

Universidad Latina de Costa Rica
Escuela de Ingeniería Civil
Estructuras de Concreto I (LIC 20)



Prof.: Ing. Ronald Jiménez Castro
III Cuatrimestre, 2022

Cargas: origen y efectos

Las cargas son fuerzas que actúan sobre el sistema estructural y provienen del peso de todos los elementos permanentes en la construcción, los ocupantes, el mobiliario, efectos ambientales, asentamientos diferenciales y restricciones en los cambios dimensionales.

De acuerdo con la naturaleza de las mismas, las cargas que actúan sobre una edificación pueden dividirse en tres grandes categorías: cargas muertas, cargas vivas y cargas ambientales.

Cargas permanentes (*muertas*): son aquellas que son relativamente constantes en magnitud y posición durante la vida de la estructura. Se refieren fundamentalmente al **peso propio** de los elementos (vigas, columnas, entrepisos, paredes, cerchas, etc.).

Ésta puede calcularse con buena aproximación a partir de la configuración geométrica del elemento (dimensiones) y de la densidad de los materiales con los cuales se fabricaron (acero, concreto, madera, etc.).



A continuación se muestran los valores unitarios de pesos de los materiales y componentes más usuales empleados en la práctica.

[1] Valores aproximados en libras por pie cúbico (*pounds per cubic foot*)

[2] Parcialmente rellena (refuerzo vertical @ 60cm).

Material	Peso volumétrico (kg/m^3)	Peso volumétrico (<i>pcf</i>) [1]
Acero	7860	490
Aluminio	2770	173
Concreto reforzado	2400	150
Mampostería [2]	1850	115
Agua	1000	62.5
Almendra (madera dura)	940	58.8
Laurel (madera suave)	420	26.3

Elemento	Peso por unidad de área (kg/m ²)	Peso por unidad de área (psf) ^[3]
Cubierta hierro galvanizado	5-10	1.0-2.0
Cubierta teja de <u>barro</u>	75-90	15.0-18.0
Cubierta teja <u>shingle</u>	10-20	2.0-4.0
Acabado de cielo (<i>gypsum</i>)	25	5.0
Instalaciones electromecánicas	25-40	5.0-8.0
Entrepiso de viguetas pretensadas (valor usual)	325	65.0
Acabado piso (cerámica)	40-50	8.0-10.0

^[3] Valores aproximados en libras por pie cuadrado (*pounds per square foot*)

Un cálculo básico de cargas permanentes consiste en determinar el peso de un determinado elemento estructural.

En el caso de vigas o columnas, el peso propio (*p.p.*) conviene manejarlo por unidad de longitud (*kg/m, Ton/m, N/m, lb/ft, etc.*).

$$p.p. = \gamma_{mat} \cdot A_{trans}$$


γ_{mat} : peso volumétrico del material
 A_{trans} : área de la sección transversal del elemento

NOTA: Para efectos del análisis, el peso propio se traduce en una carga distribuida uniforme (o variable en el caso de elementos no prismáticos) cuya dirección es obviamente vertical hacia abajo. Los programas de cómputo incorporan esta carga de manera automática.

Por su parte, y dada su configuración geométrica, el peso propio de otros elementos estructurales conviene darlos por unidad de área (kg/m^2 , Ton/m^2 , N/m^2 , lb/ft^2 , etc.). Tal es el caso de losas, muros o paredes.

$$p.p. = \gamma_{mat} \cdot t$$

t : espesor de la losa, muro o pared



Semana 3 Ejemplo 1: Cálculo de cargas permanentes
Determinar el peso propio de los siguientes elementos estructurales.



