.1 OBJETIVO GENERAL

- ✚ Desarrollar un software para el diseño sísmico de vigas, vigas de acople, columnas, muros de corte y uniones viga-columna de concreto reforzado en base a los requerimientos del ACI 318-14 a través del programa Visual Studio 2013.

1.4.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- ✚ Optimizar los conocimientos sobre la temática del diseño sísmico de elementos estructurales de concreto reforzado.
- ✚ Elaborar un software que brinde una propuesta de diseño de vigas, columnas, muros de corte, vigas de acople, y uniones viga-columna según los requerimientos del capítulo XVIII de la ACI 318-14.
- ✚ Elaborar una guía anexa al software, que sirva como manual del software y también como manual de diseño sísmico de elementos de concreto reforzado.
- ✚ Brindar a la Universidad Nacional de Ingeniería una herramienta programada que contribuya al desarrollo de la temática de la construcción de estructuras sismoresistentes en la carrera de Ingeniería Civil.

CAPÍTULO II

PRINCIPIOS DEL DISEÑO SÍSMICO DE ELEMENTOS DE CONCRETO REFORZADO EN BASE AL CAPÍTULO XVIII ACI 318-14.

2.1 INTRODUCCIÓN.

Aunque las agitaciones sísmicas no se pueden prevenir en la práctica, la ciencia y la ingeniería proporcionan las herramientas que pueden utilizarse para reducir sus efectos substancialmente. Los avances tecnológicos pueden identificar probabilidades acertadas de ocurrencia de un evento sísmico, además de su magnitud. Los ingenieros estructurales con experiencia en diseño sísmico tienen suficiente comprensión de los efectos que trae consigo un evento telúrico sobre los edificios.

La estructura de un edificio ubicado en un área sísmica difiere solo que en su análisis considera la acción de las cargas que genera el sismo, por ello es necesario erradicar el concepto erróneo de que un edificio es sostenido por una estructura destinada a resistir cargas gravitatorias a las que se le agrega otra destinada a resistir cargas sísmicas. Una estructura sometida a la acción de un sismo sufre deformaciones, se haya previsto la fuerza sísmica o no. Los movimientos del terreno provocan que el edificio se mueva como péndulo invertido.

Por estos motivos el diseño de una estructura sismo resistente debe arrancar desde el instante en que nace un proyecto, acompañándolo en toda la evolución del mismo. Todo tipo de estructuras cuentan con elementos estructurales necesarios para la estabilidad a cargas gravitatorias que también pueden ser utilizados para absorber cargas sísmicas.

El enfoque principal del diseño sísmico ha sido reducir el riesgo de las pérdidas de vida en el terremoto más fuerte esperado, a través de un análisis más detallado y la aplicación de detalles más exigentes de los elementos del sistema resistente en una estructura, de forma que se cumplan los requerimientos especiales de los códigos para la resistencia a corte, momento y fuerza axial. En este capítulo, se abordarán las innovaciones que el diseño sísmico introduce al diseño convencional de elementos de concreto reforzado según el capítulo XVIII del ACI 318-14.

2.2 SISTEMAS RESISTENTES A FUERZAS LATERALES.

Muchos sistemas pueden usarse efectivamente para proveer resistencia a fuerzas sísmicas. Los sistemas más comúnmente usados consisten en marcos de momentos y muros de corte actuando de manera separadas o en combinación. El (ASCE, 2010) en la Tabla 12.2-1 categoriza los principales sistemas estructurales resistentes a fuerzas laterales, para concreto reforzados se resumen en los siguientes:

- a. Sistemas a base de Muros.
 - Muros de corte ordinarios
 - Muros de corte especiales
- b. Sistemas a base de Marcos de Momento
 - Marcos ordinarios de momento
 - Marcos intermedios de momento
 - Marcos especiales de momento
- c. Sistemas Duales (Muros y Marcos)
 - Sistemas duales con marcos especiales de momento capaces de resistir el 25% de la fuerza sísmica.
 - Sistemas duales con marcos intermedios de momento capaces de resistir el 25% de la fuerza sísmica.

2.3 MARCOS ESPECIALES DE MOMENTO.

Los marcos especiales de momento son usados como parte del sistema resistente a fuerzas sísmicas en edificios diseñados sísmicamente. Las vigas, columnas y uniones de viga-columnas son proporcionadas y detalladas para resistir fuerzas cortante, axial y flexión producidas debido al movimiento del edificio durante el sismo.

Cuando el sistema de marcos es designado como el sistema resistente a fuerzas laterales para edificios asignados en las categorías más altas de diseño sísmico (D, E y F), deben ser detallados como marcos especiales de momento.

2.4 PROPORCIONAMIENTO DE LOS MARCOS ESPECIALES DE MOMENTO.

Los claros económicos para marcos especiales de momento varían entre 6 y 9 metros. Los marcos especiales de momento con alturas de piso por encima de los 6 metros son comunes en edificios con alturas de piso relativamente alta, es importante asegurar que no se produzcan los efectos de piso débil.

El claro libre de una viga debe ser al menos cuatro veces su peralte efectivo. Y el peralte efectivo no debe exceder el doble del ancho de la columna en la dirección del marco, lo cual limita el aspecto de la unión viga-columna para mejorar la transferencia de fuerzas.

La relación entre las dimensiones de la sección transversal de todas las columnas no debe ser menor que 0.4, y el ancho de la viga b_w debe ser al menos $0.3h_b$, lo cual limita las secciones transversales a secciones más compactas. La mínima dimensión para una columna es de 300mm. Ver **Figura 2.1**.

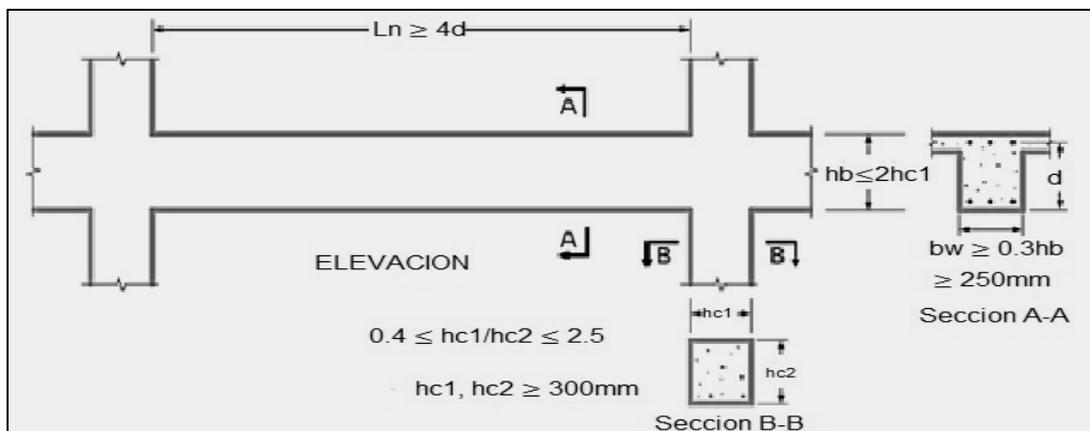


Figura 2.1 - Límites dimensionales para vigas y columnas en diseño sísmico (Tomado de NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 1 Segunda Edición. Figura 2-1).

2.4.1 DISEÑO DE COLUMNA FUERTE/ VIGA DÉBIL.

Cuando un edificio se sacude durante la ocurrencia de un sismo, la distribución del daño a lo largo de la altura depende de la distribución de la deriva lateral. Si el edificio tiene columnas o uniones débiles, la deriva lateral tiende a concentrarse en uno o ciertos pisos (**Figura 2.2a**) y puede exceder la capacidad de las columnas.

Por otro lado, si las columnas proveen un esqueleto fuerte y rígido en toda la altura del edificio, la deriva será uniformemente distribuida (**Figura 2.2b**). Las columnas en un determinado piso soportan el peso de todo el edificio por encima de ellas, mientras que las vigas solo soportan las cargas de gravedad de cada piso que conforman.

Debido a esto, la falla en columnas es más crítica que la falla en vigas y de aquí nace el principio de diseñar las columnas más fuertes que las vigas. (**Figura 2.2c**).

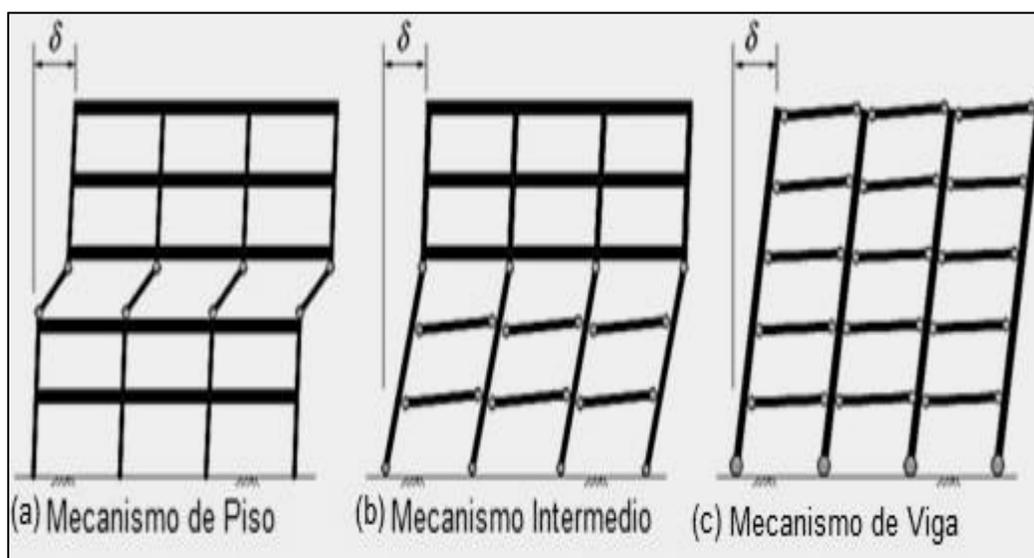


Figura 2.2 - Diseño de marcos especiales de momento evitando el mecanismo de piso. Δ . (Tomado de NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 1 Segunda Edición. **Figura 3-1**)

2.4.2 FACTORES DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA Y CARGA.

Según la sección 4.6 del ACI 318-14, el requisito básico para el diseño por resistencia se puede expresar como:

Resistencia de diseño \geq Resistencia requerida

$$\text{Ec. } \phi S_n \geq U \text{ Ec. 2.1}$$

En el procedimiento de diseño por resistencia, el margen de seguridad se obtiene mediante la combinación de factores aplicados a las cargas de servicio y factores de reducción de resistencia ϕ aplicados a las resistencias nominales. En la **Tabla 2.1**, correspondiente a la Tabla 21.2.1 del ACI 318-14, se muestran los valores de ϕ para el diseño por cortante, axial y momento.

Accion o Elemento		ϕ	Excepciones
(a)	Momento, fuerza axial o momento y fuerza axial combinados	0.65 a 0.9	-
(b)	Cortante	0.75	Se presentan requisitos adicionales en 21.2.4 para estructuras diseñadas para resistir efectos sísmicos.

Tabla 2.1– Factores de reducción de resistencia. (Tomado de ACI 318-14, sección 21.2.1)

Según 21.2.4 de ACI 318.14, para diseño de pórticos especiales resistentes a momento y muros estructurales especiales, diseñados para resistir efectos sísmicos, el valor de ϕ para cortante deberá modificarse de acuerdo a lo siguiente:

- **21.2.4.1** En cualquier elemento que se diseñe para resistir efectos sísmicos, ϕ para cortante debe ser 0.60 si la resistencia nominal a cortante del elemento es menor que el cortante correspondiente al desarrollo de la resistencia nominal a momento del elemento. La resistencia nominal a momento debe determinarse considerando las cargas axiales mayoradas críticas.
- **21.2.4.2** El valor de ϕ para cortante en diafragmas no debe exceder el valor mínimo de ϕ para cortante usado para los elementos verticales del sistema primario de resistencia ante fuerzas sísmicas.
- **21.2.4.3** En uniones viga columna y vigas de acople reforzadas en forma diagonal, ϕ para cortante debe ser 0.85.

Para las secciones controladas por compresión, se usa un factor ϕ menor que para las secciones controladas por tracción, ya que tienen menor ductilidad, son más sensibles a las variaciones en la resistencia del concreto y generalmente ocurre en elementos que soportan áreas de carga mayores que los elementos con secciones controladas por tracción.

En la **Tabla 2.2**, se muestran los factores de reducción de resistencia ϕ , para momento, fuerza axial, o combinación de momento y fuerza axial. En la **Figura 2.3**, se muestra la variación de ϕ con la deformación unitaria neta de tracción en el acero extremo a tracción ϵ_t .

Deformacion unitaria neta a traccion, ϵ_t	Clasificacion	ϕ
$\epsilon_t \leq \epsilon_{ty}$	Controlada por compresion	0.65
$\epsilon_{ty} < \epsilon_t < 0.005$	Transicion	$0.65 + 0.25(\epsilon_t - \epsilon_{ty}) / (0.005 - \epsilon_{ty})$
$\epsilon_t \geq 0.005$	Controlada por traccion	0.9

Tabla 2.2 – Factor de reducción de resistencia ϕ (Tomado de ACI 318-14 sección 21.2.2)

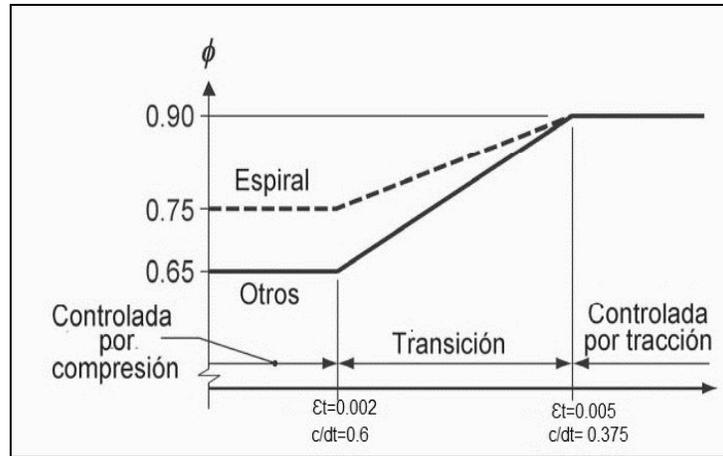


Figura 2.3 – Variación de ϕ con la deformación unitaria neta de tracción en el acero extremo a tracción ϵ_t . (Tomado de **ACI 318-14**, Referencia **R21.2.2b**)

2.5 DISEÑO DE VIGAS.

Las vigas son los elementos estructurales que transmiten las cargas distribuidas de las losas de piso a las columnas verticales. Normalmente se cuelan de manera monolítica con la losa y están reforzadas estructuralmente en una cara, la parte más baja de tensión, o ambas caras superior e inferior. Como son colados en forma monolítica con la losa, forman vigas *T* para las vigas interiores o una viga *L*.

Las vigas deberán diseñarse para fallar en tensión por fluencia inicial del refuerzo, pueden identificarse tres tipos de vigas según el tipo de falla, esto es, fluencia del acero o aplastamiento del concreto. En la **Figura 2.4** se representan los tres tipos de falla de vigas, descritos a continuación:

- 1- Sección balanceada: El acero comienza a fluir cuando el concreto alcanza su capacidad última de deformación y comienza a aplastarse. Al inicio de la falla, la deformación permisible a la compresión de la fibra extrema es 0.003, mientras que la deformación a tensión en el acero es igual a la deformación de fluencia $\epsilon_y = f_y/E_s$. La distribución de la deformación balanceada sigue la línea *Ab1* en la **Figura 2.4** a través del peralte de la viga.

- 2- Sección sobrerreforzada: La falla ocurre por aplastamiento inicial del concreto. En la iniciación de la falla, la deformación del acero ϵ_s será menor que la deformación de fluencia ϵ_y , como se indica con la línea $Ac2$, en la **Figura 2.4**, de aquí que el esfuerzo en el acero f_s será menor que su resistencia de fluencia f_y . Dicha condición se logra utilizando más refuerzo en la cara de tensión que el requerido para la condición balanceada.
- 3- Sección subreforzada: La falla ocurre por aplastamiento inicial del acero, como se muestra en la línea $Aa3$, en la **Figura 2.4** el acero continúa estirándose conforme la deformación en el acero aumenta más allá de ϵ_y . Esta condición se obtiene cuando el área del refuerzo de tensión utilizada en la viga es menor que la requerida para la condición de deformación balanceada.

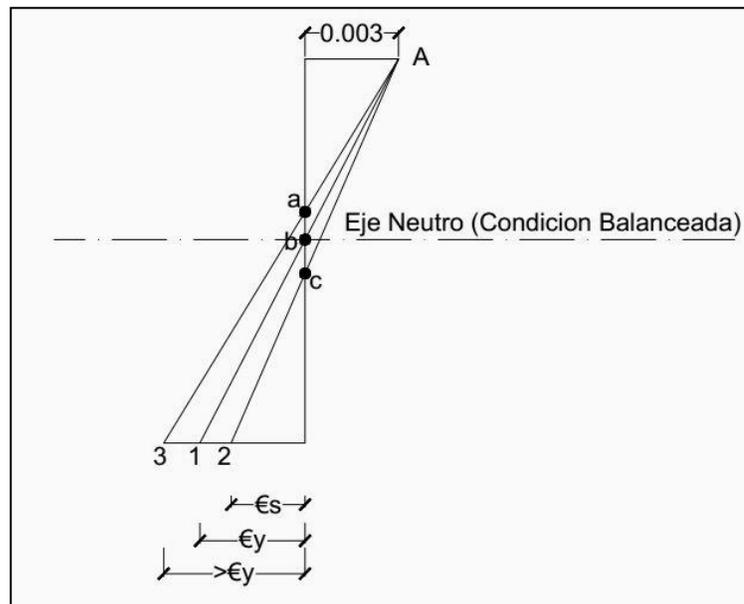


Figura 2.4 - Tipos de Falla de Vigas (Tomado de: Edward Nawy Quinta Edición - Concreto Reforzado, Un Enfoque Básico Figura 5.3)

De las posiciones c , b y a del eje neutro debe señalarse que el eje se desplaza hacia las fibras de compresión en la viga subreforzada conforme se alcanza el estado límite de falla del acero.

2.5.1 RESISTENCIA A MOMENTO EN LA VIGA Y REFUERZO LONGITUDINAL.

En el análisis o diseño de vigas con refuerzo de compresión $A's$, el análisis se divide de tal manera que la sección está en teoría compuesta de dos partes, como se muestra en la **Figura 2.5** se muestra el Diseño de la viga doblemente reforzada.

Las dos partes de la solución comprenden, la primera, la del refuerzo simple incluyendo el bloque rectangular equivalente, siendo el área del refuerzo de tensión diagonal igual a $(A_s - A's)$; y la segunda, las dos áreas de acero equivalente $A's$ tanto en la cara de tensión como en la de compresión para formar el par T_s y C_s como la segunda parte de la solución.

En la **Figura 2.5** se observa que el momento resistente nominal $M_n = M_{n1} + M_{n2}$, esto es la suma de los momentos de la primera y segunda parte.

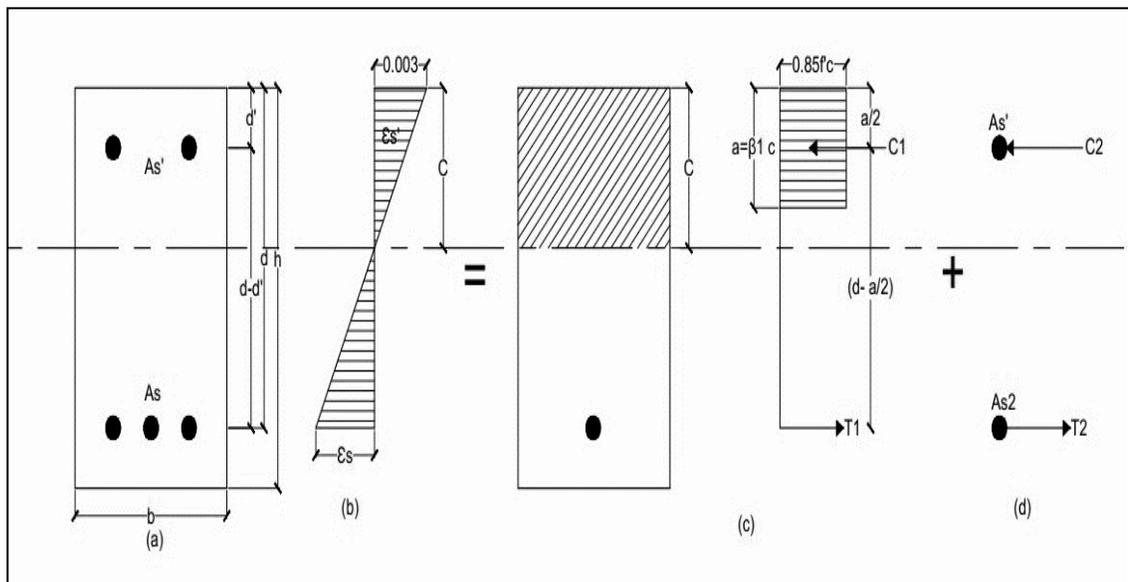


Figura 2.5 – Esfuerzos utilizados en el diseño de viga doblemente reforzada.

En la **Figura 2.5**, se muestran: (a) la sección transversal, (b) deformaciones, (c) parte 1 de la solución (simplemente reforzada), (d) parte de la solución (contribución del acero de compresión).

La **Figura 2.6** ilustra las ubicaciones de articulaciones plásticas previstas junto con una envolvente de momento típica obtenida analizando el marco bajo combinaciones de carga requeridas.

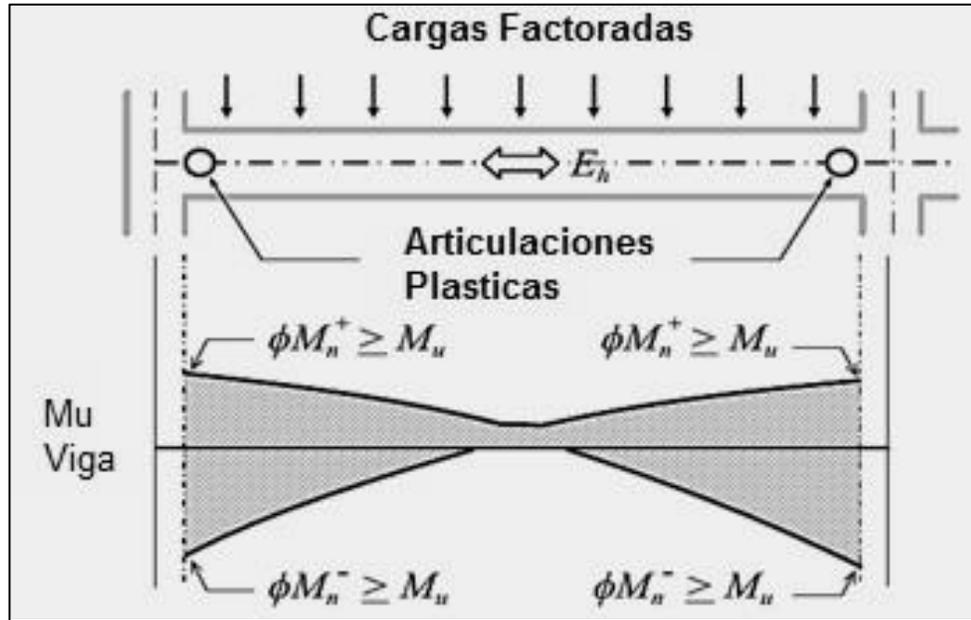


Figura 2.6 - Momentos de diseño en todas las secciones tienen que ser iguales o mayores a los momentos requeridos. (Tomado de **NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 1 Segunda Edición. Figura 5-1**)

Además de proporcionar la resistencia requerida, el refuerzo longitudinal también debe satisfacer los requisitos ilustrados en la **Figura 2.7**. Aunque ACI **18.6.3** permite una cuantía de refuerzo de 0.01 – 0.025 es más práctico para la constructibilidad.

El diseñador también debe especificar los requisitos para el empalme del refuerzo y los cortes de la barra. Cuando se utilicen empalmes de recubrimiento, éstos deben situarse a una distancia mínima de $2h_b$ de las secciones críticas donde es probable que se produzca la flexión (**Figura 2.8**).

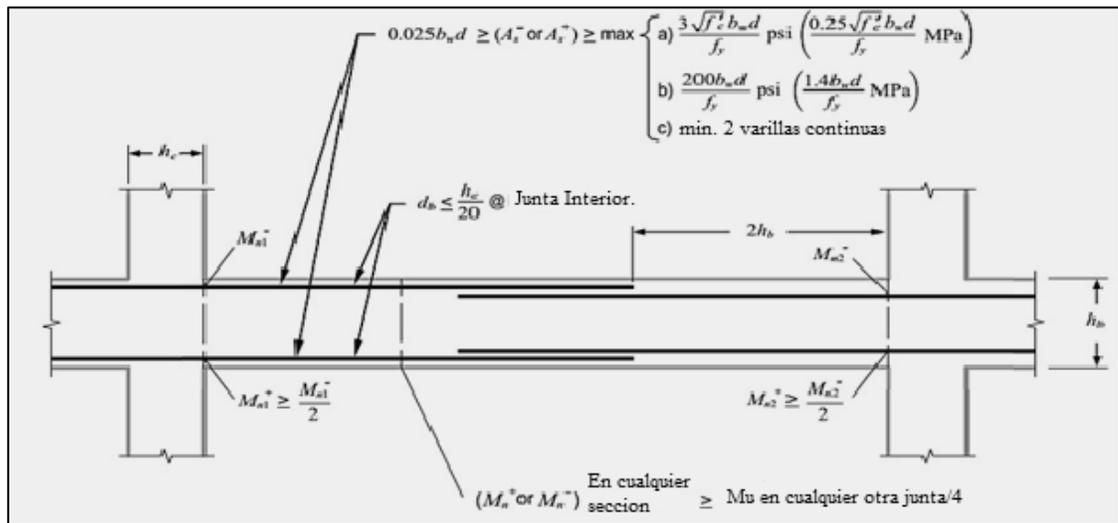


Figura 2.7 - Requerimientos para el refuerzo longitudinal de la viga. (Tomado de *NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 1 Segunda Edición. Figura 5-2*)

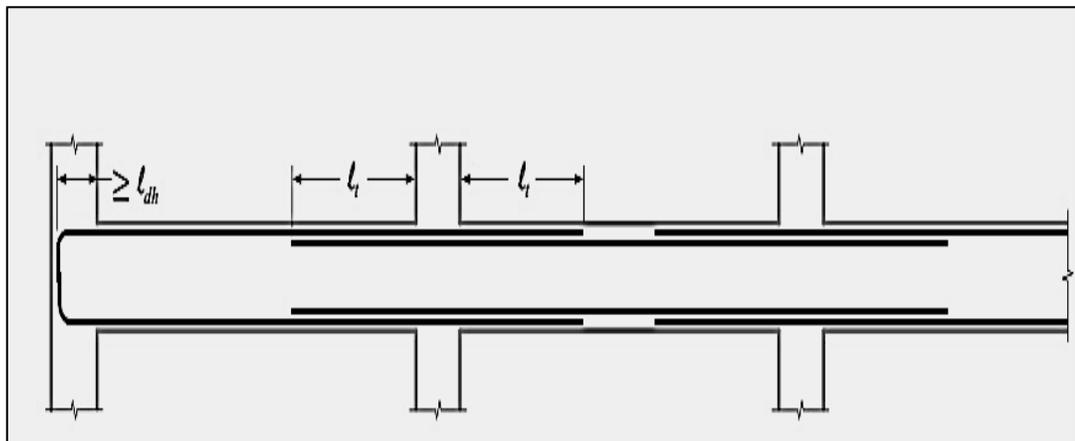


Figura 2.8 - Arreglo del refuerzo longitudinal para evitar empalmes. (Tomado de *NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 1 Segunda Edición. Figura 5-3*)

Las vigas *T* y *L* son las secciones con patines más comunes. Debido a que las losas se cuelan en forma monolítica con las vigas, tal como se muestra en la **Figura 2.9**, puede considerarse una rigidez o resistencia adicional a la sección rectangular de la viga por la participación de la losa.

El ancho del patín aceptado para incluirse con la viga y formar la sección con patín deberá satisfacer los siguientes requisitos:

- **En vigas T, será el menor de:**
 - $8hf$ (hf : Espesor de la losa)
 - $Sw/2$ (Sw : Distancia libre a la siguiente alma)
 - $Ln/8$
- **Vigas L:**
 - $6hf$ (hf : Espesor de la losa)
 - $Sw/2$ (Sw : Distancia libre a la siguiente alma)
 - $Ln/12$

Las vigas con patín se utilizan principalmente como secciones en los centros de los claros, como se muestra en la **Figura 2.9**. Esto se debe a que el patín está en compresión en el centro del claro y puede contribuir a la resistencia del momento de la sección en dicho punto.

En el apoyo, el patín está en tensión; por lo tanto, no se toma en cuenta para el cálculo de la resistencia a flexión de la sección de apoyo.

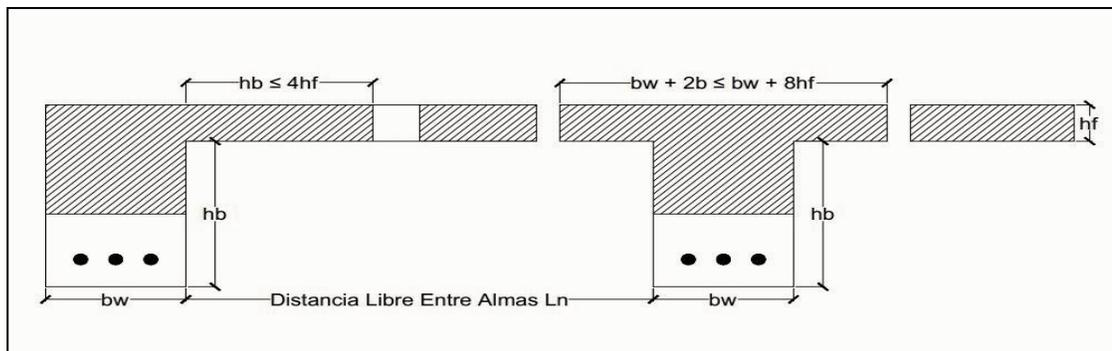


Figura 2.9 – Porción de losa que debe incluirse en el diseño por flexión.

En otras palabras, la sección en el apoyo será una sección invertida doblemente reforzada con el acero a compresión $A's$ en las fibras inferiores y el acero de tensión A_s , en las fibras superiores.

La **Figura 2.9** muestra una elevación de una viga continua con secciones en el centro del claro y en los apoyos para representar este análisis.

Los principios básicos utilizados para el diseño de vigas rectangulares pueden también aplicarse a las vigas con patín. La diferencia principal entre las secciones rectangulares y con patín está en el cálculo de la fuerza de compresión C_c . Pueden identificarse dos casos dependiendo de la profundidad del eje neutro:

Caso 1: Profundidad del eje neutro c menor que el espesor del patín h_f . $c < h_f$.

Este caso puede tratarse de forma similar a la sección rectangular estándar siempre y cuando la profundidad " a " del bloque equivalente sea menor que el espesor del patín. En el análisis el ancho b del patín de la cara de compresión deberá utilizarse como el ancho de la viga.

Tomando como referencia la **Figura 2.10** para el equilibrio de fuerzas donde $C = T$, se obtienen las mismas ecuaciones de equilibrio que para vigas rectangulares.

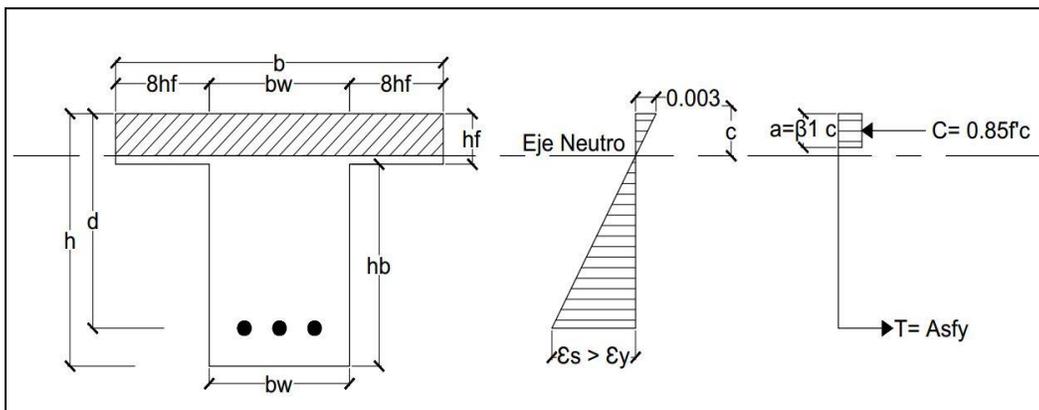


Figura 2.10 – Sección T con el eje neutro dentro del patín. $c < h_f$.

Caso 2: Profundidad del eje neutro c mayor que el espesor del patín h_f . $c > h_f$.

En este caso, la profundidad del bloque de esfuerzo rectangular equivalente “ a ” puede ser menor o mayor que el espesor del patín h_f . Si c es mayor que h_f y “ a ” es menor que h_f , la viga puede aún considerarse para propósitos de diseño como una viga rectangular. Por lo tanto, se aplica el procedimiento de diseño del caso anterior.

Si ambos, “ c ” y “ a ” son mayores que h_f , la sección deberá considerarse como una sección tipo T real. Este tipo de viga T ($a > h_f$) puede tratarse de manera similar a una sección rectangular doblemente reforzada, como se muestra en la **Figura 2.10**.

Se considera que la contribución a la fuerza de compresión del volado del patín es la misma que la de un refuerzo de compresión imaginario. En la **Figura 2.11** la fuerza de compresión C_n es igual a la resistencia promedio del concreto f'_c multiplicado por el área transversal de los volados del patín, como lo indica la ecuación **Ec. 2.2**.

$$\text{Ec. } C_n = 0.85f'_c(b - bw)h_f = 2r'h_f f'_c \quad \text{Ec. 2.2}$$

Donde

r' : Longitud del volado a cada lado del alma.

Por equilibrio la fuerza de compresión C_n se iguala a la fuerza de compresión $T_n = A_s f_y$, donde $A_s f_y$ es un área de compresión imaginaria cuya capacidad de fuerza equivalente a la del volado del patín de compresión. Por lo tanto, un área equivalente $A_s f_y$ del refuerzo de compresión a desarrollar por los volados de los patines tendrá el valor equivalente al de la ecuación **Ec. 2.3**.

$$\text{Ec. } A_s f_y = 0.85f'_c(b - bw)c h_f / f_y \quad \text{Ec. 2.3}$$

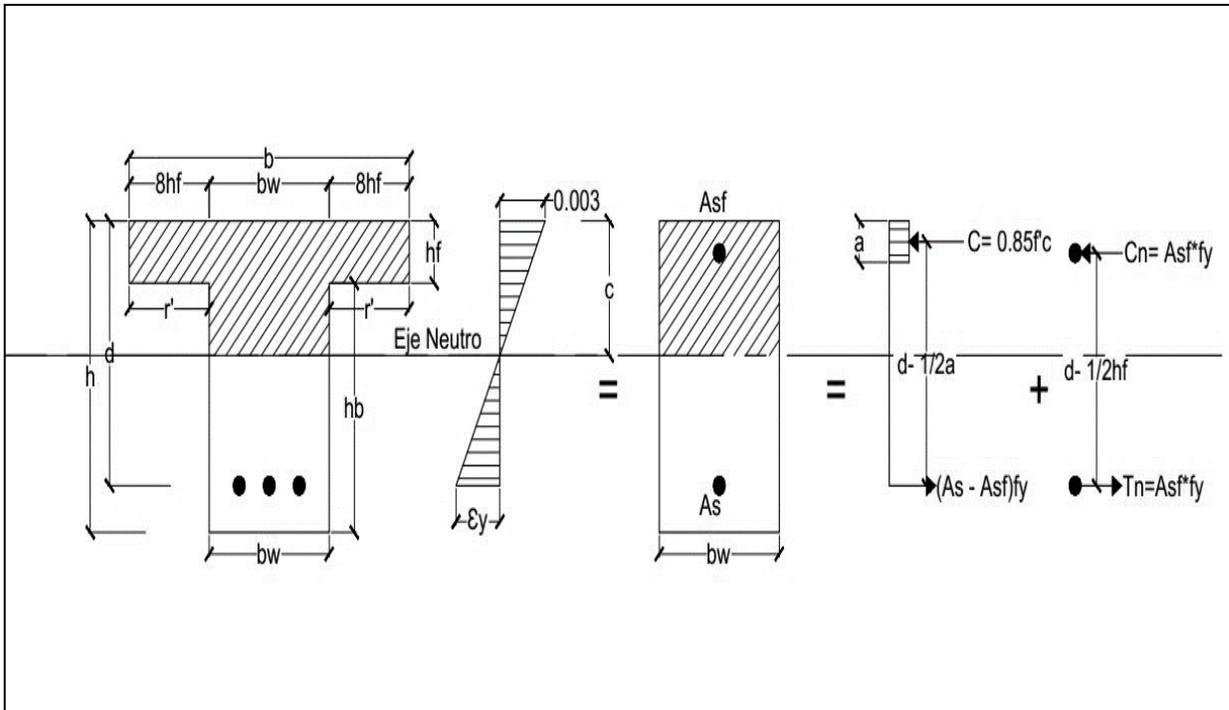


Figura 2.11 – Sección T con el eje neutro fuera del patín. $c > hf$.

En la **Figura 2.11** se muestran la distribución de esfuerzos y deformaciones de secciones con patín.

2.5.2 MOMENTOS PROBABLES (M_{pr}).

El ACI define la resistencia de momento probable, M_{pr} , como resistencia de momento de un miembro, con o sin carga axial, determinada usando las propiedades del miembro en las caras de las juntas asumiendo un esfuerzo de tracción en barras longitudinales de al menos $1.25 f_y$, donde f_y es el límite de elasticidad nominal del refuerzo y un factor de reducción de la fuerza Φ de 1.0.

2.5.3 CORTANTE Y REFUERZO TRANSVERSAL EN VIGAS.

El análisis y diseño de secciones de concreto reforzado para resistir fuerzas cortantes que resultan de las cargas externas es de principal importancia en las estructuras de concreto reforzado debido a que la resistencia a tensión del concreto es considerablemente menor que la de compresión.

El comportamiento de las vigas de concreto reforzado en el instante de la falla por cortante es muy diferente a su comportamiento por flexión. La falla es repentina, sin suficiente aviso previo y las grietas diagonales que se desarrollan son más amplias que las de flexión.

El cortante de diseño se calcula a continuación como el cortante necesario para mantener el equilibrio momentáneo del cuerpo libre (es decir, sumando momentos alrededor de un extremo para obtener el cortante en el extremo opuesto). La **Figura 2.12** muestra las condiciones para determinar el cortante para las cargas en una dirección.

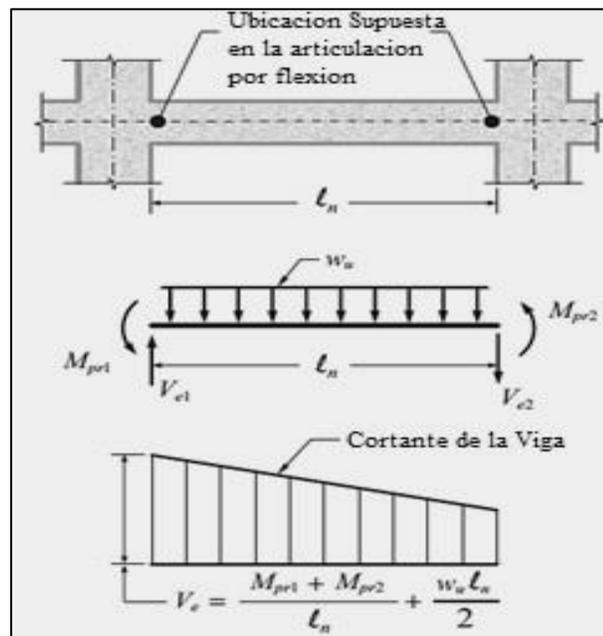


Figura 2.12 - Cortante de diseño para pórticos intermedios resistentes a momentos. (Tomado de ACI 318-14 Referencia R18.4.2.)

Las vigas de marcos especiales de momento, se pueden dividir en tres zonas diferentes cuando se considera dónde pueden colocarse estribos: las zonas en las que se espera que se produzca fluencia, preferiblemente a los extremos de la viga; La zona a lo largo de las barras empalmadas, si las hay y las longitudes restantes de la viga, como se muestra en la **Figura 2.13**.

El cortante último V_u se obtiene de sumar la carga última y los momentos probables, y en base a este cortante se calcula el refuerzo transversal y la separación del mismo. Según sección **22.5.1.1** deberá cumplirse que:

$$V_u < \phi(V_c + V_s)$$

La resistencia a cortante del concreto V_c , puede ser tomada igual a cero cuando la fuerza inducida por el sismo, calculada según la sección **18.6.5.1** ACI, representa la mitad o más de la resistencia máxima a cortante requerida en esas zonas. También la fuerza axial de compresión mayorada P_u incluyendo los efectos sísmicos deberá ser menor que $\frac{A_g f'_c}{20}$

Si la fuerza cortante inducida por el sismo representa menos de la mitad de la resistencia a cortante máxima requerida en esas longitudes el cortante V_c se toma igual a cero. El primer estribo cerrado colocado en la longitud de $2h_b$, deberá estar colocado a una separación de no más de $50mm$ de la cara de la columna de apoyo según **18.6.4.4** ACI.

Los estribos colocados a una longitud L_d , o en la longitud de empalme de varillas, se colocarán a una separación de $6db$, $d/4$ ó $100mm$, el que sea menor, según la sección **18.6.5** ACI. El resto de los estribos no considerados anteriormente, se colocarán a una separación de no más de $d/2$ ó $150mm$, el que sea menor, según la sección **18.6.4.6** ACI. Los detalles geométricos de los estribos y ganchos complementarios se definen en la sección **25.3** ACI.

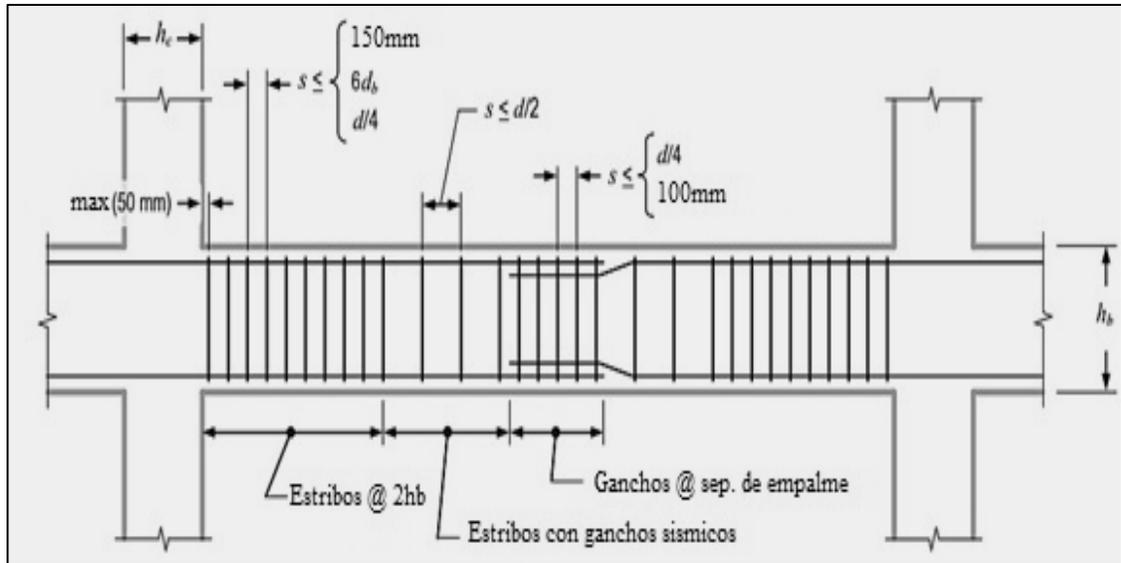


Figura 2.13 - Ubicación de estribos y ganchos para una viga. (Tomado de NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 1 Segunda Edición. Figura 5-13)

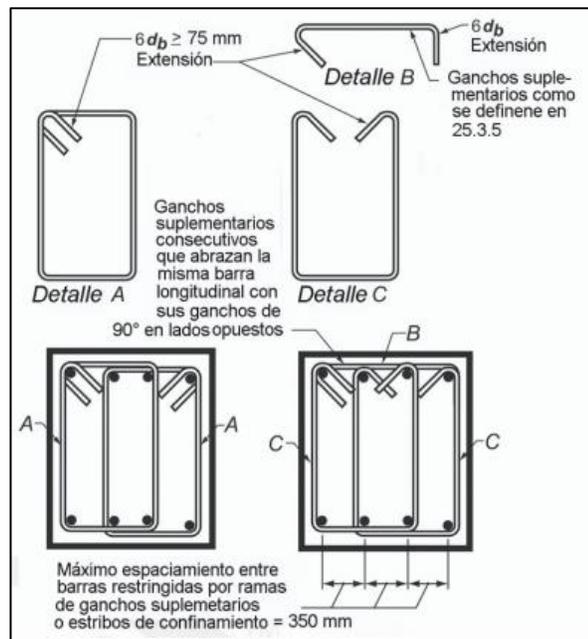


Figura 2.14 – Ejemplos de estribos cerrados de confinamiento superpuestos e ilustración del límite máximo de espaciamiento horizontal de barras longitudinales restringidas lateralmente (Tomado de ACI 318-14 Sección 18.6.4)

2.5.4 ECUACIONES UTILIZADAS EN EL DIMENSIONAMIENTO Y DISEÑO A FLEXIÓN DE VIGAS.

- **Cálculo de Momentos Probables:**

$$\text{Ec. } M_{PR} = 1.25A_s f_y \left(b - \frac{a}{2} \right) \text{ (KN - m) Ec. A1.10}$$

- **Dimensionamiento preliminar:**

$$\text{Ec. } dt = \sqrt[3]{\frac{1.43Mu}{\phi f_y \rho \left[\frac{f'_c - 0.59 f_y \rho}{f'_c} \right]}} \text{ (mm) Ec. A1.1}$$

- **Acero mínimo y máximo a flexión:**

$$\text{Ec. } A_{s_{min}} = \frac{0.25 \sqrt{f'_c} b w d}{f_y} \text{ (mm}^2\text{) Ec. A1.}$$

$$\text{Ec. } A_{s_{min}} = \frac{1.4 b w d}{f_y} \text{ (mm}^2\text{) Ec. A1.3}$$

$$\text{Ec. } A_{s_{max}} = 0.0025 b w * d \text{ Ec. A1.4}$$

- **Acero requerido a flexión:**

$$\text{Ec. } \frac{Mu}{\phi b d^2 f'_c} = W - \frac{W^2}{1.7} \text{ Ec. A1.5}$$

$$\text{Ec. } W = \frac{\rho f_y}{f'_c} \text{ Ec. A1.6}$$

$$\text{Ec. } A_s = \frac{W * f'_c}{f_y} b d \text{ (mm}^2\text{) Ec. A1.6}$$

- **Cálculo de Capacidad de la Viga:**

$$\text{Ec. } \phi M_n = \phi f_y A_s \left(d - \frac{a}{2} \right) \text{ (KN.m) Ec. A1.7}$$

$$\text{Ec. } a = \frac{A_s * f_y}{0.85 f'_c b w} \text{ (mm) Ec. A1.8}$$

2.5.5 ECUACIONES UTILIZADAS EN EL DISEÑO POR CORTANTE DE VIGAS.

- **Resistencia a cortante del Acero:**

$$\text{Ec. } \phi V_s = \frac{\phi A_v * f_y * d}{s} \quad \text{Ec. A1.14}$$

- **Resistencia a cortante del Concreto:**

$$\text{Ec. } \phi V_c = 0.17 \sqrt{f'_c} bwd \text{ (KN)} \quad \text{Ec A1.13}$$

2.6 DISEÑO DE COLUMNAS.

Las columnas son los miembros verticales a compresión de los marcos estructurales, que sirven para apoyar las vigas cargadas. Transmiten las cargas de los pisos superiores hasta la planta baja y después al suelo, a través de la cimentación. Puesto que las columnas son elementos a compresión, la falla de una columna en un lugar crítico puede causar el colapso progresivo de los pisos concurrentes y el colapso total último de la estructura completa.

En términos económicos y de pérdidas humanas, la falla estructural de una columna es un evento de principal importancia. Es por esto que se debe tener un cuidado extremo en el diseño de las columnas, que deben tener una reserva de resistencia más alta que las vigas o cualquier otro elemento estructural horizontal, especialmente porque las fallas de compresión proporcionan muy poca advertencia visual.

Los principios de compatibilidad de esfuerzos y deformaciones que se aplicaron en el análisis y diseño de las vigas, se aplican de igual forma a las columnas. Sin embargo, se introduce un factor nuevo, la adición de una fuerza axial externa a los momentos flexionantes que actúan en la sección crítica; en consecuencia, es necesario hacer un ajuste a las ecuaciones de equilibrio de fuerzas y momentos que se desarrollaron para las vigas, con el objeto de tomar en cuenta un efecto de compresión y flexión combinadas.

En el caso de las vigas, la cantidad de refuerzo se controla para obtener un comportamiento de falla dúctil. En el caso de las columnas, ocasionalmente dominará la carga axial; por lo que no se puede evitar el comportamiento de falla por compresión para los casos en que existe una relación grande de carga axial/momento flexionante.

A medida que la carga en una columna se incrementa, el agrietamiento se intensifica en los lugares de los amarres transversales, en toda su altura. En el estado límite de falla, el recubrimiento de concreto de las columnas con estribos se desprende y las varillas longitudinales quedan expuestas.

Las cargas adicionales conducen a la falla y al pandeo local de las varillas longitudinales individuales, en las partes sin soporte entre los estribos. Se debe notar que en el estado límite de falla, el recubrimiento de concreto del refuerzo se desprende primero antes de que se destruya la adherencia.

Como en el caso de las vigas, la resistencia de las columnas se calcula con los principios básicos siguientes:

- Existe una distribución lineal de las deformaciones entre la sección transversal de la columna.
- No hay deslizamiento entre el acero y el concreto. (esto es, la deformación en el acero y en el concreto en contacto es la misma).
- Para el propósito de los cálculos de la resistencia, la deformación máxima permisible del concreto en la falla es de 0.003.
- La resistencia en tensión del concreto es despreciable y no se considera en los cálculos.

2.6.1 TIPOS DE COLUMNAS.

Las columnas pueden clasificarse con base a su forma y la disposición del refuerzo, con la posición de la carga en la sección transversal y por la longitud de la columna en relación a sus dimensiones laterales. La forma y el arreglo del refuerzo, identifican a los tres tipos de columnas que se ilustran en la **Figura 2.15**.

- 1- **Columnas rectangulares o cuadradas:** con refuerzo longitudinal de varillas y estribos laterales.
- 2- **Columnas circulares:** con refuerzo longitudinal y refuerzo en espiral o con estribos.
- 3- **Columnas compuestas:** En las que se confinan perfiles estructurales en el concreto. Los perfiles estructurales se pueden colocar adentro de la jaula del refuerzo. Según ACI **10.2.2.1**, las columnas compuestas incluyen tanto las secciones de acero estructural embebidas en el concreto como las secciones de acero estructural huecas rellenas con concreto.

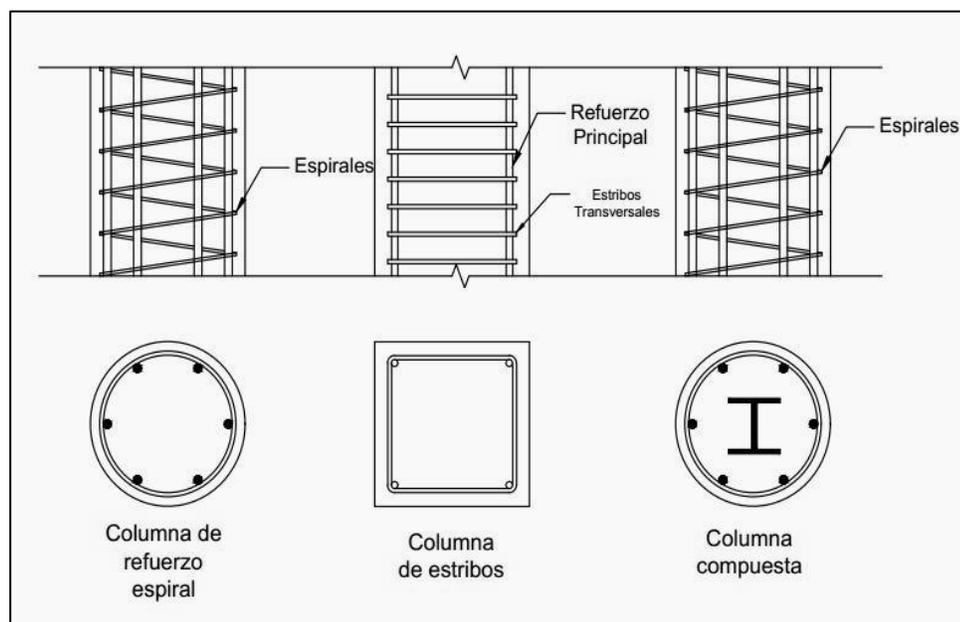


Figura 2.15 - Tipos de columnas según el arreglo del refuerzo.)

Aunque las columnas con estribos son las que se usan con más frecuencia por sus costos menores de construcción, cuando se requiere un incremento en la ductilidad, como en zonas sísmicas, también se usan columnas rectangulares o circulares con refuerzo espiral. En base a la posición de la carga en la sección transversal, se puede clasificar a las columnas como cargadas axialmente o excéntricamente, según se muestra en la **Figura 2.16**.

Las columnas axialmente cargadas no soportan momento; sin embargo, en la práctica se debe diseñar a todas las columnas para resistir alguna excentricidad no prevista o accidental que se pueda producir por causas como las variaciones en el alineamiento vertical de la cimbra.

Las columnas con carga excéntrica están sujetas a momento además de la fuerza axial. El momento se puede convertir en una carga P y una excentricidad " e ", como se muestra en la **Figura 2.16**. Además, se dice que una columna está cargada biaxialmente cuando existe flexión con respecto a los dos ejes X e Y .

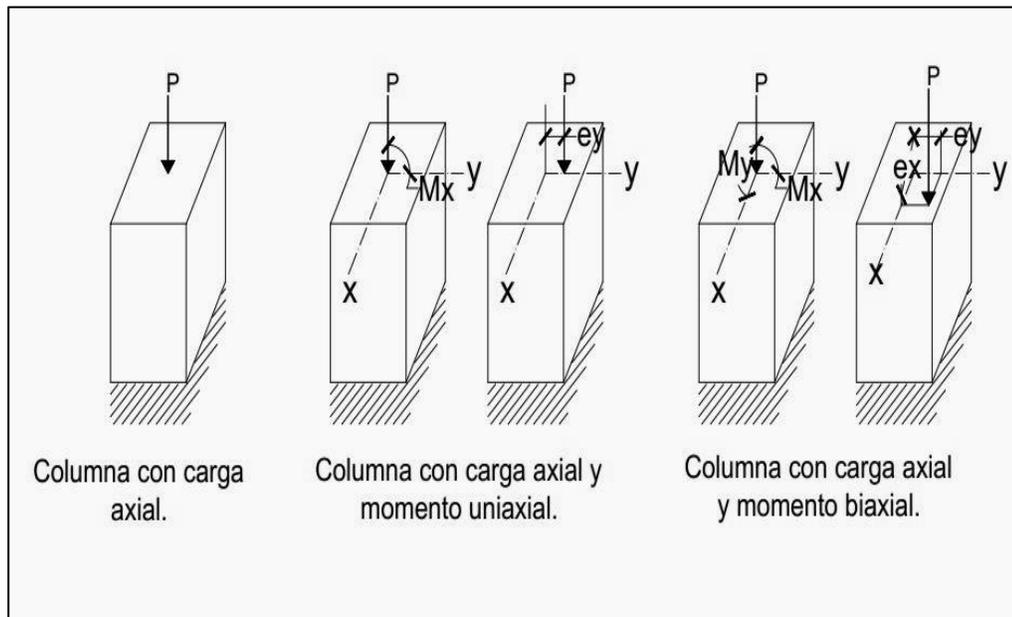


Figura 2.16 - Variantes de excentricidades provocadas por una carga axial en una columna.

La falla en las columnas se puede presentar como resultado de una falla en el material por la fluencia inicial del acero en la cara de tensión o por el aplastamiento inicial del concreto en la cara de compresión, o por la pérdida de la estabilidad lateral estructural (es decir, por pandeo). Si la falla de la columna se debe a la falla inicial del material, se clasifica como **columna corta**.

A medida que se incrementa la longitud de la columna, también se incrementa la probabilidad de que el pandeo produzca la falla, Por lo tanto, la transición de columna corta (falla del material) a columna larga (falla por pandeo) se define como la relación de la longitud efectiva " $k L_u$ " con el radio de giro " r ".

Donde la altura L_u , es la longitud no apoyada de la columna y k es un factor que depende de las condiciones en los extremos de la columna y en si esta contraventeada o no lo está. A esta relación $\frac{kL_u}{r}$, se le define como relación de esbeltez.

2.6.2 MODOS DE FALLA DEL MATERIAL EN LAS COLUMNAS.

Con base en la deformación del acero de refuerzo en el lado a tensión, la sección está sujeta a una de las dos condiciones iniciales de falla siguientes:

1. Falla de tensión por la fluencia inicial del acero en el lado a tensión.
2. Falla de compresión por el aplastamiento inicial del concreto en el lado a compresión.

La condición balanceada se presenta cuando la falla se desarrolla simultáneamente en tensión y en compresión. Si P_n es la carga axial y P_{nb} es la carga axial correspondiente a la condición balanceada, entonces:

- $P_n < P_{nb}$: Falla de tensión.
- $P_n = P_{nb}$: Falla Balanceada.
- $P_n > P_{nb}$: Falla a compresión.

En cualquiera de los casos anteriores, debe mantenerse la relación de compatibilidad de deformaciones.

2.6.3 RESISTENCIA A FLEXION/AXIAL Y REFUERZO LONGITUDINAL.

Para cumplir con los requerimientos de columna-fuerte/viga-débil del ACI 318-14, la suma de los momentos nominales, M_{nc} , de las columnas que llegan a cada nodo viga-columna debe ser al menos 1.2 veces la suma de los momentos nominales, M_{nb} , de las vigas que llegan al nodo. Este chequeo debe ser verificado independientemente para desplazamientos en cada dirección y en cada una de las direcciones de análisis. Ver **Figura 2.17**.

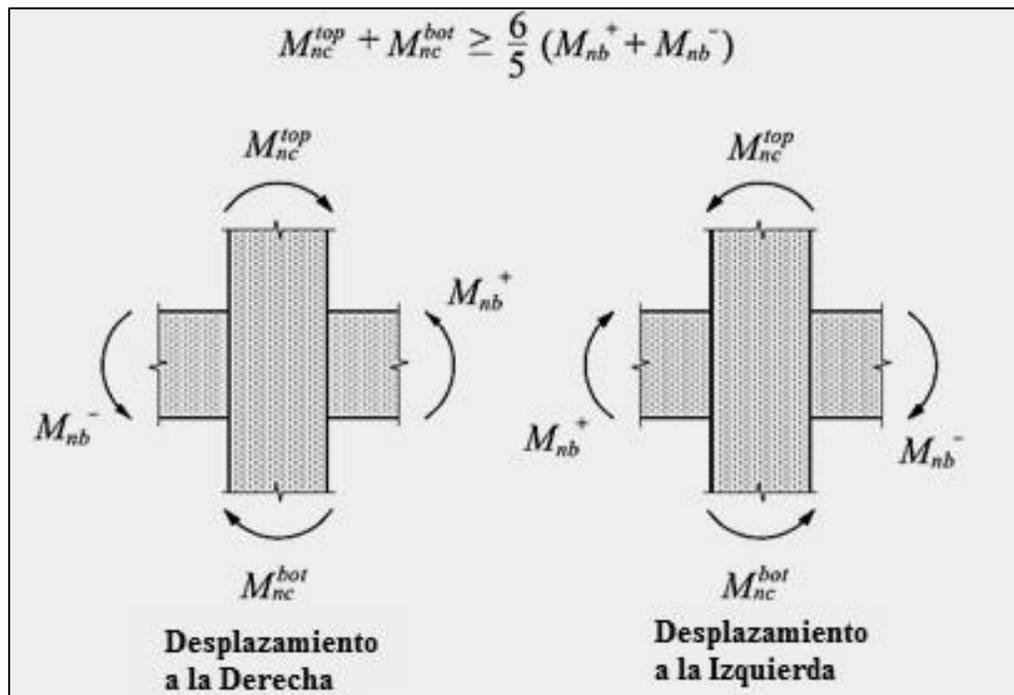


Figura 2.17 – Momento de diseño para principio de columna fuerte viga débil, (Tomado de NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 1 Segunda Edición. [Figura 5-15](#))

2.6.4 REFUERZO DE CORTANTE Y CONFINAMIENTO.

El refuerzo transversal es requerido en columnas para (a) confinar el nucleo de concreto, (b) proveer soporte lateral al refuerzo longitudinal, (c) confinar los traslapes de refuerzo lateral, y (d) proveer resistencia al corte. Para garantizar lo anterior, la cantidad de refuerzo requerido varia a lo largo de la longitud de la columna como se ilustra en la siguiente en la **Figura 2.18:**

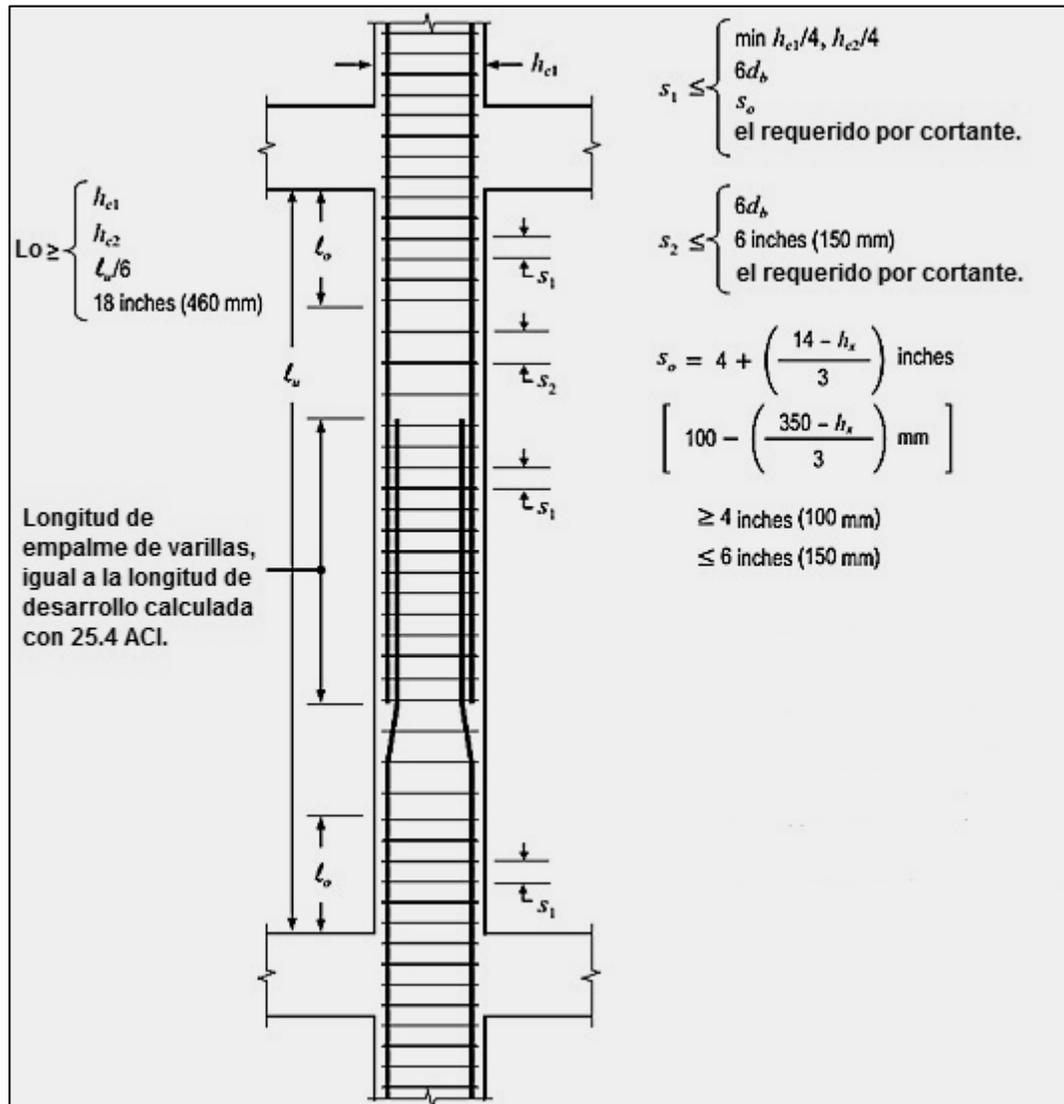


Figura 2.18 - Espaciamiento requerido para el refuerzo transversal de la columna. (Tomado de NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 1 Segunda Edición. Figura 5-18)

2.6.5 RESISTENCIA AL CORTANTE.

Una vez el refuerzo de corte ha sido seleccionado de acuerdo con lo mencionado anteriormente (Ver **Figura 2.19**), la resistencia a corte de la columna debe ser revisada. El ACI en la sección **18.7.6.1** presenta los siguientes metodos para determinar el cortante de diseño de la columna:

- El cortante resultante del analisis.
- Asumiendo articulaciones plasticas en las columnas.
- Asumiendo articulaciones plasticas en las vigas.

