

ARTICULO CIENTÍFICO



Modelo no lineal de elementos finitos para la optimización de

Losa de hormigón postensado unidireccional



DISEÑO ESTRUCTURAL II

¿Que es una losa Postensada?

Diseño Estructural



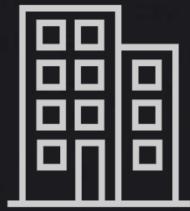
Las losas postensadas colocadas en sitio son realizadas principalmente con acero de presfuerzo formado por torones (agrupaciones de alambres de acero de alta resistencia) que se colocan al mismo tiempo que el acero de refuerzo tradicional y se tensan cuando el concreto llega al 70% u 80% de su resistencia.

Debido al trazado parabólico con que se coloca el acero de presfuerzo, su tensado ejerce una fuerza interna en la estructura que se opone al sentido de aplicación de las cargas, reduciendo así los efectos de éstas.

Por otra parte el presfuerzo comprime la sección transversal de la losa reduciendo los esfuerzo de tensión en el concreto y por consiguiente la cantidad de acero de refuerzo necesario.

Con esta técnica es posible tener menores espesores de losa que los requeridos en losa de concreto reforzado tradicional, mayores claros entre apoyos, se limita la fisuración y se disminuyen las deflexiones.

Introducción



Edificaciones



Puentes



01

Adhrencia

En sistemas adherentes, cada tendón está completamente unido a los materiales de su alrededor.

02

No adhrencia

Para los sistemas no adherentes, los tendones se engrasan y son cubiertos por un tubo de plástico para evitar la corrosión y proporcionar la mínima fricción entre tendones y hormigones.

Introducción

Ventajas del uso del Sistema postensado

Disminución
Del espesor de la losa

1

Reducción
De los costos

Disminuye
Las grietas

3

Reduce
La deflexión de las losas de
hormigón

4



DESVENTAJAS

DE LAS LOSAS POSTENSADAS

Requiere de maquinaria y mano de obra más especializada que el hormigón sin postensar.

Sus precios suelen ser más elevados que algunos métodos tradicionales.

El cálculo es más complejo.

Introducción

Investigaciones previas

1987-2013

(Peng y Liu, 2013; Atabay y Gulay, 2009; Emir, 2013; Sahab et al., 2005a; Chaitanya y Venkat, 2013; y MacRae y Cohn, 1987). Optimizacion de la postension

1991

(Kuyucular, 1991).

Minimizo el peso de los cables pretensados

2008

(Ellobody y Bailey, 2008).

Comportamiento de la losa en una dirección postensada no adherida a temperatura elevada

2013

(Bennegadi et al., 2013).

Optimizacion de refuerzo externo de una viga

Comportamiento de Post-tension experimentalmente

(Williams y Waldron, 1989; Ranzi et al., 2013; y Yang et al., 2013).

1989-2013

Diseño óptimo de losa de y puente de carretera postensado.

(Lounis y Cohn, 1993).

1993

Optimizacion de losas pretensadas mediante algoritmo de busqueda

(Semelawy et al., 2012).

2012

Modelo de elementos finitos para optimizacion de losa de hormigon postensado adherente

(Mohamed et al., 2017)

2017

Introducción

El presente estudio es una extensión del estudio desarrollado por Mohamed et al. (2017).

En el presente artículo, el hormigón no adherente postensado de la losa se estudia con tres nuevas ideas:



Método de Elementos Finitos

Diseño Estructural

El método de los elementos finitos (MEF en castellano o FEM en inglés) es un método numérico general para la aproximación de soluciones de ecuaciones diferenciales parciales muy complejas utilizado en diversos problemas de ingeniería física.

El MEF está pensado para ser usado en computadoras y permite resolver ecuaciones diferenciales asociadas a un problema físico o ingenieril sobre geometrías complicadas.

El MEF se usa en el diseño y mejora de productos y aplicaciones industriales, así como en la simulación de sistemas físicos y biológicos complejos.

La variedad de problemas a los que puede aplicarse ha crecido enormemente, siendo el requisito básico que las ecuaciones constitutivas y ecuaciones de evolución temporal del problema sean conocidas de antemano.

DIFERENCIAS ENTRE EL MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS & EL MÉTODO DE RIGIDEZ

Diferencia entre Métodos

Diseño Estructural

El método matricial o también llamado método de rigidez hasta cierto punto llega a ser lo mismo que el método de los elementos finitos en cuanto a su propósito. La diferencia radica en la forma de deducir las fórmulas de la matriz de rigidez por ambos métodos.

El método matricial de rigidez utiliza principios de resistencia de materiales para deducir las fórmulas de la matriz de rigidez y por tanto está completamente orientado al análisis estructural.

Por otro lado el método de elementos finitos utiliza principios matemáticos como el de transformar una ecuación diferencial por residuos ponderados a su forma integral ponderada y luego a su forma débil. También se puede trabajar con el principio de conservación de la energía y de trabajo virtual y luego utilizar funciones de aproximación para calzar la solución real mediante una aproximación normalmente de función polinómica.

Diferencia entre Métodos

Diseño Estructural

Ambos métodos sin embargo llegan al mismo resultado.

Sin embargo el método matricial tiene sus limitaciones pues logra deducir solamente matrices de rigidez de elementos lineales en una dimensión tipo barra que funcionan para absorber solicitudes axiales cortantes de momento flector o torsor de elementos en una dimensión (de barra).

Por otro lado el método de elementos finitos se extiende mucho más allá pudiendo analizar elementos en dos dimensiones triangulares y cuadrangulares con nudos en las esquinas e incluso nudos intermedios y además elementos en tres dimensiones tetraédricos o hexaédricos.



RESOLUCIÓN DE CERCHA POR EL MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS O EL MÉTODO DE RIGIDEZ

[IR AL PROBLEMA](#)

3. Análisis de losa unidireccional UPT

El estudio experimental sobre losa de hormigón UPT (T2) que fue ensayado por Bailey y Ellobody (2009b) fue seleccionado para la verificación del análisis numérico. La losa fue simplemente sostenida y cargada por cuatro fuerzas concentradas.

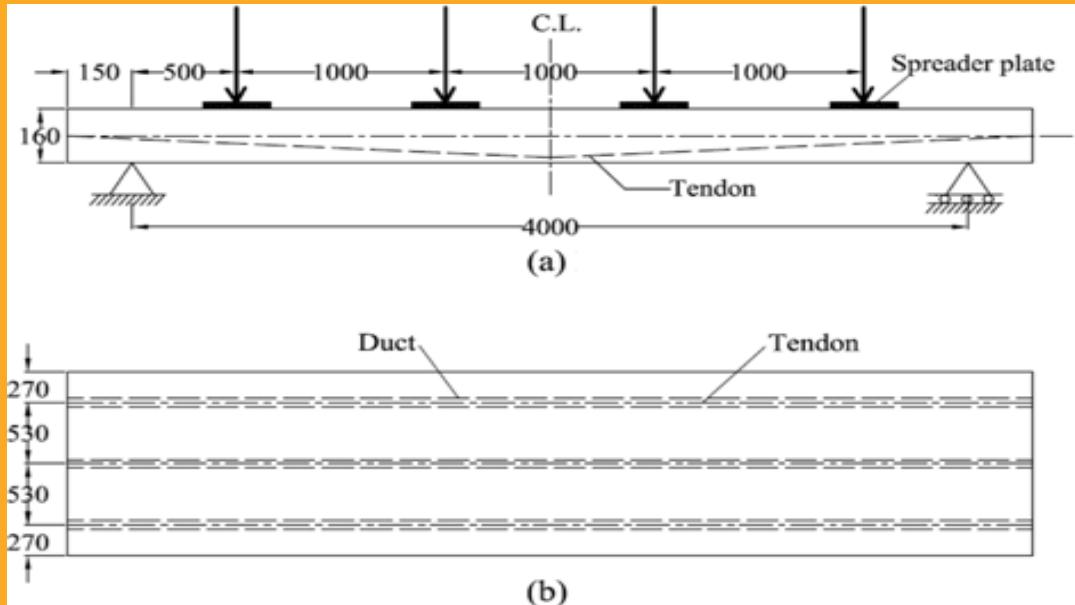


Fig. 2. Geometría de la losa y detalles de carga (dimensiones en mm) (Bailey y Ellobody 2009b): (a) Carga y disposición general de la losa, (b) Vista en planta de la losa

La Fig. 2 (a) ilustra el diseño de la losa unidireccional UPT

El tendón estaba formado por siete alambres de acero de alta resistencia de 15.7 mm de diámetro y 150 mm² de área. Carga aplicada gradualmente con un incremento de 5 kN. Se utilizaron tres conductos longitudinales en la losa con el espacio que se muestra en la Fig. 2(b). El espécimen de losa estaba sostenido por una bisagra en un extremo y sobre un rodillo en el otro extremo (Bailey y Ellobody 2009b).

La Figura 3 ilustra la malla de elementos finitos del hormigón y el cordón de pretensado para una cuarta parte de la losa T2, mientras que la Tabla 1 muestra las propiedades del hormigón, el refuerzo de acero y el cordón.

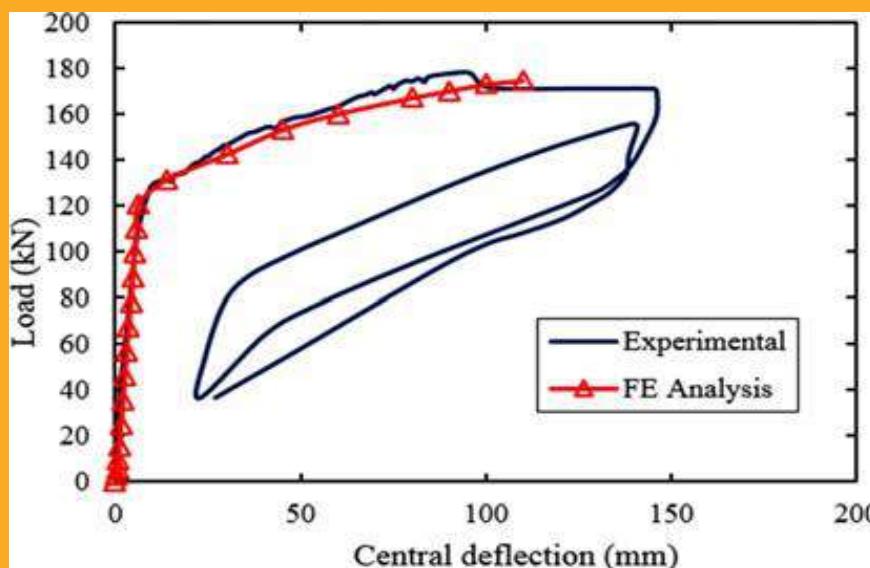


Fig. 4. Curva carga-deflexión

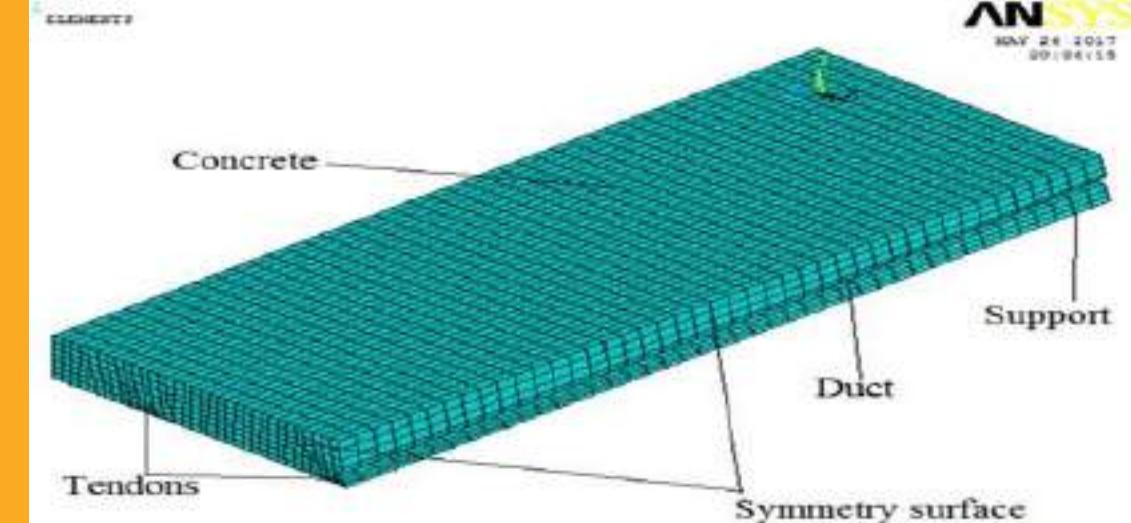


Fig. 3. Malla de elementos finitos de losa y torones de hormigón

La Figura 4 muestra las curvas de carga última frente a deflexión central obtenidas del análisis de elementos finitos y los resultados de las pruebas, y se pueden observar correlaciones cercanas. La deflexión central y la carga de falla logradas a partir del experimento son 93 mm y 178,2 kN respectivamente. La deflexión central y la carga de falla logradas a partir del análisis de elementos finitos son 109 mm y 174,5 kN respectivamente.

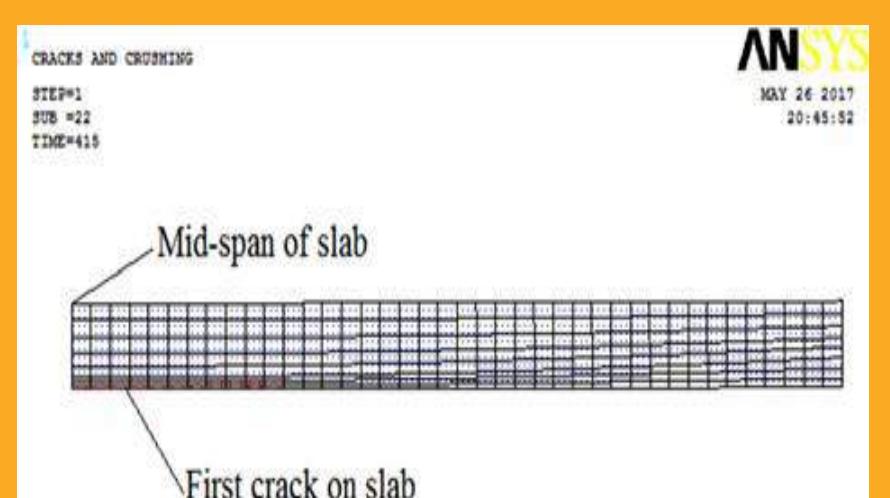


Fig. 5. Primera fisura de la losa UPT

Se puede ver la primera fisura y ocurre en la región de momento constante



Fig. 6. Patrones de grietas y aplastamiento de la losa en la carga de falla

La muestra los patrones de grietas y aplastamiento de la losa en la carga de falla. Se muestra la distribución de tensiones en el hormigón a la rotura.

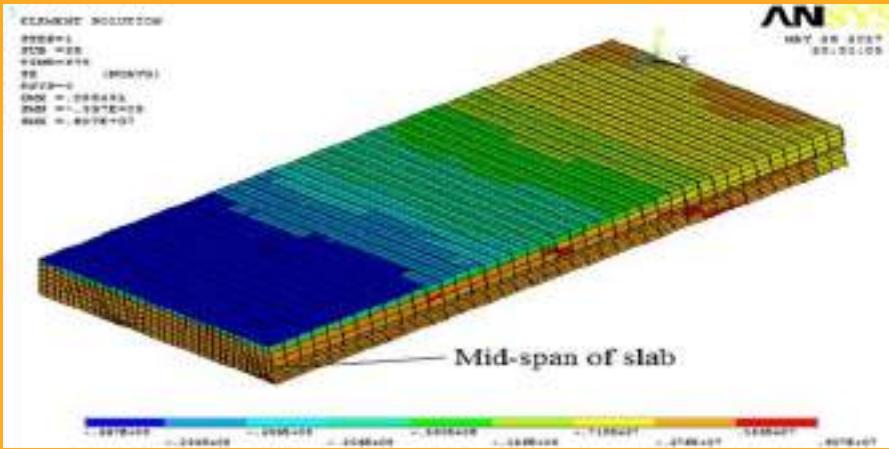


Fig. 7. Distribución de esfuerzos del concreto para la losa en carga de falla

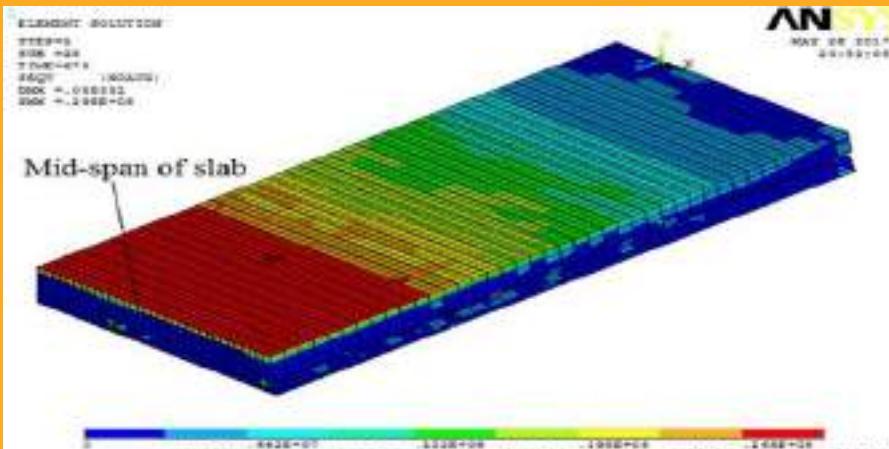


Fig. 8. Esfuerzo de Von Mises de la losa en la carga de falla



El modo de falla del aplastamiento del concreto en el modelo, que esfuerzo normal, esfuerzo normal máximo en el tendón de acero, esfuerzo cortante máximo del concreto y deflexión máxima en la mitad del claro de la losa de concreto. Las restricciones de comportamiento descritas por el ACI 318 se detallan en la Tabla 2.

Table 2. Constraints Specified by the ACI 318

	Constraints	Limit
1	Concrete compression stress, f_c	$f_c > -0.6f_{c'}$
2	Tension stresses in concrete, f_t	$f_t < 0.5 f_{c'}$
3	Stresses in steel tendons, f_{tendon}	$f_{tendon} < 0.7 f_{pu}$
4	Shear stress, V_r	$V_r > V_f$
5	Displacement at slab mid-span, U_y	$U_y < l/360$



Optimización de losa unidireccional Postensada No Adherida

La función objetivo fue el peso total de PTT. El área del PTT, la tensión inicial del tendón y la excentricidad del tendón se consideran como las variables de diseño. Las restricciones fueron el máximo esfuerzo normal del concreto, máximo esfuerzo normal en el tendón de acero, máximo esfuerzo cortante del concreto y deflexión máxima en el centro del claro

Table 1. Material Properties

	Concrete	Steel plate	Strand
Ultimate compression stress, f_{cu} (MPa)	48.20		
Ultimate tensile stress (MPa)	3.00		
Elasticity modulus (MPa)	30×10^3	200×10^3	202×10^3
Poisson's ratio	0.20	0.30	0.30
Yielding stress (MPa)		400.00	1846.00

Table 2. Constraints Specified by the ACI 318

	Constraints	Limit
1	Concrete compression stress, f_c	$f_c > -0.6f'_c$
2	Tension stresses in concrete, f_t	$f_t < 0.5\sqrt{f'_c}$
3	Stresses in steel tendons, f_{tendon}	$f_{tendon} < 0.7f'_{pu}$
4	Shear stress, V_r	$V_r > V_f$
5	Displacement at slab mid-span, U_y	$U_y < l/360$

More details about equations and symbols are described in ACI 318

Minimización del peso total de los PTT para losa UPT

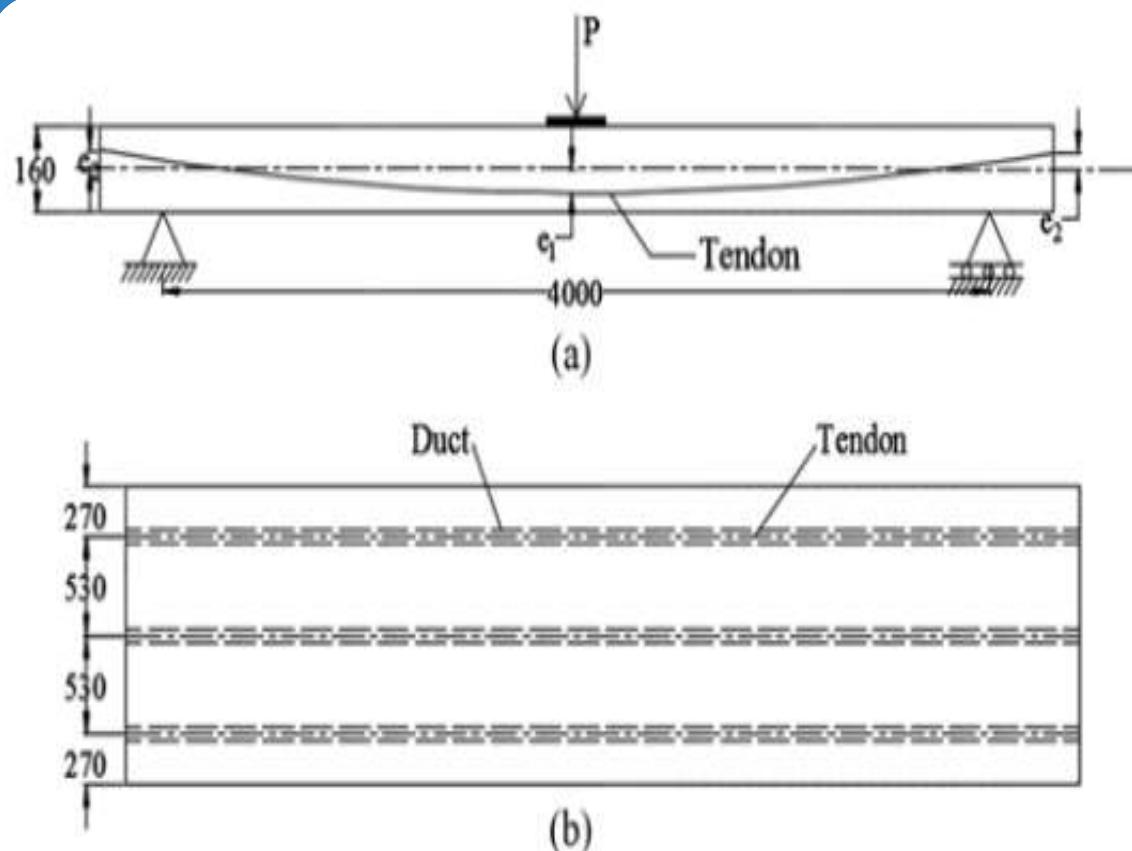


Fig. 10. Dimensions of UPT Slab (mm): (a) General Layout of Slab, (b) Plan View of Slab

La losa fue modelada como un elemento de hormigón completamente postensado y reforzado con PTT no enlazados

La losa de hormigón unidireccional UPT se optimizó utilizando ANSYS.

Las cargas fueron de gravedad y cargas estáticas. El esfuerzo se asumió como la variable en el diseño de optimización.

Para optimizar el peso total de PTT, diseño aleatorio las iteraciones se realizan contra los límites de los parámetros del material

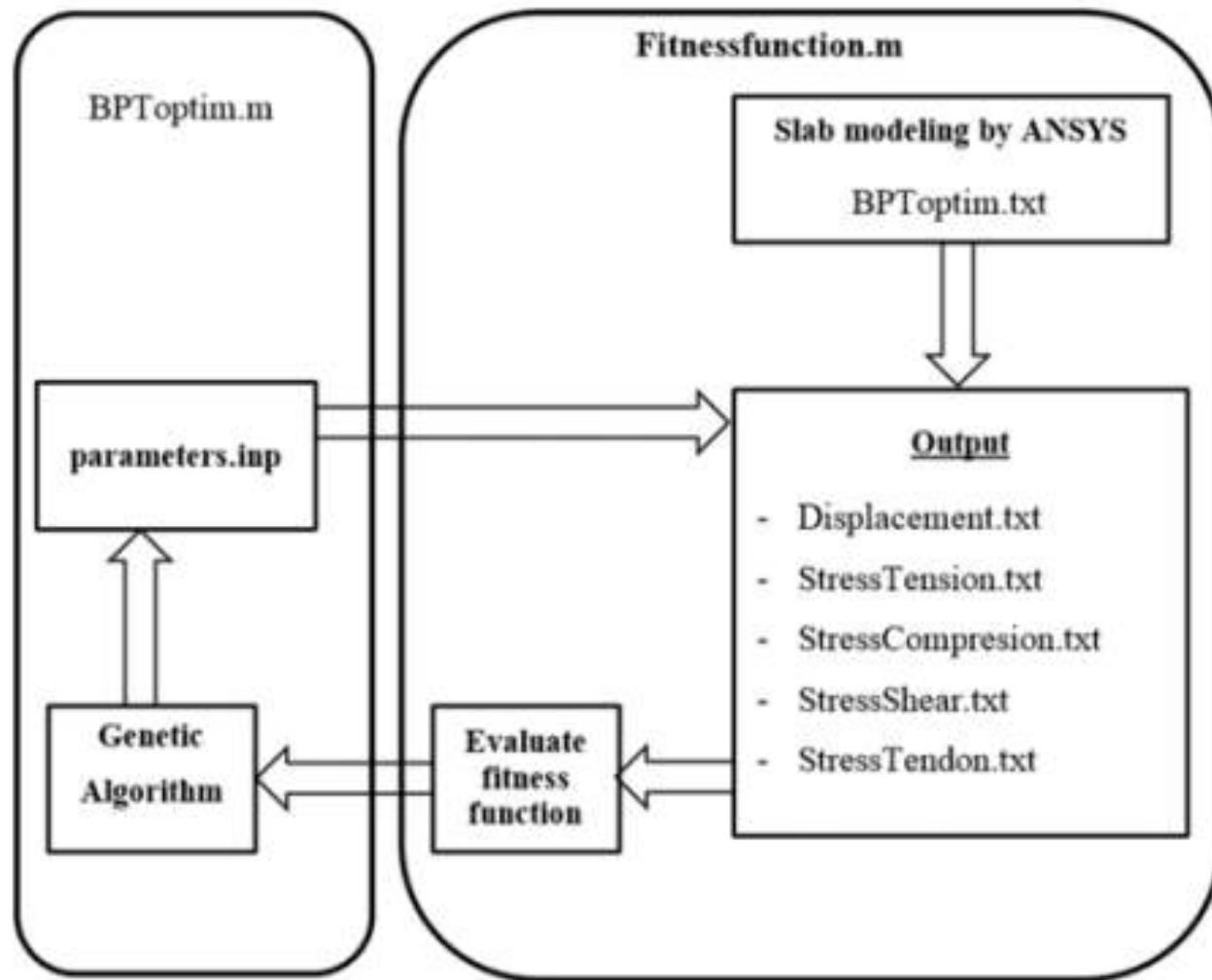


Fig. 15. Optimization with GA

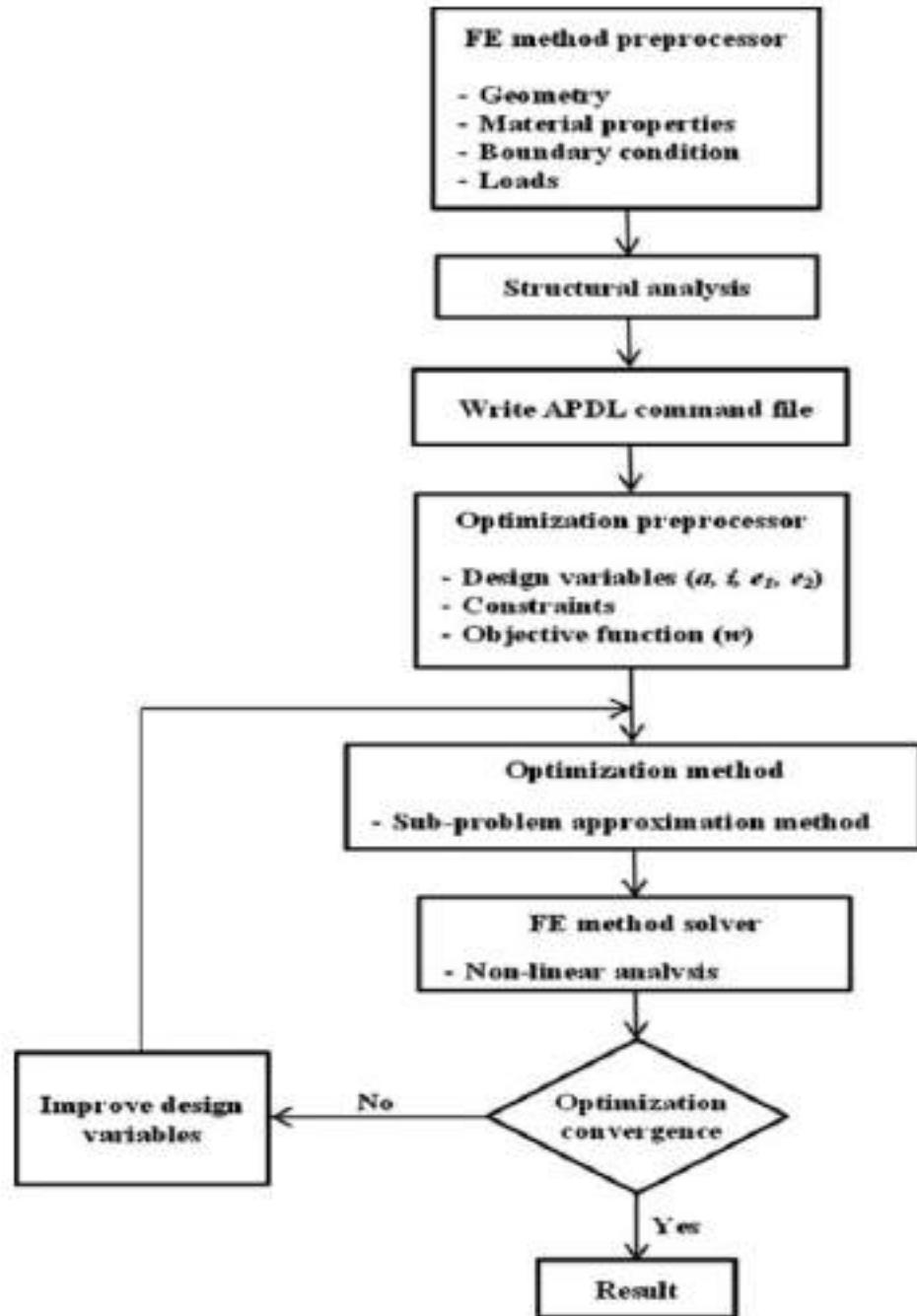


Fig. 9. Optimization Flow Chart

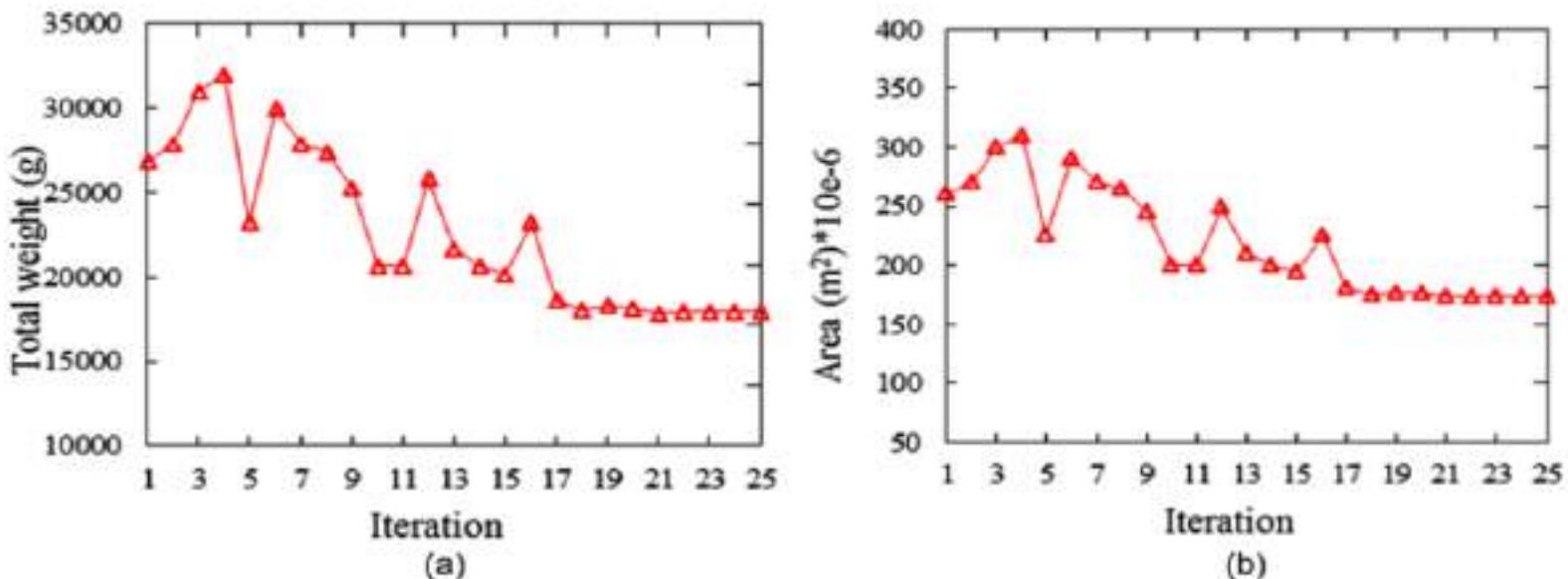


Fig. 11. Evolution of Optimal Total Weight of PTT and Optimal area of PTT Versus Iteration Numbers: (a) Total Weight of Tendons, (b) Area of Tendon

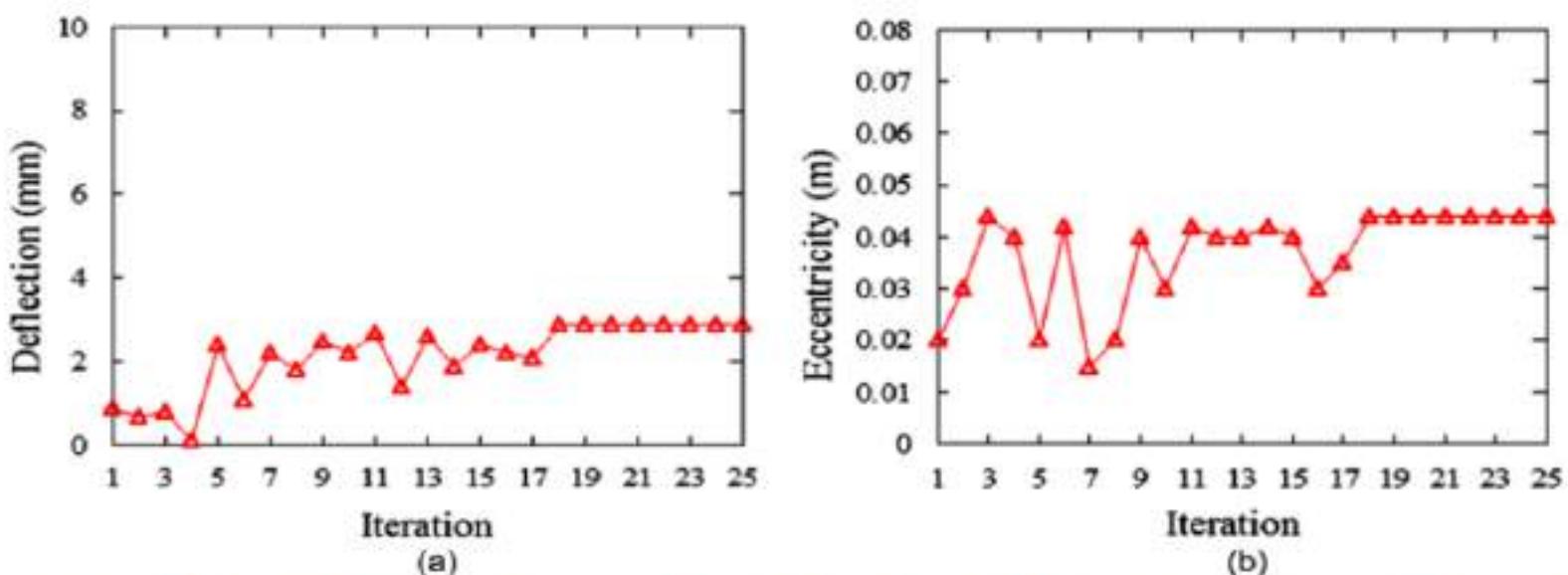
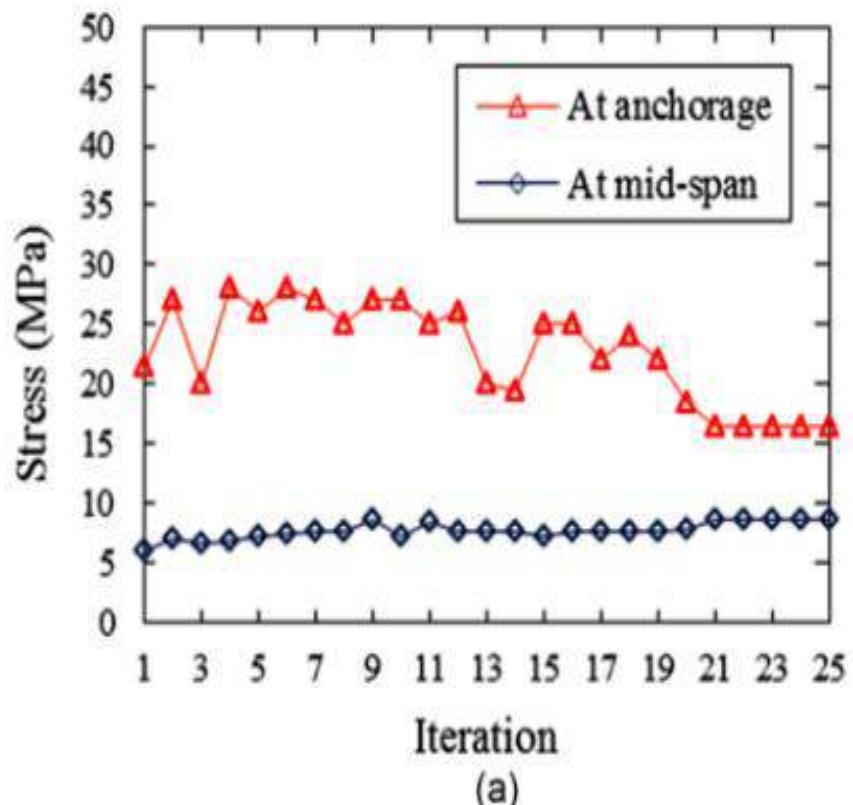
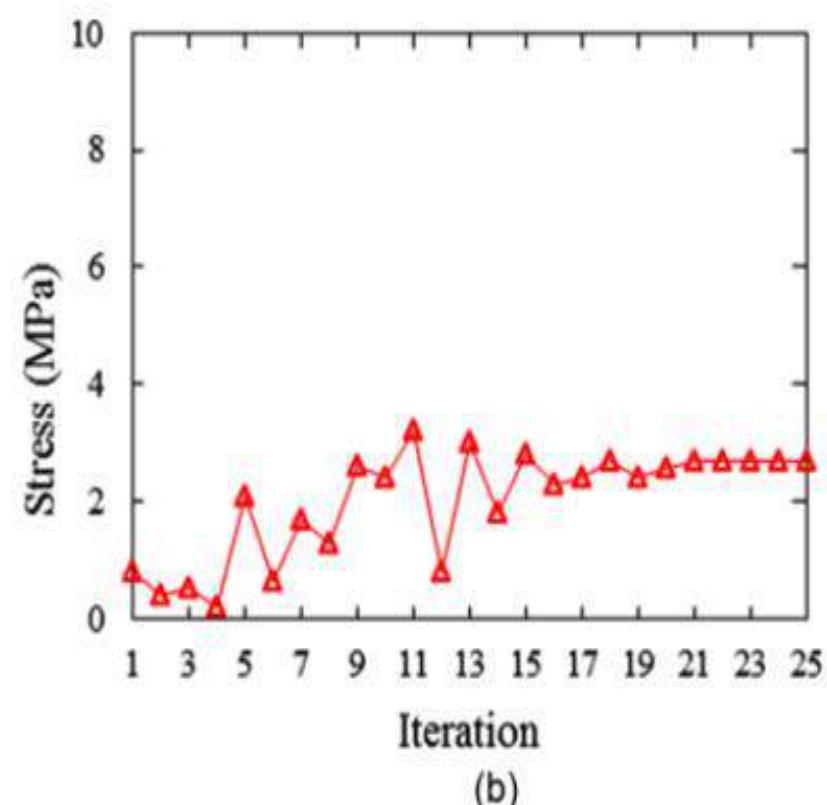


Fig. 12. Evolution of Optimal Mid-span Deflection and Eccentricity of the Tendon at Mid-span of Slab Versus Iteration Numbers: (a) Mid-span Deflection, (b) Eccentricity



(a)



(b)

Fig. 13. Evolution of Compressive and Tensile Stresses Against Iteration Numbers: (a) Maximum Compressive Strength, (b) Maximum Tensile Strength at Mid-span

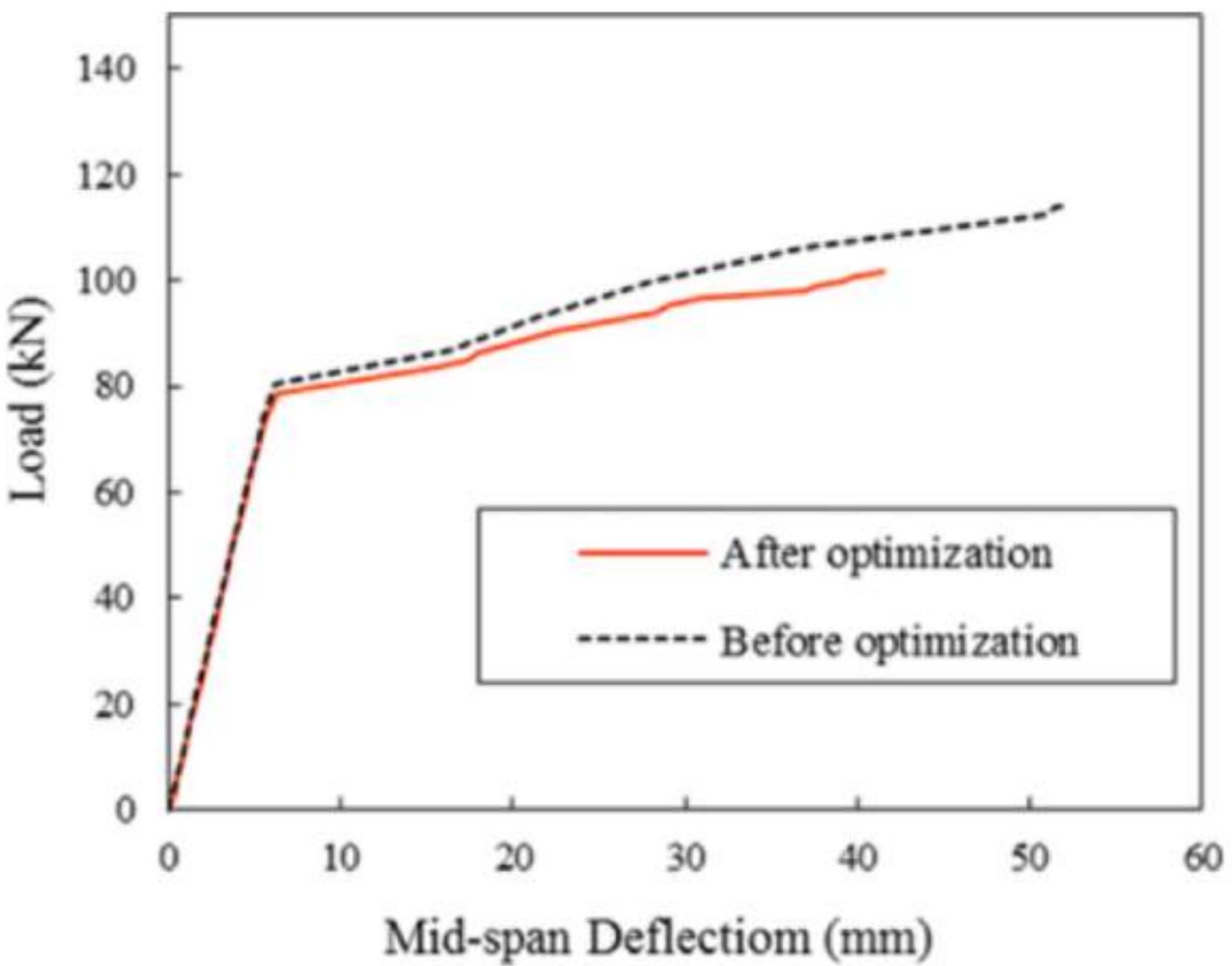


Fig. 14. Load Versus Mid-span Deflection before and after Optimization

Table 3. Maximum, Minimum, Initial and optimal of Design Variables and Constraints

		Min.	Initial value	Max.	Optimal
Objective	w (g)	-----	26316	-----	17956
Design variables	a (m^2)	0.0003	0.000255	0.001	0.000174
	e_1 (m)	0	0.02	0.044	0.043
	e_2 (m)	0	0.02	0.044	0.001
	i (MPa)	1010	1091	1220	1141
	Maximum f_c (MPa)	-20.0	-21.5	0	-16.3
Constraints	Maximum f_t (MPa)	0	0.8	2.7	2.69
	Maximum f_{tendon} (MPa)	0	1083	1430	1181
	Maximum V_r (MPa)	0	3.9	9.0	6.0
	Maximum U_y (mm)	0	0.9	11.0	2.9

where: w is the total weight of PTTs, a is the area of PTT, e_1 is the tendon eccentricity at slab mid-span, e_2 is the tendon eccentricity at slab end and i is the tendon initial stress.