Viga "T" de concreto reforzado



Losa de fundación de concreto reforzado

SOLUCIÓN

✓ Viga "T"

Se calcula el área transversal: $A_{trans} = 0.15 \cdot 0.30 + 1.5 \cdot 0.15 = 0.27m^2$

El peso propio de la viga (por unidad de longitud):

$$p \cdot p_{viga} = \gamma_{conc} \cdot A_{trans}$$

$$p \cdot p_{viga} = 2400 \frac{kg}{m^3} \cdot 0.27m^2 \Rightarrow p \cdot p_{viga} = 648 \frac{kg}{m}$$

✓ Losa

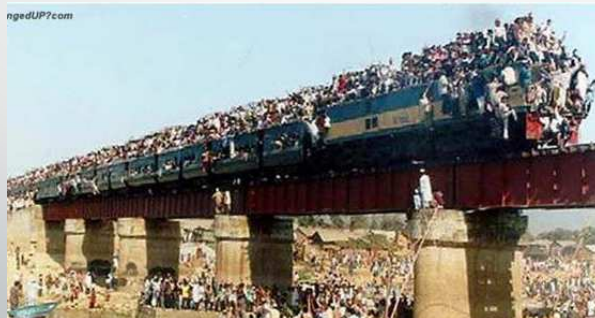
El peso propio de la losa (por unidad de área en planta):

$$p \cdot p_{losa} = \gamma_{conc} \cdot t_{losa}$$

$$p \cdot p_{losa} = 2400 \frac{kg}{m^3} \cdot 0.15m \Rightarrow p \cdot p_{losa} = 360 \frac{kg}{m^2}$$

Cargas vivas (temporales): consisten principalmente en cargas debidas al uso u ocupación de la estructura y son sumamente variables en magnitud y temporalidad. Es decir, se asocian al peso de los ocupantes y el mobiliario.

Las cargas vivas a emplear en el diseño estructural se especifican en los códigos de diseño de cada país o estado, según sea la jurisdicción. En nuestro país están prescritas por el Código Sísmico de Costa Rica (edición vigente, año 2010).





Evento en celebración del 50° aniversario del Puente Golden Gate (Mayo 1987).



Ruptura de vidrios en fachada debido a un tornado. (Edificio Bank One en Texas)

Cargas temporales o vivas

Tabla 6.1. Cargas temporales unitarias mínimas.

Destino del piso	Carga Temporal (kg/m ²)
Habitación (casas de habitación, apartamentos, viviendas, dormitorios, cuartos de hotel, edificios para internados en escuelas, cuarteles, cárceles, correccionales, hospitales y similares).	200
Oficinas, despachos, laboratorios, salones de lectura, aulas, salas de juego y similares.	250
Escaleras, rampas, vestíbulos, pasajes de libre acceso al público.	400
Lugares de reunión desprovistos de asientos fijos, estadios, salones de baile, etc.	500
Bibliotecas, salones de archivo.	500
Lugares de reunión con asientos fijos, templos, cines, teatros, gimnasios, etc.	400
Comercios, bodegas y fábricas de mercancía ligera.	500
Comercios, bodegas y fábricas de mercancías con peso intermedio.	650
Comercios, bodegas y fábricas de mercancía pesada.	800
Techos de fibrocemento, láminas de acero galvanizado y otros.	40
Azoteas con pendiente superior a 5 por ciento	100
Azoteas con pendiente inferior a 5 por ciento.	200
Voladizos en vía pública (marquesinas, balcones y similares)	300
Garajes y aparcamientos (para automóviles exclusivamente)	300

Nota: Las cargas dadas en esta tabla son mínimas. El diseñador deberá considerar las condiciones reales a las que se verá sujeto el piso para efectos de incrementar las cargas.

Tabla 6.1, Código Sísmico de Costa Rica 2010 (CSCR-10)

En Estados Unidos, el ASCE (*American Society of Civil Engineers*) publica periódicamente el código que define los valores unitarios y las metodologías para estimar las cargas de diseño y se denomina *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures* (ASCE/SEI 7-16).

Debido a las características geográficas y climáticas del país, en este documento se abordan además de las cargas gravitacionales, otras tan particulares como: inundaciones, tsunamis, huracanes, nieve, etc.