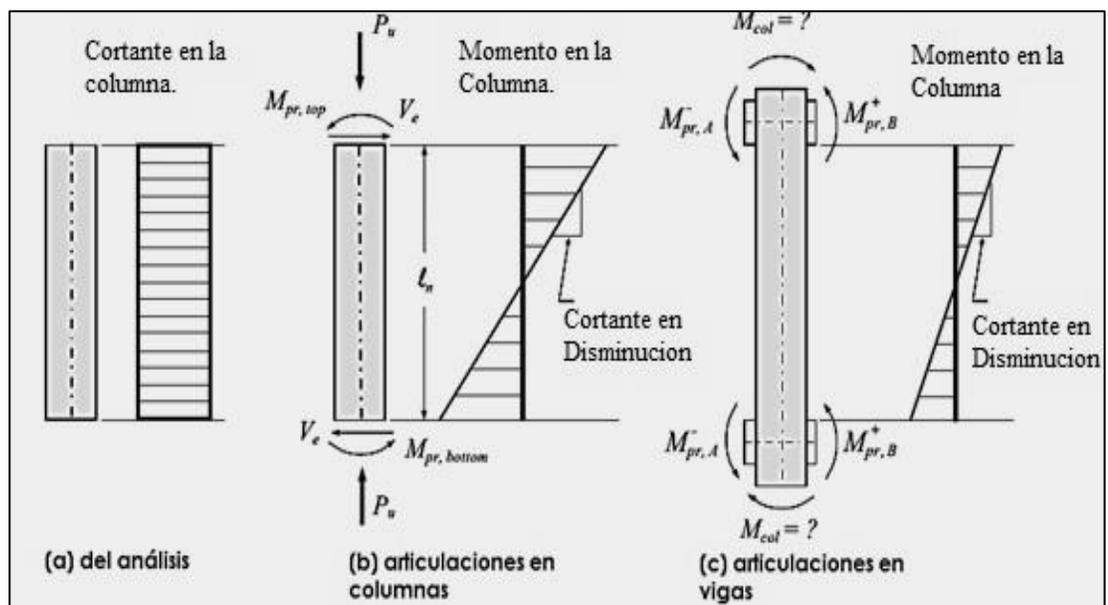


Figura 2.19 - Diagrama de cortante y momento en Columnas. (Tomado de NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 1 Segunda Edición. **Figura 5-21**)

2.6.6 ECUACIONES UTILIZADAS EN EL DIMENSIONAMIENTO Y DISEÑO DE REFUERZO PRINCIPAL DE COLUMNAS.

- **Dimensionamiento Preliminar.**

$$\text{Ec. } A_g(\text{mm}^2) = \frac{7.5Pu}{f'c} \quad \text{Ec. A2.1}$$

- **Determinación de refuerzo principal requerido.**

$$\text{Ec. } A_s = \rho hb \text{ (mm}^2\text{)} \quad \text{Ec. A.2.2}$$

- **Determinación de acero mínimo.**

$$\text{Ec. } A_{smin} = \frac{0.25\sqrt{f'c} bwd}{f_y} \text{ (mm}^2\text{)} \quad \text{Ec. A.2.3}$$

$$\text{Ec. } A_{smin} = \frac{1.4 bwd}{f_y} \text{ (mm}^2\text{)} \quad \text{Ec. A.2.4}$$

- **Chequeo de Resistencia a Flexión y Capacidad.**

$$\text{Ec. } \sum M_{nc} \geq \frac{6}{5} \sum M_{nb} \quad \text{Ec. A.2.5}$$

$$\text{Ec. } Cc + \sum Cs - \sum Ts - Pn = 0 \quad \text{Ec. A.2.6}$$

$$\text{Ec. } Pn = Cc + Cs - Ts \text{ (KN)} \quad \text{Ec. A2.10}$$

$$\text{Ec. } Mn = 0.85f'c b a \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + A's f's (h - d') + A_s f_y \left(d - \frac{h}{2} \right) \text{ (KN - m)} \quad \text{Ec. A2.9}$$

2.6.7 ECUACIONES UTILIZADAS EN EL DIMENSIONAMIENTO Y DISEÑO DE REFUERZO PRINCIPAL DE COLUMNAS.

- **Diseño de Refuerzo por cortante mínimo.**

$$\text{Ec. } A_{sh min} = 0.09S bc \frac{f'c}{f_y} \text{ (mm}^2\text{)} \quad \text{Ec. A2.11}$$

$$\text{Ec. } A_{sh min} = 0.3S bc \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'c}{f_y} \text{ (mm}^2\text{)} \quad \text{Ec. A2.12}$$

- **Chequeo para refuerzo por cortante.**

$$\text{Ec. } Vu \leq \phi Vc + \phi Vs \quad \text{Ec. A2.13}$$

- **Cortante que resiste el concreto.**

$$Vc = 1.7\sqrt{f'c} \left(1 + \frac{Pu}{14A_g} \right) bwd \text{ (KN)} \quad \text{Ec. A2.14}$$

- **Cortante que resiste el acero:**

$$Vs = \frac{A_{vt} f_y d}{s} \text{ (KN)} \quad \text{Ec. A2.15}$$

2.7 DISEÑO DE UNIONES VIGA-COLUMNA.

Una conexión viga-columna se define como el volumen de concreto común a dos o más miembros que se interceptan, y es equivalente al nodo estructural. Son muy importantes en el desempeño global de la estructura, y su resistencia debe ser mayor a la resistencia de los miembros que se vinculan a ella, pues el agotamiento del núcleo de la conexión prematuro puede impedir que se ejecuten los mecanismos de disipación de energía de los demás elementos, dichas fallas en las conexiones son difíciles de reparar y pueden conducir al colapso de la estructura.

El diseño de las conexiones viga columna tiene como principales objetivos:

- Preservar la integridad de la unión de tal manera que las capacidades de deformación y resistencia de las vigas y columnas vinculadas puedan ser desarrolladas sin inconvenientes durante eventos sísmicos.
- Prevenir la degradación excesiva de la rigidez del nodo bajo efectos sísmicos minimizando el agrietamiento del concreto en la conexión y la pérdida de adherencia entre el concreto y las barras longitudinales de la viga y la columna.
- Prevenir la falla frágil por corte en la junta.

Una unión viga-columna se define como la porción de la columna dentro de la altura de las vigas que se unen a ella. Anteriormente, el diseño de las uniones monolíticas se limitaba a proveer el anclaje adecuado para el refuerzo de los elementos.

Sin embargo, la creciente utilización del concreto de alta resistencia que generan elementos con secciones transversales más pequeños y la utilización de barras de refuerzos con diámetros mayores, exige ahora una mayor atención al diseño y al despiece de las uniones.

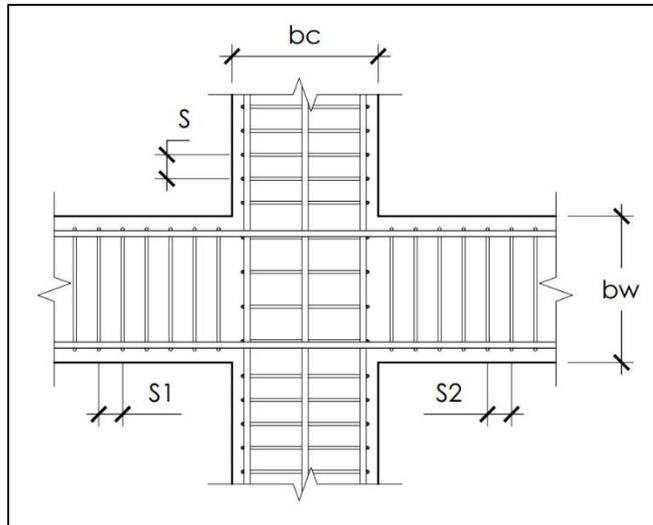


Figura 2.20 (Detalle de desarrollo del refuerzo de la viga más allá de la cara de la columna en una unión interior.)

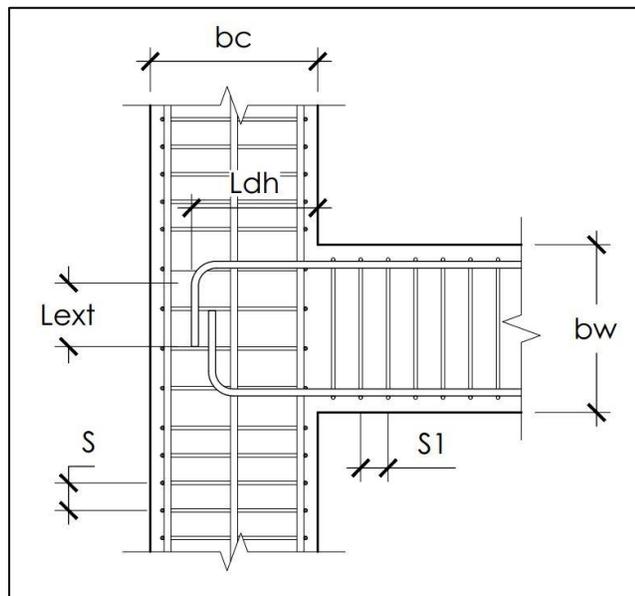


Figura 2.21 (Detalle de desarrollo del refuerzo de la viga más allá de la cara de la columna en una unión exterior.)

2.7.1 FUERZAS CORTANTES EN UNA UNIÓN.

Una vez que se ha determinado el refuerzo longitudinal en las vigas, el siguiente paso de diseño es comprobar el cortante en las juntas de viga-columna. El cortante en la junta es un control crítico y, a menudo, regula el tamaño de las columnas del marco de momento.

Considérese la **Figura 2.22a** se presume que las vigas alcanzan su resistencia de flexión en las caras de las columnas. La **Figura 2.22b** muestra un diagrama de cuerpo libre obtenido cortando la viga en las caras de las columnas.

Los momentos flectores en estas secciones son conocidos (porque la viga ha alcanzado su resistencia a la flexión en estas secciones), haciendo que el cuerpo libre esté estáticamente determinado. Los cortante V_{b1} y V_{b2} se obtienen sumando momentos sobre extremos opuestos.

El cortante en la viga y los momentos obtenidos anteriormente se aplican a continuación a la unión viga-columna, en este caso se muestra en la **Figura 2.22c** para una junta interior. La porción de columna seleccionada para este diagrama de cuerpo libre se extiende desde un punto de inflexión por encima de la articulación hasta un punto de inflexión debajo de la articulación. Para el diagrama de cuerpo libre de la **Figura 2.22c**, el equilibrio de momento requiere:

$$\text{Ec. } V_{col} = \frac{1}{l_c} \left[M_{b1} + M_{b2} + (V_{b1} + V_{b2}) \frac{h_c}{2} \right] \text{ Ec. 2.4}$$

La **Figura 2.22d** muestra el diagrama de cuerpo libre que incluye la tensión de flexión y la fuerza de compresión resultantes C y T_s . En la **Figura 2.22e**, el corte horizontal a través de la junta expone el cortante de unión horizontal V_{jh} . Sumando las fuerzas horizontales y resolviendo para V_{jh} resultan en la ecuación:

$$\text{Ec. } V_{jh} = T_{s1} + C_2 - V_{col} \text{ Ec. 2.5}$$

En la que T_{s1} , C_2 y V_{col} tienen direcciones mostradas en la figura. Se supone que el refuerzo longitudinal de la viga alcanza una fuerza igual a $1.25A_s f_y$ o $1,25A' s f_y$. Suponiendo que la viga tenga una fuerza axial nula, la fuerza de compresión a flexión en la viga en un lado de la junta se toma igual a la fuerza de tensión flexión en el mismo lado de la junta.

La Figura **2.22f** representa el diagrama de cortante para la columna que se extiende a través de la junta. Obsérvese que el diagrama de cortante implica que el cortante de la junta es opuesto y mucho más grande que el cortante de la columna. Esto es consistente con el diagrama de momento que se muestra en la Figura **2.22g**, que muestra pendiente opuesta y pronunciada a través de la profundidad de la junta.

Se requiere que la resistencia de diseño sea al menos igual a la resistencia requerida, es decir, $\Phi V_n \geq V_j$. Donde V_j se muestra en la **Figura 2.22e**. El factor de reducción de resistencia es $\Phi = 0,85$. La resistencia nominal V_n se define como:

$$\text{Ec. } V_n = \gamma \sqrt{f'_c A_j} \quad \text{Ec. 2.5}$$

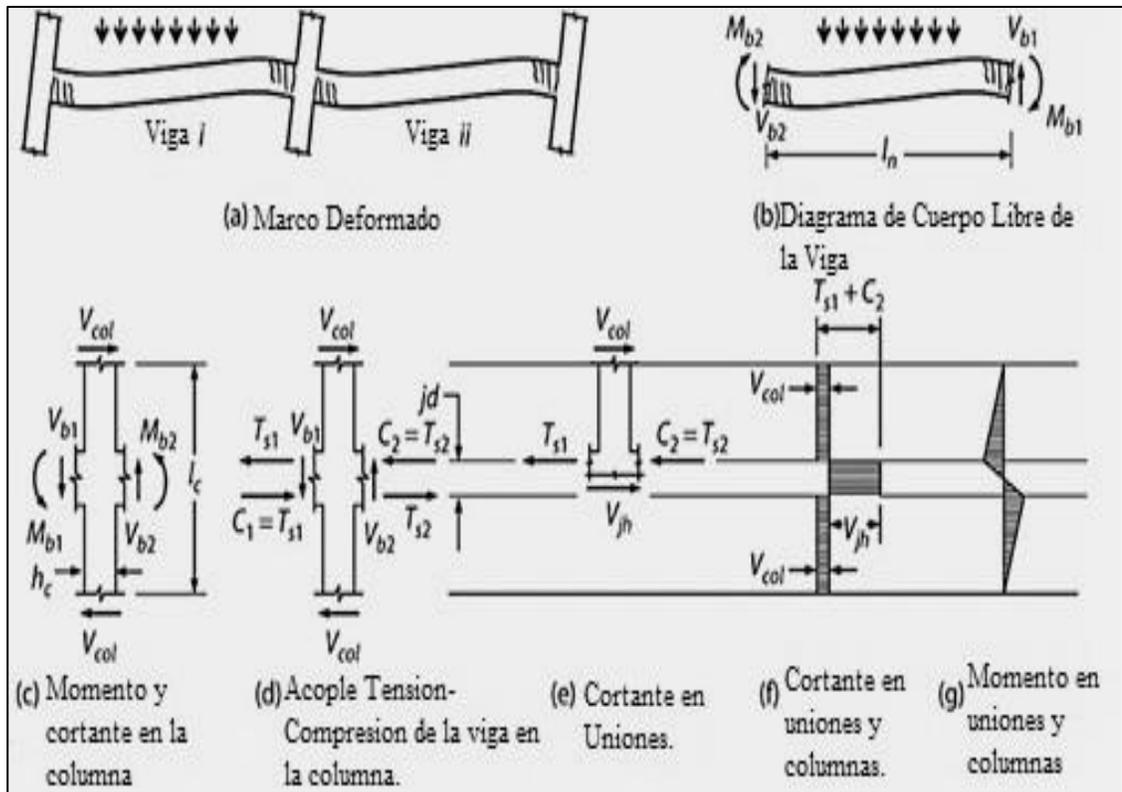


Figura 2.22 - Cortante en uniones viga columna. (Tomado de Moehle, **Seismic Design of Reinforced Concrete Buildings 2014**. [Figura 9.3](#))

En la que A_j es el área de unión definida en la **Figura 2.22**, y γ es un coeficiente de resistencia.

Aunque la **Figura 2.23** muestra la viga más estrecha que la columna, ACI **18.6.2** contiene disposiciones que permiten que la viga sea más ancha que la columna. Sin embargo, el ancho efectivo de la junta está limitado al ancho total de la columna h_{c2} .

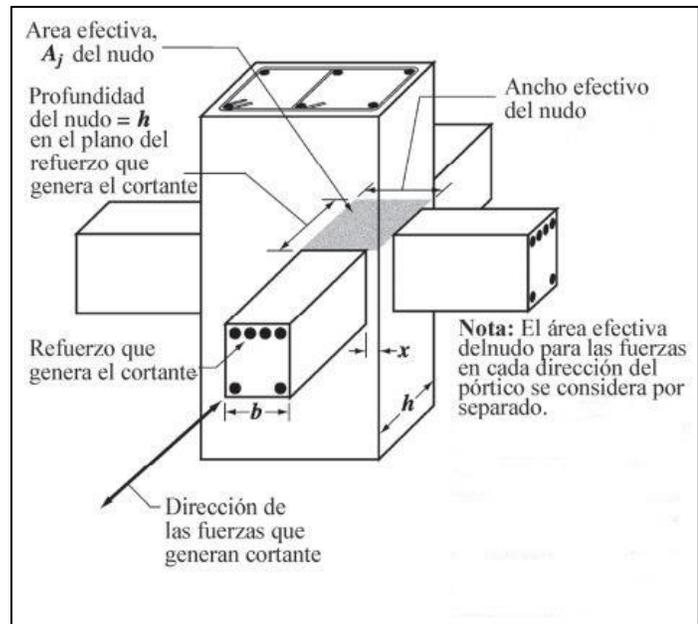


Figura 2.23 - Área efectiva de la unión viga-columna (Tomado de ACI 318-14, Referencia R18.8.4)

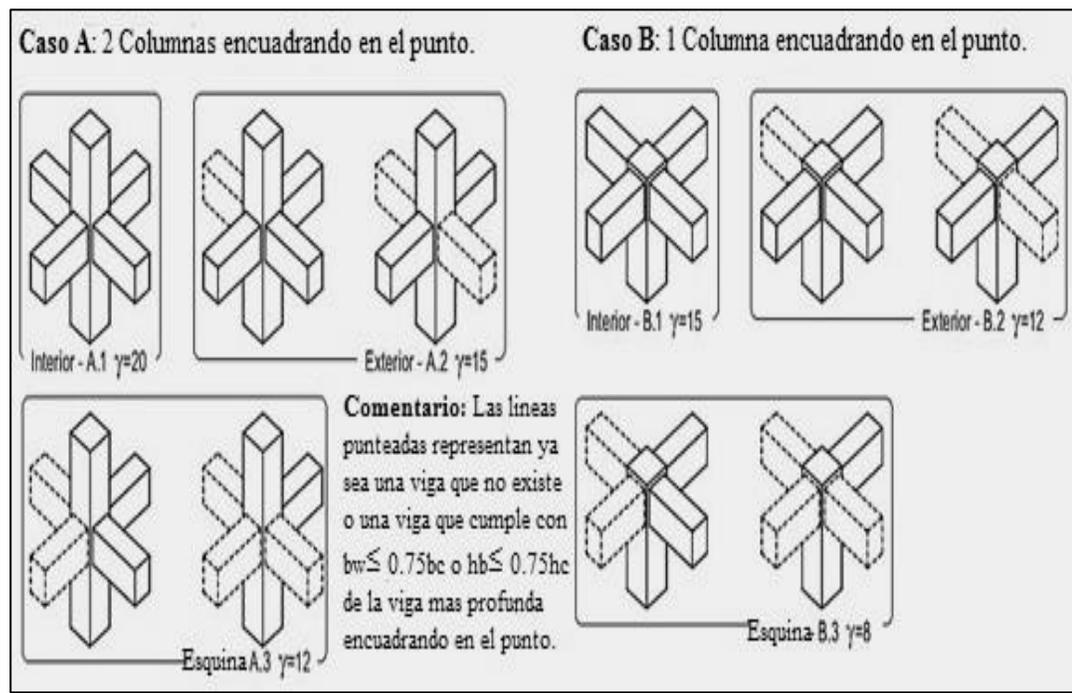


Figura 2.24 – Configuración de juntas y coeficientes de fuerza nominal a cortante. (Tomado de NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 1 Segunda Edición. Figura 5-9)

2.8 MUROS DE CORTE ESPECIALES.

Un muro de corte es un elemento vertical rígido, cuya disposición puede afectar fuertemente el desempeño de una estructura, diseñado para resistir carga axial, carga lateral, o ambas, y donde la relación entre la longitud horizontal y el espesor sea mayor que 3.

Los muros estructurales de concreto reforzado son sistemas ampliamente utilizados en edificaciones sismoresistentes. Su elevada rigidez y ductilidad le permiten resistir de forma eficiente las cargas laterales debido a las acciones sísmicas y de viento, limitando los desplazamientos laterales de la estructura y permitiendo gran disipación de energía en las zonas diseñadas para tal fin.

La mayoría de los muros de concreto en edificios consta de muros de carga que soportan cargas verticales y momentos laterales. Como resultado de la considerable rigidez en su plano, desempeñan un papel importante en la resistencia a las fuerzas de viento y de los sismos. Los muros de carga con secciones transversales rectangulares sólidas se pueden diseñar como columnas verticales sometidas a carga axial y flexión, o bien mediante un método empírico.

El método empírico sólo puede usarse si la resultante de todas las cargas factorizadas se sitúa dentro del tercio medio del muro (es decir, la excentricidad debe ser igual o menor que un sexto del espesor del muro).

El método empírico de diseño, se puede aplicar a muros verticales relativamente cortos con cargas aproximadamente concéntricas. El ACI **11.5.3** proporciona una fórmula empírica para calcular la resistencia de diseño por carga axial de muros con secciones transversales rectangulares sólidas con e menor que un sexto del espesor del muro.

Si los muros tienen secciones transversales no rectangulares (como los paneles para muro con costillas) y/o si e es mayor que un sexto del espesor del muro, deberá emplearse otro método de diseño.

2.8.1 DISCONTINUIDAD VERTICAL EN LOS MUROS.

La funcionalidad y costo a veces conducen a aberturas en muros y otros tipos de discontinuidades. Estas irregularidades pueden conducir a concentraciones de esfuerzo y desplazamientos laterales localizados que pueden ser difíciles de cuantificar y acomodar en el diseño, en algunos casos pueden dar lugar a una respuesta sísmica indeseable. Algunas irregularidades deben evitarse sin más consideración, mientras que otras requerirán análisis y esfuerzo de diseño adicionales.

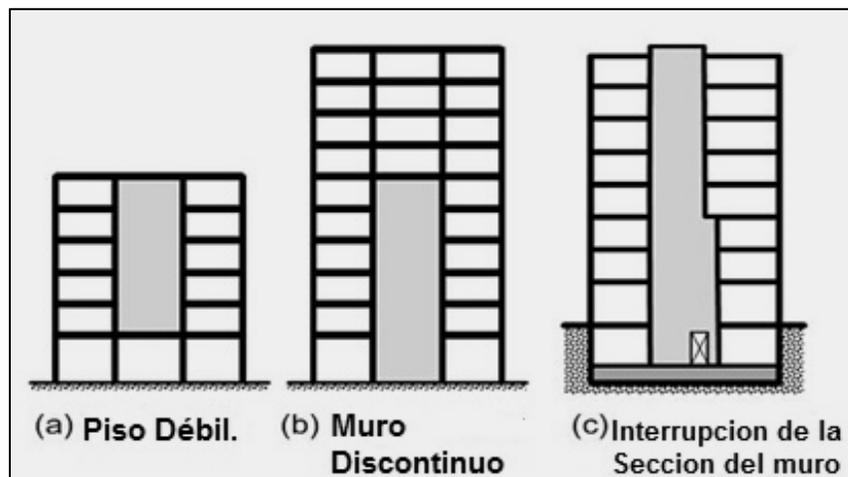


Figura 2.25 – Irregularidades en muros verticales. (Tomado de NEHRP Seismic Design of Cast-in-place Concrete, Special Structural Walls and Coupling Beams No. 6 Segunda Edición. Figura 2-3)

Los muros que se extienden desde la fundación y se interrumpen en algún nivel intermedio (**Figura 2.25**) son permitidas por la mayoría de los códigos, pero el diseño es penalizado aumentando las fuerzas de diseño sísmico. Se prefiere tener una reducción más gradual en la sección de pared (longitud, grosor o ambos).

2.8.2 REFUERZO DE MUROS ESPECIALES.

La **Figura 2.26** ilustra el refuerzo típico para un muro especial de una sección transversal rectangular. Como mínimo, un muro especial debe tener refuerzo distribuido a lo largo del muro en ambas direcciones, vertical y horizontalmente.

En muchos casos, un muro estructural especial, también tendrá refuerzo vertical concentrado en los límites del muro para proveer una resistencia adicional a momento y a fuerza axial. Típicamente, el refuerzo longitudinal está encerrado en el refuerzo transversal para confinar el concreto y contener el pandeo de las barras longitudinales.

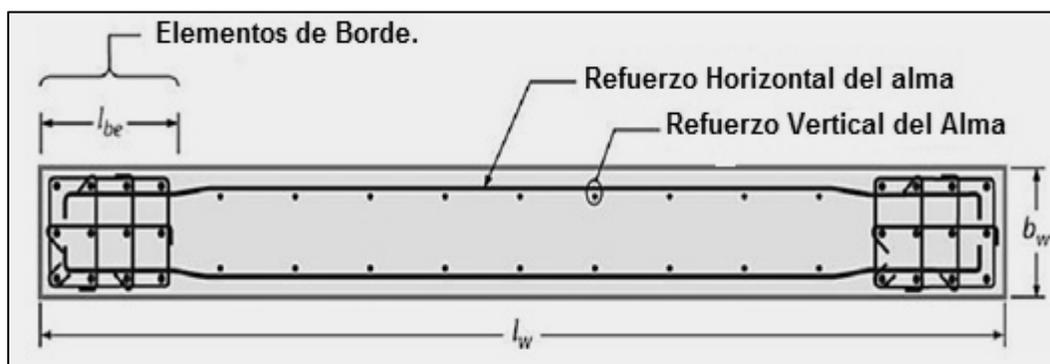


Figura 2.26 - Refuerzo típico para muros rectangulares. (Tomado de **NEHRP Seismic Design of Cast-in-place Concrete, Special Structural Walls and Coupling Beams No. 6 Segunda Edición. Figura 2-10**)

Las cuantías del refuerzo en el alma, ρ_1 para el refuerzo vertical y ρ_t para el refuerzo horizontal, deben ser al menos 0.0025, excepto que ρ_1 y ρ_t pueden reducirse si $V_u \leq (A_{cv} \lambda \sqrt{f'c})/12$ (Mpa). **Ec. 2.6.** El espaciado de refuerzo en cada sentido no debe exceder 450mm.

2.8.3 ELEMENTOS DE BORDE.

Un elemento de borde es una porción a lo largo de un borde o abertura estructural del muro que se refuerza mediante refuerzo longitudinal y transversal. Cuando la combinación de carga sísmica y de gravedad produce altas demandas de compresión en el borde, ACI 318 requiere un elemento de borde especial.

Cuando las demandas de compresión son más bajas, no se requieren elementos de bordes especiales, pero se requiere todavía refuerzo transversal en el elemento de borde si la relación de refuerzo longitudinal en borde del muro $A_s, be / A_g$, es mayor que $2.8 / f_y$ (MPa).

Para mayor claridad, este texto se refiere a estos elementos como elementos de bordes ordinarios (un término no utilizado en ACI 318). La **Figura 2.28** muestra ejemplos de elementos de bordes especiales y ordinarios.

La profundidad de compresión de flexión c correspondiente a la fuerza de momento nominal $M_{n,CS}$ bajo la fuerza axial P_u se calcula a continuación utilizando el análisis de interacción $P - M$ convencional que se muestra en la **Figura 2.27**.

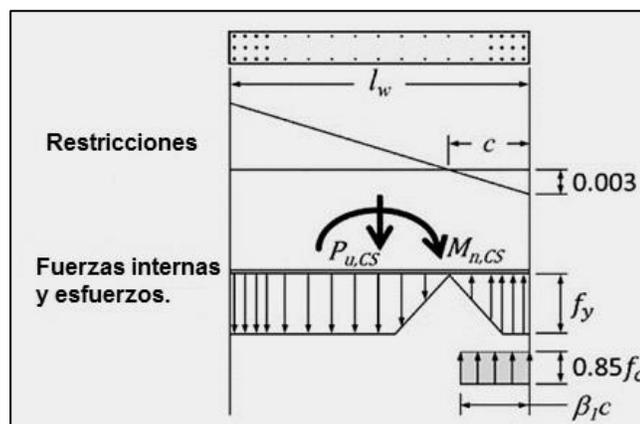


Figura 2.27 - Cálculo de la profundidad del eje Neutro. (Tomado de NEHRP Seismic Design of Cast-in-place Concrete, Special Structural Walls and Coupling Beams No. 6 Segunda Edición. [Figura 5-5](#))

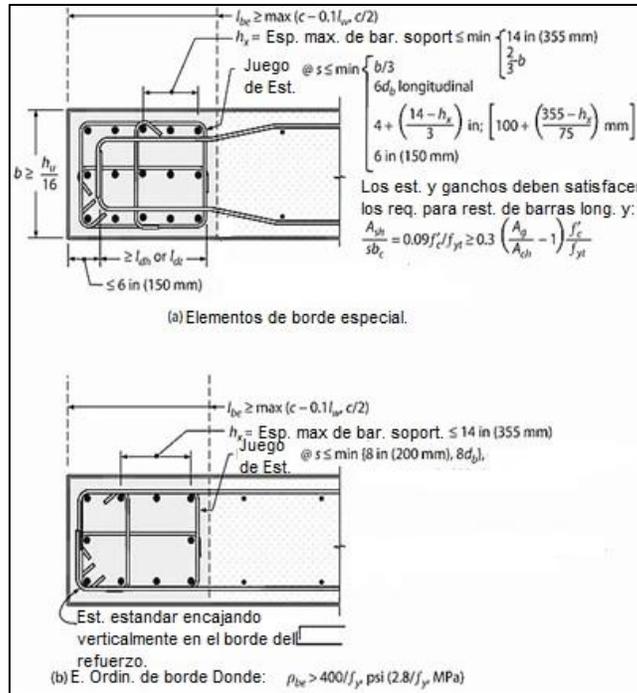


Figura 2.28 - En la parte superior se muestra un elemento de borde especial, mientras que en la parte inferior se muestra un elemento de borde ordinario. (Tomado de **NEHRP Seismic Design of Cast-in-place Concrete, Special Structural Walls and Coupling Beams No. 6 Segunda Edición. Figura 5-3**)

2.8.4 REFUERZO LONGITUDINAL EN ELEMENTOS DE BORDE

Donde los elementos de borde especiales son requeridos, el ACI 318 requiere que se extiendan verticalmente por encima y por debajo de la sección crítica a una distancia al menos la mayor de L_w y $M_{u,CS}/4V_{u,CS}$. El límite L_w se basa en la expectativa de que el desprendimiento de la cubierta en una sección bien confinada típicamente no se extenderá más allá de una altura que se aproxime a la profundidad de la sección.

El límite $M_{u,CS}/4V_{u,CS}$ se define como la altura por encima de la sección crítica, en la que el momento disminuye a $0.75M_{u,CS}$, un valor que probablemente será menor que el momento de desprendimiento, asumiendo un diagrama de momentos lineales.

Cuando la sección crítica se produce en o cerca de la conexión con una cimentación, losa de cimentación, u otro soporte, se aplican requisitos diferentes a la extensión vertical del elemento de borde especial. Ver la Figura 2.29

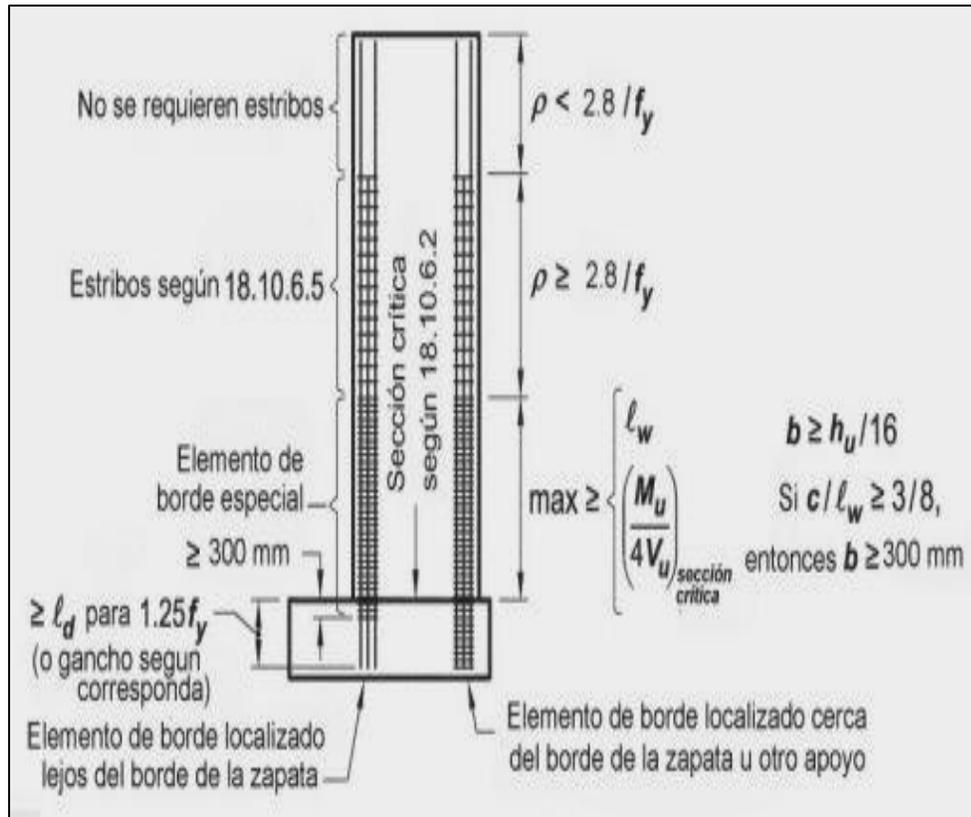


Figura 2.29 – Ilustración de extensión de elementos de borde en muros especiales (Tomado de ACI 318-14, Referencia R18.10.6.4.3)

Cuando se requiere un elemento de borde especial, ACI 318 requiere que se extienda horizontalmente desde el borde del muro a una distancia al menos el mayor de $c - 0.1\ell_w$ y $c/2$ (Figura 2.29). La profundidad de compresión c , se calcula con el momento resistente nominal $M_{c,CS}$ bajo la fuerza axial máxima P_u (Figura 2.29).

2.8.5 ECUACIONES UTILIZADAS EN EL DIMENSIONAMIENTO DE MUROS.

- **Dimensionamiento Preliminar.**

$$\text{Ec. } b_w = \frac{Vu}{\phi 0.33\sqrt{f'c} l_w} \text{ (mm) Ec. A4.1}$$

2.8.6 ECUACIONES UTILIZADAS EN EL CÁLCULO DE ACERO A FLEXIÓN DEL MURO.

- **Chequeo de numero de capas requeridas.**

$$\text{Ec. } Vu \geq 0.17 A_{CV} \sqrt{f'c} \text{ Ec. A4.2}$$

$$\text{Ec. } \frac{hw}{lw} \geq 2 \text{ Ec. A4.3}$$

$$\text{Ec. } A_{CV} = L_w b_w \text{ (mm}^2\text{) Ec. A4.4}$$

- **Refuerzo requerido por flexión.**

$$\text{Ec. } A_s = \rho b_w d \text{ (mm}^2\text{) Ec. A4.5}$$

$$\text{Ec. } \rho = \frac{0.85f'c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2Rn}{0.85f'c}}\right) \text{ Ec. A4.6}$$

- **Refuerzo requerido en el alma del muro.**

$$\text{Ec. } A_s = \rho b_w d \text{ (mm}^2\text{) Ec. A4.8}$$

$$\text{Ec. } \rho = \frac{0.85f'c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2Rn}{0.85f'c}}\right) \text{ Ec. A4.9}$$

$$\text{Ec. } \rho_L = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{hw}{Lw}\right) (\rho_t - 0.0025) \text{ Ec. A4.10}$$

$$\text{Ec. } \rho_l = \frac{A_s}{b_w \times s} > 0.0025 \text{ Ec. A4.12}$$

$$\text{Ec. } \rho_t = \frac{A_{vc}}{b_w s} \geq 0.0025 \text{ Ec. A4.13}$$

- **Requerimiento de elemento de borde.**

$$\text{Ec. } c \geq \frac{lw}{600 \left(1.5 \frac{\delta u}{hw}\right)} \text{ (mm) Ec. A4.22}$$

- Refuerzo transversal para elemento de borde.

$$\text{Ec. } \frac{A_{sh}}{sbc} = 0.09 \frac{f'c}{f_y} \text{ (mm}^2\text{)} \quad \text{Ec. A4.23}$$

$$\text{Ec. } \frac{A_{sh}}{sbc} = 0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'c}{f_y} \text{ (mm}^2\text{)} \quad \text{Ec. A4.24}$$

2.8.7 ECUACIONES UTILIZADAS PARA LA DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD DEL MURO.

- **Ec. $\frac{P_u}{\phi} + \sum T_s - \sum C_c - \sum C_s = 0$ Ec. A4.19**

$$\text{Ec. } Mn = 0.85f' bw \beta_1c(0.5bw) + \sum C_{s_n}(nX) + \sum T_{s_n}(nX) \text{ (KN - m)} \quad \text{Ec. A4.21}$$

- **Ec. $P_n = C_c + \sum T_s + \sum C_s$ (KN) Ec. A4.20**

2.9 VIGAS DE ACOPLE.

2.9.1 RELACIÓN DE ASPECTO.

La ACI 318-14 clasifica las vigas acopladas en tres categorías basadas en la relación l_n/h y la demanda de cortante. Para importancia práctica, una cuarta categoría para vigas muy peraltadas es agregada aquí. En la **Figura 2.30** se ilustran las opciones de diseño de estas categorías.

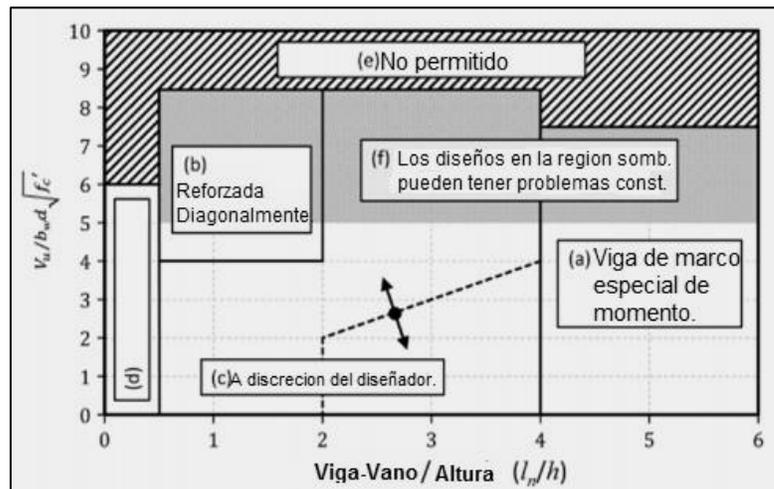


Figura 2.30 - Clasificación de Vigas de Acople según relación de Aspecto. (Tomado de NEHRP Seismic Design of Cast-in-place Concrete, Special Structural Walls and Coupling Beams No. 6 Segunda Edición. **Figura 5-11**)

- a. Vigas acopladas con $L_n/h \geq 4$ debe satisfacer proporcionalidad y detallado requerido especificado para vigas de marcos especiales de momento, excepto ciertos límites dimensionales están exentos. Como las vigas están también consideradas como demasiado superficiales para un uso eficiente de colocación diagonal de refuerzo como si lo permiten las vigas peraltadas.

- b. Vigas acopladas con $l_n/h < 2$ y $V_u > 4\lambda\sqrt{f'_c}Ac_w$ son requeridas para ser reforzadas con dos grupos de intersección de barras colocadas diagonalmente simétricas respecto al centro, a menos que se pueda demostrar que la pérdida de rigidez y resistencia de la viga de acople no afectara la capacidad de carga vertical de la estructura, eventos post-sismo de la estructura, o la integridad de los componentes no estructurales y sus conexiones a la estructura.

- c. Otras Vigas Acopladas, que no se encuentren dentro de los límites de los dos tipos precedentes pueden reforzarse como vigas especiales de marco de momento convencionalmente reforzadas o vigas diagonalmente reforzadas. En la **Figura 2.30**, las vigas que caen a la derecha de la línea discontinua probablemente puedan ser diseñados eficientemente como vigas especiales del marco del momento, mientras que éstos a la izquierda probablemente se diseñan mejor con el refuerzo diagonal.

El área sombreada más oscura en la **Figura 2.30** define el límite superior de la viga y define el límite en el diseño de la viga a esfuerzo cortante. El área sombreada más clara indica diseños que son permitidos por la ACI 318 pero que podrían tener problemas constructivos por el congestionamiento del refuerzo.

Las vigas diseñadas como vigas de marco especial de momento deben tener refuerzo por flexión colocado horizontalmente en la parte superior e inferior de la viga y estribos de refuerzo que confinen las regiones finales. La **Figura 2.31** ilustra detalles típicos.



Figura 2.31 – Detalles de viga de acople reforzada convencionalmente. (Tomado de NEHRP Seismic Design of Cast-in-place Concrete, Special Structural Walls and Coupling Beams No. 6 Segunda Edición. [Figura 5-12](#))

Debido a que L_n/h es relativamente pequeño, las barras longitudinales no pueden ser traslapadas y puede ser fácil de usar estribos cerrados sobre todo el claro de la viga más que a solo $2h$ en cada extremo. Para vigas reforzadas con refuerzo longitudinal arriba y abajo, los esfuerzos por flexión y cortante son calculados de acuerdo a los procedimientos convencionales.

Para flexión, el requerimiento de diseño es $\phi M_n \geq M_u$ donde M_u es determinado con el análisis de edificios bajo las combinaciones de carga, y $\phi = 0.90$. Para cortante, el requerimiento es de $\phi V_n \geq V_e$, donde V_e es determinado por el equilibrio de la viga, asumiendo que M_{pr} se desarrolla en ambos extremos con una carga distribuida de Wu , actuando a lo largo del claro (**Figura 2.32**).

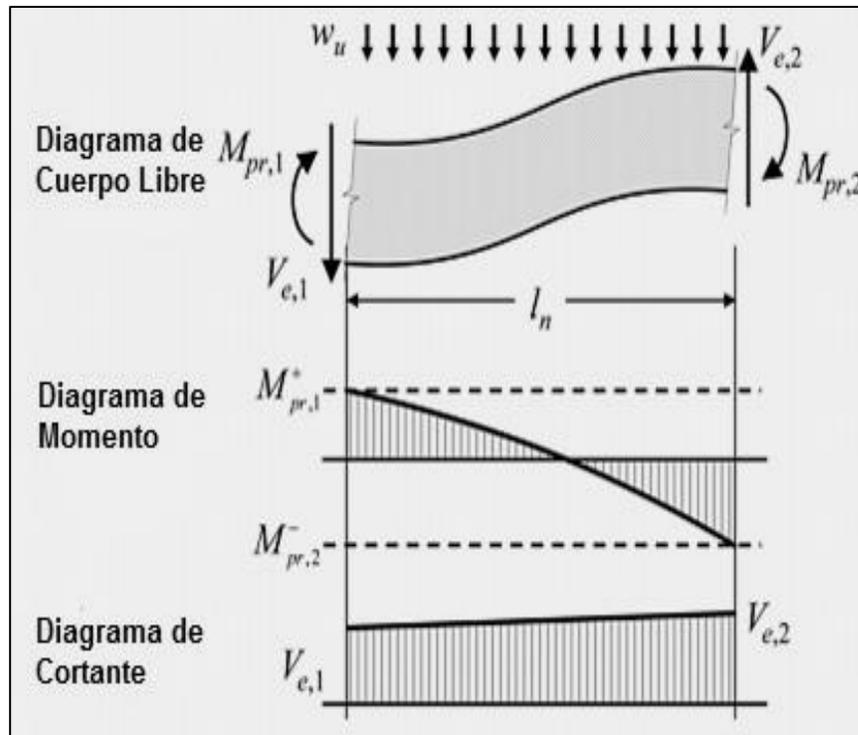


Figura 2.32 - Diseño por cortante para una viga de acople diseñada convencionalmente, las cargas invertidas también deben ser consideradas. (Tomado de NEHRP Seismic Design of Cast-in-place Concrete, Special Structural Walls and Coupling Beams No. 6 Segunda Edición. **Figura 5-13**)

Hasta $2h$ de los extremos de los miembros, el esfuerzo cortante está basado en $V_c=0$, esto es $V_n = V_s = A_v f_{yt} d/s$, con un límite superior de $V_n = 10\sqrt{f'_c} A_c w$. El factor de reducción de esfuerzo por cortante es $\phi = 0.75$.

2.9.2 ACERO DE REFUERZO DIAGONAL.

La **Figuras 2.33** muestra detalles típicos para una viga acoplada reforzada con dos grupos de intersección de barras diagonales colocadas simétricamente respecto al punto medio del claro. Cada grupo de barras diagonales consiste en un mínimo de cuatro barras colocadas en capas de dos o más barras.

Las barras diagonales requeridas para extenderse directamente en la pared a una distancia al menos 1.25 veces la longitud de desarrollo para el f_y en tensión.

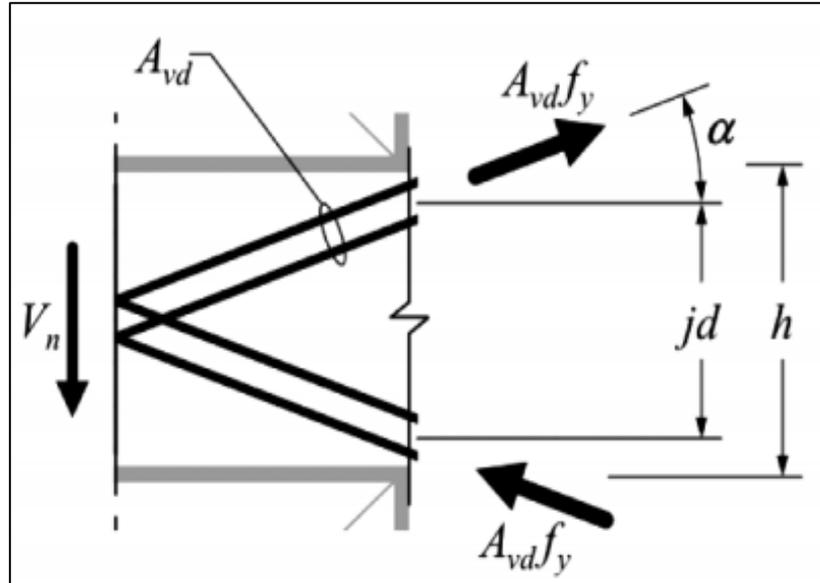


Figura 2.33 – Diagrama de cuerpo libre en el centro del claro del refuerzo diagonal de una viga de acople. (Tomado de **NEHRP Seismic Design of Cast-in-place Concrete, Special Structural Walls and Coupling Beams No. 6 Segunda Edición. Figura 5-15**)

Un reto es evitar la interferencia entre las barras diagonales y los elementos longitudinales y transversales. Si la abertura de un muro adyacente o de borde (por ejemplo, en la parte superior del muro) requiere de las barras diagonales sean dobladas, es requerido un refuerzo adicional para resistir la fuerza desequilibrante resultante para el cambio de dirección resultante del cambio de dirección del refuerzo, similar a los requisitos para las barras de compensación en columnas (ACI 318). Este detalle debería ser evitable de ser posible.

El cortante resistente deberá cumplir con la sección **18.10.7.4** ACI, **Ec. A5.3**, en el caso de no cumplir con el requisito de la sección mencionada, es necesario aumentar el espesor del muro b_w , esto con el objetivo de proporcionar estabilidad a la sección cuando el refuerzo se encuentre sometido a cargas que excedan la fluencia:

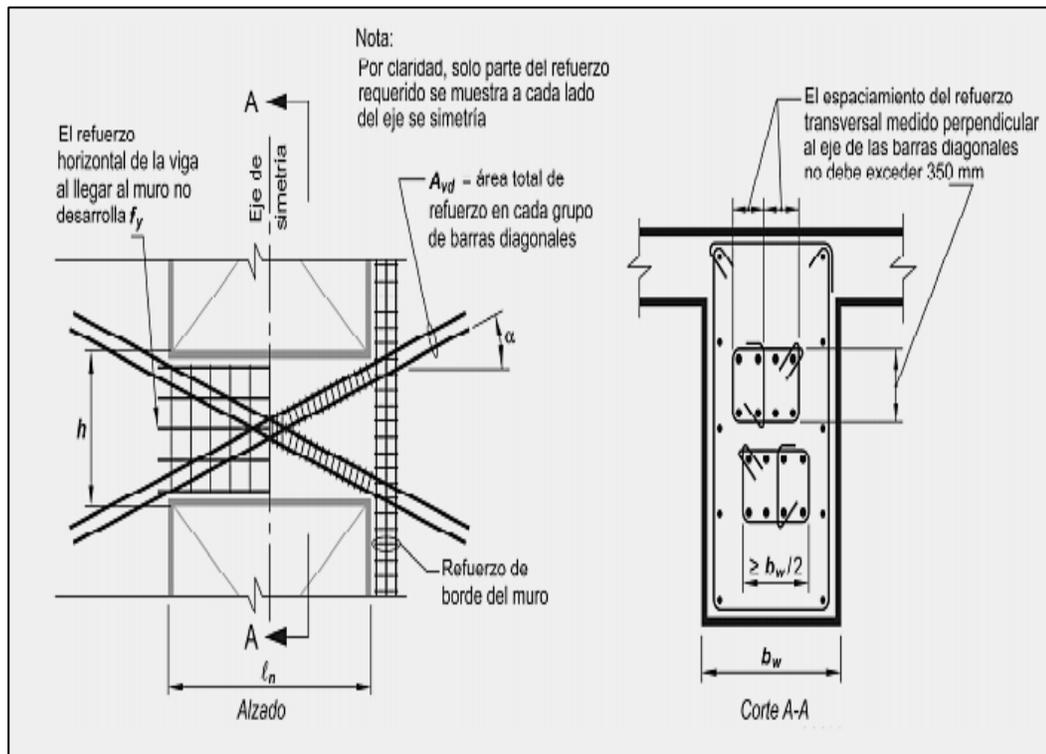


Figura 2.34 - Detalle de viga de acople con el confinamiento de toda la sección de Viga. Solo se muestra el refuerzo del elemento de borde a un lado de la viga por claridad. (Tomado de ACI 318-14 Referencia R18.10.7)

2.9.3 REFUERZO POR CORTANTE.

Las varillas de refuerzo diagonales, deberán estar confinadas mediante estribos cerrados o ganchos sísmicos según se requiera, cumpliendo que no puede haber más de una varilla continua de refuerzo diagonal sin ser restringida por una rama de estribo o gancho complementario, además, que la separación máxima entre dichas ramas de estribo o gancho complementario no debe exceder 350mm , según sección **18.10.7.4** ACI.

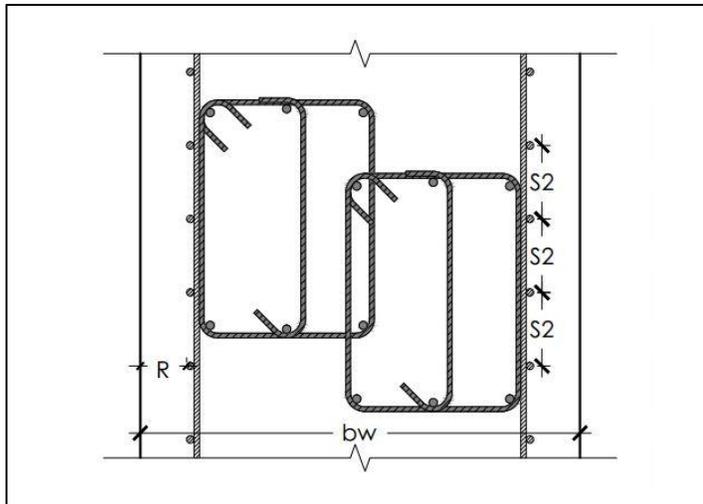


Figura 2.35 - Detalle de sección de la viga de acople. Las separaciones máximas entre los elementos diagonales no deben exceder 350mm .

Según la sección **18.10.7.4** ACI, las dimensiones mínimas del estribo para una viga de acople deberán ser de $bw/2$ en la dirección paralela a bw , y $bw/5$ en la otra dirección, y, además cada grupo de varillas de refuerzo diagonal deberá estar rodeado por refuerzo transversal con un área de acero no menor que el mayor entre las ecuaciones **Ec. A5.5** y **Ec. A5.6**:

2.9.4 ECUACIONES UTILIZADAS EN EL CÁLCULO DE ACERO DIAGONAL PARA VIGAS DE ACOPLÉ.

- **Cálculo de Angulo de colocación de refuerzo diagonal.**

$$\text{Ec. } \tan \alpha = \frac{hw - \frac{H_b - 2Rec}{\cos \alpha}}{Ln} \quad \text{Ec. A5.1}$$

- **Cálculo de Área requerida de acero diagonal.**

$$\text{Ec. } A_{vd} = \frac{Vu}{2 \phi fy \text{ sen} \alpha} \quad (\text{mm}^2) \quad \text{Ec A5.2}$$

- **Chequeo de refuerzo diagonal.**

$$\text{Ec. } Vn = 2A_{vd}fy \text{ sen} \alpha \leq 0.83\sqrt{f'c} A_{cw} \quad (\text{KN}) \quad \text{Ec. A5.3}$$

2.9.5 ECUACIONES UTILIZADAS EN EL CÁLCULO DE ACERO DE REFUERZO POR CORTANTE PARA VIGA DE ACOPLE.

- **Cálculo de acero mínimo de refuerzo por cortante.**

$$\text{Ec. } A_{sh \min} = 0.09 S b c \frac{f'c}{f_y} \text{ (mm}^2\text{) Ec. A5.5}$$

$$\text{Ec. } A_{sh \min} = 0.3 S b c \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'c}{f_y} \text{ (mm}^2\text{) Ec. A5.6}$$

CAPITULO III
RESULTADOS Y ANÁLISIS

3.1 INTRODUCCIÓN.

Existen en la actualidad una infinidad de software pensados con el fin de facilitar la vida de los ingenieros estructurales, además de garantizar la seguridad e integridad de las estructuras que sean construidas, el objetivo de desarrollar un software que diseñe elementos de concreto reforzado considerando las novedades del capítulo de diseño sísmico del ACI es el de reforzar las asignaturas de concreto reforzado de la Universidad Nacional de Ingeniería introduciéndolas a un inevitable futuro con construcciones meramente sismoresistentes.

En este capítulo se presentará una guía de usuario, que sirva como manual para el lector al utilizar el programa, donde se presenten y expliquen detalladamente los accesorios proporcionados al programa, y el procedimiento a seguir para utilizar el mismo y guardar datos de los diseños realizados.

Al programa también serán agregados manuales para el diseño sísmico de concreto reforzado de los mismos elementos que son considerados por el mismo, es decir, vigas, columnas, uniones (marcos especiales de momento), muros y vigas de acople, y además serán agregados ejercicios resueltos según el procedimiento detallado en los manuales respectivos, estos se presentarán con mayor detalle en los ANEXOS del actual documento.

A continuación, se presentan detalles relevantes considerados en la elaboración del software, como se presenta el manual de usuario para el programa HINDECS1.0.

3.2 ELABORACIÓN DEL SOFTWARE

En los métodos de análisis y diseño de elementos de concreto reforzado diseñados tanto convencional como sísmicamente, intervienen un sinnúmero de procesos repetitivos y condiciones, tornándose un proceso angustiante para el diseñador si se realiza de manera manual.

Con el objetivo de reducir el tiempo que conlleva a un diseñador el realizar esta serie de procesos para obtener un resultado de análisis y diseño de estos elementos, se ideó el programa para diseñar vigas, columnas, uniones viga-columna, muros de corte, y vigas de acople de concreto reforzado en base al capítulo de diseño sísmico del ACI.

Para la elaboración del programa se utilizó el lenguaje Visual Basic.Net, versión 2013, y se le brindó el nombre de **HINDECS 1.0**, cuyas siglas en español significan: **Herramienta Interactiva para el Diseño de Elementos de Concreto reforzado Sísmicamente**.

Los resultados brindados por el programa tras la introducción de una serie de datos divididos en tres grupos (Geometría, Materiales y Cargas) sobre los elementos que se desean diseñar, abarcan desde el diseño real de la sección propuesta, proposición y separación de elementos principales, proposición y separación de estribos, y tablas resumen de resultados con los principales datos considerados en el diseño del elemento en el caso de que deseen verificarse los valores manualmente. Esto se mostrará más detalladamente en la parte de Anexos posteriormente en este documento.

HINDECS 1.0 también será dotado de documentos bibliográficos relacionados con el diseño de estructuras de concreto reforzado relacionados con el tema de diseño sísmico, así como de manuales con el proceso a considerar para diseñar sísmicamente los elementos que fueron considerados en el software, y ejemplos de diseño sísmico realizados manualmente.

3.3 REQUISITOS MÍNIMOS DEL SISTEMA, HARDWARE Y SOFTWARE.

- Sistema operativo Windows 7 o superior.
- Compatible con sistema Operativo de 32 y 64 Bits.
- 512 MB de memoria libre en Disco Duro.
- 1GB de RAM.
- Procesador de 1GHz.
- .Net Framework Versión 4.5 o posterior.

3.4 CONSIDERACIONES DE DISEÑO DE HINDECS.

3.4.1 CAPACIDADES PERMISIBLES POR EL PROGRAMA PARA INGRESO DE DATOS.

VIGAS		
GEOMETRÍA		
	VALOR MÍNIMO	VALOR MÁXIMO
Altura (hb)	250mm	800mm
Ancho (bw)	250mm	600mm
Numero de Vanos	1	4
Espesor de Losa (hf)	50mm	300mm
Recubrimiento	20mm	75mm
Cuantía de Acero	1%	2.5%
Longitud de Vano	2000mm	8000mm
MATERIALES		
	VALOR MÍNIMO	VALOR MÁXIMO
Esfuerzo $f'c$	21 MPa	50 MPa
Esfuerzo f_y	280 MPa	480 MPa
Varilla de Estribos	#10	#16
CARGAS		
	VALOR MÍNIMO	VALOR MÁXIMO
Valores de Momento	0 KN-m	1500 KN-m
Cargas Distribuidas	0 KN/m	200 KN/m

COLUMNAS		
GEOMETRÍA		
	VALOR MÍNIMO	VALOR MÁXIMO
Altura (hb)	300mm	800mm
Ancho (bw)	300mm	800mm
Recubrimiento	20mm	75mm
Cuantía de Acero	1%	6%
Altura de Columnas	2500mm	6000mm
MATERIALES		
	VALOR MÍNIMO	VALOR MÁXIMO
Esfuerzo f'c	21 MPa	50 MPa
Esfuerzo fy	280 MPa	480 MPa
Varilla de Estribos	#10	#16
CARGAS		
	VALOR MÍNIMO	VALOR MÁXIMO
Valores de Momento	0 KN-m	1500 KN-m
Valores de Axial	0 KN	1500 KN

MUROS		
GEOMETRÍA		
	VALOR MÍNIMO	VALOR MÁXIMO
Longitud (Lw)	2000mm	10000mm
Altura (hb)	3000mm	30000mm
Ancho (bw)	300mm	-
Recubrimiento	20mm	75mm
MATERIALES		
	VALOR MÍNIMO	VALOR MÁXIMO
Esfuerzo f'c	21 MPa	50 MPa
Esfuerzo fy	280 MPa	480 MPa
Varilla de Estribos	#10	#16

CARGAS		
	VALOR MÍNIMO	VALOR MÁXIMO
Valores de Axial	0 KN	12000 KN
Valores de Cortante	0 KN	8000 KN
Valores de Momento	0 KN	100000 KN-m

VIGAS DE ACOPLÉ		
GEOMETRÍA		
	VALOR MÍNIMO	VALOR MÁXIMO
Long. Vano (Lw)	1000mm	5000mm
Altura (hw)	500mm	3000mm
Ancho (bw)	250mm	600mm
Recubrimiento	20mm	75mm
MATERIALES		
	VALOR MÍNIMO	VALOR MÁXIMO
Esfuerzo f'c	21 MPa	50 MPa
Esfuerzo fy	280 MPa	480 MPa
Varilla de Estribos	#10	#16
CARGAS		
	VALOR MÍNIMO	VALOR MÁXIMO
Valores de Cortante	0 KN	1500 KN

3.4.2 CRITERIOS DE DISEÑO.

Para utilizar el programa HINDECS se deberá haber realizado un análisis estructural previo de la edificación cuyos elementos se pretenden diseñar, por lo tanto se deberán conocer los esfuerzos (axial, cortante, momento, cálculos de combinaciones de carga críticas, entre otras), que actúan sobre vigas, columnas, muros y vigas de acople.