La gráfica de área optimizada tiene una forma similar como el peso optimizado de PTT. Una disminución importante en la área de PTT desde 0.000255 m^2 para el caso inicial a 0.000174 m^2 para la solución convergente se observó. La reducción en el área de PTT fue casi el 32%.



VIDEO SOBRE EL PROCESO CONSTRUCTIVO DE LAS
LOSAS POSTENZADAS

[IR AL VIDEO](#)

CONCLUSIONES



POR SU ATENCIÓN
GRACIAS!



Fín

OPTIMIZACIÓN DE LOSA UNIDIRECCIONAL POSTENSADA NO ADHERIDA

LA LOSA DE HORMIGÓN UNIDIRECCIONAL POSTENSADA NO ADHERIDA SE OPTIMIZÓ UTILIZANDO ANSYS. LA LOSA FUE MODELADA COMO UN ELEMENTO DE HORMIGÓN COMPLETAMENTE POSTENSADO Y REFORZADO CON PESO ÓPTIMO DEL TENDÓN NO ENLAZADO.

LAS CARGAS FUERON DE GRAVEDAD Y CARGAS ESTÁTICAS. EL ESFUERZO SE ASUMIÓ COMO LA VARIABLE EN EL DISEÑO DE OPTIMIZACIÓN, PARA OPTIMIZAR EL PESO TOTAL DEL TENDÓN LAS ITERACIONES SE REALIZAN CONTRA LOS LÍMITES DE LOS PARÁMETROS DEL MATERIAL.

Table 3: Maximum, Minimum, Initial and optimal of Design Variables and Constraints				
	Min.	Initial value	Max.	Optimal
Design variables	$\frac{w_{\text{PTT}}}{w_{\text{PTT}} + w_{\text{tendón}}}$	—	0.00174	0.000255
	$w_{\text{tendón}}$ (kg/m)	4000	5000000	5000
	a_1 (m)	0	0.02	0.0044
	a_2 (m)	0	0.02	0.0044
	γ_{PTT} (kN/m ²)	1000	1000	1200
Constraints	Maximum $w_{\text{tendón}}$ (kg/m)	2000	4000	1400
	Minimum $w_{\text{tendón}}$ (kg/m)	0	800	27
	Maximum a_1 (m)	0	1000	14.06
	Maximum a_2 (m)	0	1000	11.0
Where: w_{PTT} is the total weight of PTT, $w_{\text{tendón}}$ is the area of PTI, a_1 is the tendon eccentricity at slab mid-span, a_2 is the tendon eccentricity at slab mid-span and γ_{PTT} is the tendon unitary stress.				

UNA DISMINUCIÓN IMPORTANTE EN EL ÁREA DE PTT DESDE 0.000255 M² PARA EL CASO INICIAL A 0.000174 M² PARA LA SOLUCIÓN CONVERGENTE SE OBSERVÓ. LA REDUCCIÓN EN EL ÁREA DEL TENDÓN FUE CASI EL 32%

CONCLUSIÓN

UN ESTUDIO EXPERIMENTAL SOBRE LOSA DE HORMIGÓN POSTENSADA NO ADHERIDA DE LA LITERATURA FUE SELECCIONADO PARA LA VERIFICACIÓN DEL ANÁLISIS NUMÉRICO Y SE ENCONTRARON CORRELACIONES CERCANAS ENTRE LA PRUEBA Y LOS RESULTADOS NUMÉRICOS.

COMO RESULTADO, LA REDUCCIÓN EN LA CARGA ES DEL 10%. PERO SE GANÓ UNA REDUCCIÓN EN EL PESO DEL TENDÓN POSTENSADO ES CASI EL 32%.

TAMBIÉN, DEL PROCESO DE OPTIMIZACIÓN, SE HA ENCONTRADO QUE EL ÁREA DEL TENDÓN ES EL GOBERNANTE VARIABLE DE DISEÑO.

DE ESTO, SE PUEDE CONCLUIR QUE LA OPTIMIZACIÓN DEL PESO DE LOS TENDONES POSTENSADOS DE LOSA DE CONCRETO ES NECESARIA PORQUE NOS LLEVA A ENCONTRAR EL ÁREA ÓPTIMA DE TENDONES POSTENSADOS CON BAJO PRECIO Y CONDICIONES DE SERVICIO SATISFACTORIAS.

MODELO DE ELEMENTO FINITO NO LINEAL PARA LA OPTIMIZACIÓN DE LOSAS POSTENSADAS UNIDIRECCIONALES

ANGIE CABALLERO
GLENN DENHAN
LUIS HERRERA
DAVID MORENO

INTRODUCCIÓN

LAS LOSAS POSTENSADAS SON FRECUENTEMENTE UTILIZADAS EN CONSTRUCCIONES DE EDIFICIOS Y DE PUENTES.

ESTAS PUEDEN AGRUPARSE EN DOS CATEGORÍAS BÁSICAS:

- SISTEMA ADHERENTE: CADA TENDÓN ESTÁ COMPLETAMENTE UNIDO A LOS MATERIALES DE SU ALREDEDOR.
- SISTEMA NO ADHERENTE: LOS TENDONES SE ENGRASAN Y SON CUBIERTO POR UN TUBO DE PLÁSTICO PARA EVITAR CORROSIÓN Y PROPORCIONAR LA MÍNIMA FRICCIÓN.

DENTRO DE LAS VENTAJAS DEL USO DE SISTEMA POSTENSADO SE ENCUENTRAN:

- REDUCCIÓN DEL ESPESOR DE LA LOSA
- REDUCCIÓN DE COSTOS
- REDUCCIÓN DE GRIETAS
- DEFLEXIÓN DE LOSAS DE HORMIGÓN

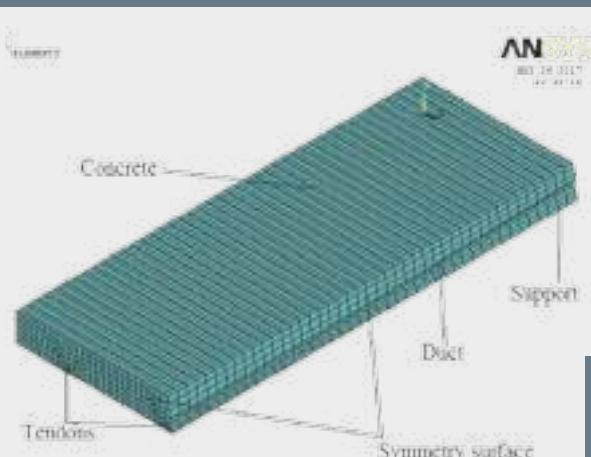
MODELO DE ELEMENTO FINITO

EL MÉTODO DE LOS ELEMENTOS FINITOS ES UN MÉTODO NUMÉRICO GENERAL PARA LA APROXIMACIÓN DE SOLUCIONES DE ECUACIONES DIFERENCIALES PARCIALES Y MUY COMPLEJAS UTILIZANDO DIVERSOS PROBLEMAS DE INGENIERÍA FÍSICA.

EL MEF ESTÁ PENSADO PARA SER USADO EN COMPUTADORES Y PERMITE RESOLVER ECUACIONES DIFERENCIALES ASOCIADAS A UN PROBLEMA FÍSICO O INGENIERIL SOBRE GEOMETRÍAS COMPLICADAS.

SE USA EN EL DISEÑO Y MEJORA DE PRODUCTOS Y APLICACIONES INDUSTRIALES, ASÍ COMO EN LA SIMULACIÓN DE SISTEMAS FÍSICOS Y BIOÓGICOS.

LA VARIEDAD DE PROBLEMAS A LOS QUE PUEDE APlicarse HA CRECIDO ENORMEMENTE, SIENDO EL REQUISITO BÁSICO QUE LAS ECUACIONES CONSTITUTIVAS Y ECUACIONES DE EVOLUCIÓN TEMPORAL DEL PROBLEMA SEA CONOCIDAS DE ANTEMANO.

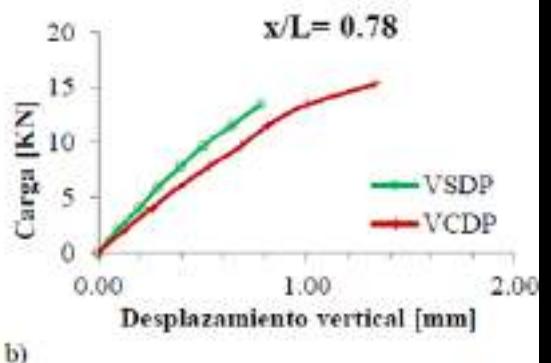


ES IMPORTANTE DESTACAR QUE DE ESTA FORMA PUEDEN ELIMINARSE LAS VIGAS TRADICIONALES, LOGRÁNDOSE ASÍ UNA MAYOR ALTURA ÚTIL DE PISO A PISO. ESTO PERMITE RESOLVER PROBLEMAS DE RASANTE ASÍ COMO, EN ALGUNOS EDIFICIOS EN ALTURA, AGREGAR PISOS ADICIONALES SIN MODIFICAR SU ALTURA TOTAL.

VENTAJAS DE LAS LOSAS POSTENSADAS

- ACORTAMIENTO SIGNIFICATIVO DE PLAZOS DE EJECUCIÓN DE LA OBRA GRUESA GRACIAS A RÁPIDOS Y EFICIENTES PROGRAMAS DE CONSTRUCCIÓN.
- AHORROS EN HORMIGÓN, ACERO, MANO DE OBRA Y MOLDAJE.
- INTEGRIDAD ESTRUCTURAL SUPERIOR PROPORCIONADA POR LA CONTINUIDAD DE LA LOSA Y CABLES.
- DIAFRAGMA SÍSMICO MÁS EFICIENTE AL ENCONTRARSE LA LOZA COMPRIMIDA.
- ESBELTAS ESTRUCTURAS QUE PERMITEN DISMINUIR LA ALTURA DEL EDIFICIO, REDUCIR LAS CARGAS DE FUNDACIÓN Y AUMENTAR LAS LUCES.
- UNIONES SENCILLAS Y EFICIENTES ENTRE LOSAS, VIGAS, MUROS Y COLUMNAS QUE ELIMINAN PROBLEMAS DE JUNTAS ENTRE DICHOS ELEMENTOS.
- SOLUCIONES ESTRUCTURALES CON BAJOS REQUERIMIENTOS DE MANTENCIÓN.
- MAYOR FIRMEZA, DURABILIDAD Y RESISTENCIA AL FUEGO.

ANÁLISIS DE LOSAS POSTENSADAS NO ADHERIDAS EN UNA DIRECCIÓN



Dicha carga fue controlada a fin de no provocar daño sobre la viga.

MÉTODO DE VARIACIÓN DE LOS DESPLAZAMIENTOS

Este método consiste en hallar los desplazamientos verticales en la viga dañada y compararlos respecto a los que posee la viga sana. Este parámetro puede considerarse como un índice de la variación en la rigidez de la estructura y se define como:

$$\delta_i = |w_{iCD}| - |w_{iSD}|$$

La aplicación de este método se llevó a cabo a partir de los desplazamientos obtenidos experimentalmente en la estructura, al pasar de un estado de cargas “A” a un estado de cargas “B”; donde la cantidad de puntos de medición sobre las vigas y por ende la distancia entre los mismos, resultó condicionada al equipamiento disponible para tal fin.

MÉTODO DE LA CURVATURA ELÁSTICA

La curvatura de la elástica de una estructura está dada por:

$$\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} = \frac{M}{EI}$$

donde w es el desplazamiento de la estructura, M es el momento flector solicitante, E es el módulo de elasticidad del material y I es el momento de inercia de la sección. Luego EI representa la rigidez flexional de la estructura y se puede apreciar que, si la estructura presenta un daño localizado, dicha rigidez disminuirá en el lugar del daño y por lo tanto, la magnitud de la curvatura en ese lugar aumentará. Además, cuanto mayor sea la magnitud del daño, mayor será el aumento de la curvatura.

El cálculo de la curvatura de la elástica sobre la estructura dañada puede llevarse a cabo a través de la medición de los desplazamientos para una cierta cantidad de puntos de la estructura y luego, a partir de los mismos, realizar una aproximación mediante diferencias finitas centrales, es decir:

$$\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} = \frac{w(x-s) - 2w(x) + w(x+s)}{s^2}$$

en la cual s es la distancia entre dos puntos adyacentes de medición. De esta manera, el MCE consiste en medir los desplazamientos verticales para una cierta cantidad de puntos de la estructura y a partir de los mismos, obtener la curvatura de la estructura deformada, con la finalidad de detectar anomalías en la misma.

METODOLOGÍAS PARA LA LOCALIZACIÓN DE DAÑO EN VIGAS DE HORMIGÓN PRETENSADO

DISEÑO ESTRUCTURAL 2

Elaborado Por:

Esmeralda Torres 4-805-1867

Haciel Ríos 4-806-2001

Gary Castillo 4-806-5

Gabriela Lara 4-807-1758

Vigas de hormigón pretensado, definición:

Las vigas de hormigón pretensado son vigas de hormigón cuya armadura está formada por tendones de acero de alta resistencia a la que se aplica una fuerza de tensión controlada que produce una presolicitación del hormigón a compresión.

RESUMEN

Los métodos estudiados son el de variación de los desplazamientos y el de curvatura de la elástica, complementados con el uso de imágenes termográficas. Los resultados obtenidos permitieron detectar la presencia de daño y localizarlo con buena precisión.

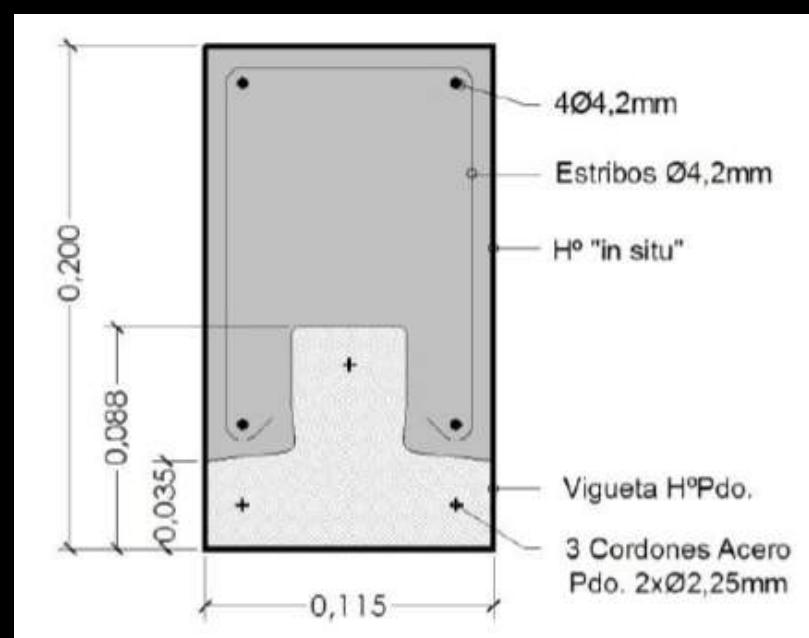
“Metodología Experimental”

Los ensayos de laboratorio se realizaron sobre dos vigas de características similares, pero dañadas en dos posiciones distintas:

- La Viga 01 en la zona central.
- La Viga 02 en una posición cercana a uno de los apoyos.

CARACTERÍSTICAS

Las vigas se componen de una viga pre-moldeada de hormigón pretensado, de sección tipo T, a la cual se le adicionó una cabeza de compresión hormigonada in situ, resultando en una viga de sección rectangular.



SECCIÓN TRANSVERSAL DE LAS VIGAS
ENsayadas

Ensayo de la viga 01

La viga se dispuso en forma simplemente apoyada, con una distancia entre apoyos de 2,00 m, sometida a una carga puntual en el centro de la luz., se instalaron un total de 10 flexímetros, con una precisión de 0,01 mm, los cuales permitieron medir los desplazamientos verticales a medida que se incrementó la carga aplicada.

La carga fue en incremento hasta provocar una fisura localizada en la zona central de la viga. En esta instancia se midió la profundidad alcanzada por la fisura y su ancho máximo en la zona inferior de la viga, así como la posición.



Ensayo de la viga 02

La viga se dispuso simplemente apoyada, con una distancia entre apoyos de 2,00 m y se la sometió a una carga puntual en el centro de la luz. De igual manera que para la Viga 01, se midieron los desplazamientos verticales a medida que se incrementó la carga aplicada.

- Proceso de filtrado :** Para ello se requiere una herramienta software que realice el filtrado. En el caso de esta investigación se recurrió a la herramienta Matlab, con la cual se pudo obtener el rango de frecuencias de interés.
- Espectros de potencia :** las funciones de densidad de potencia espectral (PSD) o auto-espectros, son el resultado de llevar los registros del dominio del tiempo al dominio de la frecuencia por medio de la transformada rápida de Fourier.
- Selección de picos:** la metodología planteada por Felber (1993), plantea un análisis global de los picos del espectro de aceleraciones en cada grado de libertad instrumentado, a partir del espectro medio normalizado.

MODELO NUMÉRICO

Características de la estructura real, tales como: la geometría del puente, las propiedades mecánicas de los materiales que le conforman y la distribución del acero de preesfuerzo , ya que el puente y el Ramo no cuenta con información técnica que soporte los parámetros aquí adoptados, no obstante, se adoptaron una serie de hipótesis que son necesarias para el proceso de calibración del modelo numérico. **Propiedades de los materiales:** los que está compuesto el puente el Ramo.

Preesfuerzo: la calculada por Mora a partir del manual del Fondo Nacional de Caminos Vecinales como la distribución teórica para un puente de 31 metros de longitud con vigas de sección i simplemente apoyado.

Valores propios: la frecuencia correspondiente al periodo fundamental (flexión pura) arrojada por el modelo es de 4.611 y cuenta con un porcentaje de participación de masas del 83.9%.

Capacidad resistente: se evalúa la capacidad en términos de deformaciones admisibles y esfuerzos máximos conforme a los criterios planteados en la Norma Colombiana de Diseño de Puentes

CARGAS

- El peso propio de los elementos: Se tiene en cuenta los efectos de carga muerta. Dependiendo del peso unitario de los elementos como vigas, riostra o concreto. Peso unitario (N/m³) 22700.
- Carga Vehicular: Se asume el diseño primario y secundario estableciendo el 80% de las cargas.
- Fuerzas de postensado: Calculando la memoria del postensado y las fuerzas de tensado distribuidas.

EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD RESISTENTE

Chequeo por esfuerzos:

- Fluencia: define un valor para garantizar la tensión de la fluencia.
- Factor de resistencia: preeforzado controladas por tracción.
- Momento último resistente: mediante las propiedades geométricas de la sección transversal y distribución del elemento.
- Esfuerzo máximo resistente: el esfuerzo de una viga ó materia en función al momento único resistente.
- Verificación de esfuerzos: Comparación de esfuerzos máximos a flexión presentes en las vigas al valor máximo.

CONCLUSIONES

Podemos concluir que la vibración ambiental son una técnica de identificación modal útil que sirve mediante la detección de daños en puentes y otros tipos de estructuras. La proyección de funciones de coherencia y frecuencia con mayor certeza determina lo fundamental del puente que se aproxima a 5,029 Hz. Las frecuencias alternas se consideran ruido asociado a factores externos que se consideran vibraciones del motor de la planta eléctrica.

“DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD RESISTENTE DE PUENTES VIGA-LOSA EN CONCRETO POSTENSADO MEDIANTE PRUEBAS DE VIBRACIÓN AMBIENTAL: CASO DE ESTUDIO PUENTE EL RAMO”

DISEÑO ESTRUCTURAL II
PROFESOR: ALONSO GONZÁLEZ

INTEGRANTES:

- ⇒ IRENE HENRÍQUEZ
- ⇒ DAVID DE GRACIA
- ⇒ NALLELYS SANDOVAL
- ⇒ MANUEL APARICIO



RESUMEN

Para lograr monitorear los cambios o condiciones de la salud estructural de un puente o cualquier estructura durante su vida útil es necesario disponer de ciertos modelos numéricos que permitan detectar la posible existencia de un daño. En este artículo se presenta el análisis de un grupo de investigación sobre el puente El Ramo, esto en base a una serie de puentes postensados que iban a ser inundados por la creación del embalse de Hidrosogamoso, siendo de esta manera un laboratorio en escala real. Este puente tiene 31 metros de longitud, de tipo viga y losa compuesto por un par de vigas de concreto postensado simplemente apoyadas, se realizaron evaluaciones estáticas y otras de vibración ambiental para identificar propiedades dinámicas, estos datos se analizan en modelo numérico que ayudó a obtener



resultados de capacidad resistente del mismo.

INTRODUCCIÓN

La necesidad de monitorear y evaluar las condiciones de obras civiles en estado de operación ha llevado al desarrollo de diferentes técnicas que permitan identificar propiedades, cuya variación en el tiempo puede ser una indicación de la existencia de daño.

Es recomendable utilizar evaluaciones o métodos no destructivos considerando que las mismas se mantienen en servicio, en estructuras de concreto se utilizan técnicas no forzadas para determinar

propiedades dinámicas, ya que las mismas logran captar respuestas de la estructura bajo la acción natural del medio ambiente, por lo que se le conocen como AVT. Estas técnicas representan una identificación apropiada para la calibración y actualización y validación de modelos numéricos. El tiempo y los avances tecnológicos han desarrollado equipos que permiten medir con precisión niveles muy bajos de respuesta dinámica inducida por excitaciones ambientales, lo que ayuda a la identificación modal con señales de salida, se convirtió en una alternativa de gran importancia en el campo de la ingeniería civil.

Debido a la inundación del embalse de la represa Hidrosogamoso en Santander, Colombia, fue posible la realización de campañas experimentales, estáticas y dinámicas de varios puentes localizados sobre la vía La Renta—San Civente del Chucurí, siendo de esta manera un laboratorio en escala real.

Se realizó un registro de aceleración obtenidos, la identificación de sus propiedades dinámicas y la elaboración de un modelo numérico, el cual una vez calibrado, servirá de base para la determinación de la capacidad resistente del puente en estudio, conforme a la norma colombiana de puentes vigentes.

MARCO TEÓRICO

Para realizar las respectivas mediciones se deben considerar parámetros como: los métodos empleados para la excitación de la estructura, los transductores usados para medir la vibración y los procedimiento de prueba manejados.

Dentro del análisis están:

- Parámetros dinámicos
 - ◊ Frecuencias naturales
 - ◊ Formas modales
 - ◊ Amortiguamiento
- Técnicas experimentales de análisis modal
 - ◊ Transformada de Fourier

CAMPAÑA EXPERIMENTAL

- El puente El Ramo es de tipo vigas en concreto postensado y losa en concreto reforzado con una luz de 31 metros y 4.7 metros de ancho, apoyado isostáticamente.
- Este puente está ubicado sobre la vía La vereda La Renta, el cual atraviesa la quebrada El Ramo, que finalmente fue inundada por el espejo de agua del embalse.
- Para realizar el levantamiento se utilizó un escáner láser Riegl VZ-400 de alta precisión, se ubicó sobre diferentes estaciones, con la ayuda de un software se filtró la información para el modelo tridimensional y se tomaron las dimensiones reales del puente.
- Finalmente se extrajo la sección transversal ilustrada y no presenta carpeta asfáltica, ni andenes, solo barandas metálicas en mal estado y con un peso despreciado para el estudio.

EQUIPOS Y MATERIALES

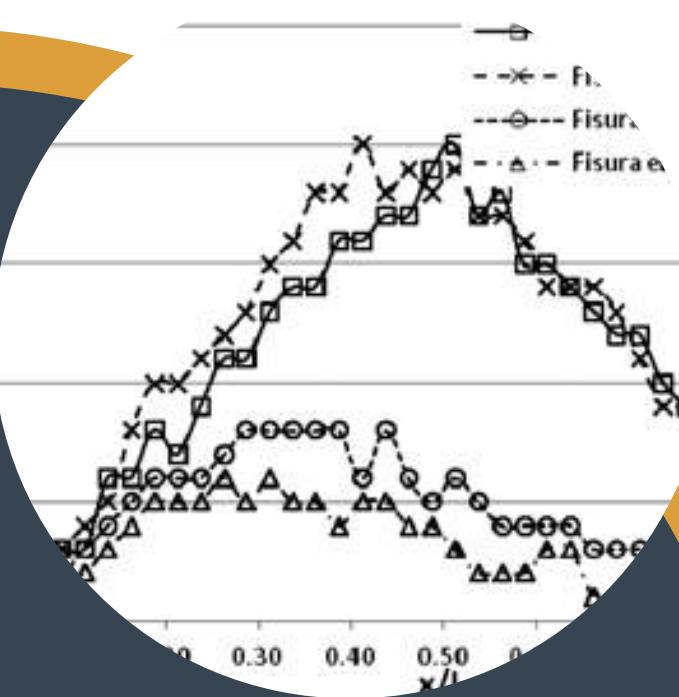
- Consola K2: Equipo de adquisición multicanal (x12) fabricado por Kinematics.
- Sensores triaxiales FBA ES-T (x2): Sensibilidad de hasta 10 V/g. Tiene un ancho de banda DC hasta 200 Hz, un rango de frecuencia de entre 0,15 y 1000 Hz, y un rango dinámico desde $\pm 0,25$ a $\pm 4g$.
- Computador portátil
- Otros: cronómetro, cinta métrica, aerosol, planta eléctrica, etc

PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS DE SEÑALES

- Corrección de línea base consiste en:
 - ◊ Realizar un ajuste por mínimos cuadrados y obtener la curva del polinomio que mejor se adapte a las parejas de valores de tiempo y aceleración.
 - ◊ Restar de los valores de aceleración real los valores de sus respectivos homólogos obtenidos con la ecuación de regresión derivada.

Parámetros de configuración del modelo

- Sensibilidad a la densidad de mediciones
- Sensibilidad a la precisión de las mediciones
- Sensibilidad a la posición de la fisura, respecto a los puntos de medición
- Sensibilidad a la ubicación de la fisura a lo largo de la viga
- Sensibilidad a la profundidad de la fisura
- Aplicación del método con mediciones en la fibra superior
- Sensibilidad al grado de pretensado

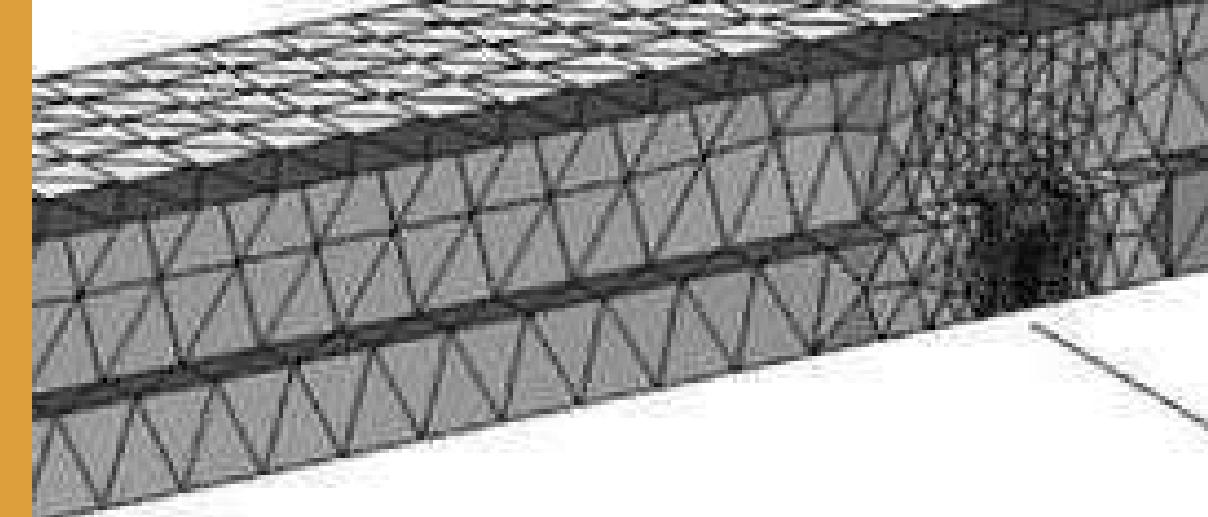


Conclusiones

El estudio pretende ser de aplicación a configuraciones de fisuras discretas o sectores de fisuración localizados, provocados por ejemplo, por la aparición de cargas no previstas, previéndose para futuros trabajos, el análisis y/o desarrollo de métodos de detección de fisuras distribuidas, como las que aparecen por ejemplo, por efectos reológicos del hormigón.

El estudio realizado permite, mediante la utilización de modelos numéricos tridimensionales, por una parte validar el método de los desplazamientos, utilizado para la detección y localización de fisuras discretas de flexión, en vigas de hormigón pretensado y, además, mediante la información proporcionada por dichos modelos, muestra como puede facilitarse y hacerse más eficiente la configuración previa de los correspondientes ensayos experimentales.

Artículo científico



Diseño
Estructural
2

Detección de
fisuras en
vigas de
hormigón
pretensado

Jorbix Castillo
Alexis Cubilla
Jocelyne Jimenez
Andrea Santamaría

Resumen

Al inspeccionar y garantizar la seguridad estructural existente, es importante aplicar las técnicas adecuadas para la detección temprana de posible presencia de daños.

En este trabajo el método de variación de los desplazamientos, para detectar la presencia de grietas producidas por la flexión en vigas de hormigón pretensado fue validado mediante modelos numéricos 3D.

Los modelos 3D fueron construidos y resueltos mediante el método de elementos finitos. La sensibilidad de cada parámetro utilizado en este estudio se obtuvo por medio de varios análisis.

Introducción

- Estas estructuras pueden verse afectadas por distintas patologías, entre ellas, una de las que más preocupa es la fisuración.
- Son varias las causas que pueden dar origen a la aparición de fisuras, y estas pueden darse en forma individual o bien combinadas entre sí, agravando la situación.
- En este artículo se evalúa, en particular, mediante modelos numéricos tridimensionales, la aplicabilidad de un método estático, que se basa en la Variación de los desplazamientos y las consideraciones que se deben tener en cuenta, para detectar una fisura discreta en vigas de hormigón pretensado.

Características del modelo

Geometría de la viga

El estudio se realizó sobre una viga simplemente apoyada de Hormigón Pretensado, de sección tipo T, pretensada a través de cuatro cables rectos adherentes.

Estados de carga

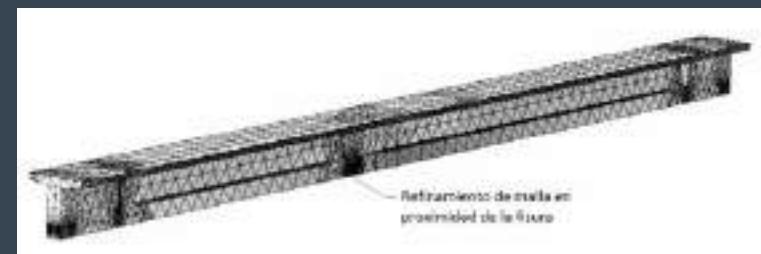
Se analizó bajo dos estados de carga, por un lado, sometida solo a las cargas de peso propio y por otro, adicionándole fuerzas concentradas que simulan la acción de una aplanadora.

Hipótesis de daño

Primero, se modeló la viga sin presencia de daño y luego, se la analizó agregando una fisura discreta en la zona inferior de la misma. Se consideraron para este estudio diferentes ubicaciones de la fisura y distintas profundidades de la misma.

Modelo de Elementos Finitos

el modelo se realizó con el software Comsol Multiphysics, Versión 4.4 FNL. Se trabajó con un modelo 3D y como producto de este estudio se obtuvo la malla adoptada en el presente trabajo.



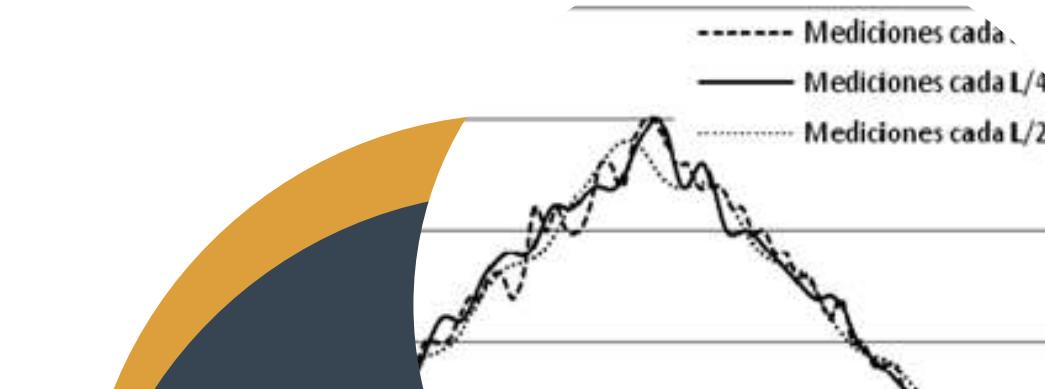
Detección de daño por el método de variación de los desplazamientos

Este método consiste en hallar los desplazamientos verticales en la viga dañada y compararlos respecto a los que posee la viga sana.

Este parámetro puede considerarse como un índice de la variación en la rigidez de la estructura.

Graficando dicha diferencia de valores de los desplazamientos verticales, se puede detectar la presencia de daño, observando el cambio de pendiente de la curva.

Para aplicar este método, es necesario disponer de las magnitudes de los desplazamientos de la viga sana, a los efectos de realizar la comparación. Puede contarse con esta información cuando se hacen inspecciones de la estructura con cierta frecuencia.



PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS

Por esta razón, a partir de los resultados de obra se estima un coeficiente de fricción por curvatura no intencional (K) de tal forma que los alargamientos obtenidos según los principios de fricción sean iguales a los leídos en obra. Este procedimiento se realiza sucesivamente hasta encontrar el valor adecuado del coeficiente K . Debido a la longitud y al trazado de los cables, se asumió que la diferencia inducida al considerar fijo el efecto de fricción por curvatura del cable (μ), no afecta apreciablemente los resultados.

CONCLUSIONES

A partir de la evaluación realizada, se propone que el coeficiente de ondulación o coeficiente por curvatura no intencional (K) estipulado en el CCDSP (Instituto Nacional de Vías, 1995) sea reducido de acuerdo con el tipo de puente.

El coeficiente K calculado para los cables de continuidad en los puentes de voladizos sucesivos es el mayor de los resultados obtenidos, y su valor difiere apreciablemente de los demás resultados. Es posible que esta diferencia sea debida a las variadas curvaturas que presenta el cable, tanto por el trazado propio del cable, como por la curva de la placa inferior del puente, lo que implicaría que las pérdidas por curvatura son mayores que las contempladas en el diseño. Esto puede ocurrir porque los alargamientos obtenidos en obra tienden a ser mucho menores que los teóricos.

Palabras clave: coeficiente de fricción, alargamientos, torón, cables, puentes por voladizos, puentes de placa y vigas.

COEFICIENTE DE FRICCIÓN POR CURVATURA NO INTENCIONAL EN CONCRETO POSTENSADO

GRUPO :

MARIA GARCÍA
KEISLYN CARRERA
ANYELID GÓMEZ
ZAHARANI GOZAINÉ

MATERIA:

DISEÑO ESTRUCTURAL II

PROFESOR: ALONSO GONZALEZ



Generalidades del efecto de fricción

INTRODUCCIÓN

La investigación recopilada en este artículo tuvo como objetivo principal determinar el coeficiente de fricción por curvatura no intencional (K) en puentes de concreto postensado, a partir de registros de tensionamiento de algunos puentes construidos en Colombia, para ello comparó el coeficiente de fricción por curvatura no intencional de cada cable determinado a partir de registros de campo, con los valores establecidos en el CCDSP (Instituto Nacional de Vías, 1995), y por último, se propone un coeficiente de fricción por curvatura no intencional para ser empleado en el diseño de puentes en concreto postensado dependiendo del tipo de superestructura.

Las pérdidas de preesfuerzo en el concreto preesforzado se pueden agrupar en dos categorías (Lin, 1969, p. 110):

- Pérdidas elásticas inmediatas: ocurren durante el proceso de construcción del elemento. En esta categoría se encuentran las pérdidas por fricción, por penetración de cuña y por acortamiento elástico del concreto.
- Pérdidas diferidas o a largo plazo: se presentan durante el período inicial de funcionamiento del elemento (primeros años). Se consideran como pérdidas diferidas: la retracción de fraguado, el flujo plástico del concreto y la relajación del acero.

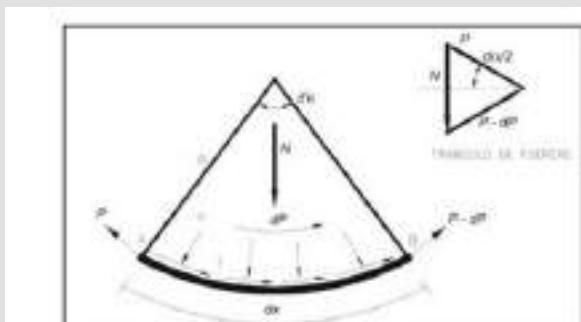


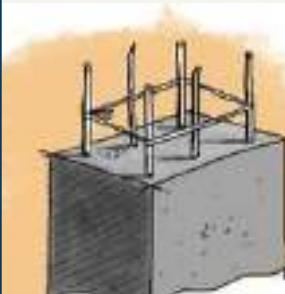
Figura 1. Cuerpo libre fuerzas de tensionamiento (basado en Lin, T. Y., 1963, p. 131).



DESCRIPCIÓN DE PUENTES ESTUDIADOS

Los puentes estudiados fueron construidos por diferentes firmas colombianas, empleando diversos sistemas de tensionamiento, y el diseño estructural fue realizado por la firma Darío Farías y Cía. Ltda. Los registros de tensionamientos analizados se dividieron en dos grupos, según el tipo de estructura: puentes de placa y vigas y puentes por voladizos sucesivos.

La esbeltez de una columna se expresa en términos de su relación de esbeltez $k l_u/r$, donde k es un factor de longitud efectiva (que depende de las condiciones de vínculo de los extremos de la columna), l_u es la longitud de la columna entre apoyos y r es el radio de giro de la sección transversal de la columna. En general, una columna es esbelta si las dimensiones de su sección transversal son pequeñas en relación con su longitud.



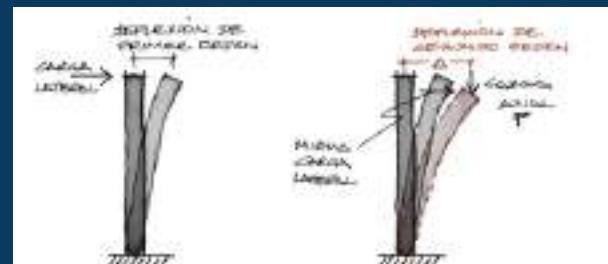
A los fines del diseño, el término "columna corta" se usa para designar una columna que tiene una resistencia igual a la calculada para su sección transversal,

usando las fuerzas y los momentos obtenidos de un análisis para combinación de flexión y carga axial. Una "columna esbelta" se define como una columna cuya resistencia se reduce debido a las deformaciones de segundo orden (momentos de segundo orden). Según estas definiciones, una columna con una determinada relación de esbeltez se puede considerar como columna corta bajo un determinado conjunto de restricciones, y como columna esbelta bajo otro conjunto de restricciones. Con el empleo de hormigones y armaduras de mayor resistencia, y con métodos de análisis y diseño más precisos, es posible diseñar secciones de menores dimensiones, lo cual da origen a elementos más esbeltos. En consecuencia, la necesidad de contar con procedimientos de diseño confiables y racionales para las columnas esbeltas se convierte así en una consideración importante en el diseño de columnas.

Efectos de la esbeltez CONSIDERACIONES GENERALES

CONCLUSIÓN

La validez del método propuesto y el algoritmo numérico se probó con los resultados experimentales informados por diferentes investigadores de más de setenta muestras de columna. El método propuesto se puede utilizar para analizar cualquier columna prismática esbelta, incluidas aquellas hechas de una sección transversal sólida o hueca (rectangular, circular, ovaladas, C-, T-, L- o de cualquier forma arbitraria) y de vigas columnas hechas de forma circular y tubos rectangulares de acero llenos de hormigón de alta resistencia.



En un estudio realizado por el comité conjunto ACI-ASCE se indicó que el 90% de las columnas de las edificaciones están impedidas de desplazamiento lateral y el 40% de estas pueden diseñarse como columnas cortas es decir su capacidad de carga solo depende de la geometría de la sección y la resistencia de los materiales con poco o ningún efecto de la esbeltez.

UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTA MARÍA LA ANTIGUA

"FLEXIÓN BIAXIAL DE LAS COLUMNAS ESBELTAS DE CONCRETO EN ALTA RESISTENCIA Y LOS TUBOS LLENOS DE CONCRETO BAJO CARGAS A CORTO Y LARGO PLAZO"

ELABORADO POR:
ANGELA MONTES
OLGA PATIÑO
LAURA LICONA
ASHLEY SÁNCHEZ

MATERIA:
DISEÑO ESTRUCTURAL II

PROFESOR:
ALONSO GONZÁLEZ

30 DE MARZO DE 2022

INTRODUCCIÓN

Una columna esbelta es definida como una columna que cuya resistencia se reduce debido a las deformaciones de segundo orden por momentos de segundo orden que producen un pandeo en el elemento.



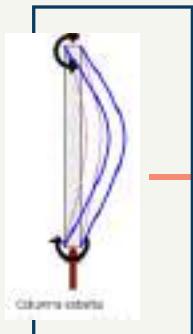
La esbeltez de una columna se expresa en términos de su relación de esbeltez $k_l u/r$

El concepto básico del comportamiento de las columnas esbeltas rectas con carga axial concéntrica fue desarrollado originalmente por Euler en 1744, se puede determinar los esfuerzos críticos que puedan ocurrir en un elemento para el pandeo.