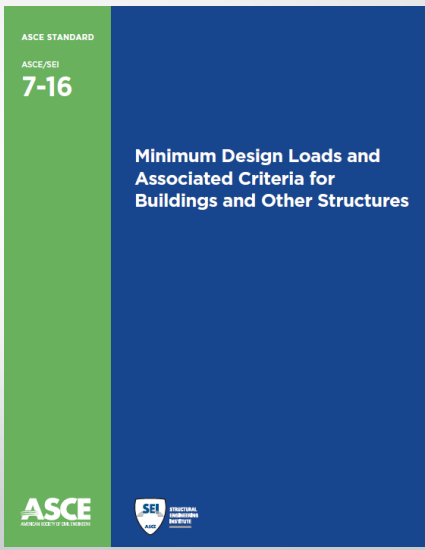


Table 4.3-1 Minimum Uniformly Distributed Live Loads, L_p , and Minimum Concentrated Live Loads

Occupancy or Use	Uniform, L_p psf (kN/m ²)	Live Load Reduction Permitted? (Sec. No.)	Multiple-Story Live Load Reduction Permitted? (Sec. No.)	Concentrated lb (kN)	Also See Section
Apartments (See Residential)					
Access floor systems					
Office use	50 (2.40)	Yes (4.7.2)	Yes (4.7.2)	2,000 (8.90)	
Computer use	100 (4.79)	Yes (4.7.2)	Yes (4.7.2)	2,000 (8.90)	
Armories and drill rooms	150 (7.18)	No (4.7.5)	No (4.7.5)		
Assembly areas					
Fixed seats (fastened to floors)	60 (2.87)	No (4.7.5)	No (4.7.5)		
Lobbies	100 (4.79)	No (4.7.5)	No (4.7.5)		
Movable seats	100 (4.79)	No (4.7.5)	No (4.7.5)		
Platforms (assembly)	100 (4.79)	No (4.7.5)	No (4.7.5)		
Stage floors	150 (7.18)	No (4.7.5)	No (4.7.5)		
Reviewing stands, grandstands, and bleachers	100 (4.79)	No (4.7.5)	No (4.7.5)		4.14
Stadiums and arenas with fixed seats (fastened to the floor)	60 (2.87)	No (4.7.5)	No (4.7.5)		4.14
Other assembly areas	100 (4.79)	No (4.7.5)	No (4.7.5)		
Balconies and decks	1.5 times the live load for the area served. Not required to exceed 100 psf (4.79 kN/m ²)	Yes (4.7.2)	Yes (4.7.2)		
Catwalks for maintenance access	40 (1.92)	Yes (4.7.2)	Yes (4.7.2)	300 (1.33)	
Corridors					
First floor	100 (4.79)	Yes (4.7.2)	Yes (4.7.2)		
Other floors	Same as occupancy served except as indicated				

Valores de cargas vivas.
 Tabla 4.3-1 (extracto) de ASCE / SEI 7-16

Cargas ambientales: Se atribuyen a fenómenos naturales tales como la fuerza de viento (presión o succión), cargas sísmicas, presiones de suelo en las partes subterráneas de estructuras, presión hidrostática en tanques, cambios de temperatura, etc.

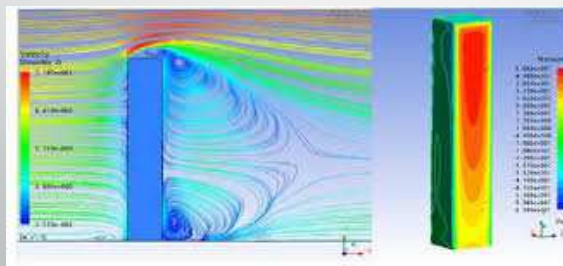
Para efectos de Costa Rica, las de mayor incidencia y peligrosidad son el sismo y en menor medida el viento.



Código Sísmico de Costa Rica (Versión vigente 2010) y sus respectivos comentarios



Carga de nieve en techo



Simulación en computadora del efecto del viento en un edificio de gran altura



Evidente pérdida de verticalidad del Hospital Olive View (California) debido al Terremoto de San Fernando, 1972.