También deben conocerse las dimensiones geométricas del marco (altura de columnas, longitud de vanos, espesor de losa), muro (longitud y altura) o viga de acople (longitud, altura y espesor del muro) y los datos sobre resistencia a la compresión del concreto f'_c y fluencia del acero f_y que se utilizará (El programa considera la misma fluencia del acero f_y tanto para refuerzo principal como para el refuerzo de confinamiento).

a. CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO DE VIGAS.

- Se analiza el movimiento del marco especial de momento debido a fuerzas laterales en ambas direcciones, de derecha a izquierda y de izquierda a derecha, por lo que deben ser ingresados ambos momentos negativos en los extremos de la viga.
- El diseño de la losa se realiza independiente, por lo que el espesor de la losa debe ser ingresado manualmente al programa.
- Para clasificar el tipo de viga y realizar el diseño del acero se considera que el sismo actúa en un solo sentido, de izquierda a derecha.
- Las condiciones de apoyo para el diseño por flexión de las vigas siempre se consideran empotradas.
- Para el análisis de cortante en la viga las condiciones de apoyo de la viga se consideran simples (Viga simplemente apoyada).

b. CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO DE COLUMNAS.

- Para el diseño de las columnas el programa siempre considera que la fuerza axial actúa con una excentricidad e , que genera un momento M_x , la cual se calcula iterativamente dentro del programa.
- Las condiciones de apoyo para el diseño a flexocompresión de las columnas siempre se consideran empotradas.

- Las dimensiones de la columna siempre serán propuestas iguales (columnas cuadradas).

c. CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO DE MUROS.

- Para el diseño de muros especiales únicamente fueron considerados los muros rectangulares con elementos de borde iguales al ancho del alma. **El programa no propondrá elementos de borde más anchos que el borde del alma.**

3.5 MANUAL DE USUARIO DE HINDECS 1.0.

3.5.1 INICIO DEL PROGRAMA.

Para iniciar el programa es necesario dar doble clic en el icono portable del mismo (mismo que se muestra en la **Figura 3.1**), inmediatamente se mostrará la imagen de portada de HINDECS 1.0, misma que se muestra en la **Figura 3.2**.

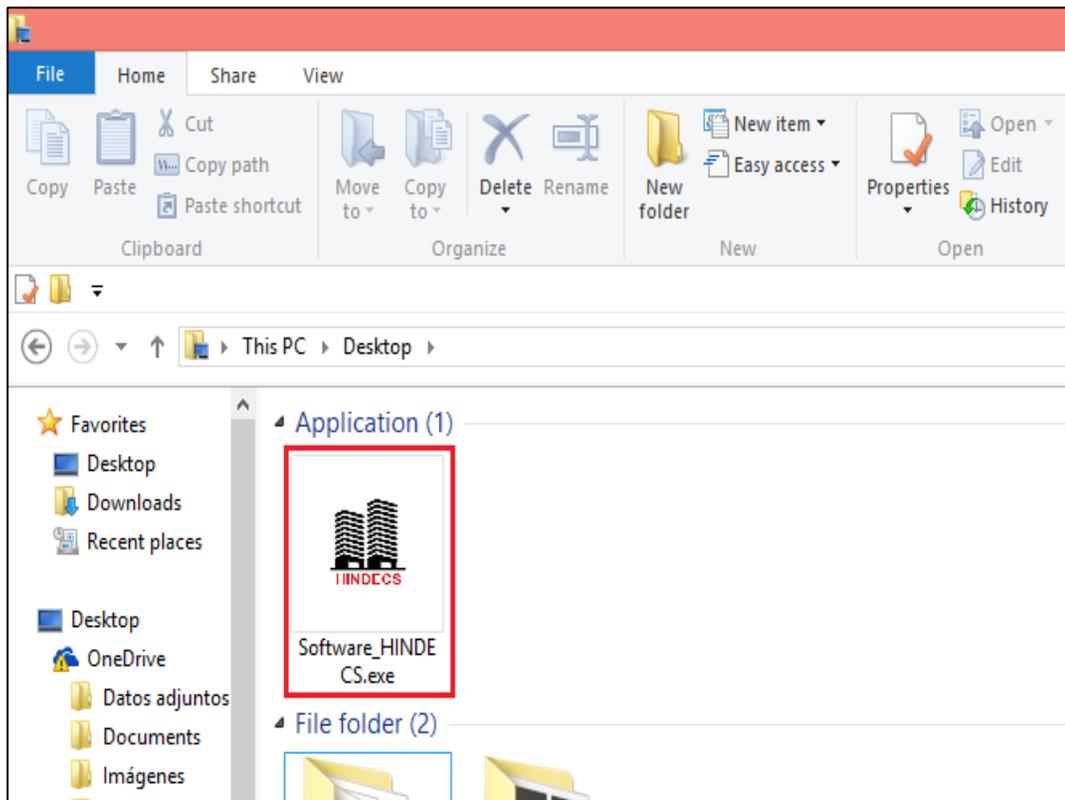


Figura 3.1 – Se debe dar doble clic en el Icono del programa portable de HINDECS 1.0 para iniciar el programa.

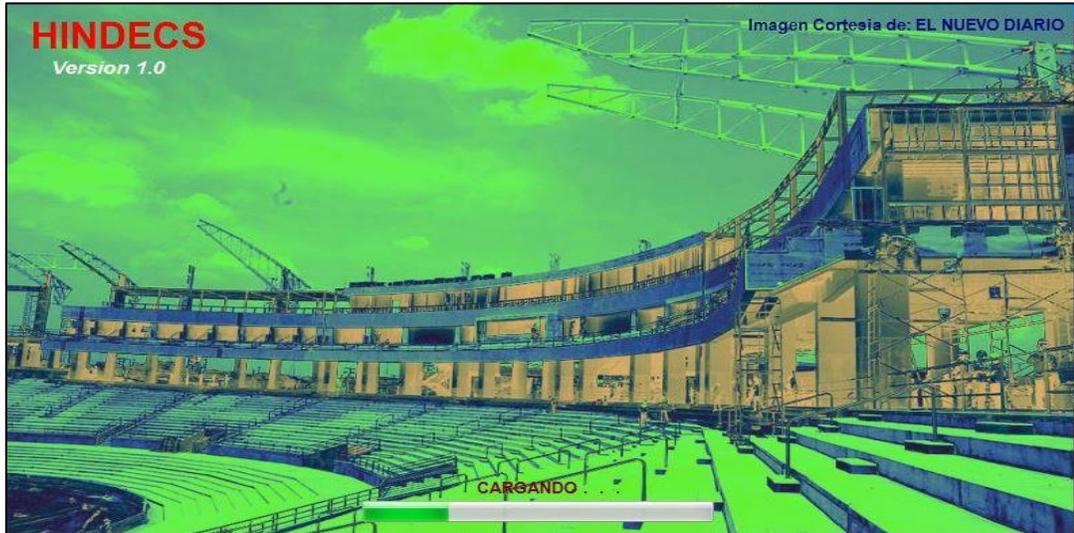


Figura 3.2 - Esta es la imagen de portada del programa **HINDECS 1.0**, aparecerá inmediatamente después de que se ha dado **doble clic** en el icono portable de la aplicación. Indica que el programa se está cargando.

Luego de unos segundos se mostrará la pantalla de inicio **HINDECS 1.0**, que indica que el programa se encuentra listo para utilizarse. **Figura 3.3.**



Figura 3.3 - Esta es la imagen de inicio del programa **HINDECS 1.0**, indica que se puede iniciar con el proceso de diseño de los elementos ofrecidos por el programa.

Al dar clic sobre el botón **Archivo**, se mostrarán las opciones básicas de **Nuevo, Abrir, Guardar, Salir**, como se muestra en la **Figura 3.4.**



Figura 3.4 – Al dar clic sobre el Botón **Archivo** del programa **HINDECS 1.0**, se presentan las opciones de: **Nuevo**, **Abrir**, **Guardar** y **Salir**.

Si se selecciona la opción “**Nuevo**” se borrarán todos los datos que hayan sido ingresados a las celdas del programa, y todos los resultados obtenidos en un diseño previo. Si se desea iniciar un nuevo diseño sísmico de elementos, antes de presionar la opción Nuevo, deben guardarse los datos presionando la opción “**Guardar**”, de lo contrario se perderá la información previa, el programa guardará los datos como un archivo de texto que puede abrirse desde el programa en la opción “**Abrir**”, y buscando la dirección del archivo en el equipo, solo pueden ser abiertos los archivos de texto que hayan sido guardados por el programa mismo. La opción “**Salir**” hace que HINDECS se cierre por completo.

3.5.2 INGRESO DE DATOS EN EL PROGRAMA.

Los datos en el programa, se introducen en tres grupos: **Geometría**, **Materiales** y **Cargas**; estos datos de entrada estarán en dependencia del elemento que se desea diseñar. El proceso de diseño de elementos en **HINDECS 1.0** se basa en la introducción correcta de estos tres grupos de datos.

Al dar clic en los botones: **Vigas**, **Columnas**, **Muros** o **Vigas de acople**, se mostrarán las tres opciones de ingreso de datos: **Geometría**, **Materiales** y **Cargas**, se mostrará además una animación tridimensional del elemento que se diseñará o analizará (en el caso de uniones), con el objetivo de exponer al usuario los elementos que se diseñaran, esto se realiza para cada uno de los elementos que se diseñan en **HINDECS 1.0**. **Figura 3.5.**

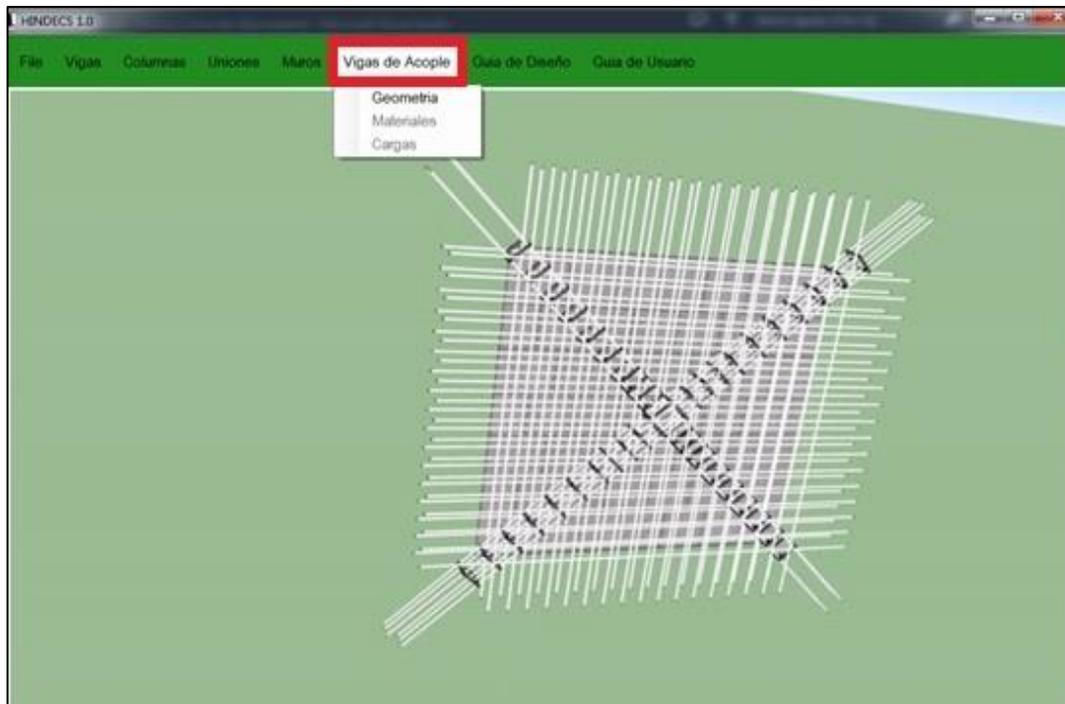


Figura 3.5 – Imagen que muestra una animación con los detalles que ejecuta el programa **HINDECS 1.0**, también muestra las opciones para introducción de datos en tres grupos, **Geometría**, **Materiales** y **Cargas**.



Figura 3.6 – Al dar Clic en los elementos (**Vigas**, **Columnas**, **Muros** o **Vigas de Acople**) ofrecidos por HINDECS 1.0, se muestran las opciones para introducción de datos: **Geometría**, **Materiales** y **Cargas**, pero únicamente la opción **Geometría** está habilitada. Hasta haber ingresado correctamente todos los datos en Geometría, se habilitarán las otras dos opciones de ingreso de datos.

A continuación, se presenta el proceso de **ingreso de datos** en el software, los datos que se introducirán para el diseño de marcos especiales de momento (vigas, columna y uniones) fueron tomados del **Ejemplo 29.1 de la PCA-08 (Diseño de un edificio de 12 pisos construido con marcos especiales de momento**, mismo cuya solución se presenta detalladamente en los anexos.

3.5.3 DISEÑO DE MARCOS ESPECIALES DE MOMENTO.

Enunciado del Ejemplo 29.1 de PCA-08 para el diseño de Viga, Columna y Unión: La planta y elevación típica de las estructuras se muestran respectivamente en las **Figuras E1.1 y E1.2** de los anexos, las columnas y muros estructurales tienen secciones transversales constantes a lo largo de la altura del edificio y las bases más bajas de los segmentos del piso se suponen fijos. Las vigas y las losas tienen las mismas dimensiones en todos los niveles de los pisos. Aunque las dimensiones de los miembros para los ejemplos están dentro del rango práctico, la estructura en sí es hipotética y se ha elegido para fines ilustrativos.

- **Propiedades de los materiales:**

Concreto: $f'c = 28 \text{ MPa}$; $Wc = 22.78 \text{ kN/m}^3$.

Refuerzo: $Fy = 420 \text{ Mpa}$

- **Cargas de Servicios:**

Carga Viva: $Piso = 2.40 \text{ kN/m}^2$.

Valor promedio adicional para permitir una carga más pesada en los pasillos = 1.20 kN/m^2 .

Carga viva promedio total = 3.59 kN/m^2 .

Techo = 0.48 kN/m^2 .

Carga Muerta Promedio de las Particiones = 1.04 kN/m^2 .

Superpuesta: Cielo raso = 0.52 kN/m^2 .

Carga muerta superpuesta promedio total= 1.56 kN/m^2 .

Techo= 0.52 kN/m^2 .

▪ **Datos Sísmico de Diseño:**

- El edificio es asignado como SDC D.
- Sistema Dual (Muros especiales de concreto armado con marcos especiales) en la dirección N-S.

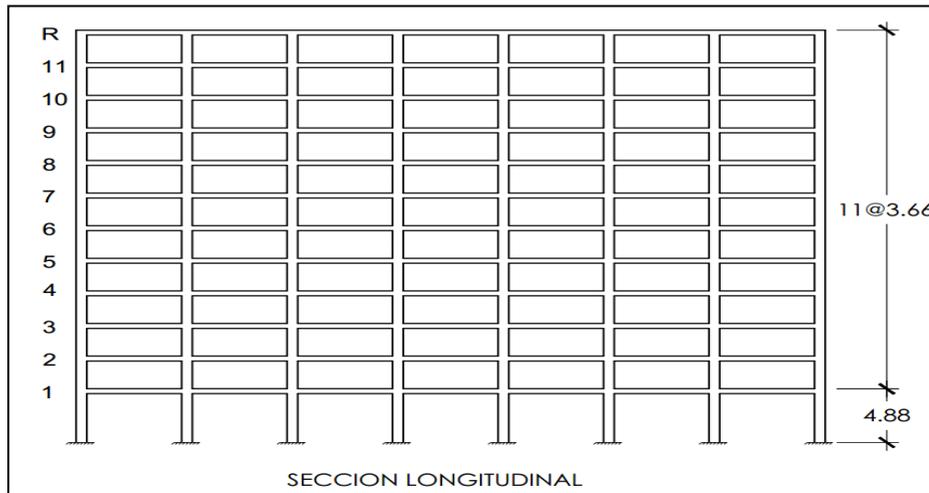


Figura E1.1 – Elevación de Edificio de ocho niveles mencionado en el enunciado del **Ejemplo 29.1 PCA-08**.

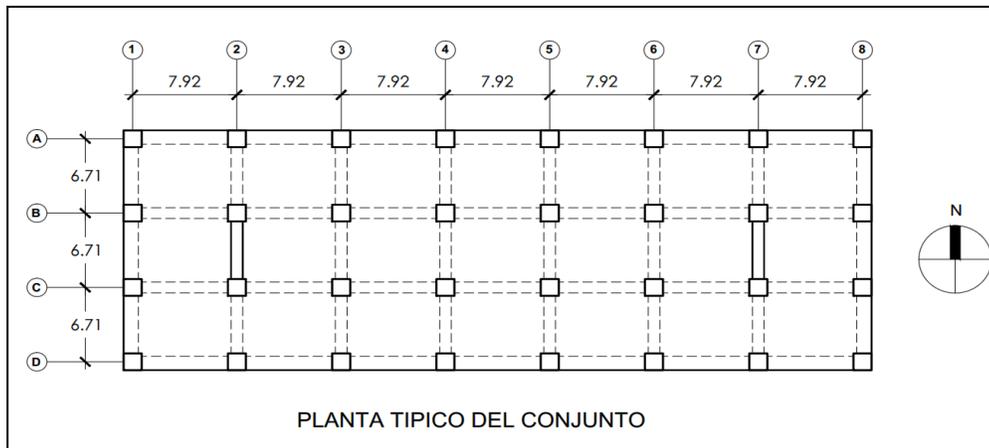


Figura E1.2 – Planta de edificio de ocho niveles mencionado en el enunciado del **Ejemplo 29.1 PCA-08**.

- Columnas Exteriores= 610mm x 610mm
- Columnas Interiores= 762mm x 762mm
- Vigas= 610 mm x 508 mm
- Espesor de Losa= 200 mm

Las dimensiones de vigas y columnas se muestran:

- Columnas Exteriores= 610mm x 610mm
- Columnas Interiores= 762mm x 762mm
- Vigas= 610 mm x 508 mm
- Espesor de Losa= 200 mm

3.5.3.1 DISEÑO DE VIGAS.

1. Introducir valores Geométricos.

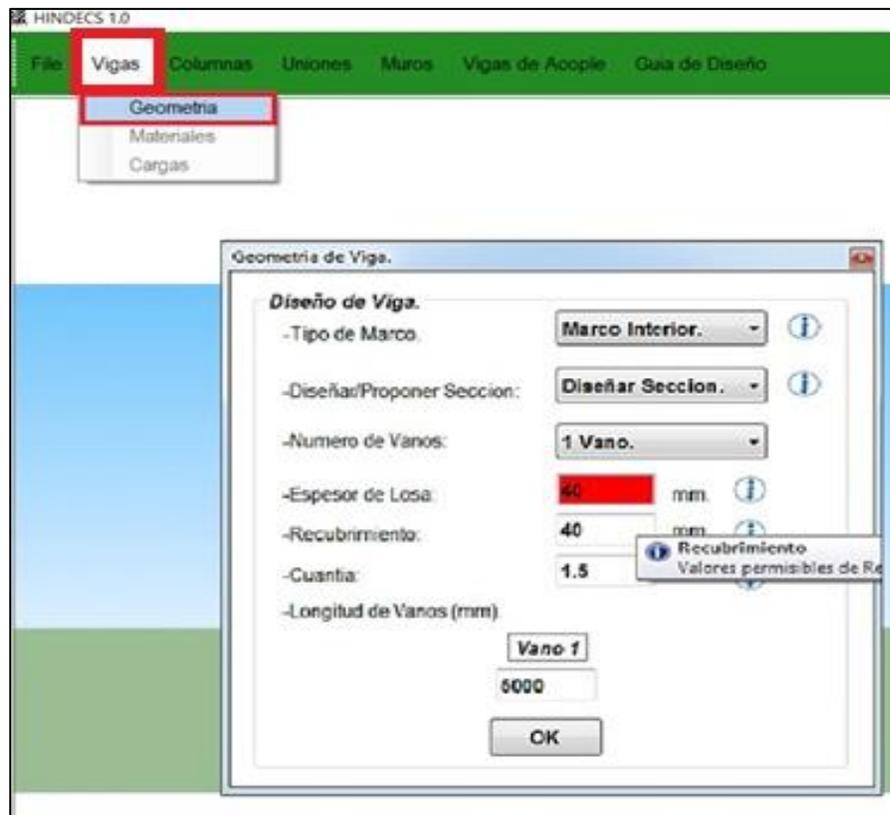


Figura 3.7 – Visualización de Ventana de Ingreso de Datos de “Geometría” para el diseño de una Viga. **Los datos aquí mostrados son aleatorios**, únicamente para mostrar los complementos presentes en el programa para guiar al usuario en el proceso de diseño.

En la **Figura 3.7**, al dar clic en la opción “**Geometría**”, se abre automáticamente una ventana para ingresar los datos geométricos de la Viga, a la derecha de la ventana fueron colocados **Botones de información**, que brindan información en base al ACI 318-14, relacionadas con las celdas, o bien conceptos e imágenes representativas para facilitar la comprensión del usuario, se muestra un ejemplo en la **Figura 3.9** cuando fue presionado el botón de información para la celda de Recubrimiento.

Al ingresar un dato fuera del rango establecido por HINDECS 1.0, la celda se muestra de color rojo, como se observa en la **Figura 3.7**, al corregir el valor mal digitado, la celda vuelve a tornarse en su color original. Al terminar de ingresar los valores en el programa, se presiona el botón **OK**, e inmediatamente se habilitará la opción para el ingreso de datos de **Materiales**.

El programa también contiene globos de información que se muestran al desplazar el puntero sobre la celda de dato, como se muestra en la **Figura 3.7**, estos globos contienen comúnmente información sobre los valores admisibles por **HINDECS 1.0**, esto para evitar la introducción de datos errados. Siempre a la derecha de las celdas se muestran las unidades de medida consideradas, esto para evitar en lo posible los errores en el ingreso de datos.

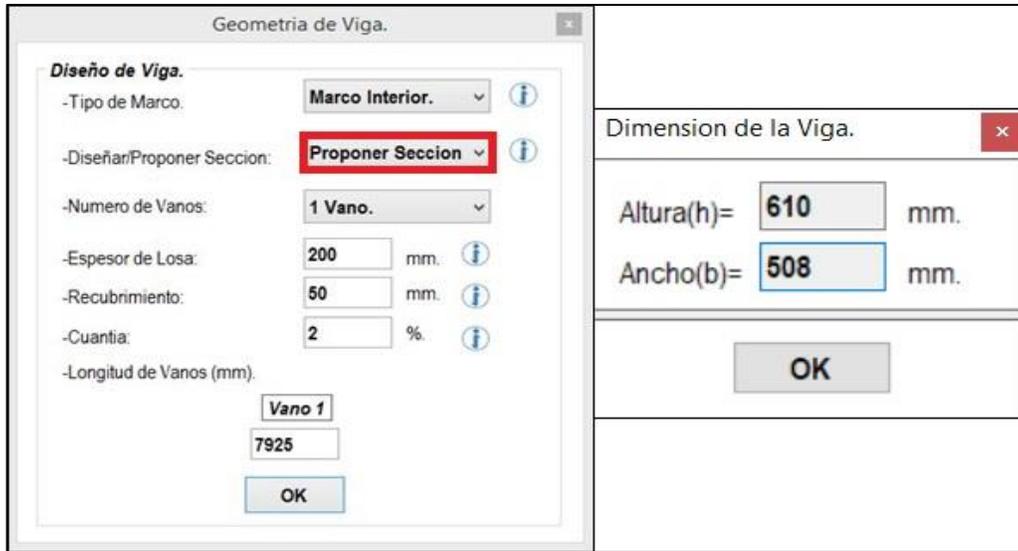


Figura 3.8 - Ingreso de Datos geométricos para el diseño de una Viga. Los datos mostrados corresponden a los brindados por el **Ejemplo 29.1** de la **PCA-08**. Ya que la sección de la viga es un dato brindado por el enunciado ($610\text{mm} \times 508\text{mm}$), se selecciona la opción: **“Proponer sección”**, automáticamente se abrirá una ventana para insertar las dimensiones de **Altura** y **Ancho** de la viga en milímetros.

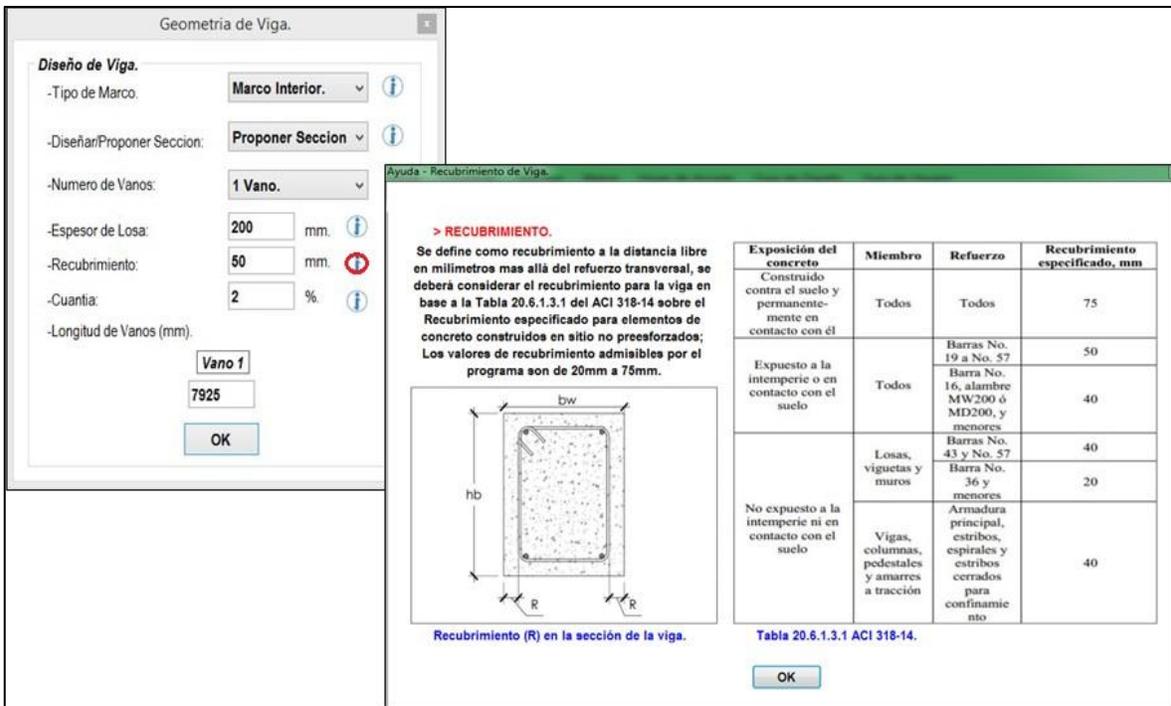


Figura 3.9 – Al dar clic en cualquiera de los botones de información se abrirá una ventana automáticamente que muestra información relevante sobre las celdas de ingreso de datos. Estos botones se muestran en las tres etapas de ingreso de datos.

Hasta que sean introducidos los tres grupos de datos de vigas correctos, serán activadas las opciones para ingreso de datos de **Columnas**, pues son necesarios ciertos cálculos en la viga. Los datos introducidos en vigas causarán efectos sobre los de columnas, por ejemplo, si es seleccionada la opción de **Número de Vanos: 2 Vanos**, serán diseñadas **3 columnas para sostener el marco de dos vanos seleccionado**, se solicitarán datos de cargas para las 3 columnas y serán mostrados los resultados para las 3 columnas. (En la **Figura 3.10** se muestran las opciones de ingreso de datos inhabilitadas hasta que sean ingresados todos los datos de la viga)

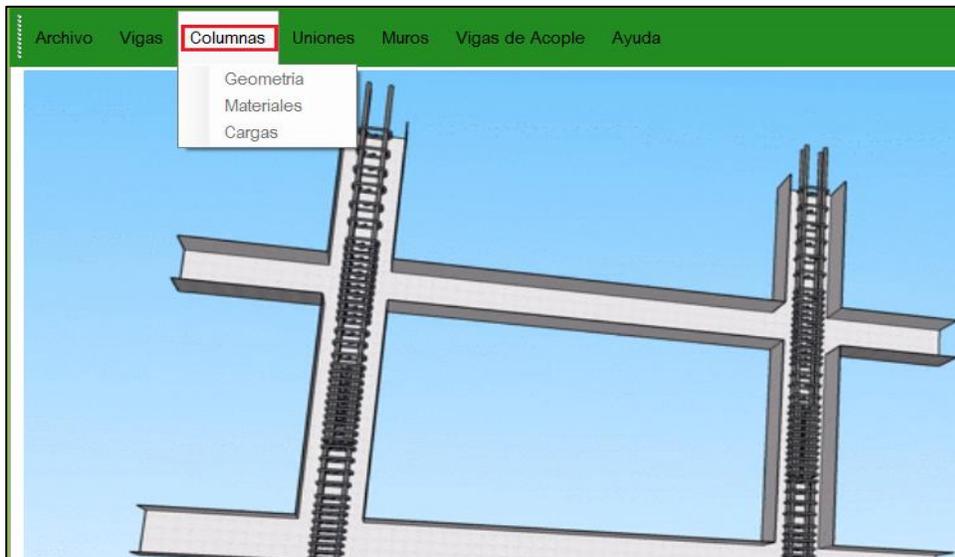


Figura 3.10 – Si no han sido ingresados todos los datos geométricos de vigas, las opciones de ingreso de datos para columnas no se habilitarán. Por lo que deben ser revisados los valores introducidos en vigas.

2. Introducir datos de Materiales.

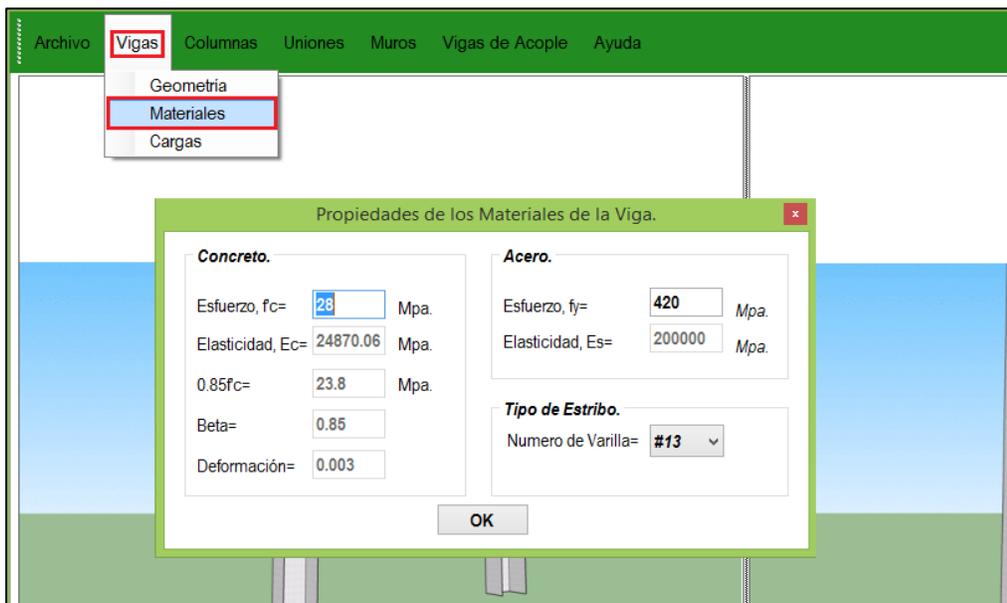


Figura 3.11 – Visualización e ingreso de Datos para Propiedades de Materiales para el diseño de la Viga correspondiente al **Ejemplo 29.1 de la PCA – 08**. Según las propiedades de los materiales se modifican los datos, y se ha definido utilizar **estribo # 13**.

Al dar clic en Materiales, se muestra la ventana Propiedades de los Materiales de la Viga, como se muestra en la **Figura 3.11**. La introducción de propiedades de los materiales es casi constante, únicamente se seleccionan tres datos que son: **$f'c$ del concreto, el f_y del acero, y el Tipo de estribo** que desee colocarse como refuerzo por cortante en donde se muestran tres opciones de varilla **#10, #13 y #16**, los demás son datos que se han considerado constantes e invariables, por lo que solo se muestran para efectos de informar al usuario los valores que se han considerado, y **no pueden ser editados**.

Una vez que se han ingresado los valores de materiales necesarios, se presiona el botón **OK**, y se habilitará la opción para introducir valores de **Cargas**.

3. Introducir valores de cargas.

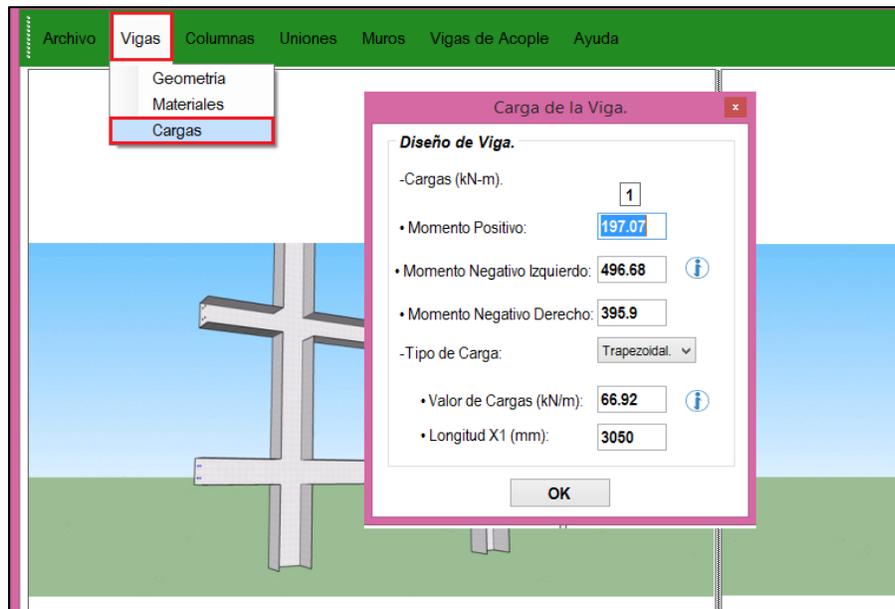


Figura 3.12 – Ventana para Ingreso de Valores de Cargas actuantes en la viga. Estos valores deberán ser obtenidos según el análisis estructural previo, los datos ingresados fueron los obtenidos para el correspondiente **Ejemplo 29.1 de la PCA – 08**.

Al dar clic en Cargas, se muestra la ventana Cargas de Viga, **Figura 3.12**. Los valores de cargas permisibles por **HINDECS 1.0** son mostrados en los globos de información, cabe mencionar que estos valores deben ser los obtenidos en el previo análisis estructural para la estructura en cuestión. Una vez introducidos los valores de cargas, se presiona el botón **OK** para que sean mostrados los resultados calculados por el software.

4. Obtención e interpretación de resultados.

Una vez que se han ingresado todos los valores de geometría, materiales y cargas en el orden respectivo, se mostrará la ventana de la **Figura 3.13** con los resultados propuestos por el software, divididos en los tres tipos. **Vanos, Detalles de Estribo y Resumen de Cálculos**.

Si se presiona el botón VANO 1 (**Figura 3.14**), se mostrarán los detalles de espaciamientos y la sección real propuesta para la viga con todos los detalles geométricos, también se presentarán detalles como la configuración de acero requerida en la parte superior e inferior de la sección y en los estribos, se mostrarán también los esfuerzos resistentes de cortante y momento vs los esfuerzos actuantes.

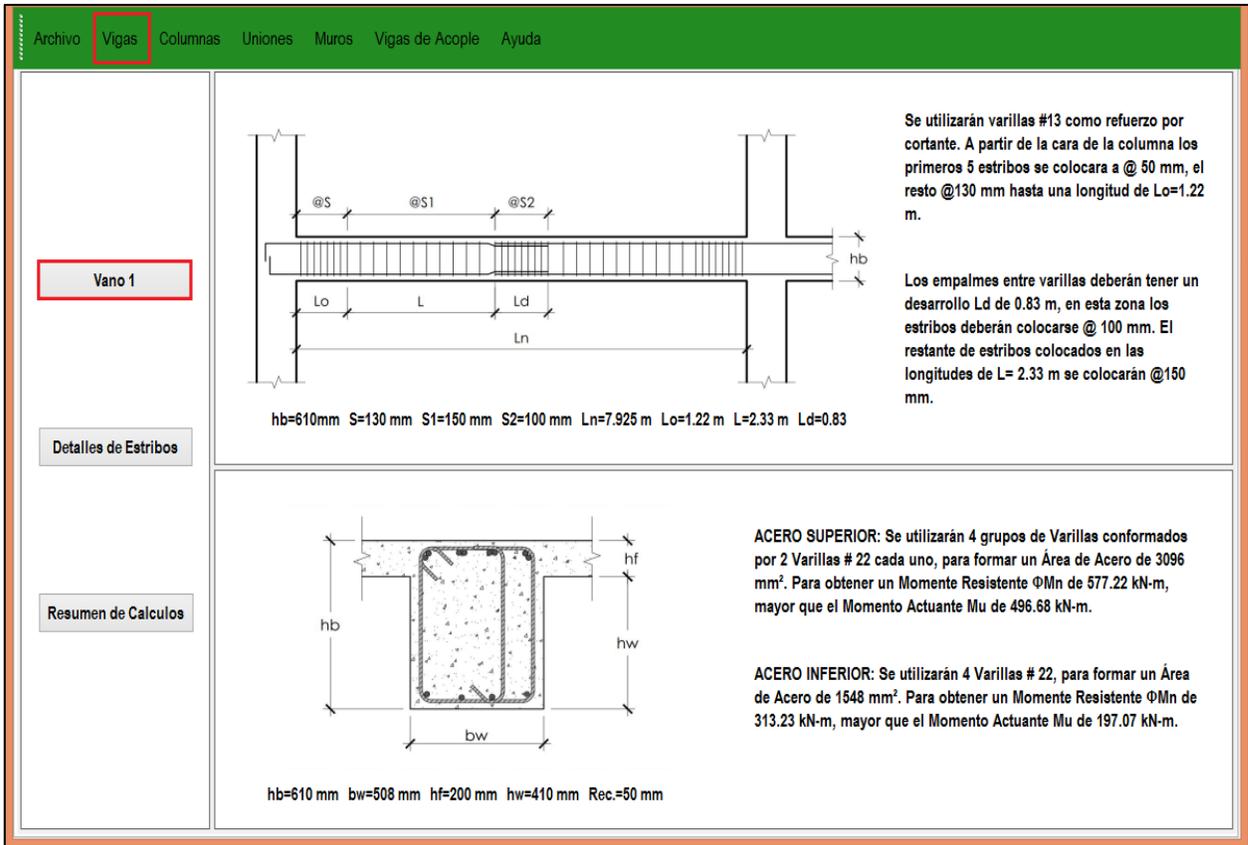


Figura 3.13 – Resultados divididos en los tres botones mostrados a la izquierda de la ventana. Se muestran los resultados de Vano 1. Correspondiente al **Ejemplo 29.1 de la PCA - 08**.

Si se presiona el botón de detalle de estribos, se muestra la configuración de estribos definida por el programa para resistir cortante, así como las dimensiones de los estribos para su ensamblaje. El Detalle de Estribos se muestra en la **Figura 3.14**.

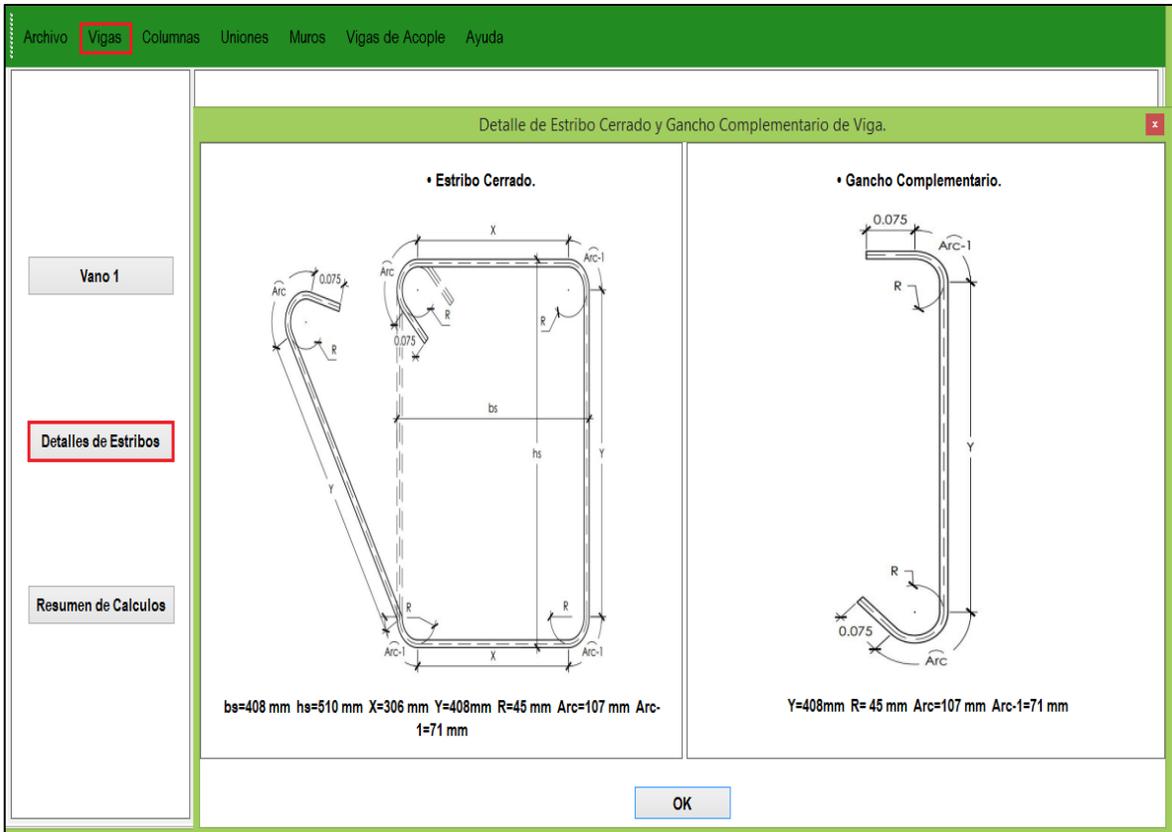


Figura 3.14 – Resultados de estribos en el Botón **Detalle de Estribos**, propuestos por el programa correspondiente al **Ejemplo 29.1 de la PCA - 08**.

En el botón de Resumen de cálculos, se muestran los resultados de las operaciones consideradas más relevantes en el diseño sísmico de vigas, esto en el caso de que los cálculos quisieran ser corroborados por el usuario de manera manual, en este caso se deberá recurrir al ACI 318-14 para definir el concepto y la manera de calcular cada uno de los términos para mayor claridad y familiarización del usuario con los términos empleados para el cálculo sísmico, como con el software. El Resumen de Cálculos se muestra en la **Figura 3.15**.

Archivo **Vigas** Columnas Uniones Muros Vigas de Acople Ayuda

Resumen de Calculo de Viga.

Resumen del Diseño del Refuerzo Longitudinal de la Viga.

	Mu (kN.m)	Recubrimiento (mm)	Ubicación de Acero.	No. Refuerzo.	Área de Acero (mm ²)	a (mm)	ΦMn (kN.m)
Vano #1.	496.68	50	Arriba.	8 #22	3096	107.55	577.22
Vano #1.	197.07	50	Abajo.	4 #22	1548	53.77	313.23

Resumen del Diseño del Refuerzo por Cortante de la Viga.

	Área de Acero (mm ²)	Ubicación de Acero.	a Probable (mm)	Mpr (kN.m)	Vu (kN)	Área de Estribo (mm ²)	No. Estribo.	S (mm)	ΦVc (kN)	ΦVs (kN)	ΦVn (kN)
Vano #1.	3096	Arriba	134.44	780.32	316.21	387	#13	130	0	513.22	513.22
Vano #1.	1548	Abajo	67.22	432.92							

OK

Resumen de Calculos

ACERO SUPERIOR: Se utilizarán 4 grupos de Varillas conformados por 2 Varillas # 22 cada uno, para formar un Área de Acero de 3096 mm². Para obtener un Momento Resistente ΦMn de 577.22 kN-m, mayor que el Momento Actuante Mu de 496.68 kN-m.

ACERO INFERIOR: Se utilizarán 4 Varillas # 22, para formar un Área de Acero de 1548 mm². Para obtener un Momento Resistente ΦMn de 313.23 kN-m, mayor que el Momento Actuante Mu de 197.07 kN-m.

hb=610 mm bw=508 mm hf=200 mm hw=410 mm Rec.=50 mm

Figura 3.15 – Ventana de Resumen de Cálculos obtenidos en el diseño sísmico de la viga para el **Ejemplo 29.1 de la PCA - 08**.

5. VALIDACIÓN DE RESULTADOS.

A continuación, se presenta una tabla comparativa (**Tabla 3.1**) con los resultados obtenidos mediante la realización manual del diseño de la viga para el **Ejercicio 29.1** de la PCA – 08 (El detalle de la elaboración del ejercicio manualmente se muestra en los anexos, en la **Guía de Ejercicios Resueltos De Diseño Sísmico**), contrastados con los resultados obtenidos por el software HINDECS 1.0.

	Resultados obtenidos manualmente para el Diseño de Vigas- Ejercicio 29.1 PCA - 08		Resultados brindados por HINDECS 1.0 para el Diseño de Vigas- Ejercicio 29.1 PCA - 08	
Sección:	508mm x 610mm			
Mu en extremo izq.:	197.07 KN-m			
Mu en el extremo der:	496.68 KN-m			
Vu:	293.12 KN			
	REQUERIDO	PROPUESTO	REQUERIDO	PROPUESTO
Área de Acero Principal Superior:	2623.90mm ²	3096mm ² 8V# 22	2625.90mm ²	3096mm ² 8V# 22
Área de Acero Principal Inferior:	961.03mm ²	1548mm ² 4V# 22	960.05mm ²	1548 mm ² 4V# 22
Área de Acero Transversal Propuesta:	387mm ² Estribo + Gancho Sísmico #13		387mm ² Estribo + Gancho Sísmico #13	
Mpr+	437.75 KN-m		432.36 KN-m	
Mpr-	779.02 KN-m		780.32 KN-m	
φMn-Izq:	316.04 KN-m		313.23 KN-m	
φMn-Der:	576.28 KN-m		577.22 KN-m	
φVn:	512.19KN		513.22 KN	

Tabla 3.1 – Tabla comparativa de resultados obtenidos en el cálculo manual del diseño de la viga, y el cálculo automático realizado por el programa en la realización del Ejemplo **29.1 de la PCA** detallada en los Anexos.

3.5.3.2 DISEÑO DE COLUMNAS

1. Introducir valores Geométricos.

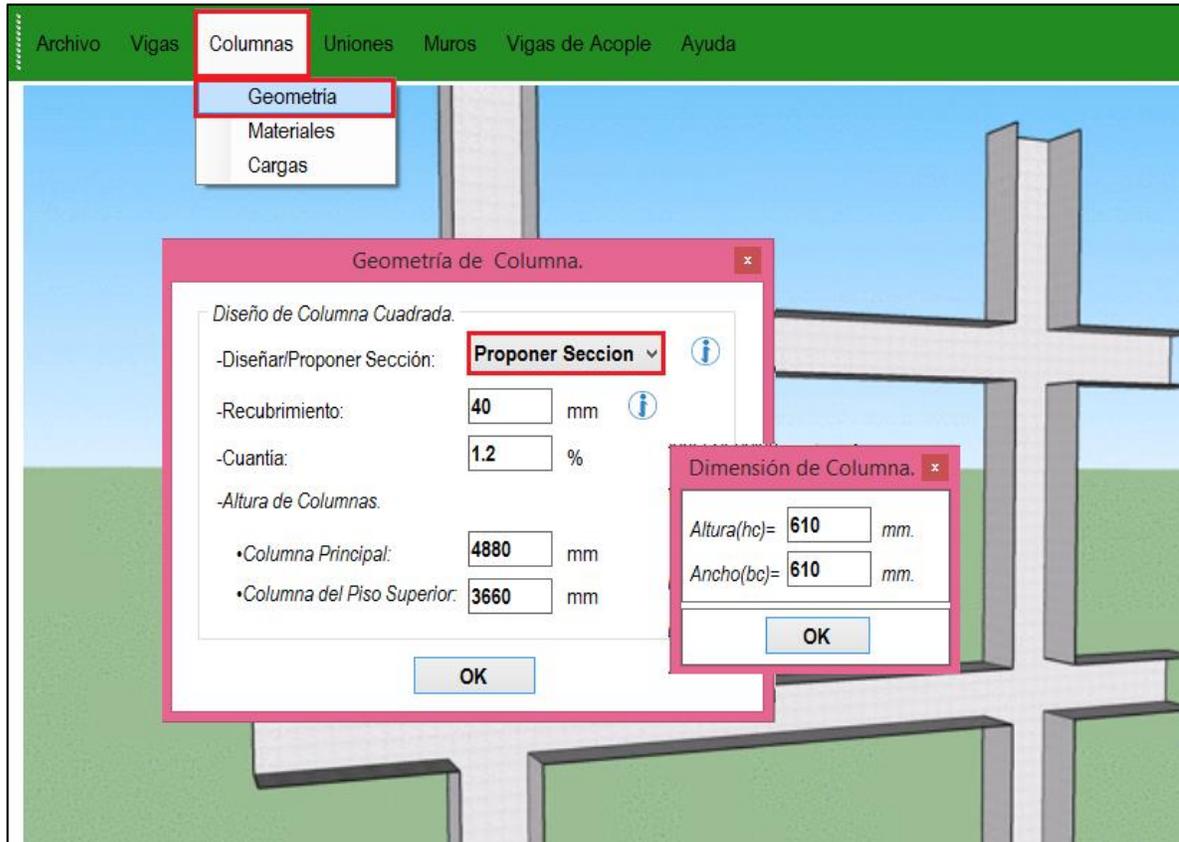


Figura 3.16 – Ventana de Ingreso de Datos geométricos para el diseño de Columnas, Proponer Sección e Ingreso de Dimensiones para Columna, según **Ejemplo 29.1 PCA - 08**.

En la **Figura 3.16**, se muestra el proceso para el ingreso de datos geométricos de la viga, primeramente, se deben introducir las dimensiones de la Columna, se debe **dar clic en “Columnas”, “Geometría”, seleccionar la opción “Proponer Sección”,** e introducir las dimensiones de **Altura y Ancho** de la Columna, y presionar **“OK”** respectivamente, luego introducir los demás valores geométricos que brinde el **Ejemplo 29.1** e introducir a criterio propio los que no sean brindados por el Ejemplo.

Siempre a la derecha de las celdas se muestran las unidades de medida respectivas, esto para evitar en lo posible los errores en el ingreso de datos. Al terminar de ingresar los valores de Geometría en el programa, se presiona el botón **OK**, en la **Figura 3.16** se observa que las opciones para ingresar valores de “**Materiales**” y “**Cargas**” se encuentran inhabilitadas, estas se habilitarán hasta haber ingresado todos los datos en “**Geometría**”.

Hasta que sean introducidos los tres grupos de datos correctos, se activará la opción de **Uniones**, pues son necesarios datos de vigas y de columnas para realizar el análisis. Los datos introducidos en vigas y columnas causarían efectos sobre el análisis de uniones, por ejemplo: ya que por cada nodo viga-columna ya sea interior o exterior, se realizará y mostrará un análisis de unión.

2. Introducir datos de Materiales.

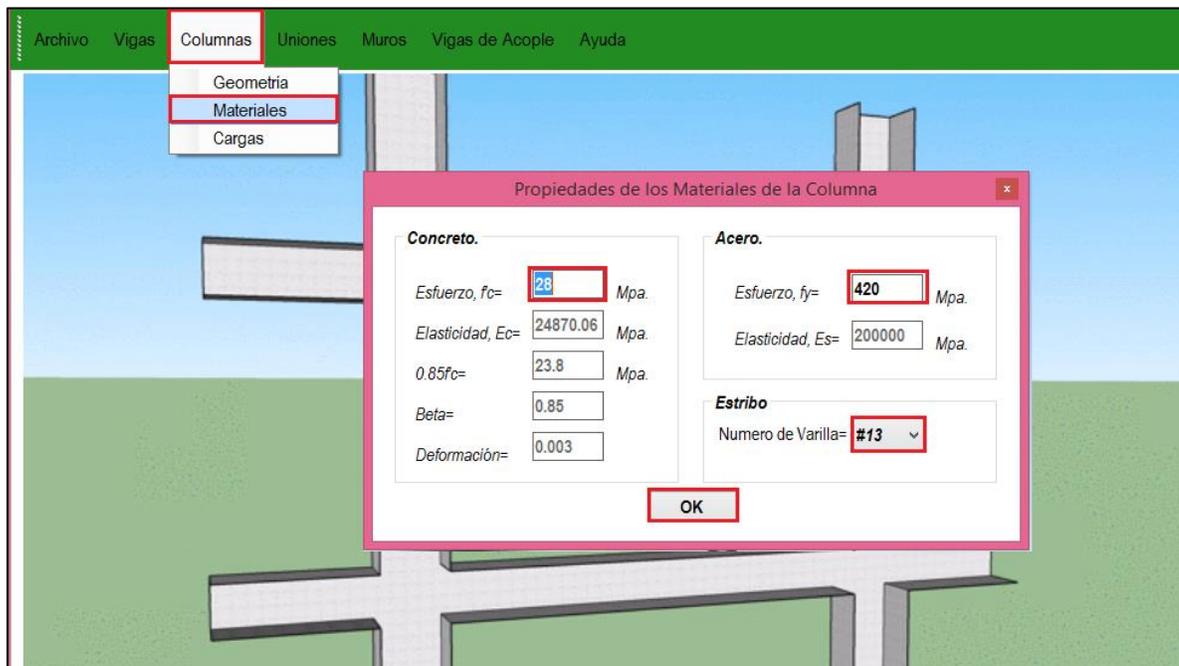


Figura 3.17 – Ventana de Ingreso de Propiedades de Materiales para el diseño de la Columna. Correspondientes al **Ejemplo 29.1 PCA**.

3. Introducir Valores de cargas.

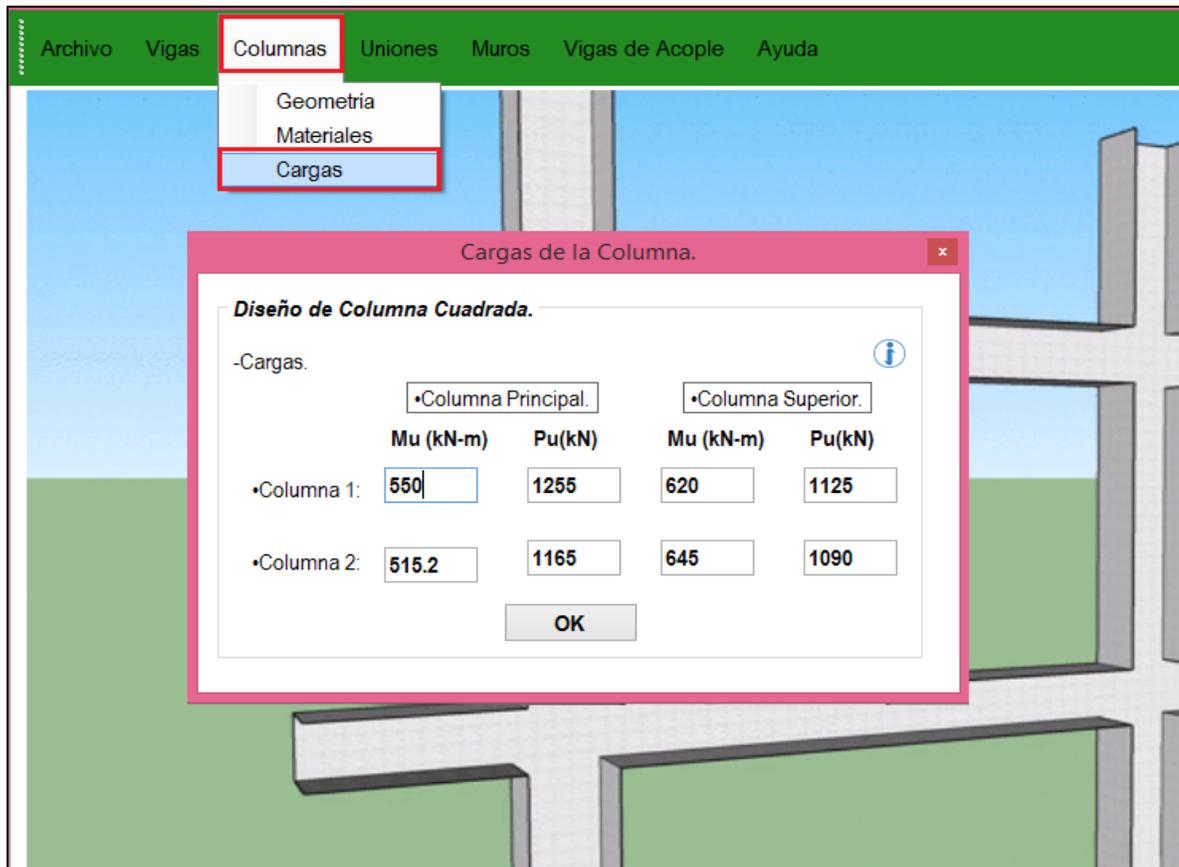


Figura 3.18 – Ventana para Ingreso de Valores de Cargas actuantes en la Columna correspondientes al **Ejemplo 29.1 de la PCA - 08**.

Para el ingreso de cargas en las columnas, se debe dar **clic** en “Columnas”, “Cargas”, e **ingresar los valores respectivos** para la **Columna Principal** (Es la columna que se va a diseñar), y de la **Columna Superior** (Es la columna inmediata del piso superior), y se presiona “OK” para que se muestren los resultados calculados por HINDECS. El detalle para ingreso de valores de cargas se muestra en la **Figura 3.18**.

4. Obtención e Interpretación de resultados obtenidos por HINDECS 1.0

Una vez que se han ingresado todos los valores de Geometría, Materiales y Cargas en el orden respectivo y se presiona el botón de “OK”, se mostrará la ventana de las **Figura 3.19** con los resultados propuestos por el software divididos en tres tipos: **Columna** (Se muestran detalles dimensionales de la sección propuesta para la columna, y separación a la que se deberán colocar los estribos en toda la altura de la columna), **Detalle de Estribos** (Se muestran detalles dimensionales para el ensamblaje de los estribos y ganchos sísmicos) y **Resumen de Cálculos** (Se muestran los resultados esenciales en el proceso de cálculo de la columna para apoyar al usuario si se desean corroborar manualmente los resultados). En las Figuras 3.19 y 3.20 se observa el resultado propuesto para la columna izquierda y derecha del **Ejercicio 29.1 de la PCA - 08**.

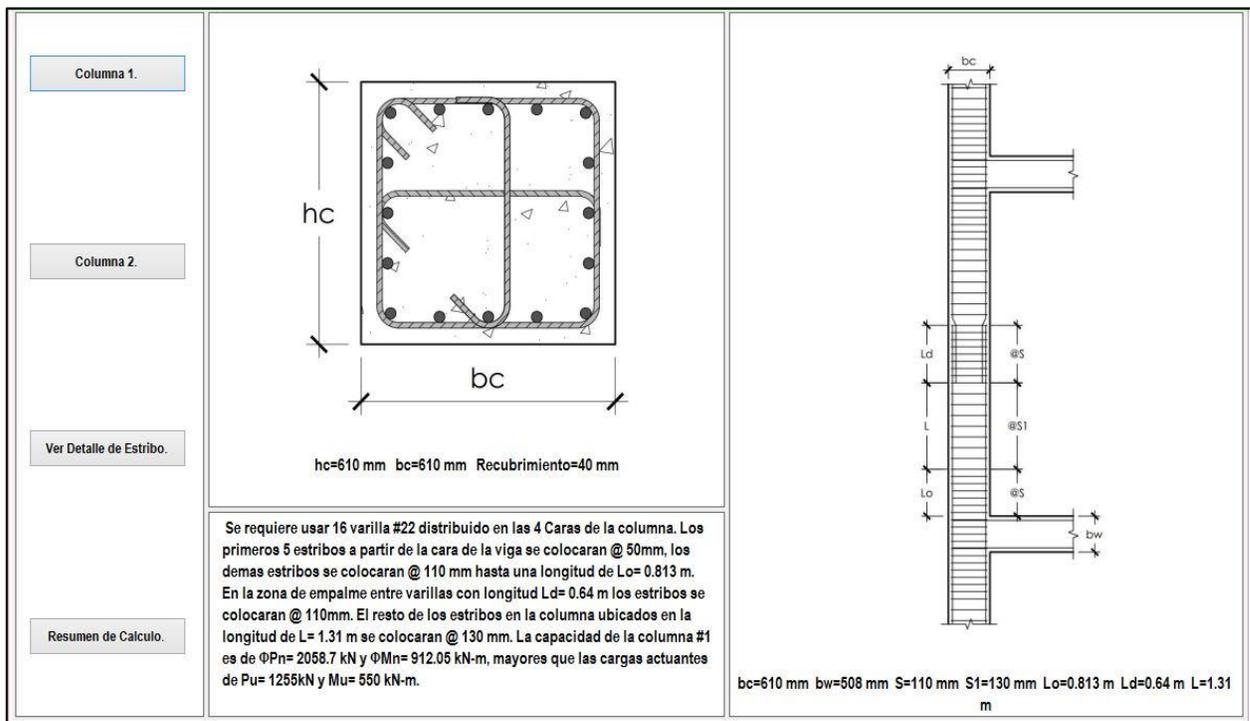


Figura 3.19 – Detalle de Resultados propuestos por HINDECS para la columna de la izquierda para el **Ejemplo 29.1 de la PCA - 08**.