Flexión biaxial de las columnas esbeltas de concreto en alta resistencia y los tubos llenos de concreto bajo cargas a corto y largo plazo

Un procedimiento analítico que calcula la respuesta tanto a corto como a extenso plazo, de columnas esbeltas elaboradas de hormigón de alta resistencia y de tubos de hormigón, con condiciones físicas generalizadas que permanecen sujetos a cargas transversales en todo el vano y a cargas axiales, en los extremos (causando curvatura fácil o doble bajo flexión uniaxial o biaxial)

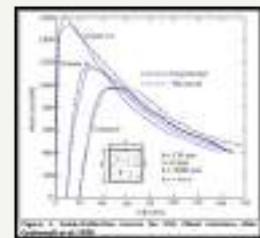


Las columnas analizadas incluyen secciones transversales solidadas y huecas y columnas de tubos de acero circulares o rectangulares rellenos

Verificación del modelo propuesto

$f_c'' = f_c'$ para todas las muestras, particularmente válido para las columnas tubulares sometidas a carga axial con grandes excentricidades, y para columnas tubulares circulares,

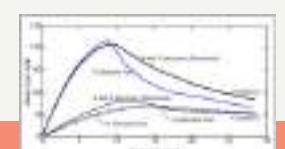
Número	λ	L_e	E_s	P_c	Resistencia teórica (kN)	Resistencia experimental (kN)
1	1.0	20	101.7	76	75.6	75.6
4	1.0	20	101.7	76	82.0	82.0
8	0.9	25	122.7	95	92.6	92.6
9	0.9	20	101.7	92	98.9	98.9
11	0.8	20	123.6	96	100.0	100.0
13	0.8	20	123.6	96	98.4	98.4
14	0.8	20	123.6	96	100.0	100.0
15	0.8	20	123.6	96	100.0	100.0



Número	λ	L_e	E_s	P_c	Resistencia teórica (kN)	Resistencia experimental (kN)
11	0.92	100.4	114.7	4.57	16.96	16.96
22	0.92	100.4	114.7	17.98	17.98	17.98
23	0.92	100.4	114.7	17.98	17.98	17.98
48	0.92	100.4	114.7	11.07	11.07	11.07
53	0.92	100.4	114.7	21.1	21.1	21.1
45	0.92	100.4	114.7	21.1	21.1	21.1
46	0.92	100.4	114.7	16.96	16.96	16.96
57	0.92	100.4	114.7	20.3	20.3	20.3
58	0.92	100.4	114.7	16.96	16.96	16.96
59	0.92	100.4	114.7	11.07	11.07	11.07
60	0.92	100.4	114.7	11.07	11.07	11.07

Una serie de 36 columnas con una altura efectiva de 66,14 pulg (1.68m) se sometieron a carga axial a corto plazo hasta fallar en la Universidad de Curtin, Australia.

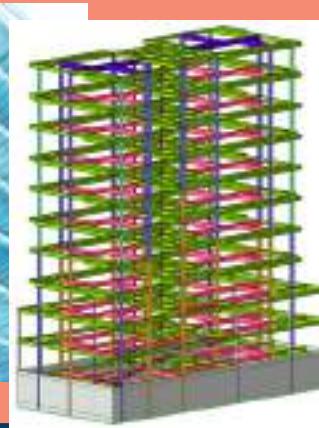
Las columnas estaban simplemente apoyadas y sometidas a una carga axial excéntrica P que provocaba momentos iguales (P_e) en ambos extremos.



Curvas de carga-deflexión de las columnas L3 y L4 probadas por Hsu et al 1995

Columnas según Cederwall et al 1999.

serie de 22 columnas de tubos de acero cuadrados de 120 mm rellenos de hormigón y con una altura de 3 m se probaron bajo cargas a corto plazo.



Una "Columnas probadas por Kilpatrick y Rangan 1999. Se probaron 41 columnas tubulares de acero rellenas de hormigón bajo cargas a corto plazo, 11 muestras de prueba fueron sometidos a doble curvatura, el resto a curvatura simple.

Las muestras de prueba se fabricaron con tubos de acero de 2,4 mm (0,094 pulg) de espesor, 0,1015 m (4,05 pulg) de diámetro y 2,175 m (85,63 pulg) de longitud.

ESTUDIO

Resultados experimentales versus calculados de las columnas analizadas por Hsu et al 1995

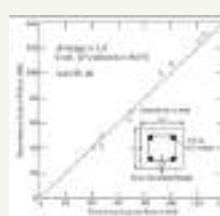


Figura 7. Load-Deflection Curves of Columns L3-19, L3-20, L4-19, L4-20 sometidas a cargas axiales y excéntricas.

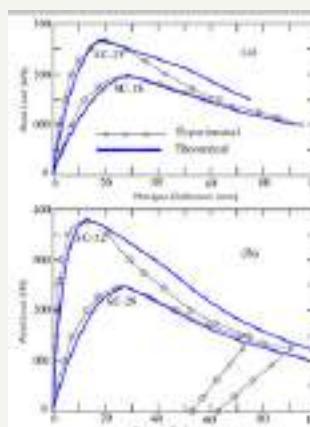


Figura 8. Cargas axiales y excéntricas.

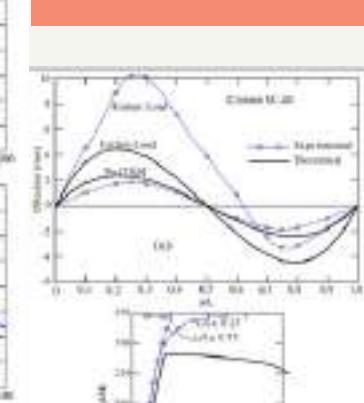


Figura 9. Cargas axiales y excéntricas.

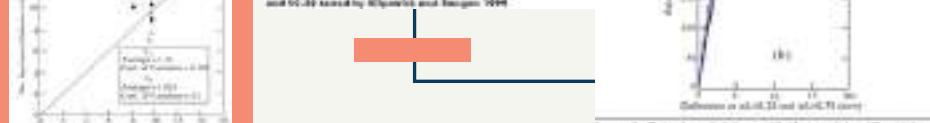


Figura 10. Cargas axiales y excéntricas.

SISTEMA DE POSTENSADO

El postensado de losas es un sistema relativamente nuevo en nuestro medio. Debido a la explosión en el rubro de la construcción que ha experimentado en los últimos tiempos nuestro país, las empresas dedicadas a este campo se han visto en la necesidad de innovar y adoptar nuevas tecnologías en sus métodos y sistemas de construcción para llegar a estructuras más eficientes y conseguir así que las obras realizadas sean más económicas, seguras, estéticas además de reducir los tiempos en el proceso de construcción.



CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- Haciendo una comparación de costos entre una losa postensada nervada armada en dos direcciones y la losa originalmente diseñada originalmente para la construcción del edificio "Venus" con hormigón armado se proyectó una reducción en el costo de la losa de un 14% (Montaño, 2006).
- Se presume también que, al utilizar elementos estructurales, las cargas que llegarán a la fundación mediante las columnas serán menores. Reduciendo así, la sección de las fundaciones llegando también a una disminución en el presupuesto general de la obra.
- Se reduce la altura de cada entrepiso en un 50%. Es decir, 20cm en cada losa, lo que nos lleva a una reducción en la altura total del edificio de 2.40m.
- Una vez conseguido el diseño de esta losa podemos ver que al no tener vigas los espacios son mucho más limpios y estéticos cumpliendo así con una de las premisas del uso de las losas postensadas.
- Debido al Pre-esfuerzo introducido en las losas que balancean el 100% de la carga muerta de servicio las deflexiones en la losa serán mínimas aun en claros más largos que los propuestos en este ejemplo de diseño.

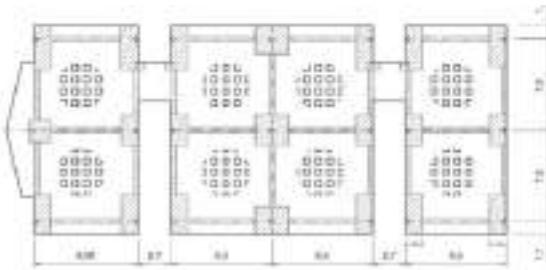
DISEÑO Y APLICACIÓN DE SISTEMAS DE POSTENSADO DE LOSAS CON TENDONES NO ADHERIDOS EN ESTRUCTURAS DE USO HABITACIONAL Y COMERCIAL

Mario Andrés Montaño León



Integrantes:

Diva González 4-806-1793
Luanys Hernández 4-777-411
Marukel Ponte 4-804-1043
Jose Luis Castillo 4-802-149



EJEMPLO DE DISEÑO DE UNA LOSA POSTENSADA NERVADA EN DOS DIRECCIONES

En este ejemplo se mostrará paso a paso el diseño de una franja de diseño de losa postensada. Como se puede ver, toda la losa es 2007-2008 iCIVIL 4 nervada en dos direcciones. En las zonas de las columnas se previeron ábacos para resistir los esfuerzos de corte perimetral y corte unidireccional.

PREDIMENSIONAMIENTO

La Tabla 1 nos muestra las relaciones Claro/Peralte sugeridas por el PCI para una relación CV/CM<1 (carga viva/carga muerta), que en este caso se cumple ya que la carga viva para nuestro proyecto será de 2 KN/m².

Relaciones Claro/Peralte Sugeridas en Losas Postensadas (CV/CM<1)	
Losa llana en una dirección con vigas	48
Losa plana en dos direcciones sin vigas	45
Losa plana en dos direcciones con ábacos	50
Losa llana en dos direcciones con vigas en ancha dirección	55
Losa nervada en dos direcciones sin vigas	35
Losa nervada en una dirección con vigas	40

Siguiendo estos parámetros se puede ver que:

$$h = \frac{(8,55m + 7,5m)0,5}{35} = 0,22m$$

Adoptando un peralte de 0,20m para optimizar la altura de la losa así como también para realizar un ejemplo de diseño más completo y menos cercano a los valores mínimos de diseño que nos exige la norma ACI 318 (2005).

CARGAS, PROPIEDADES DE LOS MATERIALES Y PROPIEDADES DE LA SECCION TRANSVERSAL DE LA LOSA

Las propiedades de los materiales a ser utilizados en este ejemplo de diseño son los siguientes:

- Hormigón de resistencia nominal a la compresión de 28 N/mm². Mínimo requerido para el diseño y construcción de losas postensadas.
- Acero de Pre-esfuerzo de ½" o 12,7mm. - Acero convencional de construcción con un límite nominal de fluencia de 500 N/mm².

La sección transversal de la losa se muestra en la Fig. 2.



Figura 2 – Sección transversal de la losa

PARAMETROS DE DISEÑO

Los parámetros de diseño seguirán los criterios de la norma ACI 318 (2005) asumiendo una sección no fisurada. Tensiones admisibles:

- La tensión admisible de servicio sea de ~2,8 f'_c = ~3,355 / mm²
- La compresión admisible bajo cargas de servicio sea de 0,65 f'_c = ~22,6 N/mm²
- Tensión de resistencia nominal del hormigón a la compresión de 28 N/mm² que es la recomendada por el PCI (2008).
- Límites de compresión:
 - Compresión mínima = 0,8 N/mm²
 - Compresión máxima = 3,8 N/mm²

PARAMETROS DE POSTENSADO

Esta es una franja central con un ancho de 8,30m. Consta de 4 tramos, dos centrales de 7,50m y dos volados exteriores de 1,10m. La carga va a ser balanceada por el postensado será del 100% de la carga muerta:

$$\text{La carga a ser balanceada por el postensado será del 100\% de la carga muerta:}$$

$$v_0 = 100\% \cdot Q_0 = 30N/mm^2 \quad (1)$$

Debido a que el recubrimiento en el hormigón sea de 30 mm, el aislamiento que es la distancia entre el punto inferior de la trayectoria del perfil del cable al punto superior en un tramo determinado) sera:

$$a = 200 - 2x_0 = 140mm \quad (2)$$

Una vez determinados el ancho de la franja de diseño y la carga a ser balanceada se puede calcular la fuerza efectiva en el cable de postensado. Para esto se utilizará tendones de alta eficiencia de 1,3 cm de diámetro con una resistencia nominal f_{pu}=1880 N/mm² con perdidas a largo plazo de 210 N/mm².

$$F_{pu} = f_{pu} \cdot \pi \cdot (1,3)^2 \cdot 990,56996 \cdot 210 = 111,011kN \quad (3)$$

La fuerza de postensado necesaria sera:

$$F = \frac{v_0 \cdot A^2}{8t} + \frac{v_0 \cdot V^2}{890,34} \cdot 251,128kN \quad (4)$$

OTROS PROCEDIMIENTOS

-Cálculo de refuerzo para condiciones de servicio.

-Cálculo de acero no postensado con cargas de diseño.

DISEÑO II PROYECTO



**Ministerio de Educación
Universidad Católica Santa María la Antigua**

“Programación de Cargas Nominales de Columnas”

Elaborado por:
Angie Caballero
Glenn Denham
Luis Herrera
David Moreno

Materia:
Diseño Estructural II

Profesor:
Alonso González

20 de abril de 2022

Marco teórico

Una columna de concreto simple puede soportar muy poca carga, pero su capacidad de carga aumenta mucho si se le agregan varillas longitudinales. Pueden lograrse incrementos sustanciales de resistencia proporcionando restricción lateral a las varillas longitudinales. Bajo cargas de compresión, las columnas no sólo tienden a acortarse longitudinalmente, sino también a expandirse lateralmente debido al efecto de Poisson. La capacidad de tales miembros puede aumentar considerablemente si se les provee restricción lateral en forma de estribos cerrados estrechamente separados o espirales helicoidales enrolladas alrededor del refuerzo longitudinal.

En la práctica no existen las columnas cargadas en forma axial perfecta, pero un análisis de tales miembros proporciona un punto de partida excelente para explicar la teoría del diseño de columnas reales con cargas excéntricas. Varias ideas básicas pueden explicarse para las columnas con carga axial pura y las resistencias obtenidas señalan límites teóricos superiores que pueden verificarse claramente con pruebas reales.

Desde hace ya varias décadas se sabe que los esfuerzos en el concreto y en las varillas de refuerzo de una columna que soporta una carga a largo plazo no pueden calcularse con exactitud. Podría pensarse que tales esfuerzos se pueden determinar multiplicando las deformaciones unitarias por los módulos de elasticidad apropiados. Pero esta idea no es factible en la práctica porque el módulo de elasticidad del concreto varía con la carga, debido al flujo plástico y a la contracción. Así es que puede verse que las partes de la carga tomada por el concreto y por el acero varían con la magnitud y la duración de las cargas. Por ejemplo, cuanto mayor sea el porcentaje de cargas muertas y mayor sea el tiempo que están aplicadas, tanto mayor es el flujo plástico en el concreto y mayor es el porcentaje de carga tomada por el refuerzo

Precauciones en el diseño de columnas

Los valores de f especificados en la sección 9.3.2 del código para usarse en columnas son bastante menores que los estipulados para la flexión y el cortante (0.90 y 0.75, respectivamente). Se especifica un valor de 0.65 para columnas con estribos y 0.75 para las columnas zunchadas. Para las columnas zunchadas se especifica un valor ligeramente mayor de f por su mayor tenacidad.

La falla de una columna es generalmente un asunto más delicado que la falla de una viga, porque una columna generalmente soporta una mayor parte de una estructura que una viga. En otras palabras, si una columna en un edificio falla, una mayor parte del edificio se derrumbará que si una viga falla. Esto es particularmente verdadero para una columna del piso inferior en un edificio de varios pisos. Como consecuencia, son convenientes valores menores de f para las columnas.

Hay otras razones para usar valores menores de f en columnas. Por ejemplo, es más difícil colar el concreto en una columna que en una viga. El lector puede imaginar

fácilmente la dificultad de hacer pasar el concreto entre las estrechas paredes de la cimbra y a lo largo del refuerzo longitudinal y lateral de una columna. Como consecuencia, es probable que la calidad resultante del concreto en las columnas no sea tan buena como la del concreto en vigas y losas.

La resistencia a la falla de una viga depende normalmente del esfuerzo de fluencia del acero de tensión, que es una propiedad que se controla con mucha precisión en los talleres de laminado. Por otra parte, la resistencia a la falla de una columna está estrechamente relacionada con la resistencia última del concreto, un valor que es muy variable. Los factores de longitud también afectan drásticamente la resistencia de las columnas, por lo que se hace necesario el uso de factores f pequeños.

Es imposible que una columna quede cargada perfectamente en forma axial. Aun si las cargas pudiesen en un momento dado centrarse perfectamente, no se quedarían en su lugar. Además, las columnas pueden estar inicialmente desalineadas o tener otros defectos, con el resultado de que se generen flexiones laterales. El viento y otras cargas laterales ocasionan que las columnas se flexionen y las columnas en los edificios con marcos rígidos están sometidas a momentos, aun cuando el marco soporte sólo cargas de gravedad.

9.3.2 — El factor de reducción de resistencia, β , debe ser	
el dado en 9.3.2.1 a 9.3.2.7:	
9.3.2.1 — Secciones controladas por	
tracción como se define en 10.3.4	0.90
(Véase también 9.3.2.7)	
9.3.2.2 — Secciones controladas por	
compresión como se definen en 10.3.3:	
(a) Elementos con refuerzo en espiral	0.75
según 10.9.3	
(b) Otros elementos reforzados	0.65

Tabla 1

Tipos de columna

Las columnas de concreto pueden clasificarse en las tres siguientes categorías:

- *Pedestales o bloques cortos a compresión.* Si la altura de un miembro vertical a compresión es menor que tres veces su dimensión lateral más pequeña, puede considerarse como un pedestal. El ACI (2.2 y 10.14) establece que un pedestal puede diseñarse con concreto simple o sin refuerzo, con un esfuerzo máximo de diseño a compresión igual a $0.85\phi f'_c$, donde ϕ es 0.65. Si la carga total aplicada al miembro es mayor que $0.85\phi f'_c A_g$ será necesario ya sea incrementar el área de la sección transversal del pedestal o bien diseñarlo como una columna de concreto reforzado.
- *Columnas cortas de concreto reforzado.* Si una columna de concreto reforzada falla debido a la falla inicial del material, se clasifica como columna corta. La carga que puede soportar está regida por las dimensiones de su sección transversal y

por la resistencia de los materiales de que está construida. Consideramos que una columna corta es un miembro más bien robusto con poca flexibilidad.

- *Columnas largas o esbeltas de concreto reforzado.* A medida que las columnas se hacen más esbeltas, las deformaciones por flexión también aumentarán, así como los momentos secundarios resultantes. Si estos momentos son de tal magnitud que reducen significativamente la capacidad de carga axial de la columna, ésta se denomina larga o esbelta.
(Brown & Mc Cormac, 2011, pág. 257)

Resistencia de las columnas cortas

Sólo consideraremos aquí la resistencia última de las columnas. En la falla, la última resistencia teórica o resistencia nominal de una columna corta cargada axialmente puede determinarse con bastante precisión mediante la expresión siguiente, en la que A_g es el área total del concreto y A_{st} es el área total de la sección transversal del refuerzo longitudinal, incluyendo varillas y perfiles de acero.

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

Ecuación 1

Fluencia plástica del concreto

El concreto no tiene una resistencia a la fluencia plástica determinada; más bien, las curvas se comportan suavemente hasta sus puntos de ruptura bajo deformaciones unitarias de entre 0.003 y 0.004. Para cálculos futuros en este texto, se supondrá que el concreto falla a 0.003

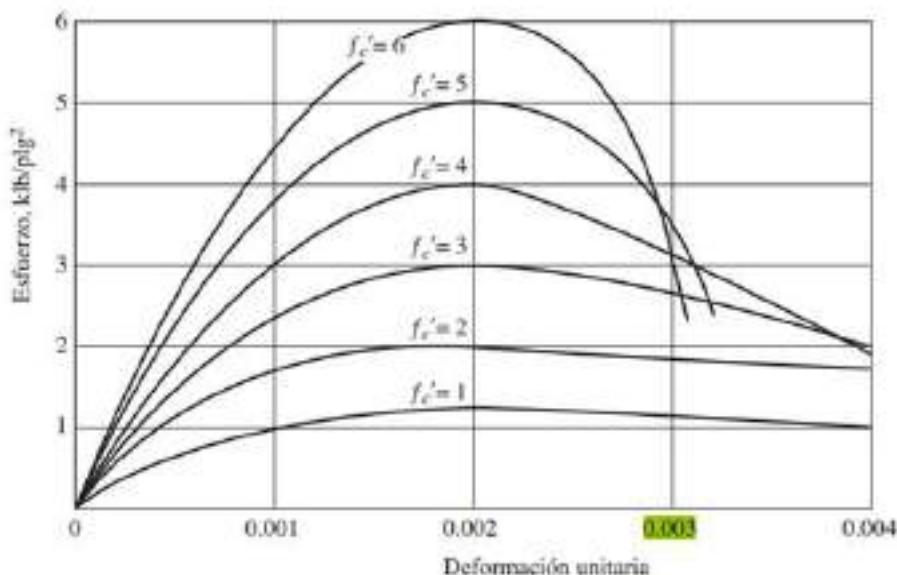


Figura 1.1 Curva esfuerzo-deformación unitaria típica del concreto, con carga de corto plazo.

Teoría del Excel

¿Para qué sirve Excel?

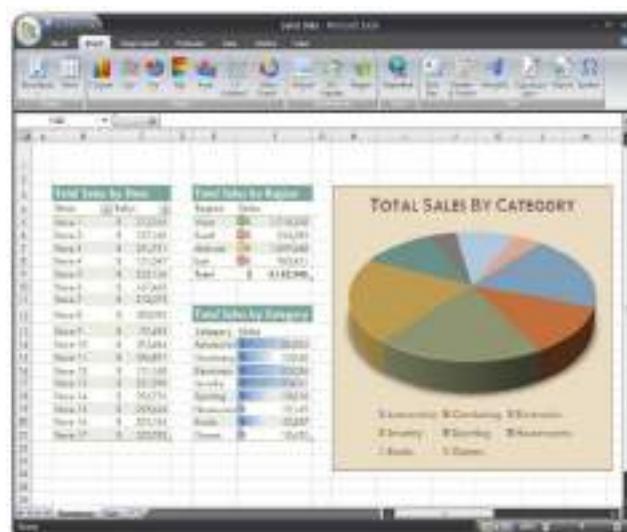
Excel se distingue de los demás programas ofimáticos porque nos permite organizar datos y al introducir datos numéricos y alfanuméricos en las hojas de cálculo de Excel, podemos realizar cálculos aritméticos básicos o aplicar funciones matemáticas de mayor complejidad y utilizar funciones de estadísticas o funciones de tipo lógica en Excel.



Una hoja de cálculo es lo que utilizaban los contadores para llevar registros, esto se utilizaba mucho antes de que aparecieran las computadoras. Las hojas de cálculo en programas informáticos aparecieron desde la década de 1960 y fueron desarrolladas para simular las hojas de trabajo contables, que se utilizaba en ese entonces y de esa manera automatizaban el trabajo contable.

¿Por qué es tan importante Excel en los trabajos administrativos y financieros?

- Facilita la **presentación de los datos en tablas y gráficos**. Además, las tablas y gráficos dinámicos permiten analizar los datos desde diferentes ópticas.
- Se pueden **analizar grandes volúmenes de datos**
- Es muy útil para **verificar la corrección de los datos contables**, facilitando por ejemplo el puntuo de los mayores contables.
- En arquitectura EXCEL se ocupa para hacer: % de avance de la producción, Costos de producción, Costo de mano de Obra, Costo indirecto de fabricación, costos de



obra, como directos, indirectos, generadores, preliminares, precios unitarios, etc. ese es el uso más común para excel en arquitectura, aunque en algunos casos muchos ocupan otros programas de precios como OPUS para sacar precios, costos, et.

Herramientas

1. Ordenar/ordenar y filtrar

Esta opción nos va a permitir la correcta organización de nuestros datos, permitiéndonos hacerlo de distintas formas.

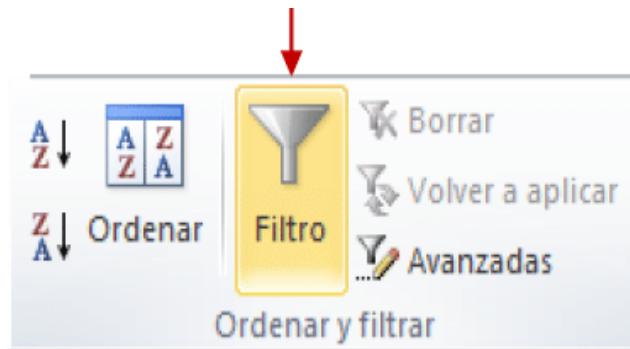
La herramienta ordenar y filtrar, se encuentra haciendo clic en la pestaña **INICIO**, a mano derecha, encontraremos la opción.

La herramienta ordenar, se encuentra ingresando en la pestaña **DATOS**.

Una vez organizada una tabla con un conjunto de datos, ya sea valores de texto como numéricos, nos debemos posicionar en cualquier celda.

Hacemos clic en ordenar y filtrar, lo cual, si es un valor numérico nos va a permitir ordenar de menor a mayor y viceversa.

Si es un valor de texto, nos va a preguntar si queremos ordenar de la A hasta la Z o al revés.



2. Órdenes personalizado

En la misma pestaña de ordenar y filtrar, podemos además personalizar nuestro orden que queremos.

Lo cual, se ordena toda la tabla, según los valores que en ella haya y como nosotros lo solicitemos, texto o numérico.



3. Los macros de Excel

Los macros de Excel son códigos de programación que podemos utilizar en la hoja de Excel para automatizar tareas. Se escriben en lenguaje informático en un editor incorporado en la propia aplicación. Este lenguaje se conoce como Visual Basic for Applications o VBA.

A screenshot of the Microsoft Excel ribbon with the 'Formulas' tab selected. The main area shows a table with columns labeled 'A', 'B', 'C', 'D', 'E', 'F', 'G', 'H', 'I', 'K', and 'L'. The first row contains labels 'Datos 1', 'Datos 2', 'Datos 3', 'Datos 4', 'Datos 5', 'Promedio', 'Suma', and 'Macro'. Below this, there are 13 rows labeled 'Fila 1' through 'Fila 13', each containing numerical values. The 'Macro' column is empty. The status bar at the bottom right shows '100%'. The ribbon tabs include Archivo, Página, Insertar, Encabezado de página, Formulas, Datos, Revisar, Vista, Desarrollador, Power Pivot, y Indice.

4. Excel es súper fácil de automatizar

Uno de los primeros programas que escribí fue una macro de Excel. Son muy fáciles de escribir. Las macros de Excel se escriben usando Visual Basic para aplicaciones o VBA.

Lo que es mejor es que Excel tiene una grabadora de macros que registra sus acciones en la pantalla y las traduce a código VBA. Si no está seguro de cómo hacer algo en una macro, simplemente grabe una macro mientras realiza esas acciones. El código se generará automáticamente.

La mejor parte fue generar los dibujos de AutoCAD a partir de los datos de Excel. Hay algo muy satisfactorio al ver 300 archivos CAD creados automáticamente con solo presionar un botón. Además, AutoCAD usa VBA, por lo que había una buena base común entre los dos conjuntos de macros.

Razones por la que Excel es mejor programa

1. Excel es universal

Casi todas las aplicaciones BIM y CAD pueden exportar datos en formato de texto o CSV. Muchos incluso pueden exportar directamente a Excel. Esta universalidad significa que es fácil obtener algún tipo de datos del software.

2. Excel ama los datos

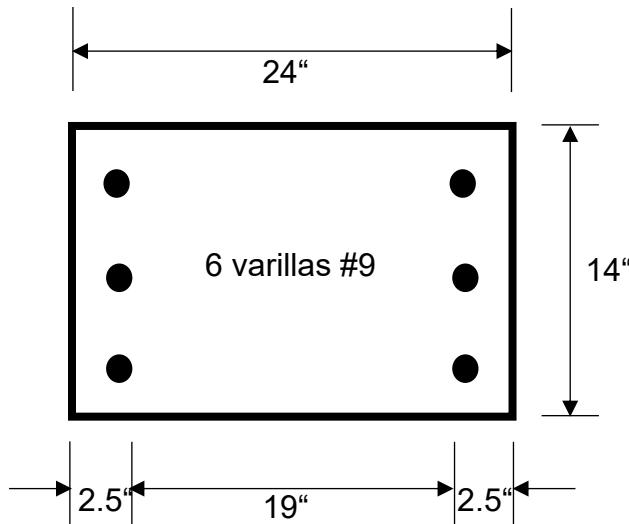
Una de las razones principales por las que Excel funciona tan bien con BIM es la razón por la que muchas personas piensan que es tan aburrido: todas esas filas y columnas de números. Resulta que, cuando desea trabajar con datos BIM, eso es exactamente lo que necesita.

La mayoría de las veces, necesitamos organizar categorías de elementos. Piense columnas estructurales o puertas o habitaciones. Estos datos están mejor representados en formato tabular.

Además, la capacidad de escribir fórmulas complejas amplía considerablemente la utilidad de Excel. Claro, puedes crear fórmulas en Revit, pero no son tan poderosas como las de Excel. Si necesita realizar algunos cálculos pesados, es mucho más fácil exportar a Excel, hacer los cálculos allí y luego regresar los resultados a Revit.

Ejemplo desarrollado

Se supone que la columna en la figura tiene una deformación unitaria en su borde a compresión igual a -0.003 y una deformación unitaria a tensión de +0.002 en su otro borde. Determine los valores de P_n y M_n que causan esta distribución de deformaciones unitarias si $f_y=60 \text{ klb/plg}^2$ y $f'_c=4 \text{ klb/plg}^2$.



Columna propuesta

Determinar valores de c y las deformaciones de unitarias en el acero $E's$ y $E's$.

Para el cálculo de c , se hace mediante proporción de triángulos. Donde $c = 0.003$ y $24 = 0.003 + 0.002$. Despejando el valor de c se tiene,

$$c = \left(\frac{0.003}{0.003 + 0.002} \right) (24) = 14.40 \text{ plg}$$

Para el cálculo de $E's$ se hace igualmente mediante proporción de triángulos, donde se toma el valor calculado de c y se iguala a su deformación unitaria a compresión, $14.40 = 0.003$. Luego, al valor de c se le resta el recubrimiento de 2.5 plg y se tiene que $14.40 - 2.5 = E's$. Despejando ambas ecuaciones se tiene que,

$$\epsilon'_s = \left(\frac{11.90}{14.40} \right) (0.003) = 0.00248 > 0.00207 \therefore \text{el acero cede}$$

Luego, el resultado del $E's$ se compara con 0.00207, el cual es el resultado de f_y/E , ósea, $60 \text{ klb/plg}^2 / 29\,000 \text{ klb/plg}$. Al ser mayor el $E's$, esto quiere decir que el acero cede.

Para el cálculo de E_s de igual manera se hace mediante proporción de triángulos. Se toma el valor de $24 - c$, ósea, $24 - 14.40$ dando como resultado 9.60. El valor de 9.60 se iguala a 0.002. En la segunda ecuación, utilizamos el valor de 9.60 y se le resta el recubrimiento de 2.5, dando como resultado 7.10, este valor se iguala a E_s . Despejando ambas ecuaciones para E_s se tiene que,

$$\varepsilon_s = \left(\frac{7.10}{9.60} \right) (0.002) = 0.00148 < 0.00207 \therefore \text{el acero no cede}$$

Al hacer la comparación de E_s y f_y/E , se tiene que E_s es mayor a 0.00207, lo que quiere decir que el acero no cede.

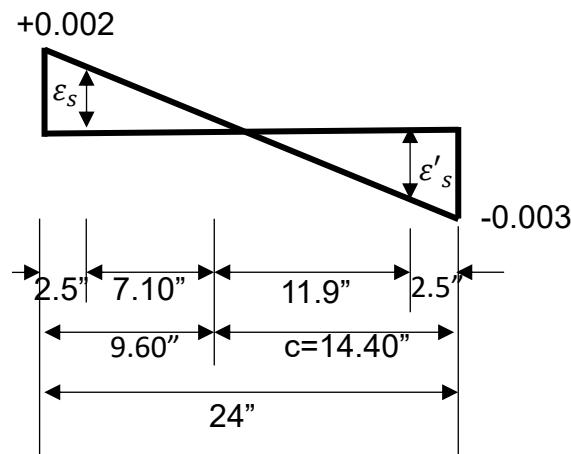


Diagrama de deformaciones

Cálculo de Cc, C's y Ts.

El valor de a se calcula multiplicando el valor de β por la c .

$$a = (0.85)(14.40) = 12.24 \text{ plg}$$

El valor de Cc se calcula mediante la ecuación, $Cc = \beta * a * h * f_c$. Sustituyendo se tiene que,

$$Cc = (0.85)(12.24)(14)(4.0) = -582.62 \text{ plg}$$

El valor de $C's$ se calcula mediante la ecuación, $C's = f_y * As - \beta * As * f_c$. Sustituyendo se tiene que,

$$C's = (60)(3.0) - (0.85)(3.0)(4.0) = -169.8 \text{ plg}$$

El valor de Ts se calcula mediante la ecuación $Ts = Es * E * As$. Sustituyendo los valores se tiene como resultado,

$$Ts = (0.00148)(29\,000)(3.0) = +128.76 \text{ plg}$$

Determinación de P_n

El valor de P_n se calcula por estática de los valores calculados anteriormente, donde,

$$\Sigma V = 0$$

$$-P_n + 169.8 + 582.62 - 128.76 = 0$$

$$P_n = 623.7 \text{ klb}$$

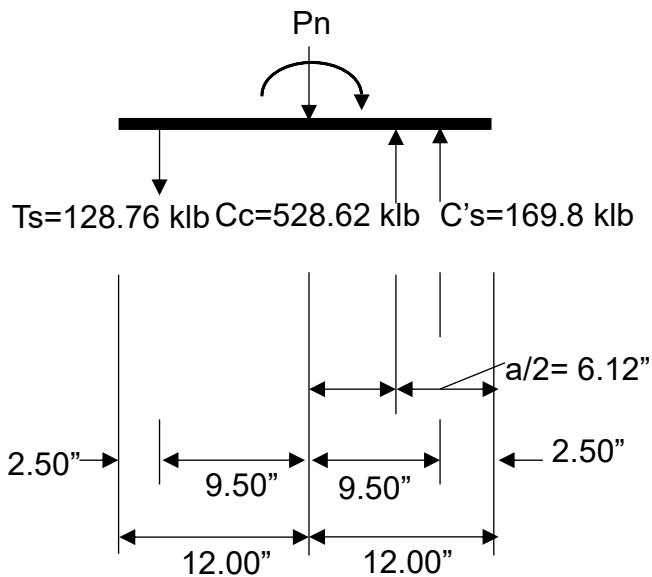


Diagrama de fuerzas y momento

Determinación M_n

M_n se calcula haciendo momento con respecto al acero de tensión.

$$\Sigma M = 0$$

$$(623.7)(9.50) + M_n - (582.62)(15.38) - (169.8)(19.00) = 0$$

$$M_n = 6261.3 \text{ plg} - \text{kib} = 521.8 \text{ pie} - \text{kib}$$

Desarrollo del Proyecto

Analizar la mejor tecnología

Determinar la tecnología a utilizar depende del tipo de trabajo a realizar, los tiempos de entrega, el presupuesto y la proyección del Proyecto.

Para la realización de este proyecto se analizaron diversas tecnologías como Python, JavaScript, Matlab, Microsoft Excel, entre otras. Este análisis previo es de vital importancia porque nos permitió escoger la que mejor se aadecue de acuerdo a las necesidades del proyecto.

La tecnología escogida fue Excel ya que nos permite un rápido desarrollo del proyecto. Además, como el proyecto es con fines académicos necesitamos un software que sea gratuito.

Pros y contras de Excel

A. Contras:

Excel es un gran software matemático pero su principal desventaja es la automatización de problemas complejos.

Si bien es cierto Excel cuenta con Visual Basic, este También se queda corto en cuanto a funcionalidades para la resolución de problemas matemáticos un tanto complejos.

B. Pros:

Colaborativo: Por medio de office 365 se pueden trabajar de manera colaborativa.

Velocidad: Gracias a sus comandos y su gran cantidad de funciones es posible crear hojas de Excel en minutos.

Soporte: Microsoft lanza actualizaciones constantemente permitiendo el crecimiento del programa.

Gráficos: Es posible crear gráficos complejos con solo unos cuantos click en un tiempo récord. Además, es compatible con Power Bi.

Amigable: La interfaz de usuario es muy intuitiva y es posible comenzar a usar el programa sin conocimientos previos.

Excel ya es un lenguaje de programación

Una de las razones por las cual optamos usar Excel es que en la actualidad es este software ha tenido tantas actualizaciones que el equipo de Microsoft demostró que el programa es tan completo que es considerado un lenguaje de programación. Siendo su principal fuerte la automatización por medio de tablas.

Desarrollo del programa en Excel

Para llevar a cabo el desarrollo del programa se invirtieron aproximadamente 20 horas de trabajo que se emplearon para la creación de los diagramas, la lógica del problema a resolverse y la programación de los botones de limpiar las celdas en verde, ir al libro y crear el pdf del proyecto.

Para desarrollar una interfaz mas intuitiva de lo que ya ofrece Excel optamos por agregar una simbología de colores que permita al usuario identificar de manera visual los ítems que presenta el programa.

Simbología de colores:

- Las casillas en color verde son para ingresar datos.
- Las casillas en color azul sirven para determinar que algo está bien o aviso positivo.
- Las casillas en color rojo sirven para determinar que existe un error o aviso negativo.

Uno de los aspectos que hace mas interesante este proyecto es el tema de los diagramas que se presentan al lado derecho del programa ya que estos cambian sus valores de manera dinámica con respecto a los datos que el usuario ingresa y los resultados que el mismo programa proporciona.

Esto es de gran ayuda ya que se puede identificar de manera visual en que parte del diagrama debe ir cada dato.

Además, el programa cuenta con una tabla de diámetros de acero que no interactúa directamente con el programa, pero si facilita al usuario tener estos valiosos datos a la mano.

El último punto a destacar es la programación de los botones que se observan a los costados del título principal que sirven para ir al libro de diseño estructural de McCormac que se encuentra alojado en un servidor que nuestro equipo desplegó, el botón de crear pdf que sirve para generar un pdf a modo de informe del problema y el botón de borrado que borra todos los campos en verde para que el usuario pueda rápidamente resolver otro problema.

Estos botones de automatización fueron desarrollados con Visual Basic dentro de excel.



Vista de la interfaz del proyecto

PROYECTO

Angie Caballero

David Moreno

Glenn Denham

Luis Herrera





Marco teórico.

Calculo de fuerza axial y momento nominales (resistencia nominal) de una columna de concreto reforzado por métodos de deformación.

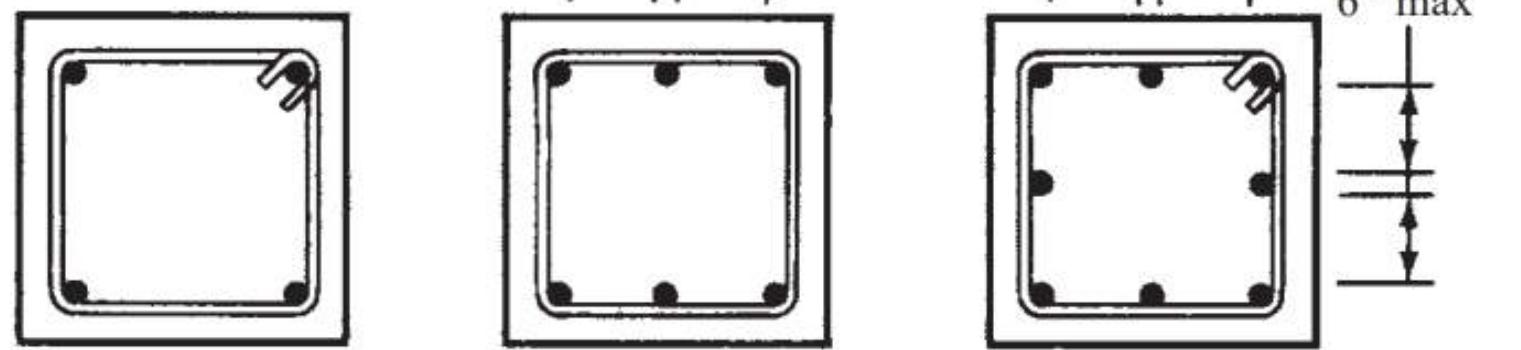
Tipos de columna.

- Pedestales o bloques cortos a compresión
- Columnas cortas de concreto reforzado
- Columnas largas o esbeltas de concreto reforzado.

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

REQUISITOS DEL CÓDIGO PARA COLUMNAS COLADAS EN OBRA

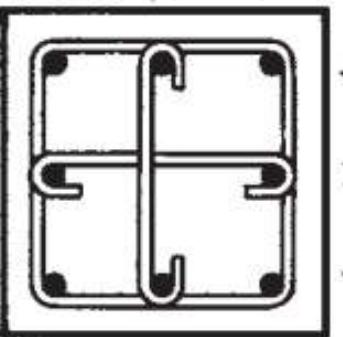
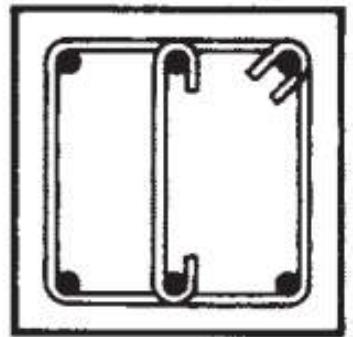
- El porcentaje de refuerzo longitudinal no debe ser menor que 1% del área transversal
- El porcentaje máximo de acero no debe ser mayor que 8%. En la práctica, es algo difícil ajustar más de 4 o 5% de acero.



> 6" > 6"

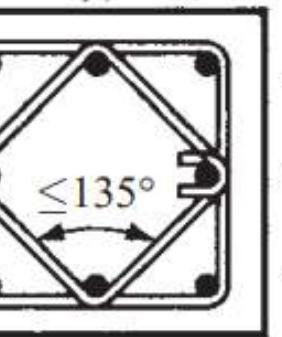
> 6" > 6"

> 6" > 6"



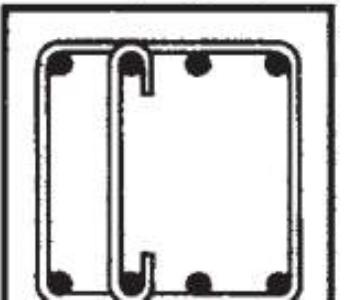
> 6"
> 6"

> 6" > 6"

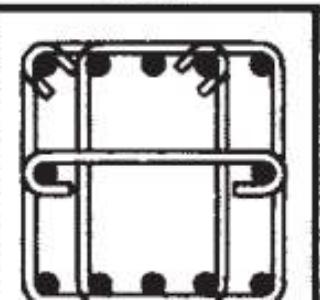


> 6"
> 6"

6" máx

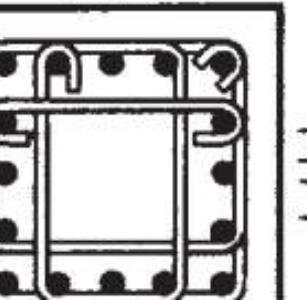


6" máx



> 6"
> 6"

6" máx



> 6"

Factores de seguridad.