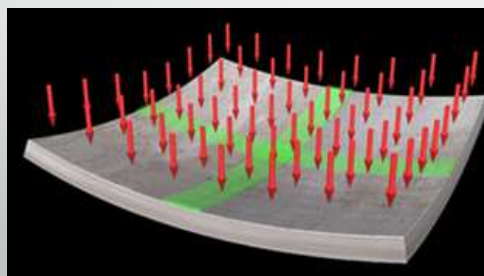


Daño en puente metálico y en la vía férrea. Terremoto de Limón, 22 de abril, 1991.

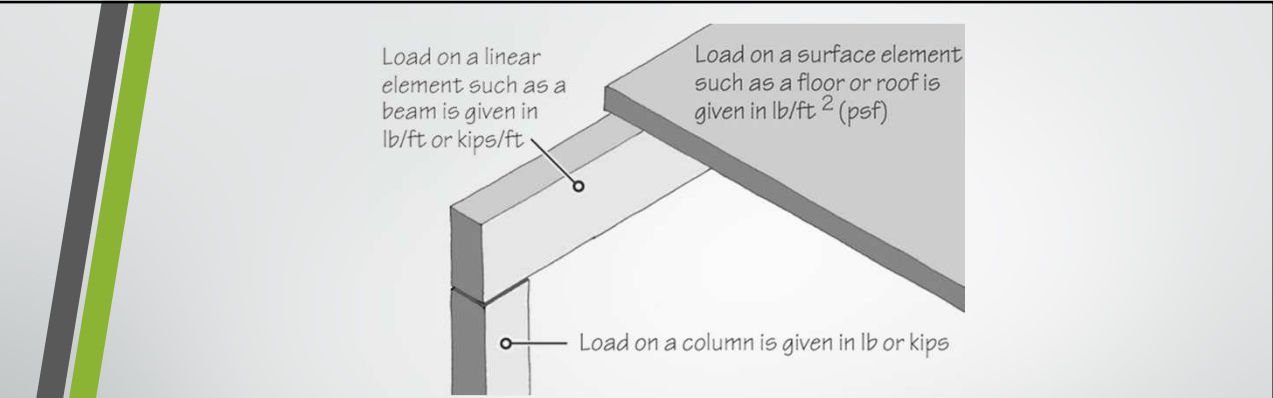
Las unidades en las cuales se expresan las cargas dependen no sólo de la configuración geométrica del elemento cargado sino también del tipo de análisis o cálculo que se requiera.

Como se verá más adelante, si se trata de cargas puntuales o concentradas, las unidades son de fuerza (*kg, Ton, N, lb*).

Mientras que si las cargas son distribuidas, pueden darse en fuerza por unidad de longitud (*kg/m, Ton/m, N/m, lb/pie*) o por unidad de área (*kg/m², Ton/m², N/m², psi, etc.*)



Representación de una carga uniforme por unidad de área en una losa



Load on a linear element such as a beam is given in lb/ft or kips/ft

Load on a surface element such as a floor or roof is given in lb/ft² (psf)

Load on a column is given in lb or kips

En un sistema de piso como el de la figura anterior, queda claro este concepto. La carga en el elemento de piso (losa de concreto, piso de tablilla, *Fibrolit*, etc.) se da en *fuerza/área*.

La carga en la viga se da en *fuerza/longitud* mientras que en la columna, al ser carga concentrada, se maneja en unidades de *fuerza*.

Otro criterio muy conveniente para clasificar las cargas es la dirección predominante de las mismas.



```
graph LR; A[Cargas estructurales] --> B[Gravitacionales (Verticales)]; A --> C[Laterales (Horizontales)]; B --> D[Cargas permanentes]; B --> E[Cargas temporales]; E --> F[De entrepiso]; E --> G[De techo]; C --> H[Cargas sísmicas]; C --> I[Cargas de viento]; C --> J["Otras:  
Empuje activo del suelo  
Presión del agua"];
```

Enfoques de diseño

Varios de los primeros estudios sobre miembros de concreto reforzado, efectuados a finales del siglo XIX, se basaron en teorías de resistencia máxima.