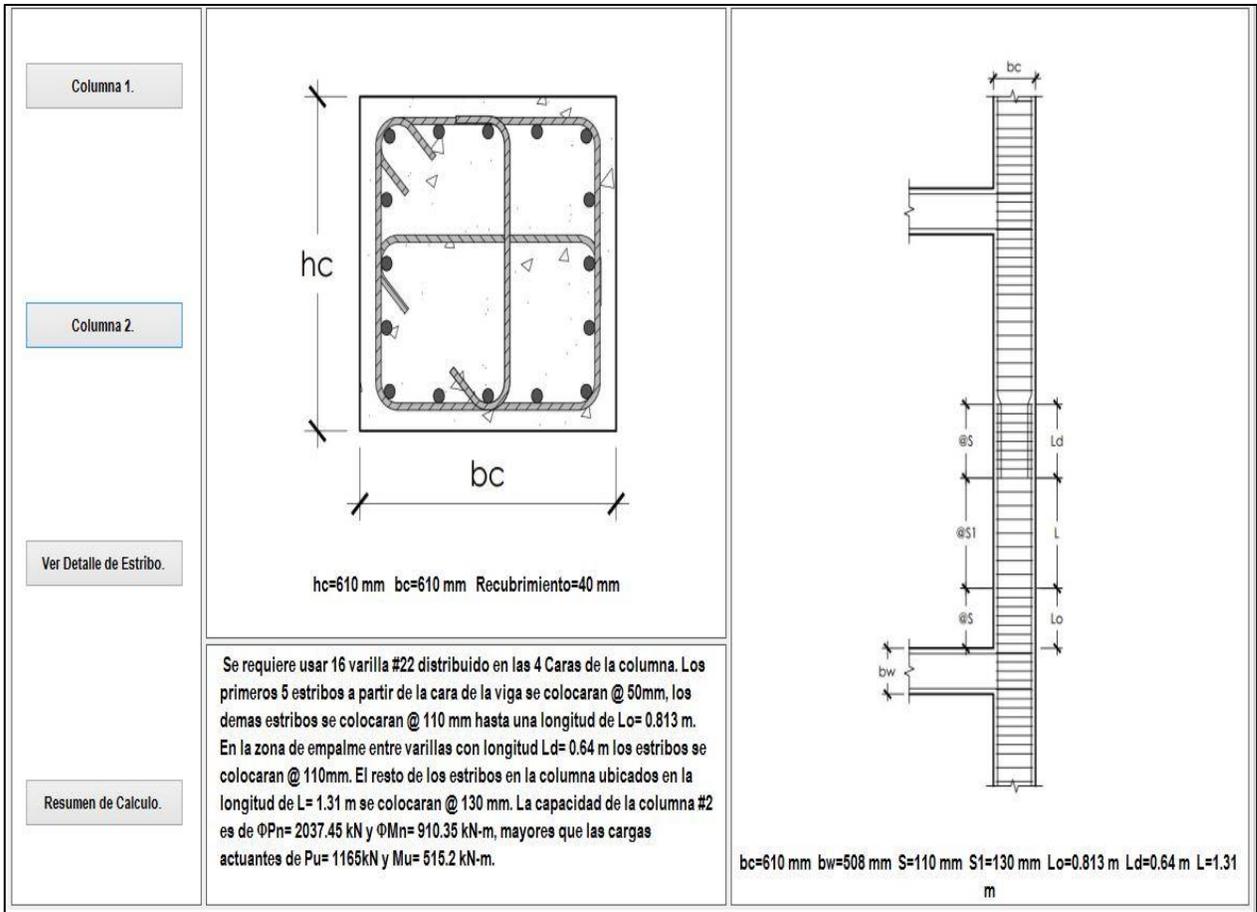


Figura 3.20 – Detalle de Resultados propuestos por HINDECS para la columna de la derecha para el **Ejemplo 29.1 de la PCA - 08**.

Si se presiona el botón de **Detalle de estribos**, se muestra la configuración de estribos definida por el programa para resistir cortante, así como sus dimensiones para su ensamblaje en campo. El Detalle de Estribos se muestra en la **Figura 3.21**.

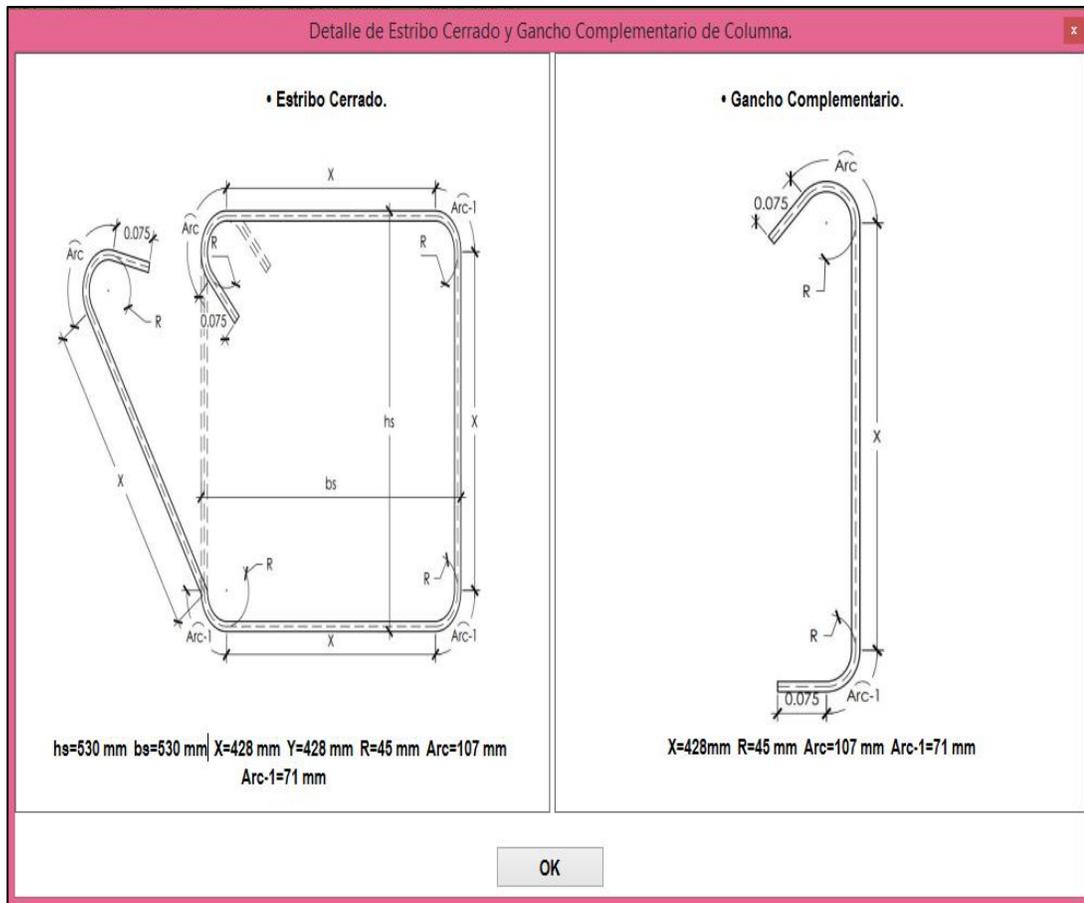


Figura 3.21 – Resultados en el Botón **Detalle de Estribos** para el **Ejemplo 29.1 de la PCA - 08**. Se muestran los detalles dimensionales para estribos y ganchos sísmicos.

En el botón de **Resumen de cálculos**, se muestran los resultados del proceso de análisis considerados más relevantes en el diseño sísmico de columnas. **Figura 3.22**. El resumen de cálculos se realiza con el fin de facilitar el proceso de verificación de los resultados del usuario.

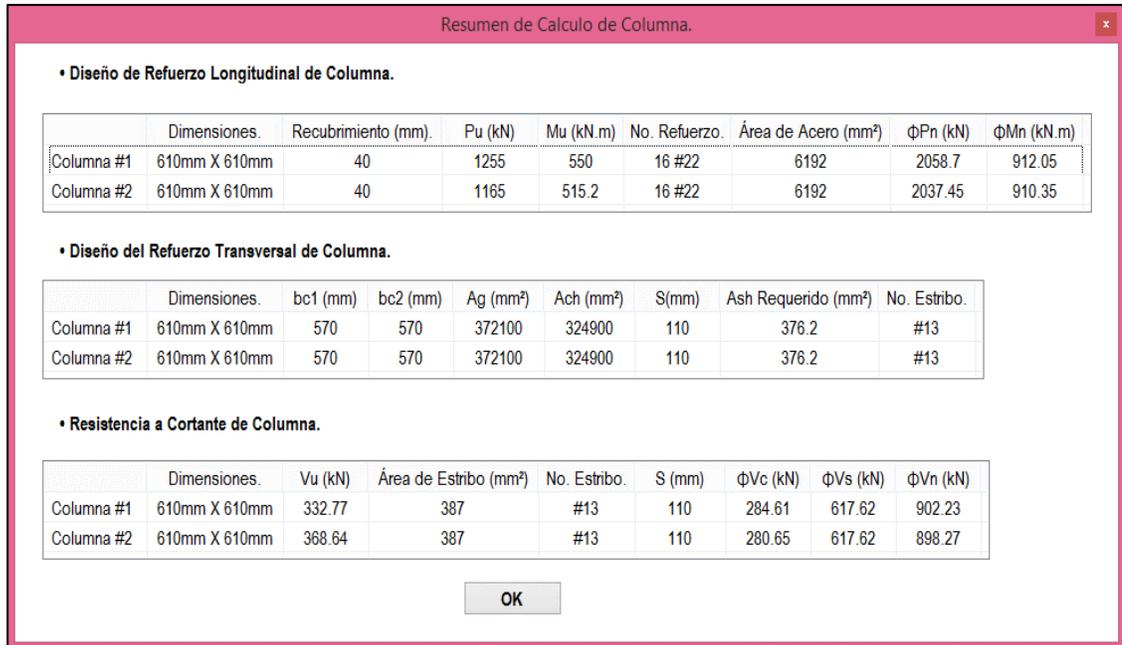


Figura 3.22 – Ventana de Resumen de Cálculos considerados en el diseño sísmico de una columna. Los resultados corresponden al **Ejemplo 29.1 de la PCA-08**.

5. VALIDACIÓN DE RESULTADOS.

A continuación, se presenta una tabla comparativa (**Tabla 3.2**) con los resultados obtenidos mediante la realización manual del diseño de la columna izquierda para el **Ejercicio 29.1** de la PCA – 08 (El detalle de la elaboración del ejercicio manualmente se muestra en los anexos, en la **Guía de Ejercicios Resueltos De Diseño Sísmico**), contrastados con los resultados obtenidos por el software HINDECS 1.0.

	Resultados obtenidos manualmente para el diseño de columnas - Ejercicio 29.1 PCA		Resultados brindados por HINDECS 1.0 para el diseño de columnas - Ejercicio 29.1 PCA	
Sección:	610mm x 610mm			
Mu. de Columna Principal	550 KN-m			
Pu. de Columna Principal:	1255 KN-m			
Mu. de Columna Superior	620 KN-m			
Pu. de Columna Superior:	1125 KN			
	REQUERIDO	PROPUESTO	REQUERIDO	PROPUESTO
Área de Acero Principal:	3721mm ²	6192 mm ² 16 V# 22	3721mm ²	6192 mm ² 16 V# 22
Área de Acero Transversal para Resistir Cortante.	376.2 mm ²	387mm ² Estribo + Gancho Sísmico #13	376.2 mm ²	387mm ² Estribo + Gancho Sísmico #13
ϕV_c :	285.94KN		284.61 KN	
ϕV_s :	620.60 KN		617.62 KN	
ϕV_n :	906.59 KN		902.23 KN	
ϕP_n :	2084.92 KN		2058.7 KN	
ϕM_n :	913.99 KN-m		912.05 KN-m	

Tabla 3.2 – Tabla comparativa de resultados obtenidos en el cálculo manual del diseño de la **Columna Izquierda**, y cálculo automático realizado por el programa en la realización del Ejemplo **29.1 de la PCA - 08** detallada en los Anexos.

Se puede verificar que HINDECS 1.0 brinda resultados satisfactorios para el diseño sísmico de columnas de concreto reforzado, observando las aproximaciones en los cálculos realizados en la **Tabla 3.2**.

3.5.3.3 ANÁLISIS DE UNIONES.

El análisis de las uniones, se realiza directamente una vez que se han introducido todos los valores de la viga y de la columna. Los detalles obtenidos en el análisis de uniones para el **Ejemplo 29.1 de la PCA** se muestran en las **Figuras 3.19 y 3.20**.

Los resultados de Uniones se mostrarán al dar **Clic** en “**Uniones**”, y luego en “**Análisis de Uniones**”. Luego se mostrará la ventana de la **Figura 3.23 o 3.24**. Se da **click** en la unión que se desee visualizar y se mostraran los resultados de los cálculos relevantes para el análisis de uniones.

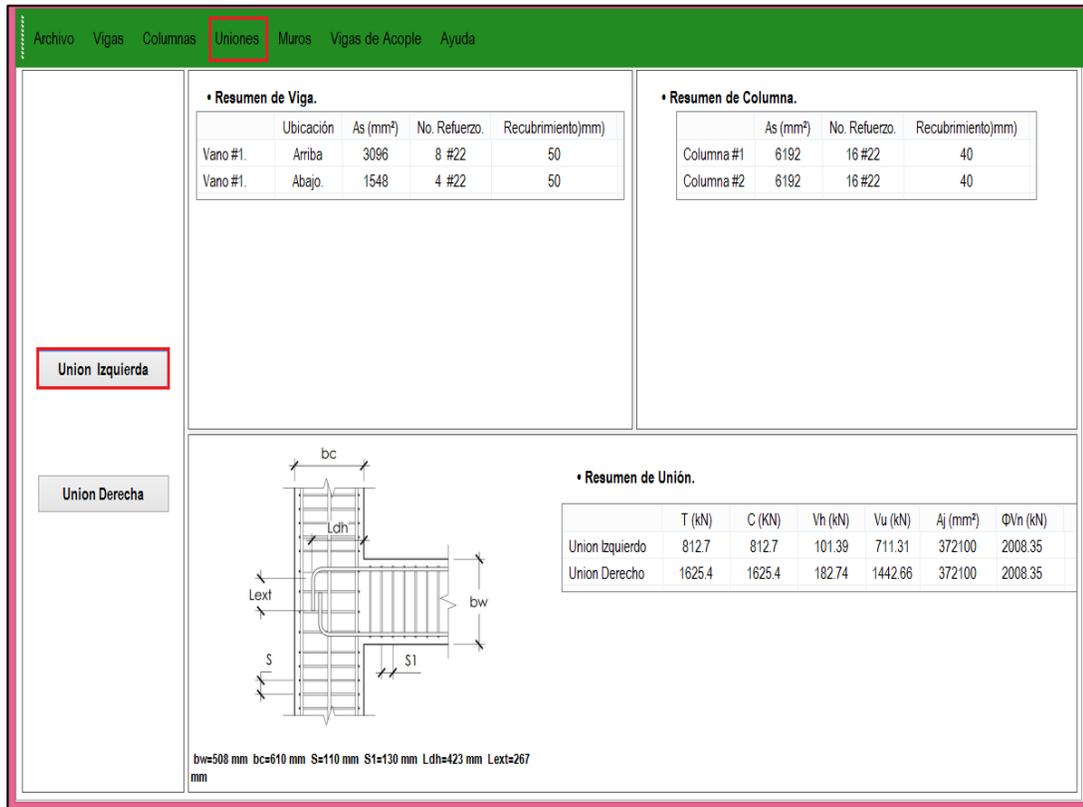


Figura 3.23 – Visualización de Ventana de Resultados para Unión Izquierda considerada en el análisis para el **Ejemplo 29.1 de la PCA-08**

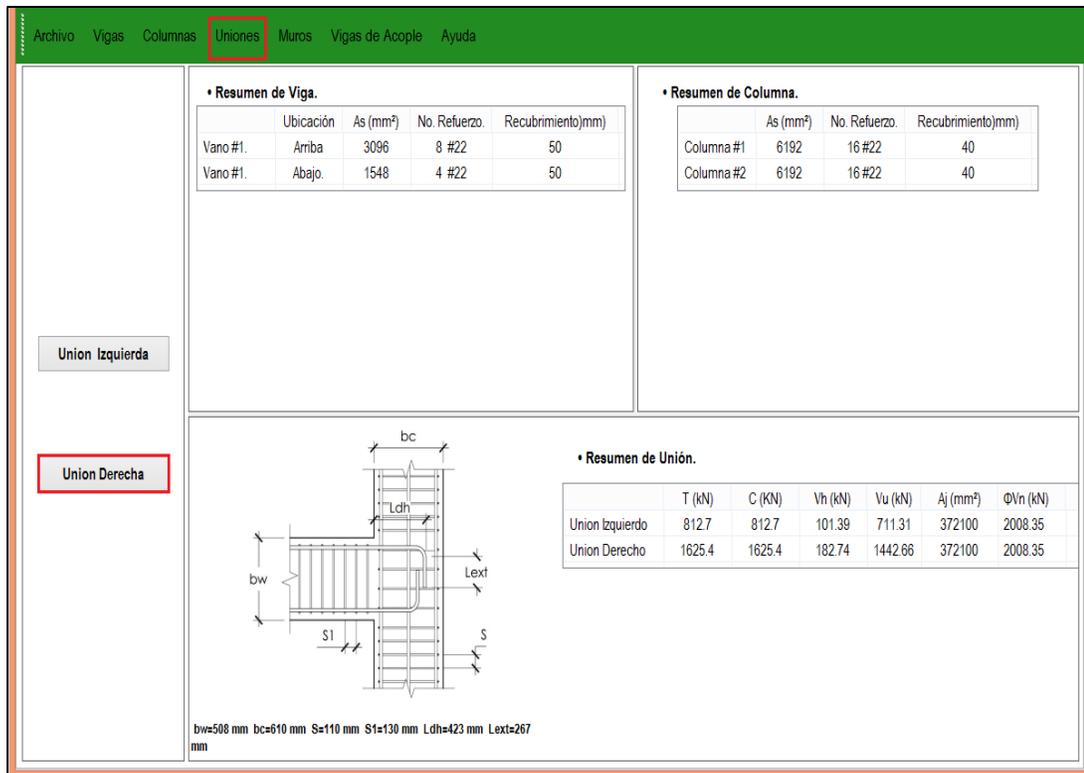


Figura 3.24 – Visualización de Ventana de Resultados para Unión Derecha considerada en el análisis para el **Ejemplo 29.1 de la PCA-08**

6. VALIDACIÓN DE RESULTADOS.

A continuación, se presenta una tabla comparativa (**Tabla 3.2**) con los resultados obtenidos mediante la realización manual del diseño de las columnas para el **Ejercicio 29.1** de la PCA – 08 (El detalle de la elaboración del ejercicio manualmente se muestra en los anexos, en la **Guía de Ejercicios Resueltos De Diseño Sísmico**), contrastados con los resultados obtenidos por el software HINDECS 1.0.

	Resultados obtenidos manualmente para el análisis de Uniones - Ejercicio 29.1 PCA	Resultados brindados por HINDECS 1.0 para el análisis de Uniones - Ejercicio 29.1 PCA
Vu	710.17 KN	710.35 KN
T	812.70 KN	812.70 KN
C	812.70 KN	812.70 KN
Vh	102.53 KN	102.35 KN
Aj	372100 mm ²	372100 mm ²
ϕVn	2008.35 KN	2008.35 KN

Tabla 3.3 – Tabla comparativa de resultados obtenidos en el cálculo manual del diseño de Uniones, y cálculo automático realizado por el programa en la realización del Ejemplo **29.1 de la PCA - 08** detallada en los Anexos.

3.5.4 DISEÑO DE MUROS ESTRUCTURALES.

El Ejemplo de Diseño de Muros estructurales fue tomado de la IBC-2012, Manual de Diseño Sísmico-Ejemplos para Edificios de Concreto. Ejemplo 1 (Muro de Concreto Reforzado). El enunciado se expresa como sigue:

Diseñar un muro para el edificio de oficinas de ocho pisos con soporte de carga como paredes de concreto con sistema de resistencia a fuerza sísmica, se muestra el plano en vista de planta donde se encuentra ubicado el muro a analizar en la Figura E4.1.

Se usarán:

* $f'c = 35Mpa.$

* $SI = 0.65$

* $Fy = 420Mpa.$

* $Ss = 1.60$

*Factor de reducción, $\rho = 1$

* Sitio clase D.

*Factor de importancia sísmica, $I = 1$

*Categoría de riesgo II.

*Categoría de diseño sísmico = D

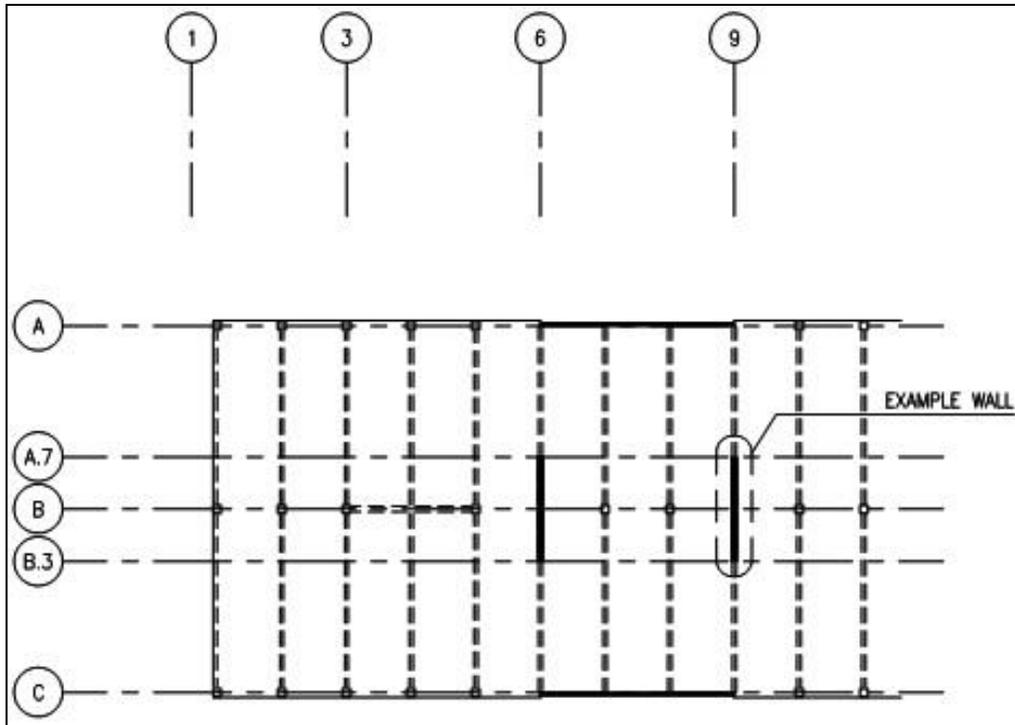


Figura E4.1- Vista de planta de edificio de oficinas, se muestra ubicación del muro a analizar. **Ejemplo 1 IBC-212.**

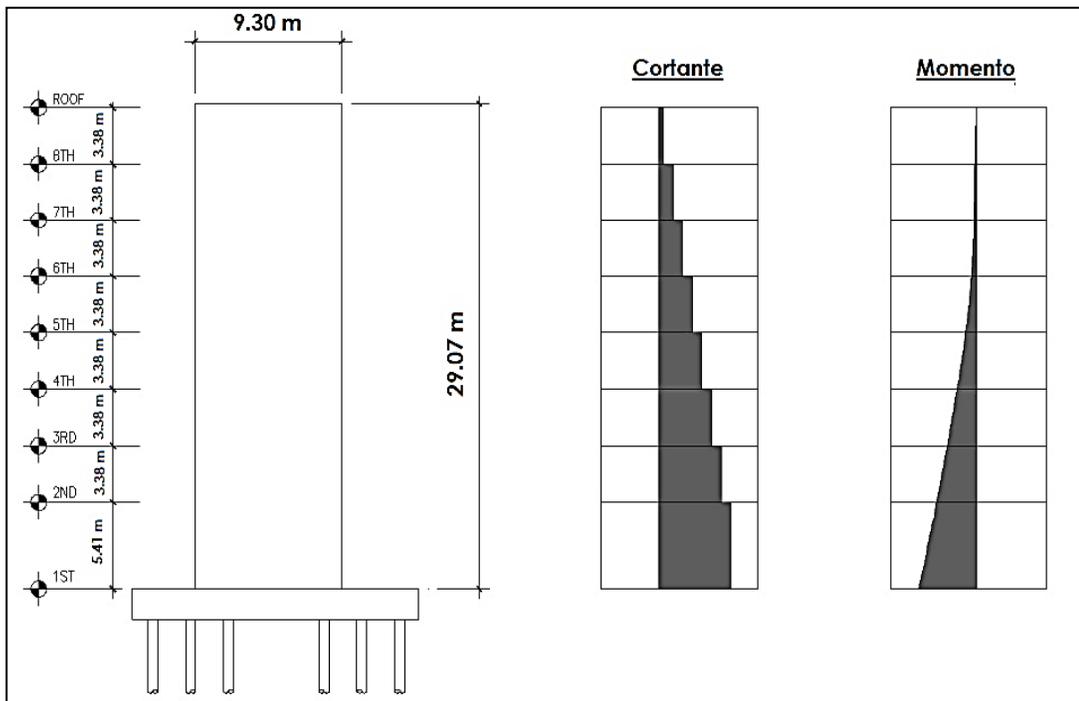


Figura E4.2 - Elevación de edificio de oficinas, se muestra ubicación del muro a analizar. **Ejemplo 1 IBC-212.**

Nivel	PD		PL		VE		ME	
	kN	Kips	kN	Kips	kN	Kips	kN-m	Kips-ft
Techo	858.8	193	164.6	37	373.8	84	0.0	0
8	1726.5	388	320.4	72	1085.7	244	1258.6	928
7	2549.7	573	480.6	108	1842.2	414	4923.4	3630
6	3372.9	758	640.8	144	2647.6	595	11135.2	8210
5	4205.0	945	8369.9	1881	3493.0	785	20073.2	14800
4	5028.2	1130	965.6	217	4391.9	987	31873.1	23500
3	5829.1	1310	1125.8	253	5428.6	1220	46656.7	34400
2	6852.5	1540	1290.4	290	6318.6	1420	65102.4	48000
1	0						99009.9	73000

Tabla E4.1 - Se muestran las cargas de diseño de cortante y momento por piso. **Ejemplo 1 IBC-2012.**

El momento y el cortante en la base del muro son:

$$M_u = ME = 99009.9 \text{ kN} - m$$

$$V_u = VE = 6318.6 \text{ kN}$$

1. Introducir valores Geométricos.

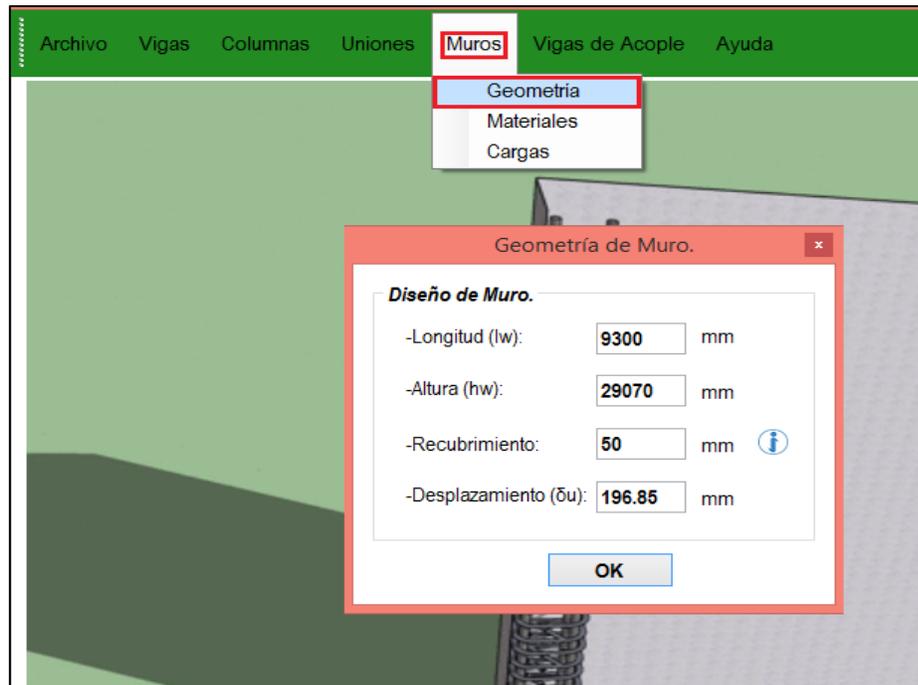


Figura 3.25 – Ventana de Ingreso de Datos geométricos de un Muro. Se mostrará al dar **Clic** en “**Muros**” y luego en “**Geometría**”. Los valores ingresados corresponden al **Ejemplo 1 de IBC-2012**.

En la **Figura 3.25**, se muestra la ventana para el ingreso de datos geométricos para el diseño de muros. Siempre a la derecha de las celdas se muestran las unidades de medida consideradas. Se debe dar **click** en “**Muros**”, luego en “**Geometría**” para que se muestra la ventana.

En la **Figura 3.25** se muestran **deshabilitadas** las opciones de ingreso de datos de **Materiales** y **Cargas**, estas se habilitarán hasta terminar de ingresar los valores de Geometría, se presiona el botón **OK**, e inmediatamente se habilitará la opción para el ingreso de datos de **Materiales**.

2. Introducir datos de Materiales.

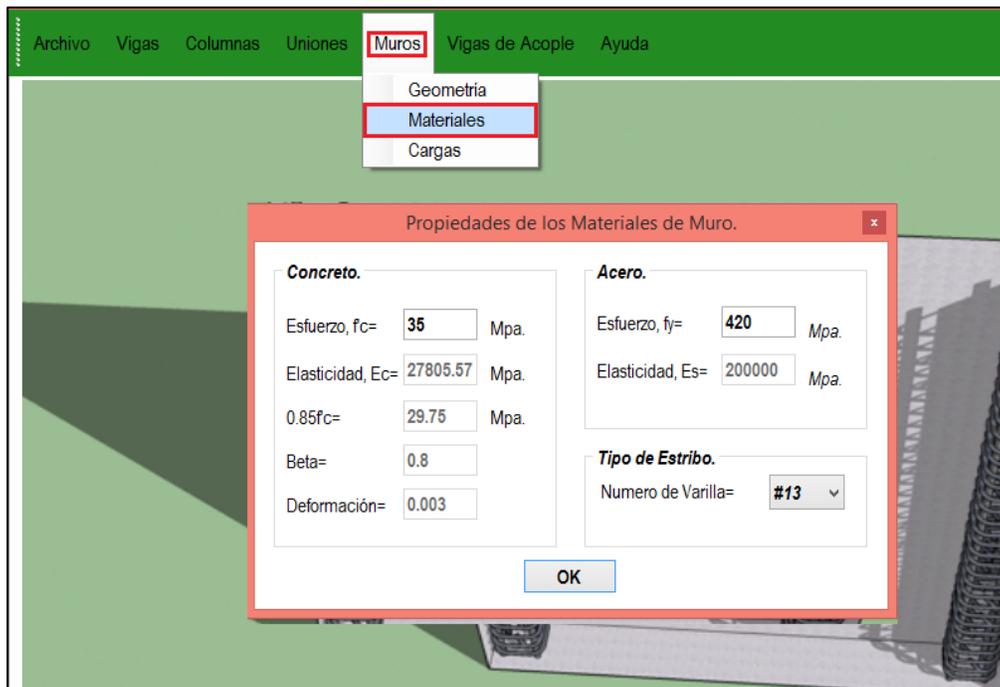


Figura 3.26 – Ventana de Ingreso de Propiedades de Materiales para el diseño de Muros, correspondiente al **Ejemplo 1 de IBC-2012**. Se debe **dar clic** en **Muros** y luego en **Materiales** para que se muestre la ventana.

Una vez que se han ingresado los valores de materiales necesarios, se presiona el botón **OK**, y se habilitará la opción para introducir valores de **Cargas** para el muro estructural a diseñar.

3. Introducir Valores de cargas.

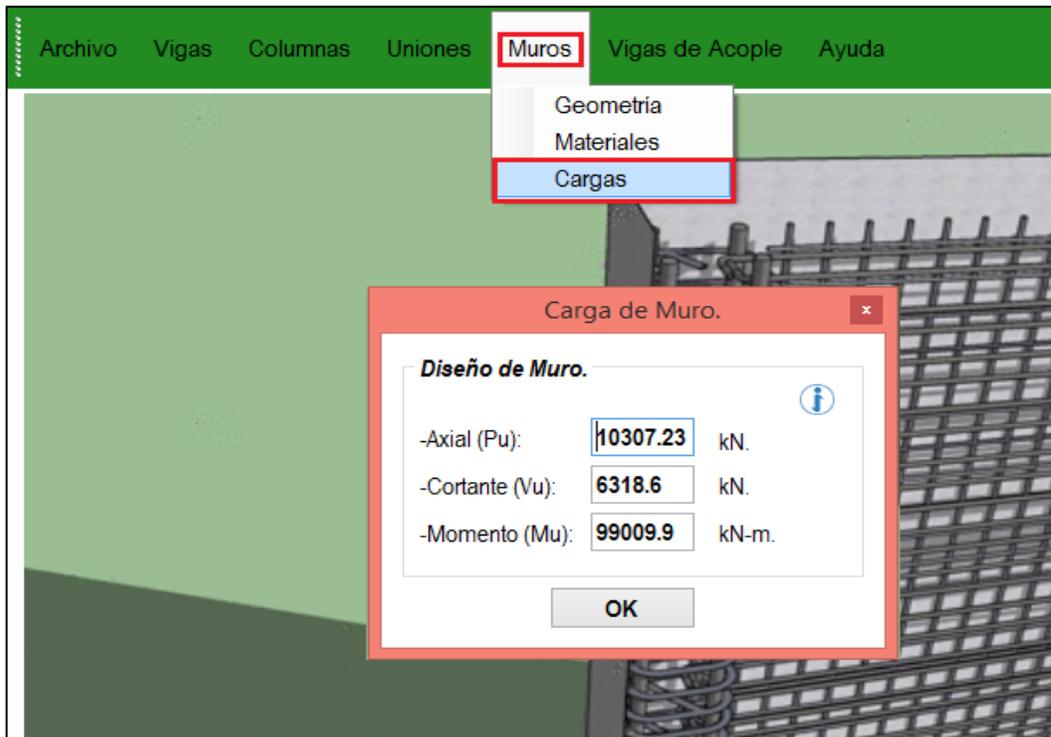


Figura 3.27 – Ventana para Ingreso de Valores de **Cargas** actuantes en el **muro** estructural. Las cargas mostradas corresponden al **Ejemplo 1 de la IBC-2012**. Se debe **dar Clic** en **Muros**, luego en **Materiales** para mostrar la ventana.

4. Obtención e Interpretación de resultados obtenidos por HINDECS 1.0

Si se presiona el botón **Ver sección**, se mostrarán los detalles de espaciamientos y la sección real propuesta para el elemento de borde con todos los detalles geométricos, también se presentarán detalles como la configuración de acero requerida para el alma del muro, se mostrarán también los esfuerzos resistentes de axial, cortante y momento vs los esfuerzos actuantes. Los detalles se muestran en la **Figura 3.28**.

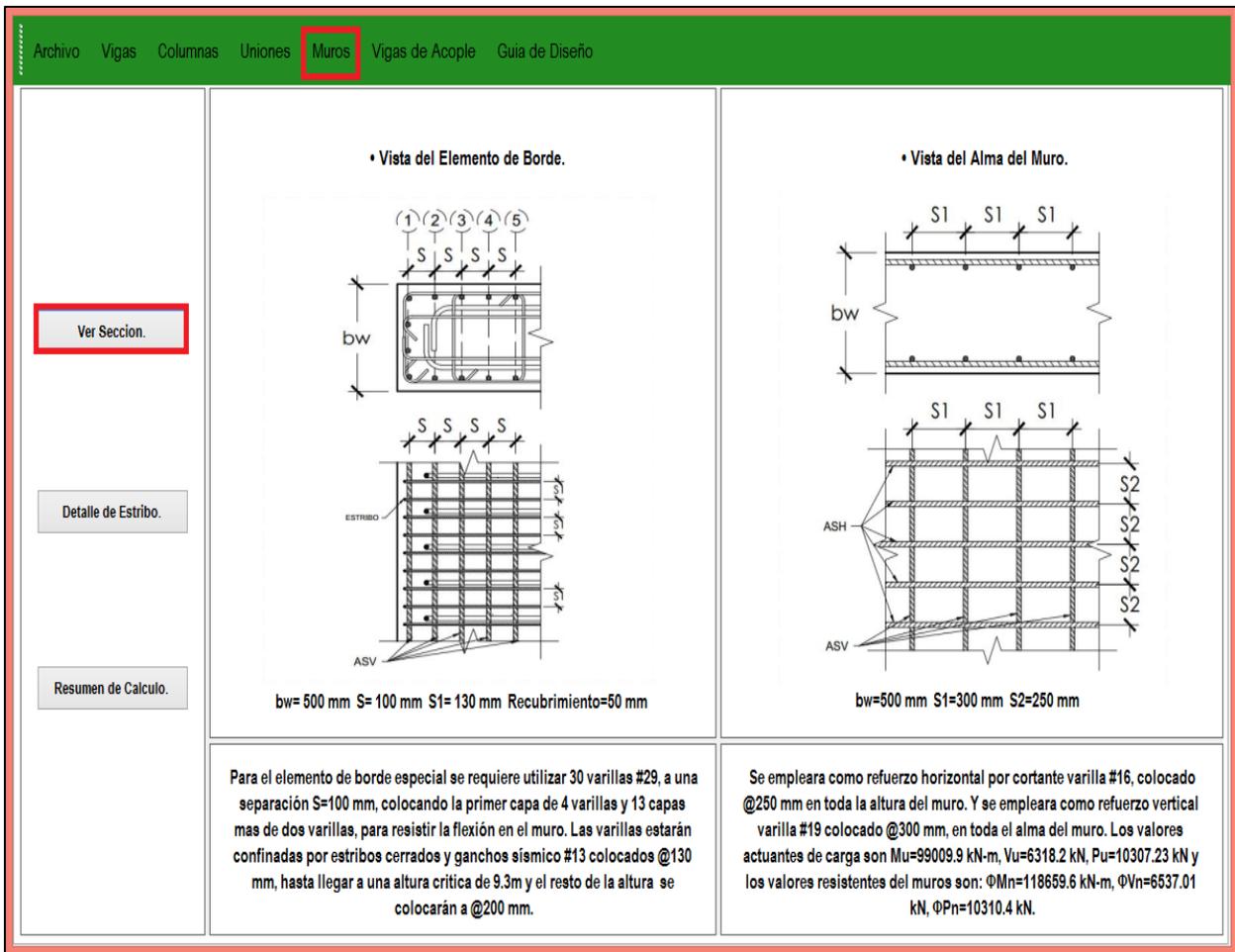


Figura 3.28 – Resultados mostrados al presionar “**Ver Sección.**” Estos son los resultados propuestos para el diseño del muro del **Ejemplo 1 de la IBC 2012.**

Si se presiona el botón de **Detalle de estribos**, se muestra la configuración de estribos definida por el programa para confinar el elemento de borde, también las dimensiones y espaciamiento de los estribos para su ensamblaje. La ventana de Detalle de Estribos se muestra en la **Figura 3.29.**

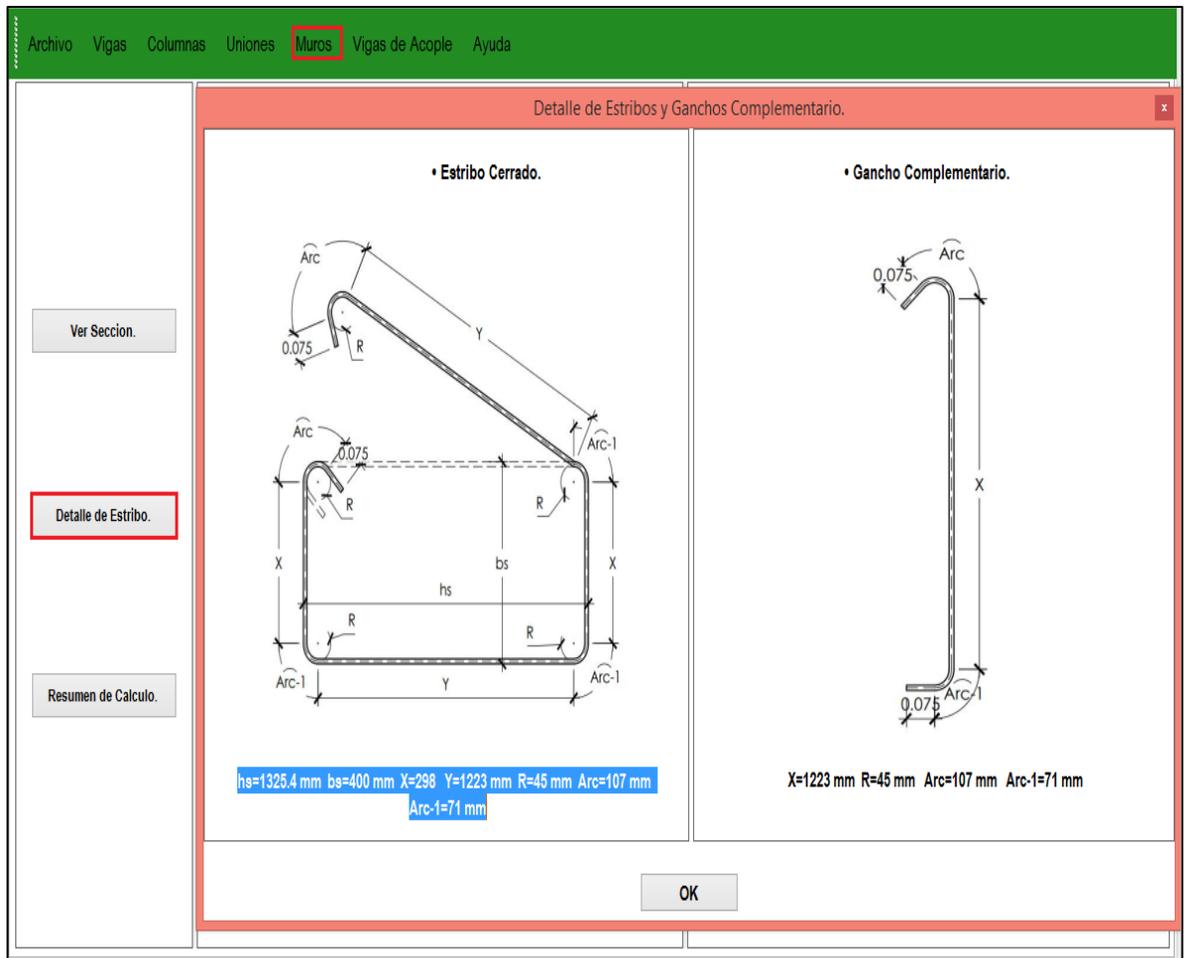


Figura 3.29 –Resultados en el Botón **Detalle de Estribos** para confinar el elemento de borde del muro. Estos son los resultados propuestos por HINDECS para el **Ejemplo 1 de la IBC 2012**.

En el botón de **Resumen de cálculos (Figura 3.30)**, se muestran los resultados más relevantes en el diseño sísmico de muros estructurales, esto en el caso de que los cálculos quisieran ser corroborados por el usuario de manera manual, en este caso se deberá recurrir al ACI 318-14 para definir el concepto y la manera de calcular cada uno de los términos para mayor claridad del usuario.

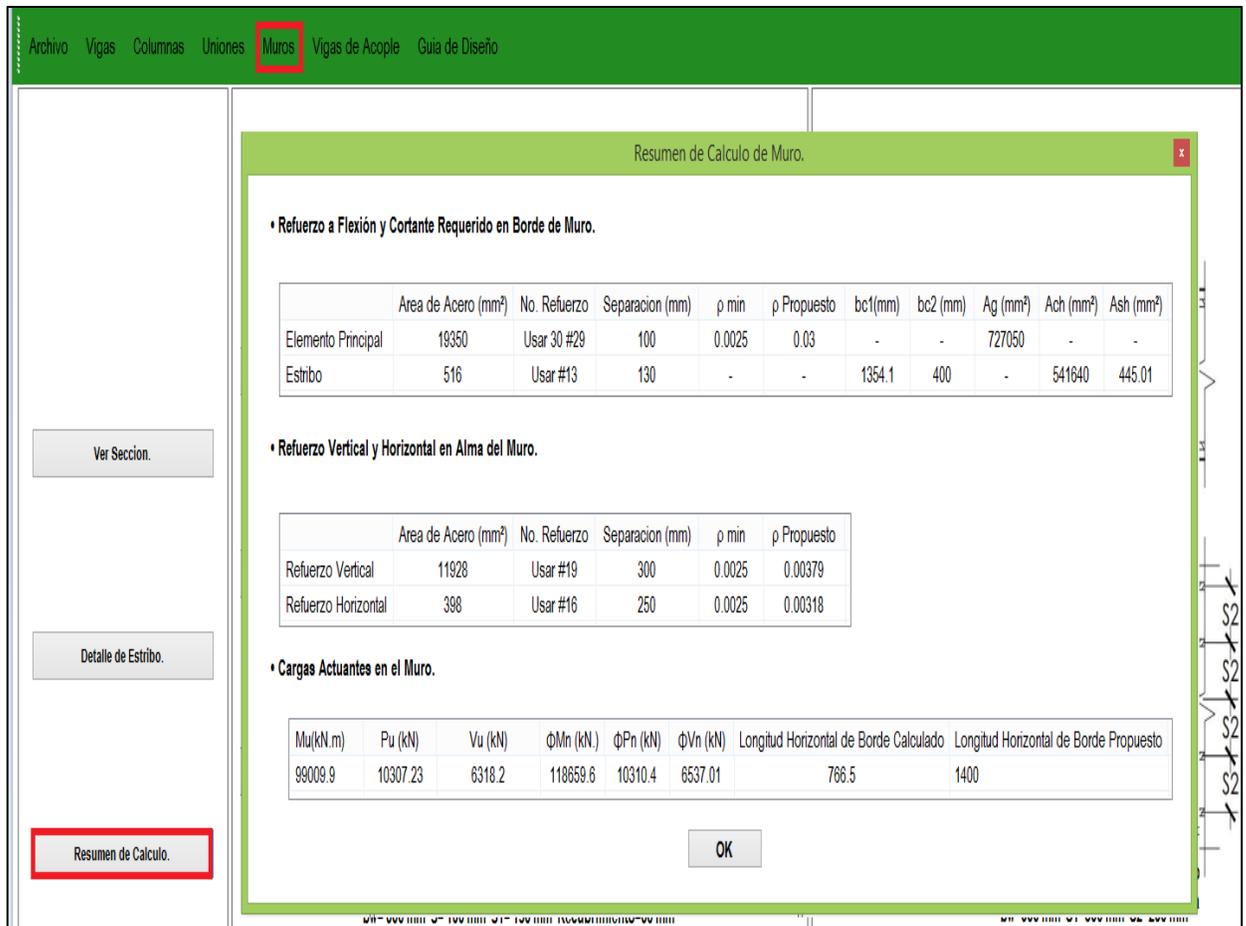


Figura 3.30 – Ventana de **Resumen de Cálculos** considerados en el diseño sísmico de Muros. Estos cálculos son los referentes al **Ejemplo 1 de la IBC – 2012**.

5. VALIDACIÓN DE RESULTADOS.

A continuación, se presenta una tabla comparativa (**Tabla 3.4**) con los resultados obtenidos mediante la realización manual del diseño del muro para el **Ejemplo 1 de la IBC – 2012** (El detalle de la elaboración del ejercicio manualmente se muestra en los anexos, en la **Guía de Ejercicios Resueltos De Diseño Sísmico**), contrastados con los resultados obtenidos por el software HINDECS 1.0.

	Resultados obtenidos manualmente para el Diseño de Muros - Ejemplo 1 IBC-2012		Resultados brindados por HINDECS 1.0 para el Diseño de Muros - Ejemplo 1 IBC-2012	
Longitud (Lw):	9300mm			
Altura (hw)	29070mm			
Pu	4700.82 KN			
Vu:	6318.6 KN			
Mu	99009.9 KN-m			
Espesor (bw)	500 mm		500 mm	
	REQUERIDO	PROPUESTO	REQUERIDO	PROPUESTO
Área de Acero de Flexión para Borde:	18600mm ²	19350vmm ² 30V# 29	18600mm ²	19350vmm ² 30V# 29
Área de Acero Transversal para Borde:	412.8mm ²	516 mm ² Estribo + Gancho Sísmico #13	445.01mm ²	516 mm ² Estribo + Gancho Sísmico #13
Cuantía Vertical para el Alma:	>0.0025	0.0038 Varilla #19	>0.0025	0.00379 Varilla #19
Cuantía Horizontal para el Alma:	>0.0025	0.00318 Varilla #16	>0.0025	0.00318 Varilla #16
φPn:	10307.23 KN		10310.4 KN	
φVn:	6532.32 KN		6537.01 KN	
φMn:	118676 KN-m		118659.6 KN-m	

Tabla 3.4 – Tabla comparativa de resultados obtenidos en el cálculo manual del diseño del Muro, y el cálculo automático realizado por el programa en la realización del Ejemplo 1 IBC-2012 detallada en los Anexos.

3.5.5 DISEÑO DE VIGAS ACOPLADAS.

El Ejemplo de Vigas de Acople es el 6.11.10 del libro *Bungale Taranath - 2010 de Diseño de Edificios Altos de Concreto Reforzado*. Se resuelve manualmente más detalladamente en los anexos. El Enunciado del Ejercicio se expresa a continuación.

Dado un muro de corte con un ancho total de 12000mm de largo, 406mm de espesor, mostrado en las Figuras E5.1 y E5.2. Las cargas actuantes resultantes del análisis estructural se muestran.

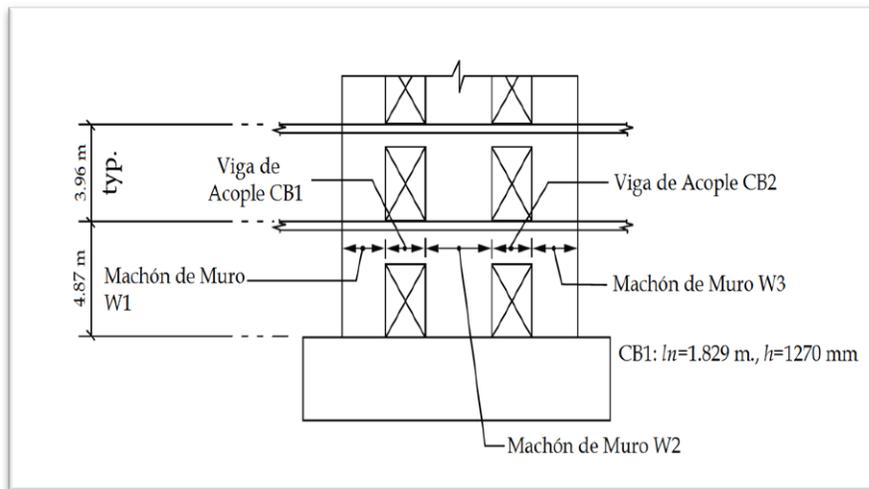


Figura E5.1 - Detalle de edificio, se muestra la elevación del muro donde se pretende diseñar una viga de acople que resista el cortante actuante.

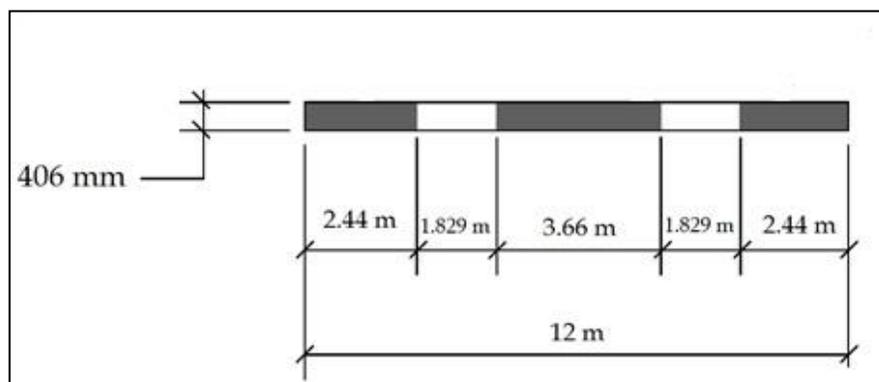


Figura E5.2 - Detalle de edificio en planta, se muestra el muro visto de planta, los espacios de 1.829m son los espacios donde se pretende diseñar una viga de acople que resista el cortante actuante.

1. Introducir valores Geométricos.

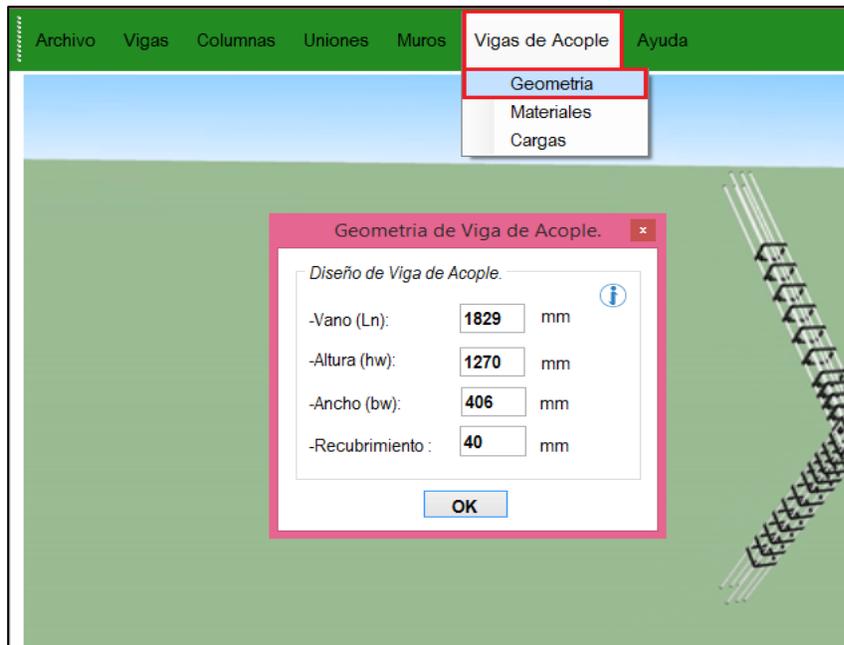


Figura 3.31 – Visualización de Ventana de Ingreso de Datos geométricos para el diseño de Vigas Acopladas. Los valores ingresados corresponden al **Ejemplo 6.11.10 del libro Bungale Taranath 2010.**

En la **Figura 3.31**, se muestra la ventana para el ingreso de datos geométricos para el diseño de vigas de acople. Siempre a la derecha de las celdas se muestran las unidades de medida consideradas. Se da **Clic** en “**Vigas de Acople**”, y luego en “**Geometría**” para que se muestre la Ventana de la **Figura 3.31**. Se muestran **deshabilitadas** las opciones de ingreso de datos en **Materiales** y **Cargas** hasta que se completen todos los datos de **Geometría**.

2. Introducir datos de Materiales.

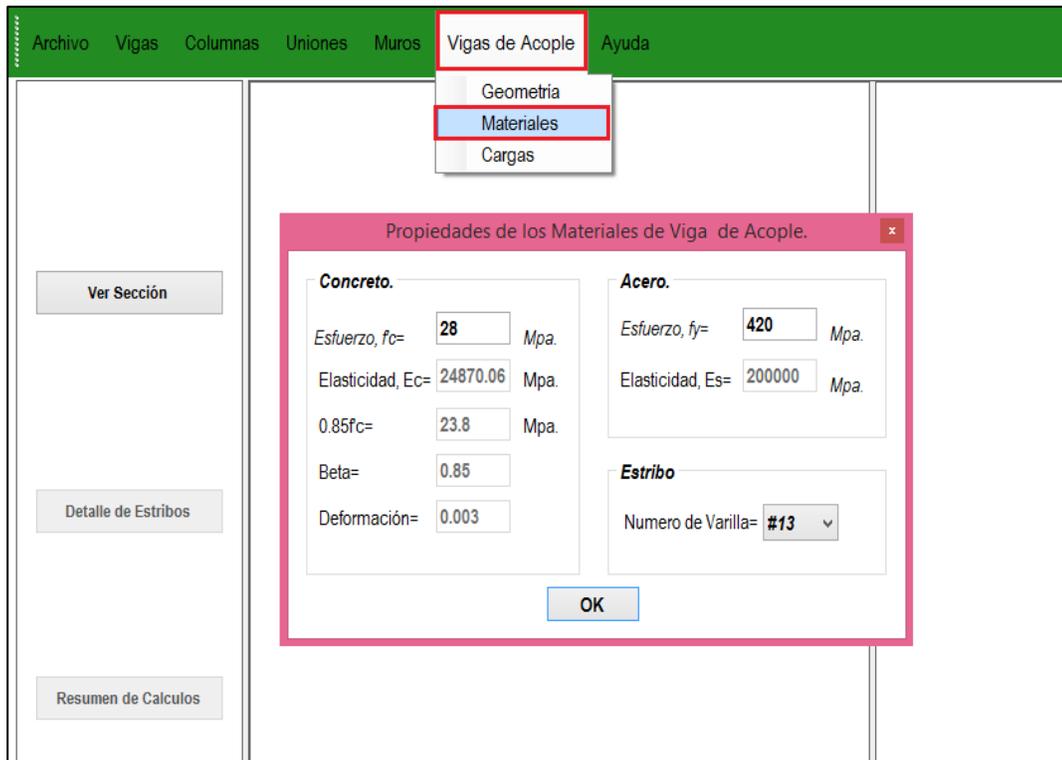


Figura 3.32 – Ventana de Ingreso de Propiedades de Materiales para el diseño de vigas acopladas. Los valores de materiales corresponden al **Ejemplo 6.11.10 del libro Bungale Taranath.**

La introducción de propiedades de los materiales es constante, únicamente se seleccionan tres datos que son: **f'_c del concreto, el f_y del acero, y el número de varilla de estribo.** La ventana para el ingreso de propiedades de los materiales se muestra en la **Figura 3.32**, y se abre al hacer **click** en viga de acople, y luego en **Materiales.**

Una vez que se han ingresado los valores de materiales necesarios, se presiona el botón **OK**, y se habilitará la opción para introducir valores de **Cargas** para la viga de acople a diseñar.

3. Introducir Valores de cargas.

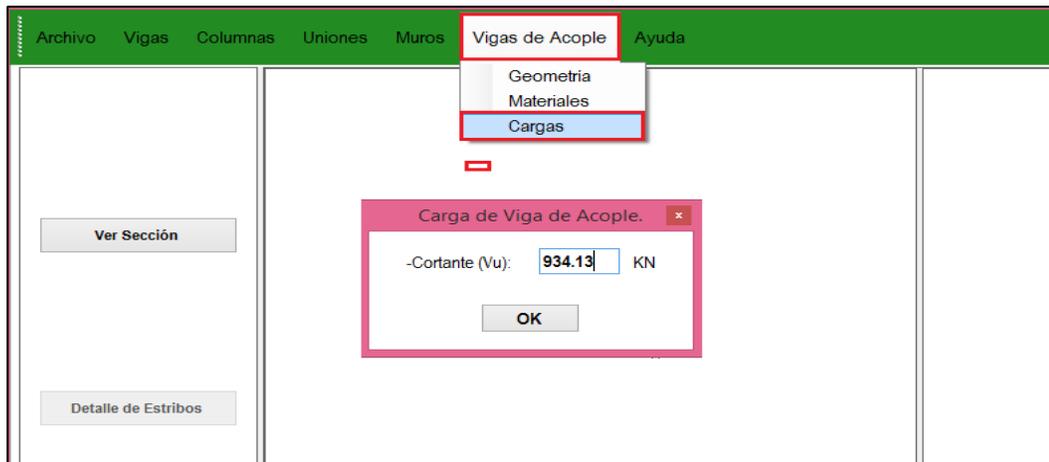


Figura 3.33 – Ventana para Ingreso de Valores de Cargas actuantes en la viga acoplada. El valor de carga corresponde al del **Ejemplo 6.11.10 del libro Bungalow Taranath**.

En la **Figura 3.33** se muestra la Ventana para Ingresar las Cargas, esta ventana se muestra luego de dar **Clic** en **Vigas de Acople** y luego en **Cargas**. Se ingresa la Carga de Cortante actuante sobre la viga de acople expresada en KN y se presiona **OK**.

4. Obtención e Interpretación de resultados obtenidos por HINDECS 1.0

Si se presiona el botón **Ver sección**, se mostrarán los detalles de espaciamientos y la sección real propuesta para la viga acoplada con todos los detalles geométricos, también se presentarán detalles como la configuración de acero diagonal requerida, se mostrarán también los esfuerzos resistentes de cortante y momento vs los esfuerzos actuantes. Los detalles se muestran en la **Figura 3.34**.

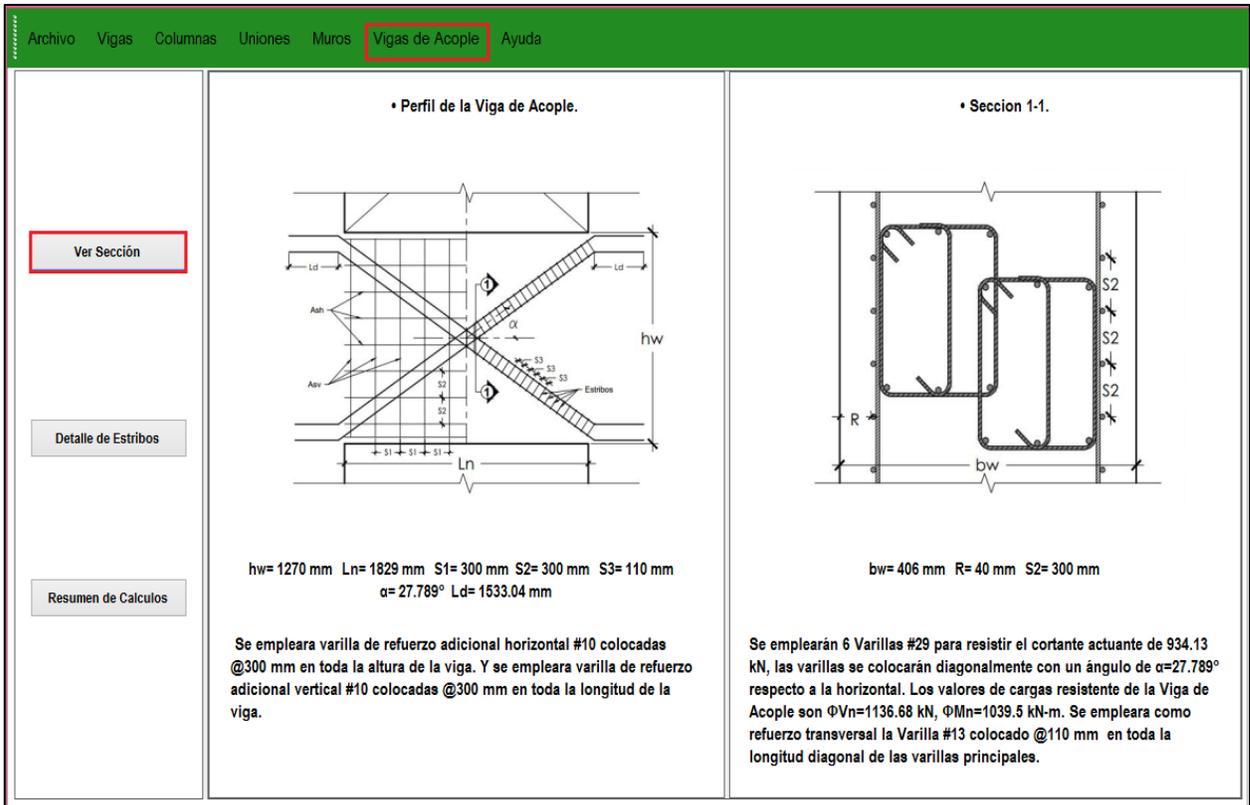


Figura 3.34 – Resultados en el Botón de **Ver Sección** de Viga de Acople para el **Ejemplo 6.11.10** del libro **Bungalow Taranath**.

Si se presiona el botón **Detalle de Estribos**, se muestra la configuración de estribos definida por el programa para la Viga de acople, así como las dimensiones de los estribos para su ensamblaje. El Detalle de Estribos se muestra en la **Figura 3.35**.