9.3.2 — El factor de reducción de resistencia, ϕ , debe ser el dado en 9.3.2.1 a 9.3.2.7:

9.3.2.1 — Secciones controladas por tracción como se define en 10.3.4 0.9
(Véase también 9.3.2.7)

9.3.2.2 — Secciones controladas por compresión como se definen en 10.3.3:

- (a) Elementos con refuerzo en espiral según 10.9.3 0.7
- (b) Otros elementos reforzados 0.6



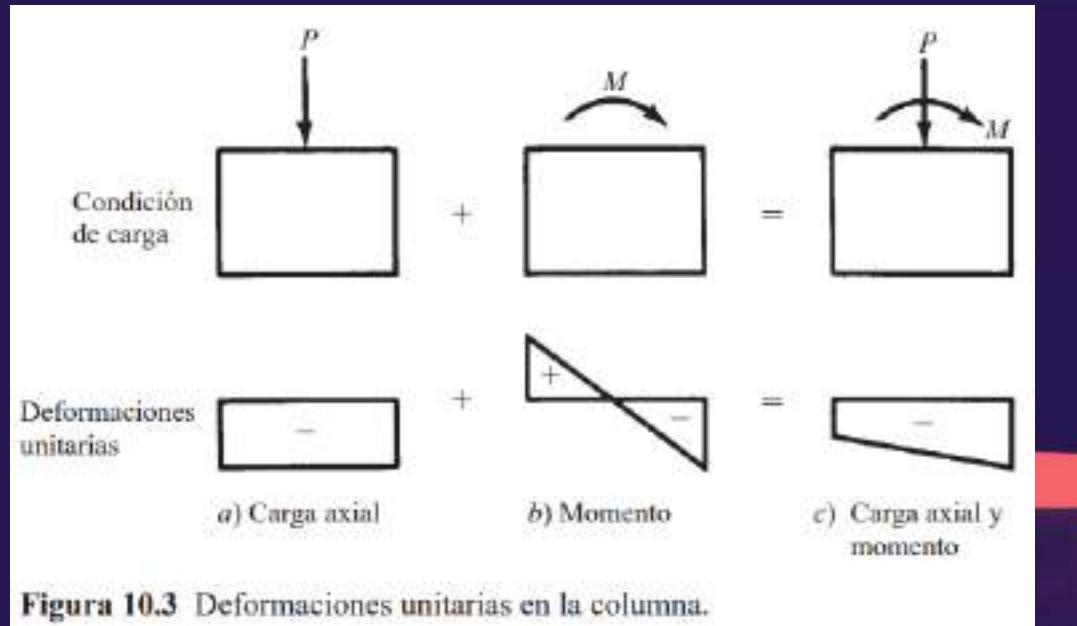
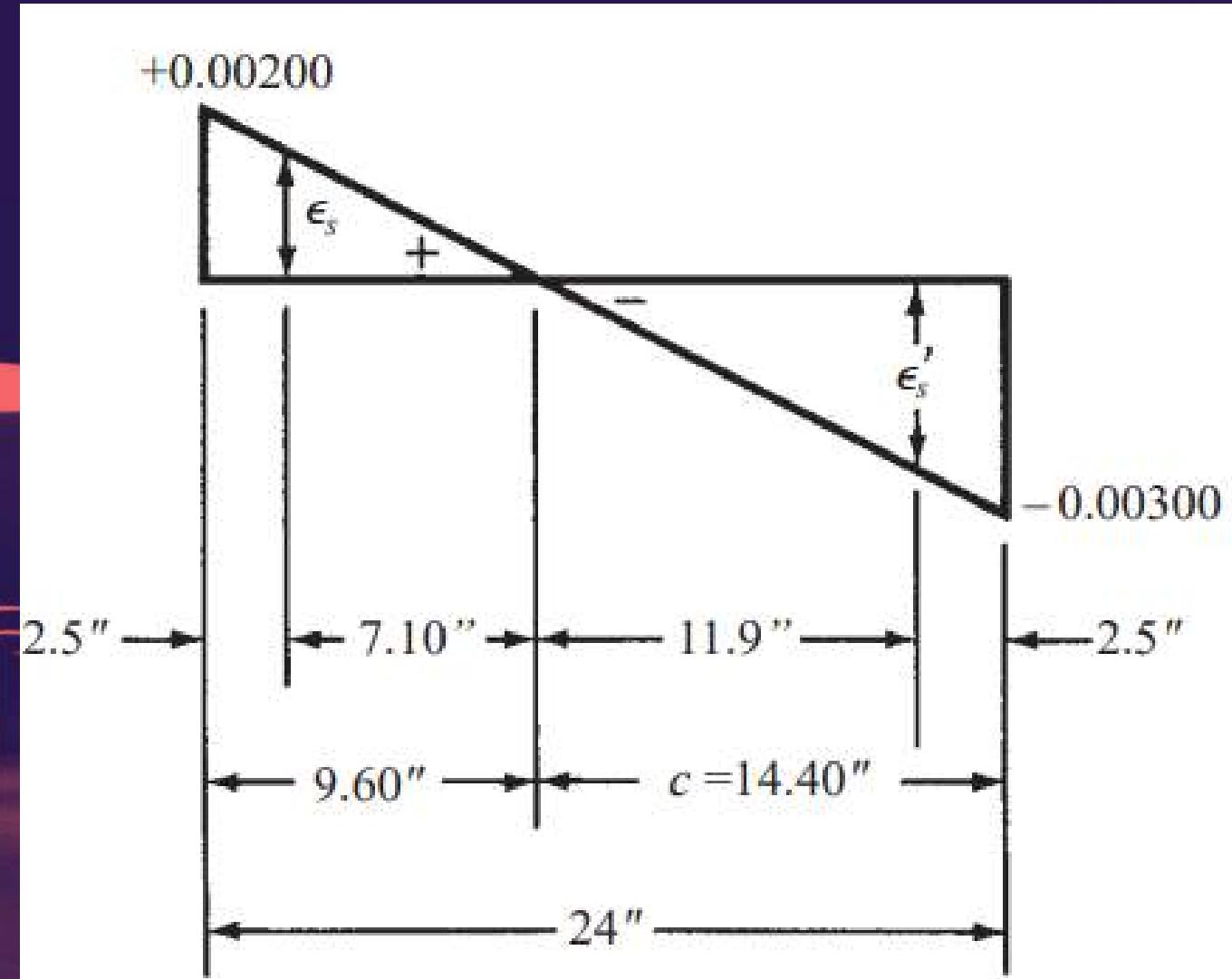
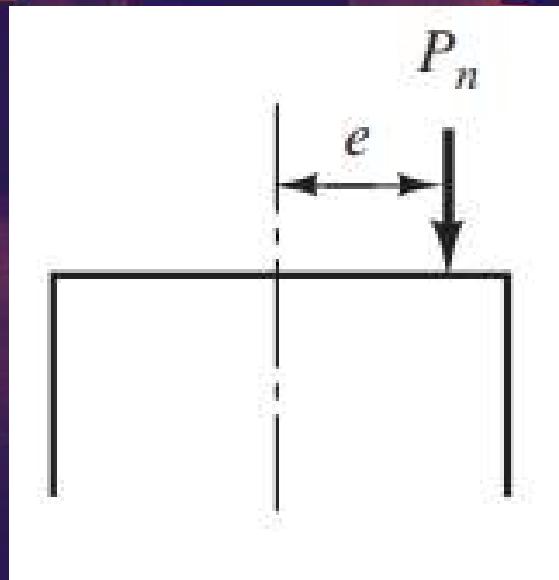
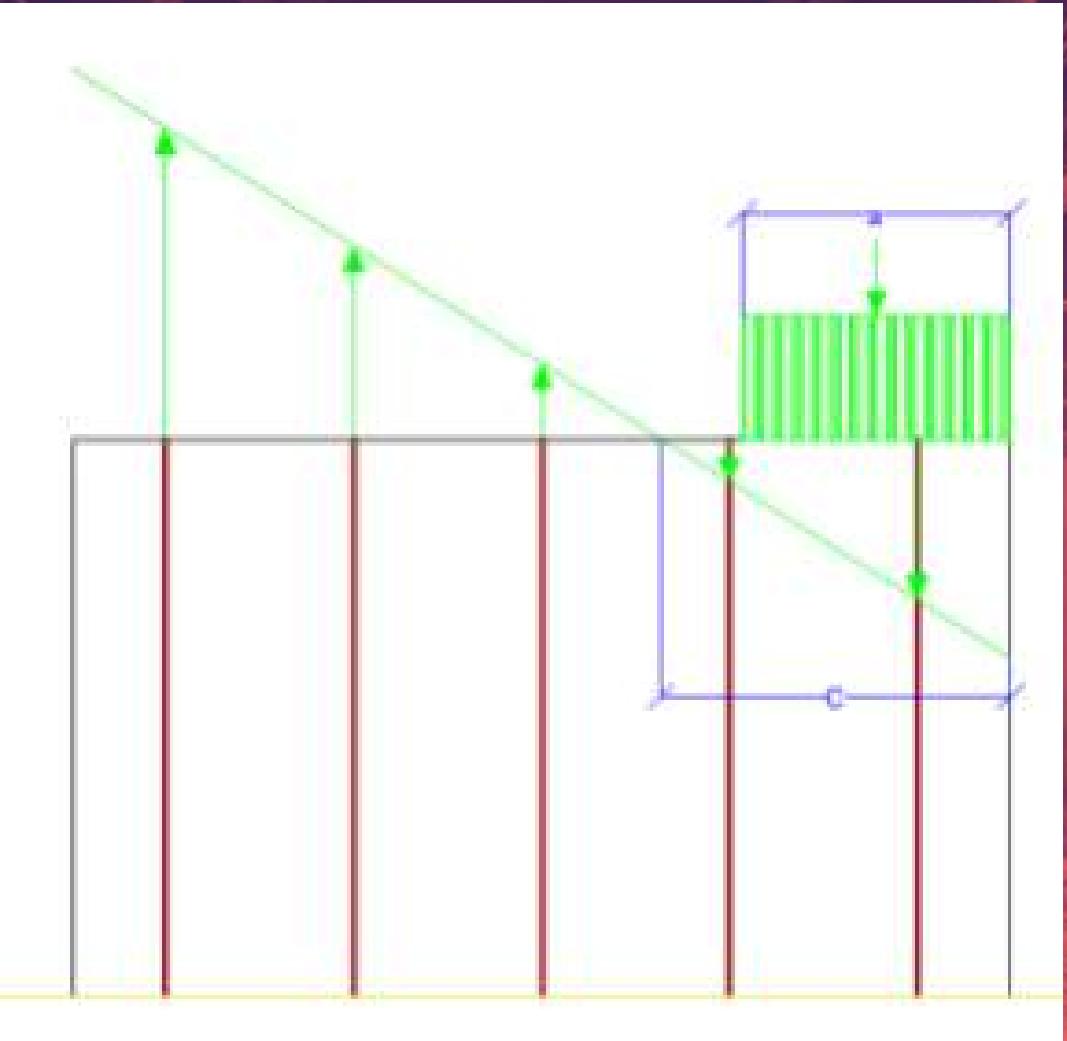


Figura 10.3 Deformaciones unitarias en la columna.



Centroide.

El centroide representa la posición de la fuerza resultante producida por el acero y el concreto. Es el punto en la sección transversal de la columna a través del cual la carga resultante de la columna



As1 As2 As3 As4 As5



El concreto no tiene una resistencia a la fluencia plástica determinada; más bien, las curvas se comportan suavemente hasta sus puntos de ruptura bajo deformaciones unitarias de entre 0.003 y 0.004. Para fines de cálculos futuros en este texto, se supondrá que el concreto falla a 0.003

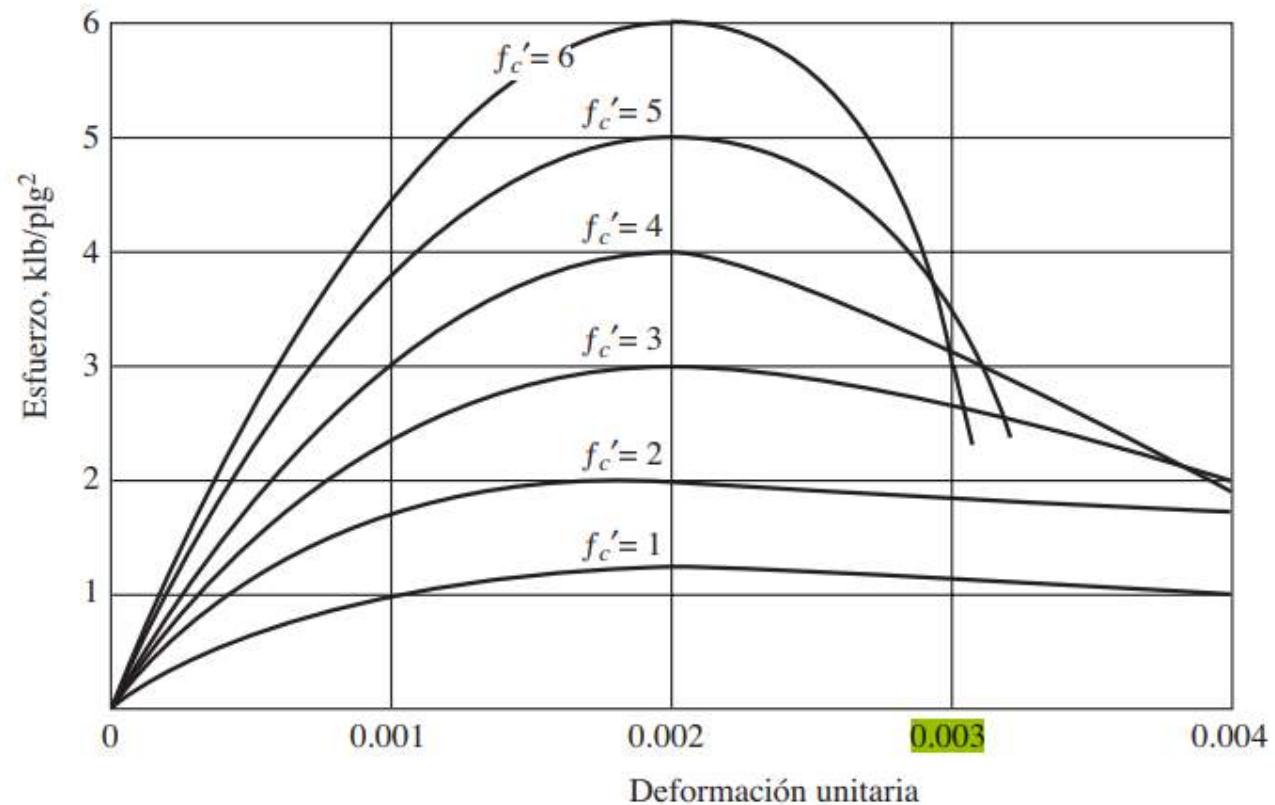
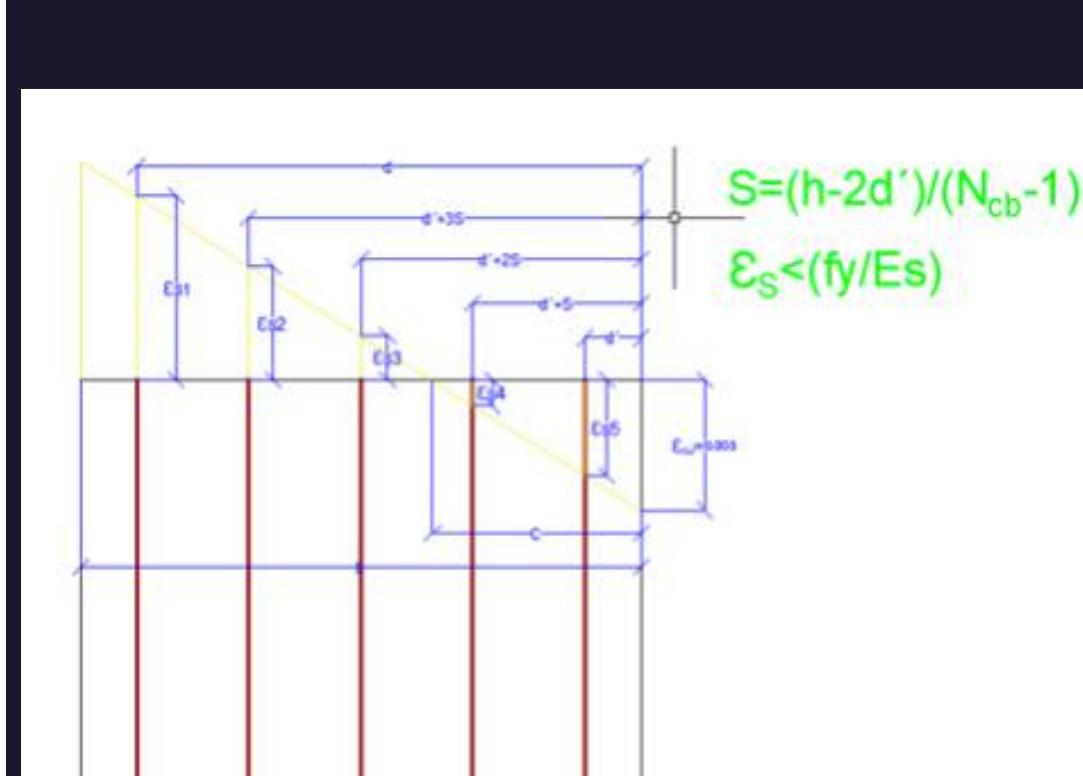
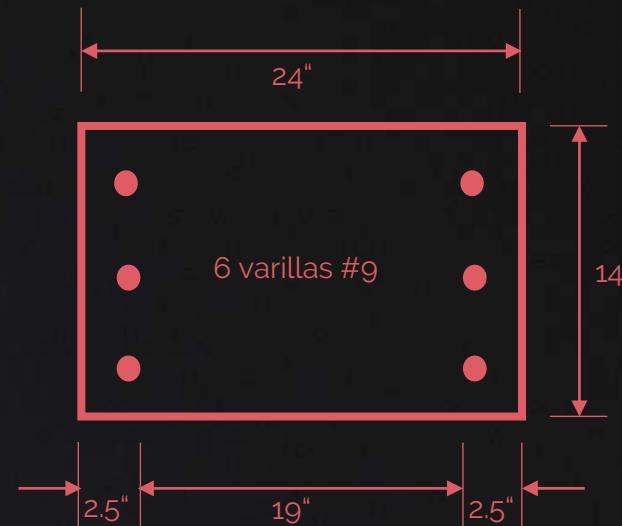


Figura 1.1 Curva esfuerzo-deformación unitaria típica del concreto, con carga de corto plazo



Ejemplo de cálculo de Pn y Mn

Se supone que la columna en la figura tiene una deformación unitaria en su borde a compresión igual a -0.003 y una deformación unitaria a tensión de +0.002 en su otro borde. Determine los valores de Pn y Mn que causan esta distribución de deformaciones unitarias si $f_y=60$ klb/plg² y $f'_c=4$ klb/plg².



Ejemplo de cálculo de Pn y Mn

DATOS

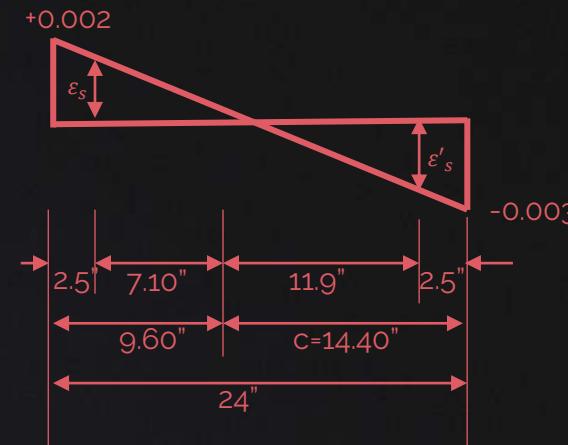
- Def. Unit. Compresión = -0.003
- Def. Unit. Tensión = +0.002
- Fy = 60 klb/plg²
- F'c = 4 klb/plg²
- B = 24 plg
- H = 14 plg
- Rec. = 2.5 plg
- E = 29 000 klb/plg²

Determinar valores de c y las deformaciones de unitarias en el acero E's y Es.

$$c = \left(\frac{0.003}{0.003 + 0.002} \right) (24) = 14.40 \text{ plg}$$

$$\epsilon'_s = \left(\frac{11.90}{14.40} \right) (0.003) = 0.00248 > 0.00207 \therefore \text{el acero cede}$$

$$\epsilon_s = \left(\frac{7.10}{9.60} \right) (0.002) = 0.00148 < 0.00207 \therefore \text{el acero no cede}$$



Ejemplo de cálculo de Pn y Mn

DATOS

- Fy = 60 klb/plg²
- F'c = 4 klb/plg²
- B = 24 plg
- H = 14 plg
- Rec. = 2.5 plg
- c = 14.40 plg
- Área de acero 1 = 3.0 plg²
- Área de acero 2 = 3.0 plg²
- ε_s = 0.00148
- E = 29 000 klb/plg²



Cálculo de Cc, C's y Ts.

$$a = (0.85)(14.40) = 12.24 \text{ plg}$$

$$Cc = (0.85)(12.24)(14)(4.0) = -582.62 \text{ Klb}$$

$$C's = (60)(3.0) - (0.85)(3.0)(4.0) = -169.8 \text{ Klb}$$

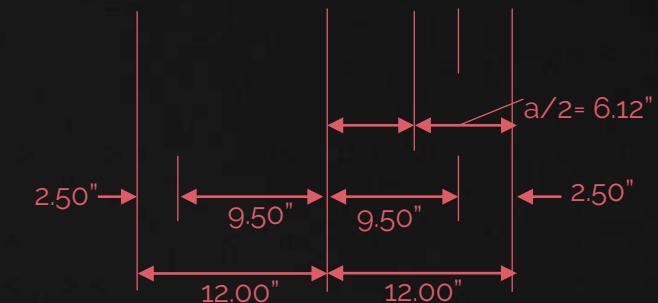
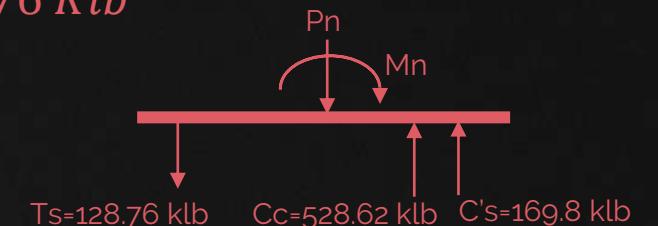
$$Ts = (0.00148)(29\,000)(3.0) = +128.76 \text{ Klb}$$

Determinación de Pn, por estática.

$$\Sigma V = 0$$

$$-Pn + 169.8 + 582.62 - 128.76 = 0$$

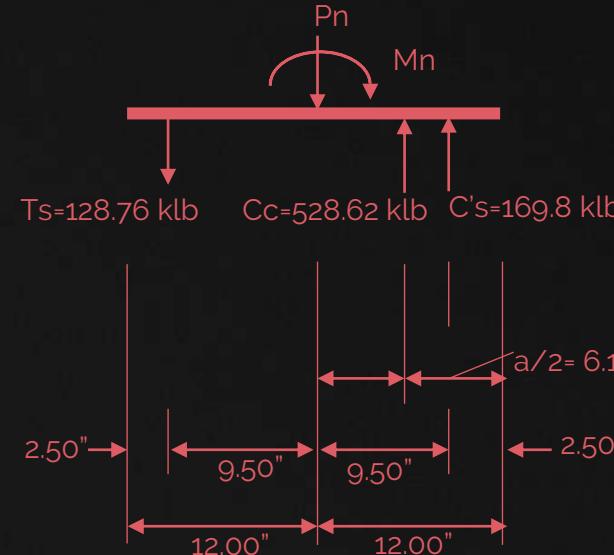
$$Pn = 623.7 \text{ klb}$$



Ejemplo de cálculo de Pn y Mn

DATOS

- $F_y = 60 \text{ klb/plg}^2$
- $F'_c = 4 \text{ klb/plg}^2$
- $B = 24 \text{ plg}$
- $H = 14 \text{ plg}$
- Rec. = 2.5 plg
- $P_n = 123.7 \text{ klb}$
- Área de acero 1 = 3.0 plg 2
- Área de acero 2 = 3.0 plg 2



$\sum M = 0$ con respect al acero de tensión.

$$(623.7)(9.50) + Mn - (582.62)(15.38) - (169.8)(19.00) = 0$$

$$Mn = 6261.3 \text{ plg} - \text{kib} = 521.8 \text{ pie} - \text{kib}$$

P_n y M_n son las cargas resistentes de la columna

$$P_n = 0.85f'c(A_g - A_s) + A_s f_y$$

$$P_n = (0.85)(4.0)(14 \times 24 - 6.00) + (6.00)(60)$$

$$P_n = 1482 \text{ kib}$$

Teoría del Excel



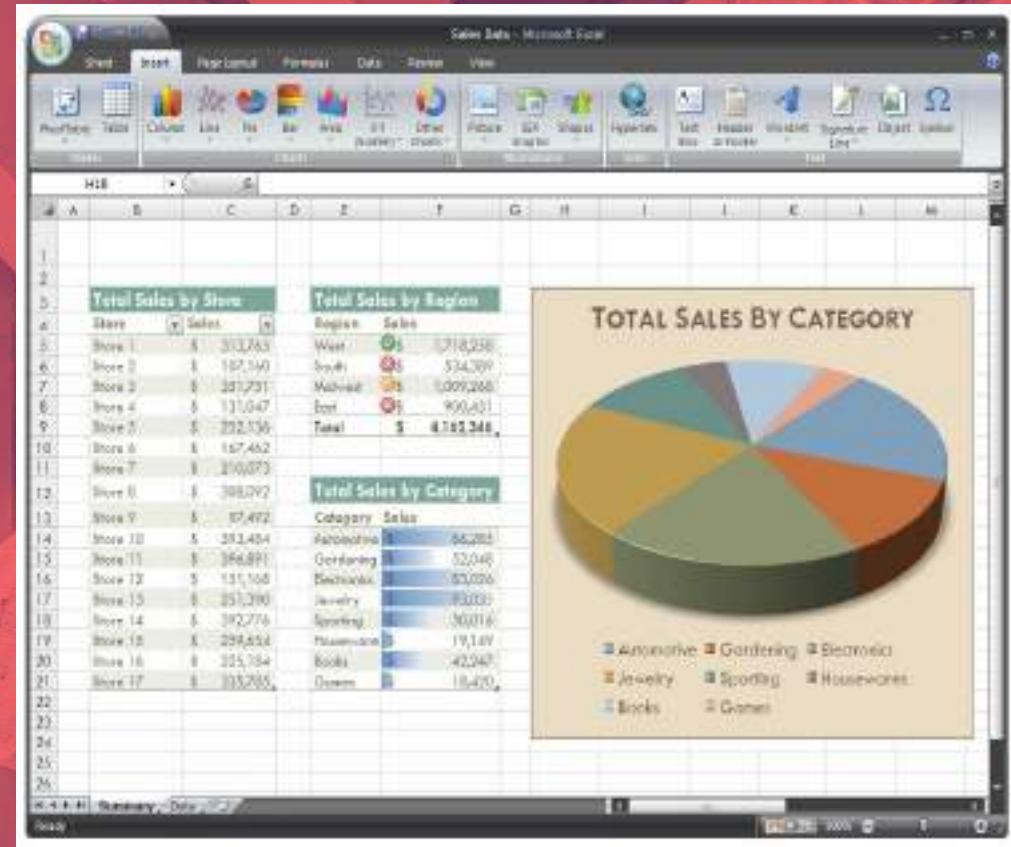
¿Para qué sirve Excel?

Excel se distingue de los demás programas ofimáticos porque nos permite organizar datos y al introducir datos numéricos y alfanuméricos en las hojas de cálculo de Excel, podemos realizar cálculos aritméticos básicos o aplicar funciones matemáticas de mayor complejidad y utilizar funciones de estadísticas o funciones de tipo lógica en Excel.



¿Por qué es tan importante Excel en los trabajos administrativos y financieros?

- Facilita la **presentación de los datos en tablas y gráficos**. Además, las tablas y gráficos dinámicos permiten analizar los datos desde diferentes ópticas.
- Se pueden **analizar grandes volúmenes de datos**
- Es muy útil para **verificar la corrección de los datos contables**, facilitando por ejemplo el punteo de los mayores contables.
- En arquitectura EXCEL se ocupa para hacer: % de avance de la producción, Costos de producción, Costo de mano de Obra, Costo indirecto de fabricación, costos de obra, como directos, indirectos, generadores, preliminares, precios unitarios, etc. ese es el uso mas común para excel en arquitectura aunque en algunos casos muchos ocupan otros programas de precios como OPUS para sacar precios,costos, et



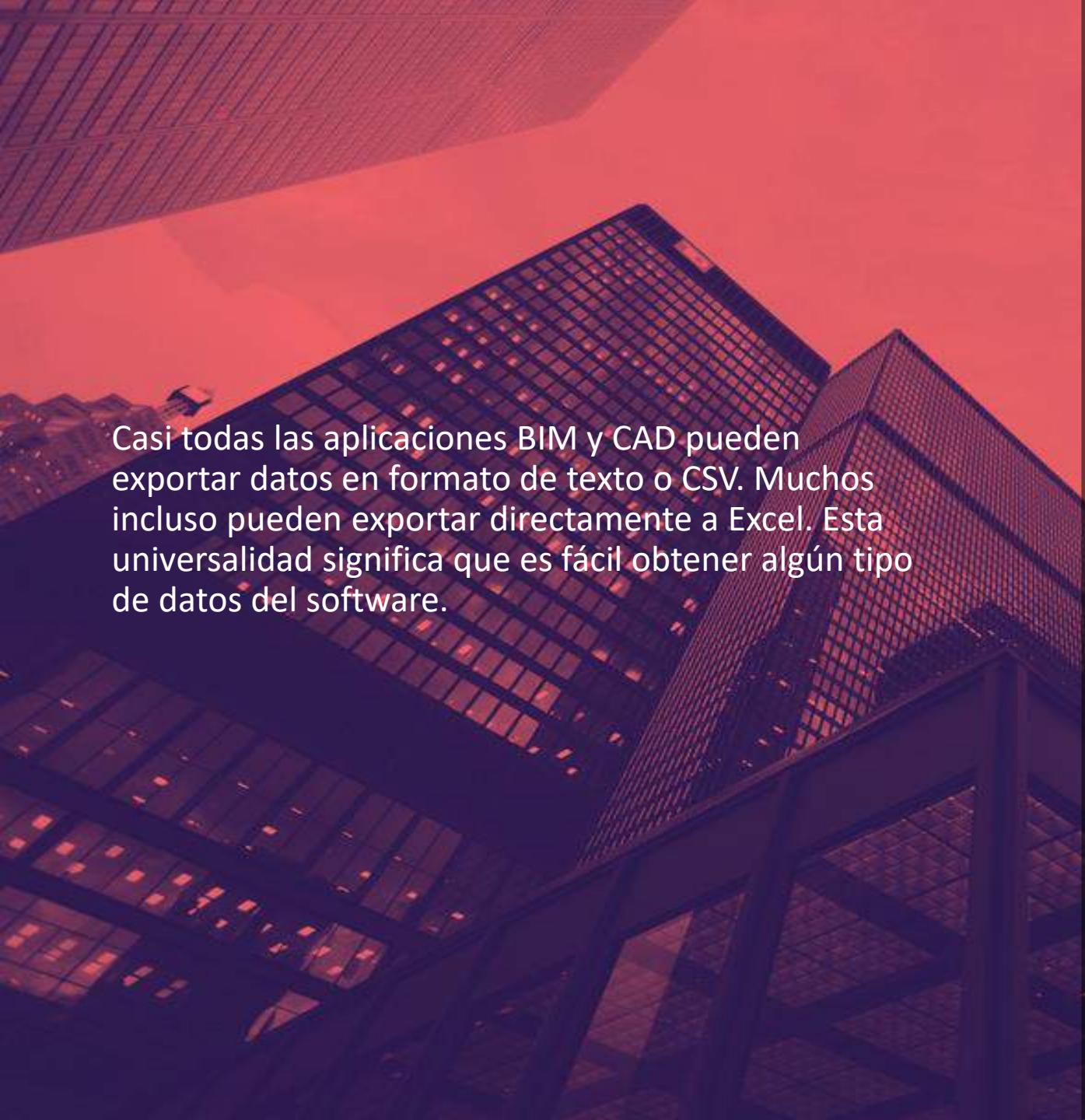
Herramientas

Los macros de Excel

Los **macros de Excel** son códigos de programación que podemos utilizar en la hoja de Excel para automatizar tareas. Se escriben en lenguaje informático en un editor incorporado en la propia aplicación. Este lenguaje se conoce como **Visual Basic for Applications** o VBA.

A perspective view of a long corridor made of shipping containers under a red sky.

3 Razones por la que
Excel es mejor
programa



Casi todas las aplicaciones BIM y CAD pueden exportar datos en formato de texto o CSV. Muchos incluso pueden exportar directamente a Excel. Esta universalidad significa que es fácil obtener algún tipo de datos del software.



1. Excel es universal



Una de las razones principales por las que Excel funciona tan bien con BIM es la razón por la que muchas personas piensan que es tan aburrido: todas esas filas y columnas de números. Resulta que, cuando desea trabajar con datos BIM, eso es exactamente lo que necesita.

La mayoría de las veces, necesitamos organizar categorías de elementos. Piense columnas estructurales o puertas o habitaciones. Estos datos están mejor representados en formato tabular.

Además, la capacidad de escribir fórmulas complejas amplía considerablemente la utilidad de Excel. Claro, puedes crear fórmulas en Revit, pero no son tan poderosas como las de Excel. Si necesita realizar algunos cálculos pesados, es mucho más fácil exportar a Excel, hacer los cálculos allí y luego regresar los resultados a Revit.



2. Excel ama los datos



Uno de los primeros programas que escribí fue una macro de Excel. Son muy fáciles de escribir. Las macros de Excel se escriben usando Visual Basic para aplicaciones o VBA.

Lo que es mejor es que Excel tiene una grabadora de macros que registra sus acciones en la pantalla y las traduce a código VBA. Si no está seguro de cómo hacer algo en una macro, simplemente grabe una macro mientras realiza esas acciones. El código se generará automáticamente.

La mejor parte fue generar los dibujos de AutoCAD a partir de los datos de Excel. Hay algo muy satisfactorio al ver 300 archivos CAD creados automáticamente con solo presionar un botón. Además, AutoCAD usa VBA, por lo que había una buena base común entre los dos conjuntos de macros.

3. Excel es súper fácil de automatizar

PROYECTO

CÁLCULO DE PN & MN



PROYECTO

CÁLCULO DE PN & MN

ANALIZAR
LA MEJOR
TECNOLOGÍA



PROS
&
CONSTRAS

VELOCIDAD

Velocidad de respuesta rápida y la gran cantidad de datos se puede ver en tiempo real.

GRAFICOS

Es posible crear polígonos complejos con infinitas capas de información.



COLABORATIVO

Permitir la colaboración entre los miembros del equipo.

SOPORTE

Muchos tipos de soporte están disponibles.

AMIGABLE

La interfaz de usuario es muy intuitiva y es fácil de comenzar a usar el programa.

VERSATILIDAD

Permite la ejecución de cálculos de forma rápida y precisa.

TIEMPO

El tiempo de respuesta es muy rápido.

SEGURIDAD

Los datos son seguros y no se pierden.

PROYECTO

CÁLCULO DE PN & MN

PROS & CONSTRAS

Excel es un gran software para el cálculo de proyectos. Es muy versátil y tiene una gran cantidad de funcionalidades que lo hacen muy útil para el manejo de proyectos.

VELOCIDAD

Excel es muy rápido y su gran cantidad de funciones lo hace muy fácil de trabajar.

GRAFICOS

Es posible crear graficos complejos con solo unos cuantos clics en la herramienta de graficos. Estos son muy útiles para presentar datos.



COLABORATIVO

Por medio de excel se pueden trabajar de manera colaborativa.

SOPORTE

Microsoft tiene muchas herramientas de soporte para el manejo del proyecto.

AMIGABLE

La interfaz de usuario es muy intuitiva y es posible comenzar a usar el programa sin conocimientos previos.

EXCEL YA ES UN LENGUAJE!

Excel ya no es solo un software de cálculo, es un lenguaje de programación que permite crear aplicaciones personalizadas.



PROYECTO

CÁLCULO DE PN & MN



ANALIZAR LA MEJOR TECNOLOGÍA

Determinar la tecnología a utilizar depende del tipo de trabajo a realizar, los tiempos de entrega, el presupuesto y la proyección del Proyecto.

[Ver Más](#)





PROS & CONSTRAS

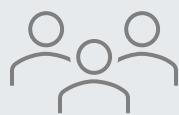
Excel es un gran software matematico pero su principal desventaja es la automatización de problemas complejos.

Si bien es cierto excel cuenta con Visual Basic, este Tambien se queda corto en cuanto a funcionalidades para la resolución de problemas matematicos un tanto complejos.

[Ver Más](#)

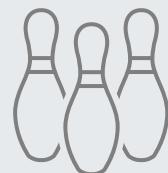
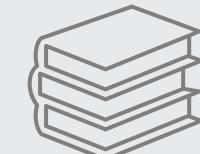
VELOCIDAD

Gracias a sus comandos y su gran cantidad de funciones es posible crear hojas de Excel en minutos.



GRAFICOS

Es posible crear gráficos complejos con solo unos cuantos click en un tiempo record. Ademas es compatible con Power Bi.



COLABORATIVO

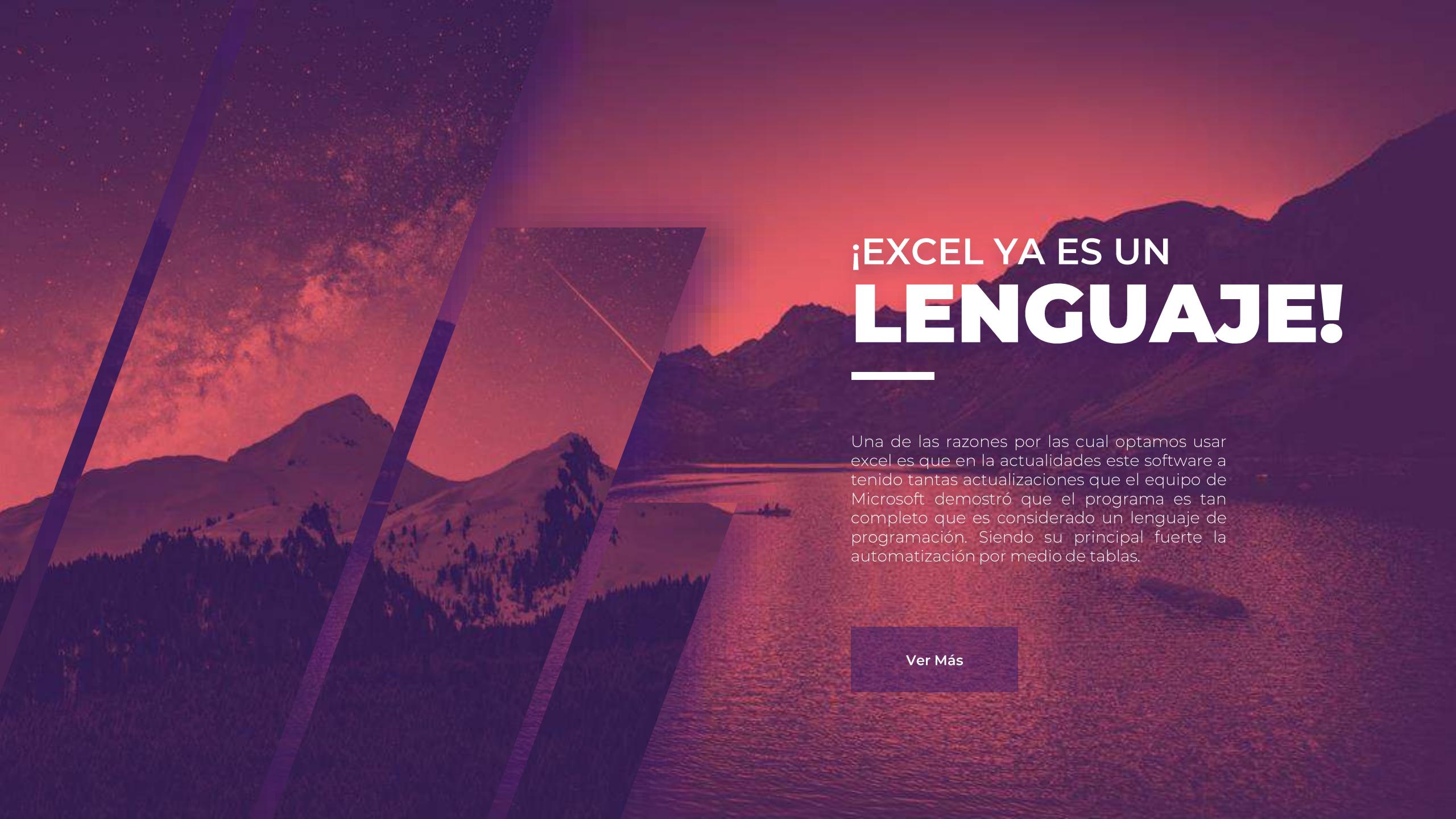
Por medio de office 365 se pueden trabajar de manera colaborativa.

SOPORTE

Microsoft lanza actualizaciones constantemente permitiendo el crecimiento del programa.

AMIGABLE

La interfaz de usuario es muy intuitiva y es posible comenzar a usar el programa sin conocimientos previos.



¡EXCEL YA ES UN LENGUAJE!

Una de las razones por las cual optamos usar excel es que en la actualidades este software a tenido tantas actualizaciones que el equipo de Microsoft demostró que el programa es tan completo que es considerado un lenguaje de programación. Siendo su principal fuerte la automatización por medio de tablas.

[Ver Más](#)



POR SU ATENCIÓN
GRACIAS !



Fín

DISEÑO DE DIAGRAMA DE INTERACCION

DIVA GONZALES 4-806-1793
LUANYS HERNANDEZ 4-777-411
MARUKEL PONTE 4-804-1043
JOSE CASTILLO 4-802-149



INTRODUCCION

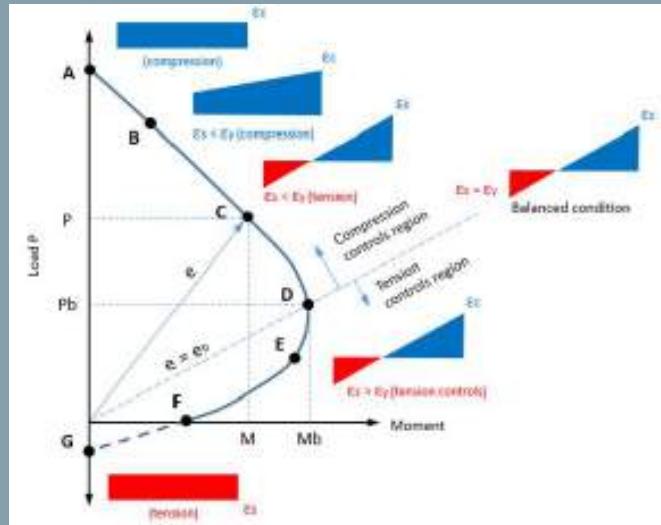
El método que se utiliza actualmente en diseño estructural de concreto, es el equilibrio de la sección y encontrar los límites de falla de la sección, para esto generalmente se calculan siete puntos del diagrama de interacción de la columna con los cuales podemos conocer un panorama de la resistencia a la flexión y carga axial; para encontrar estos puntos es necesario conocer la deformación unitaria de las capas de acero que conforman la columna, para de ésta forma encontrar los esfuerzos que actúan en cada capa y posteriormente determinar su fuerza, finalmente se realiza una sumatoria de fuerzas y sumatoria de momentos para obtener un punto en el diagrama nominal de la columna.



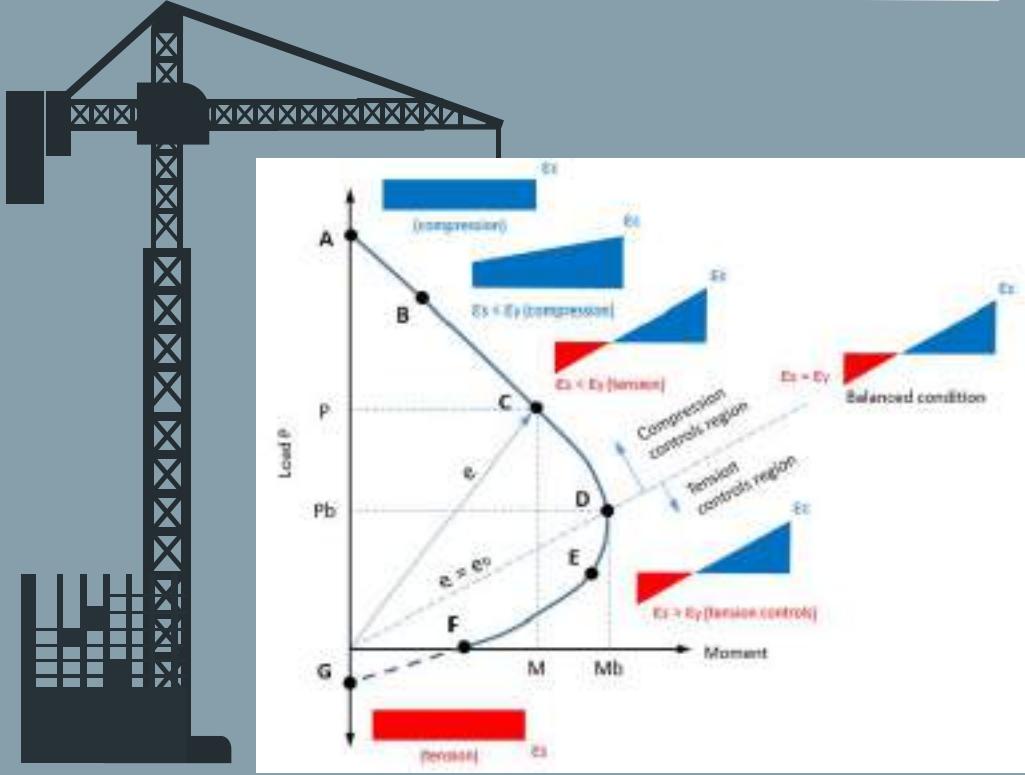
EL DIAGRAMA DE INTERACCION

El diagrama de interacción de una columna es una región geométrica que define el área donde la columna y su refuerzo pueden resistir cualquier combinación de cargas de flexión-compresión en la dirección del análisis.