Sin embargo, a inicios del siglo XX se aceptó la teoría elástica que propone una distribución lineal del esfuerzo. La razón quizá era el hecho de que la formulación matemática era más sencilla. Además, pruebas experimentales habían mostrado que la utilización de la teoría elástica o también llamada de esfuerzos permisibles, conducía a estructuras de comportamiento satisfactorio.

En la década de los años sesentas, se renovó el interés por la teoría de resistencia máxima o última como base de diseño. Después de más de medio siglo de experiencia práctica y ensayos de laboratorio, se entendió que un mejor conocimiento de las propiedades del concreto como material debería llevar a una metodología que hiciera incursionar al material al rango inelástico.

De hecho, en la versión de 1956 del Código ACI, se aceptó el método de resistencia última como alternativa de diseño de estructuras de concreto reforzado. Varios de los primeros estudios sobre miembros de concreto reforzado, efectuados a finales del siglo XIX, se basaron en teorías de resistencia máxima.

Sin embargo, a inicios del siglo XX se aceptó la teoría elástica que propone una distribución lineal del esfuerzo. La razón quizá era el hecho de que la formulación matemática era más sencilla. Además, pruebas experimentales habían mostrado que la utilización de la teoría elástica o también llamada de esfuerzos permisibles, conducía a estructuras de comportamiento satisfactorio.

Método de Resistencia (Diseño último)

Existen básicamente dos métodos o filosofías del diseño de estructuras en concreto:

➤ Diseño por Esfuerzos de Trabajo conocido por sus siglas *WSD (Working Stress Design)*

Con este método los elementos se diseñan suponiendo una distribución lineal esfuerzo-deformación lo que asegura que bajo las cargas de servicio los esfuerzos tanto en el acero como el concreto no exceden los esfuerzos permisibles de trabajo.

Los esfuerzos permisibles se consideran entre 0.4 y 0.5 veces las resistencias del concreto y del acero.

➤ Diseño Último o por Estados Límites (En las especificaciones AISC para diseño en acero es conocido como *LRFD Load and Resistance Factor Design*. También se le ha denominado *USD* por sus siglas en inglés: *Ultimate Strength Design*).

Antes del año 2002, el ACI (Apéndice A) permitía el uso de cualquiera de los métodos. Pero a partir de ese año ese apéndice se eliminó.

La versión 2011 del ACI aún permite el uso del Método de Esfuerzos de Trabajo excepto que una norma local estipule lo contrario.

Lo anterior aplica en Costa Rica, donde el Código Sísmico 2010 establece en el artículo 8.1.1 inciso a.:

"Los elementos estructurales de concreto reforzado deben cumplir con las especificaciones del Comité 318 del Instituto Americano del Concreto (código ACI-318- 08), excepto en lo referente a su capítulo "Estructuras sismorresistentes" que es sustituido por este capítulo."

Sin embargo, los cálculos que se refieren a condiciones de servicio (deflexiones, grietas, etc.) requieren de la aplicación de ciertos conceptos del Método de los Esfuerzos de Trabajo.

Por ejemplo en el caso de flexión, los esfuerzos máximos (calculados elásticamente) no puede exceder los valores permisibles de 0.4 a 0.5 veces las resistencias del concreto y el acero.

El diseño por Estado Límite trata de lograr que las características acción-respuesta de un elemento o estructura estén dentro de límites aceptables.

Según este método, un elemento o estructura deja de ser útil cuando alcanza un estado límite que corresponde al punto donde deja de cumplir la función para la cual fue diseñada.

Los estados límites se dividen en dos grandes categorías: **Resistencia** y **Servicio**.

El primero tiene que ver con el comportamiento para máxima resistencia dúctil, pandeos, fatiga, fractura, vuelco o deslizamiento.

Por su parte, el estado límite de Servicio está relacionado con la funcionalidad de la estructura en situaciones tales como: deflexiones, vibraciones, agrietamientos, etc.