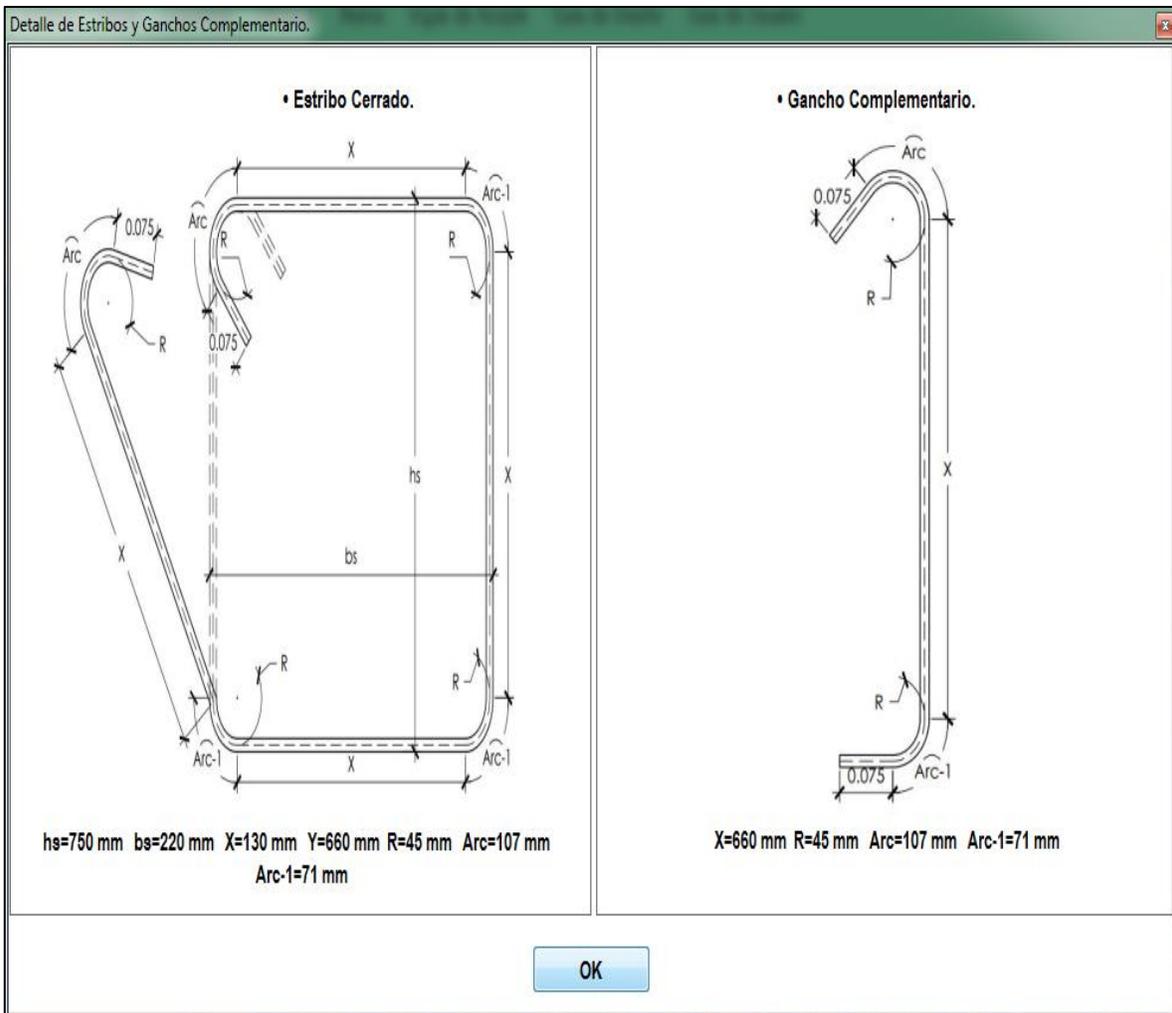


Figura 3.35 – Resultados en el Botón Detalle de Estribos para confinar los elementos diagonales de la viga acoplada correspondiente al **Ejemplo 6.11.10** del libro **Bungale Taranath**.

En el botón de **Resumen de Cálculos**, se muestran los cálculos considerados más relevantes en el diseño sísmico para vigas de acople, esto en el caso de que los cálculos quisieran ser corroborados por el usuario de manera manual, en este caso se deberá recurrir al ACI 318-14 para definir el concepto y la manera de calcular cada uno de los términos para mayor claridad del usuario. **Figura 3.36**.

File Vigas Columnas Uniones Muros Vigas de Acople Guia de Diseño

• Perfil de la Viga de Acople. • Seccion 1-1.

Resumen de Calculo de Viga de Acople.

• Detalle de la Seccion de Diagonal.

Altura (mm)	Ancho (mm)	Ag (mm ²)	Ach (mm ²)	Ln/hw	Recubrimiento (mm)
360	284.2	102312	78144	1.44	40

• Refuerzo Diagonal Y Transversal.

	Angulo de Colocacion (°)	Acero Calculado (mm ²)	No. Refuerzo.	Acero Propuesto (mm ²)	Separacion (mm)
Refuerzo Principal	27.53	3207.93	Usar 6 #29	3870	-
Refuerzo Transversal	-	175.82	Usar #13	387	120

• Refuerzo Adicional.

	Acero Calculado (mm ²)	No Refuerzo.	Acero Propuesto (mm ²)	Separacion (mm)
Refuerzo Longitudinal	243.6	Usar 6 #10	426	300
Refuerzo Transversal	243.6	Usar 4 #10	284	300

OK

Se empleara varilla de refuerzo adicional horizontal #10 colocadas @300 mm en toda la altura de la viga. Se empleara varilla de refuerzo adicional vertical #10 colocadas @300 mm en toda la longitud de la viga.

Se emplearan 6 Varillas #29 para resistir el cortante actuante de 934.13 kN, las varillas se colocaran diagonalmente con un angulo de $\alpha=27.53^\circ$ respecto ala horizontal. Los valores de la carga resistente de la Viga de Acople son $\Phi V_n=1126.92$ kN, $\Phi M_n=1030.57$ kN-m. Se empleara como refuerzo transversal la varilla #13 colocado @120 mm en toda la longitud diagonal de las varillas principales.

Figura 3.36 – Ventana de Resumen de Cálculos considerados en el diseño de Vigas Acopladas correspondientes al **Ejemplo 6.11.10** del libro **Bungale Taranath**.

5. VALIDACIÓN DE RESULTADOS.

A continuación, se presenta una tabla comparativa (**Tabla 3.5**) con los resultados obtenidos mediante la realización manual del diseño de la viga de acople para el **Ejemplo 6.11.10** del libro **Bungale Taranath**. (El detalle de la elaboración del ejercicio manualmente se muestra en los anexos, en la **Guía de Ejercicios Resueltos De Diseño Sísmico**), contrastados con los resultados obtenidos por el software HINDECS 1.0.

	Resultados obtenidos manualmente para el Diseño de Vigas de Acople - Ejemplo 6.11.10 del libro Bungale Taranath.		Resultados brindados por HINDECS 1.0 para el Diseño de Vigas de Acople - Ejemplo 6.11.10 del libro Bungale Taranath.	
Vu	934.13 KN			
Ln/hw	1.44		1.44	
Ancho Bb:	300mm		300mm	
Altura Hb:	375		360mm	
α°	27.78		27.53	
	REQUERIDO	PROPUESTO	REQUERIDO	PROPUESTO
Área de Acero Diagonal:	3248.02mm ²	3870mm ² 6V# 29	3248.02mm ²	3276mm ² 6V# 29
Área de Acero Transversal Propuesta:	322.71mm ²	387 mm ² Estribo + Gancho Sísmico #13	322.71mm ²	387 mm ² Estribo + Gancho Sísmico #13
Área de Acero Adicional Horizontal:	243.6mm ²	6V # 10 @ 426 mm ²	243.6mm ²	6V # 10 @ 426 mm ²
Área de Acero Adicional Vertical:	243.6mm ²	4V # 10 @ 284 mm ²	243.6mm ²	4V # 10 284 mm ²
ϕVn:	1112.94 KN		1126.92 KN	
ϕMn:	1017.78 KN-m		1030.57 KN-m	

Tabla 3.5 – Tabla comparativa de resultados obtenidos en el cálculo manual del diseño de la viga de acople, y el cálculo automático realizado por el programa en la realización del **Ejemplo 6.11.10 del libro Bungale Taranath**, detallada en los Anexos.

3.5.6 BOTÓN DE AYUDA.

En el botón de ayuda se encontrarán documentos cuyo objetivo es el de contribuir a la comprensión del usuario sobre el diseño sísmico de elementos de concreto reforzado, como sobre el uso del programa HINDECS. El botón de ayuda fue proporcionado de cinco pestañas:

- **Guía de Diseño Sísmico:** Contiene una guía paso a paso del procedimiento que debe realizarse para el diseño de marcos especiales de momento, muros especiales de corte y vigas de acople considerado por los autores del programa HINDECS.
- **Ejemplos de Diseño Sísmico:** Contiene un ejercicio resuelto para el diseño de cada tipo de elemento estructural ofrecido por el programa con todos los cálculos y tablas elaboradas en el proceso de diseño de los mismos: Vigas, columnas, análisis de uniones, muros especiales y vigas de acople.
- **Bibliografía de Diseño de Concreto:** Contiene los manuales vigentes para el diseño de elementos de concreto reforzado libres de COPY RIGHT que pudieron ser anexados al programa tales como ACI 318-14, ASCE ESTÁNDAR 7-10 e IBC 2012.
- **Manual de Usuario:** Es una guía de usuario redactada por los autores del programa que detalla el procedimiento básico para hacer uso del programa para el diseño de Marcos especiales de momento, muros especiales de corte y vigas de acople. En las Figuras de la 3-37 a 3-41 se muestran parte de los documentos suministrados en el botón de ayuda para contribuir al usuario.
- **Acerca de:** Muestra los requisitos de software, hardware y sistema requeridos para ejecutar el programa HINDECS, así como las consideraciones de diseño tomadas en cuenta para el análisis de los diferentes elementos que deben ser conocidas por el usuario.

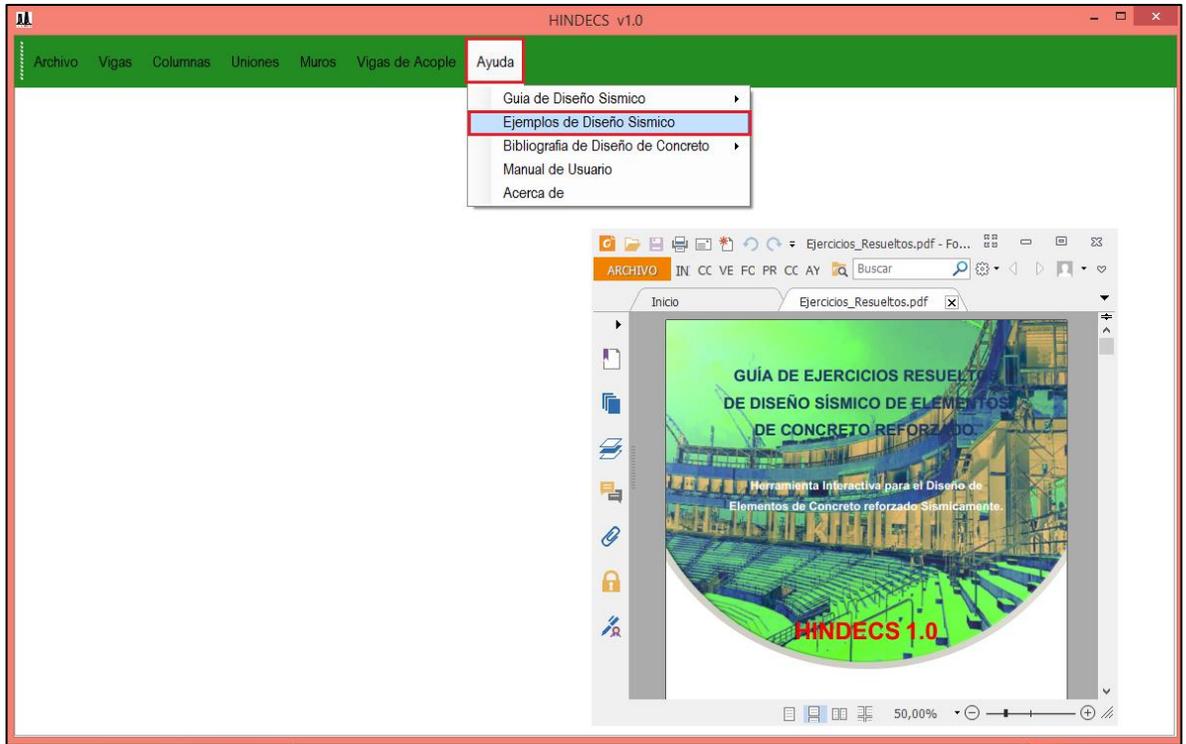


Figura 3.37 – Al dar clic en Ayuda, luego en Ejemplos de diseño sísmico se mostrará el documento en PDF.

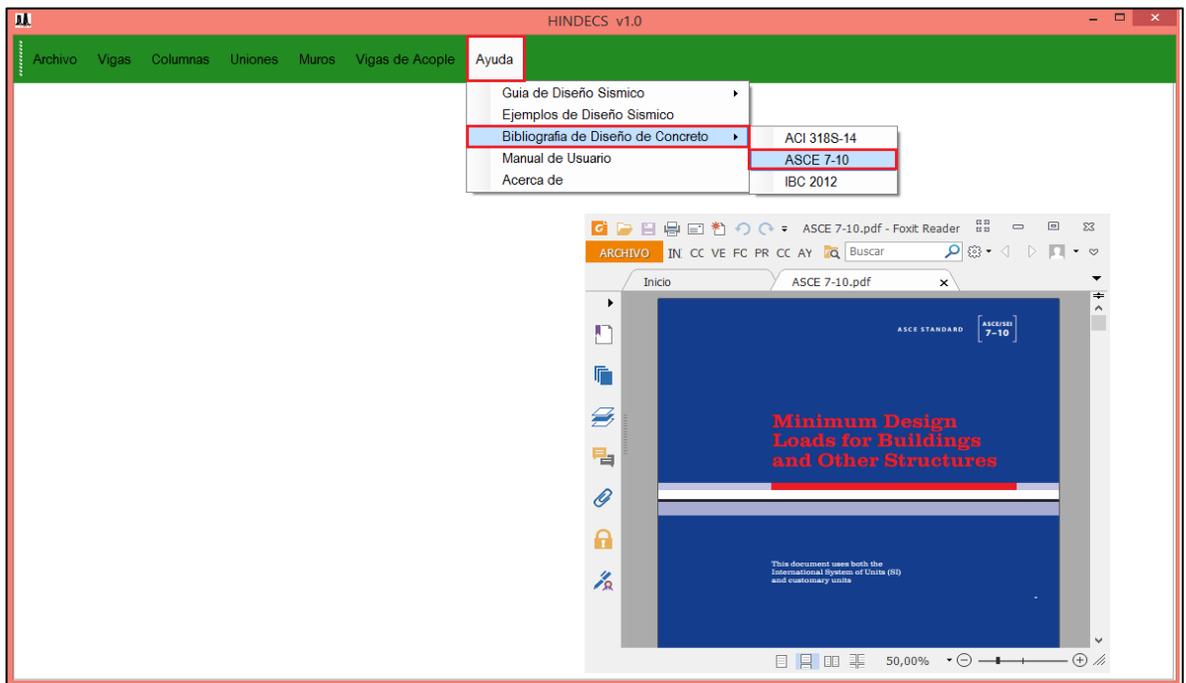


Figura 3.38 – Al dar clic en Ayuda, luego Bibliografía se mostrará el documento en PDF entre otros.

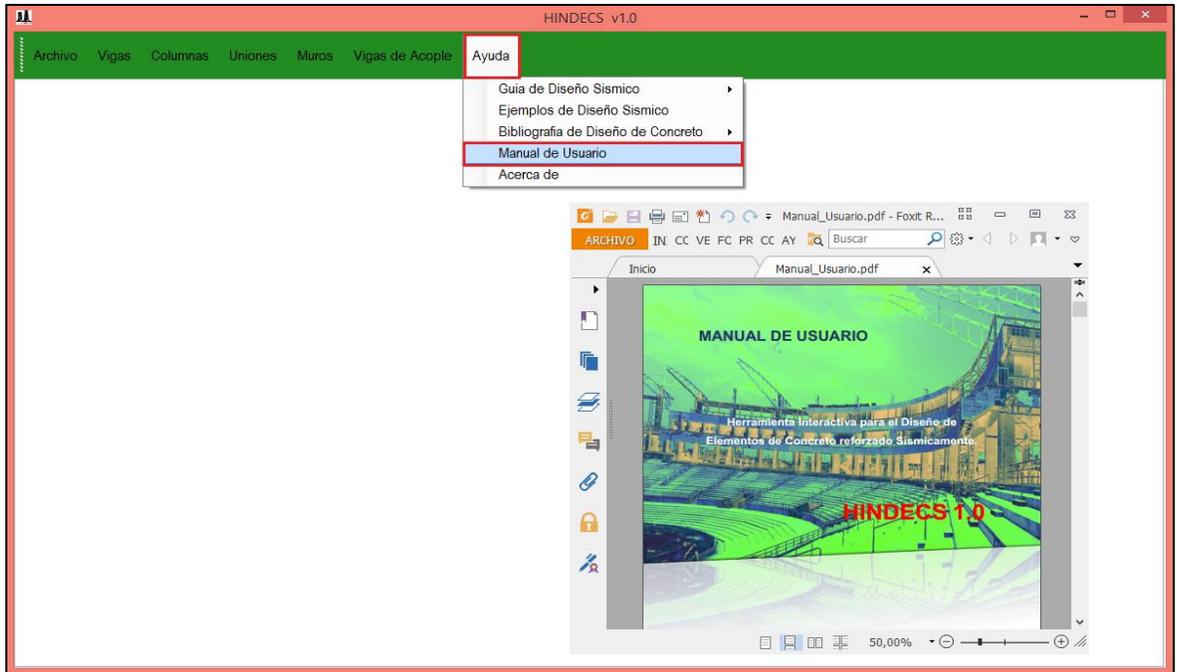


Figura 3.39 – Al dar clic en Ayuda, luego en Manual de Usuario se mostrará el documento en PDF.

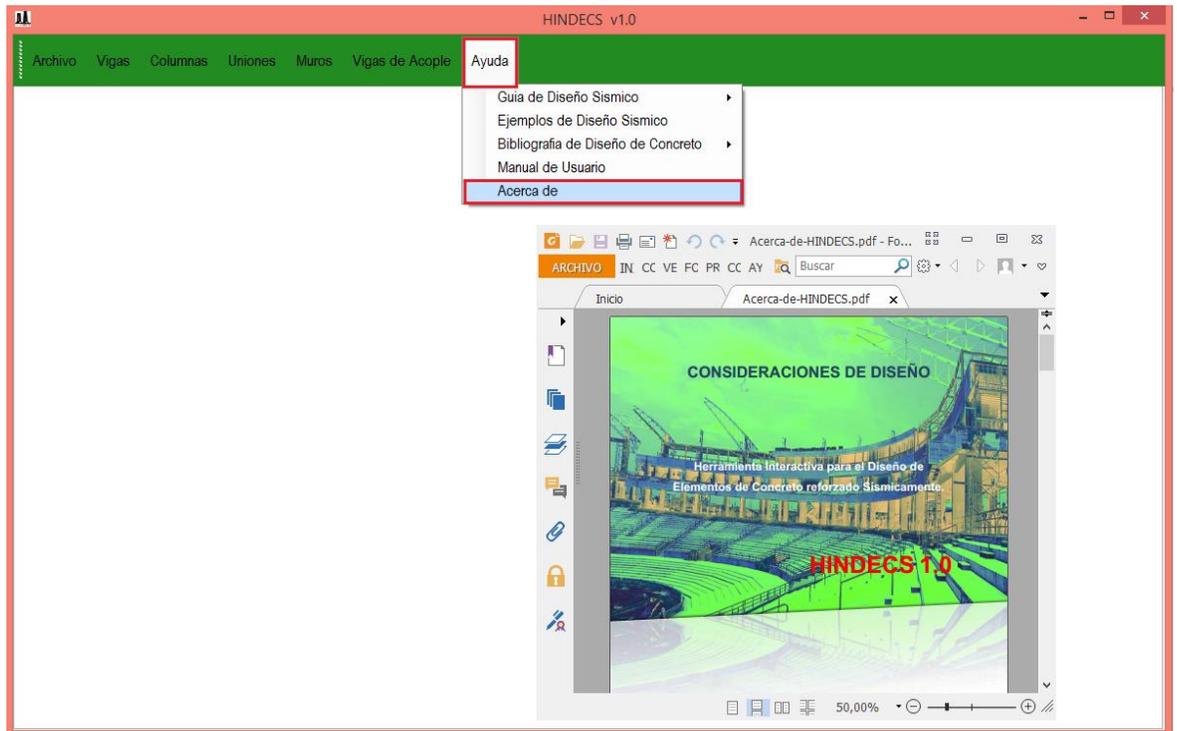


Figura 3.40 – Al dar clic en Ayuda, luego en Acerca de se mostrará el documento en PDF.

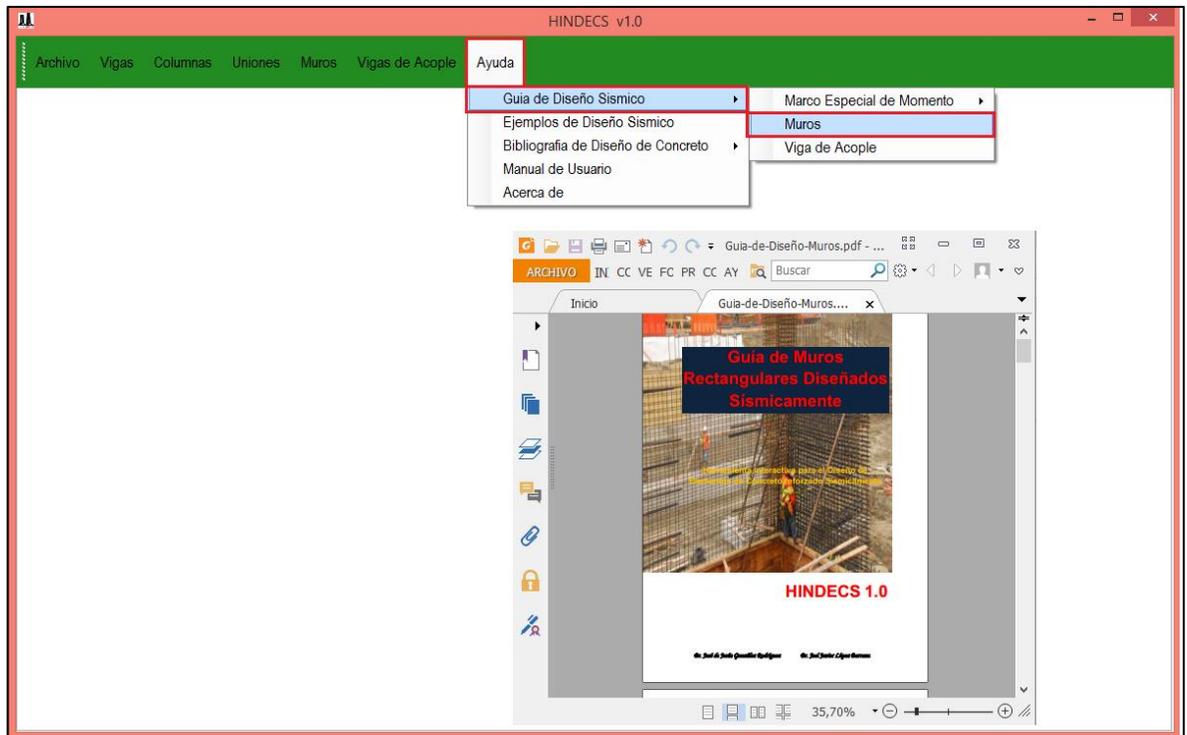


Figura 3.41 – Al dar clic en Ayuda, luego en Guía de diseño sísmico se mostrará el documento en PDF entre otros.

CAPÍTULO IV
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

4.1 CONCLUSIONES

- ✚ Fueron optimizados y ampliados los conocimientos en la temática de Diseño Sísmico de estructuras de concreto reforzado, transfiriéndolos al programa y esperando que la interfaz, y los resultados tanto escritos como gráficos sean lo más claro posible para los usuarios.
- ✚ Se desarrolló exitosamente el software **HINDECS 1.0**, capaz de diseñar marcos especiales de momento, muros estructurales de corte y vigas acopladas según los requerimientos del capítulo XVIII de la ACI 318-14, brindando tanto los detalles escritos como gráficos del acero principal de cada uno de los elementos, su acero de confinamiento y las capacidades de los mismos.
- ✚ Se redactó un manual del programa **HINDECS 1.0** para la mayor facilidad de comprensión de los usuarios, anexando también parte de la bibliografía utilizada sobre diseño de estructuras de concreto reforzado en el mismo, esto para garantizar en lo posible la mayor comprensión de la temática de Diseño sísmico tanto de docentes, como de estudiantes de la carrera de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Ingeniería interesados en las estructuras.
- ✚ Se brindó a la Universidad Nacional de Ingeniería una herramienta programada con el fin de contribuir con el desarrollo de la temática de diseño sísmico para estructuras de concreto reforzado, y mejorar la calidad de las asignaturas de Diseño de estructuras de concreto reforzado ofrecidas por el departamento de estructura.

4.2 RECOMENDACIONES.

En el desarrollo de este tema, se ha intentado abarcar los aspectos más importantes para el análisis y diseño de elementos de concreto reforzado diseñados sísmicamente según el Capítulo XVIII del ACI 318-14, pensando en todo momento en la manera más sencilla en que el lector o el ejecutor del programa interprete de la manera más fácil cada término o cada accesorio colocado tanto en el programa HINDECS, como en el documento actual, es por esto que:

- ✚ Se recomienda a futuras generaciones de la carrera de ingeniería civil profundizar sobre la temática del diseño sísmico de elementos estructurales de concreto reforzado, ya que después de los acontecimientos que se dan en el mundo a causa de los impredecibles sismos, es una realidad que pronto deberá ser considerada en las construcciones que se lleven a cabo en el país.
- ✚ Se recomienda a la Facultad de tecnología de la construcción, adquirir bibliografía actualizada sobre el tema de diseño sísmico de estructuras de concreto reforzado, y así como de las diversas áreas en la carrera de ingeniería civil, esto sin duda podría motivar a los estudiantes a desarrollar temas innovadores a nivel universitario y nacional.
- ✚ Debido a las actualizaciones constantes del Instituto Americano del Concreto ACI, se recomienda realizar actualizaciones del programa cuando un nuevo código sea publicado, ya que la última versión para concreto reforzado fue publicada en el año 2014.

BIBLIOGRAFÍA.

- [1] ACI 318-14: American Concrete Institute. Requisitos de Reglamento para concreto estructural. PCA Portland Cement Association, Portland 2002
- [2] ASCE STANDARD 7-10: American Society of Civil Engineer - Minimum Design Loads for Buildings and other Structures. Structural Engineers Institute. Virginia. 2010
- [3] BAZÁN/MELI: Diseño Sísmico de Edificios. México. Edición 2010
- BUNGALE TARANATH: Reinforced Concrete Design of Tall Buildings. New York. Edición 2010.
- [4] EDWARD G. NAWY Quinta Edición: Prestressed Concrete- A Fundamental Approach. New York. Edicion 2009.
- [5] FCO. JAVIER CEBALLOS SIERRA: Visual Basic – Curso de Programación, Ra-Ma, 2da Edición, Alcala España, 1998.
- [6] GONZÁLEZ CUEVAS Cuarta Edición: Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado. México. 2005
- [7] IBC 2012: SEISMIC DESIGN MANUAL – Ejemplos para la Construcción de Edificios. Structural Engineers Association. California. 2012
- [8] JACK MCCORMAC Octava Edición: Diseño de Concreto Reforzado. México. 2011.
- [9] JACK MOEHLE: Seismic Design of Reinforced Concrete Buildings. New York. Edición 2015.
- [10] JACK MOEHLE Segunda Edición: Seismic Design of Reinforced Special Moment Frames. New York. Edición 2015.
- [11] JACK MOEHLE: Seismic Design of Cast-in-place Concrete Special Structural Walls and coupling beams. New York. Edición 2015.
- [12] JAMES G. MACGREGOR Sexta Edición: Reinforced Concrete, Mechanics and Design. Boston. Edición 2012.
- [13] M.J.N Priestley. Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings. San Diego. Edición 1992.

ANEXO I
**GUÍA PARA EL DISEÑO SÍSMICO DE MARCOS ESPECIALES DE MOMENTO,
MUROS DE CORTE ESPECIALES Y VIGAS DE ACOPLE.**

I. DISEÑO DE MARCOS ESPECIALES DE MOMENTO.

1- PROCEDIMIENTO PARA EL DISEÑO DE VIGAS SÍSMICAMENTE.

Procedimiento:

1. Definir valores de entrada.

Se conocen de entrada los valores que se muestran en la tabla sobre geometría de la viga, propiedades de los materiales a utilizar, y los valores de cargas actuantes (esto considerando que el análisis estructural fue realizado previamente, y ya son conocidos los valores de cargas últimas). Todos los valores de tabla necesarios para iniciar el diseño de la viga se detallan en la **Tabla A1.1**.

Geometría de la Viga	Propiedades de los Materiales	Valores de Cargas Actuantes
<ul style="list-style-type: none"> ❖ Tipo de Marco: <ul style="list-style-type: none"> • Marco Interior. • Marco Exterior. ❖ Numero de Vanos. ❖ Diseñar/Proponer Sección: <ul style="list-style-type: none"> • Diseñar Sección. • Proponer Sección: Dimensión mínima para vigas: 250mm según sección <p>18.6.2 ACI.</p> <ul style="list-style-type: none"> ▪ $hb(mm)$ ▪ $bw(mm)$ <ul style="list-style-type: none"> ❖ Espesor de Losa (mm). ❖ Recubrimiento (mm). ❖ Cuantía de Acero (%). ❖ Longitud de Vano (mm). 	<ul style="list-style-type: none"> ❖ $f'c$ (MPa) ❖ f_y (MPa) ❖ Selección de Refuerzo por cortante: <ul style="list-style-type: none"> • #10 • #13 • #16 	<ul style="list-style-type: none"> ❖ Momento Flector M_u (KN-m). ❖ Tipo de Carga: <ul style="list-style-type: none"> • Uniformemente Distribuida. • Trapezoidal. • Triangular. • Magnitud de Carga (KN/m)

Tabla A1.1 (Valores de entrada necesarios para el diseño de la viga.

2. Dimensionamiento Preliminar.

Se definirán las dimensiones de la sección de la viga en base a la ecuación **Ec. A2.1**:

$$\text{Ec. } dt = \sqrt[3]{\frac{1.43Mu}{\phi fy \rho \left[\frac{f'_c - 0.59 fy \rho}{f'_c} \right]}} \text{ (mm) Ec. A1.1}$$

Dónde:

- dt : Peralte Efectivo, distancia desde la fibra extrema a compresión, hasta el centroide del refuerzo longitudinal a tracción. (mm)
- $R \frac{b}{dt}$: Relación ancho/peralte efectivo, puede tomar valores entre 0.5-0.7.
- ϕ : Factor de Reducción de resistencia según sección **21.2.1** ACI.
- ρ : Cuantía de Acero, tendrá valores entre 0.01 - 0.025, cumpliendo con **18.6.3.1** ACI.
- hb : Altura total de la viga en mm, se calculará como:
$$h = dt + Rec + \frac{1}{2} \emptyset_{Ref-Flexion}.$$
- Rec : Recubrimiento, medido desde la cara del estribo, hasta la cara de concreto del elemento se orientará en base a la sección **20.6.1.3.1** ACI.

3. Chequeo de Altura mínima (hb).

La altura calculada en el predimensionamiento deberá ser mayor a la altura mínima establecida según la sección **9.3.1** ACI, de no cumplirse, se deberá utilizar la altura mínima según sección **9.3.1** ACI.

4. Chequeo de la profundidad del eje neutro c .

Se debe comprobar la profundidad del eje neutro para clasificar la viga y proceder a realizar el diseño del acero por flexión. La viga se clasifica según la profundidad del eje neutro de la siguiente manera:

- a. $c <$ Espesor de losa: Viga rectangular Simplemente Reforzada.

b. $c \geq$ Espesor de losa:

i. $a <$ Espesor de losa: Viga rectangular doblemente reforzada.

ii. $a \geq$ Espesor de losa: Viga T ó L doblemente reforzada.

Si la sección clasifica como una viga T ó L real, se debe considerar el ancho sobresaliente del ala para vigas T y L según sección **6.3.2.1** ACI.

5. Cálculo de área de acero de flexión. (A_s)

a- Cálculo de área mínima y máxima de acero por flexión.

El acero mínimo por flexión deberá cumplir con las secciones **9.6.1.2** y **18.6.3.1** ACI, el acero mínimo deberá ser mayor que el mayor entre las ecuaciones **Ec. A5.1** y **Ec. A5.2**, en cuanto a la cantidad de acero máximo, se deberá respetar lo establecido por la sección **18.6.3.1** que establece un mínimo de cuantía de acero ρ de 0.025:

$$\text{Ec. } A_{s_{min}} = \frac{0.25\sqrt{f'} bwd}{f_y} \text{ (mm}^2\text{)} \quad \text{Ec. A1.2}$$

$$\text{Ec. } A_{s_{min}} = \frac{1.4 bwd}{f_y} \text{ (mm}^2\text{)} \quad \text{Ec. A1.3}$$

$$\text{Ec. } A_{s_{max}} = 0.0025bw * d \quad \text{Ec. A1.4}$$

b- Cálculo de área de acero requerido.

El acero de flexión es el encargado de resistir el momento flexionante que actúa sobre la viga, se determinará hallando primeramente las raíces de w , resolviendo la ecuación **Ec. A1.5**:

$$\text{Ec. } \frac{Mu}{\phi b d^2 f'c} = w - \frac{w^2}{1.7} \quad \text{Ec. A1.5}$$

El ancho b , será el ancho del alma (b_w) en el caso de que la viga sea rectangular, y será el ancho del patín (b_f), deberá calcularse según la sección **6.3.2.1** del ACI en el caso de ser una viga T o L real.

Dónde:

1. w : Índice de Refuerzo

$$\text{Ec. } w = \frac{\rho f_y}{f'_c} \quad \text{Ec. A1.6}$$

2. Área de Acero a flexión (A_s)

$$\text{Ec. } A_s = \frac{w * f'_c}{f_y} b d \text{ (mm}^2\text{)} \quad \text{Ec. A1.6}$$

c- Cálculo de capacidad de la viga.

El cálculo de la capacidad de la viga se realiza por iteraciones, para encontrar el valor real de la profundidad del bloque equivalente de Whitney a , por medio de la ecuación Ec. **A5.6**, primeramente, se asume un valor de a , y se sustituye en la ecuación **Ec A5.6** para determinar la capacidad a flexión de la viga, se recalcula el valor de a con la ecuación **Ec. A5.6**, y se inicia nuevamente el proceso con los valores de a recalculados hasta que los valores de ϕM_n y a sean invariables:

$$\text{Ec. } \phi M_n = \phi f_y A_s \left(d - \frac{a}{2} \right) \text{ (KN.m)} \quad \text{Ec. A1.7}$$

$$\text{Ec. } a = \frac{A_s * f_y}{0.85 f'_c b w} \text{ (mm)} \quad \text{Ec. A1.8}$$

d- Proponer refuerzo principal.

Las especificaciones de varillas se muestran en el **Apéndice A** de ACI; La cantidad de varillas a utilizar (Z) será el resultado de la relación entre el área de acero calculada A_s y el área por unidad de la varilla a usar según el apéndice A.

Se debe comprobar que las varillas alcanzan en la sección verificando la desigualdad siguiente:

$$\text{Ec. } bw \geq 2Rec + 2\phi_{\text{Estribo}} + Z(\phi_{\text{Var.Flexion}}) + \text{Espacios}(50\text{mm}) \quad \text{Ec. A1.9}$$

Para comprobar la desigualdad, Z serán las varillas en una sola capa de acero. En caso de requerir empaquetado de varillas, se deberán empaquetar como máximo 4 varillas #32 según ACI 25.6.1, las varillas #36 o superiores no deberán empaquetarse. Los paquetes de varillas se colocarán adentro del refuerzo transversal utilizando como varilla de confinamiento mínima la #13.

Las varillas de refuerzo a flexión, deberán estar confinadas mediante estribos cerrados o ganchos sísmicos según se requiera, cumpliendo que no puede haber más de una varilla continua de refuerzo a flexión sin ser restringida por una rama de estribo o gancho complementario, además, que la separación máxima entre dichas ramas deberá ser $d/2$ ó 350mm , el que sea menor, según sección 18.6.4.5 ACI.

6. Cálculo del momento probable M_{pr} .

El momento probable es el momento resistente determinado usando las propiedades de los miembros que conforman una unión, asumiendo esfuerzos de tensión en los refuerzos por flexión de al menos $1.25f_y$, según la sección 18.7.3 ACI.

Los momentos probables serán calculados según la ecuación Ec. A1.10

$$\text{Ec. } M_{PR} = 1.25A_s f_y \left(b - \frac{a}{2} \right) (KN - m) \quad \text{Ec. A1.10}$$

7. Cálculo de refuerzo por cortante.

El cortante último V_u se obtiene de sumar la carga última y los momentos probables, y en base a este cortante se calcula el refuerzo transversal y la separación del mismo. Según sección 22.5.1.1 deberá cumplirse que:

$$V_u < \phi(V_c + V_s)$$

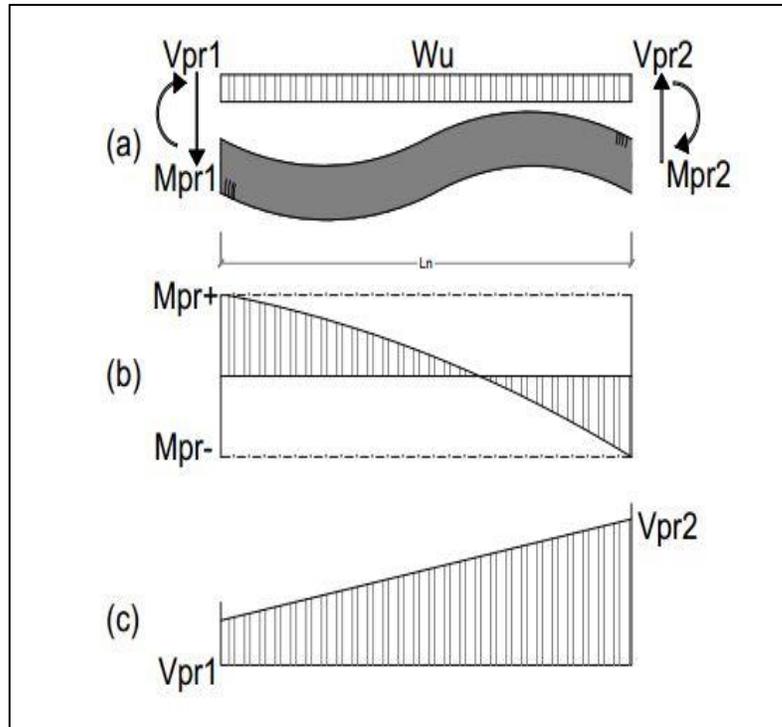


Figura A1.1 (Diagramas de cortante y momento típico para cargas gravitacionales en una viga)

La resistencia a cortante del concreto V_c , puede ser tomada igual a cero cuando la fuerza inducida por el sismo, calculada según la sección **18.6.5.1** ACI, representa la mitad o más de la resistencia máxima a cortante requerida en esas zonas. También la fuerza axial de compresión mayorada P_u incluyendo los efectos sísmicos deberá ser menor que $\frac{A_g f'_c}{20}$ **Ec. A1.11**

Si la fuerza cortante inducida por el sismo representa menos de la mitad de la resistencia a cortante máxima requerida en esas longitudes el cortante V_c se toma igual a cero.

Se calculará una separación de estribos a una longitud de $2h_b$ de la cara de la columna a ambos extremos, como lo muestra la **Figura A1.1** asumiendo $V_s = V_u - V_c$, y determinar el espaciamiento según **Ec. A1.12**:

$$\mathbf{Ec. s = \frac{A_v * f_y * d}{V_s} (mm) \mathbf{Ec. A1.12}}$$

Dónde:

$$V_c = 0.17\sqrt{f'_c} bwd \text{ (KN) Ec A1.13}$$

El primer estribo cerrado colocado en la longitud de $2h_b$, deberá estar colocado a una separación de no más de 50mm de la cara de la columna de apoyo según **18.6.4.4** ACI.

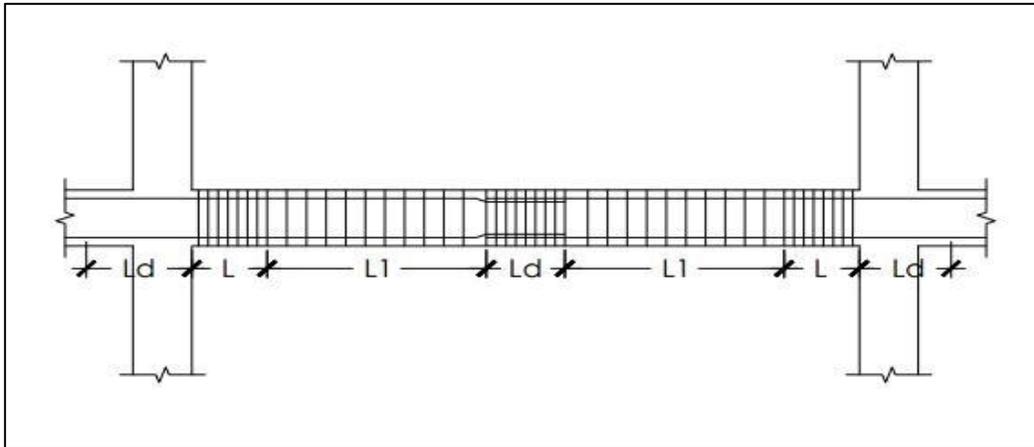


Figura A1.2. (Separación de estribos, longitudes de anclaje y empalme de varillas en toda la longitud de la viga.)

Los estribos colocados a una longitud L_d , o en la longitud de empalme de varillas como lo muestra la **Figura A1.2**, se colocarán a una separación de $6db$ $d/4$ ó 100mm , el que sea menor, según la sección **18.6.5** ACI.

Los estribos colocados en una longitud de L_1 , o el restante de estribos que quepan en la viga no considerados anteriormente, se colocarán a una separación de no más de $d/2$ ó 150mm , el que sea menor, según la sección **18.6.4.6** ACI. Los detalles geométricos de los estribos y ganchos complementarios se definen en la sección **25.3** ACI.

a) Chequeo por cortante.

Es necesario recalcular el valor de ϕV_s , para corroborar que la separación de los estribos es suficiente para resistir el cortante que actúa en la viga:

$$\text{Ec. } \phi V_s = \frac{\phi A_v f_y d}{s} \quad \text{Ec. A1.14}$$

Si se cumple que $\phi V_s > V_u$, entonces la separación de estribos resiste el cortante que actúa sobre la viga diseñada.

8. Cálculo de longitud de empalme del acero.

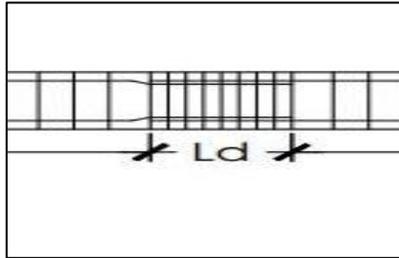


Figura A1.3 (Separación de estribos en la longitud de empalme de varillas.)

El empalme de los refuerzos no debe ubicarse en una articulación plástica. En la zona de empalme el refuerzo transversal deberá estar separado a la menor distancia entre $d/4$ o 100mm . El empalme será calculado con la ecuación de la sección **25.4.2.3** ACI, correspondiente a la ecuación **Ec. A1.15**.

$$\text{Ec. } L_d = \left(\frac{F_y}{1.1\lambda\sqrt{F'_c}} \times \frac{\psi_t\psi_e\psi_s}{\left(\frac{Cb+Ktr}{d_b}\right)} \right) d_b \quad \text{Ec. A1.15}$$

El valor de Cb será el menor valor entre un medio de la distancia de varillas por flexión, y el recubrimiento de la sección. Los valores de ψ_t, ψ_e, ψ_s y λ , tomarán valores según la tabla **25.4.2.4** ACI, El factor Ktr puede tomarse igual a cero.

Se debe multiplicar la longitud de empalme por traslapo por un factor de longitud de empalme por traslapo según la tabla **25.5.2.1** ACI, que relaciona el acero colocado con el acero requerido para reducir la longitud de empalme necesaria producto del congestionamiento del acero.

9. Cálculo de longitud de anclaje en el refuerzo.

El refuerzo longitudinal en la parte final de la columna se anclará en tensión de acuerdo en la **18.8.5.1** y en compresión en el capítulo 25 del código ACI 318-14.

a) Longitud de anclaje en tensión.

La ecuación **18.8.5.1** del ACI 318-14:

$$\text{Ec. } Ldh = \frac{F_y d_b}{5.4 \lambda \sqrt{F'_c}} \quad \text{Ec. A1.16}$$

Donde λ debe de ser 1 para concreto normal y 0.75 para concreto liviano.

También Ldh debe de ser al menor mayor valor entre $8db$ y $150mm$.

b) Longitud de anclaje en compresión.

Para encontrar la longitud de anclaje de compresión según el ACI 318-14, se puede determinar con la siguiente manera.

Se escoge el mayor de:

$$-Ldh = \frac{0.24 F_y \Psi_r}{\lambda \sqrt{F'_c}} \times db \quad \text{Ec. A1.17}$$

$$-Ldh = 0.043 F_y \Psi_r db \quad \text{Ec. A1.18}$$

Donde Ψ_r , adquiere el valor según la tabla **25.4.9.3**.

En el acápite **18.8.2.3** del código se establece que el refuerzo longitudinal de una viga atraviesa el nudo de una viga-columna, para concreto normal la dimensión de la columna paralelo al refuerzo de la viga no debe de ser menor que 20 veces el diámetro de la barra longitudinal.

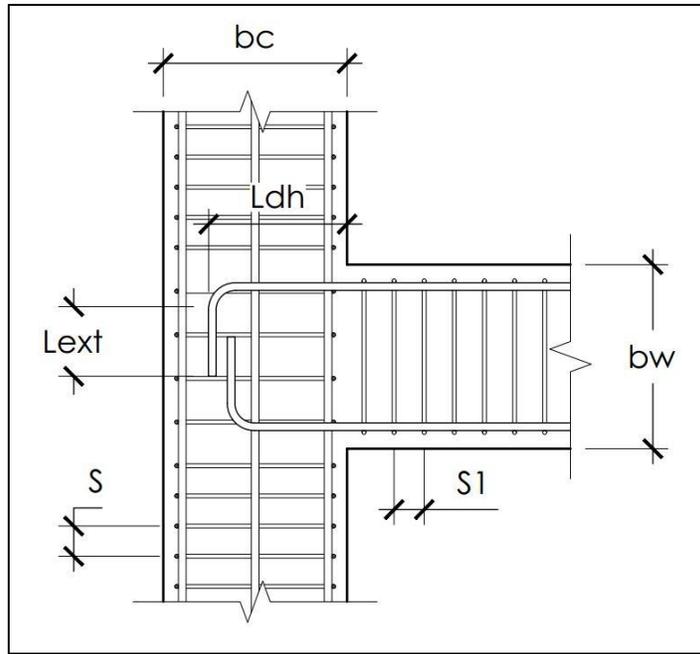
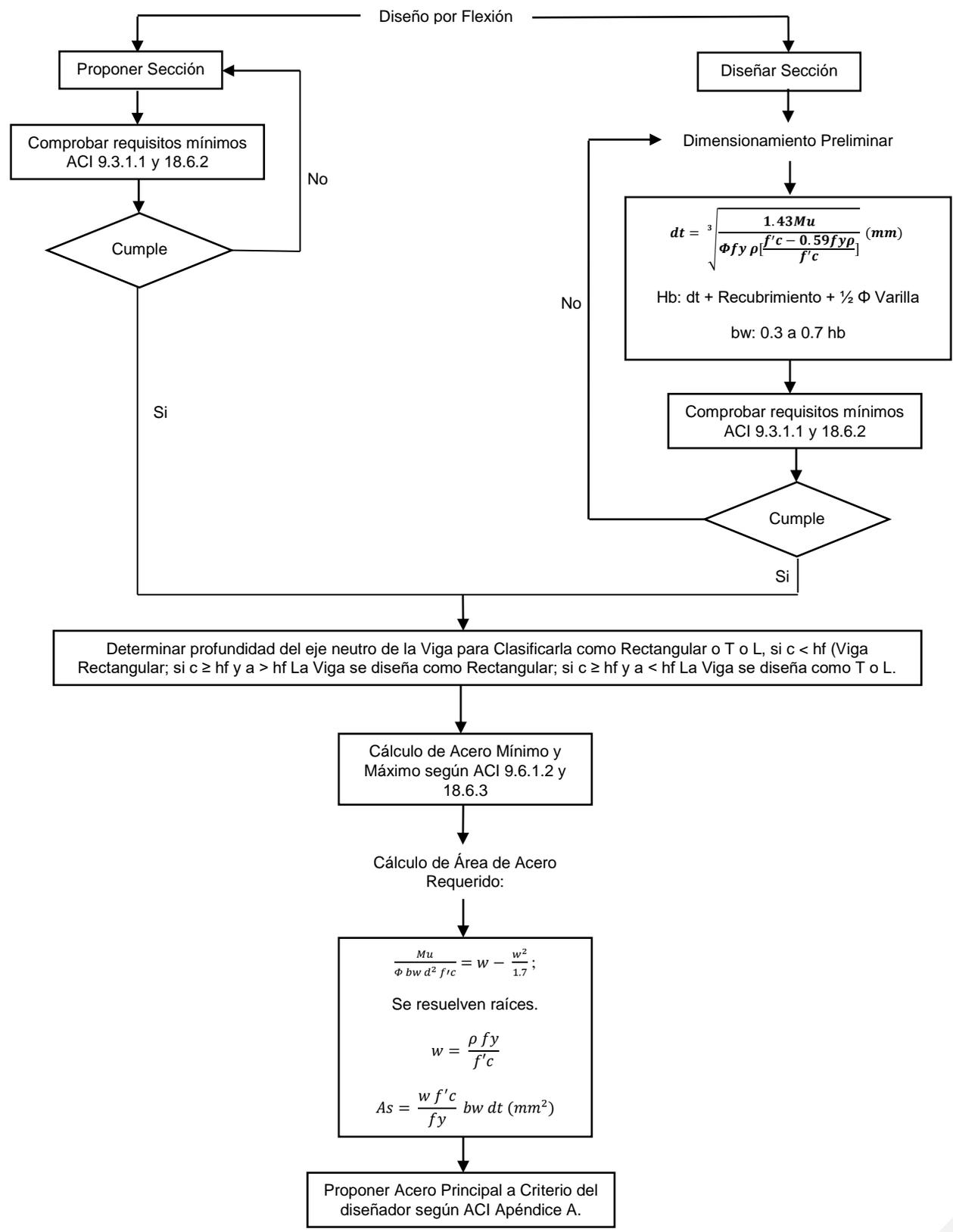
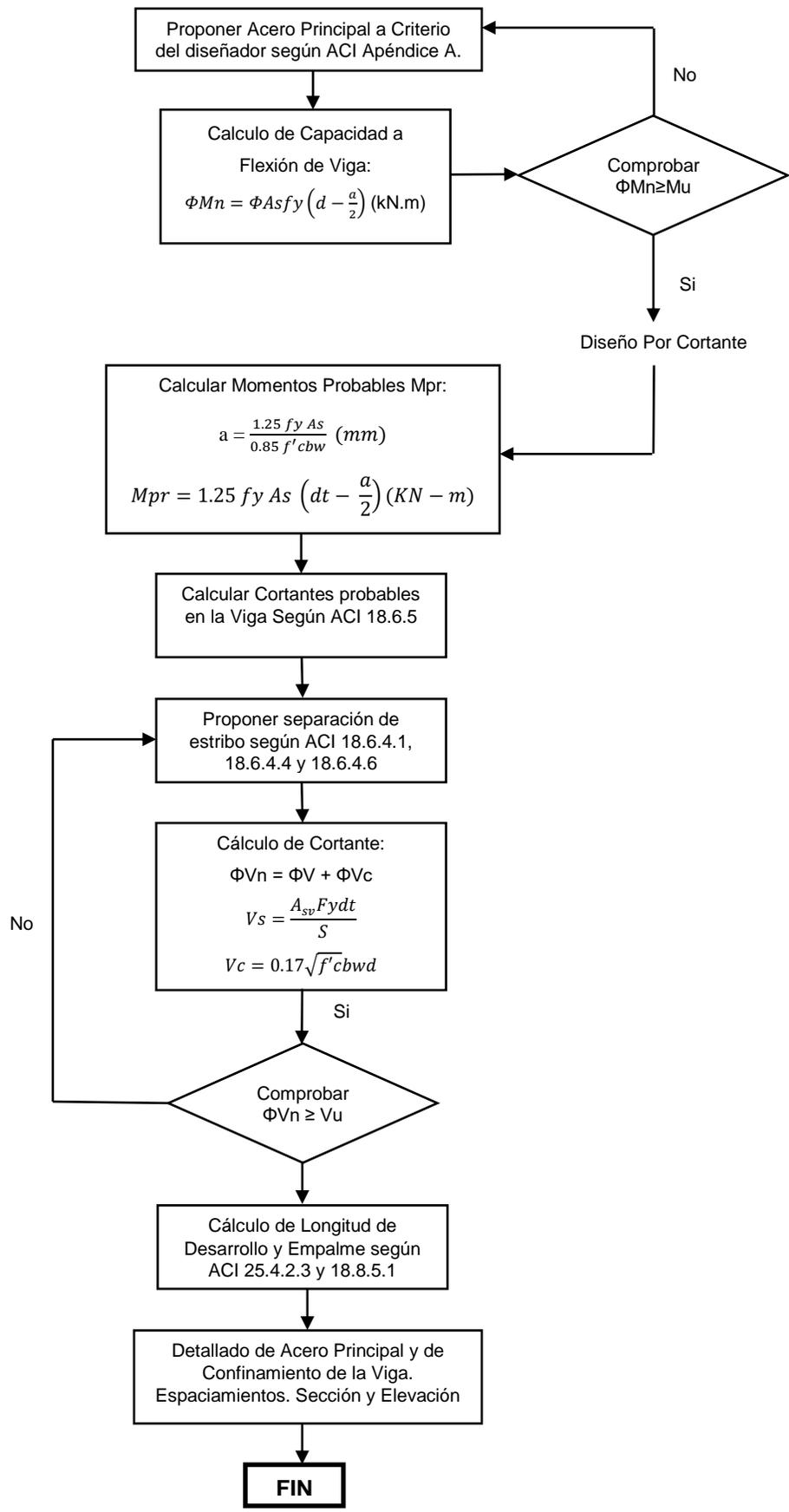


Figura A1.4 (Longitudes de anclaje de una viga externa)

10. Diagrama de Flujo para el Diseño Sísmico de Vigas.

Diseño de Vigas





2- PROCEDIMIENTO PARA EL DISEÑO DE COLUMNAS SÍSMICAMENTE.

Procedimiento:

1. Definir valores de entrada.

Se conocen de entrada los valores que se muestran en la tabla sobre geometría de la viga, propiedades de los materiales a utilizar, y los valores de cargas actuantes (esto considerando que el análisis estructural fue realizado previamente, y ya son conocidos los valores de cargas últimas). Todos los valores de tabla necesarios para iniciar el diseño de la viga se detallan en la **Tabla A2.1**.

Geometría de la Viga	Propiedades de los Materiales	Valores de Cargas Actuantes
<ul style="list-style-type: none"> ❖ Diseñar/Proponer Sección: <ul style="list-style-type: none"> a. Diseñar Sección. b. Proponer Sección: ❖ Dimensión mínima para columnas: 300mm según sección 18.7.2 ACI. <ul style="list-style-type: none"> -$hc(\text{mm})$ -$bc(\text{mm})$ ❖ Recubrimiento (mm). ❖ Cuantía de Acero (%). ❖ Altura de Columnas (mm). <ul style="list-style-type: none"> -Columna Principal. -Columna Superior. 	<ul style="list-style-type: none"> ❖ $f'c$ (MPa) ❖ f_y (MPa) ❖ Selección de Refuerzo por cortante: <ul style="list-style-type: none"> -#10 -#13 -#16 	<ul style="list-style-type: none"> ❖ Columna Principal: <ul style="list-style-type: none"> ❖ Momento Flector M_u (KN-m). ❖ Axial P_u (KN). ❖ Columna Superior: <ul style="list-style-type: none"> ❖ Momento Flector M_u (KN-m). ❖ Axial P_u (KN).

Tabla A2.1 (Valores de entrada necesarios para el diseño de la columna)

2. Dimensionamiento Preliminar.

La columna se propone con sección cuadrada, es decir que $hc = bc$, y el predimensionamiento se realiza con la ecuación **Ec. 2.1**, donde A_g es el área gruesa de la sección transversal de la columna:

$$\text{Ec. } A_g(\text{mm}^2) = \frac{7.5Pu}{f'_c} \quad \text{Ec. A2.1}$$

Por lo tanto:

$$\sqrt{A_g} = hc(\text{mm}) = bc(\text{mm})$$

3. Determinación del refuerzo longitudinal requerido.

El acero mínimo requerido para soportar la carga axial y la flexión en la columna, deberá calcularse tomando en consideración las secciones **18.7.4.1** y **9.6.1.2** ACI. Las que expresan que debe considerarse una cuantía de acero ρ entre 0.01 y 0.06 del área gruesa, y el acero requerido podrá ser calculado con la ecuación **A2.2**, y que el acero por flexión no deberá ser menor al mayor de las ecuaciones **Ec. A.2.2** y **Ec. A2.3**, respectivamente.

$$\text{Ec. } A_s = \rho hb (\text{mm}^2) \quad \text{Ec. A.2.2}$$

$$\text{Ec. } A_{s_{min}} = \frac{0.25\sqrt{f'_c} bwd}{f_y} (\text{mm}^2) \quad \text{Ec. A.2.3}$$

$$\text{Ec. } A_{s_{min}} = \frac{1.4 bwd}{f_y} (\text{mm}^2) \quad \text{Ec. A.2.4}$$

4. Chequeo de resistencia mínima a flexión y capacidad de la columna.

El chequeo de la resistencia mínima a flexión en columnas, se realizará según la sección **18.7.3.2** ACI, la que expresa que se debe cumplir con la siguiente condición:

$$\text{Ec. } \sum M_{nc} \geq \frac{6}{5} \sum M_{nb} \quad \text{Ec. A.2.5}$$

Dónde:

M_{nc} : La suma de los momentos nominales de flexión de las columnas que llegan al nodo, evaluados en las caras del nodo.

M_{nb} : La suma de los momentos resistentes nominales a flexión de las columnas que llegan al nodo, evaluados en las caras del nodo.

Para calcular la capacidad de la columna se requiere de realizar un proceso iterativo que termina cuando se cumpla la condición de la ecuación **A.2.6**, cuando las fuerzas internas que actúan en la columna se encuentren en equilibrio eso quiere decir cuando, para encontrar la ubicación del eje neutro en la columna por medio del cálculo de compatibilidad de deformaciones para cada capa de acero colocada en la sección y definir los valores de fluencia f_y para cada capa y sustituirlo en la ecuación **Ec. A.2.7** para cálculo de M_n . Para ello se requiere de proponer un valor inicial de c (se recomienda un valor inicial de $c/d = 0.37$), y dar inicio al proceso iterativo. Las iteraciones podrán concluir cuando se cumpla que:

$$\text{Ec. } Cc + \Sigma Cs - \Sigma Ts - Pn = 0 \quad \text{Ec. A.2.6}$$

$$\text{Ec. } e = \frac{Mu}{Pu} = \frac{Mn}{Pn} \quad (mm) \quad \text{Ec.A.2.7}$$

Para el cálculo de compatibilidad de deformaciones, M_n y P_n , se utilizarán las ecuaciones **Ec. A2.8**, **Ec. A2.9** y **Ec. A2.10**, respectivamente.

$$\text{Ec. } \epsilon's = (c - X_n) \left(\frac{0.003}{c} \right) \therefore f's = \epsilon's Es \quad (MPa) \quad \text{Ec. A2.8}$$

$$\text{Ec. } M_n = 0.85f'cba \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + A'sf's(h - d') + Asfy \left(d - \frac{h}{2} \right) \quad (KN - m) \quad \text{Ec. A2.9}$$

$$P_n = Cc + Cs - Ts \quad (KN) \quad \text{Ec. A2.10}$$

Dónde:

d' : Es la distancia de la fibra extrema en compresión, y el centroide del acero en compresión, en mm .

C_c : Fuerza de compresión que aporta el concreto.

C_s : Fuerza de compresión que aporta el acero en la zona de compresión.

T_s : Fuerza de tensión que aporta el acero en la zona de tensión.

A_s : Acero colocado en la zona de tensión. Abajo del eje neutro.

A'_s : Acero colocado en la zona de compresión. Arriba del eje neutro.

dt : Peralte Efectivo, distancia desde la fibra extrema a compresión, hasta el centroide del refuerzo longitudinal a tracción. (mm)

a : Profundidad de bloque rectangular equivalente de esfuerzos. (mm).

Para cada capa de acero colocada en la columna, habrá una fuerza que aporte a la capacidad resistente de la columna, por lo que dicha fuerza, se multiplica por su brazo para obtener el momento resistente. Los valores de M_n y P_n son los valores resistentes de la sección.

5. Diseño de refuerzo por cortante.

a. Determinar longitud de confinamiento (L_o)

Esta longitud será medida desde la cara de la viga en ambos extremos de la columna hacia el centro de la misma. Para determinar la longitud del refuerzo de confinamiento se dispondrá de acuerdo al ACI 18.7.5.1, la longitud L_o deberá ser el mayor de:

El mayor de:

- hb (mm)
- $(L_n/6)$ mm
- 450mm

b. Determinar la separación de estribos.

Para determinar la separación de estribos en una longitud L_o , según ACI **18.7.5.3**, la separación tendrá que ser el menor de:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{bc}{4} (mm) \\ - 6db (mm) \\ - S_o = 100 + \left(\frac{350-hx}{3} \right) (mm) \end{array} \right.$$

Para el resto de los estribos fuera de la longitud (L_o), será colocado a la menor separación entre $6db$ y $150mm$. De acuerdo a ACI **18.7.5.5**

c. Cálculo de refuerzo transversal de confinamiento requerido.