Los elementos verticales que forman parte de la estructura del edificio están sujetos a cargas axiales y momentos flectores combinados. Estas fuerzas se deben a cargas externas como cargas estáticas, vivas y de viento. Brevemente, un diagrama de interacción (o curva) muestra la combinación de momentos admisibles y capacidades de carga axial de miembros estructurales.



UN DIAGRAMA DE INTERACCIÓN (O CURVA) MUESTRA LA COMBINACIÓN DE MOMENTOS ADMISIBLES Y CAPACIDADEDES DE CARGA AXIAL DE MIEMBROS ESTRUCTURALES.



A. Compresión axial pura. Ésta es la carga de compresión axial más grande que puede soportar la columna.

B. Compresión con flexión menor. Es el caso de una gran carga axial que actúa a una pequeña excentricidad. La distribución de la tensión se inclina, pero la sección todavía está bajo compresión. La falla ocurre por aplastamiento del concreto.

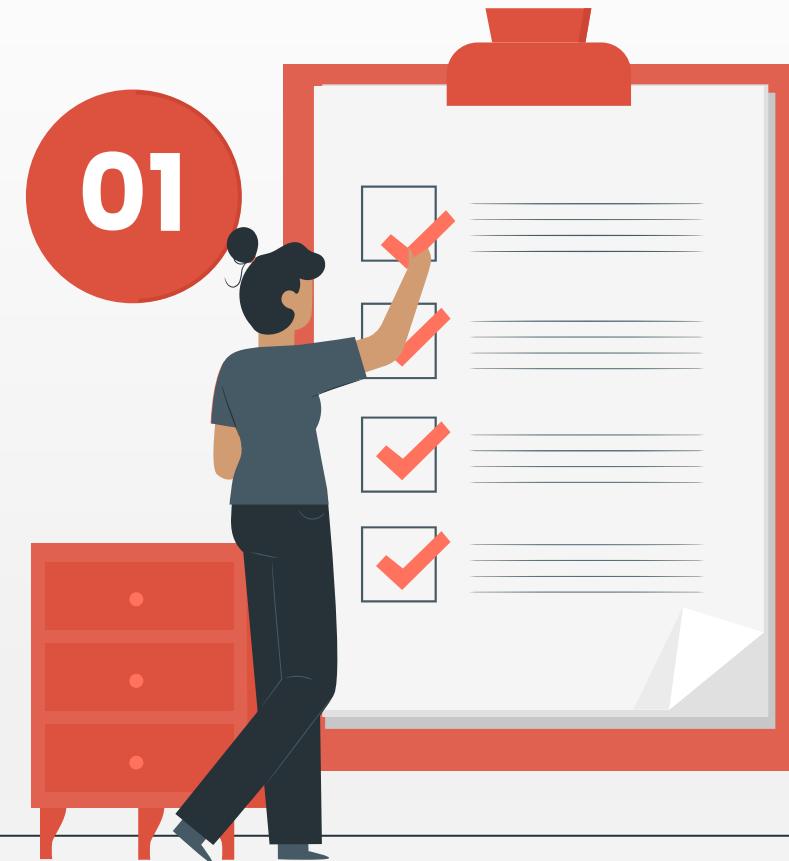
C. Control de la compresión. Aquí existen tanto la zona de compresión como la zona de tensión del hormigón. El acero está sujeto a tensión. La falla ocurre por aplastamiento del concreto en el lado de compresión, mientras que la tensión en el acero f_s es menor que la tensión de fluencia f_y .

D. Condición equilibrada. Se alcanza una condición equilibrada cuando la tensión de compresión en el concreto alcanza un límite y el refuerzo de tracción alcanza el rendimiento simultáneamente. La falla del concreto ocurre al mismo tiempo que el acero cede.

E. Control de la tensión. Es el caso de una pequeña carga axial con gran excentricidad., es decir, un gran momento. Al fracaso, la tensión en el acero de tensión es mayor que la tensión de fluencia.

F. Flexión pura. La sección, en este caso, está sujeto a un momento flector M , mientras que la carga axial es $P = 0$. La falla ocurre como en una viga sometida solo a un momento flector.

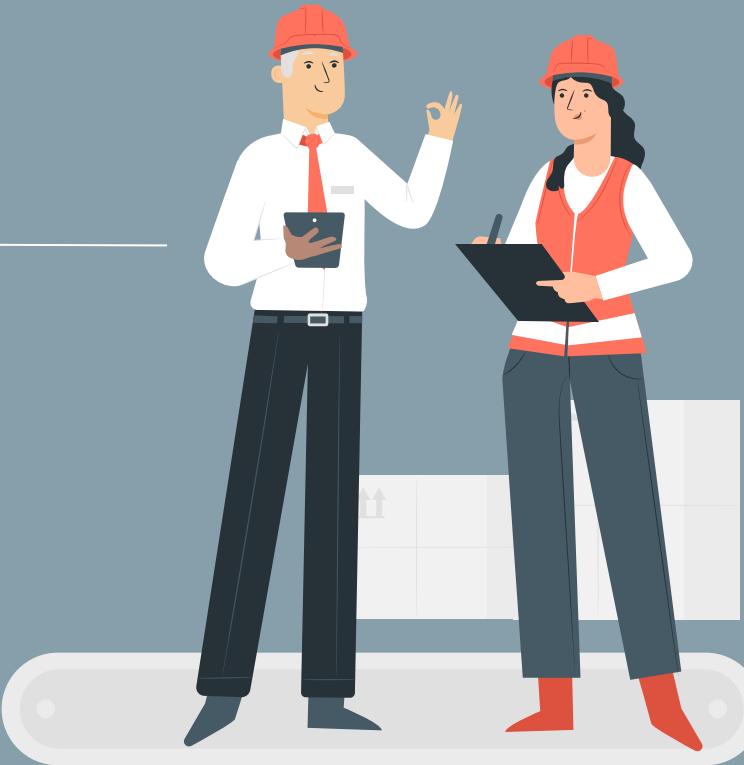
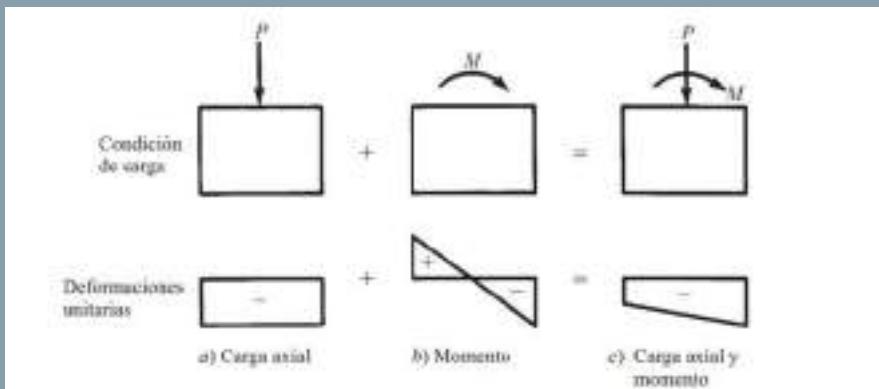
G. Tensión axial pura. Ésta es la carga de tensión axial más grande que puede soportar la columna.



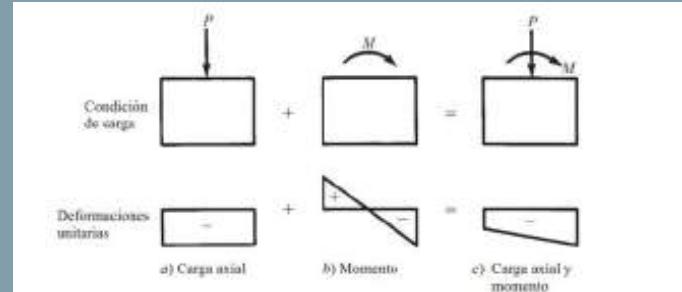
DESARROLLO DE DIAGRAMAS DE INTERACCION

DESARROLLO DE DIAGRAMAS DE INTERACCION

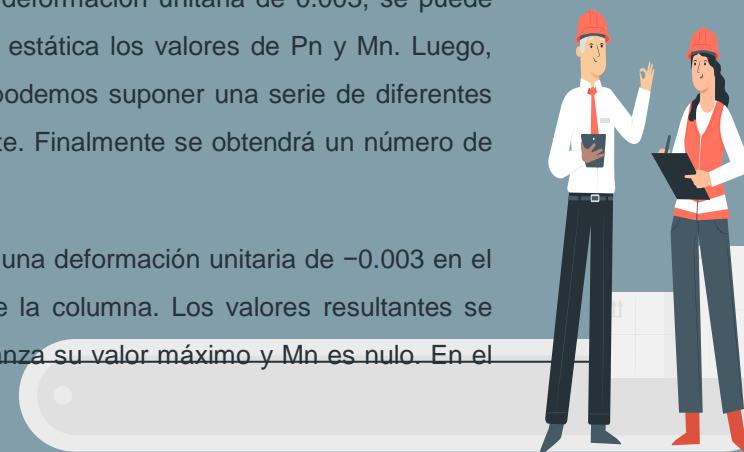
Si se aplica una carga axial de compresión a un miembro corto de concreto, éste quedará sometido a una deformación unitaria uniforme o acortamiento. Si un momento sin ninguna carga axial se aplica al mismo miembro, el resultado será una flexión respecto al eje neutro del miembro, tal que la deformación unitaria será proporcional a la distancia del eje neutro.



DESARROLLO DE DIAGRAMAS DE INTERACCION

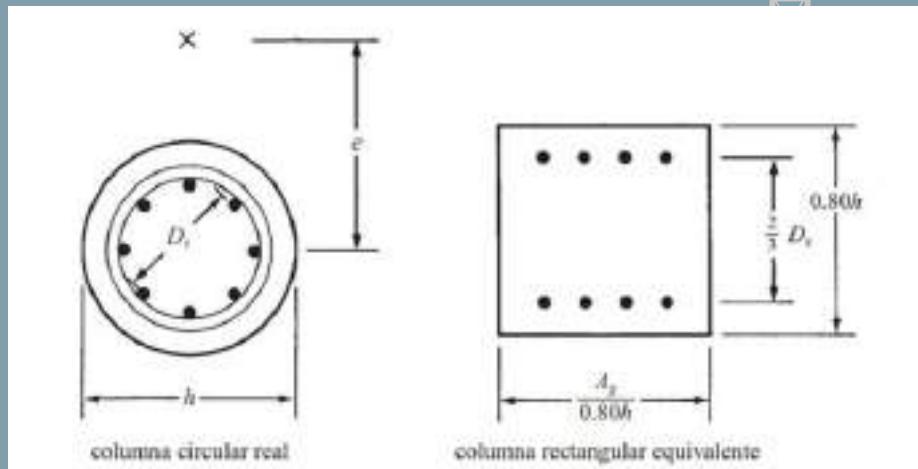


- Si se aplican al mismo tiempo una carga axial y un momento, el diagrama resultante de deformación unitaria será una combinación de dos diagramas lineales que también será lineal. Como resultado de esta linealidad, podemos suponer ciertos valores numéricos para la deformación unitaria en una parte de la columna y determinar las deformaciones unitarias en otras partes por medio de la interpolación lineal. Al cambiar la carga axial aplicada a una columna, el momento que la columna puede resistir también cambiará.
- Suponiendo que el concreto en el borde de compresión de la columna falla a una deformación unitaria de 0.003, se puede suponer una deformación unitaria en el borde alejado de la columna y calcular por estática los valores de P_n y M_n . Luego, manteniendo la deformación unitaria de compresión a 0.003 en el borde extremo, podemos suponer una serie de diferentes deformaciones unitarias en el otro borde y calcular P_n y M_n para cada valor diferente. Finalmente se obtendrá un número de valores suficientes para representar gráficamente una curva de interacción.
- De esta manera se determina una serie de valores de P_n y M_n que corresponden a una deformación unitaria de -0.003 en el borde de compresión y a deformaciones unitarias variables en el borde alejado de la columna. Los valores resultantes se grafican en una curva. Un extremo de la curva corresponderá al caso donde P_n alcanza su valor máximo y M_n es nulo. En el otro extremo de la curva, M_n se determina para el caso donde P_n es cero.

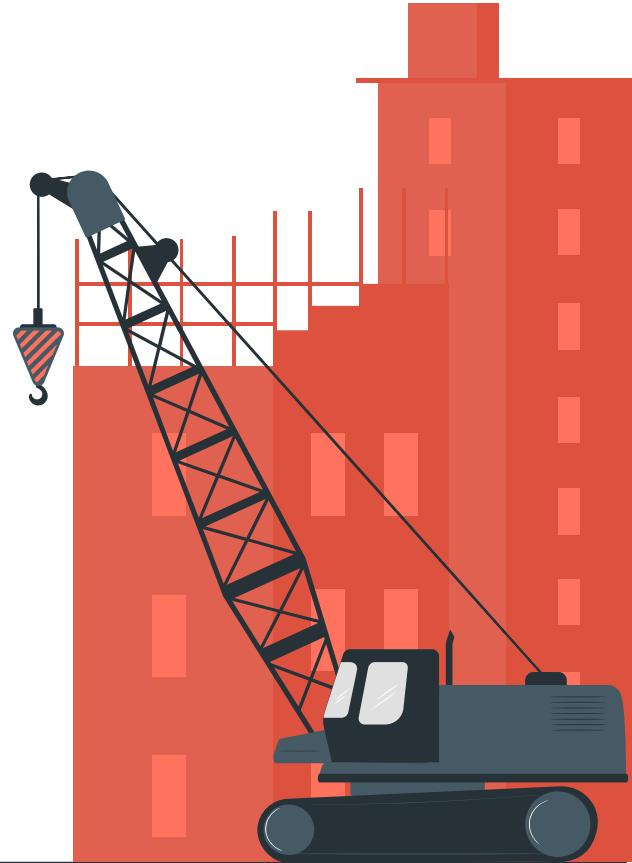


DESARROLLO DE DIAGRAMAS DE INTERACCION

En algunas ocasiones, los miembros sometidos a carga axial y flexión tienen disposiciones asimétricas del refuerzo. Si éste es el caso, hay que recordar que la excentricidad debe medirse correctamente desde el centroide plástico de la sección. Se han desarrollado varios métodos aproximados que simplifican considerablemente las operaciones. Quizás el más conocido sea el propuesto por Charles Whitney, en el cual se usan columnas rectangulares equivalentes para remplazar a las circulares. Este método da resultados que concuerdan muy estrechamente con los resultados de las pruebas. En el método de Whitney, el área de la columna equivalente se hace igual al área de la columna circular real y la profundidad de la primera en la dirección de la flexión es 0.80 veces el diámetro exterior de la columna real. Se supone que la mitad del acero está colocado en un lado de la columna equivalente y la otra mitad en el otro. La distancia entre estas dos áreas de acero se considera igual a dos tercios del diámetro (D_s) de un círculo que pase por el centro de las varillas en la columna real. Una vez que la columna equivalente está establecida, los cálculos de P_n y M_n se efectúan como en el caso de las columnas rectangulares.



ANÁLISIS DE COMPATIBILIDAD DE DEFORMACIONES



ANÁLISIS DE COMPATIBILIDAD DE DEFORMACIONES

Para una columna seleccionada en forma tentativa, el diagrama de interacción puede construirse más fácilmente si se escogen valores sucesivos de la distancia al eje neutro c , desde el infinito, hasta un valor muy pequeño encontrado por tanteos para obtener $P_n=0$ (flexión pura).



PARA EL ACERO EN TENSION

MIENTRAS QUE PARA EL ACERO EN COMPRESSION.

**EL BLOQUE DE ESFUERZOS DEL CONCRETO TIENE UN
ESPESOR,**

**Y, EN CONSECUENCIA, LA RESULTANTE A COMPRESSION
DEL CONCRETO ES,**

$$\epsilon_s = \epsilon_u \frac{d - c}{c}$$

$$f_s = \epsilon_u E_s \frac{d - c}{c} \text{ y } \leq f_y$$

$$\epsilon'_s = \epsilon_u \frac{c - d'}{c}$$

$$f'_s = \epsilon_u E_s \frac{c - d'}{c} \text{ y } \leq f_y$$

$$a = \beta_1 c \text{ y } \leq h$$

$$C = 0.85 f'_c ab$$

FALLA BALANCEADA

- La línea de falla del diagrama de interacción se divide en un intervalo de falla a compresión y en un intervalo de falla a tensión. En este momento es útil definir el modo de falla balanceada y su excentricidad correspondiente e_b , con la carga P_b y el momento M_b que actúan en combinación para producir una falla, en la cual el concreto alcanza su deformación límite ϵ_u , en el mismo instante en que el acero a tensión, en el lado alejado de la columna, logra su deformación de fluencia. Este punto en el diagrama de interacción es el divisorio entre la falla a compresión (excentricidades pequeñas) y la falla a tensión (excentricidades grandes).



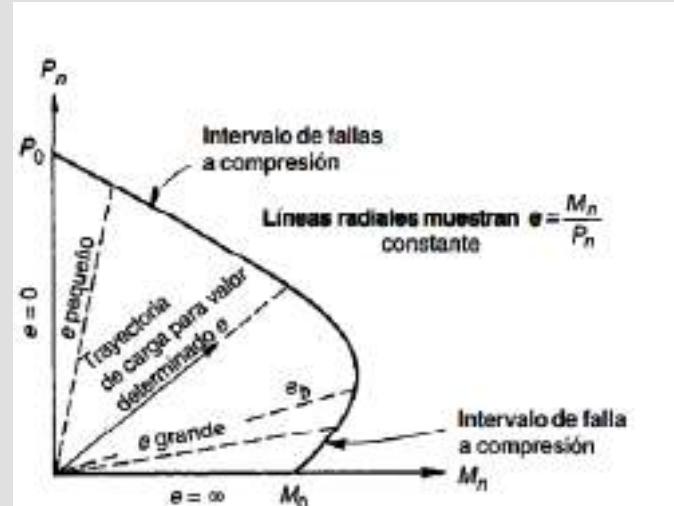
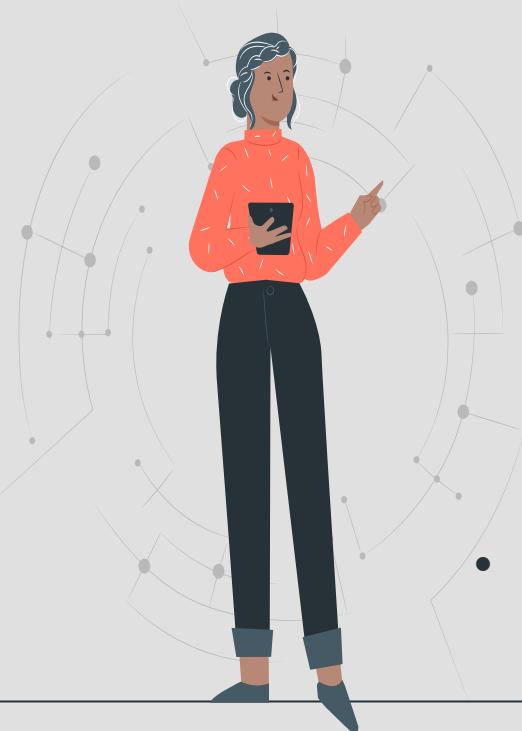
PARA LA FALLA BALANCEADA:

$$c = c_b = d \frac{\epsilon_u}{\epsilon_u + \epsilon_y}$$

$$a = a_b = \beta_1 c_b$$

El tipo de falla de una columna depende del valor de la excentricidad e , que se define a su vez por el análisis de cargas del edificio o de cualquier otra estructura. Sin embargo, el punto de falla balanceada en el diagrama de interacción es una referencia muy útil en relación con las disposiciones de seguridad.

DIAGRAMA DE INTERACCION PARA LA RESISTENCIA DE UNA COLUMNASOMETIDA A FLEXION Y CARGA AXIAL COMBINADAS



- Es importante observar en la figura que, para la región de falla a compresión, en cuanto mayor sea la carga axial P_n , menor será el momento M , que la sección es capaz de resistir antes de la falla. Sin embargo, en la región de falla a tensión es válido lo contrario: cuanto mayor sea la carga axial, mayor será la capacidad simultánea a momento.

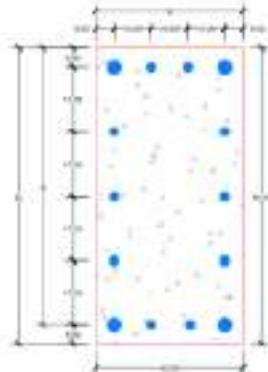
PROBLEMA DE EJEMPLO



EJEMPLO

3.4 Columna rectangular.

Graficar el diagrama de eje x de la siguiente



Interacción alrededor del columna.



* Cálculo punto 1 (Compresión pura)

El punto de compresión pura se obtiene mediante la siguiente ecuación:

$$P_{n1} = -[f'c * Ag + f_y * Ast]$$

Donde:

P_{n1} = Carga axial nominal a compresión

$$f'c = 0.85 f_c$$

Ag = Área total de la sección

f_y = Esfuerzo de fluencia acero

Ast = Área total del refuerzo longitudinal

Por convención de signos el signo menos significa compresión y el signo positivo significa tensión.

Datos:

$$f_c = 30 \text{ MPa}$$

$$Ag = h \cdot b$$

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

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

4 varillas # 12

10 varillas #8

$$Ast = 96.274 \text{ cm}^2$$

- Cálculo punto 1 (Compresión pura)

$$f'c = 0.85 \cdot 30 \text{ MPa} = 25.5 \text{ MPa}$$

$$Pn_1 = -[f'c + Ag + fy \cdot Ast]$$

$$Pn_1 = -[(25.5 \text{ MPa}) \cdot ((0.8 \text{ m}) \cdot (0.4 \text{ m})) + (420 \text{ MPa}) \cdot (96.274 \text{ cm}^2)]$$

$$Pn_1 = -12.2035 \text{ MN}$$

$$Pn_1 = -12203.53 \text{ kN}$$

- Cálculo punto 2 (Tensión Pura)

$$Pn_2 = fy \cdot Ast$$

- Cálculo Pn_2

$$Pn_2 = fy \cdot Ast$$

$$Pn_2 = 420 \text{ MPa} \cdot 96.274 \text{ cm}^2$$

$$Pn_2 = 4.0435 \text{ MN}$$

$$Pn_2 = 4043.53 \text{ kN}$$

- Cálculo punto 3 (Falla balanceada)

- Cálculo eje neutro c

$$c = \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_y} \right) \cdot d \quad c = \left(\frac{0.003}{0.003 + 0.0021} \right) \cdot 75 \text{ cm} = 44.118 \text{ cm}$$

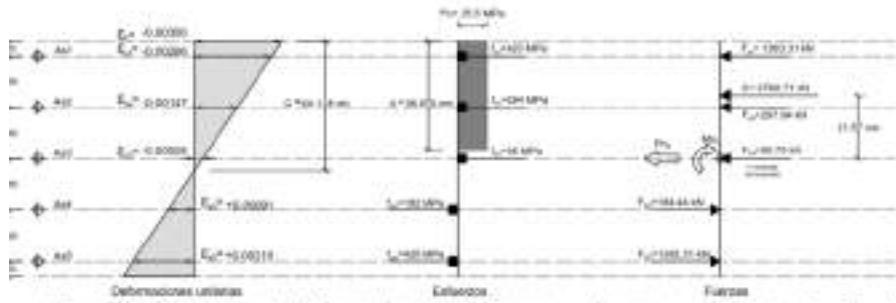


Figura 3.4 Diagrama de deformaciones, esfuerzos y fuerzas para punto 3. (Fuente autoría propia, 2019)

$$\begin{aligned} As_1 &= 32.94 \text{ cm}^2 & As_2 &= 10.1341 \text{ cm}^2 & As_3 &= 10.1341 \text{ cm}^2 & As_4 &= 10.1341 \text{ cm}^2 & As_5 &= 32.94 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

EJEMPLO

- Cálculo P_{n_3}

Por suma de fuerzas

$$\sum F_H = 0 \rightarrow$$

$$P_{n_3} = -F_{x1} - F_{x2} - F_{x3} + F_{x4} + F_{x5} - C$$

$$P_{n_3} = -1383.31 \text{ kN} - 297.94 \text{ kN} - 56.75 \text{ kN} + 184.44 \text{ kN} + 1383.31 \text{ kN} - 3760.71 \text{ kN}$$

$$P_{n_3} = -3930.97 \text{ kN}$$

- Cálculo M_{n_3}

Por suma de momentos en el punto i

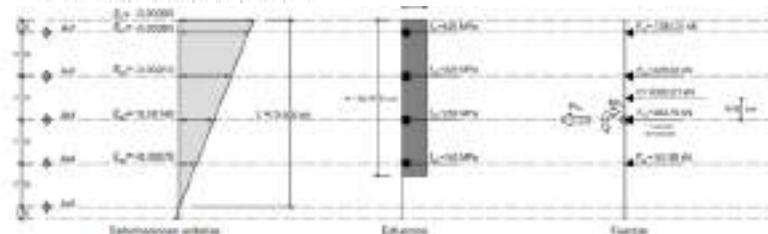
$$\sum M_i = 0 \rightarrow$$



$$M_{n_3} = (1383.31 \text{ kN}) * (35 \text{ cm}) + (3760.71 \text{ kN}) * (21.565 \text{ cm}) + (297.94 \text{ kN}) * (17.5 \text{ cm}) \\ + (184.44 \text{ kN}) * (17.5 \text{ cm}) + (1383.31 \text{ kN}) * (35 \text{ cm})$$

$$M_{n_3} = 1863.74 \text{ kN-m}$$

- Cálculo punto 4 ($c = d$)



obtendremos las deformaciones unitarias en cada capa de acero.

Figura 3.5 Diagrama de deformaciones, esfuerzos y fuerzas para punto 4. (Fuente autoría propia, 2010)

$$A_{s1}=32.94 \text{ cm}^2 \quad A_{s2}=10.1341 \text{ cm}^2 \quad A_{s3}=10.1341 \text{ cm}^2 \quad A_{s4}=10.1341 \text{ cm}^2$$

$$A_{st}=32.94 \text{ cm}^2$$

- Cálculo P_{n_4}

Por suma de fuerzas

$$\sum F_H = 0 \rightarrow$$

$$P_{n_4} = -F_{x1} - F_{x2} - F_{x3} - F_{x4} - C$$

$$P_{n_4} = -1383.31 \text{ kN} - 425.63 \text{ kN} - 203.76 \text{ kN} - 141.80 \text{ kN} - 6393.21 \text{ kN}$$

$$P_{n_4} = -8627.79 \text{ kN}$$

EJEMPLO

$$\sum M = 0 \rightarrow$$

$$M_{n_4} = (1383.31 \text{ kN}) * (35 \text{ cm}) + (425.63 \text{ kN}) * (17.5 \text{ cm}) + (6393.21 \text{ kN}) * (8.66 \text{ cm}) \\ - (14188 \text{ kN}) * (17.5 \text{ cm})$$

$$M_{n_4} = 1087.51 \text{ kN-m}$$

- Cálculo punto 5 ($c = r$)

Para obtener la carga axial (P_{n_5}) y el momento (M_{n_5}) en este punto ubicaremos el eje neutro c en la primera capa de acero y mediante triángulos semejantes



obtenremos las deformaciones unitarias en cada capa de acero.

Figura 3.6 Diagrama de deformaciones, esfuerzos y fuerzas para punto 5. (Fuente autorapropia, 2019)

$$A_{s1}=32.94 \text{ cm}^2 \quad A_{s2}=10.1341 \text{ cm}^2 \quad A_{s3}=10.1341 \text{ cm}^2 \quad A_{s4}=10.1341 \text{ cm}^2$$

$$A_{s5}=32.94 \text{ cm}^2$$

- Cálculo P_{n_5}

Por suma de fuerzas horizontales

$$\sum F_H = 0 \rightarrow$$

$$-P_{n_5} - C + F_{s1} + F_{s2} + F_{s3} + F_{s4} = 0$$

$$P_{n_5} = -426.21 \text{ kN} + 425.63 \text{ kN} + 425.63 \text{ kN} + 425.63 \text{ kN} + 1383.31 \text{ kN}$$

$$P_{n_5} = 2234 \text{ kN}$$

Por suma de momentos en el punto 1

$$\sum M = 0 \rightarrow$$

$$M_{n_5} = 426.21 \text{ kN} * (37.91 \text{ cm}) - 425.63 \text{ kN} * (17.5 \text{ cm}) + 425.63 \text{ kN} * (17.5 \text{ cm}) \\ + 1383.31 \text{ kN} * (35 \text{ cm})$$

$$M_{n_5} = 645.74 \text{ kN-m}$$

- Cálculo punto 6 (Flexión pura)



Figura 3.7 Diagrama de deformaciones, esfuerzos y fuerzas para punto 6. (Fuente autorapropia, 2019)

$$A_{s1}=32.94 \text{ cm}^2 \quad A_{s2}=10.1341 \text{ cm}^2 \quad A_{s3}=10.1341 \text{ cm}^2 \quad A_{s4}=10.1341 \text{ cm}^2$$

$$A_{s5}=32.94 \text{ cm}^2$$

- Cálculo P_{n_6}

Por suma de fuerzas horizontales

$$\sum F_H = 0 \rightarrow$$

$$-P_{n_6} - C - F_{s1} - F_{s2} + F_{s3} + F_{s4} + F_{s5} = 0$$

$$P_{n_6} = -1383.31 \text{ kN} - 2131.07 \text{ kN} - 60.80 \text{ kN} + 364.83 \text{ kN} + 425.63 \text{ kN} \\ + 1383.31 \text{ kN}$$

$$P_{n_6} = -1401.41 \text{ kN}$$

- Cálculo M_{n_6}

EJEMPLO

• Cálculo $M_{n,1}$

Por suma de momentos en el punto i

$$\sum M = 0$$

$$M_{n,1} = (1383.31 \text{ kN}) \times (35 \text{ cm}) + (2131.07 \text{ kN}) \times (29.55 \text{ cm}) + (6080 \text{ kN}) \times (17.5 \text{ cm}) \\ + (425.63 \text{ kN}) \times (17.5 \text{ cm}) + (1383.31 \text{ kN}) \times (35 \text{ cm})$$

$$M_{n,1} = 1683.25 \text{ kN-m}$$

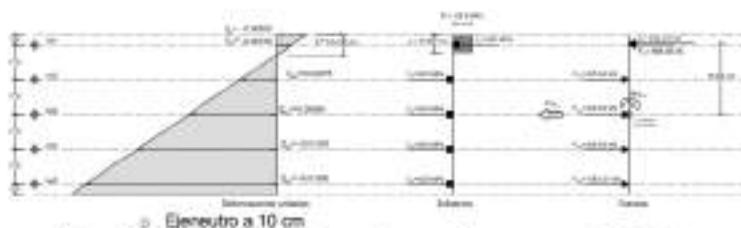


Figura 3.8 Diagrama de deformaciones, esfuerzos y fuerzas para punto 6.2. (Fuente: autoría propia, 2019).

$$A_s = 32.94 \text{ cm}^2 \quad A_{s2} = 10.1341 \text{ cm}^2 \quad A_{s3} = 10.1341 \text{ cm}^2 \quad A_{s4} = 10.1341 \text{ cm}^2 \\ A_{s5} = 32.94 \text{ cm}^2$$

• Cálculo $P_{n,2}$

Por suma de fuerzas horizontales

$$\sum F_H = 0$$

$$-P_{n,2} - C - P_{11} + P_{12} + P_{31} + P_{32} = 0$$

$$P_{n,2} = -988.08 \text{ kN} - 852.43 \text{ kN} + 425.63 \text{ kN} + 425.63 \text{ kN} + 425.63 \text{ kN} + 1383.31 \text{ kN}$$

$$P_{n,2} = 819.71 \text{ kN}$$

• Cálculo $M_{n,2}$

Por suma de momentos en el punto i

$$\sum M = 0$$

$$M_{n,2} = (988.08 \text{ kN}) \times (35 \text{ cm}) + (852.43 \text{ kN}) \times (35.821 \text{ cm}) - (425.63 \text{ kN}) \times (17.5 \text{ cm}) \\ + (425.63 \text{ kN}) \times (17.5 \text{ cm}) + (1383.31 \text{ kN}) \times (35 \text{ cm})$$

$$M_{n,2} = 1135.34 \text{ kN-m}$$

EJEMPLO



Figura 3.9 Diagrama de deformaciones, esfuerzos y fuerzas para punto 6.3. (Fuente autorapropia, 2019)

$$A_{S1}=32.94 \text{ cm}^2 \quad A_{S2}=10.1341 \text{ cm}^2 \quad A_{S3}=10.1341 \text{ cm}^2 \quad A_{S4}=10.1341 \text{ cm}^2 \\ A_{S5}=32.94 \text{ cm}^2$$

- Cálculo $P_{H,i}$

Por suma de fuerzas horizontales.

$$\sum F_H = 0 \rightarrow$$

$$-P_{H,i} - C - P_{i1} + P_{i2} + P_{i3} + P_{i4} + P_{i5} = 0$$

$$P_{H,i} = -1317.44 \text{ kN} - 1278.64 \text{ kN} + 304.02 \text{ kN} + 415.63 \text{ kN} + 425.63 \text{ kN} + 1383.31 \text{ kN}$$

$$P_{H,i} = -57.48 \text{ kN}$$

- Cálculo $M_{H,i}$

Por suma de momentos en el punto i

$$\sum M_i = 0$$

$$M_{H,i} = (1317.44 \text{ kN}) * (35 \text{ cm}) + (1278.64 \text{ kN}) * (35.732 \text{ cm}) - (304.02 \text{ kN}) * (37.5 \text{ cm}) \\ + (415.63 \text{ kN}) * (17.5 \text{ cm}) + (1383.31 \text{ kN}) * (35 \text{ cm})$$

$$M_{H,i} = 1977.88 \text{ kNm}$$

- Cálculo punto 7 (Zona de transición)

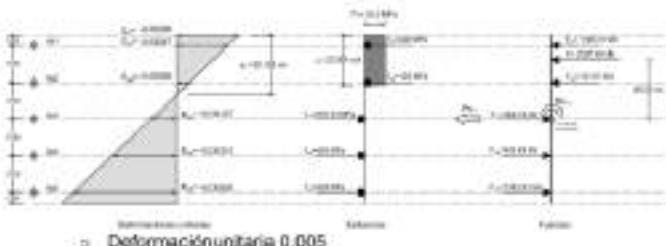


Figura 3.10 Diagrama de deformaciones, esfuerzos y fuerzas para punto 7.1. (Fuente autorapropia, 2019)

$$A_{S1}=32.94 \text{ cm}^2 \quad A_{S2}=10.1341 \text{ cm}^2 \quad A_{S3}=10.1341 \text{ cm}^2 \quad A_{S4}=10.1341 \text{ cm}^2 \\ A_{S5}=32.94 \text{ cm}^2$$

- Cálculo $P_{H,i}$

Por suma de fuerzas horizontales

$$\sum F_H = 0 \rightarrow$$

$$-P_{H,i} - C - P_{i1} - P_{i2} + P_{i3} + P_{i4} + P_{i5} = 0$$

$$P_{H,i} = -2397.46 \text{ kN} - 1383.31 \text{ kN} - 121.61 \text{ kN} + 256.73 \text{ kN} + 425.63 \text{ kN} + 1383.31 \text{ kN}$$

$$P_{H,i} = -1836.70 \text{ kN}$$

- Cálculo $M_{H,i}$

Por suma de momentos en el punto i

$$\sum M_i = 0$$

$$M_{H,i} = (1383.31 \text{ kN}) * (35 \text{ cm}) + (2397.46 \text{ kN}) * (28.248 \text{ cm}) + (121.61) * (17.5 \text{ cm}) \\ + (425.63 \text{ kN}) * (17.5 \text{ cm}) + (1383.31 \text{ kN}) * (35 \text{ cm})$$

$$+ (425.63 \text{ kN}) * (17.5 \text{ cm}) + (1383.31 \text{ kN}) * (35 \text{ cm})$$

$$M_{H,i} = 1741.31 \text{ kNm}$$

EJEMPLO

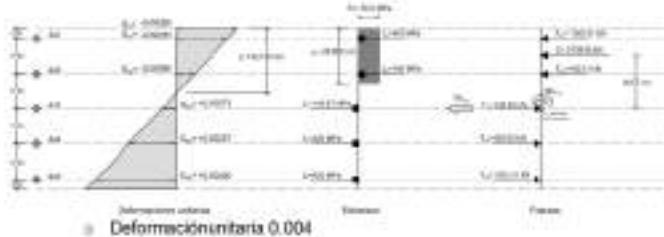


Figura 3.11 Diagrama de deformaciones, esfuerzos y fuerzas para punto 7.2. (Fuerza autorapropia, 2019)

$$A_{s1}=32.94 \text{ cm}^2 \quad A_{s2}=10.1341 \text{ cm}^2 \quad A_{s3}=10.1341 \text{ cm}^2 \quad A_{s4}=10.1341 \text{ cm}^2$$

$$A_{s5}=32.94 \text{ cm}^2$$

- Cálculo $P_{n1,2}$

Suma de fuerzas horizontales:

$$\sum F_H = 0 \rightarrow$$

$$-P_{n1,2} - P_{n1} - C - P_{n2} + P_{n3} + P_{n4} + P_{n5} = 0$$

$$P_{n1,2} = -1383.31 \text{ kN} - 2739.95 \text{ kN} - 182.41 \text{ kN} + 148.63 \text{ kN} + 425.63 \text{ kN} + 1383.31 \text{ kN}$$

$$P_{n1,2} = -2348.1 \text{ kN}$$

- Cálculo $M_{n1,2}$

$$M_{n1,2} = (1383.31 \text{ kN}) * (35 \text{ cm}) + (2739.95 \text{ kN}) * (26.569 \text{ cm}) + (182.41 \text{ kN}) * (17.5 \text{ cm}) \\ + (425.63 \text{ kN}) * (17.5 \text{ cm}) + (1383.31 \text{ kN}) * (35 \text{ cm})$$

$$M_{n1,2} = 1802.7 \text{ kN-m}$$

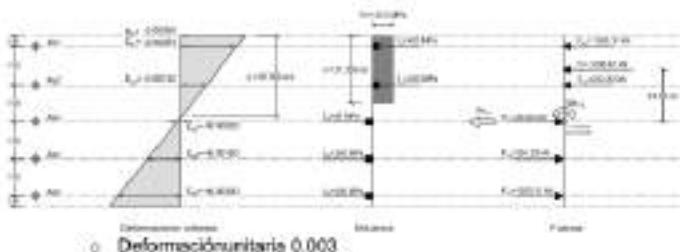


Figura 3.12 Diagrama de deformaciones, esfuerzos y fuerzas para punto 7.3. (Fuerza autorapropia, 2018)

$$A_{s1}=32.94 \text{ cm}^2 \quad A_{s2}=10.1341 \text{ cm}^2 \quad A_{s3}=10.1341 \text{ cm}^2 \quad A_{s4}=10.1341 \text{ cm}^2$$

$$A_{s5}=32.94 \text{ cm}^2$$

- Cálculo $P_{n1,2}$

Suma de fuerzas horizontales:

$$\sum F_H = 0 \rightarrow$$

$$-P_{n1,2} - P_{n1} - C - P_{n2} + P_{n3} + P_{n4} + P_{n5} = 0$$

$$P_{n1,2} = -1383.31 \text{ kN} - 3196.61 \text{ kN} - 243.22 \text{ kN} + 40.54 \text{ kN} + 324.29 \text{ kN} + 1383.31 \text{ kN}$$

$$P_{n1,2} = -3075 \text{ kN}$$

- Cálculo $M_{n1,2}$

$$\sum M = 0$$

$$M_{n1,2} = (1383.31 \text{ kN}) * (35 \text{ cm}) + (3196.61 \text{ kN}) * (24.33 \text{ cm}) + (243.22 \text{ kN}) * (17.5 \text{ cm}) \\ + (324.29 \text{ kN}) * (17.5 \text{ cm}) + (1383.31 \text{ kN}) * (35 \text{ cm})$$

$$M_{n1,2} = 1845.38 \text{ kN-m}$$

EJEMPLO



Figura 3.13 Diagrama de interacción nominal de columna rectangular en eje x. (Fuente autoría propia, 2019)

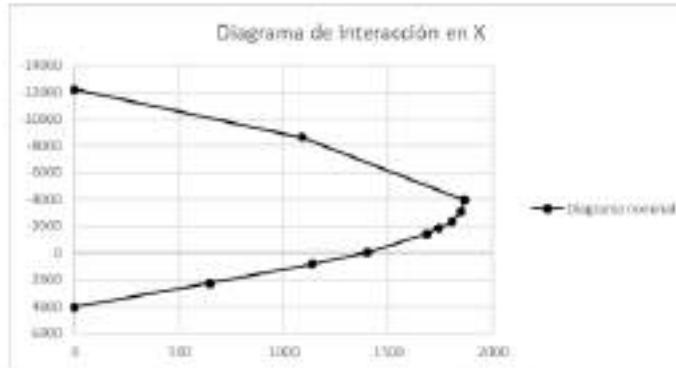


Figura 3.14 Diagrama de interacción nominal de columna rectangular en eje x. (Fuente autoría propia, 2019)

Porcentaje de acero ρ	Clasificación	Type of concrete resistances			
		Concrete containing $c = 25.2\%$			
		0.0%	4%	8%	12%
$\rho_c = 0.1 \rho_{y0} + 0.0005$	Transversal	$0.75 + 0.1 \frac{\rho_c - \rho_{y0}}{0.0005}$	0.75	$0.81 + 0.1 \frac{\rho_c - \rho_{y0}}{0.0005}$	0.81
$\rho_c = 0.1 \rho_{y0}$	Longitudinal	0.80	0.80	0.80	0.80

*En sistema decimal es equivalente a dividir el porcentaje entre 100 para obtener el resultado.