Las más importantes son:

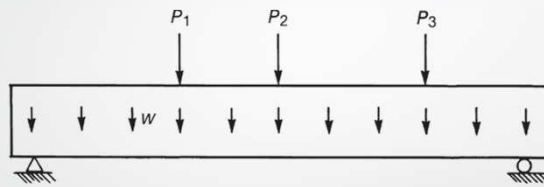
1. Resistencia bajo carga máxima
2. Deflexiones
3. Ancho de grietas

La primera evidentemente es un estado límite de Resistencia mientras que las opciones 2. y 3. se revisan para cargas de servicio (sin mayorar)



Relación básica de diseño

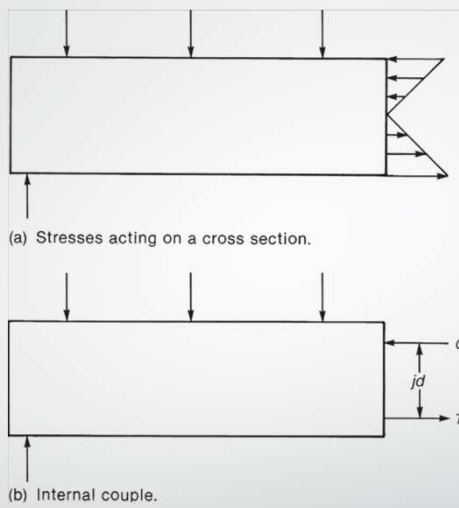
La figura a) muestra a una viga que soporta su propio peso w más otras cargas P_1 , P_2 y P_3 . Estas cargas generan momentos internos cuyo diagrama se muestra. En este caso en particular, los momentos flectores corresponden a los efectos de las cargas.



(a) Beam



(b) Load effect — bending moment



(a) Stresses acting on a cross section.

(b) Internal couple.

La figura anterior los esfuerzos de flexión en una determinada sección transversal de la viga. El momento interno resistente $(C \text{ ó } T) \cdot jd$ que se presenta cuando la viga falla se denomina **Resistencia**.

La viga anterior soportará las cargas de manera segura si, en cada sección, la **Resistencia** del elemento excede los **Efectos de las Cargas**.

$$\text{Resistencia} \geq \text{Efectos de las Cargas}$$

$$\downarrow \quad \underbrace{\hspace{10em}}$$

$$\phi R_n \geq \alpha_1 F_1 + \alpha_2 F_2 + \dots$$

La resistencia nominal R_n es reducida por un factor de reducción ϕ (menor que la unidad) para obtener la Resistencia de diseño ϕR_n (también llamada Resistencia Disponible).

Al lado derecho de la inequación, la Resistencia Última o Requerida se obtiene cuando las cargas F_i son incrementadas o factorizadas mediante factores de mayoración α_i con el objeto de prever cualquier exceso en las mismas.

Resistencia y seguridad estructural

Para que una estructura cumpla sus propósitos debe ser segura contra el colapso y funcional en condiciones de servicio. Sin embargo, existen diversas fuentes de incertidumbre que inciden en el cumplimiento de esos objetivos.

Como ejemplos de éstas fuentes de incertidumbre se tienen las siguientes:

- Los valores reales de cargas pueden diferir de las supuestas.
- Las dimensiones reales de los elementos pueden diferir de aquellas especificadas.
- El refuerzo puede no estar en la posición definida.
- Las resistencias reales de los materiales (f'_c y f_y) pueden variar de las supuestas.

Una estructura dada tiene margen de seguridad M si:

$$M = R - F > 0$$

,donde R : resistencia de la estructura
 F : fuerzas que actúan sobre ella.

La falla de la estructura o del elemento ocurre cuando M es menor que cero.

Método de diseño: Resistencia Última

La metodología de diseño que se estudiará en el presente curso se conoce como *Diseño por Resistencia Última* que busca dimensionar los elementos de manera que su resistencias sean adecuadas para soportar fuerzas considerablemente mayores que las cargas que se esperan actúen realmente durante la vida útil.