El refuerzo por cortante deberá tener como mínimo lo indicado por la sección **18.7.5.4**, según las ecuaciones **Ec. A2.11** y **Ec. A2.12** el área de refuerzo transversal mínima deberá ser el mayor de:

$$A_{sh \min} = 0.09S bc \frac{f'c}{fy} (mm^2) \text{ Ec. A2.11}$$

$$A_{sh \min} = 0.3S bc \left(\frac{Ag}{Ach} - 1 \right) \frac{f'c}{fy} (mm^2) \text{ Ec. A2.12}$$

Dónde:

bc : Dimensión de la sección de la columna que se encuentra confinada por el refuerzo transversal, sin incluir el recubrimiento de la columna, es decir. $bc - 2Rec$ en mm .

hc : Dimensión de la sección de la columna que se encuentra confinada por el refuerzo transversal, sin incluir el recubrimiento de la columna. $hc - 2Rec$ en mm .

A_{ch} : Área de concreto que se encuentra confinada por el acero transversal. $bc * hc$ en mm^2

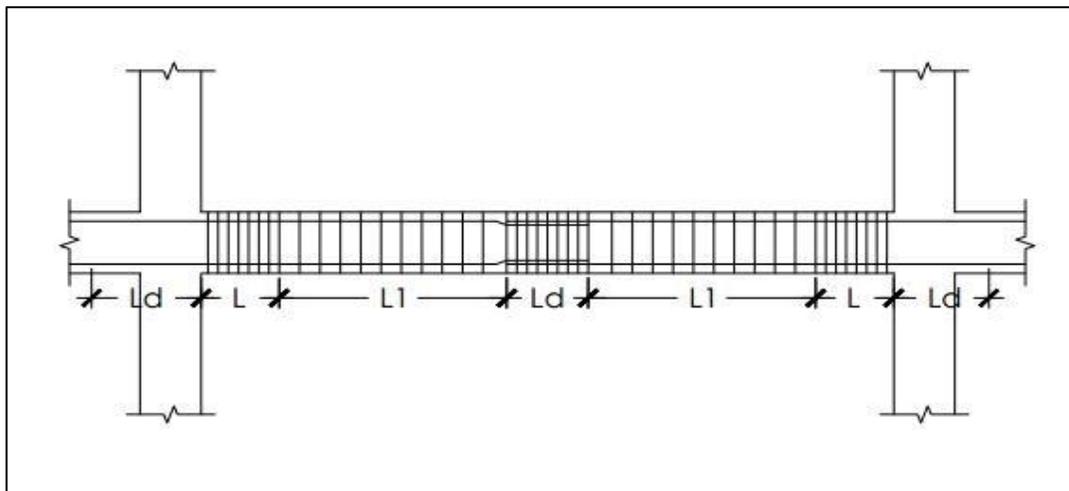


Figura A2.1 (Separación de estribos en todo el desarrollo de la columna)

d. Chequeo del refuerzo transversal por cortante.

El refuerzo por cortante colocado en la columna, deberá cumplir que:

$$\mathbf{Ec.} \quad V_u \leq \phi V_c + \phi V_s \quad \mathbf{Ec.} \quad \mathbf{A2.13}$$

V_c : Es el cortante que resiste el concreto por sí solo, se calcula con la ecuación **Ec. A2.14**.

$$V_c = 1.7\sqrt{f'c} \left(1 + \frac{P_u}{14A_g}\right) bwd \quad (\text{KN}) \quad \mathbf{Ec.} \quad \mathbf{A2.14}$$

V_s : Es el cortante que resiste el acero transversal propuesto, se calcula con la ecuación **Ec. A2.13**

$$V_s = \frac{A_{vt} f_y d}{s} \quad (\text{KN}) \quad \mathbf{Ec.} \quad \mathbf{A2.15}$$

s : Será el espaciamiento del refuerzo transversal colocado en una longitud L_o , como se muestra en la **Figura A2.1**.

V_u : Es el cortante último, actuante en la viga por las cargas, debe calcularse según la ecuación **Ec. A2.14**:

$$V_u = \frac{D_F M_{Pr} + M_b}{L_u} \quad (\text{KN}) \quad \mathbf{Ec.} \quad \mathbf{A2.16}$$

$$D_F = \frac{\frac{1}{L_{CP}}}{\frac{1}{L_{C.P}} + \frac{1}{L_{C.S}}} \text{ Ec. A2.17}$$

Dónde:

P_u : Carga axial mayorada (KN)

M_{pr} : Momento probable (KN-m)

A_{vt} : Es el área de la varilla a utilizar como refuerzo transversal, deberá ser al menos #10. Para seleccionar una varilla, esta únicamente debe cumplir con el requerimiento de acero mínimo por cortante. (mm^2)

M_b : Será el momento balanceado para la columna, donde $c/dt = 0.60$

L_{cp} : Altura libre de la columna a diseñar. (mm)

L_{cs} : Altura libre de la columna del piso inmediato superior. (mm)

Las varillas de refuerzo a flexión o axial, deberán estar confinadas mediante estribos cerrados o ganchos sísmicos según se requiera, cumpliendo que no puede haber más de una varilla continua de refuerzo a flexión sin ser restringida por una rama de estribo o gancho complementario, además, que la separación máxima entre dichas ramas deberá ser $d/2$ ó 350mm , el que sea menor, según sección **18.7.5.2** ACI.

6. Cálculo de longitud de desarrollo y empalme de acero por flexión.

La longitud de desarrollo se calculará según la ecuación 2.18, correspondiente a la sección **25.4.2.3**.

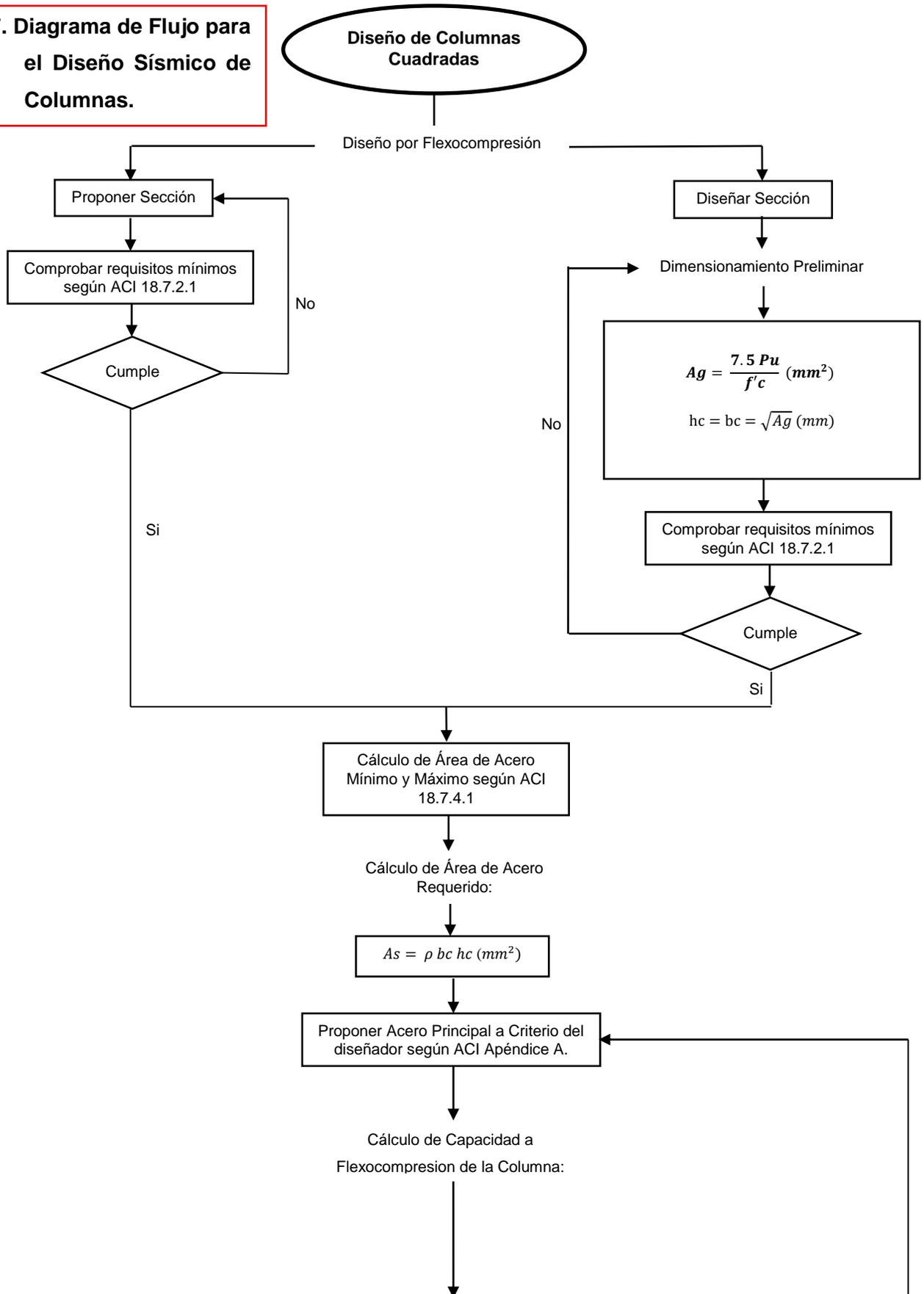
$$\text{Ec. } L_d = \left(\frac{F_y}{1.1k\sqrt{F'rc}} \times \frac{\Psi_t\Psi_e\Psi_s}{\left(\frac{Cb+Ktr}{d_b}\right)} \right) d_b \text{ Ec. A2.18}$$

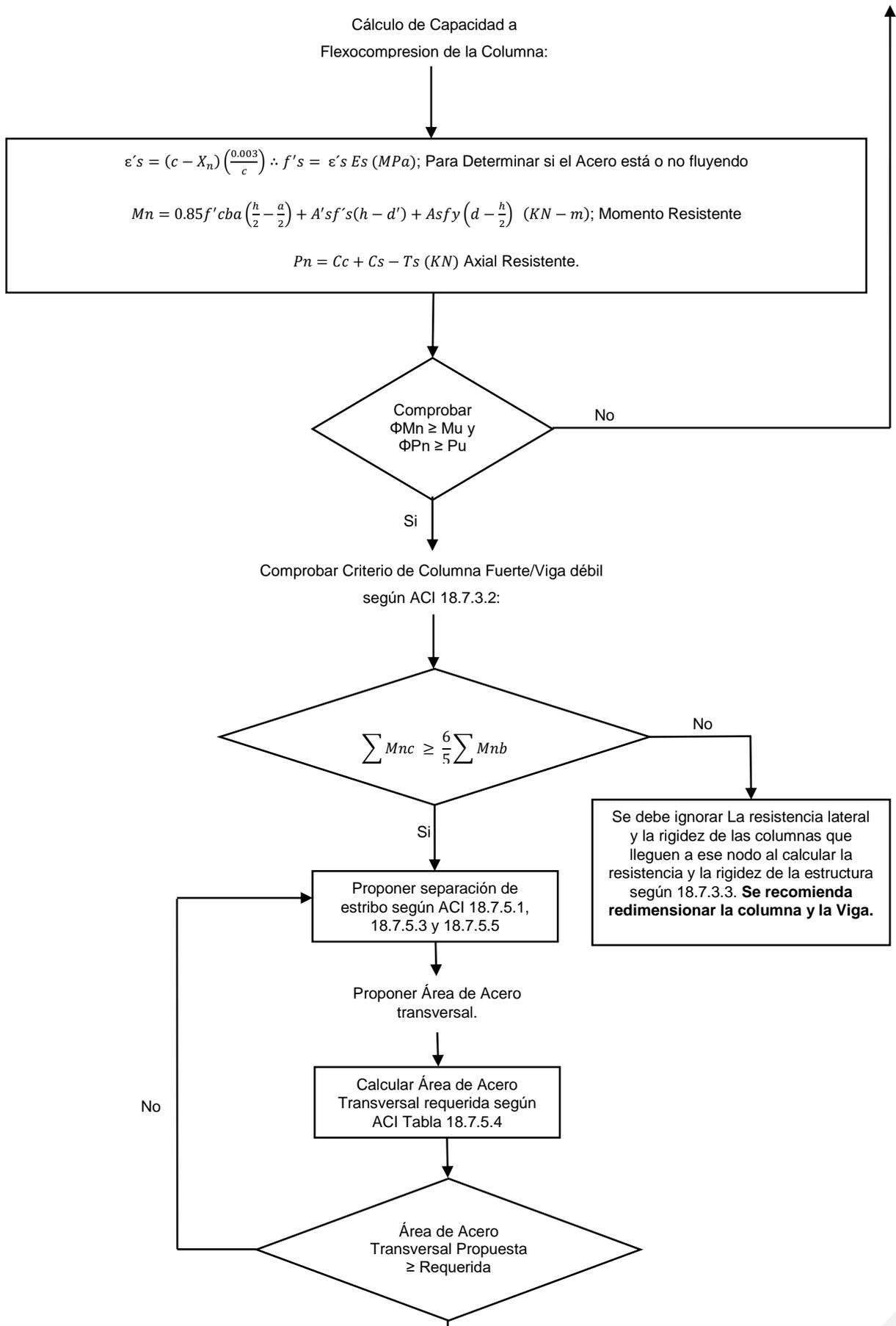
El valor de Cb será el menor valor entre un medio de la distancia de varillas por flexión, y el recubrimiento de la sección. Los valores de Ψ_t, Ψ_e, Ψ_s y Δ , tomarán valores según la tabla **25.4.2.4** ACI, El factor K_{tr} puede tomarse igual a cero.

$\left(\frac{Cb+K_{tr}}{d_b}\right)$ Debe ser menor o igual a 2.5, de lo contrario, se tomará 2.5.

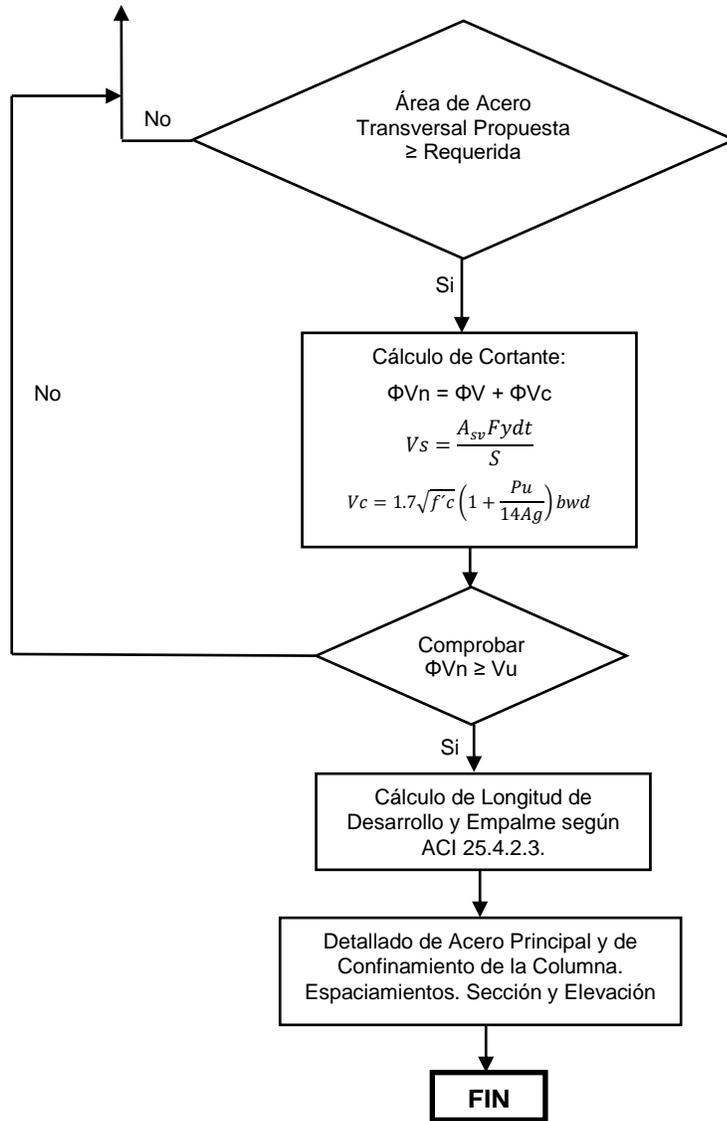
Se debe multiplicar la longitud de empalme por traslapeo por un factor de longitud de empalme por traslapeo según la tabla **25.5.2.1** ACI, que relaciona el acero colocado con el acero requerido para reducir la longitud de empalme necesaria producto del congestionamiento del acero.

7. Diagrama de Flujo para el Diseño Sísmico de Columnas.





Se debe ignorar La resistencia lateral y la rigidez de las columnas que lleguen a ese nodo al calcular la resistencia y la rigidez de la estructura según 18.7.3.3. **Se recomienda redimensionar la columna y la Viga.**



3- ANÁLISIS DE UNIONES.

Las uniones tanto interiores como exteriores, deberán cumplir con que:

$$\text{Ec. } Vu \leq \phi Vn \quad \text{Ec. A3.1}$$

Dónde:

ϕ : Es el factor de reducción a cortante igual a 0.85.

$$\text{Ec. } Vn = \sqrt{f'c} A_j \text{ (KN)} \quad \text{Ec. A3.2}$$

A_j : Área efectiva del nodo (mm^2). Sección 18.8.4.3 ACI. Se detalla en la **Figura A3.1**

$$\text{Ec. } A_j = h_j (b_j) \text{ (mm}^2\text{)} \quad \text{Ec. A3.3}$$

b_j : Es el ancho efectivo del nudo, será $b + 2x$ ó bien h , el menor de ambos. (mm)

h_j : Profundidad del nudo en el plano del refuerzo que genera el cortante. (mm)

Vn : Resistencia nominal del nudo a cortante, según sección 18.8.4.1 ACI.

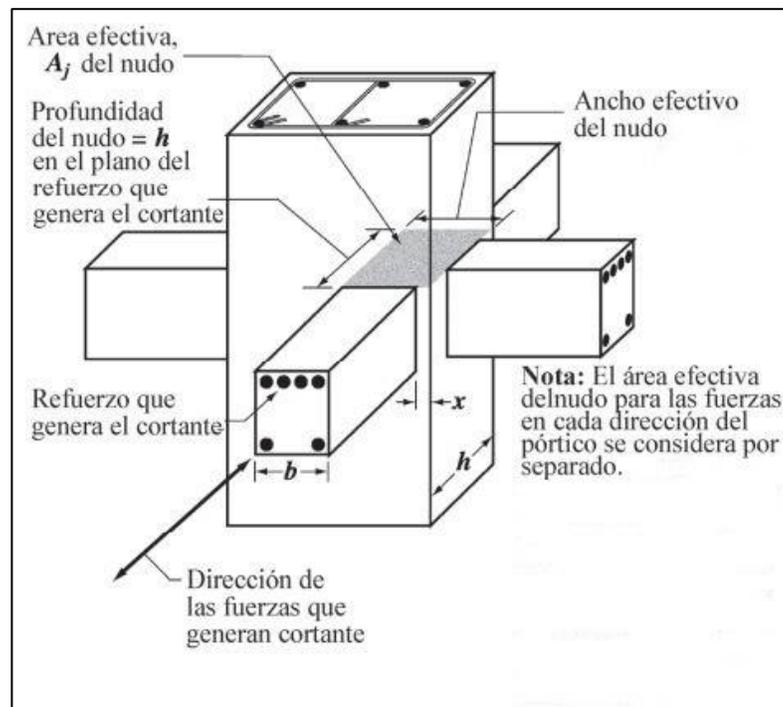


Figura A3.1 (Detalle de enlace nodal viga-columna)

A. Uniones exteriores.

Para las uniones exteriores, V_u se calculará de acuerdo con:

$$\text{Ec. } V_u = T_s - V_{hs} \text{ (KN) Ec. A3.4}$$

$$\text{Ec. } T_s = 1.25A_{s_{\text{superior.viga}}} f_y \text{ Ec. A3.5}$$

$$\text{Ec. } V_{hs} = \frac{M_{PR}}{\frac{L_{CP} + L_{CS}}{2}} \text{ (KN) Ec. A3.6}$$

Según la sección **18.8.5.1** ACI la longitud de desarrollo L_{dh} en las uniones exteriores deberá ser al menos el mayor de $8d_b$, 150mm , y el obtenido mediante la ecuación **Ec. A3.7**, y colocada como se muestra en la **Figura A3.2**.

$$\text{Ec. } L_{dh} = \frac{(1.25f_y) d_b}{5.4\sqrt{f'_c}} \text{ (mm) Ec. A3.7}$$

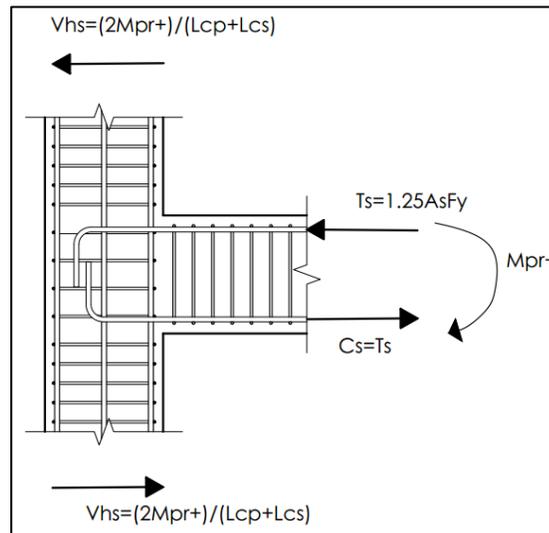


Figura A3.2 (Detalle de desarrollo del refuerzo de la viga más allá de la cara de la columna en una unión exterior.)

B. Uniones interiores.

$$V_u = T_s + C_s - V_{hs} \text{ (KN) Ec. A3.8}$$

Dónde:

T_s : Fuerza proporcionada por el acero colocado en la zona de tensión.

C_s : Fuerza proporcionada por el acero colocado en la zona de compresión.

V_{hs} :

L_{cp} : Altura libre de la columna a diseñar. (mm)

L_{cs} : Altura libre de la columna del piso inmediato superior. (mm)

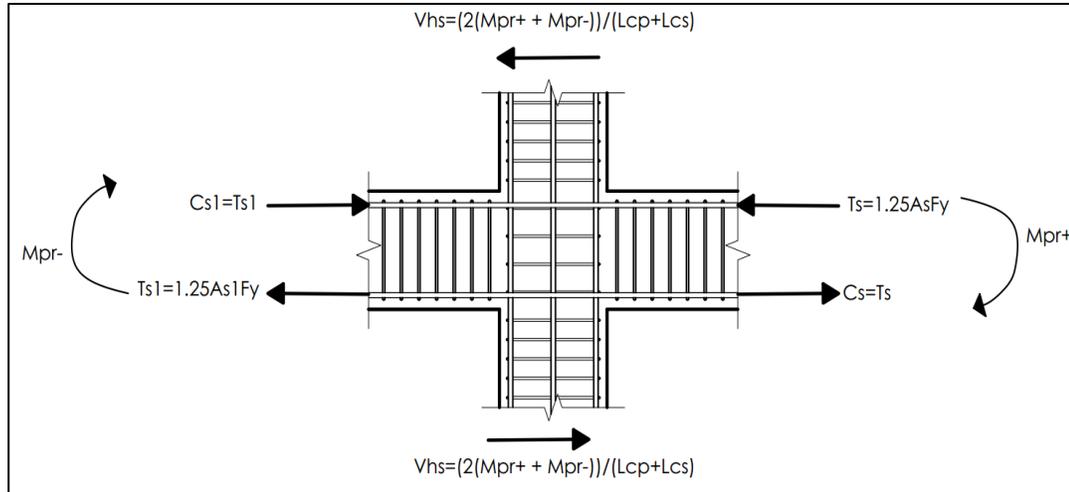
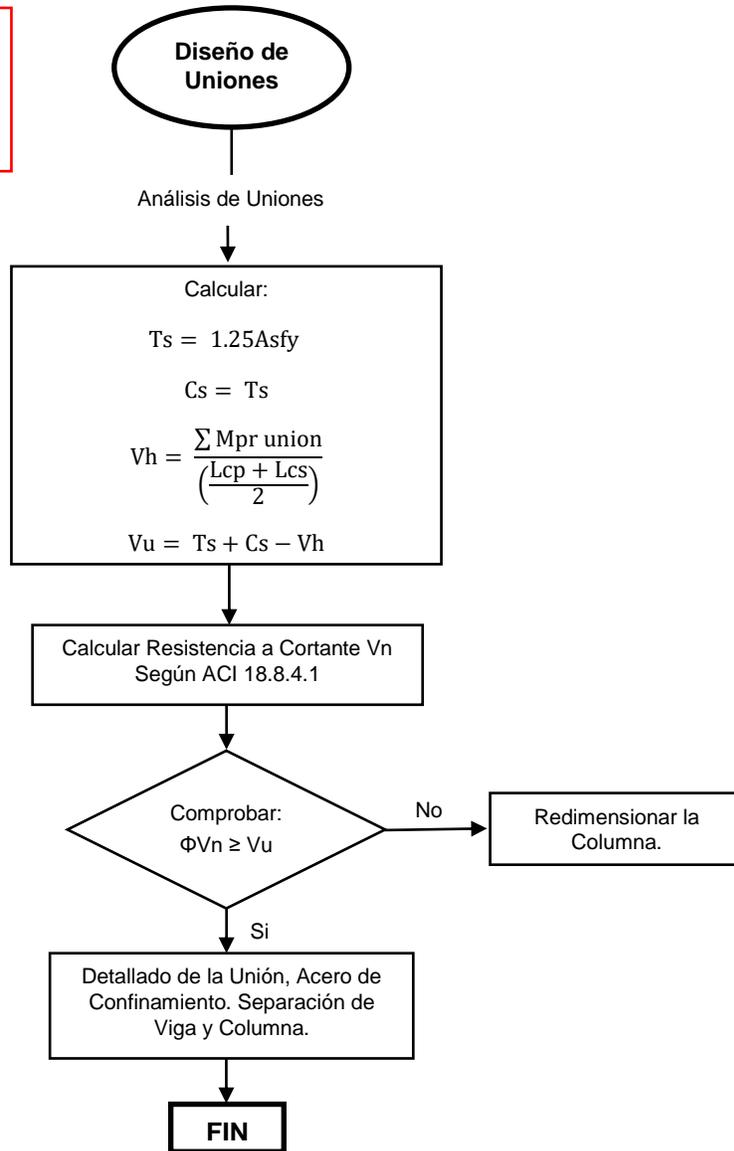


Figura A3.3 (Detalle de desarrollo del refuerzo de la viga más allá de la cara de la columna en una unión interior.)

C. Diagrama de Flujo para el Análisis de Uniones



4- PROCEDIMIENTO PARA EL DISEÑO DE MUROS SÍSMICAMENTE.

1. Definir valores de entrada.

Se conocen de entrada los valores que se muestran en la tabla sobre geometría del muro, propiedades de los materiales a utilizar, y los valores de cargas actuantes (esto considerando que el análisis estructural fue realizado previamente, y ya son conocidos los valores de cargas últimas). Todos los valores de tabla necesarios para iniciar el diseño de la viga se detallan en la **Tabla A4.1**.

Geometría del Muro	Propiedades de los Materiales	Valores de Cargas Actuantes
Tipo de Muro: Muro Rectangular. Tipo Mancuerna. Longitud del Muro L_w (mm). Altura del Muro h_w (mm). Recubrimiento (mm). 20.6.1.3.1 ACI Desplazamiento (mm)	f'_c (MPa) f_y (MPa)	Carga Axial P_u (KN) Carga Cortante V_u (KN) Momento Flector M_u (KN-m).

Tabla E4.1 (Valores de entrada necesarios para el diseño de muros de corte).

2. Dimensionamiento preliminar de Espesor del muro (b_w).

El espesor del muro deberá ser calculado con la ecuación **Ec. A4.1**, correspondiente a la sección **18.10.4.4**, se utiliza un factor de $0.33f'_c$ en correspondencia con Moehle 2015, pero además deberá ser mayor que el mayor de $h_u/16$ o $L_w/16$ según la sección 18.10.6.4b para evitar los efectos por pandeo en el muro.

$$\text{Ec. } b_w = \frac{V_u}{\phi 0.33\sqrt{f'_c} l_w} \text{ (mm) Ec. A4.1}$$

3. Determinación del refuerzo longitudinal y transversal mínimo requerido en el muro.

a- Chequeo de número de capas requeridas para reforzar el muro.

Se deberá determinar las capas necesarias para refuerzo según sección **18.10.2.2** ACI, que indica que se deberán utilizar al menos dos cortinas de refuerzo si se cumple una de las dos condiciones siguientes:

$$\text{Ec. } Vu \geq 0.17 A_{CV} \sqrt{f'c} \quad \text{Ec. A4.2}$$

$$\text{Ec. } \frac{hw}{lw} \geq 2 \quad \text{Ec. A4.3}$$

Dónde:

$$\text{Ec. } A_{CV} = L_w b_w (mm^2) \quad \text{Ec. A4.4}$$

b- Cálculo de refuerzo requerido por flexión.

Se puede obtener un área de acero para vencer los efectos por flexión en muros de la misma manera que en columnas y vigas, estableciendo que:

$$\text{Ec. } A_s = \rho b w d (mm^2) \quad \text{Ec. A4.5}$$

Dónde:

ρ : Cuantía de acero para cada elemento de borde en el muro. Se calculará a partir de la ecuación **Ec. A4.6**:

$$\text{Ec. } \rho = \frac{0.85f'c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2Rn}{0.85f'c}} \right) \quad \text{Ec. A4.6}$$

Rn : Se calculará mediante la ecuación **Ec. Ec. A4.7**, se obtiene de una serie de operaciones a partir del análisis de esfuerzos en el muro:

$$\text{Ec. } Rn = \frac{Mu}{\phi b w d^2} (MPa) \quad \text{Ec. A4.7}$$

d : Peralte efectivo del muro, según sección **18.10.2.3** ACI será igual a $0.8L_w$

La cantidad de varillas para cada elemento de borde del muro puede determinarse dividiendo el área de acero calculada con el área unitaria de la varilla que se desea colocar, las propiedades de las varillas se encuentran en el **Apéndice A** ACI.

Las varillas deberán distribuirse en una longitud de muro de al menos $Lw/6$ en cada extremo del muro. No es necesario empaquetar varillas, y se recomienda proponer varillas #13 como mínimo, y #29 como máximo.

Los muros requieren de refuerzo por cortante longitudinal y transversal, ya que existen fuerzas actuando en el muro en ambas direcciones, horizontales y verticales, por lo que en ambos sentidos se debe contrarrestar un cortante.

La cuantía de refuerzo longitudinal y transversal distribuido en el alma ρ_l y ρ_t respectivamente, no deberán tomarse menores que 0.0025, y el espaciamiento del refuerzo en cada dirección no deberá exceder 450mm según sección **18.10.2.1** ACI.

c- Determinación de cuantía longitudinal y transversal requerida en el alma del muro.

$$\text{Ec. } A_s = \rho b w d \text{ (mm}^2\text{) Ec. A4.8}$$

$$\text{Ec. } \rho = \frac{0.85f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2Rn}{0.85f'_c}} \right) \text{ Ec. A4.9}$$

El ACI 318-14, en su sección **18.10.2.1** expresa que la cuantía de refuerzo distribuido en el alma ρ_l y ρ_t , para muros estructurales no debe de tomarse menor a 0.0025, excepto si V_u no excede $0.083A_{vc}\sqrt{F'_c}$ **Ec. A4.10**, entonces ρ_l y ρ_t puede tomar los valores detallados en la sección **11.6** ACI.

d- Cálculo del Refuerzo Longitudinal para el Alma del Muro.

Para determinar la cuantía de acero para refuerzo por cortante longitudinal, se hace uso de la sección 11.6.2 ACI, la que establece que la cuantía para el acero longitudinal, será el mayor valor entre el obtenido mediante la ecuación Ec. A4.10, y 0.0025, de ser menores los valores que los obtenidos para ρ_t puede utilizarse ρ_t para el acero longitudinal.

$$\text{Ec. } \rho_L = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{hw}{Lw} \right) (\rho_t - 0.0025) \quad \text{Ec. A4.10}$$

Posteriormente el cálculo de la separación s se efectúa con la ecuación Ec. A4.11 mostrada a continuación:

$$\text{Ec. } s = \frac{A_{vc}}{bw \rho_L} \leq 450 \text{ mm} \quad \text{Ec. A4.11}$$

Para determinar el ρ_l , se utiliza la ecuación Ec. A4.12, que se especifica en R18.10.6.5:

$$\text{Ec. } \rho_l = \frac{A_s}{bw \times s} > 0.0025 \quad \text{Ec. A4.12}$$

Se propone una varilla y el área de la misma, al igual que una separación entre varillas que no debe de exceder de 450mm, por lo que la separación escogida satisface el código.

e- Cálculo del Refuerzo Transversal para el Alma del Muro.

Se puede proponer una separación inicial para determinar si se cumple con el requisito mínimo de cuantía ρ_t según sección 18.10.2.1 ACI.

$$\text{Ec. } \rho_t = \frac{A_{vc}}{bw s} \geq 0.0025 \quad \text{Ec. A4.13}$$

Dónde:

A_{vc} : Área de la varilla propuesta para cortante longitudinal según las propiedades de las varillas en el **Apéndice A** ACI.

s : Espaciamiento propuesto, que no debe exceder 450mm.

Para determinar él ρ_t , se utiliza la ecuación, que se especifica en **R18.10.6.5**:

$$\text{Ec. } \rho_t = \frac{A_s}{b_w \times s} > 0.0025 \quad \text{Ec. A4.14}$$

Se propone una varilla y el área de la misma, al igual que una separación entre varillas que no debe de exceder de 450mm, por lo que la separación escogida satisface el código.

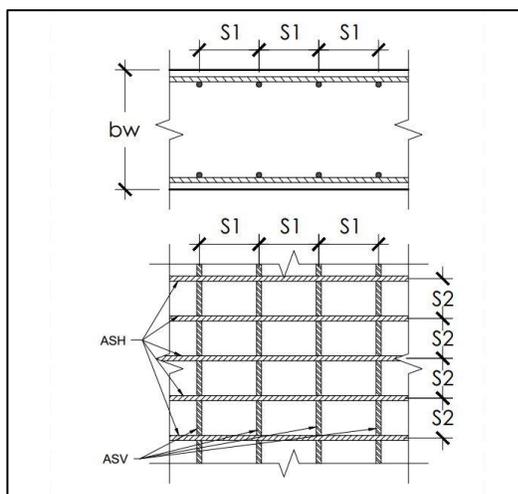


Figura A4.1 (Detalle de acero longitudinal y transversal en el alma de del muro).

4. Chequeo de capacidad por cortante para refuerzo por cortante.

Según sección **18.10.4.1** ACI, se deberá cumplir con la condición:

$$V_u \leq A_{CV} (\alpha_c \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y) \quad (\text{KN}) \quad \text{Ec. A4.15}$$

Dónde:

$$\text{Ec. } A_{CV} = L_w b_w \quad (\text{mm}^2) \quad \text{Ec. A4.16}$$

$$\text{Ec. } \alpha_c = 0.25 \text{ Si } \frac{hw}{Lw} \leq 1.5 \quad \text{Ec. A4.17}$$

$$\text{Ec. } \alpha_c = 0.17 \text{ Si } \frac{hw}{Lw} > 2 \quad \text{Ec. A4.18}$$

De no cumplirse esta condición, deberá modificarse (incrementarse) la cuantía de acero ρ_t .

5. Proponer Refuerzo para el borde del muro.

El refuerzo para el borde del muro, deberá proponerse según el apéndice A del ACI 318-14, se debe cumplir que las varillas no estén separadas en ninguna dirección por más de 350mm, y que no haya más de 1 varilla continua sin confinamiento de estribos o ganchos sísmicos.

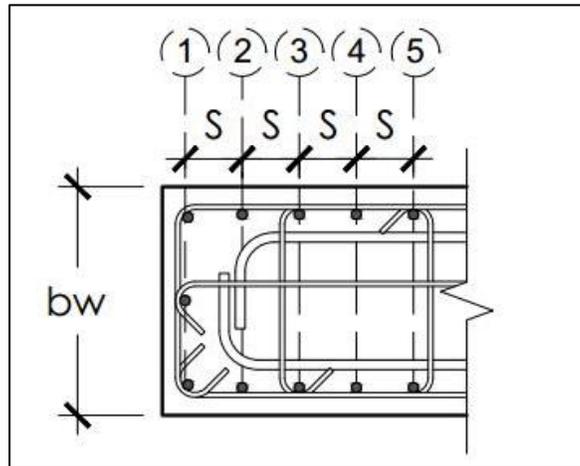


Figura A4.2 (Detalle de elemento de borde en el muro)

6. Determinación de capacidad portante del muro.

El proceso para determinar la capacidad de un muro es similar al proceso iterativo para determinar la capacidad de una columna, en el que se establece un valor inicial de c en mm para prueba, y posteriormente se realizan iteraciones hasta que se cumpla la condición de la ecuación **Ec. A4.19**:

$$\text{Ec. } \frac{P_u}{\phi} + \sum T_s - \sum C_c - \sum C_s = 0 \quad \text{Ec. A4.19}$$

Dónde:

T_s : Carga resistente ofrecida por el acero colocado en la zona de tensión del muro; en la longitud c . (KN)

C_c : Carga resistente ofrecida solamente por el concreto. (KN)

C_s : Carga resistente por el acero colocado en la zona de compresión del muro, más allá del eje neutro, fuera de la longitud c . (KN)

Si la sumatoria de fuerzas no da igual a cero, el sistema no está equilibrado, por lo que debe seguir iterándose el valor de c para encontrar los nuevos valores de fluencia del acero, cambiar los aceros de zona de tensión a compresión y viceversa conforme se varían los valores de c , y recalcular las fuerzas resistentes del muro.

Para determinar la capacidad de carga del muro por compresión, una vez que se ha cumplido con la condición de la ecuación **Ec. A4.19**, y se ha encontrado el valor real de c , solo se deberá sumar la fuerza resistente del concreto, más la fuerza resistente de cada capa de acero en la zona de compresión, más la fuerza resistente de cada capa de acero en la zona de tensión:

$$\text{Ec. } P_n = C_c + \sum T_s + \sum C_s \text{ (KN) } \text{Ec. A4.20}$$

Para determinar la capacidad del muro a flexión, deberá realizarse la sumatoria de cada capa de acero tanto en la zona de tensión como de compresión, multiplicada por un brazo de torque a partir de un punto fijo de momento, como se pretende demostrar en la ecuación **Ec. A4.21**:

$$\text{Ec. } M_n = 0.85f'_c b w \beta_1 c (0.5bw) + \sum C_{s_n}(nX) + \sum T_{s_n}(nX) \text{ (KN - m) } \text{Ec. A4.21}$$

Dónde:

β_1 : Factor que relación la profundidad del bloque equivalente con la profundidad del eje neutro. Se determina según la sección **22.2.2.4.3** ACI.

C_{s_n} : Capa de acero n-sima en la zona de compresión, con una fuerza resistente de $A_s f'_s$, que debe multiplicarse por su correspondiente brazo.

T_{s_n} : Capa de acero n-sima en la zona de compresión, con una fuerza resistente de $A_s * f_s$, que debe multiplicarse por su correspondiente brazo.

X : Separación centro a centro del refuerzo por flexión.

n : Número de varillas contabilizadas desde el punto donde se está considerando el torque.

7. Determinar si se requiere elemento especial de borde.

Según la sección **18.10.6.2a**, se requerirá borde especial en el muro, si se cumple la condición:

$$\text{Ec. } c \geq \frac{lw}{600\left(1.5\frac{\delta u}{hw}\right)} \text{ (mm) Ec. A4.22}$$

Dónde:

$$\delta u: 0.005$$

Si se cumple la condición anterior, el elemento de borde deberá cumplir con las siguientes condiciones:

-El refuerzo transversal de elemento especial de borde del muro se debe de extenderse verticalmente sobre y bajo la sección crítica en una distancia al menos mayor a $Lw/2$ o $(Mu/4Vu)$.

-El elemento de borde deberá extenderse horizontalmente una longitud de al menos $c - 0.1Lw$ ó $c/2$, el que sea mayor según la sección **18.10.6.4** ACI.

8. Determinación del refuerzo transversal para el elemento de borde.

Según la tabla **18.10.6.4(f)** ACI, el elemento de borde deberá estar confinado por un área de acero transversal de al menos el mayor de las ecuaciones **Ec. A4.23** y **Ec. A4.24**:

$$\text{Ec. } \frac{Ash}{sbc} = 0.09 \frac{f'c}{fy} \text{ (mm}^2\text{) Ec. A4.23}$$

$$\text{Ec. } \frac{Ash}{sbc} = 0.3 \left(\frac{Ag}{Ach} - 1 \right) \frac{f'c}{fy} \text{ (mm}^2\text{) Ec. A4.24}$$

-Se propone un espaciamiento s según la sección 18.10.6.5 ACI, que indica que en una longitud de muro de L_w ó $Mu/4Vu$, el que sea mayor, el espaciamiento s no deberá exceder al menor entre $150mm$ y $6db$. En el resto del muro el espaciamiento no deberá exceder al menor entre $200mm$ y $8db$. Donde db será el diámetro de la menor varilla utilizada para flexión en el elemento de borde.

Los valores de A_g y A_{ch} , se determinan con la siguiente figura:

$$\text{Ec. } A_g = b_w \times l_{be} \quad \text{Ec. A4.25}$$

$$\text{Ec. } A_{ch} = b_{c1} \times b_{c2} \quad \text{Ec. A4.26}$$

9. Cálculo de longitud de desarrollo y empalme (L_d).

La longitud de desarrollo se calculará según la ecuación **Ec. A4.27**, correspondiente a la sección **25.4.2.3**.

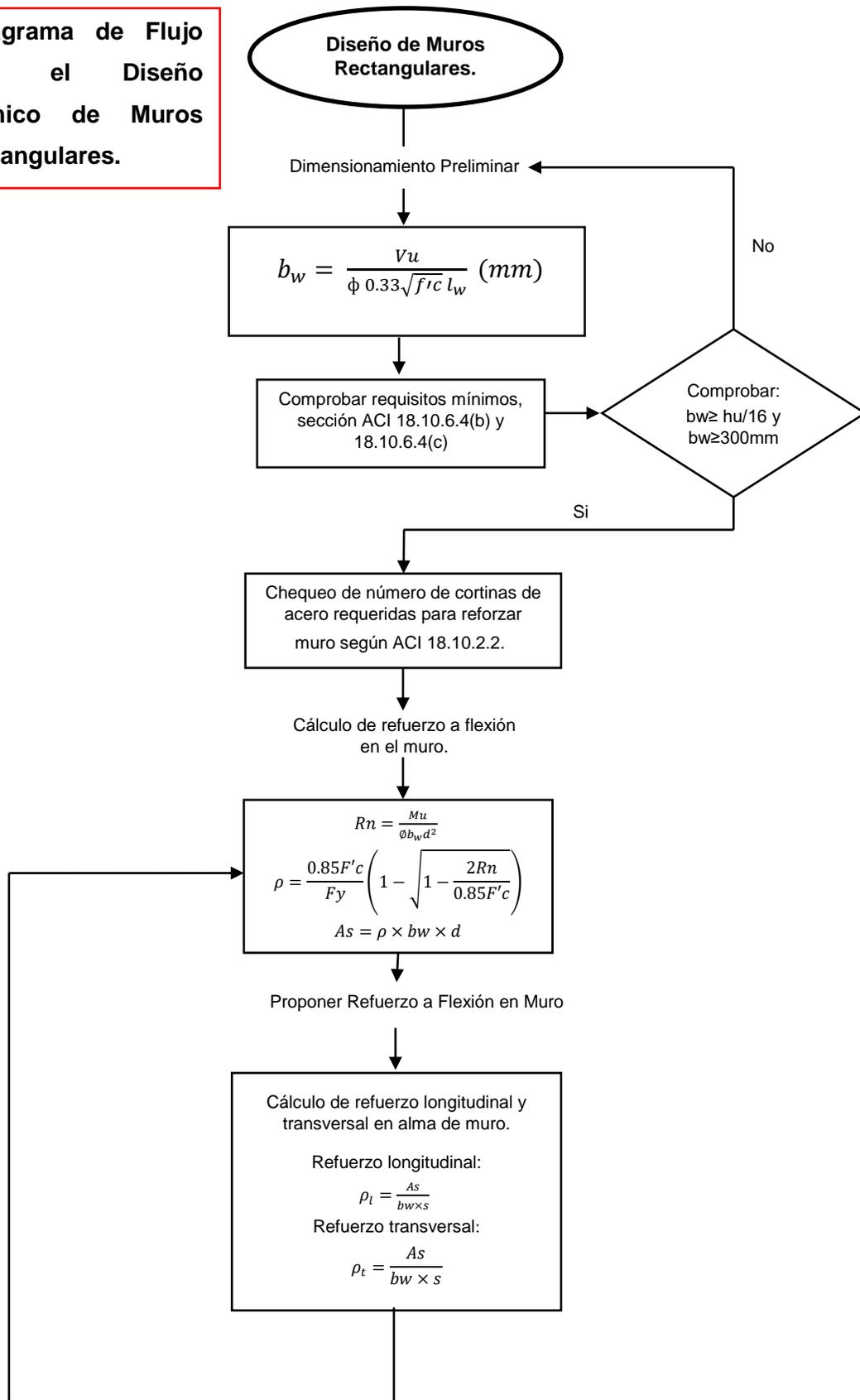
$$\text{Ec. } L_d = \left(\frac{F_y}{1.1\lambda\sqrt{F'c}} \times \frac{\psi_t\psi_e\psi_s}{\left(\frac{Cb+Ktr}{d_b}\right)} \right) d_b \quad \text{Ec. A4.28}$$

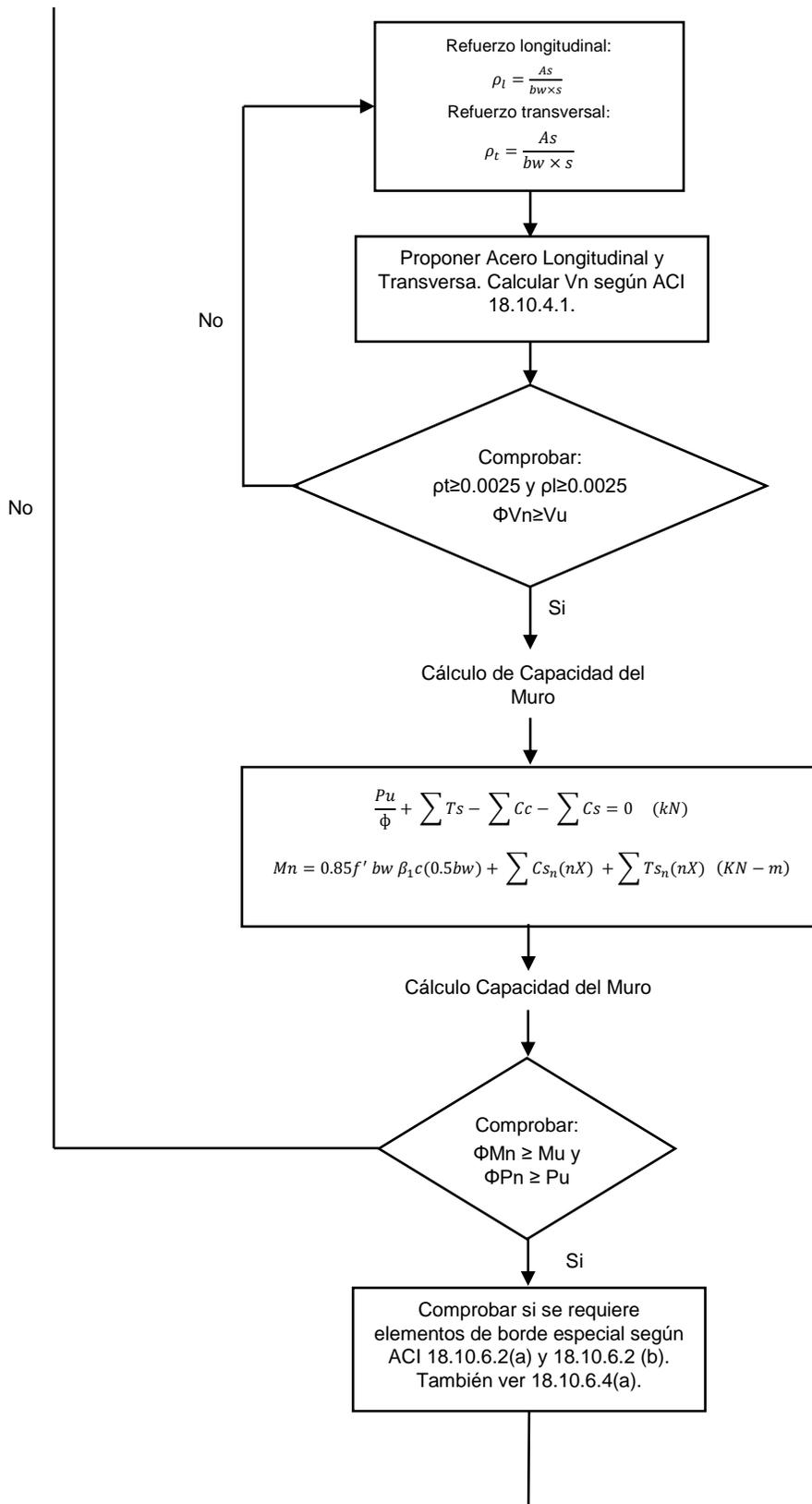
El valor de Cb será el menor valor entre un medio de la distancia de varillas por flexión, y el recubrimiento de la sección. Los valores de ψ_t, ψ_e, ψ_s y λ , tomaran valores según la tabla **25.4.2.4** ACI, El factor Ktr puede tomarse igual a cero.

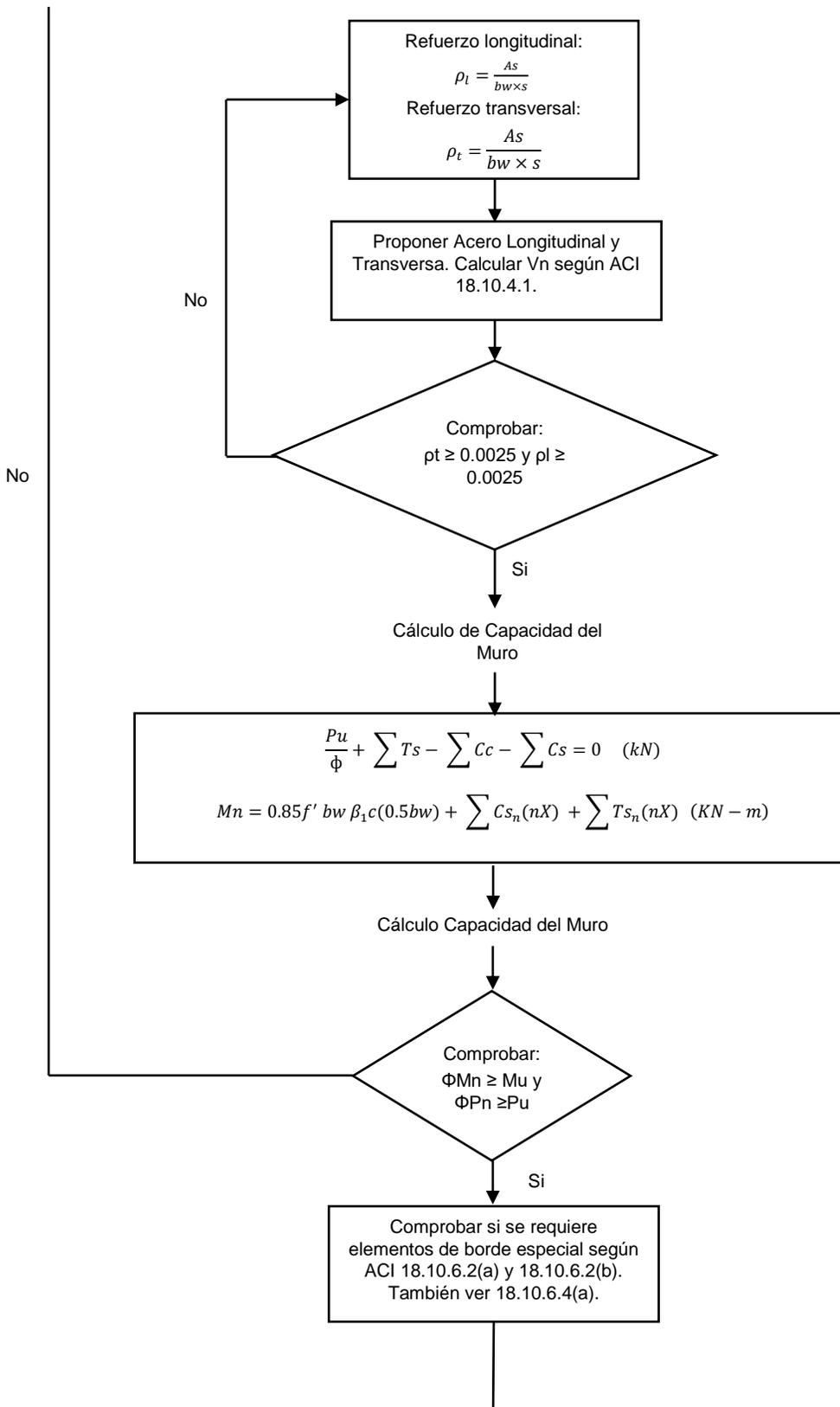
$\left(\frac{Cb+Ktr}{d_b}\right)$ Debe ser menor o igual a 2.5, de lo contrario, se tomará 2.5.

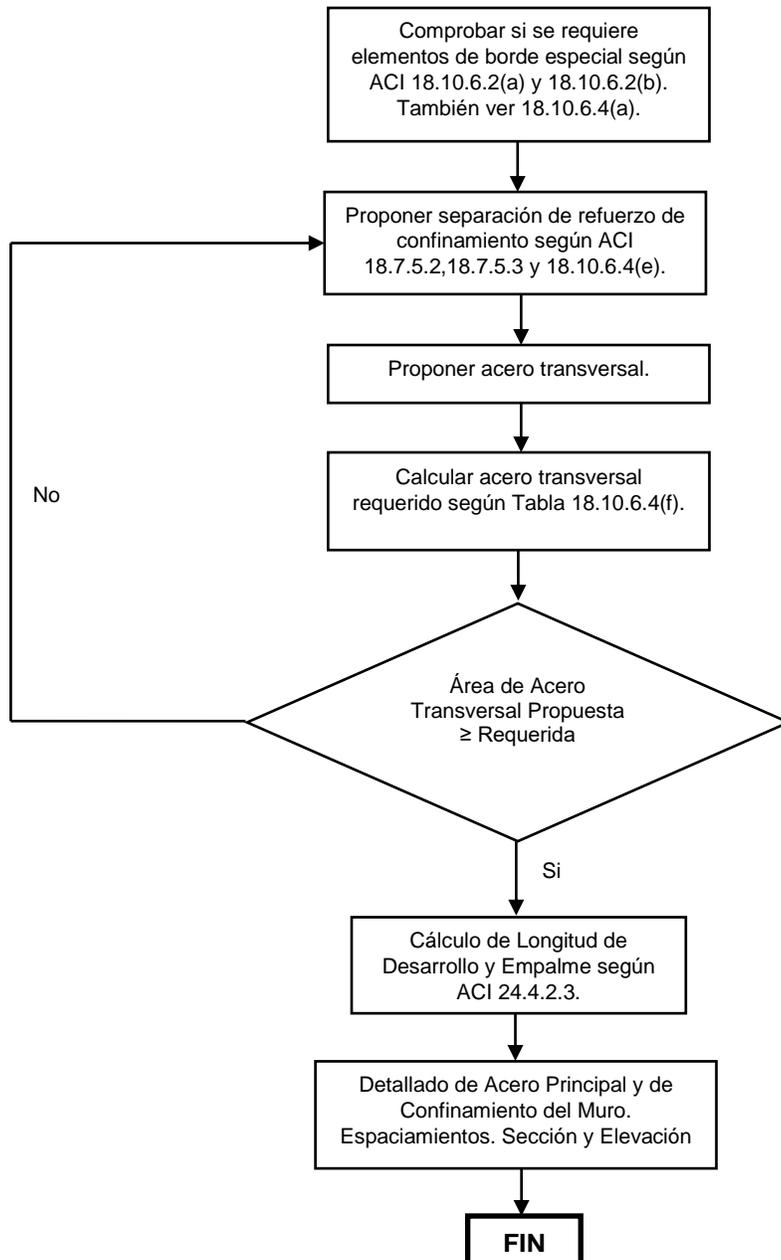
Se debe multiplicar la longitud de empalme por traslapeo por un factor de longitud de empalme por traslapeo según la tabla **25.5.2.1** ACI, que relaciona el acero colocado con el acero requerido para reducir la longitud de empalme necesaria producto del congestionamiento del acero.

10. Diagrama de Flujo para el Diseño Sísmico de Muros Rectangulares.









5- PROCEDIMIENTO PARA EL DISEÑO DE VIGAS DE ACOPLE.

1. Definir valores de entrada.

Se conocen de entrada los valores que se muestran en la tabla sobre geometría de la viga, propiedades de los materiales a utilizar, y los valores de cargas actuantes (esto considerando que el análisis estructural fue realizado previamente, y ya son conocidos los valores de cargas últimas). Todos los valores de tabla necesarios para iniciar el diseño de la viga se detallan en la **Tabla A5.1**.

Geometría de la Viga	Propiedades de los Materiales	Valores de Cargas Actuantes
<ul style="list-style-type: none"> ❖ Longitud de Viga L_n (mm) ❖ Altura de Viga h_w (mm) ❖ Ancho de Viga b_w (mm) ❖ Recubrimiento (mm). <p>20.6.1.3.1 ACI</p>	<ul style="list-style-type: none"> ❖ f'_c (MPa) ❖ f_y (MPa) ❖ Selección de Refuerzo por cortante: <ul style="list-style-type: none"> • #10 • #13 • #16 	<ul style="list-style-type: none"> ❖ Momento Flector M_u (KN-m). <ul style="list-style-type: none"> • A la Izquierda. • A la Derecha. ❖ Fuerza Cortante (KN-m)

Tabla A5.1 (Valores de entrada necesarios para el diseño de vigas de acople).

2. Chequeo de relación de aspecto.

La relación de aspecto L_n/h_w indica si la viga debe diseñarse como normal según los requisitos de diseño de la sección **18.6** ACI, o si es necesario diseñar los elementos diagonales según la sección **18.10.7.1** hasta **18.10.7.3** ACI.

-Si la relación de aspecto $L_n/h_w \geq 4$, la viga deberá diseñarse según la sección 18.6 ACI, no se requiere de emplear refuerzos diagonales. **18.10.7.1**

-Si la relación de aspecto $Ln/hw < 2$, y $Vu \geq 0.33\sqrt{f'c} Acw$. Se deberá reforzar la viga con dos grupos de barras diagonales que se interceptan entre sí. Colocadas simétricamente respecto al claro de la viga. **18.10.7.2**

Donde

Acw : Área de la sección de concreto de la viga de acople que resiste cortante, igual al de producto de hw y Ln en mm^2 .

-Si la relación de aspecto no cumple con las condiciones anteriores, se permite reforzarla según la sección 18.6 ACI, o con dos grupos de barras diagonales según **18.10.7.2 y 18.10.7.3**

3. Dimensionamiento Preliminar de la sección de la viga de acople.

Según la sección **18.6.2** ACI, la dimensión mínima para una viga es de $250mm$, se conservará esta dimensión mínima para los muros donde se pretende diseñar una viga de acople.

El ancho de la viga de acople (Bb) será $0.7bw$, siempre y cuando sea mayor de $200mm$, de lo contrario se utilizará $200mm$.

La altura de la viga de acople (Hb) será $1.25Bb$, siempre y cuando sea mayor de $250mm$, de lo contrario se utilizará $250mm$.

4. Determinación del ángulo de colocación de las varillas de refuerzo diagonal.

El ángulo de colocación de las varillas α , debe ser determinado por prueba y error, haciendo uso de la ecuación **Ec. A5.1**:

$$\text{Ec. } \tan \alpha = \frac{hw - \frac{Hb - 2Rec}{\cos \alpha}}{Ln} \quad \text{Ec. A5.1}$$

El ángulo será el indicado para la colocación de las varillas diagonales, cuando la parte izquierda y derecha de la ecuación **Ec A5.1** sean iguales.

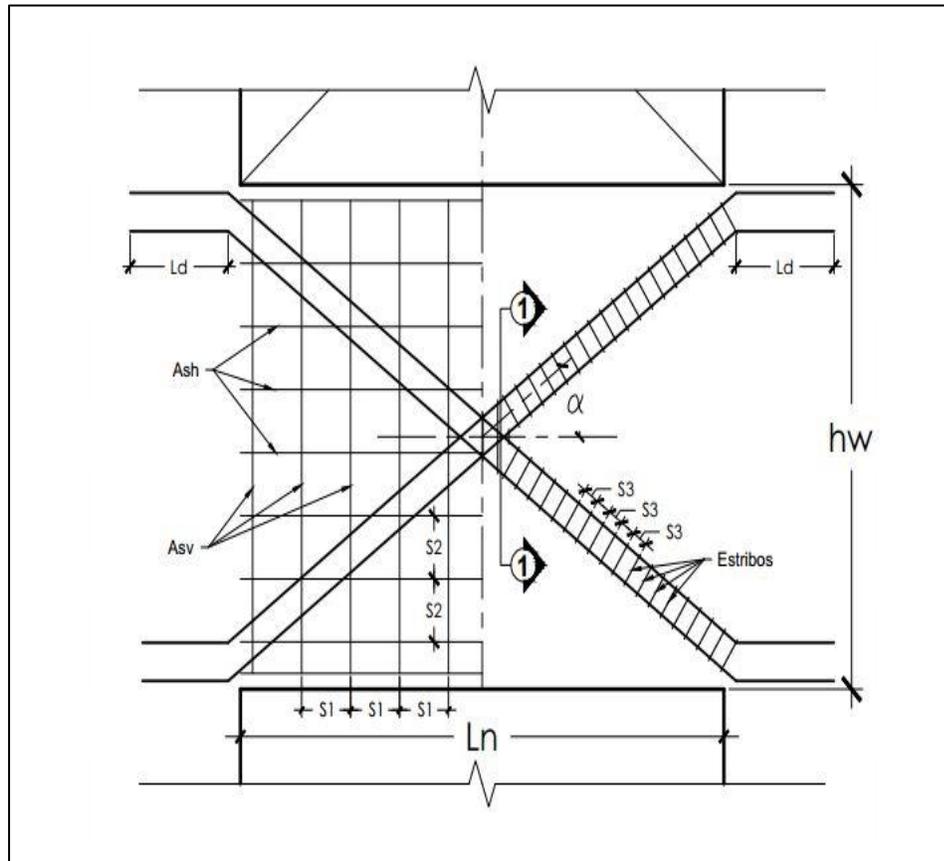


Figura **A5.1** (Vista Frontal de detalles de viga de acople).

5. Determinación de área de acero de refuerzo diagonal.

Cada grupo de varillas de refuerzo diagonal consistirá en un mínimo de cuatro varillas. Se determinará el área de acero para los grupos de refuerzos diagonales según 18.10.7.4, haciendo uso de la ecuación **Ec A5.2**:

$$\text{Ec. } A_{vd} = \frac{v_u}{2 \phi f_y \text{ sen} \alpha} \text{ (mm}^2\text{) Ec A5.2}$$

Dónde:

A_{vd} : Área de cada grupo de refuerzos diagonales. mm^2

ϕ : Factor de reducción de resistencia según sección **21.2.1** ACI.