Tabla 3.1 Factores de reducción de resistencia ACI-318-19 (ACI, 2019)

EJEMPLO

• Punto 1 (Compresión pura)

$$P_{n_1} = -12203.53 \text{ kN}$$

Aplicando el factor de reducción a resistencia $\phi=0.65$ afectado por 0.8 por encontrarse en la zona de compresión:

$$\phi P_{n_1} = -6345.83 \text{ kN}$$

• Punto 2 (Tensión pura)

$$P_{n_2} = 4043.53 \text{ kN}$$

Aplicando el factor de reducción a resistencia $\phi=0.90$ por encontrarse en la zona de tensión:

$$\phi P_{n_2} = 3639.17 \text{ kN}$$

• Punto 3 (Fallabalanceada)

$$P_{n_3} = -2938.97 \text{ kN}$$

$$M_{n_3} = 1863.74 \text{ kN-m}$$

Aplicando el factor de reducción a resistencia $\phi=0.65$ por encontrarse en la zona de compresión:

$$\phi P_{n_3} = -2555.13 \text{ kN}$$

$$\phi M_{n_3} = 1211.43 \text{ kN-m}$$

• Cálculo punto 4 ($c = d$)

$$P_{n_4} = -8627.79 \text{ kN}$$

$$M_{n_4} = 1087.51 \text{ kN-m}$$

Aplicando el factor de reducción a resistencia $\phi=0.65$ por encontrarse en la zona de compresión:

$$\phi P_{n_4} = -5688.07 \text{ kN}$$

$$\phi M_{n_4} = 706.88 \text{ kN-m}$$

• Punto 5 ($c = r$)

$$P_{n_5} = 2234 \text{ kN}$$

$$M_{n_5} = 645.74 \text{ kN-m}$$

Aplicando el factor de reducción a resistencia $\phi=0.90$ por encontrarse en la zona de tensión:

$$\phi P_{n_5} = 2010.67 \text{ kN}$$

$$\phi M_{n_5} = 581.17 \text{ kN-m}$$

• Punto 6 (Flexión pura)

$$P_{n_6} = -57.49 \text{ kN}$$

$$M_{n_6} = 1397.86 \text{ kN-m}$$

Aplicando el factor de reducción a resistencia $\phi=0.90$ por encontrarse en la zona de tensión:

$$\phi P_{n_6} = -51.73 \text{ kN}$$

$$\phi M_{n_6} = 1258.07 \text{ kN-m}$$

• Punto 7 (Zona de transición)

EJEMPLO

c) Deformación unitaria 0.305

$$P_{n,1} = -1034.7 \text{ kN}$$

$$M_{n,1} = 1741.31 \text{ kN-m}$$

Para los casos que se encuentren en la zona de transición, el factor de reducción de resistencia se obtendrá de la tabla 21.2.2 del ACI-318-19.

$$\phi = 0.65 + 0.25 \left[\frac{\epsilon_u - \epsilon_{1p}}{0.003} \right]$$

Siendo ϵ_u la deformación unitaria de la última capa de acero, y ϵ_{1p} la deformación unitaria a la fluencia del acero.

$$\phi = 0.65 + 0.25 \left[\frac{0.085 - 0.0021}{0.003} \right]$$

$$\phi = 0.89$$

Utilizando $\phi=0.89$ como factor de reducción de resistencia.

$$\phi P_{n,1} = -1037.72 \text{ kN}$$

$$\phi M_{n,1} = 1552.67 \text{ kN-m}$$

c) Deformación unitaria 0.304

$$P_{n,2} = -1348.1 \text{ kN}$$

$$M_{n,2} = 1862.7 \text{ kN-m}$$

Calculando el factor de reducción de resistencia

$$\phi = 0.65 + 0.25 \left[\frac{0.084 - 0.0021}{0.003} \right]$$

$$\phi = 0.808$$

Utilizando $\phi=0.808$ como factor de reducción de resistencia

$$\phi P_{n,2} = -1898.05 \text{ kN}$$

$$\phi M_{n,2} = 1457.18 \text{ kN-m}$$

o) Deformación unitaria 0.003

$$P_{n,3} = -3075 \text{ kN}$$

$$M_{n,3} = 1845.38 \text{ kN-m}$$

Calculando el factor de reducción de resistencia

$$\phi = 0.65 + 0.25 \left[\frac{0.003 - 0.0021}{0.003} \right]$$

$$\phi = 0.725$$

Utilizando $\phi=0.725$ como factor de reducción de resistencia.

$$\phi P_{n,3} = -2229.38 \text{ kN}$$

$$\phi M_{n,3} = 1337.90 \text{ kN-m}$$



Figura 3.15 Diagrama de interacción de columna rectangular en eje x. (Fuente autoría propia, 2019)

EJEMPLO

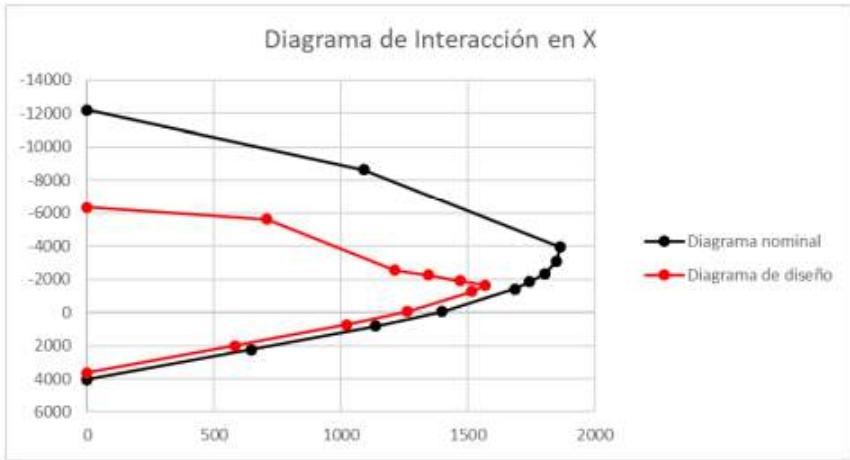


Figura 3.16 Diagrama de interacción de columna rectangular en eje x. (Fuente autoría propia, 2019)

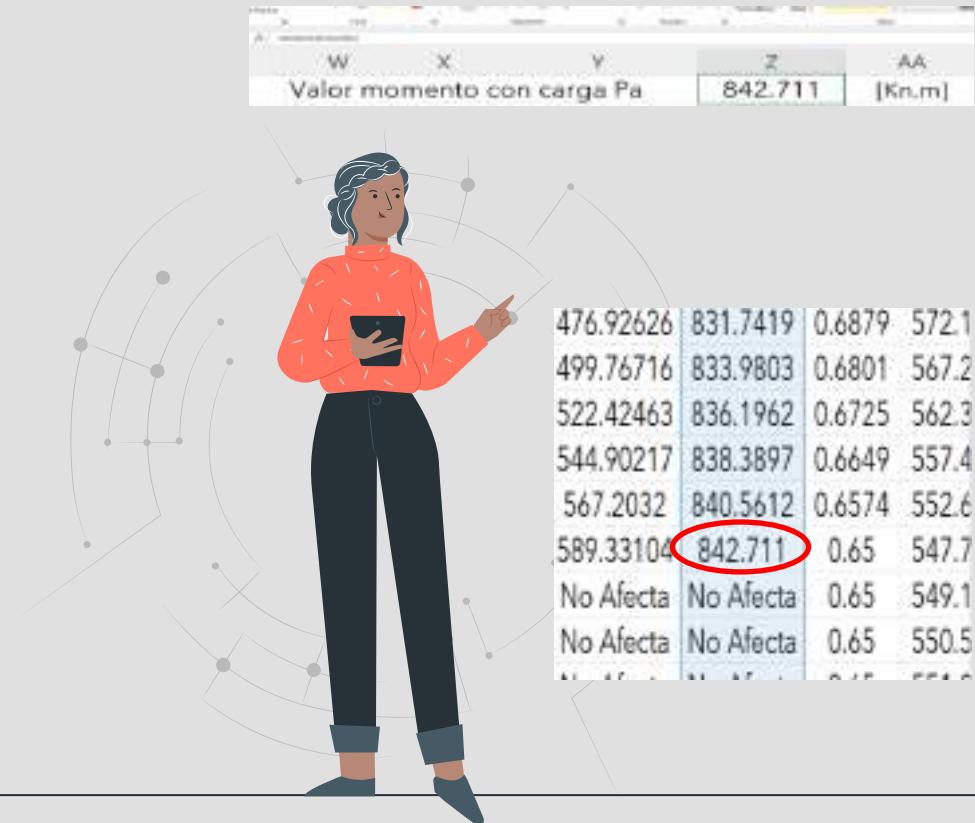


FUNCIONES DE EXCEL REQUERIDAS PARA EL DESARROLLO DE LA HOJA DE CÁLCULO DE REFUERZO LONGITUDINAL DE COLUMNAS

1. LISTAS DESPEGLABLES

Permiten obtener a través de una lista un valor entre varios posibles establecidos por el usuario, las listas permiten estandarizar resultados. Para establecer una lista se deben seguir los siguientes pasos:

- En una nueva hoja de cálculo establecer las entradas que se requieren desplegar en una lista,
- En la barra de menú, opción **Datos (data)**, seleccionar la función **validación de datos (Data Validation)**.
- Seleccionar para el criterio de evaluación (Validation criteria) la opción lista (list), luego seleccionar en cuadro de origen (source).
- Seleccionar los datos que se requieren en el despliegue de lista.



FUNCIONES DE EXCEL REQUERIDAS PARA EL DESARROLLO DE LA HOJA DE CÁLCULO DE REFUERZO LONGITUDINAL DE COLUMNAS

2. FUNCIONES LOGICAS

La función **SI (IF)...Entonces**, es muy importante para el establecimiento de criterios de selección. Se estructura indicando primero una condición comparativa, luego de acuerdo con el resultado evalúa entre dos respuestas, la primera es para el caso de que se cumpla una condición de la comparación, la segunda en caso de que se cumpla la otra condición.

La función **Y (AND)**, comprueba si todos los argumentos son VERDADEROS y devuelve VERDADERO o FALSO. Devuelve Falso si alguno de los argumentos es Falso.



22	Cuantía del acero	4.8	%
23	Análisis d=IF(AND(\$I\$22<=8,\$I\$22>=1),"VÁLIDA","NO VÁLIDA")		
24	Simetría en dirección de la altura	SIMETRICA	
25			

22	Cuantía del acero	4.8	%
23	Análisis d=IF(AND(\$I\$22<=8,\$I\$22>=1),"VÁLIDA","NO VÁLIDA")		
24	Simetría en dirección de la altura	SIMETRICA	
25			

Se observa que para que una decisión sea texto, es requerido escribir el texto entre comillas ("VÁLIDA","NO VÁLIDA").

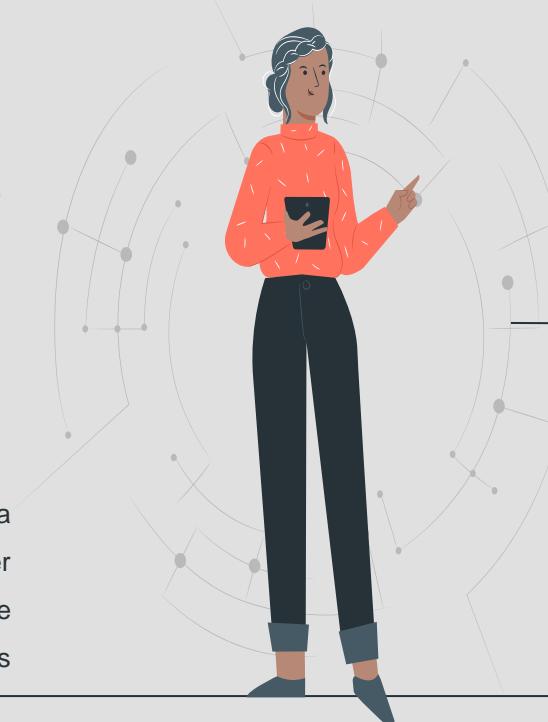
FUNCIONES DE EXCEL REQUERIDAS PARA EL DESARROLLO DE LA HOJA DE CÁLCULO DE REFUERZO LONGITUDINAL DE COLUMNAS

3. FUNCIONES MAX Y MIN

Las funciones se emplean para poder encontrar el valor máximo entre una serie de datos de comparaciones (**MAX**), o bien, de la misma forma encontrar valor mínimo de dicha serie (**MIN**).

4. FUNCION DE VALOR ABSOLUTO

Esta función esa descrita por el comando **ABS**, se aplica para encontrar el valor absoluto de un número, es muy útil al querer hacer comparaciones marginales entre varios datos puesto que muchas veces para tener un resultado se requiere que dichas comparaciones sean positivas



	A	B
1	Lista	V.Absoluto
2	-1	=ABS(A2)
3	2	2
4	3	3
5	-4	4
6	-5	5

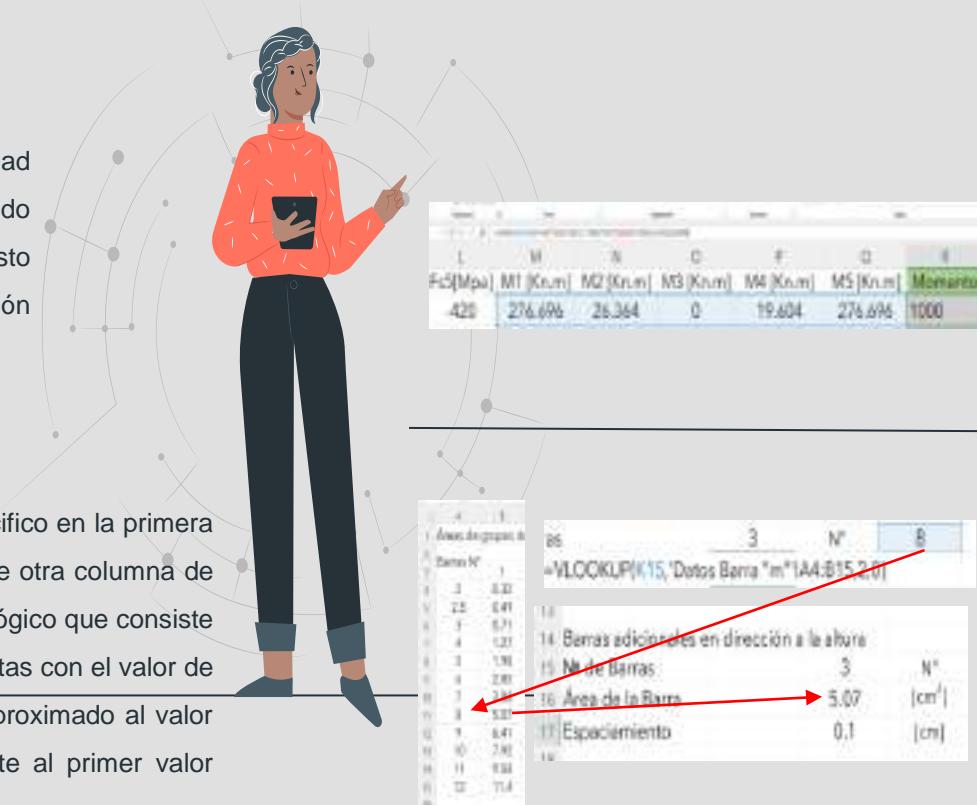
FUNCIONES DE EXCEL REQUERIDAS PARA EL DESARROLLO DE LA HOJA DE CÁLCULO DE REFUERZO LONGITUDINAL DE COLUMNAS

5. FUNCION DE SUMA DE LISTA

Esta función esta descrita por el comentado **SUMA (SUM)**, su aplicabilidad y utilidad es apreciada en medida que se tiene varios datos volviendo tedioso escribir la suma de la forma A+B+C+D...+Z, en vez de esto mediante esta función es posible obtener resultados aplicando esta función a una LISTA completa de datos para obtener el resultado

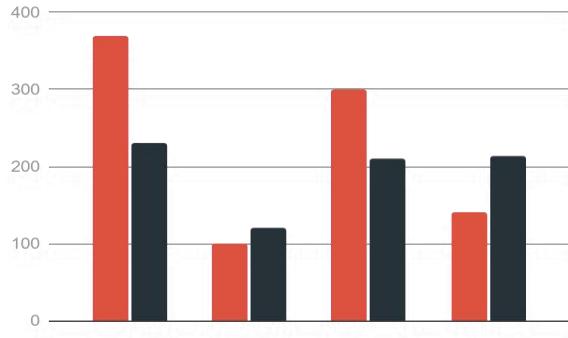
6. FUNCION DE BUSQUEDA Y REFERENCIA

La función **BUSCARV (VLOOKUP)**, se emplea para buscar un valor específico en la primera columna de una matriz de tabla y devuelve, en la misma fila, un valor de otra columna de dicha matriz de tabla. En la función hay que ingresar como comparador lógico que consiste en escribir FALSO (FALSE) o 0 (cero) para encontrar coincidencias exactas con el valor de entrada, o VERDADERO (TRUE) si no importa si dicho valor es uno aproximado al valor de entrada, en caso de ser verdadero se devolverá el correspondiente al primer valor menor al dato de entrada.





ELABORACIÓN DE DIAGRAMAS DE INTERACCIÓN PARA EL CÁLCULO DE REFUERZO LONGITUDINAL DE COLUMNAS CON SECCIONES RECTANGULARES EMPLEANDO MICROSOFT EXCEL



FIN DE LA PRESENTACION





DISEÑO DE LOSAS EN
DOS DIRECCIONES SIN
VIGA

1

INTRODUCCIÓN



CUANDO LAS LOSAS ESTÁN SOPORTADAS POR COLUMNAS DISPUESTAS EN
HILERAS, SE DENOMINAN LOSAS BIDIRECCIONALES.

LAS LOSAS EN DOS DIRECCIONES
PUEDEN REFORZARSE
INCORPORANDO VIGAS ENTRE
COLUMNAS, AUMENTANDO EL
ESPESOR DE LA LOSA ALREDEDOR DE
COLUMNAS Y ENSANCHANDO LAS
COLUMNAS BAJO LAS LOSAS.



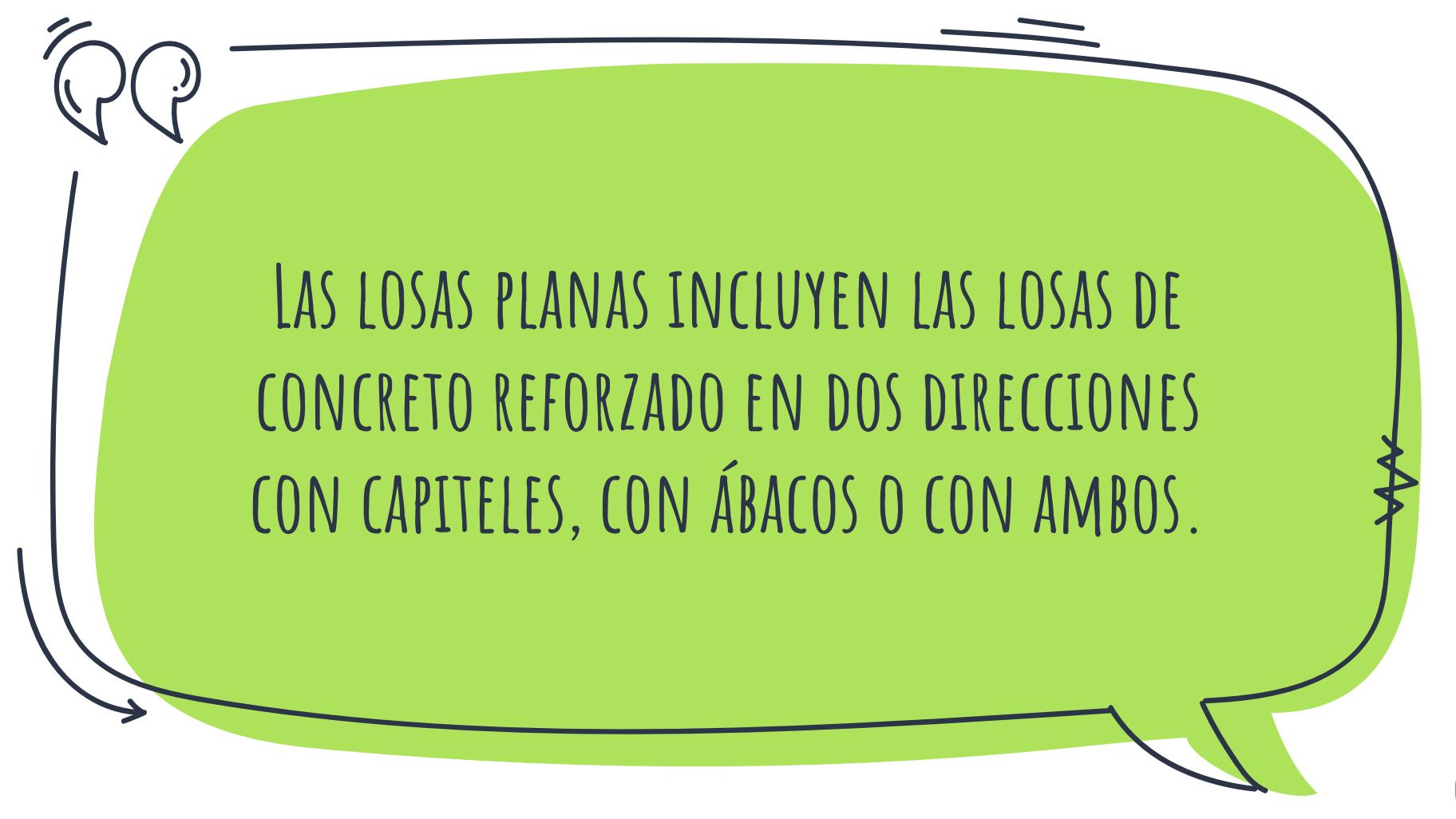
INTRODUCCIÓN

Las placas planas son losas sólidas de concreto de espesor uniforme que transfieren las cargas directamente a las columnas sin ayuda de vigas capiteles o ábacos.

Las placas planas pueden construirse rápidamente, debido a lo simple de su cimbra y su armado de refuerzo.

Requieren las menores alturas totales de piso, para proporcionar un espacio vertical dado y proporcionan la flexibilidad máxima en la disposición de las columnas y subdivisiones.





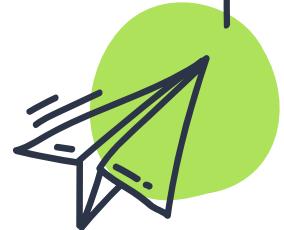
LAS LOSAS PLANAS INCLUYEN LAS LOSAS DE CONCRETO REFORZADO EN DOS DIRECCIONES CON CAPITELES, CON ÁBACOS O CON AMBOS.

2

ANÁLISIS DE LOSAS EN DOS DIRECCIONES

ANÁLISIS DE LOSAS EN DOS DIRECCIONES

- X Se flexionan bajo cargas quedando su superficie en forma de plato.
- X Deben reforzarse en ambas direcciones con lechos de varillas de refuerzo perpendiculares entre sí.
- X Se basa en coeficientes empíricos de momento.



LA CANTIDAD TOTAL DE REFUERZO EN UNA LOSA
PARECE SER MÁS IMPORTANTE QUE SU COLOCACIÓN
EXACTA.

DISEÑO DE LOSAS EN DOS DIRECCIONES SEGÚN ACI

MÉTODO DE DISEÑO DIRECTO

Da un procedimiento con el cual puede determinarse un conjunto de coeficientes de momento.

MÉTODO DEL MARCO EQUIVALENTE

En este método se usan las mismas rigideces que se usaron en el método de diseño.

DISEÑO PARA CARGAS LATERALES

El método debe satisfacer el equilibrio y la compatibilidad geométrica y debe concordar con los datos de prueba.



Método matricial de la rigidez

Método Matricial

El método directo de la rigidez



LIMITACIONES AL ESPESOR Y REQUISITOS DE RIGIDEZ

Es obviamente muy importante que los diversos tableros de una losa bidireccional queden a nivel (es decir, con deflexiones razonablemente pequeñas). Las losas delgadas reforzadas en dos direcciones tienen buena resistencia de momento, pero sus deflexiones son con frecuencia grandes. Por ello, sus espesores son cuidadosamente controlados por el código ACI para limitar estas deflexiones. Esto se logra requiriendo que el proyectista a) calcule las deflexiones para que queden dentro de ciertos límites o b) que use ciertos espesores mínimos especificados, dados en la sección 9.5.3 del código.

Tabla 16.1 Espesores mínimos de losas sin vigas interiores.

Esfuerzo de flexión, f_y / f_y^{pl}	Sin abecas ¹		Con abecas ²		Tableros interiores
	Tableros exteriores	Tableros interiores	Tableros exteriores	Tableros interiores	
40 000	$\frac{l_e}{8}$ 33	$\frac{l_e}{8}$ 36	$\frac{l_e}{8}$ 36	$\frac{l_e}{8}$ 40	$\frac{l_e}{8}$ 40
60 000	$\frac{l_e}{8}$ 30	$\frac{l_e}{8}$ 33	$\frac{l_e}{8}$ 33	$\frac{l_e}{8}$ 36	$\frac{l_e}{8}$ 36
75 000	$\frac{l_e}{8}$ 28	$\frac{l_e}{8}$ 31	$\frac{l_e}{8}$ 31	$\frac{l_e}{8}$ 34	$\frac{l_e}{8}$ 34

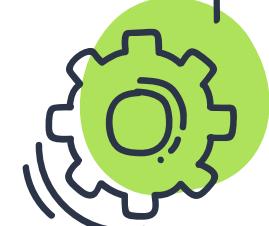
Losas sin vigas interiores

Para una losa sin vigas interiores con claro entre sus apoyos y que tiene una relación de su claro largo a su claro corto no mayor de 2.0, el espesor mínimo puede tornarse de la tabla 16.1 de este capítulo [tabla 9.5(c)] en el código]. Sin embargo, los valores seleccionados de la tabla no deben ser menores que los siguientes valores (ACI 9.5.3.2):1. Losas sin ábacos en tableros, 5 plg.2. Espesores de esas losas con ábacos fuera de los tableros, 4 plg.

3

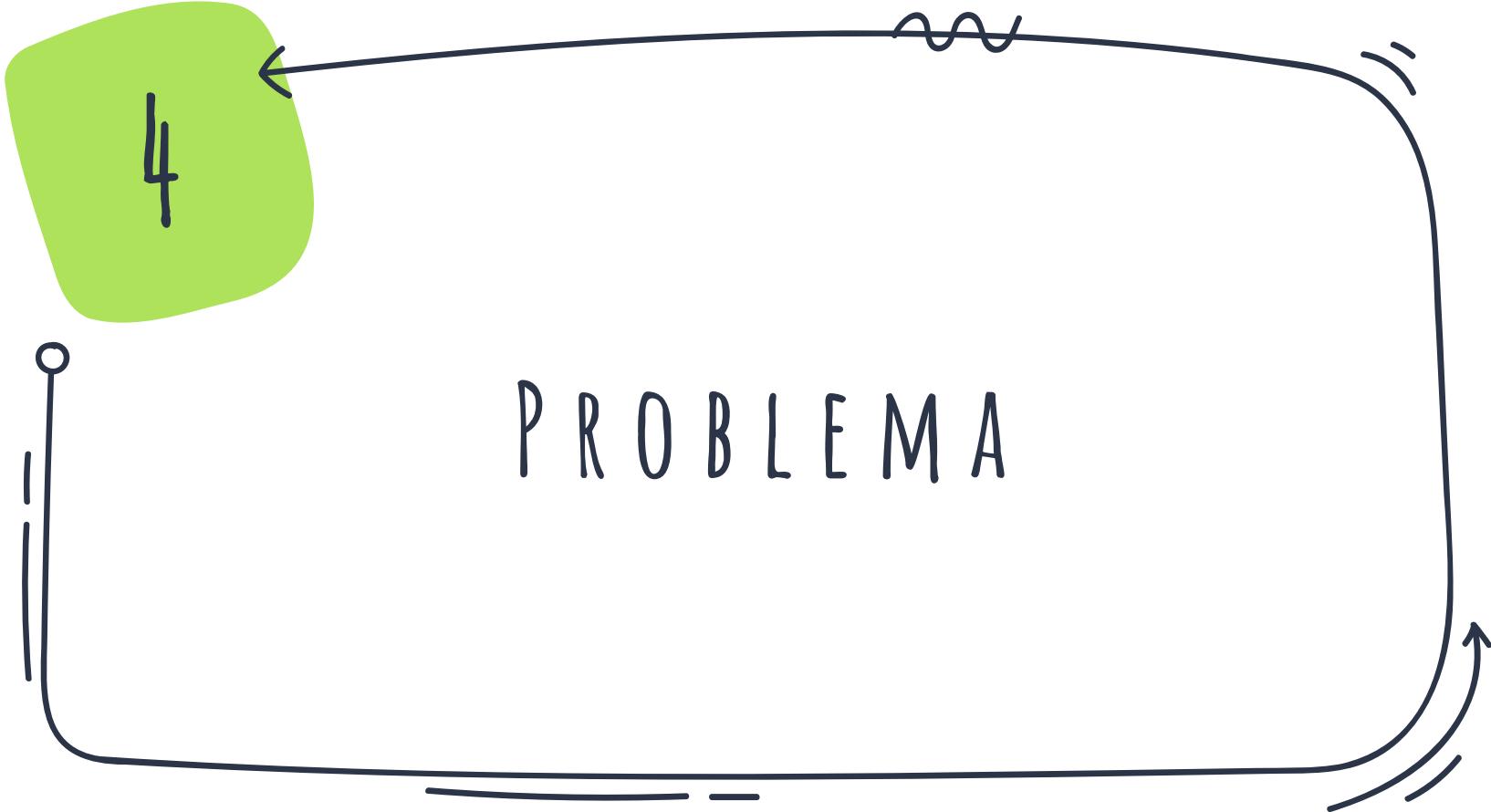
EXCEL

¿Qué es Microsoft Excel?



Para qué se utiliza este programa?



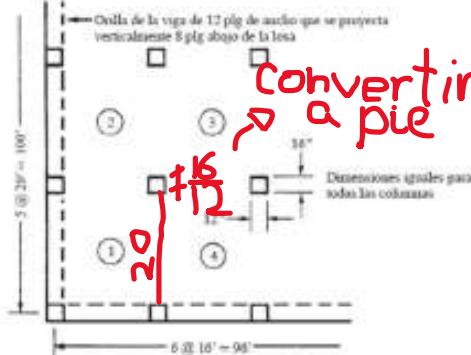


EJEMPLO 16.1

Usando el código ACI, determinar el espesor total mínimo permisible requerido para las losas en los tableros ① y ② para el sistema de piso mostrado en la figura 16.6. Se usan vigas de borde alrededor del perímetro del edificio, que son de 12 plg de ancho y se extienden verticalmente 8 plg debajo de la losa, como se muestra en la figura 16.7. Se extienden también 8 plg dentro de la losa como lo requiere la sección 13.2.4 del ACI. No se usarán ábacos y el concreto en la losa es el mismo que el usado en las vigas de borde. $f_y = 60\,000 \text{ lb/plg}^2$.

SOLUCIÓN

Para el tablero interior ①



$$a_f = 0$$

$$l_n = 20 - \frac{16}{12} = 18.67 \text{ pies}$$

$$h_{\min} = \frac{l_n}{33}$$

$$= \frac{18.67}{33} = 0.566 \text{ pie} = 6.79 \text{ plg}$$

Ya que los tableros interiores no tienen vigas perimetrales

Distancia libre entre columnas

Basado en la tabla 16.1

Sustituimos y nos da a 6.79 plg

De acuerdo con la sección 9.5.3.2 no puede ser menor que 5 plg

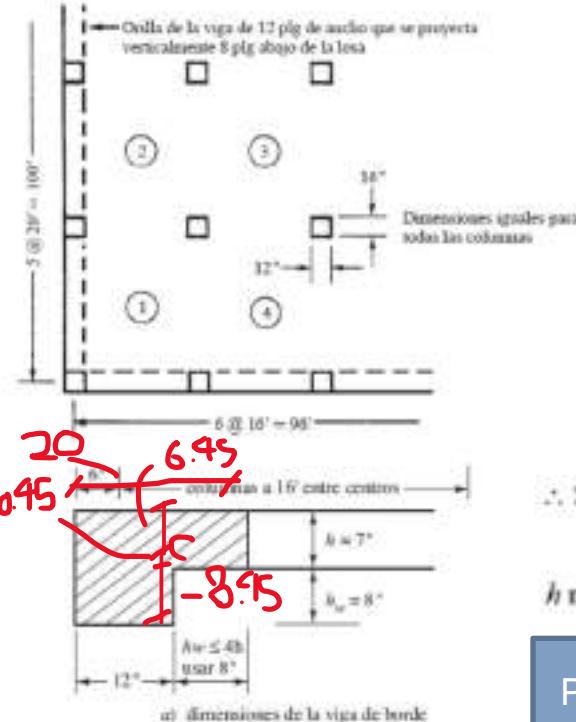
Por ende, redondeamos y probamos con un h_{\min} de 7 plg

Tabla 16.1 Espesores mínimos de losas sin vigas interiores.

Esfuerzo de fluencia, f_y , lb/plg ² *	Sin ábacos [†]		Con ábacos [†]			
	Tableros exteriores Sin vigas de borde	Tableros interiores Con vigas de borde [‡]	Tableros exteriores Sin vigas de borde	Tableros exteriores Con vigas de borde [‡]	Tableros interiores	
40 000	$\frac{\ell_n}{33}$	$\frac{\ell_n}{36}$	$\frac{\ell_n}{36}$	$\frac{\ell_n}{36}$	$\frac{\ell_n}{40}$	$\frac{\ell_n}{40}$
60 000	$\frac{\ell_n}{30}$	$\frac{\ell_n}{33}$	$\frac{\ell_n}{33}$	$\frac{\ell_n}{33}$	$\frac{\ell_n}{36}$	$\frac{\ell_n}{36}$
75 000	$\frac{\ell_n}{28}$	$\frac{\ell_n}{31}$	$\frac{\ell_n}{31}$	$\frac{\ell_n}{31}$	$\frac{\ell_n}{34}$	$\frac{\ell_n}{34}$

Para el desarrollo anterior se usó la tabla 16.1 para determinar espesor mínimo para tablero interior sin ábacos

Figura 16.6 Una losa de piso de placa plana.

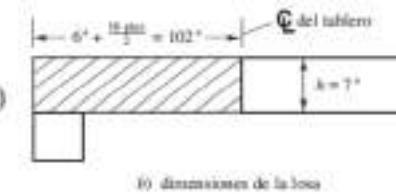


- Suponemos $h = 7$ plg
- Calculamos af con referencia a la figura 16.7(a)
- El centroide de la sección hachurada de la viga se localiza por estática a 6.55 plg desde la parte superior

$$I_b = \left(\frac{1}{3}\right)(20)(6.55)^3 + \left(\frac{1}{3}\right)(12)(8.45)^3 + \left(\frac{1}{3}\right)(8)(0.45)^3 \\ = 4287 \text{ plg}^4$$

$$I_e = \left(\frac{1}{12}\right)(102)(7)^3 = 2915.5 \quad \text{Véase la figura 16.7(b)}$$

$$\alpha = \frac{EI_b}{EI_e} = \frac{(E)(4287)}{(E)(2915.5)} = 1.47 > 0.8$$



∴ Se trata de una viga de borde como se define en el pie de página de la tabla 16.1.

$$h_{\min} = \frac{\ell_n}{33} = \frac{20 - \frac{16}{12}}{33} = 0.566 \text{ pie} = 6.79 \text{ plg}$$

Por ende, redondeamos y probamos con un h_{\min} de 7 plg

Para el desarrollo anterior se usó la tabla 16.1 para determinar espesor mínimo para tablero exterior con vigas de borde

Tabla 16.1 Espesores mínimos de losas sin vigas interiores.

Esfuerzo de fluencia, f_y , lb/plg ² *	Sin ábacos [†]		Con ábacos [†]			
	Tableros exteriores		Tableros interiores	Tableros exteriores		Tableros interiores
	Sin vigas de borde	Con vigas de borde [‡]		Sin vigas de borde	Con vigas de borde [‡]	
40 000	$\frac{\ell_n}{33}$	$\frac{\ell_n}{36}$	$\frac{\ell_n}{36}$	$\frac{\ell_n}{36}$	$\frac{\ell_n}{40}$	$\frac{\ell_n}{40}$
60 000	$\frac{\ell_n}{30}$	$\frac{\ell_n}{33}$	$\frac{\ell_n}{33}$	$\frac{\ell_n}{33}$	$\frac{\ell_n}{36}$	$\frac{\ell_n}{36}$
75 000	$\frac{\ell_n}{28}$	$\frac{\ell_n}{31}$	$\frac{\ell_n}{31}$	$\frac{\ell_n}{31}$	$\frac{\ell_n}{34}$	$\frac{\ell_n}{34}$

$$h_{\min} = \frac{\ell_n}{33} = \frac{20 - \frac{16}{12}}{33} = 0.566 \text{ pie} = 6.79 \text{ plg}$$

Por ende, redondeamos y probamos con un h_{\min} de 7 plg

5

PROBLEMA EN EXCEL

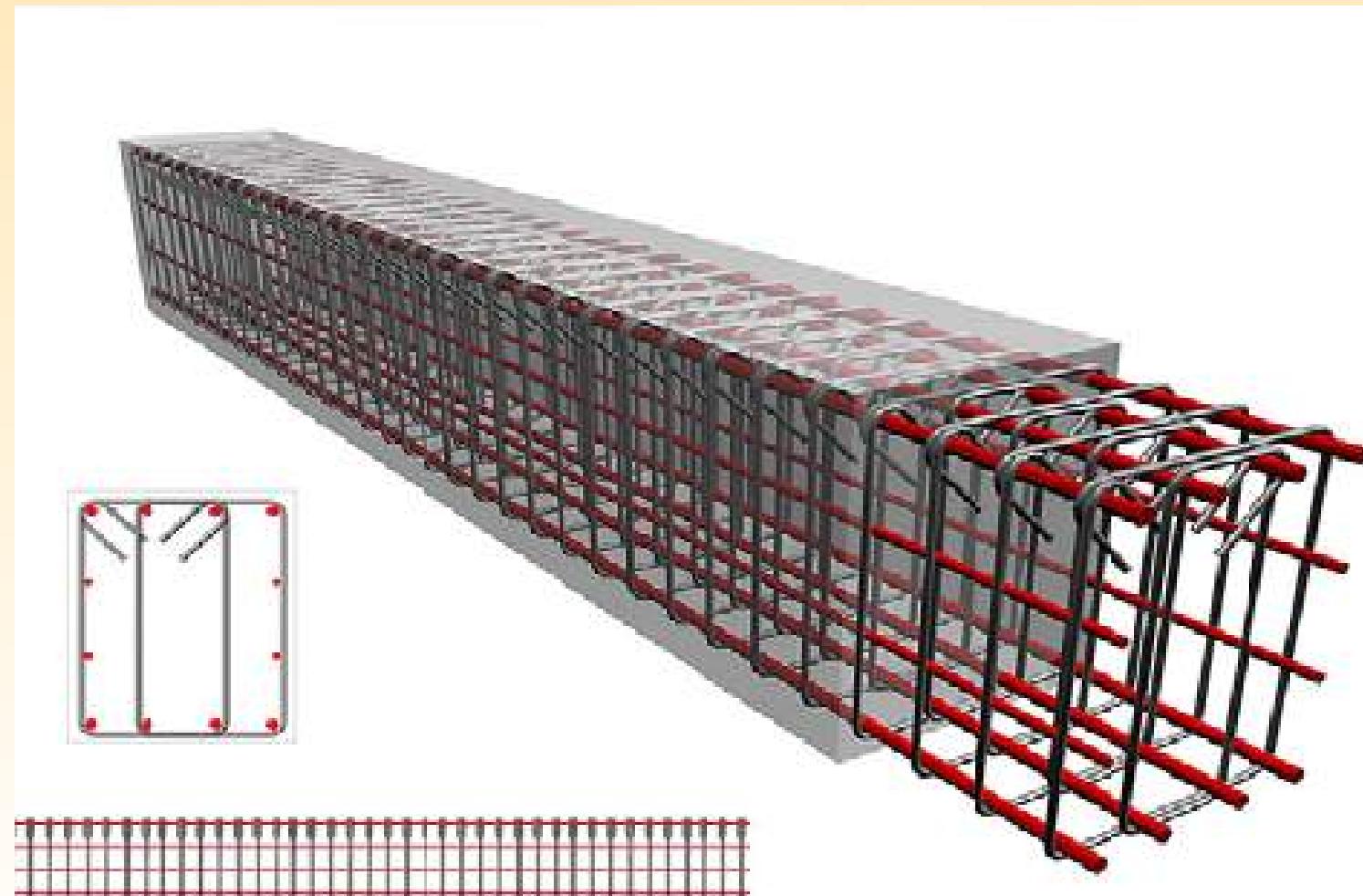
6

CONCLUSIONES

Diseño de vigas presforzadas a cortante y torsión

Olga Patiño, Angela Montes, Laura Licona y Ashley Sánchez

INTRODUCCIÓN

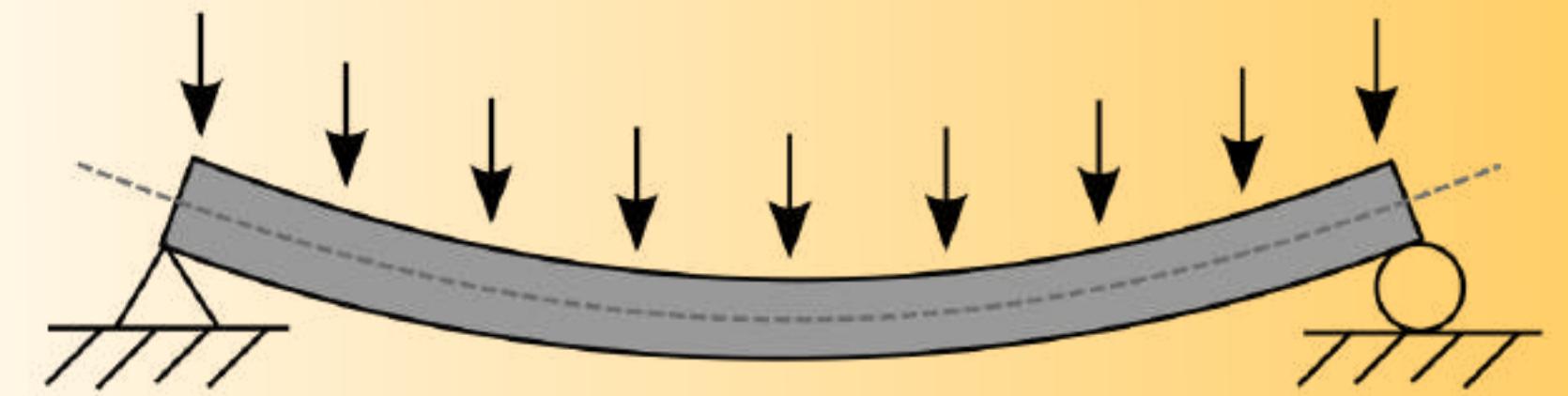


En ingeniería se denomina viga, a un elemento estructural lineal que trabaja principalmente a flexión. En las vigas, la longitud predomina sobre las otras dos dimensiones y suele ser horizontal

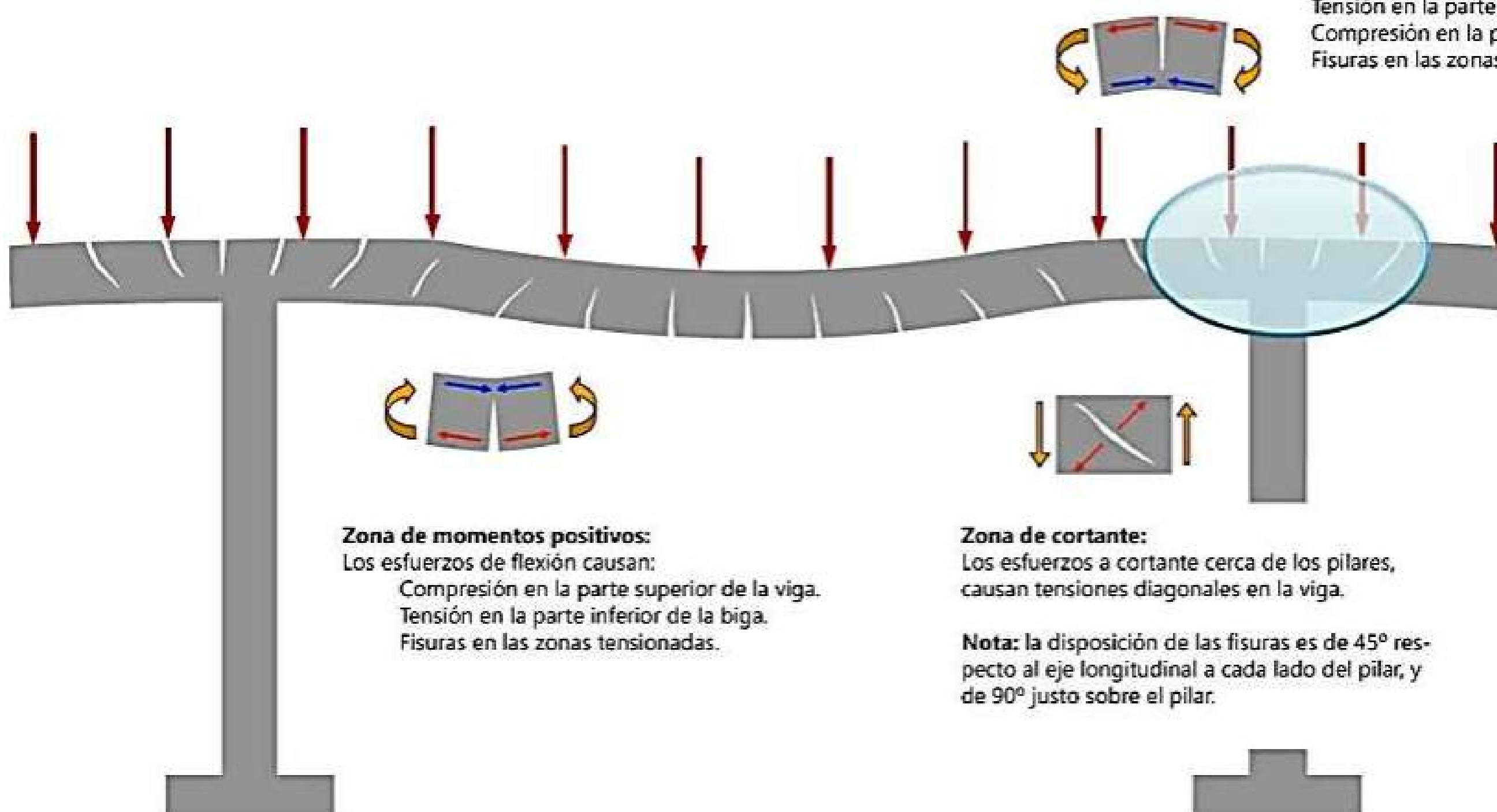
Las vigas deben tener un margen de seguridad adecuado contra otros tipos de fallas, algunas de las cuales pueden ser más peligrosas que la falla a flexión. Esto se debe a la gran incertidumbre en la predicción de otros modos de colapso o a causa de la naturaleza catastrófica de otros tipos de fallas, cuando éstas ocurren.