Para esto se introducen coeficientes tanto en la estimación de las de las cargas como de la resistencia misma del elemento a diseñar, de manera que se cumpla que:

$$\phi R > \alpha F$$

Donde: ϕ : factor de reducción (depende del tipo de diseño)

α : factor de carga (presentes en las combinaciones)

$$\text{Resistencia diseño} \geq \text{Resistencia requerida ó} \\ \text{Capacidad} \geq \text{Demanda}$$

Factores de carga α (según CSCR-2010)

En el apartado *6.2 Participación de las diferentes acciones*, el Código Sísmico de Costa Rica define los factores de carga los cuales están relacionados con el tipo de carga y la combinación a considerar.

Cada elemento, componente o unión de la estructura, y ésta como unidad, deberá tener capacidad para resistir las siguientes combinaciones de cargas últimas:

$$CU = 1.4 CP$$

$$CU = 1.2 CP + 1.6 f_R CT + 1.6 CE$$

$$CU = 1.05 CP + f_1 f_R CT \pm CS + CE$$

$$CU = 0.95 CP \pm CS + CE$$

CU : Carga última (a emplear en el diseño).
 CP : Carga permanente.
 CT : Carga temporal (sin reducir).
 CS : Carga sísmica.
 CE : Carga por empuje.

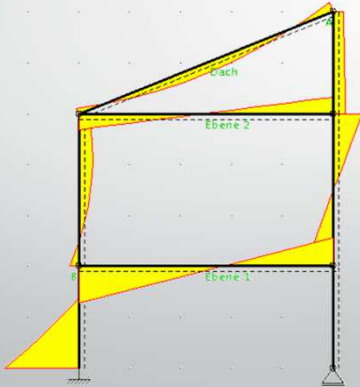
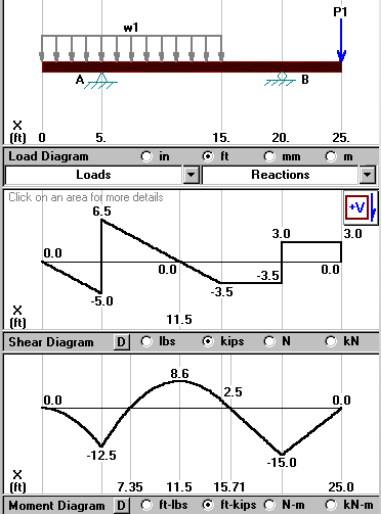
y donde el factor f_i está dado por:

$f_i = 0.5$ para edificaciones de baja probabilidad de ocupación plena de *carga temporal* a la hora del sismo.
 $f_i = 1.0$ para edificaciones con alta probabilidad de ocupación plena de *carga temporal* a la hora del sismo, tales como: bodegas, sitios de reunión pública, estacionamientos públicos, etc.
 $f_i = 0.0$ para techos.

El parámetro f_R se denomina factor de reducción de carga temporal (Artículo 6.3).

Para efectos del diseño estructural se debe considerar la combinación de carga que produzca los resultados más críticos, es decir, la combinación que produzca la mayor sollicitación a la estructura en general y al elemento en particular.

Se debe encontrar la **envolvente** de fuerzas internas: carga axial, flexión, cortante y torsión.