α : Ángulo de colocación de las varillas de refuerzo diagonal.

6. Chequeo de Refuerzo diagonal.

El cortante resistente deberá cumplir con la sección **18.10.7.4** ACI, **Ec. A5.3**, en el caso de no cumplir con el requisito de la sección mencionada, es necesario aumentar el espesor del muro b_w , esto con el objetivo de proporcionar estabilidad a la sección cuando el refuerzo se encuentre sometido a cargas que excedan la fluencia:

$$\text{Ec. } V_n = 2A_{vd}f_y \text{ sen } \alpha \leq 0.83\sqrt{f'_c} A_{cw} \text{ (KN) Ec. A5.3}$$

Donde

A_{cw} : Área de la sección de concreto de la viga de acople que resiste cortante, igual al de producto de b_w y L_n . En mm^2 .

7. Proponer varillas de refuerzo diagonal.

Se propone el grupo de varilla de refuerzo diagonal dividiendo el área total calculada por el área unitaria de las varillas de refuerzo según el **Apéndice A** ACI.

$$\text{Ec. } \# \text{ de Varillas} = \frac{A_{Total}}{A_{Individual}} \text{ Ec. A5.4}$$

8. Determinar refuerzo por cortante.

Las varillas de refuerzo diagonales, deberán estar confinadas mediante estribos cerrados o ganchos sísmicos según se requiera, cumpliendo que no puede haber más de una varilla continua de refuerzo diagonal sin ser restringida por una rama de estribo o gancho complementario, además, que la separación máxima entre dichas ramas de estribo o gancho complementario no debe exceder 350mm , según sección **18.10.7.4** ACI.

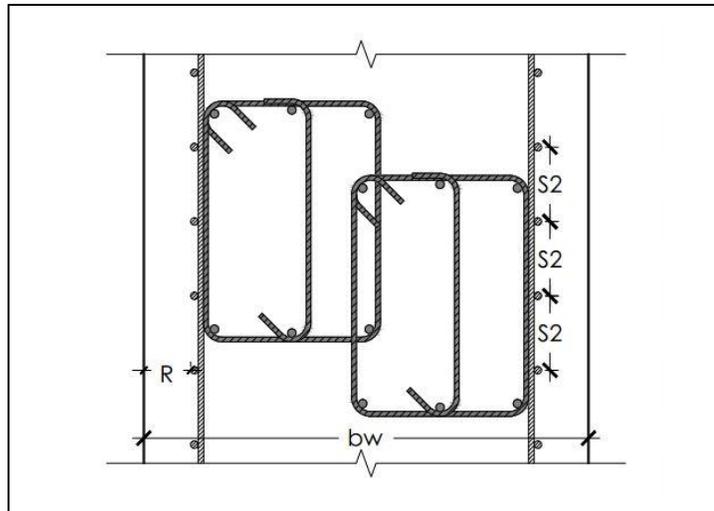


Figura A5.2 (Detalle de sección de la viga de acople).

Según la sección **18.10.7.4** ACI, las dimensiones mínimas del estribo para una viga de acople deberán ser de $bw/2$ en la dirección paralela a bw , y $bw/5$ en la otra dirección, y, además cada grupo de varillas de refuerzo diagonal deberá estar rodeado por refuerzo transversal con un área de acero no menor que el mayor entre las ecuaciones **Ec. A5.5** y **Ec. A5.6**:

$$\text{Ec. } A_{sh \min} = 0.09S bc \frac{f'c}{fy} \text{ (mm}^2\text{) Ec. A5.5}$$

$$\text{Ec. } A_{sh \min} = 0.3 S bc \left(\frac{Ag}{Ach} - 1 \right) \frac{f'c}{fy} \text{ (mm}^2\text{) Ec. A5.6}$$

Dónde:

bc : Dimensión de la sección de la viga de acople que se encuentra confinada por el refuerzo transversal, sin incluir el recubrimiento de la columna, es decir. $Bb - 2Rec$ en mm.

hc : Dimensión de la sección de la viga de acople que se encuentra confinada por el refuerzo transversal, sin incluir el recubrimiento de la columna. $Hb - 2Rec$ en mm.

Ach : Área de concreto que se encuentra confinada por el acero transversal. $bc * hc$ en mm^2

Ag : Para efectos de calcular Ag , se suma en los cuatro lados de las barras diagonales, en las dimensiones bc y hc se les suma

dos veces el recubrimiento que se empleará para la viga de acople.

Una vez conocida el área de acero mínima obtenida de las ecuaciones, se propone una varilla para estribo, ya sea #10, # 13 o #16, y una separación medida paralela al refuerzo diagonal, uniforme en toda la longitud de los refuerzos diagonales de la viga de acople de tal manera que cumpla con la sección **18.7.5.3** ACI, es decir, la separación menor entre:

6db: El diámetro de la menor varilla utilizada como refuerzo diagonal.

$$S_o: 100 + (350 - hc)/3$$

No deberá exceder 150mm

$$\text{Ec. } A_{S_{var. estribo}} = 0.09 S bc \frac{f'c}{f_y} \text{ (mm}^2\text{) Ec. A5.7}$$

$$\text{Ec. } A_{var.estribo} = 0.3 S bc \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'c}{f_y} \text{ (mm}^2\text{) Ec. A5.8}$$

Se deben colocar estribos en las intersecciones de la viga de acople, desarrollándolos en el sitio de armado de la misma.

9. Determinación de refuerzo adicional.

Se deben colocar refuerzos adicionales en todo el largo L_n de la viga de acople, y en toda la altura de la viga de acople h_w , de tal manera que en cada dirección se tenga al menos un área de acero de $0.002bw * X$, donde X es la dimensión de la viga de acople en donde se distribuirán los refuerzos adicionales; y un espaciamiento no mayor a $300mm$ entre refuerzos.

Únicamente se propone una separación menor o igual a 300mm , y se selecciona una varilla para refuerzo adicional que cumpla con poseer esa área de acero para cada dirección, vertical A_{sv} y horizontal A_{sh} , al final se colocaran ambos refuerzos en forma de parrilla en toda el área involucrada con la viga de acople, como se muestra en la **Figura A5.2**

10. Determinación de la longitud de desarrollo.

La longitud de desarrollo se calculará según la ecuación **Ec. A5.9**, correspondiente a la sección **25.4.2.3**.

$$\text{Ec. } L_d = \left(\frac{F_y}{1.1\lambda\sqrt{F'_c}} \times \frac{\Psi_t\Psi_e\Psi_s}{\left(\frac{Cb+Ktr}{d_b}\right)} \right) d_b \quad \text{Ec. A5.9}$$

El valor de Cb será el menor valor entre un medio de la distancia de varillas por flexión, y el recubrimiento de la sección. Los valores de Ψ_t, Ψ_e, Ψ_s y λ , tomaran valores según la tabla **25.4.2.4** ACI, El factor Ktr puede tomarse igual a cero.

$\left(\frac{Cb+Ktr}{d_b}\right)$ debe ser menor o igual a 2.5, de lo contrario, se tomará 2.5.

Se debe multiplicar la longitud de empalme por traslapeo por un factor de longitud de empalme por traslapeo según la tabla **25.5.2.1** ACI, que relaciona el acero colocado con el acero requerido para reducir la longitud de empalme necesaria producto del congestionamiento del acero.

11. Determinación de capacidad de la viga de acople.

La manera en la que se disponen los refuerzos diagonales, es para distribuir los esfuerzos resistentes en dos componentes, la componente horizontal resiste el momento actuante, mientras que la componente vertical resiste el cortante actuante en la viga.

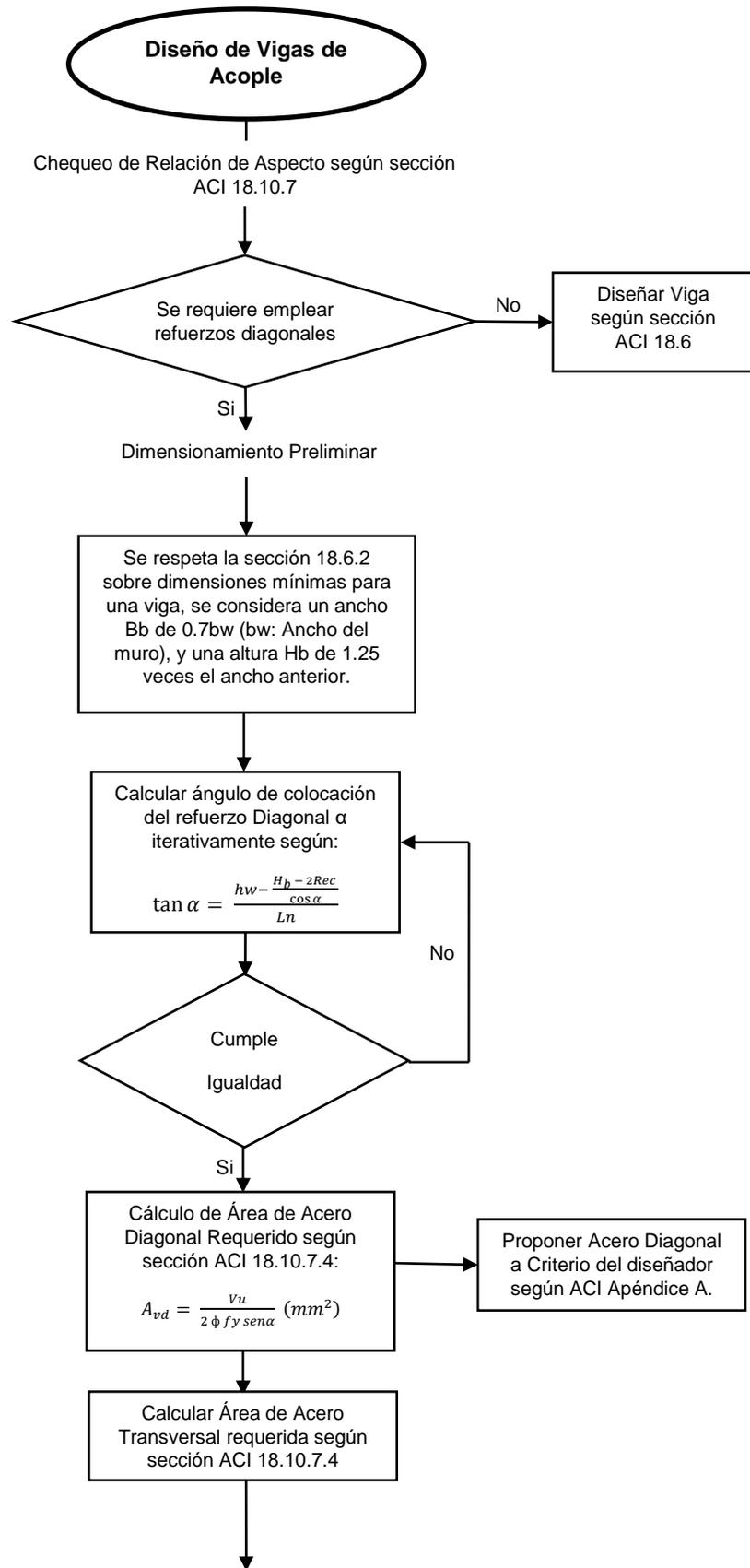
La viga de acople tendrá una capacidad por cortante según la sección **18.10.7.4** ACI de:

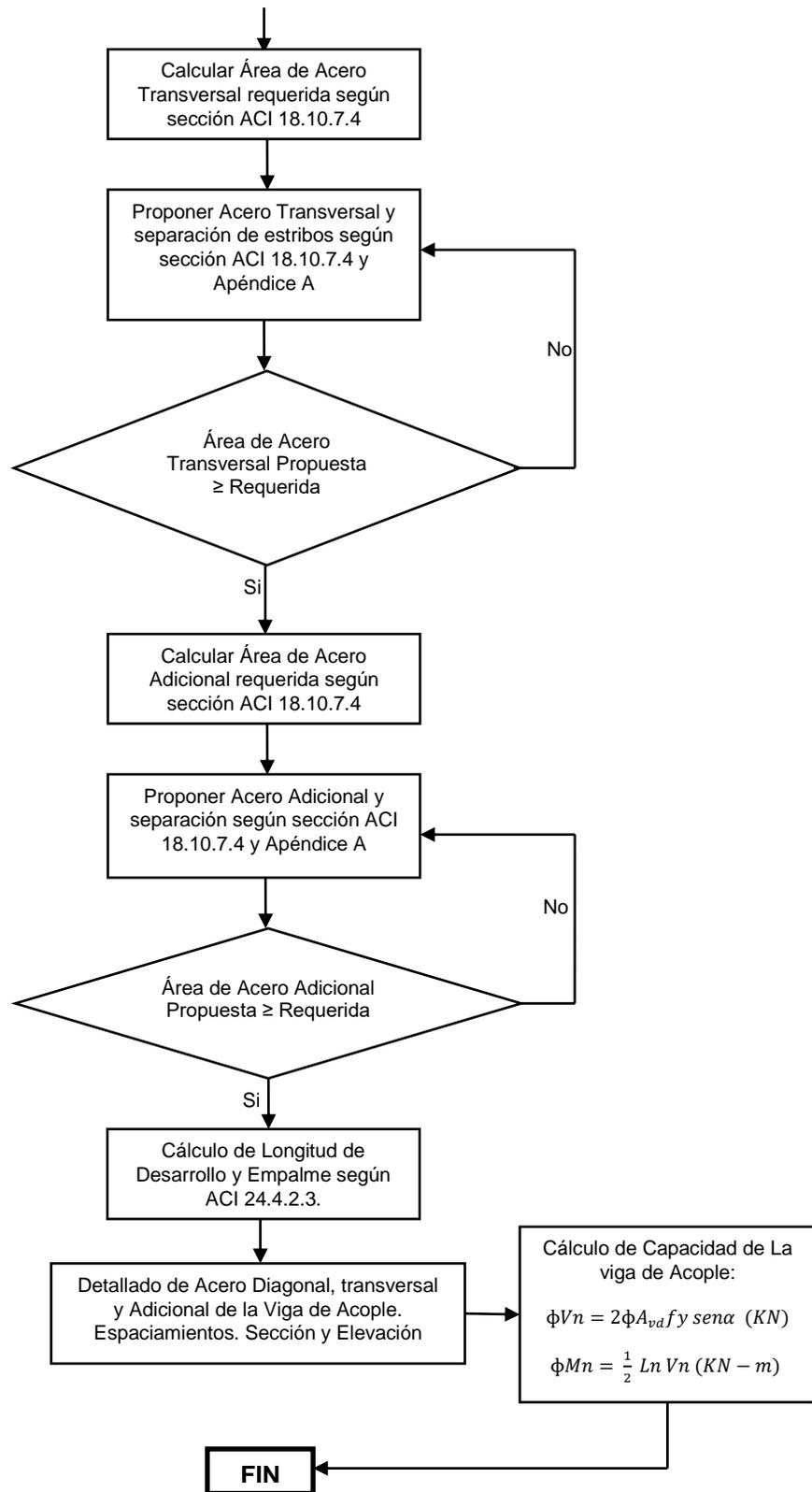
$$\mathbf{Ec.} \quad \phi V_n = 2\phi A_{vd} f_y \text{ sen } \alpha \quad (\text{KN}) \quad \mathbf{Ec. A5.10}$$

Según sección 4.2 de IBC2012, se considera que la viga tendrá una capacidad resistente a momento en cada extremo de la viga de acople de:

$$\mathbf{Ec.} \quad \phi M_n = \frac{1}{2} L_n V_n \quad (\text{KN} - \text{m}) \quad \mathbf{Ec. A5.11}$$

7. Diagrama de Flujo para el Diseño Sísmico de Vigas De Acople.





ANEXO II
EJERCICIOS RESUELTOS DE DISEÑO SÍSMICO DE MARCOS ESPECIALES
DE MOMENTO, MUROS DE CORTE ESPECIALES Y VIGAS DE ACOUPLE.

1- EJEMPLO DE DISEÑO MARCO ESPECIAL DE MOMENTO DE CONCRETO REFORZADO SÍSMICAMENTE. Tomado de PCA - 08 Ejemplo 29.1

La planta y elevación típica de las estructuras se muestran respectivamente en la Figura E1.1 y E1.2; las columnas y muros estructurales tienen secciones transversales constantes a lo largo de la altura del edificio y las bases más bajas de los segmentos del piso se suponen fijos. Las vigas y las losas tienen las mismas dimensiones en todos los niveles de los pisos. Aunque las dimensiones de los miembros para los ejemplos están dentro del rango práctico, la estructura en sí es hipotética y se ha elegido para fines ilustrativos. Otros datos pertinentes para el diseño son los siguientes:

- **Propiedades de los materiales:**

Concreto: $f'c = 28 \text{ MPa}$; $Wc = 22.78 \text{ kN/m}^3$.

Refuerzo: $Fy = 420 \text{ Mpa}$

- **Cargas de Servicios:**

Carga Viva: $Piso = 2.40 \text{ kN/m}^2$.

Valor promedio adicional para permitir una carga más pesada en los pasillos = 1.20 kN/m^2 .

Carga viva promedio total = 3.59 kN/m^2 .

Techo = 0.48 kN/m^2 .

Carga Muerta Promedio de las Particiones = 1.04 kN/m^2 .

Superpuesta: Cielo raso = 0.52 kN/m^2 .

Carga muerta superpuesta promedio total = 1.56 kN/m^2 .

Techo = 0.52 kN/m^2 .

▪ **Datos Sísmico de Diseño:**

- El edificio es asignado como SDC D.
- Sistema Dual (Muros especiales de concreto armado con marcos especiales) en la dirección N-S.

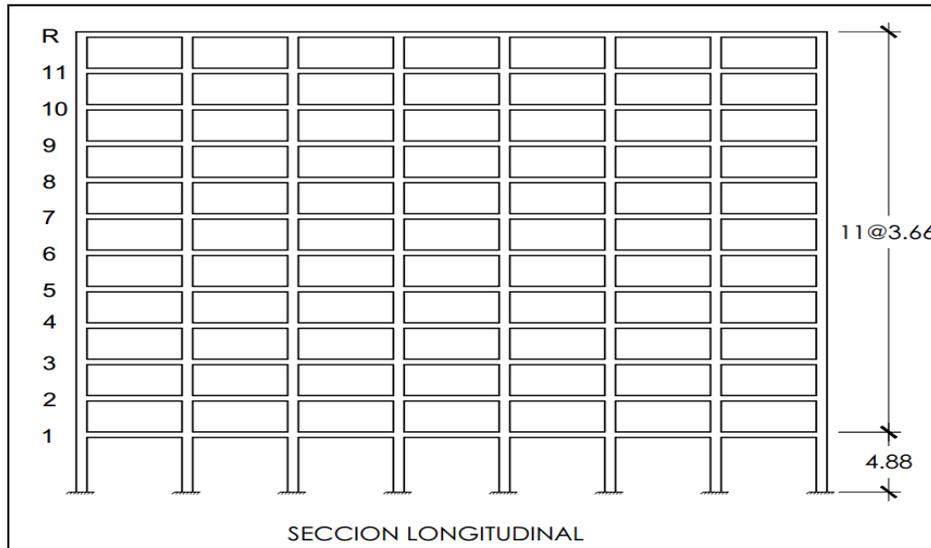


Figura E1.1 – Elevación de Edificio de ocho niveles expresado en el enunciado de PCA-08 Ejemplo 29.1

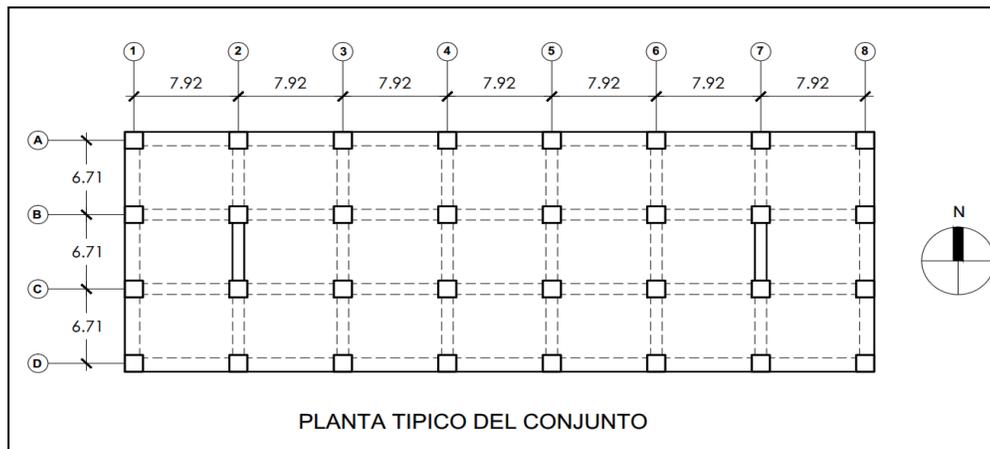


Figura E1.2 - Elevación de Edificio de ocho niveles expresado en el enunciado de PCA-08 Ejemplo 29.1

- Columnas Exteriores= 610mm x 610mm
- Columnas Interiores= 762mm x 762mm

- Vigas= 610 mm x 508 mm
- Espesor de Losa= 200 mm

I. Diseño de Viga.

1. Definir valores de entrada.

Los valores a utilizar en este ejemplo se muestran en la **Tabla E1.1**:

Geometría de la Viga	Propiedades de los Materiales
<ul style="list-style-type: none"> ❖ Tipo de Marco: <ul style="list-style-type: none"> • Marco Interior. ❖ Sección de Viga: <ul style="list-style-type: none"> • $hb = 610\text{ mm}$ • $bw = 508\text{ mm}$ • $d = 546\text{ mm}$ ❖ Recubrimiento: <ul style="list-style-type: none"> • $R = 50\text{ mm}$ ❖ Longitud de Vano: <ul style="list-style-type: none"> • $Ln = 7,925\text{ mm}$ 	<ul style="list-style-type: none"> ❖ $f'c = 28\text{ Mpa}$ ❖ $fy = 420\text{ MPa}$ ❖ Selección de Refuerzo por cortante: <ul style="list-style-type: none"> • #13

Tabla E1.1 - Valores de entrada para el diseño de la viga.

Las cargas obtenidas debido al análisis del marco típico E-W para la viga en el 1 Piso, considerando los diagramas de envolventes, se muestran las cargas en la **Tabla E1.2**.

Localización		Mu
Vano Interior	Negativo Izquierdo	-496.68
	Negativo Derecho	-395.9
	Positivo	197.07
Vano Exterior	Negativo	-480.54
	Positivo	169.67

Tabla E1.2 (Valores de cargas actuantes en el vano de la viga en dirección E-W)

2. Dimensionamiento preliminar.

Se deberían definir las dimensiones según la ecuación **Ec. A1.1**, pero las dimensiones ya son brindadas por el inciso del ejercicio.

- $hb = 610mm$
- $bw = 508mm$
- $d = 546mm$

Con las dimensiones propuestas se procede directamente a calcular el acero para resistir flexión en la viga.

$$\mathbf{Ec. dt = } \sqrt[3]{\frac{1.43Mu}{\phi fy \rho \left[\frac{f'c - 0.59 fy \rho}{f'c} \right]}} \text{ (mm) } \mathbf{Ec. A1.1}$$

Dónde:

- dt : Peralte Efectivo, distancia desde la fibra extrema a compresión, hasta el centroide del refuerzo longitudinal a tracción. (mm)
- $R \frac{b}{dt}$: Relación ancho/peralte efectivo, puede tomar valores entre 0.5-0.7.
- ϕ : Factor de Reducción de resistencia según sección **21.2.1** ACI.
- ρ : Cuantía de Acero, tendrá valores entre 0.01 - 0.025, cumpliendo con **18.6.3.1** ACI.
- hb : Altura total de la viga en mm, se calculará como:
 $h = dt + Rec + \frac{1}{2} \emptyset_{Ref-Flexion}$.
- Rec : Recubrimiento, medido desde la cara del estribo, hasta la cara de concreto del elemento se orientará en base a la sección **20.6.1.3.1** ACI.

3. Chequeo de Altura mínima (hb)

La altura brindada deberá cumplir con lo establecido en la sección **9.3.1** del ACI. Se considera una viga doblemente empotrada, con ambos extremos continuos, por lo que se debe cumplir con una altura mínima de $Ln/21$ mm para cumplir con requisitos de deflexión mínima.

$$\frac{Ln}{21} = \frac{7225mm}{21} = 344.04mm < hb = 610mm \therefore \text{OK.}$$

4. Chequeo de la profundidad del eje neutro c .

Se debe comprobar la profundidad del eje neutro para clasificar la viga y proceder a realizar el diseño del acero por flexión. La viga se clasifica según la profundidad del eje neutro de la siguiente manera:

- a. $c <$ Espesor de losa: Viga rectangular Simplemente Reforzada.
- b. $c \geq$ Espesor de losa:
 - i. $a <$ Espesor de losa: Viga rectangular doblemente reforzada.
 - ii. $a \geq$ Espesor de losa: Viga T ó L doblemente reforzada.

Si la sección clasifica como una viga T ó L real, se debe considerar el ancho sobresaliente del ala para vigas T y L según sección **6.3.2.1** ACI.

El marco a diseñar es un marco interior, por lo que se conoce que la viga actúa como viga T, no es necesario comprobar la profundidad del eje neutro para determinar el tipo de viga.

5. Cálculo del área de acero por flexión (A_s).

Para determinar el área de acero requerido para resistir el momento flexionante se usará la ecuación iterativa **Ec. A1.2** detallada en los anexos:

$$\text{Ec. } \frac{Mu}{\phi b d^2 f'c} = W - \frac{w^2}{1.7} \quad \text{Ec. A1.2}$$

a) **Calculo de área de acero mínimo y máximo de la viga.**

El acero mínimo y máximo por flexión deberá cumplir con la sección **9.6.1.2** y **18.6.3.1** ACI, y será calculado con las ecuaciones **A1.2**, **A1.3** y **A1.4** de los anexos.

$$\left. \begin{array}{l} A_{smin} \text{ Será el mayor de:} \\ \frac{0.25\sqrt{f'c} b_w d}{f_y} = \frac{0.25\sqrt{28Mpa} * 508mm * 546mm}{420Mpa} = \mathbf{924.56mm^2 (gob.)} \\ \frac{1.4 b_w d}{f_y} = \frac{1.4 * 508mm * 546mm}{420Mpa} = \mathbf{873.62mm^2} \end{array} \right\}$$

$$A_{smax} = 0.0025 b_w d = (0.025 * 508mm * 546mm) = \mathbf{6934.2mm^2}$$

Conocidos los valores de acero mínimo y máximo para la viga, entonces se determinará el acero requerido para que la viga resista las fuerzas flexionantes actuantes.

b) **Cálculo del área de acero para Momento al Centro del Vano.**

Para determinar el para resistir la flexión al centro del vano se utilizará $M_u = 197.07 \text{ kN.m}$. Ya que el marco es un marco Interior se determinará las dimensiones del ancho sobresaliente efectivo de ala, acorde al **6.3.2.1 ACI**.

$$\left\{ \begin{array}{l} bf \text{ será el menor de:} \\ -8hf = (8 * 200mm) = \mathbf{1600mm} \\ -(ln/8) = ((7925mm - 686mm)/8) = \mathbf{905mm (gob)} \\ -Sw/2 = ((6075mm - 610mm)/2) = \mathbf{2732mm} \end{array} \right.$$

Entonces el sobrecancho de la viga será:

$$bf = 508mm + (2 * 905mm) = \mathbf{2318mm^2}$$

Sustituyendo en la ecuación **Ec. A1.3** de los Anexos:

$$\frac{197.07kN - m * 1000^2mm^2}{0.9 * 2318mm * (546mm)^2 * 28Mpa} = w - \frac{w^2}{1.7}$$

Resumiendo, la expresión se obtiene la ecuación cuadrática siguiente, para encontrar los valores de w se resuelven las raíces:

$$W^2 - 1.7W + 0.01924 = 0$$

Obteniendo las siguientes raíces:

$$W_1 = 0.01139$$

$$W_2 = 1.6886$$

Tomando la raíz menor de la ecuación se obtiene el área de acero requerido con ayuda de la ecuación **Ec A1.6** detallada en los anexos:

$$\mathbf{Ec.} \quad A_s = \frac{w * f'c}{f_y} b d \quad \mathbf{Ec. A1.6}$$

$$A_s = \frac{0.01139 * 28Mpa}{420Mpa} * 2318mm * 546mm = \mathbf{961.03mm^2}$$

Al determinar el acero requerido, se ocuparán 4 varilla #22 con un área propuesta de **1548mm²**. Una vez obtenido el acero propuesto se determinará la capacidad de la viga.

$$\mathbf{Ec.} \quad a = \frac{A_s * f_y}{0.85 f'c b} \quad \mathbf{Ec. A1.5}$$

$$a = \frac{1548mm^2 * 420 Mpa}{0.85 * 28Mpa * 2318mm}$$

$$a = \mathbf{11.785mm}$$

$$c = \frac{11.785mm}{0.85} = \mathbf{13.865mm} < hf$$

$$e_t = 0.003 \left(\frac{546mm - 13.86mm}{13.86mm} \right)$$

$$e_t = \mathbf{0.115}$$

Como e_t es mayor que 0.005 el valor de Φ es 0.9, por lo que el momento nominal será calculado según **Ec. A1.7** de los anexos:

$$\mathbf{Ec.} \quad \Phi M_n = \Phi f_y A_s \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad \mathbf{Ec. A1.7}$$

$$\Phi M_n = 0.9 * 420Mpa * 1548mm^2 \left(546mm - \frac{11.79mm}{2} \right)$$

$$\Phi M_n = \mathbf{316.04 kN.m}$$

c) Cálculo del área de acero para el momento en los Extremos de la viga

Para determinar el acero requerido en los extremos se tomará el mayor de los dos momentos negativo. Se utilizará el valor de **Mu=-496.68kN-m**, ya que es el mayor de los momentos negativos. En este tramo la viga se comporta como una viga rectangular por lo que tenemos:

$$\frac{496.68kN - m * 1000^2mm^2}{0.9 * 508mm * (546mm)^2 * 28Mpa} = w - \frac{w^2}{1.7}$$
$$W^2 - 1.7W + 0.2211 = 0$$

Reduciendo la ecuación y resolviendo las siguientes raíces:

$$W_1 = 0.1419$$

$$W_2 = 1.5581$$

Tomando la raíz menor de la ecuación y se obtiene el área de acero requerido con la ecuación **Ec. A1.6** de los Anexos:

$$\text{Ec. } A_s = \frac{w * f'c}{f_y} b d \quad \text{Ec. A1.6}$$

$$A_s = \frac{0.1419 * 28Mpa}{420Mpa} * 508mm * 546mm = \mathbf{2623.90mm^2}$$

Entonces se usarán 8 varillas # 22 para un área de acero propuesto de **3096mm²**. Ya teniendo el acero propuesto se determina la capacidad de la viga.

$$\text{Ec. } a = \frac{A_s * f_y}{0.85 f'c b} \quad \text{Ec. A1.8}$$

$$a = \frac{3096mm^2 * 420 Mpa}{0.85 * 28Mpa * 508mm}$$

$$a = \mathbf{107.55mm}$$

$$c = \frac{107.55mm}{0.85} = \mathbf{126.53mm}$$

$$e_t = 0.003 \left(\frac{546mm - 126.53mm}{126.53mm} \right)$$

$$e_t = \mathbf{0.01}$$

Como e_t es mayor que 0.005 el valor de ϕ es 0.9, por lo que el momento nominal es:

$$\begin{aligned}\phi M_n &= \phi f_y A_s \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ \phi M_n &= 0.9 * 420 \text{Mpa} * 3096 \text{mm}^2 \left(546 \text{mm} - \frac{107.55 \text{mm}}{2} \right) \\ \phi M_n &= \mathbf{576.28 \text{ kN} \cdot \text{m}}\end{aligned}$$

6. Cálculo de Momentos Probable de la Viga.

Para determinar el momento probable (M_{pr}), según sección **18.7.3** ACI, asumiendo que el esfuerzo de tensión es de al menos $1.25f_y$ y serán calculados según ecuación **Ec. A1.10** de los anexos:

$$\text{Ec. } M_{pr} = 1.25 A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad \text{Ec. A1.10}$$

a) Momento probable para el extremo izquierdo.

Con un área de acero propuesto de 1548 mm^2 , el momento probable será de:

$$\begin{aligned}a &= \frac{1.25 * 1548 \text{mm}^2 * 420 \text{Mpa}}{0.85 * 28 \text{Mpa} * 2318 \text{mm}} = \mathbf{14.73 \text{mm}} \\ M_{pr}^- &= 1.25 * 1548 \text{mm}^2 * 420 \text{Mpa} \left(546 \text{mm} - \frac{14.73 \text{mm}}{2} \right) \\ M_{pr}^+ &= \mathbf{437.75 \text{kN} \cdot \text{m}}\end{aligned}$$

b) Momento probable para el extremo derecho.

Con un área de acero propuesto de 3096 mm^2 , el momento probable será de:

$$\begin{aligned}a &= \frac{1.25 * 3096 \text{mm}^2 * 420 \text{Mpa}}{0.85 * 28 \text{Mpa} * 508 \text{mm}} = \mathbf{134.44 \text{mm}} \\ M_{pr}^- &= 1.25 * 3096 \text{mm}^2 * 420 \text{Mpa} \left(546 \text{mm} - \frac{134.44 \text{mm}}{2} \right) \\ M_{pr}^- &= \mathbf{779.02 \text{kN} \cdot \text{m}}\end{aligned}$$

7. Cálculo de Cortante en la Viga.

Para determinar el cortante en la viga se determinarán primero las cargas gravitacionales factoradas:

$$W_D = \left(\left[\left(\frac{200\text{mm} * 22.78\text{kN/m}^3}{1000\text{mm/m}} \right) + 1.56\text{kN/m}^2 \right] * 6.705\text{m} \right) + \left[\left(\frac{410\text{mm} * 508\text{mm}}{1000^2\text{kN/mm}^2} \right) * 22.78\text{kN/m}^3 \right]$$

$$W_D = 45.74\text{kN/m}$$

$$W_L = 3.59\text{kN/m}^2 * 6.705\text{m} = 24.07\text{kN/m}$$

$$W_u = 1.2W_D + 0.5W_L$$

$$W_u = (1.2 * 45.74\text{kN/m}) + (0.5 * 24.07) = \mathbf{66.92\text{kN/m}}$$

Obtenidos los momentos probables y las cargas gravitacionales de la viga, se determinará el cortante de diseño V_e , de acuerdo a **R18.6.5** del ACI 318-14. En la Figura **E1.3**, se muestra el claro exterior de la viga y las fuerzas cortantes debido a las cargas de gravedad, y la resistencia al momento probable en las caras de la junta en desplazamiento de izquierda hacia derecha, con sus respectivas fuerzas cortante inducido por estos momentos.

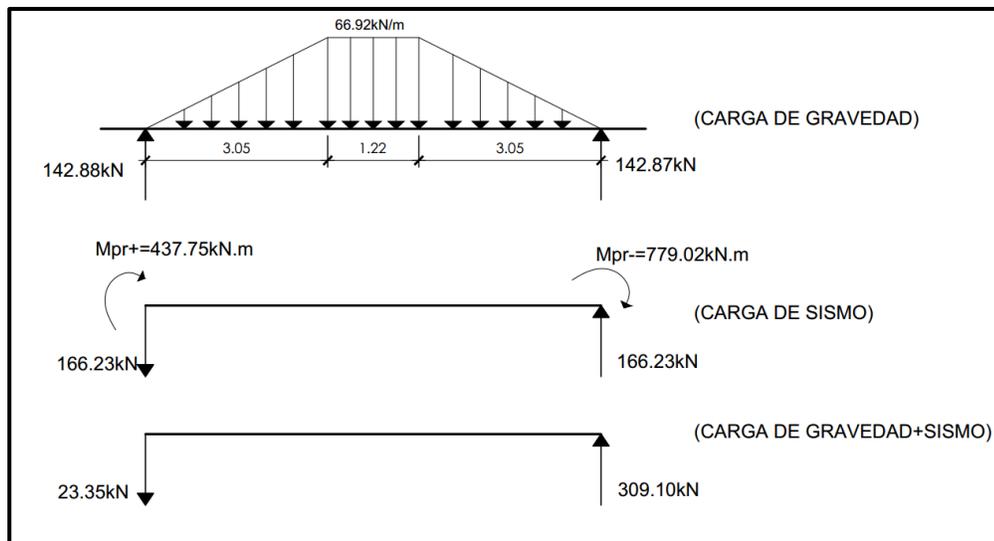


Figura E1.3 (Fuerzas internas actuantes en la viga que producen cortante)

La resistencia a cortante del concreto V_c , puede ser tomada igual a cero cuando la fuerza inducida por el sismo, calculada según la sección 18.6.5.1 ACI, representa la mitad o más de la resistencia máxima a cortante requerida en esas zonas. También la fuerza axial de compresión mayorada P_u incluyendo los efectos sísmicos deberá ser menor que $\frac{A_g f'_c}{20}$ **Ec. A1.11**

En este caso particular V_c es igual a cero, ya que la fuerza cortante inducida por el sismo representa menos de la mitad de la resistencia a cortante máxima requerida en esas longitudes. Tenemos que:

$$\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s \quad \therefore \quad \phi V_c = 0$$

$$\phi V_n = \phi V_s \quad \therefore \quad \phi V_n = V_u$$

$$\phi V_s = \mathbf{309.1kN}$$

La separación del estribo que podrá soportar la fuerza cortante de diseño y utilizando estribo más gancho sísmico #13 con un área de $129mm^2$ será:

$$\mathbf{Ec. S = \frac{\phi A_v * f_y * d}{\phi V_s} = \frac{0.75 * 3 * 129mm^2 * 420Mpa * 546.2mm}{309.1kN * 1000mm^2} \mathbf{Ec. A1.12}$$

$$\mathbf{S = 215.46mm}$$

Se considerará el máximo espaciamiento de estribos, según la sección **18.6.4.4** ACI, el primer estribo cerrado debe de colocarse a no más de $50mm$ de la cara de la columna y el resto a una separación máxima de:

$$S_{max} = \left\{ \begin{array}{l} \text{El menor de:} \\ -6db = (6 * 25.4mm) = \mathbf{152.4mm} \\ - (d/4) = (546.2mm/4) = \mathbf{136.5mm (gobierna.)} \\ -150mm \end{array} \right.$$

Usar el refuerzo por cortante #13 @ 130mm hasta una distancia de $2hf = 1.22m$ ya que en esta zona puede producirse una bisagra plástica. El resto de los estribos podrá colocarse con una separación de $\frac{d}{2} = \frac{546mm}{2} = 273mm$, espaciar los estribos fuera de la zona de bisagra plástica a $150mm$.

a) Chequeo por cortante.

Para el chequeo por cortante se determinará de nuevo ϕV_s , para corroborar que la separación de los estribos es suficiente para resistir el cortante actuante en la viga:

$$\phi V_s = \frac{\phi A_v * f_y * d}{S} = \frac{0.75 * 3 * 129\text{mm}^2 * 420\text{Mpa} * 546.2\text{mm}}{130\text{mm} * 1000\text{mm}^2}$$

$$\phi V_s = 512.19\text{kN}$$

Ya que $\phi V_s > V_u$, se considera que la separación de 130mm resiste el cortante que actúa sobre la viga diseñada

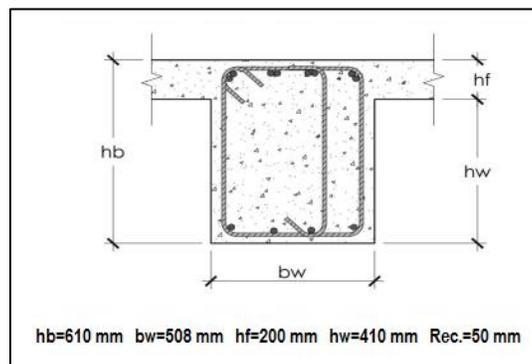


Figura E1.4 (Se muestra el detalle de la sección propuesta para la viga)

8. Cálculo de longitud empalme de acero.

El empalme de los refuerzos no debe ubicarse en una articulación plástica. Las barras que serán empalmadas son #22 y en esa zona el refuerzo transversal estará separado a la menor distancia entre $d/4$ o 100mm , se usará una separación de 100mm . El empalme será calculado con la ecuación de la sección 25.4.2.3 ACI, correspondiente a la ecuación **Ec. A1.15** de los anexos.

$$\text{Ec. } L_d = \left(\frac{F_y}{1.1K\sqrt{F'c}} \times \frac{\Psi_t \Psi_e \Psi_s}{\left(\frac{Cb + Ktr}{d_b} \right)} \right) d_b \quad \text{Ec. A1.15}$$

El valor de Cb es de 70mm , como se muestra en la **Figura E1.4**

Los valores de Ψ_t, Ψ_e y Ψ_s , son:

$\Psi_t = 1.0$, no está colocado más de $300mm$ de concreto.

$\Psi_e = 1.0$, sin recubrimiento epóxido.

$\Psi_s = 1.0$ para barras mayores a la #22.

$\lambda = 1.0$, concreto normal.

$d_b = 22.2mm$, correspondiente a varillas #22

$$\left(\frac{Cb + Ktr}{d_b}\right) = \frac{70mm + 0}{22.2mm} = 3.15 > 2.5 \therefore \text{tomarse como } 2.5$$

$$L_d = \left(\frac{420Mpa}{1.1 \times 1 \times \sqrt{28Mpa}} \times \frac{1.0 \times 1.0 \times 1.0}{(2.5)}\right) \times d_b = 28.86d_b \text{ Ec. A1.15}$$

Debido a que la barra estará empalmada en una longitud necesaria se usara un empalme **Clase B**. entonces la longitud de empalme tiene que ser la mayor entre $300mm$ o $1.3L_d$.

$$L_d = 28.86 \times 22.2mm \times 1.3 = 832.90mm$$

Los empalmes tendrán una longitud de:

$$L_d = 850mm''$$

9. Determinación de la longitud requerido del anclaje del refuerzo a flexión de la columna exterior.

El refuerzo longitudinal en la parte final de la columna se anclará en tensión de acuerdo en la **18.8.5.1** y en compresión en el capítulo 25 del código ACI 318-14.

a) Longitud de anclaje en tensión.

La ecuación **18.8.5.1** del ACI 318-14:

$$\text{Ec. } Ldh = \frac{Fy d_b}{5.4 \lambda \sqrt{F'rc}} \text{ Ec. A1.16}$$

Donde λ debe de ser 1 para concreto normal y 0.75 para concreto liviano.

También L_{dh} debe de ser al menos el mayor valor entre $8db$ y $150mm$

$$-L_{dh} = \frac{420Mpa \times 25.4mm}{5.4 \times 1 \times \sqrt{28Mpa}} = \mathbf{373.34mm} \text{ (gobierna)}$$

$$-8db = (8 \times 25.4mm) = \mathbf{203.2mm.}$$

$$\mathbf{-150mm.}$$

b) Longitud de anclaje en compresión.

Para encontrar la longitud de anclaje de compresión según el ACI 318-14, será el mayor entre las ecuaciones **A1.17** y **A1.18**: detalladas en los anexos:

$$L_{dc} = \frac{0.24 \times 420Mpa \times 1}{1 \times \sqrt{28Mpa}} \times 25.4mm = \mathbf{483.85mm} \text{ (gobierna)}$$

$$L_{dc} = 0.043 \times 420Mpa \times 1 \times 25.4mm = \mathbf{458.72mm}$$

Donde Ψ_r , adquiere el valor de 1, como indica en la tabla **25.4.9.3**. y escogiendo el mayor de:

La longitud de anclaje en la cual predomina será en compresión con un valor de $483.85mm$ la cual tomaremos como $500mm$. Además, en el acápite **18.8.2.3** del código se dice que el refuerzo longitudinal de una viga atraviesa el nudo de una viga-columna, para concreto normal la dimensión de la columna paralelo al refuerzo de la viga no debe de ser menor que $20db$ de la barra longitudinal.

$$20db = 20 \times 25.4mm = 508mm.$$

Esta longitud es menor que la columna del edificio ya que la dimensión de la columna es de $610mm$. Se presenta el detalle del anclaje de la barra longitudinal.

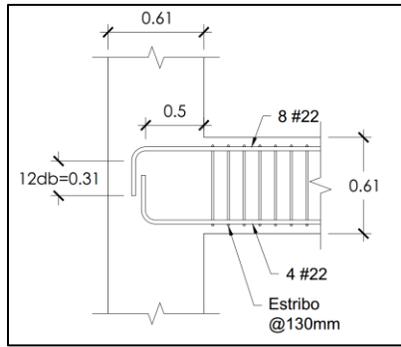


Figura E1.5 (Detalle de longitud de anclaje en extremo externo de la viga)

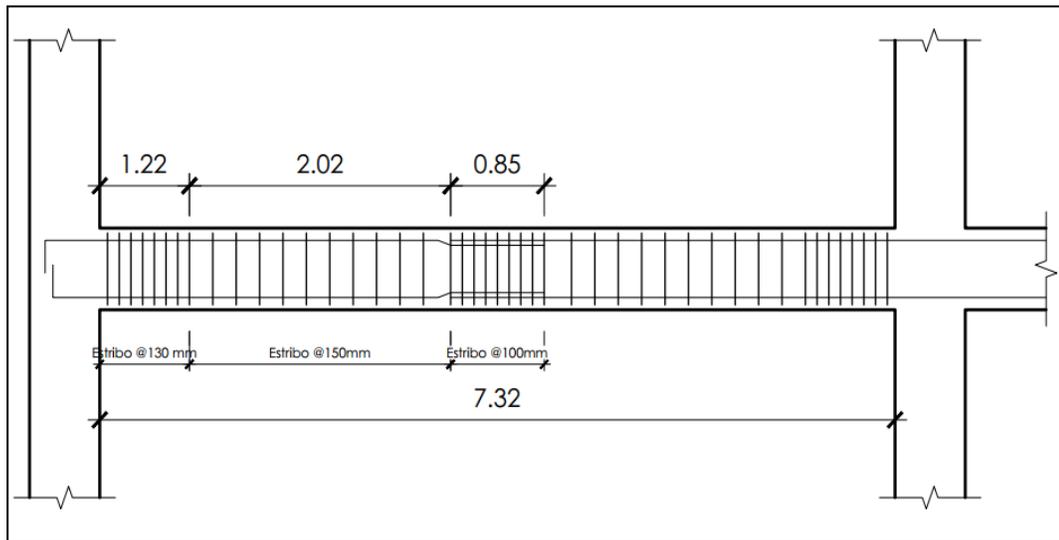


Figura E1.6 (Detalles de separación de estribos en todo el claro de la viga, y detallado de longitudes de anclaje y empalme de varillas)

10. DISEÑO DE COLUMNA DE CONCRETO REFORZADO SÍSMICAMENTE.

Determinar el refuerzo requerido para una columna de borde del primer piso de un marco típico interior E-W. Las dimensiones de la columna se han establecido a 610mm cuadrada. Use $f'c = 28\text{Mpa}$ y $fy = 420\text{Mpa}$.

1. Definir Valores de Entrada.

Los valores iniciales se muestran en la **Tabla E2.1**:

Geometría de la Viga	Propiedades de los Materiales	Valores de Cargas
<ul style="list-style-type: none"> ❖ Sección: <ul style="list-style-type: none"> • $hc = 610\text{mm}$ • $bc = 610\text{mm}$ ❖ Cuantía de Acero= 1.2% ❖ Altura de Columnas. <ul style="list-style-type: none"> • $Principal = 4.88\text{m}$ • $Superior = 3.66\text{m}$ 	<ul style="list-style-type: none"> ❖ $f'c = 28\text{MPa}$ ❖ $fy = 420\text{MPa}$ ❖ Selección de Refuerzo por cortante: <ul style="list-style-type: none"> • #13 	<ul style="list-style-type: none"> ❖ Columna Principal: <ul style="list-style-type: none"> • $Mu = 550\text{KN} - m$ • $Pu = 1255\text{KN}$ ❖ Columna Superior: <ul style="list-style-type: none"> • $Mu = 620\text{KN} - m$ • $Pu = 1125\text{KN}$

Tabla E2.1 (Se muestran los valores de entrada necesarios para iniciar el diseño de la columna)

2. Dimensionamiento preliminar.

El dimensionamiento preliminar para una sección cuadrada puede ser determinada por medio de la **Ec. A2.1** de los anexos, en el caso particular de este ejemplo, la sección de la columna es un dato proporcionado, por lo que se obvia este paso.

$$\text{Ec. } Ag(\text{mm}^2) = \frac{7.5Pu}{f'c} \quad \text{Ec. A2.1}$$

3. Determinación del refuerzo longitudinal requerido.

a. Para determinar el acero requerido de la columna y teniendo en cuenta una cuantía de acero del 1.2%, entonces:

$$\text{Ec. } As = \rho hb \quad \text{Ec. A.2.2}$$

$$A_s = 0.012 * 610\text{mm} * 610\text{mm} = 4465.2 \text{ mm}^2$$

Se usarán **16 Varillas #22** para conformar área de acero de 6192 mm^2 , es adecuado para la que soporta el primer piso y que la cuantía es mayor a 1.2%, que satisface el **18.7.4.1**.

b. El acero por flexión no deberá ser menor al mayor de las ecuaciones **Ec. A.2.2** y **Ec. A.2.3**, de los anexos.

$$\text{Ec. } A_{s_{min}} = \frac{0.25\sqrt{f'} bwd}{f_y} \text{ (mm}^2\text{)} \quad \text{Ec. A.2.3}$$

$$\text{Ec. } A_{s_{min}} = \frac{0.25\sqrt{28} * 610\text{mm} * 570}{420\text{MPa}} = 1095.15(\text{mm}^2) \quad \text{Ec. A.2.3}$$

$$\text{Ec. } A_{s_{min}} = \frac{1.4 bwd}{f_y} \text{ (mm}^2\text{)} \quad \text{Ec. A.2.4}$$

$$\text{Ec. } A_{s_{min}} = \frac{1.4 * 610\text{mm} * 570\text{mm}}{420\text{Mpa}} = 1159 \text{ (mm}^2\text{)} \quad \text{Gobierna Ec. A.2.4}$$

Por lo que el acero propuesto cumple con el requisito de acero mínimo.

4. Chequeo de la resistencia mínima a flexión y capacidad de la columna.

C (mm)= 228.796		a (mm)= 194.477		c/dt= 0.401			
hw (m)= 610		bw (mm)= 610		dt(mm)= 570			
fy (Mpa) 420		f'c (Mpa)= 28		Pu(kN)= 1255			
Capa de Acero	Cantidad de varillas	Area de acero	y(mm)	DeformacionUnitaria	Esfuerzo (Mpa)	fuerza (kN)	Momento(kN.m)
1	5	1935	40	-0.0025	-420.0	-812.70	-32.51
2	2	774	174	-0.0007	-143.7	-111.22	-19.35
3	2	774	306	0.0010	202.5	156.71	47.95
4	2	774	438	0.0027	420.0	325.08	142.39
6	5	1935	570	0.0045	420.0	812.70	463.24
Cc						-2823.411	-274.54
Pn						2452.85	748.12
Mn (kN.m)							1075.29

Tabla E2.2 (Tabla de cálculo en Excel para determinar la capacidad de la columna iterativamente)

Para chequear la resistencia a flexión de la columna se debe determinar la capacidad nominal de la viga y de la columna. Del ejemplo anterior del

diseño de la viga se conoce que $\Phi Mn = 316.04 \text{ kN.m}$ por lo que solo se tendrá que dividir entre el valor de Φ que para flexión es igual 0.90.

Para determinar la capacidad de la columna se tuvo que encontrar cuando la las fuerzas internas que actúan en la columna se encuentren en equilibrio eso quiere decir cuando $e = \frac{Mu}{Pu} = \frac{Mn}{Pn}$ (mm) **Ec. A.2.7**. Para eso se hizo una hoja de cálculo para la determinar la capacidad de la columna principal la cual se presenta:

Haciendo este mismo procedimiento para la columna superior se encontró que el valor de $Mn = 1011.95 \text{ kN.m}$. Para chequear la capacidad de la columna se realizará según la ACI **18.7.3.2**, la cual se debe cumplir que:

$$\text{Ec. } \sum M_{nc} \geq \frac{6}{5} \sum M_{nb} \quad \text{Ec. A.2.5}$$

$$\sum M_{nc} = (1075.29 \text{ kN.m} + 1011.95 \text{ kN.m}) = \mathbf{2087.24 \text{ kN.m}}$$

$$\sum M_{nb} = \frac{316.04 \text{ kN.m}}{0.9} = \mathbf{351.16 \text{ kN.m}}$$

$$2087.24 \text{ kN.m} \geq \frac{6}{5} (351.16 \text{ kN.m})$$

$$\mathbf{2087.24 \text{ kN.m} \geq 421.40 \text{ kN.m}}$$

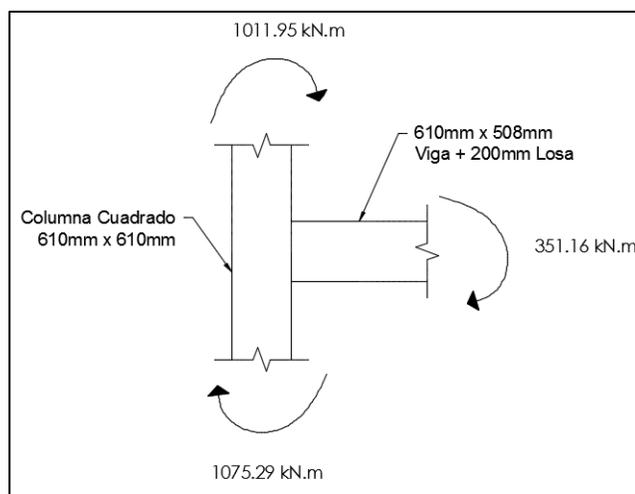


Figura E2.1 (Momentos de viga principal, superior y viga actuantes en el nodo)

Como se muestra en la **Figura E2.1**, satisface los requerimientos del ACI el resultado demuestra que la columna se comporta como una columna fuerte y la viga débilmente, si ocurriera lo contrario, que la columna se comportara débilmente y la viga fuerte habría que rediseñar la columna.

5. Diseño de refuerzo por cortante.

a) Longitud del Refuerzo de Confinamiento (L_o).

Esta longitud se mide desde la cara del nudo a ambos lados de cualquier sección donde pueda ocurrir fluencia por flexión por los desplazamientos laterales. Para determinar la longitud del refuerzo de confinamiento se dispondrá de acuerdo al ACI 18.7.5.1, lo cual dice:

$$L_o = \left\{ \begin{array}{l} \text{El mayor de:} \\ - \text{Altura de la Columna} = \mathbf{610 \text{ mm}} \\ - (L_n/6) = (4880\text{mm}/6) = \mathbf{813.33 \text{ mm (gobierna.)}} \\ - 450\text{mm} \end{array} \right.$$

La longitud donde se requerirá utilizar refuerzo de confinamiento será de 850mm ."

b) Separación de los Estribos.

Para determinar la separación de estribos, según ACI **18.7.5.3**, la separación tendrá que ser el menor de:

$$S = \left\{ \begin{array}{l} \text{El menor de:} \\ - bc/4 = (610 \text{ mm}/4) = 152.5\text{mm} \\ - 6db = (6 * 25.4\text{mm}) = 152.4 \text{ mm} \\ - S_o = 100 + \left(\frac{350-hx}{3}\right) \quad \therefore hx = 276.1\text{mm y es la distancia de centro a centro de rama de estribo.} \\ S_o = 100 + \left(\frac{350-276.1}{3}\right) = \mathbf{124.63\text{mm (gobierna.)}} \end{array} \right.$$

Los estribos serán colocados @ 110mm en la longitud de refuerzo de confinamiento (L_o). Para el resto de la columna la separación de los estribos será el menor de 150mm o $6db$ de acuerdo a ACI **18.7.5.5**. En este caso se utilizará una separación de 130mm.

c) Refuerzo transversal de confinamiento requerido.

Para determinar el refuerzo transversal requerido se usará la tabla ACI **18.7.5.4**, la cual el acero transversal deberá al menor ser el mayor de:

$$A_{sh} \geq \left\{ \begin{array}{l} \text{El mayor de:} \\ -0.3Sbc \left[\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right] * \frac{f'_c}{f_y} \quad (mm^2) \\ -0.09Sbc * \frac{f'_c}{f_y} \quad (mm^2) \end{array} \right.$$

Donde bc , A_g , A_{ch} se determina según ACI **R18.7.5.2**, la cual se tiene:

$$bc = 610mm - (2 * 38mm) = \mathbf{534 \text{ mm}}$$

$$A_g = 610mm * 610mm = \mathbf{372100 \text{ mm}^2}$$

$$A_{bc} = [610mm - (2 * 38mm)]^2 = \mathbf{285156 \text{ mm}^2}$$

El área de refuerzo requerido es:

$$A_{sh} \geq \left\{ \begin{array}{l} \text{El mayor de:} \\ -0.3 * 110mm * 534mm \left[\frac{372100mm^2}{285156} - 1 \right] * \frac{28 \text{ Mpa}}{420\text{Mpa}} = \mathbf{358.20mm^2} \\ -0.09 * 110mm * 534mm * \frac{28\text{Mpa}}{420\text{Mpa}} = \mathbf{352.44mm^2} \end{array} \right.$$

El A_{sh} propuesta es de $387mm^2$, por lo que cumple con los requerimientos del ACI satisface el código. Se muestra la sección propuesta con su acero en la **Figura E2.2**:

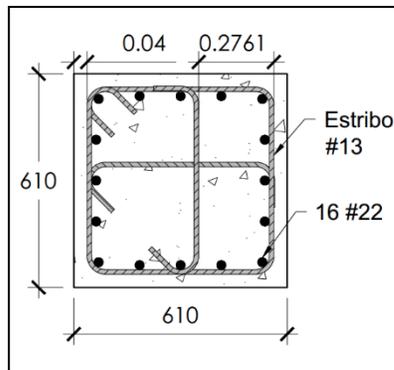


Figura E2.2 (Detalle de la sección transversal de la columna a diseñar, el refuerzo transversal se compone por un estribo cerrado más un gancho sísmico de varilla #13, y el refuerzo principal se compone de 16 varillas #22)

d) Chequeo del refuerzo transversal por cortante.

Como en el diseño del refuerzo por cortante de la viga, el diseño por cortante en columna no se basa en las fuerzas cortantes factoradas obtenidas por el análisis de la carga laterales, sino en la resistencia flexionante nominal provista por la columna.

La fuerza cortante de diseño de la columna se determinará a partir de la consideración de las fuerzas máximas que pueden desarrollarse en las caras de las juntas, con las fuerzas de flexión probables calculadas por las fuerzas axiales de compresión factorizadas que producen los momentos más grandes que actúan en las caras de la junta.

La mayor resistencia a la flexión probable que puede desarrollarse en la columna se puede suponer conservadoramente que corresponde al punto equilibrado del diagrama de interacción de la columna o es decir a la falla balanceada en el diagrama de interacción. Para determinar esto se tiene que considerar que la falla balanceada se da cuando c/dt es igual a 0.60 y que el factor de reducción ϕ es igual a 1.

La fluencia f_y del acero equivale a $1.25f_y$. teniendo esto en cuenta se hizo una hoja de cálculo, cuyo resumen se presenta en la **Tabla E2.3**:

C (mm)=	342.000	a (mm)=	290.700	c/dt=	0.600		
hw (m)=	610	bw (mm)=	610	dt(mm)=	570		
fy (Mpa)	525	f'c (Mpa)=	28	Pu(kN)=	0		
Capa de Acero	Cantidad de varillas	Area de acero	y(mm)	DeformacionUnitaria	Esfuerzo (Mpa)	fuerza (kN)	Momento(kN.m)
1	5	1935	40	-0.0026	-525.0	-1015.88	-40.64
2	2	774	174	-0.0015	-294.7	-228.13	-39.69
3	2	774	306	-0.0003	-63.2	-48.88	-14.96
4	2	774	438	0.0008	168.4	130.36	57.10
6	5	1935	570	0.0020	400.0	774.00	441.18
Cc						-4220.383	-613.43
Pn						4608.91	1405.72
Mn (kN.m)							1195.27

Tabla E2.3 (Resumen de cálculos en Excel para determinar la capacidad de la columna a carga axial y momento)

El momento balanceado de la columna es de 1195.27 kN.m . La fuerza cortante no debe exceder la determinada por las resistencias de la junta en función de los momentos probables de los miembros en la unión. Para las fuerzas sísmicas en la dirección de derecha, la resistencia a la flexión probable positiva de la estructura en la cara de la junta de la columna de borde es $437.79 \text{ kN} - \text{m}$.

La distribución de este momento en la columna es proporcional a la rigidez (EI/L) de la columna principal y superior. Dado que la columna principal y superior tienen la misma sección transversal, refuerzo y resistencia del concreto, EI es una constante, y el momento se distribuye según $1/L$. Por lo tanto, el momento en la parte superior de la columna del primer piso es:

$$437.79 \text{ kNm} \left(\frac{3.66 \text{ m}}{4.88 \text{ m} + 3.66 \text{ m}} \right) = \mathbf{187.62 \text{ kN.m}}$$

Entonces la fuerza cortante que actúa en la columna V_u es:

$$V_u = \frac{187.62 \text{ kN.m} + 1195.27 \text{ kN.m}}{\left(\frac{3.66 \text{ m} + 4.88 \text{ m}}{2} \right)} = \mathbf{323.86 \text{ kN}}$$

Después de determinar V_u , se determina V_c , según ACI **18.7.6.2.1**, si $P_u < A_g f'c / 20$ y la fuerza cortante inducida por el sismo representa más de la mitad de la resistencia requerida, el valor de $V_c = 0$. En este caso V_c no

se considera cero ya que $P_u > Agf'_c/20$ y el cortante inducido por el sismo representa más de la mitad de la resistencia requerida.

Para determinar el valor de V_c se hará de acuerdo a ACI **22.5.6.1**, que para miembro no presforzados a compresión axial, V_c debe calcularse por medio de:

$$\text{Ec. } V_c = \phi 0.17 \left(1 + \frac{Nu}{14Ag} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_w d \quad \text{Ec. A2.14}$$

Donde Nu es la carga axial mayorada normal a la sección transversal. $Nu = 2042.55\text{kN}$ es de, entonces tenemos:

$$\phi V_c = 0.75 * 0.17 * \left(1 + \frac{1255\text{kN} * 1000}{14(610\text{mm})^2} \right) * 1 * \sqrt{28\text{Mpa}} * 610\text{mm} * 560\text{mm}$$

$$V_c = \mathbf{285.99N}$$

Para determinar V_s se hará por medio de:

$$\text{Ec. } V_s = \frac{\phi A_v f_y d}{s} \quad \text{Ec. A2.15}$$

$$\phi V_s = \frac{(0.75)(3 * 129\text{mm}^2)(420\text{Mpa})(560\text{mm})}{110 \text{ mm}} = \mathbf{620.60\text{kN}}$$

Entonces:

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

$$\phi V_n = 620.60\text{kN} + 285.99\text{kN}$$

$$\phi V_n = \mathbf{906.59 \text{ kN}} > V_u = \mathbf{312.99 \text{ kN}}$$

Por lo que el refuerzo escogido satisfaces al código.