Las vigas generalmente son barras en forma prismática largas y rectas, con una determinada sección transversal. Diseñar la viga consiste en:

1. Determinar los esfuerzos cortantes y los momentos flectores producidos por varias condiciones de carga y diferentes formas de apoyo.
2. Seleccionar la sección transversal adecuada que presente la resistencia más efectiva a los esfuerzos cortantes y momentos flectores producidos por las cargas aplicadas.



CARGAS APLICADAS



Zona de momentos negativos:

Los esfuerzos de flexión causan:
Tensión en la parte superior de la viga.
Compresión en la parte inferior de la viga.
Fisuras en las zonas tensionadas.

Zona de momentos positivos:

Los esfuerzos de flexión causan:
Compresión en la parte superior de la viga.
Tensión en la parte inferior de la viga.
Fisuras en las zonas tensionadas.

Zona de cortante:

Los esfuerzos a cortante cerca de los pilares,
causen tensiones diagonales en la viga.

Nota: la disposición de las fisuras es de 45° res-
pecto al eje longitudinal a cada lado del pilar, y
de 90° justo sobre el pilar.

Métodos de Cálculo de Cortante en Vigas Presforzadas



METODO APROXIMADO

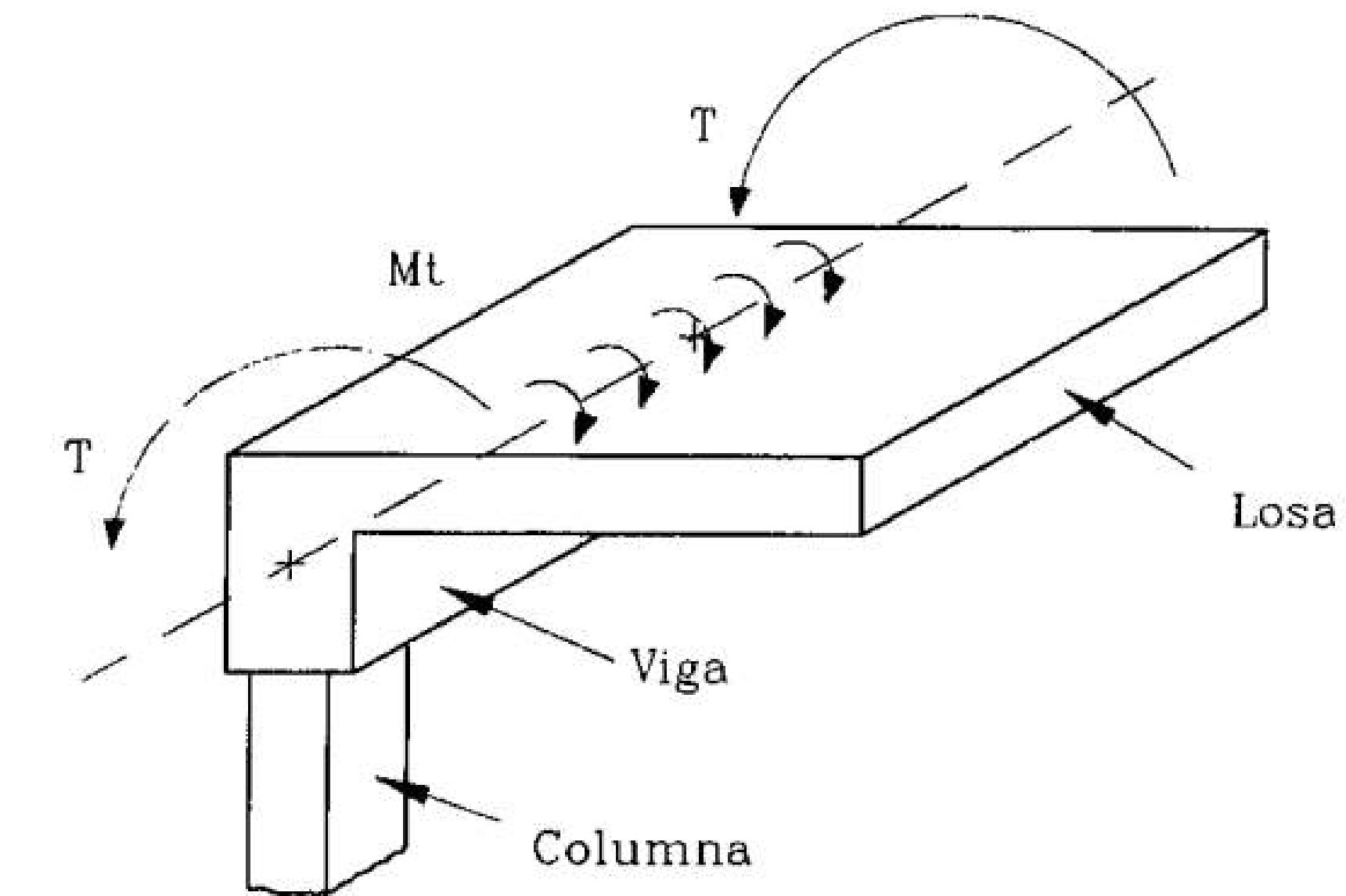
- V_u = cortante máxima de diseño en punto considerado
- M_u = momento donde ocurre V_u
- $V_{udp}/M_u < 1.0$

METODO DETALLADO

V_c se tomará como el valor menor de V_{ci} y V_{cw}

TORSIÓN

La acción de un momento alrededor del eje longitudinal de un miembro produce en él torsión. En una estructura, la torsión se presenta por la excentricidad de las cargas que actúan en el elemento o por compatibilidad de deformaciones de miembros monolíticos.



Torsión primaria o de equilibrio en una losa en voladizo

METODOS DE DISEÑO PARA TORSIÓN

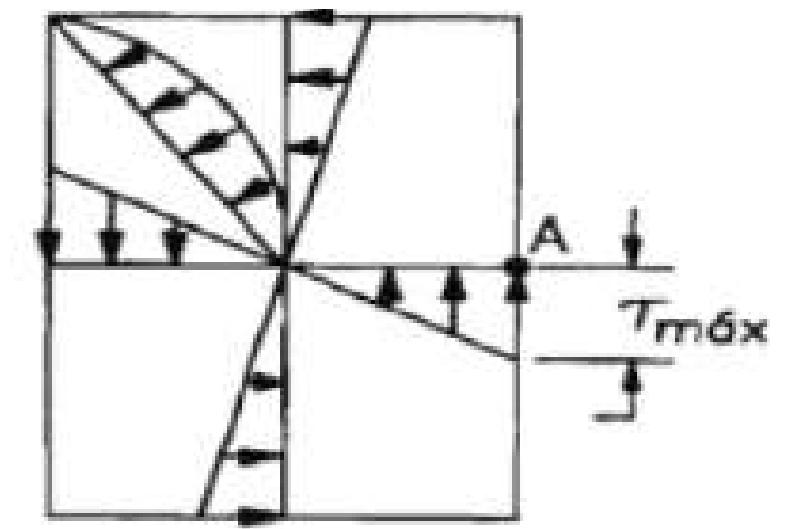
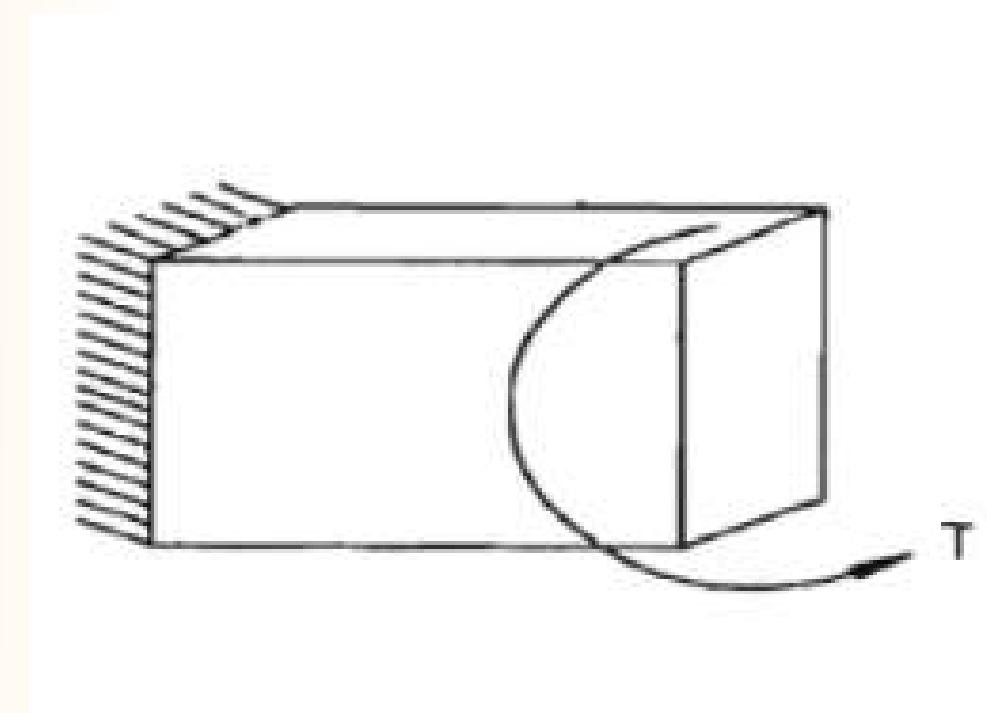
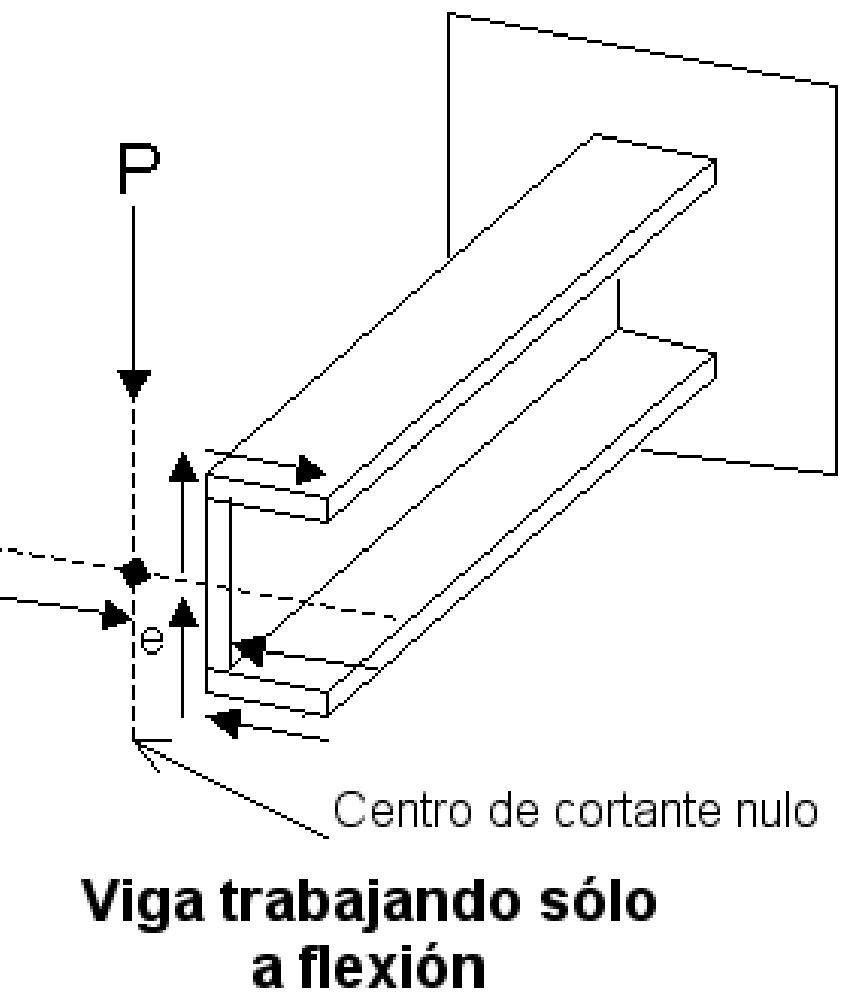
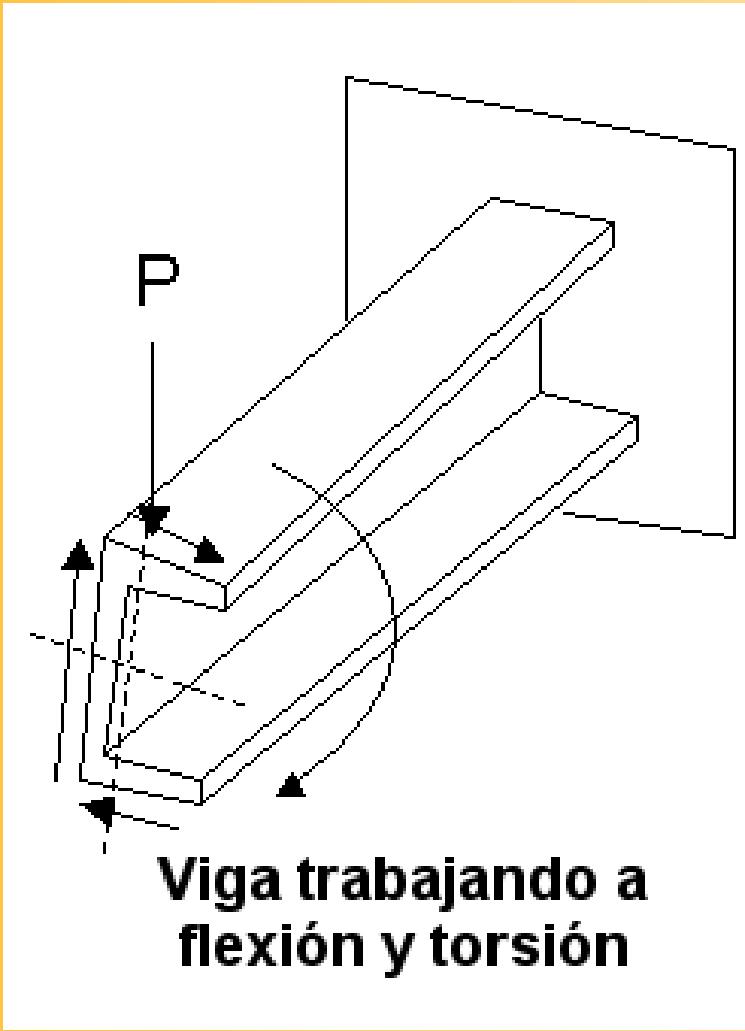
Torsión en vigas



de sección circular

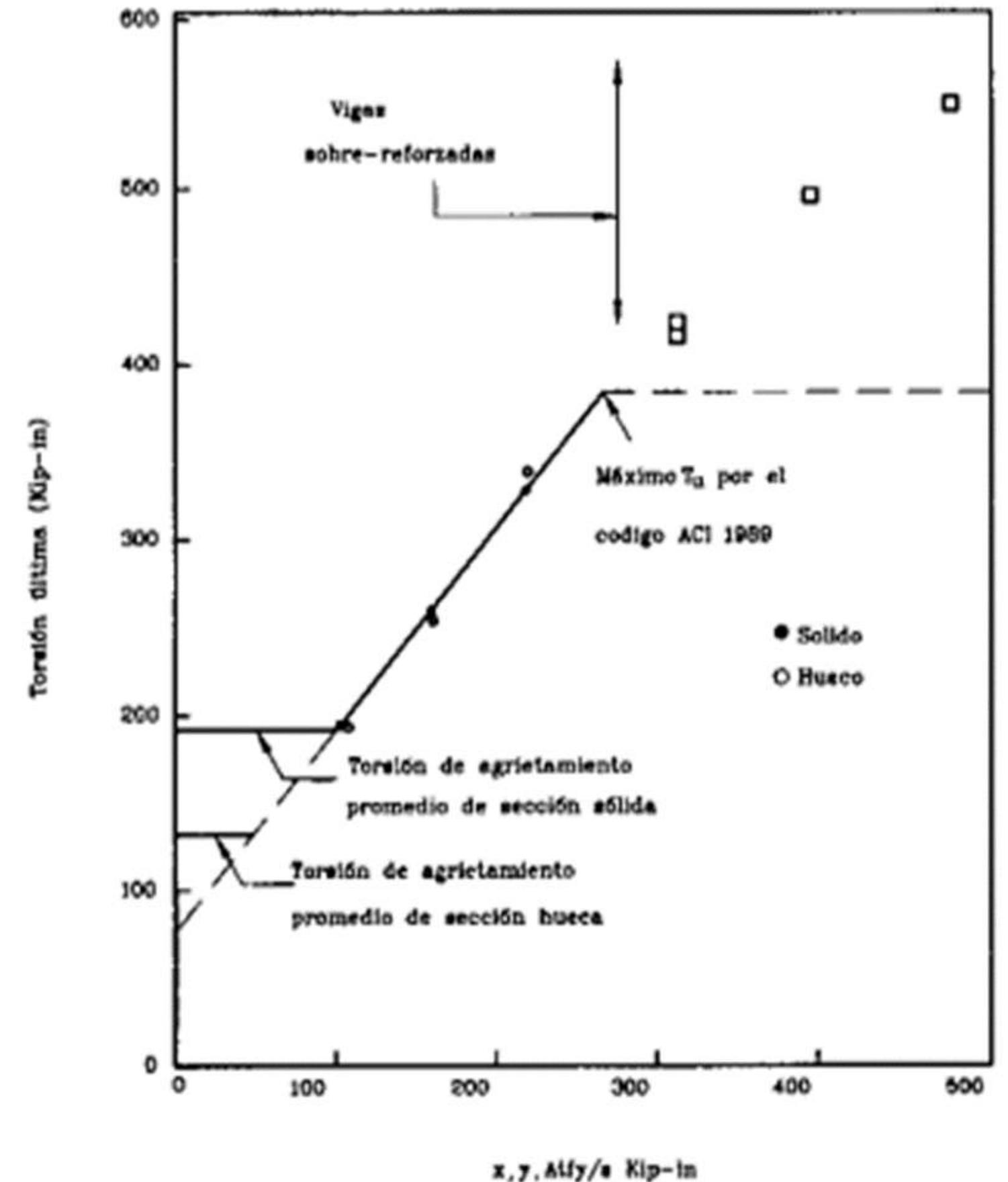
Normalmente, la torsión va acompañada por flexión y cortante. La capacidad del concreto simple para resistir torsión cuando se presenta en combinación con otras cargas puede, en varios casos, ser menor que cuando resiste únicamente los mismos momentos torsionales externos.

La torsión se presenta en puentes curvos, vigas cargadas excéntricamente, escaleras helicoidales,etc



Distribución de esfuerzos de corte

Distribución de corte



TEORIA BASICA

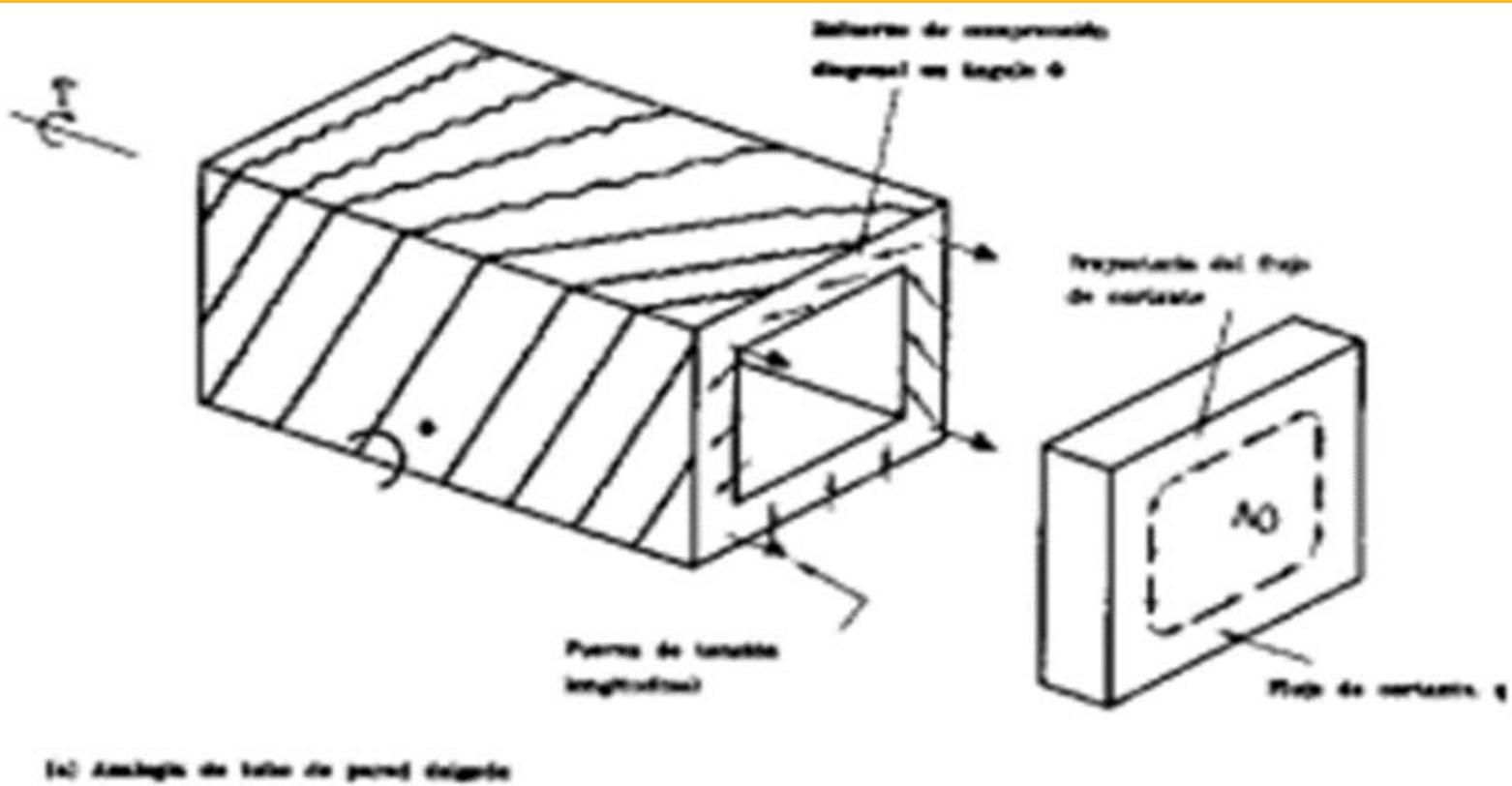
Tanto las secciones sólidas como huecas son consideradas corno tubos.

LOS DATOS

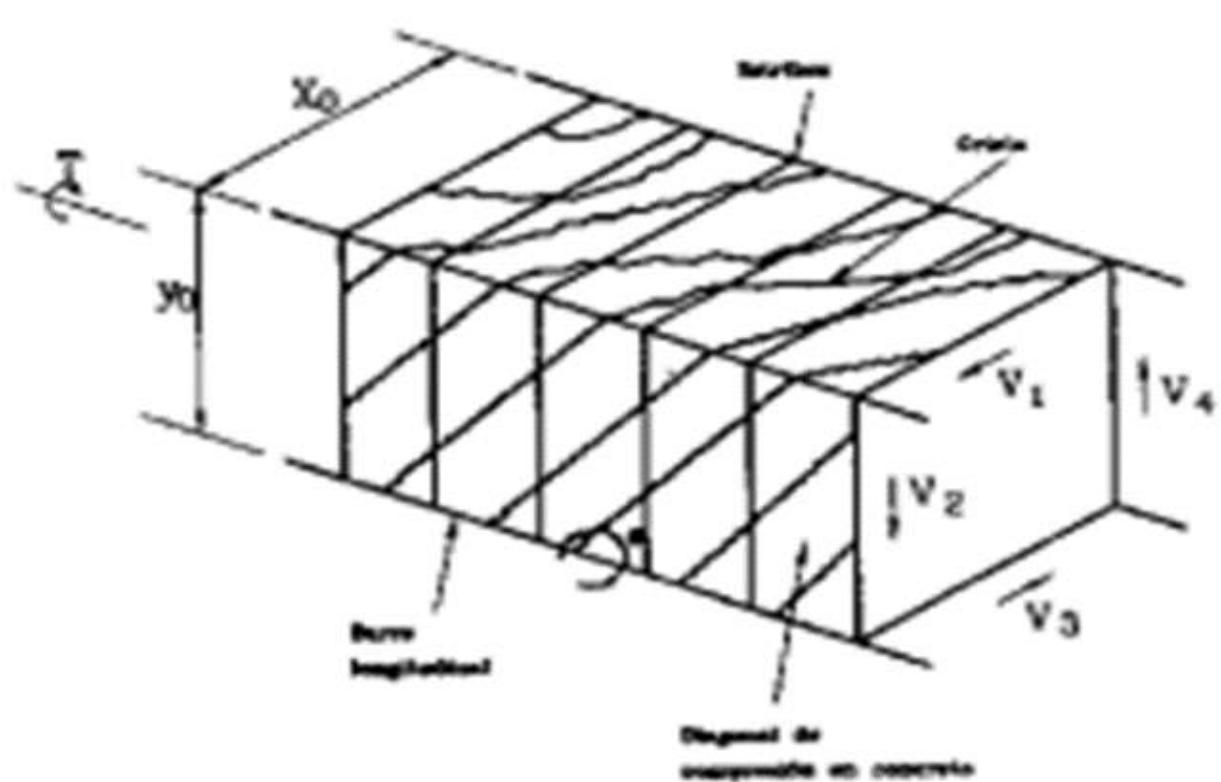
de pruebas representados en la figura 3 sugieren que una vez ocurre el agrietamiento, el concreto en el centro del miembro Y tiene poco efecto en el comportamiento torsional de la sección transversal, y puede ser ignorado.

Esta observación es la base de los procedimientos de diseño para torsión que seguiremos más adelante

Figura 3. Comparación de la resistencia torsional de secciones sólidas y huecas (*de la ref. 3*)



(a) Analogía de tubo de pared delgada



(b) Analogía de sección especial

Figura 4. Tubo de pared delgada/cercha especial (*de la ref. 6*)

DERIVACIONES DE LAS ECUACIONES DE DISEÑO A TORSION

Las grietas debida a la torsión son inclinadas y tienden a extenderse alrededor del elemento en forma de espiral (ver la figura 5).

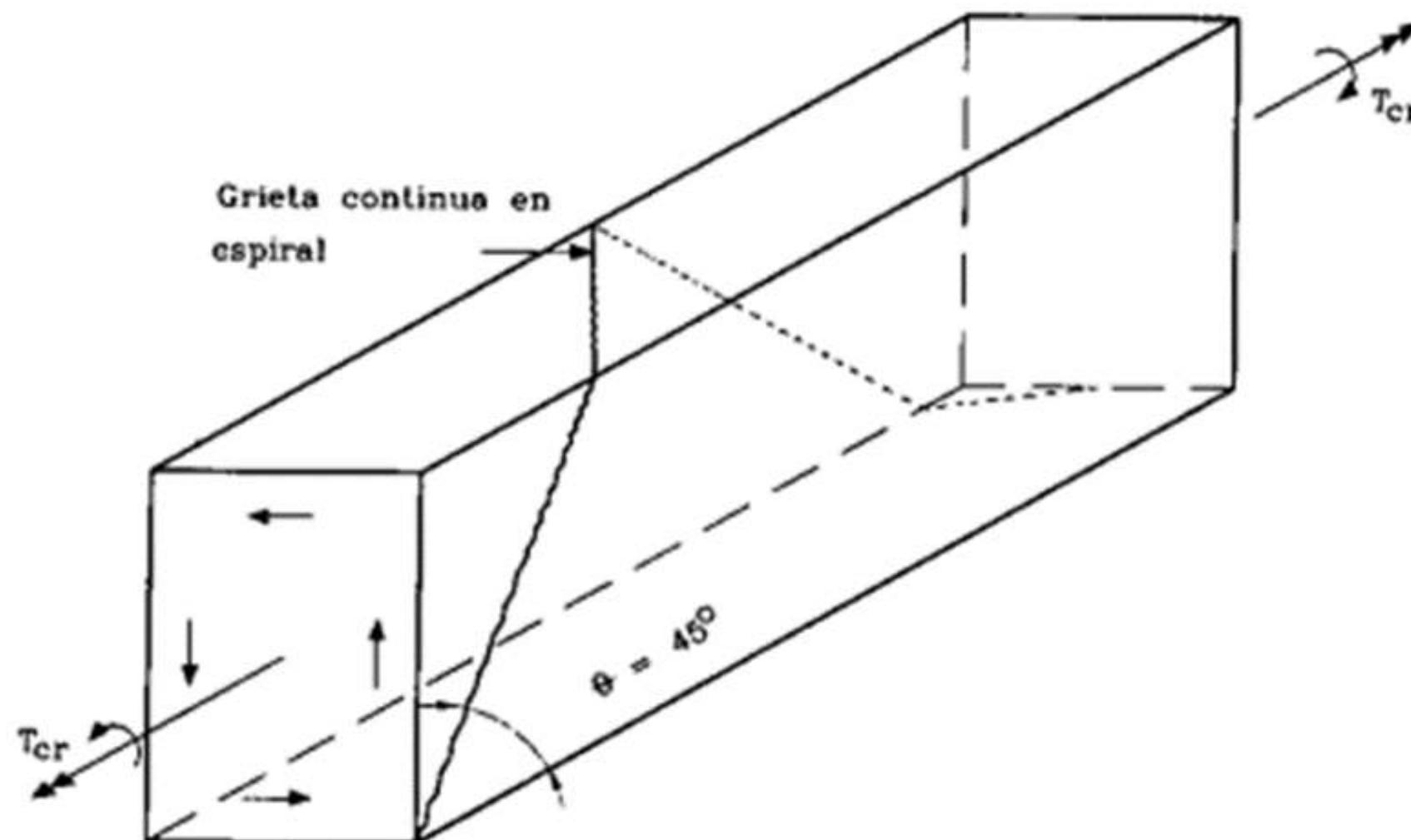


Figura 5. Grieta en espiral producida por la torsión de agrietamiento T_{cr} .

Después del agrietamiento, una viga rectangular sujeta a torsión pura que puede ser idealizada como se muestra en la figura 4(b)

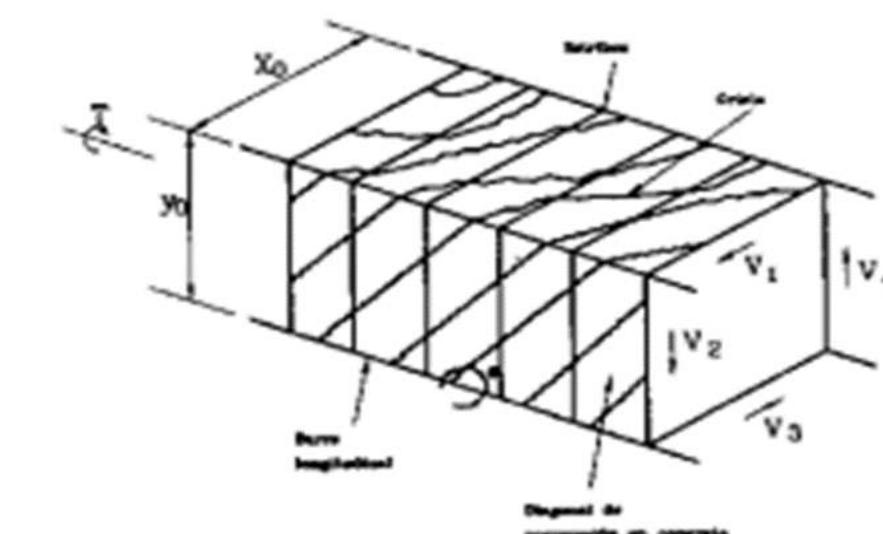
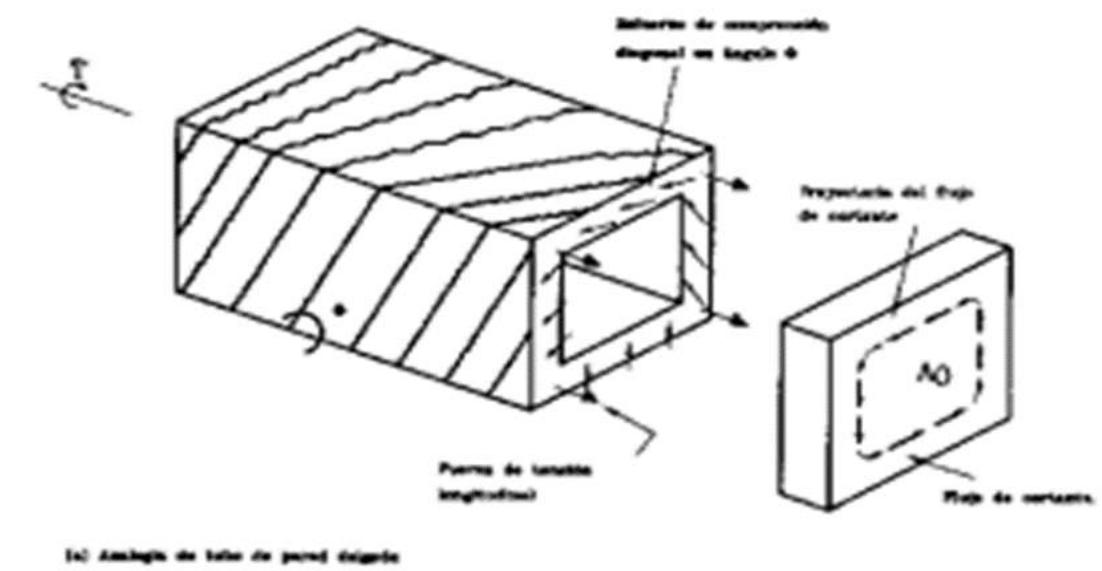


Figura 4. Tubo de pared delgada/cercha especial (de la ref. 6)

CORTANTE Y TORSION COMBINADAS

En muchas estructuras se requiere que los elementos resistan más de un tipo de carga.

Por ejemplo, una viga puede someterse a la acción simultánea de momentos flexionantes y fuerzas axiales. Un recipiente a presión puede estar apoyado de manera que también opere como una viga o un eje en torsión puede soportar una carga de flexión.



Ejemplos de estructuras sometidas a cargas combinadas

Conocidas como cargas combinadas, situaciones similares a las que se muestran en las figuras, ocurren en una gran variedad de máquinas, edificios, vehículos, herramientas, equipo y muchos otros tipos de estructuras

CORTANTE Y TORSION COMBINADAS

Un elemento estructural sometido a cargas combinadas con frecuencia se puede analizar superponiendo los esfuerzos y deformaciones causadas por cada carga en acción por separado. Sin embargo, la superposición de esfuerzos y deformaciones se permite sólo en ciertas condiciones o requisitos, como se explicó en capítulos anteriores.

Requisitos:

1. Los esfuerzos y deformaciones deben ser funciones lineales de las cargas aplicadas, lo que a su vez requiere que el material siga la ley de Hooke y que los desplazamientos sean pequeños.
2. El segundo requisito es que no debe haber interacción entre las diversas cargas, es decir, los esfuerzos y deformaciones debidas a una carga no deben verse afectados por la presencia de las otras cargas.

La mayoría de las estructuras ordinarias satisfacen estas dos condiciones y, por lo tanto, emplear la superposición es muy común en el trabajo de ingeniería.

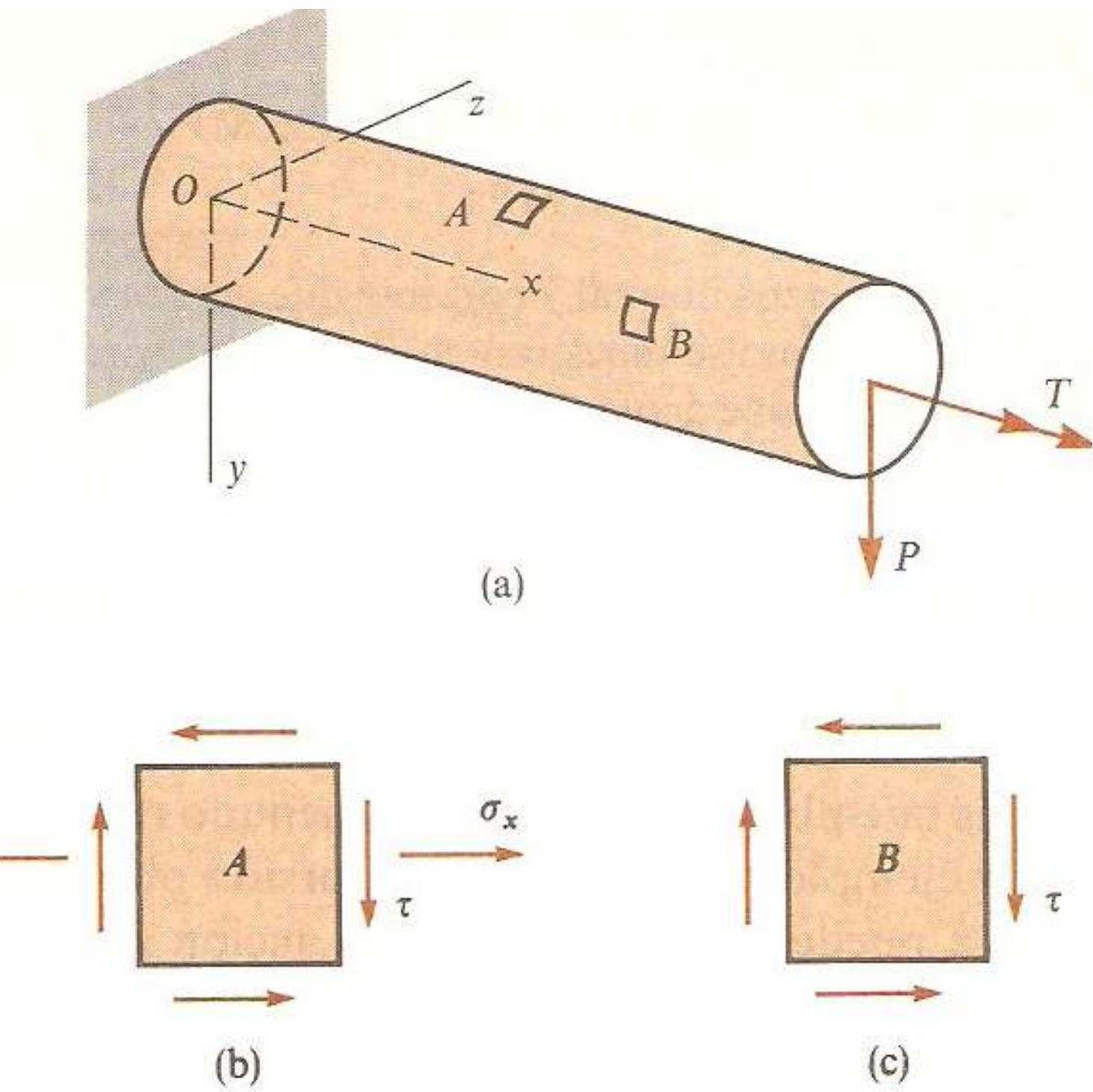


Fig. 6-31 Flexión y torsión combinadas

CORTANTE Y TORSION COMBINADAS

En los códigos ACI anteriores a 1995, una parte tanto a cortante, V_e , como a torsión, T_e , eran tomados por el concreto y en gran medida las fórmulas eran complejas.

En el nuevo método de diseño, V_e se asume que no es afectado por la presencia de la torsión, y T_e , siempre es tomado igual a cero, o sea que toda la torsión es tomada por el refuerzo, T_s . Esto simplifica muchísimo los cálculos.