6. Longitud de desarrollo por flexión.

La longitud de desarrollo se calculará ecuación **A2.18** de la sección **25.4.2.3**.

$$L_d = \left(\frac{F_y}{1.1\lambda\sqrt{f'_c}} \times \frac{\psi_t\psi_e\psi_s}{\left(\frac{Cb+Ktr}{d_b}\right)} \right) d_b \quad \text{A2.18}$$

El valor de C_b es de $63mm$.

Los valores de Ψ_t, Ψ_e y Ψ_s , son:

$\Psi_t = 1.0$, no está colocado más de $300mm$ de concreto.

$\Psi_e = 1.0$, sin recubrimiento epóxido.

$\Psi_s = 1.0$ para barras mayores a la #22.

$\lambda = 1.0$, concreto normal.

$d_b = 22.2mm$, barra #2.

$$\left(\frac{C_b + K_{tr}}{d_b}\right) = \frac{63mm + 0}{22.2mm} = \mathbf{2.84} \nless 2.5 \text{ tomarse como } \mathbf{2.5}$$

$$L_d = \left(\frac{420Mpa}{1.1 \times 1 \times \sqrt{28pa}} \times \frac{1.0 \times 1.0 \times 1.0}{(2.5)}\right) \times d_b = \mathbf{28.86d_b}$$

Se usará un empalme de Clase B. entonces la longitud de desarrollo y empalme tendrá que ser mayor a $300mm$ o $1.3L_d$.

$$L_d = 28.86 \times 22.2mm \times 1.3 = \mathbf{832.90mm} : \text{ Usar } \mathbf{850mm} \text{ para } L_d$$

7. Detalles del Refuerzo de la Columna.

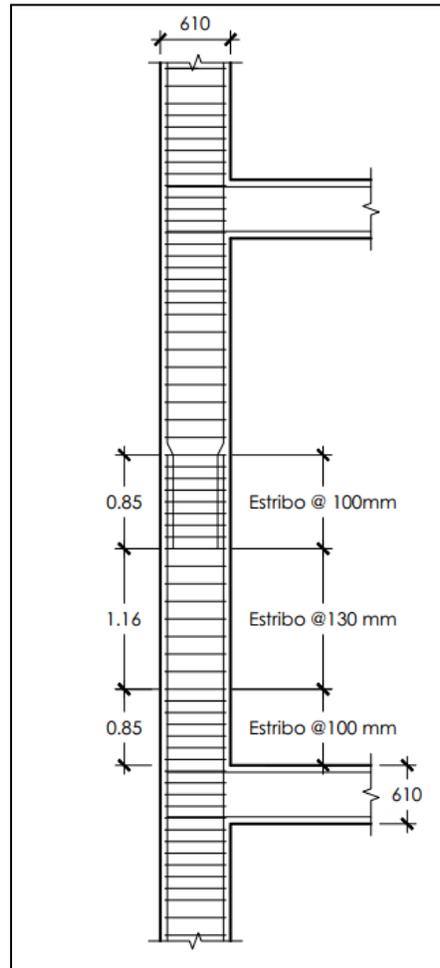


Figura E2.3 (Detalle de separación de estribos en la longitud L_o y en el resto de la columna)

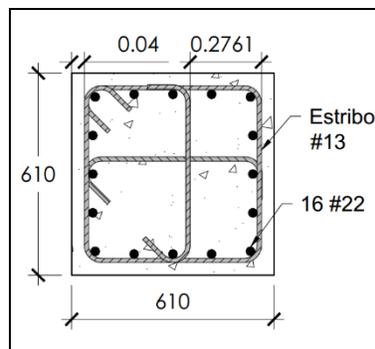


Figura E2.4 (Detalle de sección propuesta con refuerzo transversal y longitudinal propuesto)

11. EJEMPLO DE ANÁLISIS DE UNIONES VIGA-COLUMNA.

Determinar la resistencia a cortante requerido para una conexión de viga-columna considerando que:

- M_{pr} de la viga = 329.43 kN.m
- Longitud de columna principal = 4.88m
- Longitud de columna secundaria = 3.66m
- T_s = 609.53 kN
- Columna Cuadrada de 610mm * 610mm

1. Chequeo de la resistencia a cortante de la unión.

La fuerza cortante a través de la sección de la unión se obtiene como la diferencia entre la fuerza de tracción del refuerzo de flexión superior de la estructural (tensionado a $1.25f_y$) y el cortante horizontal de la columna superior, ecuación **A3.5** de los anexos.

$$\text{Ec. } T = A_s(1.25f_y) \quad \text{Ec. A3.5}$$

$$T = (4 * 387\text{mm}^2) * (1.25 * 420\text{Mpa}) = \mathbf{812.70\text{kN}}$$

Una estimación del cortante horizontal de la columna, V_h , se puede obtener asumiendo que las vigas en los pisos contiguos también se deforman de modo que se formen articulaciones plásticas en sus uniones con la columna, con M_{pr} (viga) = 437.75kN – m. Suponiendo además que los momentos finales en las vigas son resistidos por las columnas superiores e inferiores a la unión inversamente proporcional a las longitudes de las columnas, el cortante horizontal promedio en la columna es aproximadamente:

$$\text{Ec. } V_h = \frac{M_{pr}(\text{viga})}{\left(\frac{L_1+L_2}{2}\right)} \quad \text{Ec. A3.6}$$

$$V_h = \frac{437.75 \text{ kN.m}}{\left(\frac{4.88\text{m} + 3.66\text{m}}{2}\right)} = \mathbf{102.53 \text{ kN}}$$

Entonces el V_u es:

$$V_u = 812.70 \text{ kN} - 102.53 \text{ kN} = \mathbf{710.17 \text{ kN}}$$

Para determinar el V_c de la unión se determinará por medio el ACI **18.8.4.1**, en este caso la unión está confinado por tres vigas en la que se determinará V_c igual a:

$$\mathbf{Ec. \ \phi V_c = 1.2\lambda\sqrt{f'_c} A_j \quad Ec. \ A3.2}$$

Donde A_j es el área efectiva de la sección transversal dentro del nudo, que se calcula como el producto de la profundidad del nudo por su ancho efectivo. Y se calcula de acuerdo a ACI **18.8.4.3**.

$$A_j = 610 \text{ mm} * 610 \text{ mm} = \mathbf{372100 \text{ mm}^2} \quad \mathbf{Ec. \ A3.3}$$

$$\phi V_c = 0.85 * 1.2 * 1 * \sqrt{28 \text{ Mpa}} * 372100 \text{ mm}^2 = \mathbf{2008.34 \text{ kN}}$$

ϕ : Es el factor de reducción a cortante igual a 0.85.

A_j : Área efectiva del nodo (mm^2). Sección **18.8.4.3** ACI. Se detalla en la **Figura A3.1**

b_j : Es el ancho efectivo del nudo, será $b + 2x$ ó bien h , el menor de ambos. (mm)

h_j : Profundidad del nudo en el plano del refuerzo que genera el cortante. (mm)

V_n : Resistencia nominal del nodo a cortante, según sección **18.8.4.1** ACI.

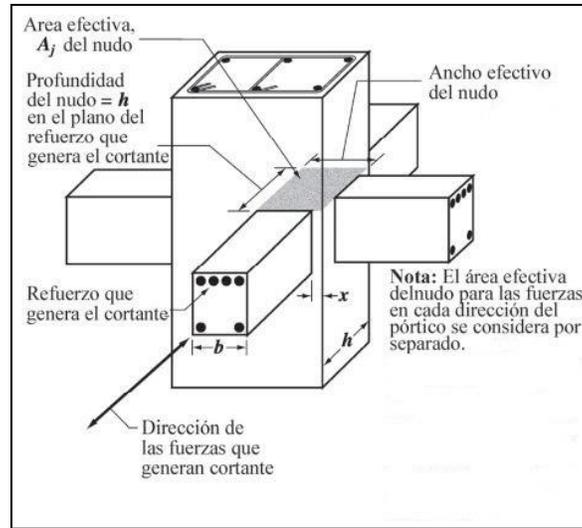


Figura A3.1 (Detalle de enlace nodal viga-columna)

La capacidad de la unión para resistir las fuerzas cortantes es suficiente debido a que $\phi V_c = 2008.34 \text{ kN} > V_u = 532.38 \text{ kN}$.

2. Detalles del refuerzo de la Unión.

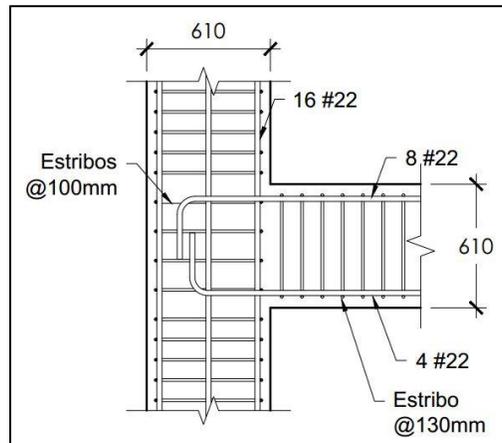


Figura E3.1 (Detalle del acero colocado en la unión viga-columna)

II. EJEMPLO DE DISEÑO DE MURO DE CONCRETO REFORZADO SÍSMICAMENTE. Tomado de IBC-2012. Ejemplo 1.

Diseñar un muro para el edificio de oficinas de ocho pisos con soporte de carga como paredes de concreto con sistema de resistencia a fuerza sísmica, se muestra el plano en vista de planta donde se encuentra ubicado el muro a analizar en la Figura E4.1.

Se usarán:

$$*F'_c = 35\text{Mpa.}$$

$$*SI = 0.65$$

$$*F_y = 420\text{Mpa.}$$

$$*S_s = 1.60$$

*Factor de reducción, $\rho = 1$

* Sitio clase D.

*Factor de importancia sísmica, $I = 1$

*Categoría de riesgo II.

*Categoría de diseño sísmico = D

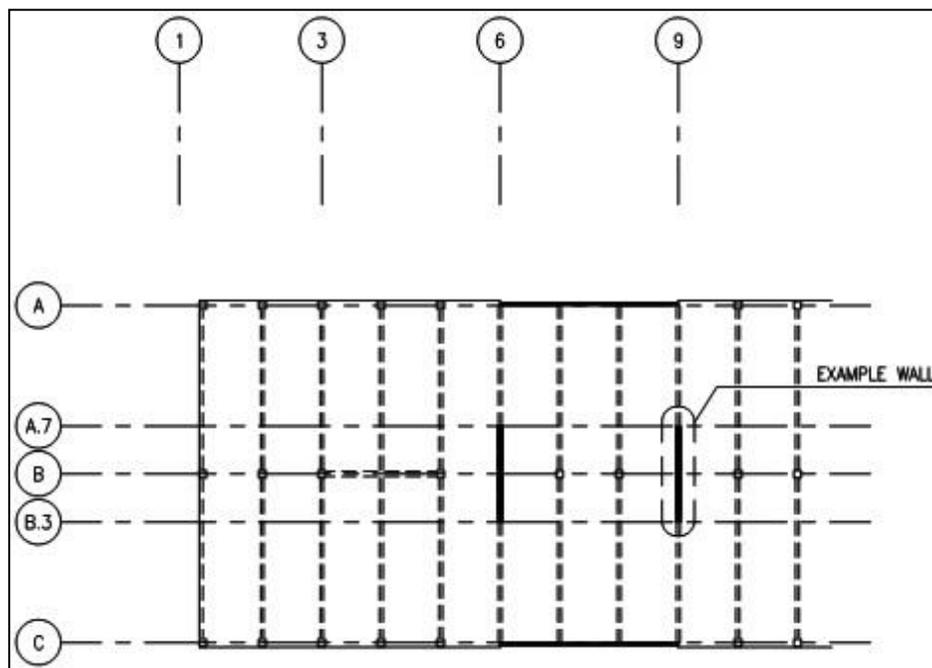


Figura E4.1 (Vista de planta de edificio de oficinas, se muestra ubicación del muro a analizar).

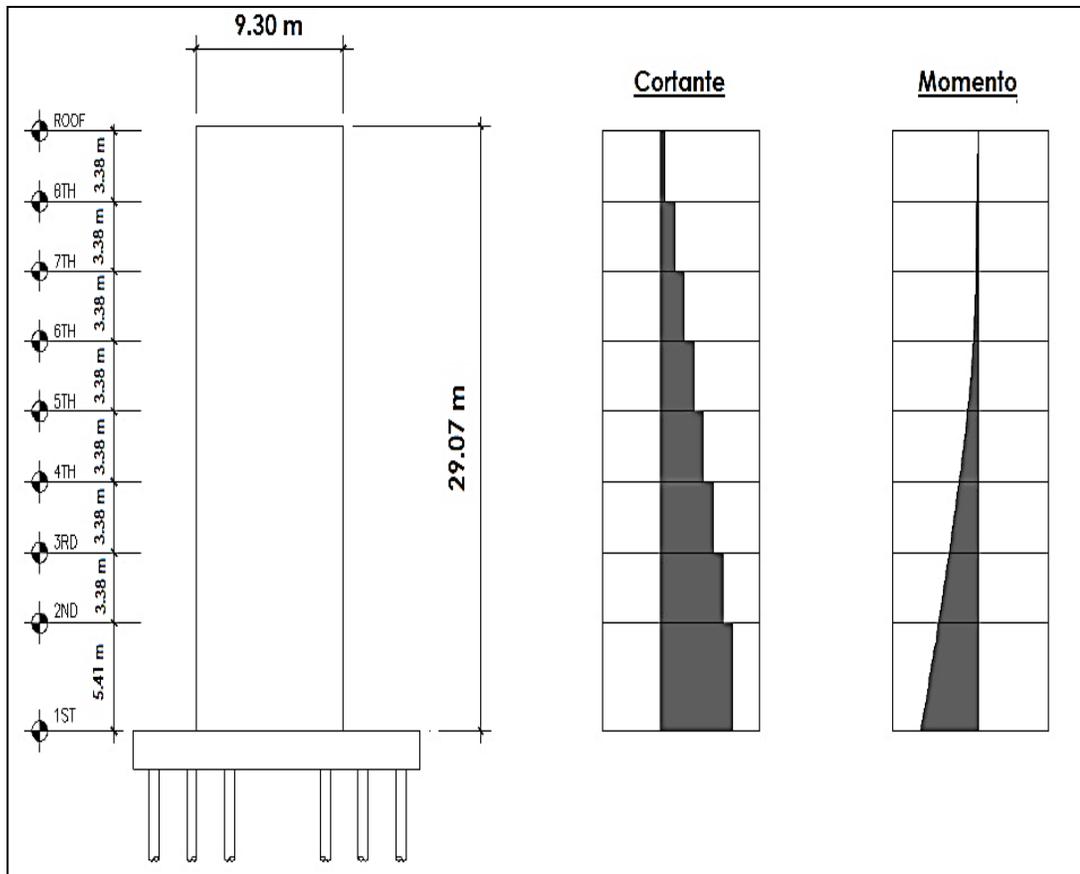


Figura E4.2(Elevación de edificio de oficinas, se muestra ubicación del muro a analizar)

Las cargas de diseño de cortante y momento por piso se muestran en la **Tabla E4.1**:

Nivel	PD		PL		VE		ME	
	kN	Kips	kN	Kips	kN	Kips	kN-m	Kips-ft
Techo	858.8	193	164.6	37	373.8	84	0.0	0
8	1726.5	388	320.4	72	1085.7	244	1258.6	928
7	2549.7	573	480.6	108	1842.2	414	4923.4	3630
6	3372.9	758	640.8	144	2647.6	595	11135.2	8210
5	4205.0	945	8369.9	1881	3493.0	785	20073.2	14800
4	5028.2	1130	965.6	217	4391.9	987	31873.1	23500
3	5829.1	1310	1125.8	253	5428.6	1220	46656.7	34400
2	6852.5	1540	1290.4	290	6318.6	1420	65102.4	48000
1	0						99009.9	73000

Tabla E4.1(Elevación de edificio de oficinas, se muestra ubicación del muro a analizar)

❖ **Determinación de la Carga en la base del muro.**

Para el muro la carga muerta y viva causan solamente fuerzas axiales, mientras que la fuerza del sismo solo causa fuerza cortante y momento, por lo que la fuerza axial actuante en la base del muro podrá determinarse con la **Ec. A4.1**, combinación de carga tomada de la tabla 10-7 ASCE, se obvia el proceso de determinación y elección de combinaciones de cargas:

$$\mathbf{Ec. Pu = 0.686PD \quad Ec. A4.1}$$

$$Pu = 0.686 \times 6852.5kN = \mathbf{4700.82kN}$$

El momento y el cortante en la base del muro son:

$$Mu = ME = \mathbf{99009.9kN - m}$$

$$Vu = VE = \mathbf{6318.6kN}$$

1. Introducción de valores de entrada.

Los valores iniciales se muestran en la **Tabla E4.1**

Geometría del Muro	Propiedades de los Materiales	Valores de Cargas Actuantes
Tipo de Muro: Muro Rectangular. $Lw = 9300mm$ $hw = 29070mm$ Recubrimiento (mm) 20.6.1.3.1 ACI Desplazamiento (mm)	$f'c (MPa) = 35Mpa$ $fy (MPa) = 420Mpa$	$Pu = 4700.82kN$ $Vu = 6318.6kN$ $Mu = 99009.9 kN - m$

Tabla E4.2 (Valores de entrada para diseño de muro)

2. Determinación del espesor del muro.

El espesor preliminar del muro puede ser seleccionado limitando el esfuerzo cortante en el muro, según ACI **18.10.4.4**, el esfuerzo cortante para todos los segmentos verticales de muro que compartan una fuerza lateral común no debe tomarse mayor que $\phi 0.66\sqrt{f'_c}$ y no debe tomarse mayor que $\phi 0.83\sqrt{f'_c}$ para cada uno de los segmentos verticales de muro individuales.

Según (Moehle, 2015) para un buen comportamiento del muro se puede elegir un valor de esfuerzo cortante en el rango de $\phi 0.33\sqrt{f'_c}$ a $\phi 0.50\sqrt{f'_c}$. En este caso se tomará conservadoramente el esfuerzo igual a $\phi 0.33\sqrt{f'_c}$. Usando como longitud del muro de $29.03m$ y la máxima fuerza cortante mayorada igual a $6318.6kN$, sabiendo también que f'_c es $35Mpa$. Respetando que $\phi V_n = V_u$, el espesor del muro se podrá calcular con la **Ec. A4.1** detallada en los anexos, de la siguiente manera:

$$\text{Ec. } \phi 0.33\sqrt{f'_c} b_w l_w = V_u \text{ Ec. A4.1}$$

Despejando el espesor del muro y substituyendo los otros valores se obtiene:

$$b_w = \frac{6318.6 \text{ kN}}{0.75 * 0.33 * \sqrt{35 \text{ Mpa}} * 9.3 \text{ m}} = \mathbf{464.01 \text{ mm}}$$

Se usará un espesor de muro de $500mm$, este espesor de muro es suficiente para resistir los efectos de pandeo según la sección **18.10.6.4b** del ACI 318-14.

3. **Determinación del refuerzo longitudinal y transversal mínimo requerido en el muro.**

a. **Chequeo de numero de capas requeridas para reforzar el muro.**

Para ver si se requiere dos capas de refuerzo en el muro, según el ACI 318-14 (**18.10.2.2**), debe de usarse al menos dos capas de refuerzo cuando $V_u > 0.17A_{vc}\lambda\sqrt{F'c}$ o $h_w/L_w \geq 2$, donde h_w es la altura del muro y L_w es la longitud de todo el muro.

$$\bullet \quad 0.17A_{vc}\lambda\sqrt{F'c} = \frac{(0.17 \times 9300 \text{ mm} \times 500 \text{ mm} \times 1 \times \sqrt{35 \text{ Mpa}})}{1000} = 4676.66 \text{ kN}$$

Ec. A4.2

Entonces $V_u > 0.17A_{vc}\lambda\sqrt{F'c}$, por lo que se requiere dos capas de refuerzo en el muro.

b. **Cálculo de refuerzo requerido por flexión.**

Se determinará el refuerzo longitudinal para resistir las fuerzas a flexión en la base del muro, el momento de diseño es de $M_u = 99,009.9 \text{ kN} - \text{m}$, como sigue el refuerzo longitudinal es:

$$\text{Ec. } R_n = \frac{M_u}{\phi b_w d^2} \quad \text{Ec. A4.7}$$

Donde el valor de Φ es igual 0.90 para flexión.

$$R_n = \frac{99009.90 \text{ kN} - \text{m}}{0.9 \times 0.500 \text{ m} \times (9.3 \text{ m} \times 0.8)^2 \times 1000} = 3.915 \text{ Mpa}$$

$$\rho = \frac{0.85 F'c}{F_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0.85 F'c}} \right) \quad \text{Ec. A4.9}$$

Donde $f'c$ conserva el valor de 35 Mpa y f_y es igual a 420 Mpa .

$$\rho = \frac{0.85 \times 35 \text{ Mpa}}{420 \text{ Mpa}} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 3.915 \text{ Mpa}}{0.85 \times 35 \text{ Mpa}}} \right) = 0.010$$

$$A_s = \rho \times b_w \times d$$

$$A_s = 0.010 \times 500\text{mm} \times 0.8 \times 9300\text{mm} = 37200 \text{ mm}^2$$

c. Determinación de cuantía longitudinal y transversal requerida en el alma del muro.

El ACI 318-14, en su sección **18.10.2.1** expresa que la cuantía de refuerzo distribuido en el alma ρ_l y ρ_t , para muros estructurales no debe de tomarse menor a 0.0025, excepto si V_u no excede $0.083A_{vc}\lambda\sqrt{F'_c}$, entonces ρ_l y ρ_t puede tomar los valores detallados en la sección **11.6** ACI.

$$\frac{(0.083 \times 9300\text{mm} \times 500\text{mm} \times 1 \times \sqrt{35\text{Mpa}})}{1000} = 2283.31\text{kN}$$

$V_u > 0.083A_{vc}\lambda\sqrt{F'_c}$, por lo que la cuantía del refuerzo longitudinal y transversal deberá ser igual o mayor a 0.0025.

d. Cálculo del Refuerzo Longitudinal para el Alma del Muro.

El refuerzo longitudinal para el alma del muro será usando barras número #25, con un área transversal de 510mm^2 , para determinar el ρ_l se usará la siguiente ecuación, que se especifica en **R18.10.6.5:**

$$\text{Ec. } \rho_l = \frac{A_s}{b_w \times s} \quad \text{Ec. A4.12}$$

Usando como separación de 250mm , según la sección **18.10.2.1** (ACI 318-14), la separación del refuerzo en cada dirección no debe exceder de 450mm . Entonces la cuantía del refuerzo longitudinal:

$$\rho_l = \frac{2 \times 284\text{mm}^2}{500\text{mm} \times 300\text{mm}} = 0.0038 > 0.0025$$

La cuantía calculada es mayor que 0.0025, **OK**.

e. Determinación del refuerzo transversal requerido.

El refuerzo requerido para resistir la fuerza cortante, se realizará usando la siguiente fórmula:

$$\text{Ec. } \rho_t = \frac{A_s}{bw \times s} \quad \text{Ec. A4.13}$$

Despejando S de la fórmula anterior y utilizando ρ_t de 0.0025, se tiene que:

$$s = \frac{A_s}{bw \times \rho_t}$$

Utilizando varillas #16, con área transversal de 199mm^2 y que estas varillas se usaran en dos cortinas.

$$s = \frac{2 \times 199\text{mm}^2}{500\text{mm} \times 0.0025} = \mathbf{318.4\text{mm}}$$

Para que sea más factible a la hora de la construcción se usara una separación de 250mm y que el constructor no tenga problemas en el armado del refuerzo transversal.

4. Chequeo de la resistencia a cortante del muro.

Para determinar la capacidad del contante en el muro, en la sección **18.10.4.1**, dice que el V_u no debe exceder a $V_n = A_{cv}(\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y)$

Ec. A4.15, donde el coeficiente α_c , se toma como 0.25 si $h_w/l_w \leq 1.5$ y 0.17 si $h_w/l_w \geq 2$, pero si la relación de h_w/l_w cae entre 1.5 y 2 se deben interpolar los valores, λ es igual a 1.0 para concreto normal.

Tenemos:

$$\rho_t = \frac{A_s}{bw \times s} = \frac{2 \times 199\text{mm}^2}{500\text{mm} \times 250\text{mm}} = \mathbf{0.00318}$$

$$\frac{h_w}{l_w} = \frac{29.06\text{m}}{9.3\text{m}} = \mathbf{3.1} > \mathbf{2}, \text{usar } \alpha_c = 0.17$$

$$\phi V_n = \phi A_{cv} (\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y)$$

$$\phi V_n = 0.6 \times 500\text{mm} \times 9300\text{mm} \times ([0.17 \times 1 \times \sqrt{35\text{Mpa}}] + (0.00318 \times 420\text{Mpa})) / 1000$$

$$\phi V_n = 6532.32 \text{ kN} > V_u \text{ OK}$$

El $\phi V_n > V_u$ ya que el $V_u = 6,318.6 \text{ kN}$ por lo que es menor a los 6532.32 kN , por lo que el refuerzo transversal satisface con lo requerido por el código.

Se usarán estribos #16 @ cada 250mm

5. Proponer refuerzo para el borde del muro.

Se Propuso el refuerzo longitudinal del muro, la cual se ocuparon 30 varillas #29 en cada esquina del muro con una separación de centro entre varillas de 100mm y 42 varillas # 19 en el resto del muro con una separación de 300mm entre centro de varilla. Se presenta en la **Figura E4.3**:

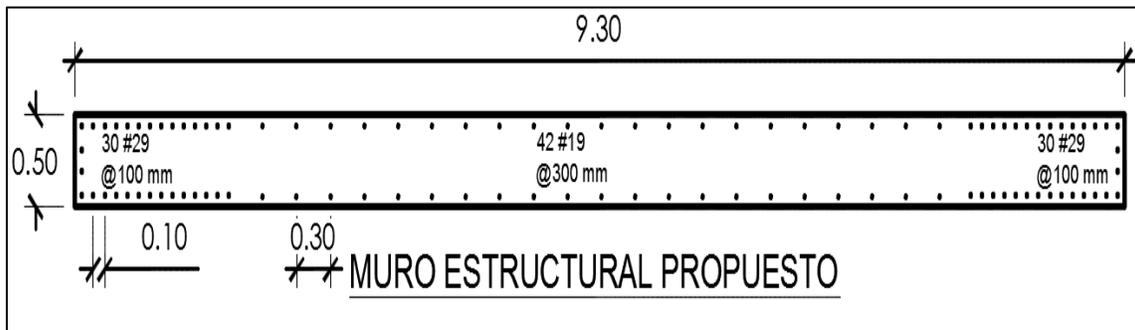


Figura E4.3 (Detalle de sección de muro propuesta)

6. Determinación de capacidad portante del muro.

Para determina la capacidad del muro se deberá determinar la carga axial más crítica y donde actúa la mayor carga que pueda soportar el muro. Para eso se realizará con la combinación de carga $P_u = 1.41D + 1.0Q_E + 0.5L$ y el valor de $M_u = 99009.9 \text{ kN} - m$.

$$P_u = 1.41D + 1.0Q_E + 0.5L$$

$$Pu = (1.41 \times 6852.5 \text{ kN}) + (0.5 \times 1290.4 \text{ kN}) =$$

$$Pu = \mathbf{10307.23 \text{ kN}}$$

$$Mu = \mathbf{99,009.9 \text{ kN} - \text{m}}$$

Para determinar la capacidad del muro se hizo utilizó una hoja de cálculo, debido a que $f'c = 35 \text{ Mpa}$ el valor de β es de 0.80. Los resultados se presentan a continuación en la **Tabla E4.3**.

Capa de Acero		Cantidad de varillas	Area de acero	y(mm)	DeformacionUnitaria	Esfuerzo (Mpa)	fuerza (kN)	Momento(kN.m)
1		4	2580	50	-0.0029	-420.0	-1083.60	-54.18
2		2	1290	150	-0.0027	-420.0	-541.80	-81.27
3		2	1290	250	-0.0025	-420.0	-541.80	-135.45
4		2	1290	350	-0.0023	-420.0	-541.80	-189.63
5		2	1290	450	-0.0021	-415.7	-536.20	-241.29
6		2	1290	550	-0.0019	-374.7	-483.36	-265.85
7		2	1290	650	-0.0017	-333.7	-430.52	-279.84
8		2	1290	750	-0.0015	-292.8	-377.67	-283.25
9		2	1290	850	-0.0013	-251.8	-324.83	-276.10
10		2	1290	950	-0.0011	-210.8	-271.98	-258.39
11		2	1290	1050	-0.0008	-169.9	-219.14	-230.10
12		2	1290	1150	-0.0006	-128.9	-166.30	-191.24
13		2	1290	1250	-0.0004	-87.9	-113.45	-141.82
14		2	1290	1350	-0.0002	-47.0	-60.61	-81.82
15		2	568	1650	0.0004	75.9	43.12	71.14
16		2	568	1950	0.0010	198.8	112.92	220.19
17		2	568	2250	0.0016	321.7	182.72	411.12
18		2	568	2550	0.0022	420.0	238.56	608.33
19		2	568	2850	0.0028	420.0	238.56	679.90
20		2	568	3150	0.0035	420.0	238.56	751.46
21		2	568	3450	0.0041	420.0	238.56	823.03
22		2	568	3750	0.0047	420.0	238.56	894.60
23		2	568	4050	0.0053	420.0	238.56	966.17
24		2	568	4350	0.0059	420.0	238.56	1037.74
25		2	568	4650	0.0065	420.0	238.56	1109.30
26		2	568	4950	0.0071	420.0	238.56	1180.87
27		2	568	5250	0.0078	420.0	238.56	1252.44
28		2	568	5550	0.0084	420.0	238.56	1324.01
29		2	568	5850	0.0090	420.0	238.56	1395.58
30		2	568	6150	0.0096	420.0	238.56	1467.14
31		2	568	6450	0.0102	420.0	238.56	1538.71
32		2	568	6750	0.0108	420.0	238.56	1610.28
33		2	568	7050	0.0114	420.0	238.56	1681.85
34		2	568	7350	0.0121	420.0	238.56	1753.42
35		2	568	7650	0.0127	420.0	238.56	1824.98
36		2	1290	7950	0.0133	420.0	541.80	4307.31
37		2	1290	8050	0.0135	420.0	541.80	4361.49
38		2	1290	8150	0.0137	420.0	541.80	4415.67
39		2	1290	8250	0.0139	420.0	541.80	4469.85
40		2	1290	8350	0.0141	420.0	541.80	4524.03
41		2	1290	8450	0.0143	420.0	541.80	4578.21
42		2	1290	8550	0.0145	420.0	541.80	4632.39
43		2	1290	8650	0.0147	420.0	541.80	4686.57
44		2	1290	8750	0.0149	420.0	541.80	4740.75
45		2	1290	8850	0.0151	420.0	541.80	4794.93
46		2	1290	8950	0.0153	420.0	541.80	4849.11
47		2	1290	9050	0.0155	420.0	541.80	4903.29
48		2	1290	9150	0.0157	420.0	541.80	4957.47
49		4	2580	9250	0.0159	420.0	1083.60	10023.30
Cc							-18519.250	-11528.16
Pn							11452.48	53254.02
Mn (kN.m)								131862.27

Tabla E4.3 (Tabla resumen de cálculos iterativos de capacidad del muro)

Obteniendo los resultados para el Momento Nominal del Muro de $M_n = 131862.27 \text{ kN.m}$ y la carga axial $P_n = 11452.48 \text{ kN}$. Teniendo el valor de c se determinará encontrar el valor de ϕ acorde a la **21.2.2** ACI y así poder determinar si el muro puede resistir a las cargas actuantes.

$$e_t = 0.003 \frac{(d - c)}{c}$$

$$e_t = 0.003 \frac{(9250 \text{ mm} - 1464.696 \text{ mm})}{1464.696 \text{ mm}}$$

$$e_t = \mathbf{0.01594}$$

Como $e_t \geq 0.005$ el valor de ϕ es de 0.90, entonces:

$$\phi M_n = 0.9 * 131862.27 \text{ kN.m}$$

$$\phi M_n = \mathbf{118676.043 \text{ kN.m}}$$

$$\phi P_n = 0.9 * 11452.48 \text{ kN}$$

$$\phi P_n = \mathbf{10307.23 \text{ kN}}$$

La capacidad del muro estructural es satisfactoria ya que soporta las cargas actuantes, por lo que el refuerzo longitudinal propuesto es adecuado.

7. Determinar requerimiento de elemento de borde.

a. Determinar requerimiento de elemento de borde.

La profundidad del eje neutro en los resultados de anteriores es de 1464.696 mm , por lo que se chequeara si se requiere elementos especiales de borde en el muro.

Para determinar si se requiere elemento de borde el desplazamiento δu , definido en el ACI, sección 12.8.6 ASCE 7-10, el término de δu se ve afectado por los factores de δx_e y C_d , el término de δx_e es el desplazamiento elástico de parte de arriba del muro correspondiente al diseño de la fuerza sísmica (deriva).

Para edificios δ_{xe} es $39.37mm$ y C_d es el factor de amplificación de la deflexión y es igual a 5.

$$\delta_u = \frac{C_d \delta_{xe}}{l_E} = \frac{5 \times 39.37mm}{1} = \mathbf{196.85mm}$$

En la sección **18.10.6.2a**, el coeficiente δ_u/h_w no debe de tomarse menor a 0.005.

$$\frac{\delta_u}{h_w} = \frac{196.85mm}{29.06m \times 1000mm/m} = \mathbf{0.0067}$$

Viendo si se requiere elemento de borde especial:

$$c > \frac{9300mm}{600(1.5 \times 0.0067)} = \mathbf{1542.29mm}$$

Por lo que no se requiere elementos especiales de borde ya que el valor de c es de $1464.696mm$ y es menor los $1542.29mm$.

b. Determinar distancia hasta donde se requerirá el refuerzo transversal del elemento de borde.

Según la sección **18.10.6.2(b)**, el refuerzo transversal del elemento de borde debe de extenderse verticalmente sobre y debajo de la sección crítica a una distancia al menor mayor a L_w y a $M_u/4V_u$.

$$L_w = \mathbf{9.30m (Gobierna)}$$

$$\frac{M_u}{4V_u} = \frac{99009.9kN - m}{4 \times 6318.6kN} = \mathbf{3.91m}$$

La sección crítica de del muro se tomará del resto de la longitud el refuerzo transversal se colocará a una separación de $200mm$ como lo justifica la sección **18.10.6.5**.

c. Extensión horizontal del elemento de borde.

Según con el **18.10.6.4(a)** ACI, el elemento de borde especial debe de extenderse horizontalmente desde la fibra extrema en compresión hasta una distancia al menos igual al mayor de $c - 0.1L_w$ y $c/2$. Por lo tanto:

$$c - 0.1 = 1464.696\text{mm} - (0.1 * 9300\text{mm}) = \mathbf{534.70\text{mm}}$$

$$\frac{c}{2} = \frac{1464.696\text{mm}}{2} = \mathbf{732.35\text{mm} (Gobierna)}$$

En este caso el elemento de borde se extenderá a una distancia de 1400mm y con un ancho de 500mm , lo cual se ilustra en la Figura.

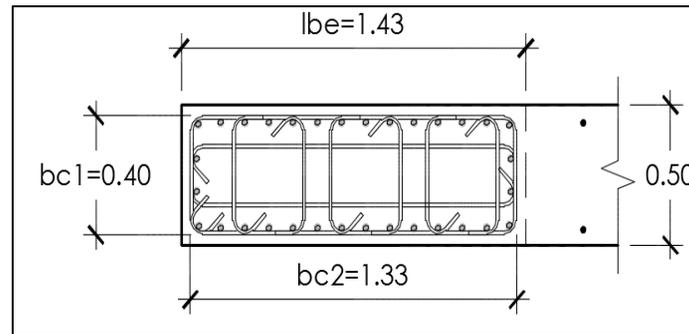


Figura E4.4 - Detalle de sección del elemento de borde para el muro propuesta.

8. Determinación del refuerzo transversal del elemento de borde.

Los pasos para determinar el refuerzo transversal en el elemento de borde son:

a. Confinamiento en el elemento especial de borde.

El espaciamiento máximo para estribos rectangulares #13 que atraviesa ambos lados del refuerzo longitudinal y como lo especifica en la sección **18.10.6.4(e)** ACI, el refuerzo transversal de los elementos de borde debe de cumplir de **18.7.5.2(a)** hasta (e) y **18.7.5.3**, excepto que h_x no debe exceder el menor de 350mm y dos tercios del ancho del elemento de borde.

La separación será el menor de:

- $\frac{1}{3}$ de la dimensión menor del elemento de borde.

- $6db$

$$- s_o = 100 + \frac{350-hx}{3}$$

Tomando hx como 103.1mm.

$$S_{max} = \left(\frac{1}{4}\right) \times 500mm = \mathbf{125mm \quad Gobierna}$$

$$S_{max} = (6)28.7mm = \mathbf{172.2mm}$$

$$S_{max} = 100 + \frac{350 - 103.1mm}{3} = \mathbf{182.3mm}$$

Se utilizará una separación de 120mm. Teniendo la separación de los estribos se determinará el área de acero que se requiere utilizando el cuadro **18.10.6.4(f)**, las ecuaciones son las correspondientes a **Ec. A4.23** y **Ec. A4.24**:

$$\mathbf{Ec. A_{sh} = 0.3 \times s \times bc \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right) \frac{f'c}{f_y} \quad \mathbf{Ec. A4.23}}$$

$$\mathbf{Ec. A_{sh} = s \times bc \left(\frac{0.09f'c}{F_{yt}}\right) \quad \mathbf{Ec. A4.24}}$$

Los valores de A_g y A_{ch} , se determinaron con la siguiente figura:

$$A_g = b_w \times l_{be} = 1400mm \times 500mm = \mathbf{715,000mm^2}$$

$$A_{ch} = b_{c1} \times b_{c2} = 1300mm \times 430mm = \mathbf{532,000mm^2}$$

Conocidos estos valores, se procede a calcular el refuerzo transversal del elemento de borde especial:

$$A_{sh} = 0.3 \times 120mm \times 400mm \left(\frac{715,000 \text{ mm}^2}{532,000 \text{ mm}^2} - 1\right) \times \frac{35Mpa}{420Mpa} = \mathbf{412.8mm^2}$$

$$A_{sh} = 120mm \times 430mm \left(\frac{0.09 \times 35Mpa}{420Mpa}\right) = \mathbf{360mm^2}$$

El área de refuerzo transversal a utilizar es de 412.8mm^2 , y usando estribos #13, se proporcionará al elemento de borde un área de: $A_{sh} = 129\text{mm}^2 \times 4 = 516\text{mm}^2$ mayor que la requerida por lo que se usará estribos número #13 a cada 120mm .

9. Longitudes de Empalme y desarrollo para elementos del muro.

a. Longitud de empalme para barra #29 del alma del muro.

Para encontrar la longitud de empalme se usará la ecuación **Ec. A4.25** de la sección **25.4.2.3**, y que se ha utilizado anteriormente.

$$\text{Ec. } L_d = \left(\frac{F_y}{1.1\lambda\sqrt{F'rc}} \times \frac{\Psi_t\Psi_e\Psi_s}{\left(\frac{Cb+Ktr}{d_b}\right)} \right) d_b \quad \text{Ec. A4.25}$$

El valor de Cb será

$$Cb = (50\text{mm} + 14.35\text{mm})$$

$$Cb = 64.35\text{mm o' } 116.4\text{mm}$$

Se usará $Cb = 64.35\text{mm}$.

Se asume el valor de $Ktr = 0$ como se justifica en la **25.4.2.3** y los valores de Ψ_t, Ψ_e y Ψ_s , son:

$\Psi_t = 1.0$, no está colocado más de 300mm de concreto.

$\Psi_e = 1.0$, sin recubrimiento epóxido.

$\Psi_s = 1.0$ para barras mayores a la #22.

$\lambda = 1.0$, concreto normal.

$d_b = 28.7\text{mm}$, barra #29.

$$\left(\frac{Cb + Ktr}{d_b}\right) = \frac{64.35\text{mm} + 0}{28.7\text{mm}} = 2.24 < 2.5$$

$$L_d = \left(\frac{420\text{Mpa}}{1.1 \times 1 \times \sqrt{35\text{Mpa}}} \times \frac{1.0 \times 1.0 \times 1.0}{(2.24)} \right) \times 28.7\text{mm} = 826.91\text{mm}$$

Se usarán empalmes **Tipo B**, la cual debe de ser mayor a $1.3L_d$ o $300mm$

$$L_d = 826.91mm \times 1.3 = \mathbf{1074.97mm}$$

Se usará una longitud de empalme de **1100 mm**.

b. Longitud de empalme para barra #19 del alma del Muro.

Para encontrar la longitud de empalme se usará la ecuación **Ec. A4.25** de la sección **25.4.2.3**, y que se ha utilizado anteriormente.

$$\mathbf{Ec. A4.25} \quad L_d = \left(\frac{F_y}{1.1\lambda\sqrt{F'rc}} \times \frac{\Psi_t\Psi_e\Psi_s}{\left(\frac{Cb+Ktr}{d_b}\right)} \right) d_b \quad \mathbf{Ec. A4.25}$$

El valor de Cb es=

$$Cb = (50mm + 12.7mm).$$

$Cb = 62.7mm$ o' $374.6mm$ de separación centro a centro de var.

Utilizar $Cb = 62.7mm$.

Se puede asumir el valor de $Ktr = 0$ como se justifica en la **25.4.2.3** y los valores de Ψ_t, Ψ_e y Ψ_s , son:

$\Psi_t = 1.0$, no está colocado más de **300mm** de concreto.

$\Psi_e = 1.0$, sin recubrimiento epóxido.

$\Psi_s = 1.0$ para barras mayores a la #22.

$\lambda = 1.0$, concreto normal.

$d_b = 19.1mm$, barra #25.

$$\left(\frac{Cb + Ktr}{d_b} \right) = \frac{62.7mm + 0}{19.1mm} = \mathbf{3.28} \leq 2.5 \text{ tomase } 2.5$$

$$L_d = \left(\frac{420Mpa}{1.1 \times 1 \times \sqrt{35Mpa}} \times \frac{1.0 \times 1.0 \times 1.0}{(2.5)} \right) \times 19.1mm = \mathbf{493.08mm}$$

Se usarán empalmes tipo B, la cual debe de ser mayor a $1.3L_d$ o $300mm$

$$L_d = 493.08mm \times 1.3 = \mathbf{641mm}$$

Se usará un empalme de traslape de $650mm$.

c. Longitud de desarrollo para barra #29 del elemento de borde.

Para encontrar la longitud de empalme se usará la ecuación **Ec. A4.25** de la sección **25.4.2.3**, y que se ha utilizado anteriormente.

$$\mathbf{Ec.} \quad L_d = \left(\frac{F_y}{1.1\lambda\sqrt{F'c}} \times \frac{\Psi_t\Psi_e\Psi_s}{\left(\frac{Cb+Ktr}{d_b}\right)} \right) d_b \quad \mathbf{Ec. A4.25}$$

El valor de Cb es=

$$Cb = (50mm + 14.35mm)$$

$$Cb == \mathbf{64.35mm} \text{ o' } \mathbf{116.4mm} \text{ de separacion centro a centro de va.}$$

Usar $Cb = 64.35mm$.

Se asume el valor de $Ktr = 0$ como se justifica en la **25.4.2.3** y los valores de Ψ_t, Ψ_e y Ψ_s , son:

$\Psi_t = 1.0$, no está colocado más de **300mm** de concreto.

$\Psi_e = 1.0$, sin recubrimiento epóxico.

$\Psi_s = 1.0$ para barras mayores a la #22.

$\lambda = 1.0$, concreto normal.

$d_b = 28.7mm$, barra #29.

$$\left(\frac{Cb + Ktr}{d_b} \right) = \frac{84.9mm + 0}{32.3mm} = \mathbf{2.62} \not\leq 2.5 \text{ tomarse como } \mathbf{2.5}$$

$$L_d = \left(\frac{420Mpa}{1.1 \times 1 \times \sqrt{35Mpa}} \times \frac{1.0 \times 1.0 \times 1.0}{(2.24)} \right) \times 28.7mm = \mathbf{826.91mm}$$

La longitud de desarrollo a utilizar es de **850m**

III. EJEMPLO DE DISEÑO DE UNA VIGA DE ACOPLE. Tomado de Bungale Taranath - 2010. Ejemplo 6.11.10.

Dado un muro de corte con un ancho total de 12000mm de largo, 406mm de espesor, mostrado en las Figuras E5.1 y E5.2. Las cargas actuantes resultantes del análisis estructural se muestran.

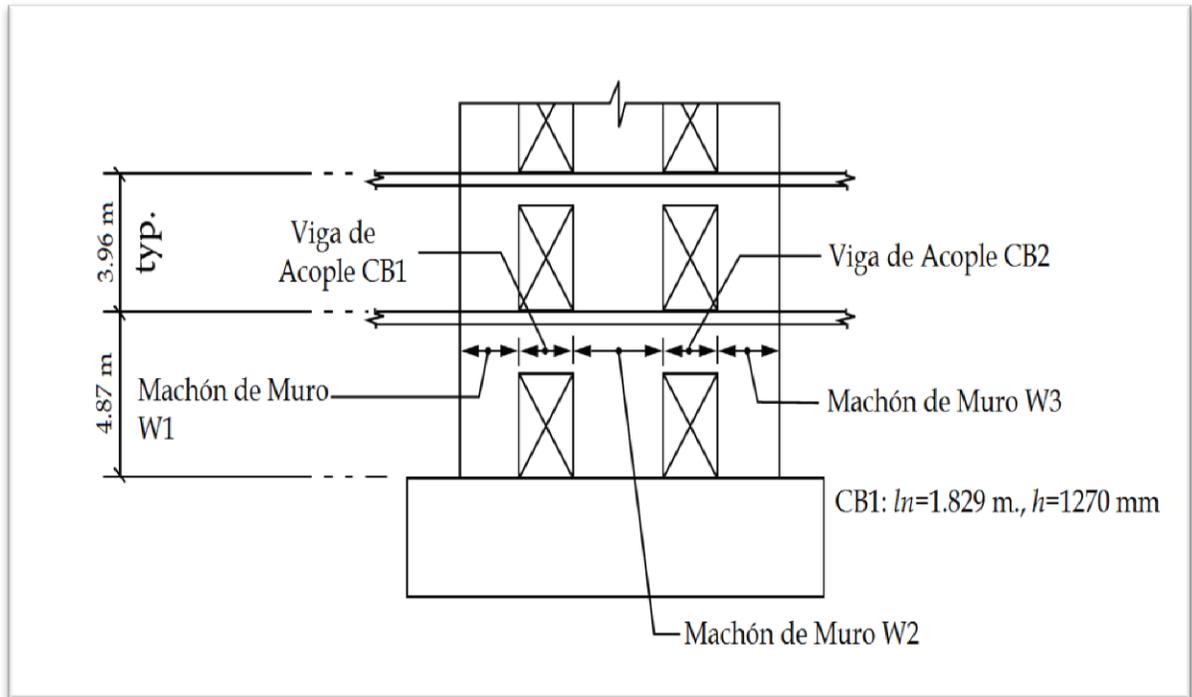


Figura E5.1 (Detalle de edificio, se muestra la elevación del muro donde se pretende diseñar una viga de acople que resista el cortante actuante).

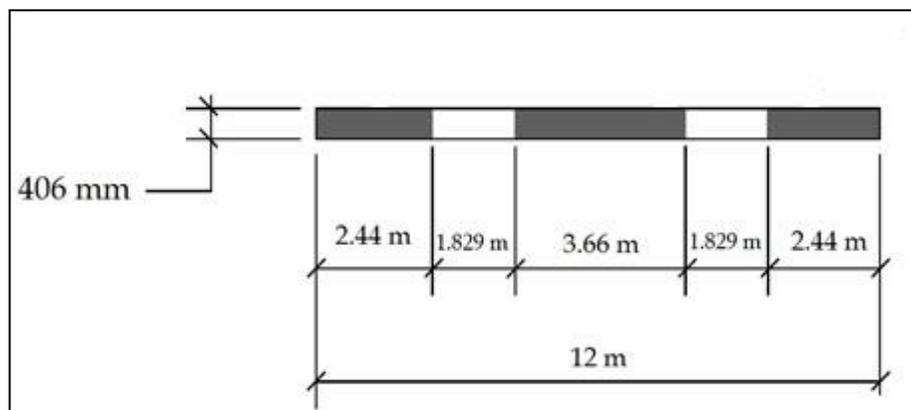


Figura E5.2 (Detalle de edificio en planta, se muestra el muro visto de planta, los espacios de 1.829m son los espacios donde se pretende diseñar una viga de acople que resista el cortante actuante).

1. Definir valores de entrada.

Geometría de la Viga	Propiedades de los Materiales	Valores de Cargas Actuales
<ul style="list-style-type: none"> ❖ $Ln (mm) = 1829$ ❖ $hw (mm) = 1270$ ❖ $bw (mm) = 406$ ❖ $Rec (mm) = 40$ <p>20.6.1.3.1 ACI</p>	<ul style="list-style-type: none"> ❖ $f'c (MPa) = 28$ ❖ $fy (MPa) = 420$ ❖ Selección de Refuerzo por cortante: <ul style="list-style-type: none"> • #13 	<ul style="list-style-type: none"> ❖ Momento Flector Mu (KN-m). <ul style="list-style-type: none"> • A la Izquierda = 554 • A la Derecha = 742 ❖ Fuerza Cortante (KN) = 934.13

Tabla E5.1 (Valores de entrada definidos para iniciar el diseño de la viga de acople)

2. Chequeo de relación de aspecto.

$$\frac{Ln}{hw} = \frac{1829}{1270} = 1.44 < 2$$

$$Vu \geq 0.33\sqrt{f'c} A_{cw}$$

$$934.13KN \geq 0.33\sqrt{28MPa} (1270mm)(406mm) = 900.37KN$$

∴ Se requiere de diseñar el refuerzo diagonal para la viga de acople.

3. Dimensionamiento Preliminar de la sección de la viga de acople.

$$Bb = 0.7bw = 0.7(406mm) = 284.2mm$$

$$\text{Usar } Bb = 300mm$$

$$Hb = 1.25Bb = 1.27(300mm) = 375mm$$

4. Determinación del ángulo de colocación de las varillas de refuerzo diagonal.

Por prueba y error se determina el ángulo de colocación del refuerzo diagonal haciendo uso de la ecuación **Ec A5.1**:

$$\text{Ec. } \tan \alpha = \frac{hw - \frac{Hb - 2Rec}{\cos \alpha}}{Ln} \quad \text{Ec. A5.1}$$

$$- \tan \alpha = \frac{1270\text{mm} - \frac{375\text{mm} - 2(40\text{mm})}{\cos \alpha}}{1829\text{mm}}$$

Probar para $\alpha = 25$

$$- \tan 25 = 0.466$$

$$- \frac{1270\text{mm} - \frac{375\text{mm} - 2(40\text{mm})}{\cos 25}}{1829\text{mm}} = 0.516$$

- $0.466 \neq 0.516 \therefore$ El valor de α es incorrecto.

Probar para $\alpha = 27$

$$- \tan 27 = 0.510$$

$$- \frac{1270\text{mm} - \frac{375\text{mm} - 2(40\text{mm})}{\cos 27}}{1829\text{mm}} = 0.513$$

- $0.510 \sim 0.513 \therefore$ El valor de α es aproximado.

Probar para $\alpha = 27.162$

$$- \tan 27.162 = 0.513$$

$$- \frac{1270\text{mm} - \frac{375\text{mm} - 2(40\text{mm})}{\cos 27.162}}{1829\text{mm}} = 0.513$$

- $0.513 \cong 0.513 \therefore$ El valor de α es correcto.

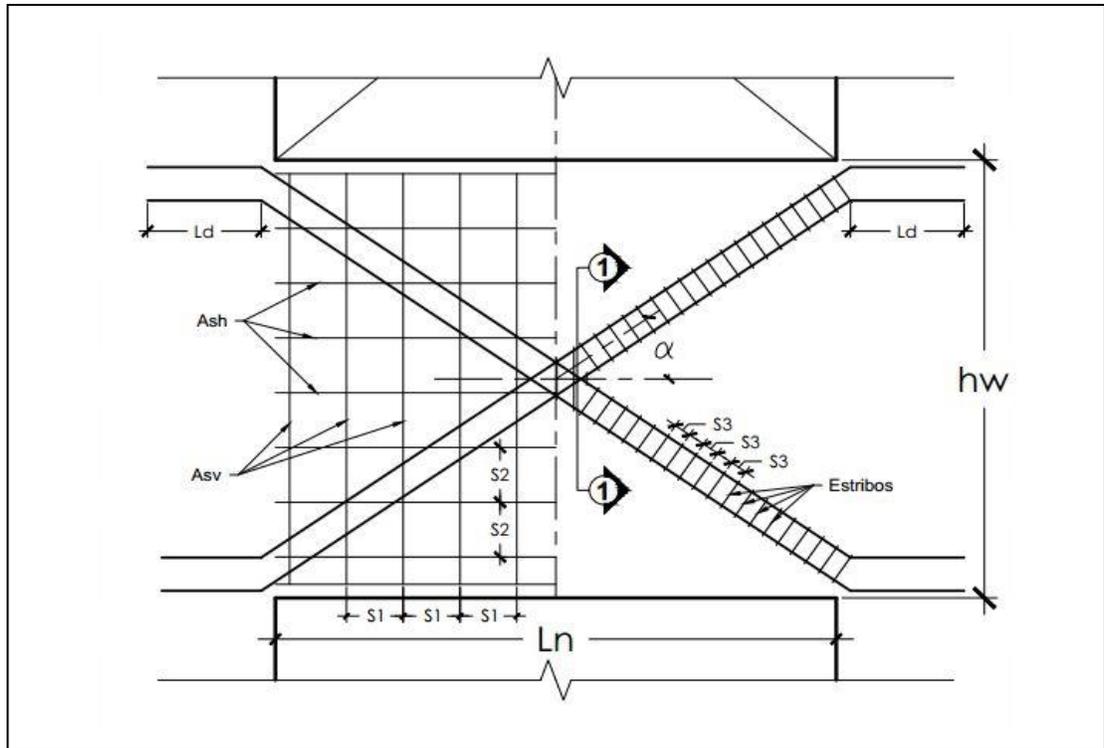


Figura E5.3 (Vista Frontal de viga de acople.)

5. Determinación de área de acero de refuerzo diagonal.

Cada grupo de varillas de refuerzo diagonal consistirá en un mínimo de cuatro varillas. Se determinará el área de acero para los grupos de refuerzos diagonales según **18.10.7.4**, haciendo uso de la ecuación **Ec A5.2**:

$$\text{Ec. } A_{vd} = \frac{Vu}{2 \phi fy \text{ sen} \alpha} \text{ (mm}^2\text{) Ec A5.2}$$

$$A_{vd} = \frac{934.13KN}{2 (0.75)(420MPa) \text{ sen}(27.162)} \text{ (mm}^2\text{)}$$

$$A_{vd} = 3248.02 \text{ mm}^2$$

Dónde:

- ϕ : El Factor de reducción de resistencia según sección **21.2.1** ACI para resistir cortante será de 0.75.

6. Proponer varillas de refuerzo diagonal.

Se propone el grupo de varilla de refuerzo diagonal dividiendo el área total calculada por el área unitaria de las varillas de refuerzo según el **Apéndice A** ACI.

$$\# \text{ de Varillas} = \frac{3248.02\text{mm}^2}{645\text{mm}^2} = 5.03 \approx 6 \# 29$$

$$6\# 29 = 3870\text{mm}^2$$

7. Chequeo de Refuerzo diagonal.

El cortante resistente deberá cumplir con la sección **18.10.7.4** ACI, en el caso de no cumplir con el requisito de la sección mencionada, es necesario aumentar el espesor del muro (bw), esto con el objetivo de proporcionar estabilidad a la sección cuando el refuerzo se encuentre sometido a cargas que excedan la fluencia, según la ecuación **Ec. A5.3**:

$$\text{Ec. } V_n = 2A_{vd}f_y \text{ sen}\alpha \leq 0.83\sqrt{f'_c} A_{cw} \text{ (KN) Ec. A5.3}$$

$$V_n = 2(3870\text{mm}^2)420\text{MPa} \text{ sen}27.162 \leq 0.83\sqrt{28\text{MPa}} [(1270\text{mm})(406\text{mm})] \text{ (KN)}$$

$$V_n = 1483.92 \text{ KN} < 2264.58 \text{ (KN)}$$

∴ Cumple con la condicion de la seccion 18.10.7.4 ACI

8. Determinar refuerzo por cortante.

Las varillas de refuerzo diagonales, deberán estar confinadas mediante estribos cerrados o ganchos sísmicos según se requiera, cumpliendo que no puede haber más de una varilla continua de refuerzo diagonal sin ser restringida por una rama de estribo o gancho complementario, además, que la separación máxima entre dichas ramas de estribo o gancho complementario no debe exceder 350mm , según sección **18.10.7.4** ACI.

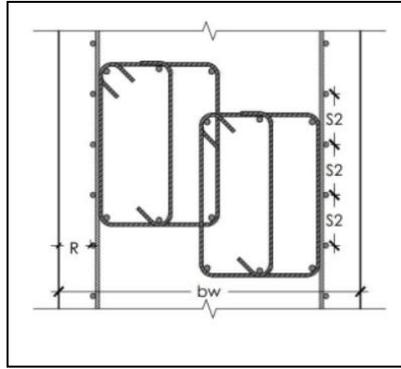


Figura E5.4 (Detalle de la sección de la viga de acople propuesta)

Según la sección **18.10.7.4** ACI, las dimensiones mínimas del estribo para una viga de acople deberán ser de $bw/2$ en la dirección paralela a bw , y $bw/5$ en la otra dirección, y, además cada grupo de varillas de refuerzo diagonal deberá estar rodeado por refuerzo transversal con un área de acero no menor que el mayor entre las ecuaciones **Ec. A5.5** y **A5.6** detallada en los anexos.

$$Bb > \frac{bw}{2}$$

$$300mm > \frac{406mm}{2} = 203mm \therefore OK$$

$$Hb > \frac{bw}{5}$$

$$375mm > \frac{406mm}{5} = 81.6mm \therefore OK$$

$$\text{Ec. } A_{sh \min} = 0.09 S bc \frac{f'c}{f_y} \text{ (mm}^2\text{) Ec. A5.5}$$

$$A_{sh \min} = 0.09(100mm)(220mm) \frac{28MPa}{420MPa} = 132 \text{ mm}^2$$

$$\text{Ec. } A_{sh \min} = 0.3 S bc \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'c}{f_y} \text{ (mm}^2\text{) Ec. A5.6}$$

$$A_{sh \min} = 0.3 (100mm)(220mm) \left(\frac{112500mm^2}{64900mm^2} - 1 \right) \frac{28MPa}{420MPa}$$

$$A_{sh \min} = 322.71 \text{ mm}^2 \text{ **Gobierna**}$$

\therefore El área mínima para refuerzo transversal será 322.71 mm^2 .

Dónde:

- $bc: Bb - 2Rec = 300mm - 80mm = 220mm$
- $hc: Hb - 2Rec = 375 - 80 = 295mm.$
- $Ach: (220mm)(295mm) = 64900mm^4$
- $Ag: (300mm)(375mm) = 112500mm^4$

Se propone como varilla de refuerzo transversal varilla #13, y una separación s medida paralela al refuerzo diagonal de $100mm$.

$$3(A_{s_{var. \#13}}) \geq 0.09S bc \frac{f'c}{f_y} (mm^2)$$

$$387mm^2 \geq 0.09(100mm)(220mm) \frac{28MPa}{420MPa} = 132 mm^2 \therefore OK$$

$$3(A_{s_{var. \#13}}) \geq 0.3 S bc \left(\frac{Ag}{Ach} - 1 \right) \frac{f'c}{f_y} (mm^2)$$

$$387mm^2 \geq 0.3 (100mm)(220mm) \left(\frac{112500mm^2}{64900mm^2} - 1 \right) \frac{28MPa}{420MPa} = 322.71 mm^2 \therefore OK$$

Se utilizará un estribo cerrado más un gancho sísmico #13, según las especificaciones de la sección **25.3.2** ACI. Se deberán colocar estribos en las intersecciones de la viga de acople, desarrollándolos en el sitio de armado.

9. Determinación de refuerzo adicional.

El área del refuerzo adicional para la viga de acople deberá ser al menos $0.002bw s$; con un espaciamiento no mayor a $300mm$ entre refuerzos.

Se propone un espaciamiento de $300mm$, y una varilla para refuerzo adicional #10

- Refuerzo adicional vertical:

Se deberán colocar un total de varillas de refuerzo adicional vertical igual $Ln/s = 6$ varillas, ya que se propuso un espaciamiento $300mm$, y se utilizará varillas #10 en dos cortinas

$$A_{sv} = 71mm^2 * 6 = 426mm^2 > 0.002(406mm)(300mm) = 243.6mm^2 \therefore OK$$

- **Refuerzo adicional horizontal:**

Se deberán colocar un total de varillas de refuerzo adicional horizontal igual a $hw/s = 4$, ya que se propuso un espaciamiento $300mm$, y se utilizará varillas #10 en dos cortinas

$$A_{sh} = 71mm^2 * 4 = 284mm^2 > 0.002(406mm)(300mm) = 243.6mm^2 \therefore OK$$

10. Determinación de la longitud de desarrollo.

La longitud de desarrollo en una viga de acople se calculará según la sección **25.4** ACI, usando la ecuación **A5.9** de los anexos, donde Cb será el menor valor entre un medio de la distancia horizontal de varillas diagonales, y el recubrimiento de la sección.

$$\text{Ec. } Ld = \frac{1.3(1.25fy) \phi_{Ref.Diagonal}^2}{1.1\sqrt{f'c} Cb} \text{ (mm) Ec. A5.9}$$

Cb : $40mm$ (Corresponde al Recubrimiento de la viga de acople)

$$Ld = \frac{1.3(1.25(420MPa)) (29.1mm)^2}{1.1\sqrt{28MPa} 40mm} = 2482 \text{ mm} \sim 2500mm$$

El refuerzo diagonal en la longitud de desarrollo podrá seguir su proyección diagonalmente, o podrá ser doblado de manera horizontal, como se muestra dispuesto en la **Figura E5.2**.

11. Determinación de capacidad de la viga de acople.

La manera en la que se disponen los refuerzos diagonales, es para distribuir los esfuerzos resistentes en dos componentes, la componente horizontal resiste el momento actuante, mientras que la componente vertical resiste el cortante actuante en la viga.

La viga de acople tendrá una capacidad por cortante según la sección **18.10.7.4** ACI de:

$$\phi Vn = 2(0.75)(3870mm^2)(420MPa)\text{sen}(27.16) = 1112.94 \text{ KN}$$

Según sección 4.2 de IBC2012, se considera que la viga tendrá una capacidad resistente a momento en cada extremo de la viga de acople de:

$$\phi Mn = \frac{1}{2} (1829mm)(1112.94KN) = 1017.78 KN - m$$