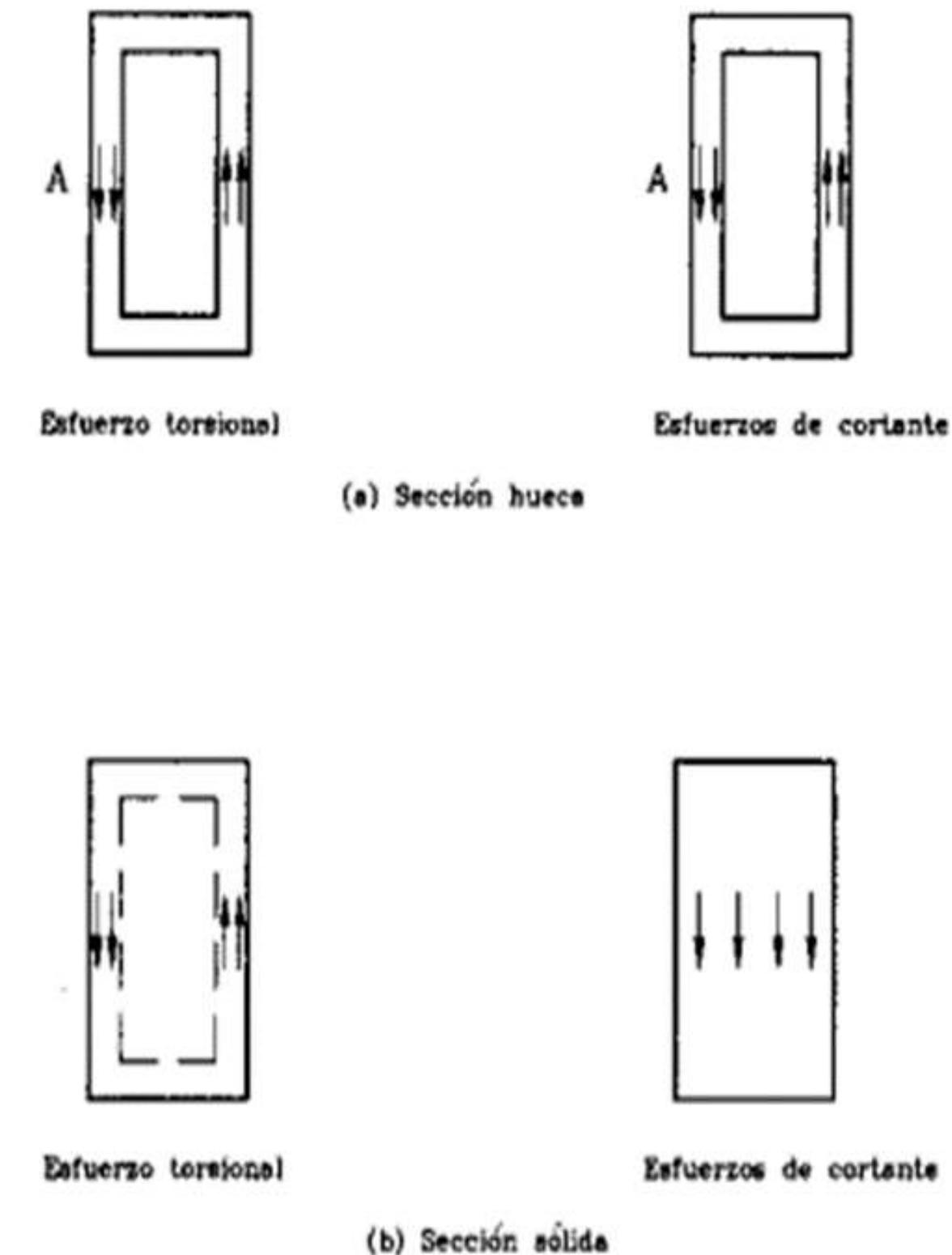
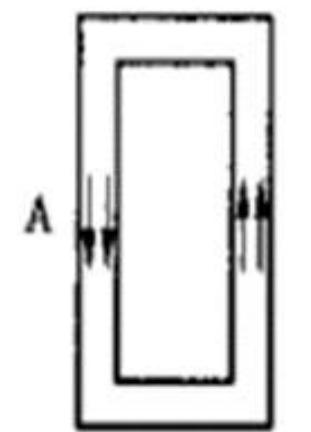
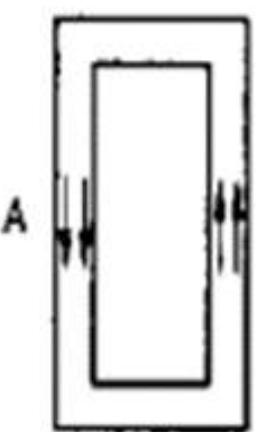


Figura 9. Esfuerzos de cortantes debido a la torsión y el cortante

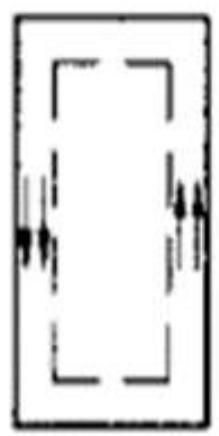


Esfuerzo torsional



Esfuerzos de cortante

(a) Sección hueca



Esfuerzo torsional



Esfuerzos de cortante

(b) Sección sólida

Para una sección sólida, los esfuerzos de cortante debido al cortante directo son asumidos para estar distribuidos uniformemente a través del ancho de la sección, mientras que los esfuerzos cortantes torsionales existen solamente en las paredes del tubo de pared delgada, como se muestra en la figura 9

En este caso, la suma directa de los dos términos tiende a ser conservadora, y se usa la suma de raíz cuadrada:

$$\sqrt{v_u^2 + \left[\frac{T_u p_h}{1.7 A_{oh}^2} \right]^2} \leq \phi \left[v_u + \frac{2 \sqrt{f'_c}}{3} \right] \quad (\text{E-19})$$

Figura 9. Esfuerzos de cortantes debido a la torsión y el cortante

Límite de aplastamiento del alma

La falla también puede ocurrir debido al aplastamiento del concreto del alma a causa de las fuerzas de compresión en el puntal entre grietas. La fuerza de compresión diagonal en un lado vertical del elemento de la figura 8 es dado por la ecuación E-I2. Esta fuerza actúa en un ancho $Y_0 \cos \theta$, como se muestra en la figura 8. El esfuerzo de compresión que resulta es:



$$f_{cd} = \frac{V_2}{t Y_0 \cos \theta \sin \theta} \quad (\text{E-20})$$

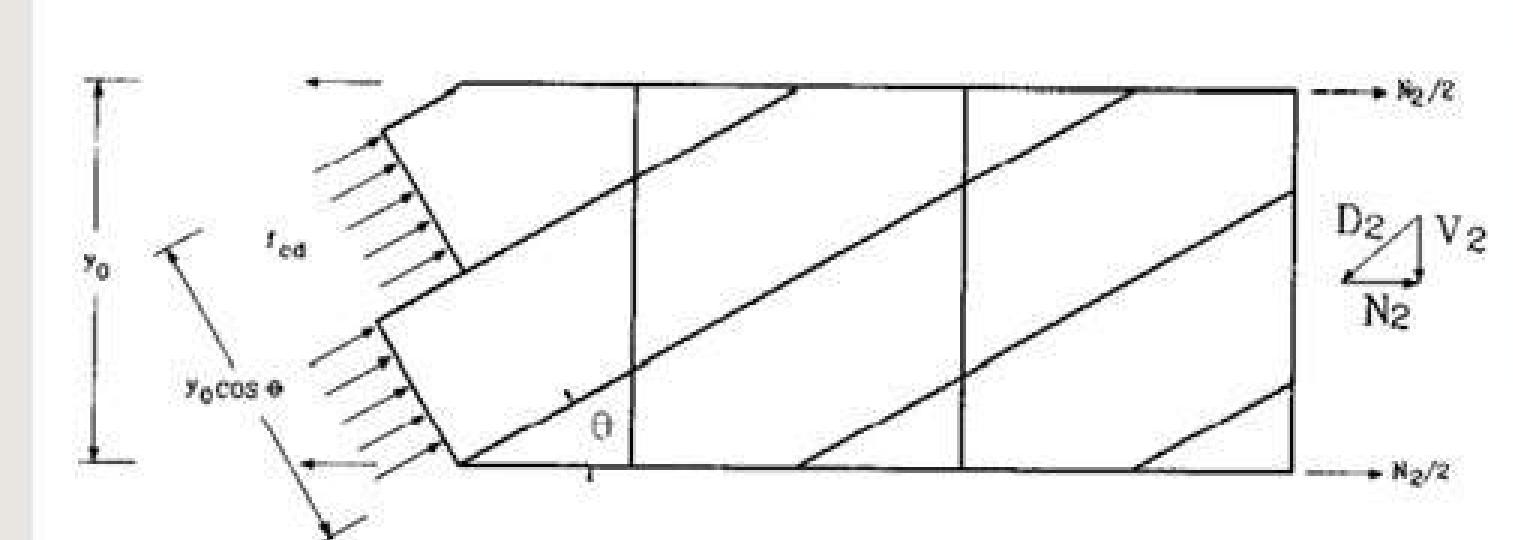


Figura 8. Lado de la cercha espacial

- Sustituyendo la ecuación $\sim = T12Aot$, de nuevo tomando Ao igual a $0.85 A_{oh}$ y t aproximadamente como A_{oh} / Ph , tenemos F_{cd} debido a torsión:

$$f_{cd} = \frac{V_2}{1.7 A_{oh}^2 \cos\theta \sin\theta} \quad (\text{E-21})$$

Los esfuerzos de compresión debido al cortante pueden ser calculados de forma similar:

$$f_{cd} = \frac{V_u}{b_w d \cos\theta \sin\theta} \quad (\text{E-22})$$

Y para secciones sólidas:

$$f_{cd} = \sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d \cos\theta \sin\theta}\right)^2 + \left(\frac{T_u p_h}{1.7 A_{oh}^2 \cos\theta}\right)^2} \quad (\text{E-23})$$

- El valor de F_{cd} la ecuación E-23 no debe exceder el esfuerzo de aplastamiento del concreto agrietado del alma, F_{ce}

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{T_u p_h}{1.7 A_{oh}^2}\right)^2} \leq \phi (0.275 f'_c) \quad (\text{E-24})$$



LÍMITE INFERIOR PARA EL CUAL LA TORSIÓN DEBE SER CONSIDERADA

- No se requiere refuerzo por torsión si la grieta torsional no se presenta. En la torsión pura, el esfuerzo principal de tensión, σ_1 , es igual al esfuerzo de cortante, τ , en el punto dado. Así, de la ecuación $\tau = T / 2 A_{oh}$ tenemos:

$$\sigma_1 = \tau = \frac{T}{2A_{oh}t} \quad (E-25)$$

Para aplicar esto a secciones sólidas es necesario definir el espesor de la pared del tubo equivalente antes del agrietamiento. Se asume que antes del agrietamiento, el espesor de la pared, t , es igual a $3 A_{cp}/4 A_{cp}$, el área A_o , encerrada por la línea central de las paredes del tubo, se toma como $2 A_{cp}/3$. Sustituyendo en la ecuación E-25 tenemos:

$$\sigma_1 = \tau = \frac{T p_{cp}}{A_{cp}^2} \quad (E-26)$$



Se considera que el agrietamiento torsional ocurre cuando el esfuerzo principal de tensión alcanza la resistencia de tensión del concreto en tensión-compresión biaxial, tomándolo como 40 (psi). Así, la torsión en el agrietamiento es:

$$T_{cr} = 4 \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \right) \quad (\text{E-27})$$

Se toma la resistencia a tensión como $4 \sqrt{f'_c}$, en vez de $6 \sqrt{f'_c}$, porque la acción de la compresión biaxial y tensión reducen la resistencia a tensión.

REFUERZO MÍNIMO A TORSIÓN

El esfuerzo mínimo de estribos cerrados para cortante y torsión exigido en este nuevo procedimiento es el mismo que el Código ACI318-89. Para torsión pura, esto es equivalente a:

$$A_{tmin} = \frac{25b_w S}{f_{yv}} \quad (\text{E-28})$$

En estas vigas, la relación total del volumen de los estribos y esfuerzo longitudinal al volumen del concreto fue de 0.802 y 0.88 por ciento, respectivamente. Una viga con relación volumétrica de 1.07 por ciento falló a las 1.08 veces la fuerza de torsión de agrietamiento. Todas las otras vigas tenían proporciones de refuerzo de 1.07 por ciento o mayor, y fallaron a fuerzas de torsión excedidas de 1.2 veces la fuerza de torsión de agrietamiento. Esto sugiere que las vigas con resistencia de concreto y acero similares cargadas a torsión pura deberían tener una relación volumétrica mínima de refuerzo del orden de 0.90 a 1.00 por ciento. Por lo tanto,

$$\frac{A_{tmin} S}{A_{cp} S} + \frac{A_t p_h}{A_{cp} S} \geq 0.01 \quad (\text{E-29})$$

o

$$A_{tmin} = 0.01 A_{cp} - \frac{A_t p_h}{S} \quad (\text{E-30})$$



CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO A TORSIÓN SEGÚN LA NORMA NSR-98

El diseño se debe hacer contemplando los efectos de flexión, cortante, torsión, carga axial y los demás esfuerzos que se presenten en un miembro y que puedan afectar sus estados límites

- **Sección crítica para el diseño a torsión**

Las secciones de elementos no preesforzados localizadas a una distancia menor que la de la cara del apoyo, pueden diseñarse para la torsión T'' calculada a una distancia d . Si existe un torque concentrado dentro de esta distancia, la sección crítica para diseño a torsión debe ser la de la cara del apoyo.

- **Selección de la sección transversal**

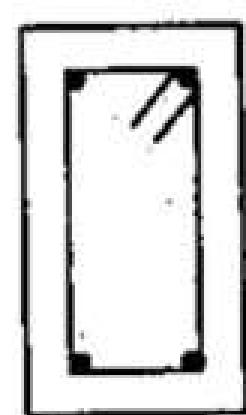
La selección de la sección transversal de un elemento debe hacerse pensando en factores económicos, constructivos, estéticos, funcionales y de resistencia

Definición de A_p y P_p

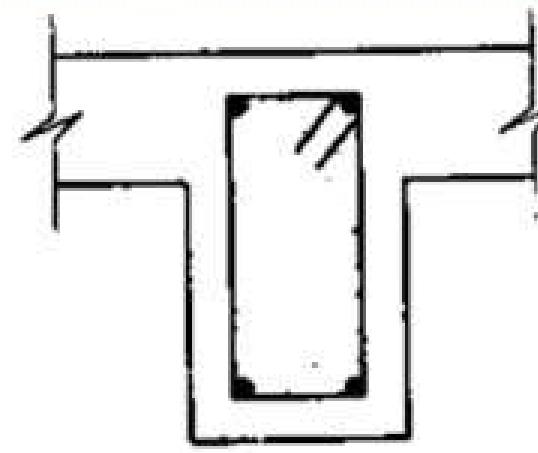
A_p es el área limitada por el perímetro exterior de la sección de concreto; incluye el área de los huecos para una sección con huecos.

P_p es el perímetro exterior de la sección de concreto A_p .

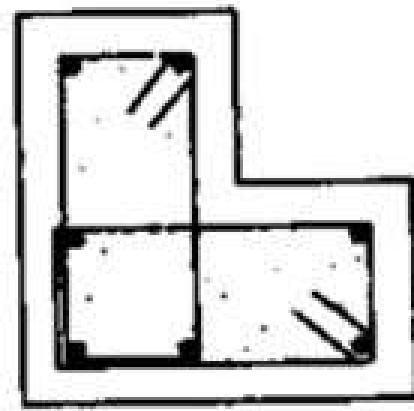
Definición de A_{oh}



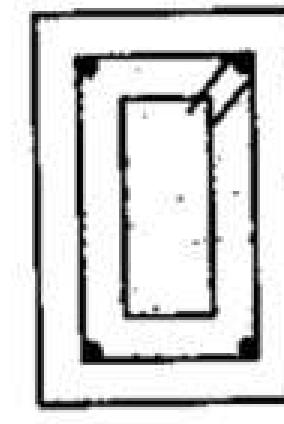
(a)



(b)



(c)



(d)

- **A_{oh} es el área definida por el centro del refuerzo transversal para torsión que se encuentra más afuera en la sección de concreto.**
- **A_o es el área bruta definida por la trayectoria del flujo de cortante.**

Figura 10. Ejemplos para obtener A_{oh}

Recomendaciones para el refuerzo

El refuerzo para torsión debe consistir en refuerzo longitudinal en barras o tendones; los estribos deben ser cerrados, colocados perpendicularmente al eje del elemento o una caja cerrada de malla electrosoldada con los alambres transversales perpendiculares al eje del elemento, o en vigas no preeforzadas, refuerzo en espiral.

Refuerzo mínimo para torsión

- Donde se requiera esfuerzo para torsión, el área mínima de estribos cerrados debe calcularse por medio de la siguiente ecuación:

$$A_v + 2A_t \geq \frac{b_w S}{3 f_{yv}} \quad (\text{C.11-30})$$

El área mínima total de refuerzo longitudinal para torsión debe calcularse por medio de la siguiente ecuación

$$A_{lmin} = \frac{5 f'c A_g}{12 f_{yl}} - \left(\frac{A_t}{S} \right) p_h \frac{f_{yv}}{f_{yl}} \quad (\text{C.11-31})$$



Espaciamiento del refuerzo para torsión

El espaciamiento del refuerzo transversal para torsión no debe exceder el mayor de $ph / 8$, ni 300 mm

GRACIAS!!

COLUMNAS ESBELTAS



Zaharani Gozaine

María García

Keislyn Carrera

Anyelid Gómez

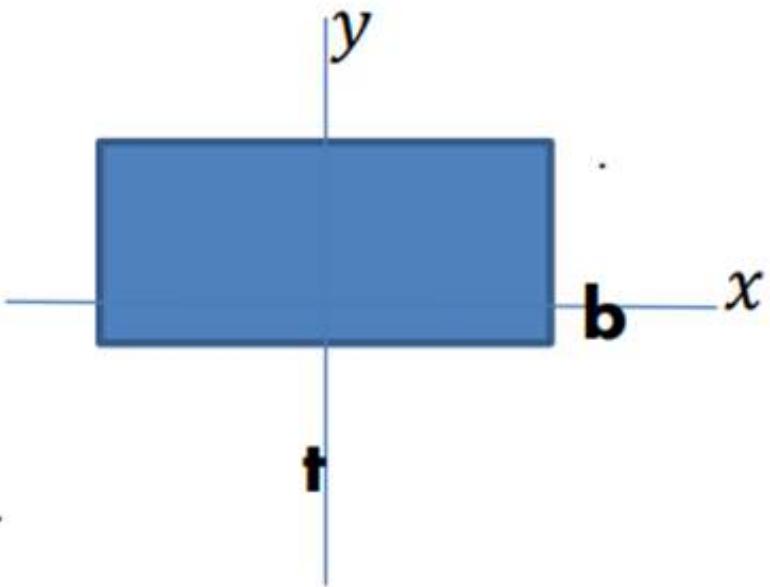
INTRODUCCIÓN

- Una columna es esbelta si sus dimensiones transversales son pequeñas respecto a su longitud o también si su relación de esbeltez definida como la longitud sobre el radio de giro “ l / r ” supera ciertos límites especificados.
 - Personajes influyentes: Leonhard Euler, P. Van Musschenbroek, Coulomb y E. Lamarle.
 - Mas tarde investigadores reconocidos como pioneros en la ingeniería: I. Bauschinger, Tetmayer , Considere y Von Karman demostraron la confiabilidad de la ecuación de Euler.
-

GENERALIDADES

Definición

- Columna Esbelta: Se dice que una columna es esbelta si las dimensiones de su sección transversal son pequeñas en comparación con su longitud.
- Estabilidad: Se define estabilidad como la capacidad de un elemento de responder con deformaciones pequeñas a variaciones pequeñas de carga. Entonces La falta de estabilidad lleva al problema de pandeo.



$r = \sqrt{\frac{I}{A}}$ radio de giro en el sentido que estamos analizando

$$I_y = \frac{bxt^3}{12} \quad A = bxt$$

$$r_y = \sqrt{\frac{\frac{bxt^2}{12}}{bxt}} = \sqrt{\frac{t^2}{12}} = 0.29xt \quad r = 0.30t$$

$$r = 0.25t \quad (\text{Columna circular})$$

¿Qué diferencia existe entre una columna corta de una esbelta?

Las columnas cortas son aquellas que presentan deflexiones laterales que no afectan su resistencia. Por el contrario las columnas esbeltas ven reducidas su resistencia por ellas

Se consideran columnas esbeltas si:

- Si las dimensiones de la sección transversal son pequeñas en comparación con su longitud.
 - Son aquellas columnas cuya capacidad de carga axial (resistencia) se reduce debido a los momentos de segundo orden causados por la desviación lateral de la columna (pandeo).
 - El Código ACI considera a una columna esbelta cuando su capacidad de carga axial se reduce en más del 5%.
-

Objetivos

Objetivo General

- Desarrollar un problema de columnas esbeltas de manera manual y programar un Excel.

Objetivo Específico

- Verificar la esbeltez de un marco no riostrado (Inercia nodo superior, inercia nodo inferior, nomograma, esbeltez y estabilidad-momento amplificado).

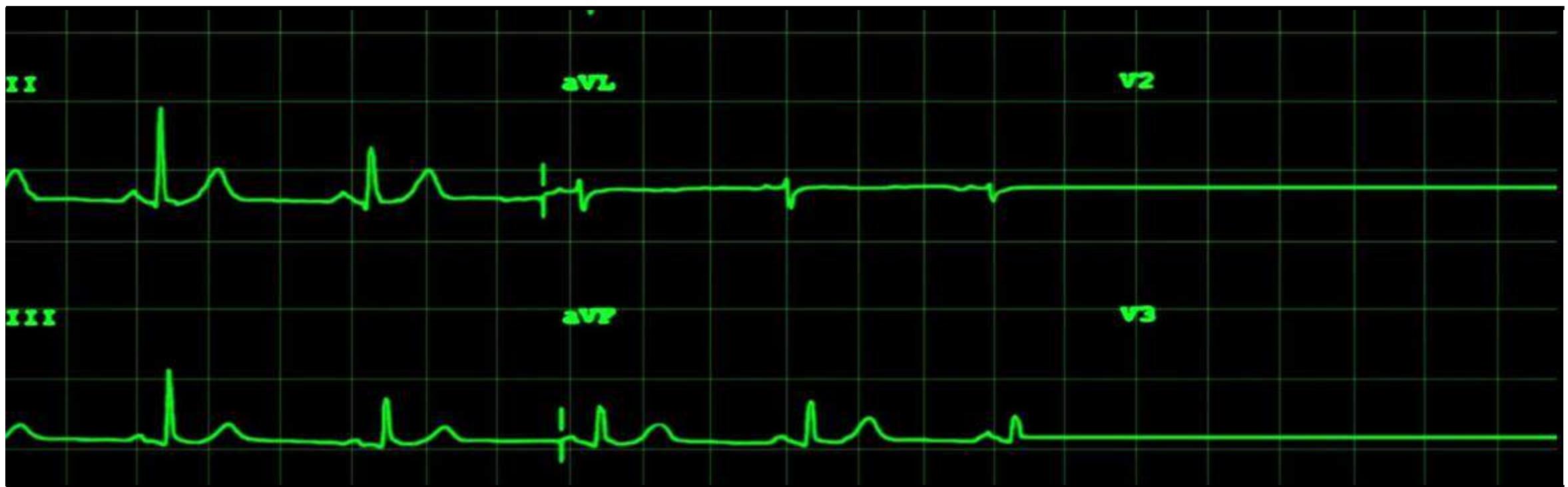
ACERCA DEL TEMA

Cuando una columna se flexiona o deflexiona lateralmente una cantidad Δ , su carga axial genera un momento adicional en la columna igual a $P\Delta$. Este momento se superpone a cualquier momento que exista ya en la columna. Si este momento $P\Delta$ es de tal magnitud que reduce considerablemente la capacidad por carga axial de la columna, ésta se denomina columna esbelta.



MARCOS CON Y SIN DESPLAZAMIENTO LATERAL

Para este análisis es necesario distinguir entre los marcos sin desplazamiento lateral y los marcos con desplazamiento lateral. En el código ACI estos marcos son denominados respectivamente como marcos con impedimento para desplazarse y marcos sin impedimento.





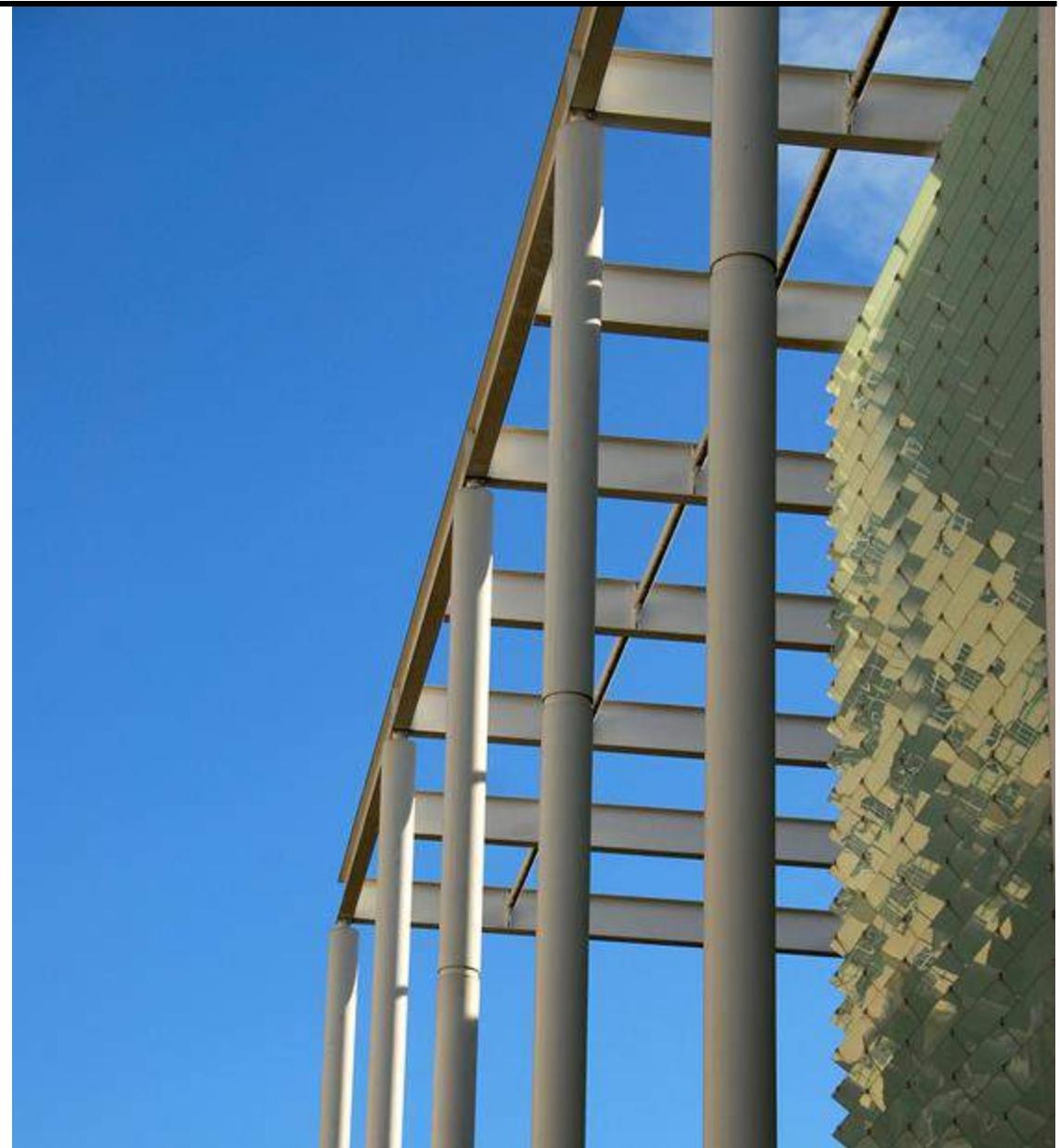
PRIMER MÉTODO

Primero, en la sección 10.10.5.1 del ACI, se dice que el piso de un marco se considera sin desplazamiento lateral si el incremento en los momentos de extremo en las columnas debido a los efectos de segundo orden, equivale a 5% o menos de los momentos de extremo de primer orden.

SEGUNDO MÉTODO

El segundo método presentado por el código para determinar si un marco en particular es riostrado o no riostrado está dado en el código (10.10.5.2). Si el valor del así llamado índice de estabilidad que sigue es ≤ 0.05 , el comentario establece que el marco se puede clasificar como un marco sin desplazamiento lateral. (Si V_u es igual a cero, este método no es aplicable.)

$$Q = \frac{\sum P_u \Delta_o}{V_u \ell_c}$$





EFECTO DE ESELTEZ

La esbeltez de las columnas se basa en su geometría y en su arriostramiento lateral. Conforme crece su esbeltez, sus esfuerzos de flexión también aumentan, por lo que puede ocurrir el pandeo.

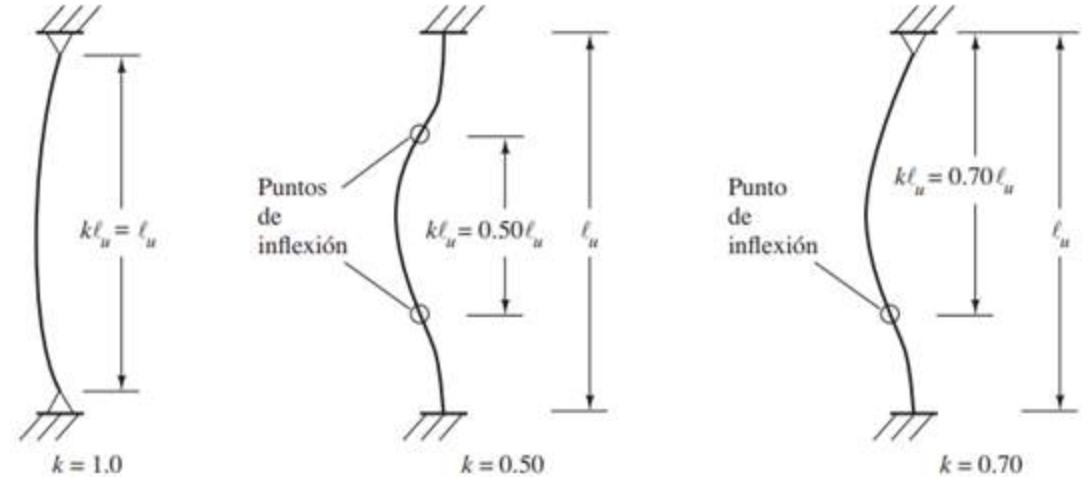
Las columnas de concreto reforzado generalmente tienen pequeñas relaciones de esbeltez. Como consecuencia, usualmente pueden diseñarse como columnas cortas sin reducciones de resistencia por efectos de esbeltez.



LONGITUDES NO SOPORTADAS

- La longitud l_u , usada para calcular la relación de esbeltez de una columna es su longitud sin apoyo. Esta longitud se considera igual a la distancia libre entre las losas, las vigas o los otros miembros que proporcionan soporte lateral a la columna. Si la misma tiene capiteles o cartelas, la distancia libre se mide desde el fondo de los capiteles o de las cartelas.

Para calcular la relación de esbeltez de una columna en particular, es necesario estimar su longitud efectiva. Ésta es la distancia entre los puntos de momento nulo en la columna. En este análisis inicial se supone que no es posible ni el desplazamiento lateral ni la traslación de los nudos. Desplazamiento lateral o traslación de nudo quiere decir que uno o ambos extremos de una columna pueden moverse lateralmente uno con respecto a otro.



FACTORES DE LONGITUD EFECTIVAS

¿CÓMO EVITAR COLUMNAS ESBELTAS?

El diseño de columnas esbeltas es considerablemente más complicado que el diseño de columnas cortas. Como consecuencia, es apropiado considerar el uso de ciertas dimensiones mínimas de manera que las columnas no resulten esbeltas. De este modo, tales columnas pueden evitarse casi completamente en los edificios de tamaño medio.

TRATAMIENTO DEL CÓDIGO ACI DE LOS EFECTOS DE ESBELTEZ

El código ACI permite la determinación de los efectos de segundo orden mediante uno de tres métodos.



ECUACIONES

22 $\frac{P}{H} \rightarrow \frac{V}{I} = \frac{D}{C}$

QO $\sqrt{a^2 + b^2} = x^c$ $\text{u}x^s$

$x^2 + y^2 = ab + bc$

$c(x, y) \left\{ \begin{array}{l} xy = c \\ cx - cy = 35^2 \\ 2\pi = c \end{array} \right.$

AB

$\boxed{A_1 \cap B_2}$ $\frac{24+x}{y} + \frac{a^2+b^2}{c} + \frac{x}{y} = 9$

$\frac{c}{x} = 9ab + 1$

$\text{men} = 984.763^{\circ}$ $(x^2 + 34x + c^2)$

$x = 9.20$ $\left(\sum_{x=0}^{u=14!} N_{50} \cdot x - 1 \right) \rightarrow x \leq 549$

$\frac{1}{2} [964 + xg + pab]$

Índice de estabilidad

$$Q = \frac{\sum P_u \Delta_o}{V_u \ell_c}$$

Determinación de factor "k"

- Para miembros a compresión riostrados:

$$k = 0.7 + 0.05(\psi_A + \psi_B) \leq 1.0$$

$$k = 0.85 + 0.05\psi_{min} \leq 1.0$$

- Para miembros a compresión no riostrados:

Si $\psi_m < 2$

$$k = \frac{20 - \psi_m}{20} \sqrt{1 + \psi_m}$$

Si $\psi_m \geq 2$

$$k = 0.9 \sqrt{1 + \psi_m}$$

El valor del factor de longitud efectiva para los miembros a compresión no riostrados que están articulados en un extremo, se puede determinar con la siguiente expresión, en donde Ψ es el valor en el extremo restringido:

$$k = 2.0 + 0.3\Psi$$

PARA MOMENTO DE INERCIA:

$$I = \left(0.80 + 25 \frac{A_{st}}{A_g}\right) \left(1 - \frac{M_u}{P_u h} - 0.5 \frac{P_u}{P_0}\right) I_g \leq 0.875 I_g$$

PARA MIEMBROS A FLEXIÓN (VIGAS Y PLACAS PLANAS Y LOSAS PLANAS) SE PERMITE LA SIGUIENTE ECUACIÓN APROXIMADA:

$$I + (0.10 + 25\rho) \left(1.2 - 0.2 \frac{b_w}{d}\right) I_g \leq 0.5 I_g$$

MOMENTO AMPLIFICADO O AUMENTADO:

$$M_c = \delta M_2$$

AMPLIFICADOR DE MOMENTO δ :

$$\delta = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0.75 P_c}} \geq 1.0$$

CARGA DE PANDEO DE EULER:

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(k \ell_u)^2}$$

EI SE PUEDE CALCULAR CON LA SIGUIENTE EXPRESIÓN, QUE ES PARTICULARMENTE SATISFACTORIA PARA COLUMNAS CON ALTOS PORCENTAJES DE ACERO:

$$EI = \frac{(0.2E_c I_g + E_s I_{se})}{1 + \beta_{dns}}$$

LA EXPRESIÓN ALTERNATIVA DADA A CONTINUACIÓN PARA EI, ES PROBABLEMENTE LA MEJOR EXPRESIÓN QUE SE PUEDE USAR CUANDO LOS PORCENTAJES DE ACERO SON BAJOS:

$$EI = \frac{0.4E_c I_g}{1 + \beta_{dns}}$$

- Factor de modificación:

$$C_m = 0.6 + 0.4 \frac{M_1}{M_2} \geq 0.4$$

- Factor mínimo absoluto de M_2 (momento factorizado final mayor en un miembro a compresión):

$$M_{2\min} = P_u(0.6 + 0.03h)$$

En unidades de SI:

$M_{2\min} = P_u(15 + 0.03h)$, donde h está en mm, así como el número 15.

- Momentos de diseño:

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s M_{1s}$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s M_{2s}$$

El código (10.107) establece que el amplificador de momentos δ_s puede determinarse mediante uno de los dos siguientes métodos:

1. El amplificador de momentos puede calcularse con la ecuación dada al final de este párrafo en donde Q es el índice de estabilidad. Si el valor calculado de δ_s es > 1.5 será necesario calcular δ_s por la sección 10.10.7.4 del ACI o por un análisis de segundo orden:

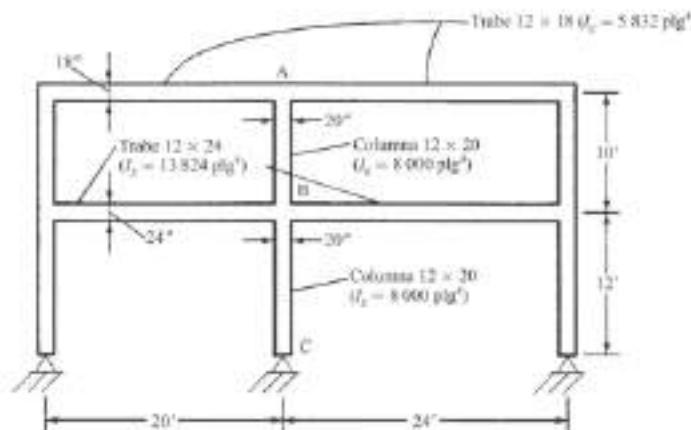
$$\delta_s = \frac{1}{1 - Q} \geq 1$$

2. Con el segundo método y el que se usa en este capítulo los momentos amplificados con desplazamiento lateral pueden calcularse con la siguiente expresión:

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{0.75 \sum P_c}} \geq 1$$

PROBLEMA

Ejemplo - marco no riestrado (Verificación de esvientes)



$$\frac{I}{L} = 0.70 I_g \rightarrow \text{Para las Columnas}$$

$$\frac{I}{L} = 0.35 I_g \rightarrow \text{Para las Trabes}$$

$$\text{Se debe usar: } M_1 = 45 \text{ kip-ft} \quad M_2 = 75 \text{ kip-ft}$$

④ Cálculo de Inercia

Columnas:

$$I_g = \frac{(12 \text{ in})(20 \text{ in})^3}{12} = 8000 \text{ in}^4$$

$$\text{Inercia Factorada: } I = (0.7)(8000 \text{ in}^4) = 5600 \text{ in}^4$$

$$\begin{aligned} \text{Alto de la Columna: AB} &\Rightarrow 10 \text{ ft} \approx 120 \text{ in} \\ BC &\Rightarrow 12 \text{ ft} \approx 144 \text{ in} \end{aligned}$$

④ Traves (Vigas)

• Piso Superior

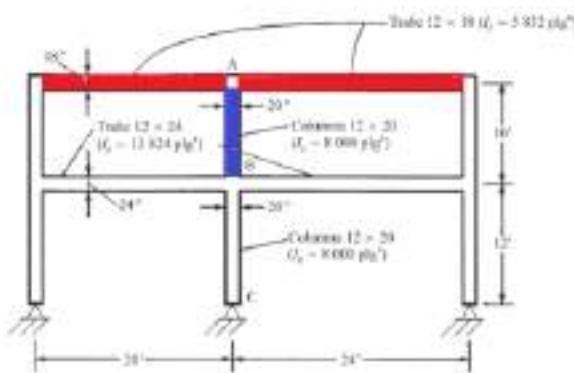
$$I_g = \frac{(12 \text{ in})(18 \text{ in})^3}{12} = 5832 \text{ in}^4 \quad I_g = 0.35(5832 \text{ in}^4) = 2041.2 \text{ in}^4$$

• Piso Inferior

$$I_g = \frac{(12 \text{ in})(24 \text{ in})^3}{12} = 13824 \text{ in}^4 \quad I_g = 0.35(13824) = 4838 \text{ in}^4$$

$$\text{trabe } I_{eq.} \Rightarrow l = 20 \text{ ft} \approx 240 \text{ in}$$

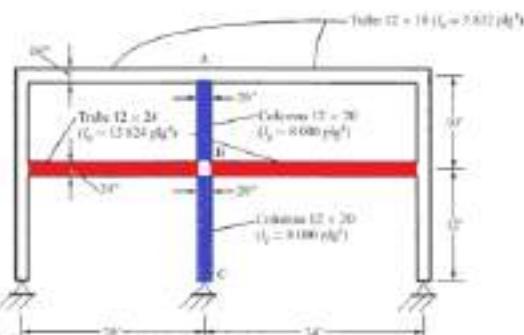
$$\checkmark \text{Der.} \Rightarrow l = 24 \text{ ft} \approx 288 \text{ in}$$



$$\psi_A = \frac{\sum \left(\frac{I_{col}}{\ell_{col}} \right)}{\sum \left(\frac{I_{viga}}{\ell_{viga}} \right)}$$

Analizando el Punto A, este tiene 2 trátes y 1 columna

$$\psi_A = \frac{\left(\frac{5600 \text{ in}^4}{120 \text{ in}} \right)}{\left(\frac{2091.2 \text{ in}^4}{240 \text{ in}} \right) + \left(\frac{2041.2 \text{ in}^4}{288 \text{ in}} \right)} = 2.99$$



$$\psi_B = \frac{\sum \left(\frac{I_{col}}{\ell_{col}} \right)}{\sum \left(\frac{I_{viga}}{\ell_{viga}} \right)}$$

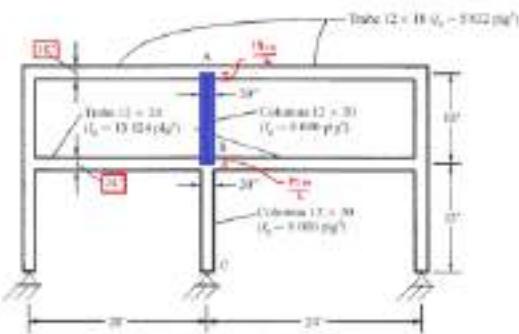
Analizando el Punto B, este tiene 2 trátes y 2 Columnas.

$$\psi_B = \frac{\left(\frac{5600 \text{ in}^4}{120 \text{ in}} \right) + \left(\frac{5600 \text{ in}^4}{144 \text{ in}} \right)}{\left(\frac{4838.4 \text{ in}^4}{240 \text{ in}} \right) + \left(\frac{4838.4 \text{ in}^4}{288 \text{ in}} \right)} = 2.31$$

Usando el nomograma para marcos no ríofrados obtenemos

$$k = 0.9653$$

Se debe analizar si AB es esbelta



la longitud lu es su longitud de borde a borde, ésta se calcula restándole a la longitud de nodo a nodo la altura media de su viga superior e inferior.

$$lu = 10 \text{ ft} - \left(\frac{18 \text{ in}}{2} \right) \left(\frac{1 \text{ ft}}{12 \text{ in}} \right) - \left(\frac{24 \text{ in}}{2} \right) \left(\frac{1 \text{ ft}}{12 \text{ in}} \right) = 8.25 \text{ ft}$$

Radio de Columna

$$r = 0.289(L) = 0.289(20 \text{ in}) = 5.78 \text{ in}$$

Relación de Esbeltez

$$\frac{k_{lu}}{r} = \frac{0.875(8.25 \text{ ft})}{5.78 \text{ in}} \left(\frac{1 \text{ ft}}{12 \text{ in}} \right) = 14.99$$

El menor momento de extremo factorizado en un miembro con presión.

$$\frac{k_{lu}}{r} \leq 34 - 12 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \leq 22 \rightarrow$$

Será Positivo si está flexionado en forma de curvatura simple, como una "C"

Será Negativo si está flexionado en forma de curvatura doble, como una "S"

$$14.99 \leq 34 - 12 \left(\frac{+45 \text{ kib. ft}}{+75 \text{ kib. ft}} \right) \leq 22$$

$14.99 \leq 26.8 \leq 22 \rightarrow$ es una columna corta.

Si la misma columna, estuviera en un marco no riestrado.

$K = 1.78$ y $\frac{Kl_u}{r} = 29.37$ el cuál es mayor a 22, por ende, sería una columna esbelta. Para determinar K se usaría el nomograma para un marco NO RIOSTRADO.

$$\text{Altura Columna Inferior} = 10 \text{ ft}$$

$$\text{Elasticidad} = 3160 \frac{\text{kib}}{\text{in}^2}$$

$$P = 50 \text{ kib}$$

$$M_1 = 45 \text{ kib.ft}$$

$$M_2 = 75 \text{ kib.ft}$$

$$K = 0.9653$$

$$I_g = \frac{(12 \text{ in})(20 \text{ in})^3}{12} = 8000 \text{ in}^4$$

Carga de Pandeo Euler

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(Kl_u)^2} = \frac{\pi^2 \left(3.16 \times 10^3 \frac{\text{kib}}{\text{in}^2}\right) \left[\frac{(12 \text{ in})(20 \text{ in})^3}{12}\right]}{(0.9653)(10 \text{ ft})^2} = 18591.44 \text{ kib}$$

Momento Amplificado

$$M_{amp} = \frac{M_u}{1 - \frac{P}{P_c}} = 75.61$$

Índice de Estabilidad de la Columna.

$$\Sigma P_u = 100$$

$$\Delta_o = 5$$

$$V_u = 50$$

$$l_c = 8$$

$$Q = \frac{(\Sigma P_u) \Delta_o}{V_u l_c}$$

(ΣP_u) Carga vertical factorizada para todas las columnas en el piso considerado.

Δ_o De flexión lateral de primer orden determinada elásticamente debido a V_u en la parte superior del piso en cuestión. Con respecto a la parte inferior de ese mismo piso.

V_u Fuerza cortante horizontal total factorizada del piso considerado.

l_c Altura de un miembro con presión en un marco medida de centro a centro de los nudos del marco.

$Q = 1.25$ Marco No Riostrado

Diseño de la columna en un marco sin desplazamiento lateral.

$$K = 0.83$$

$$l_u = 16 \text{ ft}$$

$$l_{o2} = 15 \text{ in}$$

Dimensiones de Col.

$$f_y = 60000 \text{ lb/in}^2$$

$$f_c = 4000 \text{ lb/in}^2$$

$$16 \times 12$$

$$\text{Momentos } N_1 = 82 \text{ klb.ft}$$

$$N_2 = 86 \text{ klb.ft}$$

$$r = 0.289 \text{ (2)}^{\text{mayor}} = 4.624$$

Carga Muerta Axial Factorizada = 30 klb

Carga Axial total Factorizada $P = 110 \text{ klb}$

$$\beta_{dns} = \frac{\text{carga muerta axial factorizada}}{\text{carga axial total factorizada}} . 0 \leq \beta_{dns} \leq 1$$

$$\beta_{dns} = \frac{12(30 \text{ klb})}{110 \text{ klb}} = 0.327 \quad \text{Cumple con } 0 \leq \beta_{dns} \leq 1$$

$$EI = \frac{0.2E_c I_g + E_s I_{se}}{1 + \beta_{dns}}$$

→ Se usa con alto porcentaje de acero

$$EI = \frac{0.4E_c I_g}{1 + \beta_{dns}}$$

→ Se usa con bajo porcentaje de acero.

$$Ec = 57000 \sqrt{4000} = 3604996.533$$

$$EI = \frac{0.4(Ec I_g)}{1 + \beta_{dns}} = \frac{0.4(3604996.53)(4096)}{1 + 0.327} = 4450047.23$$

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(k\ell_u)^2} = 1729.44 \text{ kib}$$

$$C_m = 0.6 + 0.4 \left(\frac{+82 \text{ kib.ft}}{+86 \text{ kib.ft}} \right) = 0.981 \geq 0.4$$

$$\delta = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0.75 P_c}} = \frac{0.981}{1 - \frac{110 \text{ kib}}{0.75(1426 \text{ kib})}} = 1.09 \geq 1$$

$$M_{2min} = P_u(0.6 + 0.03(15in)) = 115.5 \text{ kib.ft} = 96 \text{ kib.in}$$

$$M_c = \delta M_2 = 1.09 (+86 \text{ kib.ft}) = 93.7 \text{ kib.ft}$$

Excentricidad Amplificada

$$\delta_e = \frac{M_c}{P_u} = \frac{93.7 \text{ klb.ft}}{110 \text{ klb}} \left(\frac{12 \text{ in}}{1 \text{ ft}} \right) = 10.22 \text{ in}$$

$$P_n = \frac{P_u}{\phi} = \frac{110 \text{ klb}}{0.65} = 169.26 \text{ klb}$$

$$K_n = \frac{P_n}{f'_c A_g} = \frac{169.26}{\left(4 \frac{\text{kib}}{\text{in}^2} \right) (12 \text{ in}) (15 \text{ in})} = 0.235$$

$$R_n = \left(\frac{P_n}{f'_c A_g} \right) \left(\frac{\delta_e}{h} \right) = 0.235 \left(\frac{10.22 \text{ in}}{15 \text{ in}} \right) = 0.160$$

De acuerdo a las tablas de Apéndice A,
tenemos:

$$\rho_g = 0.0160$$

$$A_s = \rho_g A_g = 0.0160 (12 \text{ in}) (15 \text{ in}) = 2.88 \text{ in}^2$$

Debemos Usar 4 Varillas #8 con área de 3.14 in^2