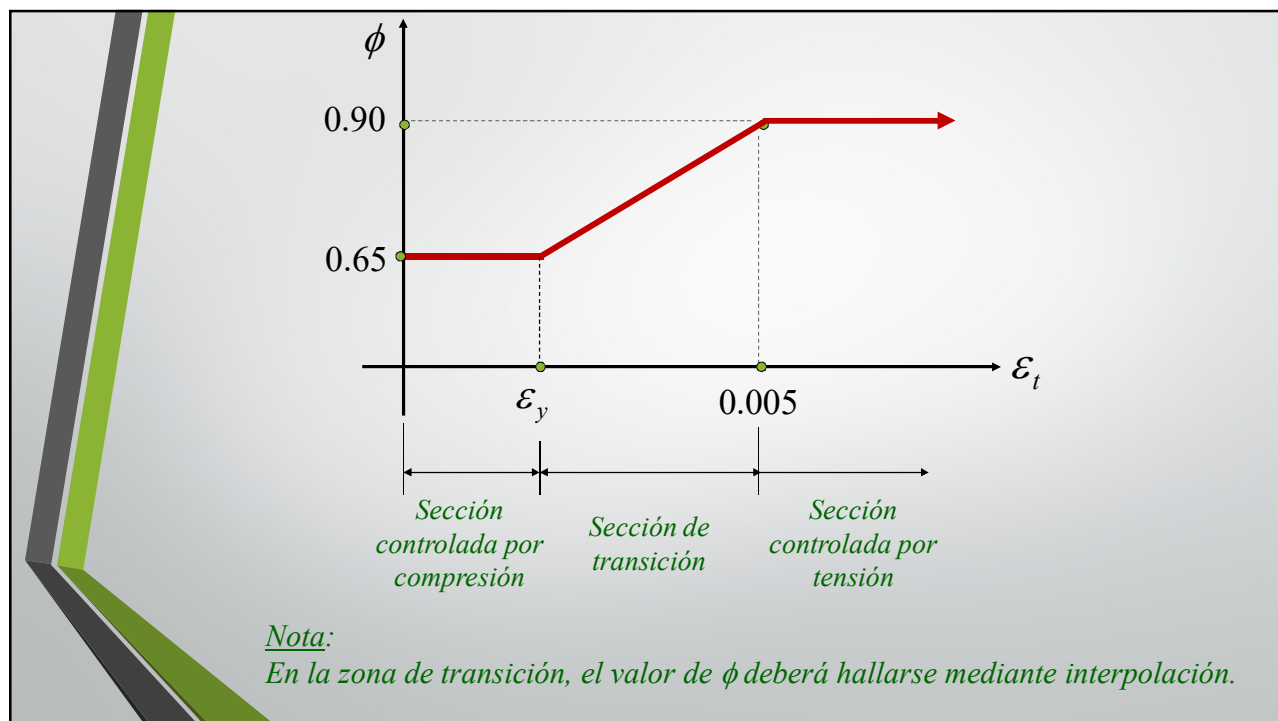
Factores de reducción ϕ (según CSCR-2010)

El CSCR-10 en la sección 8.1.4 refiere a los factores de reducción de resistencia que estipula el ACI.

Factor de reducción ϕ	Caso
0.90	Secciones controladas por tensión
0.90	Tracción axial
0.75 0.65	Secciones controladas por compresión: Elementos con refuerzo transversal en espiral Otros elementos
0.75	Cortante y torsión
0.65	Aplastamiento

Para secciones en las cuales la deformación unitaria neta en el acero extremo de tracción en condición de resistencia nominal, ϵ_t , está dentro de los límites definidos para secciones controladas por compresión y tracción, f_y / E_s y 0.005 respectivamente, se permite que ϕ aumente linealmente del valor correspondiente a una sección controlada por compresión hasta 0.90, conforme ϵ_t aumente del valor correspondiente al límite de deformación unitaria de una sección controlada por compresión, f_y / E_s hasta 0.005, donde E_s es el módulo de elasticidad del acero de refuerzo, que se puede considerar como $2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$.

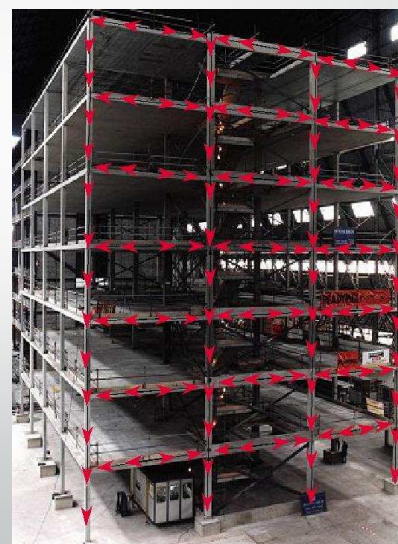
El factor de reducción de la resistencia en cortante es 0.60 para aquellos elementos en los cuales se permita diseñar para una capacidad en cortante menor que el máximo correspondiente a la capacidad en flexión.

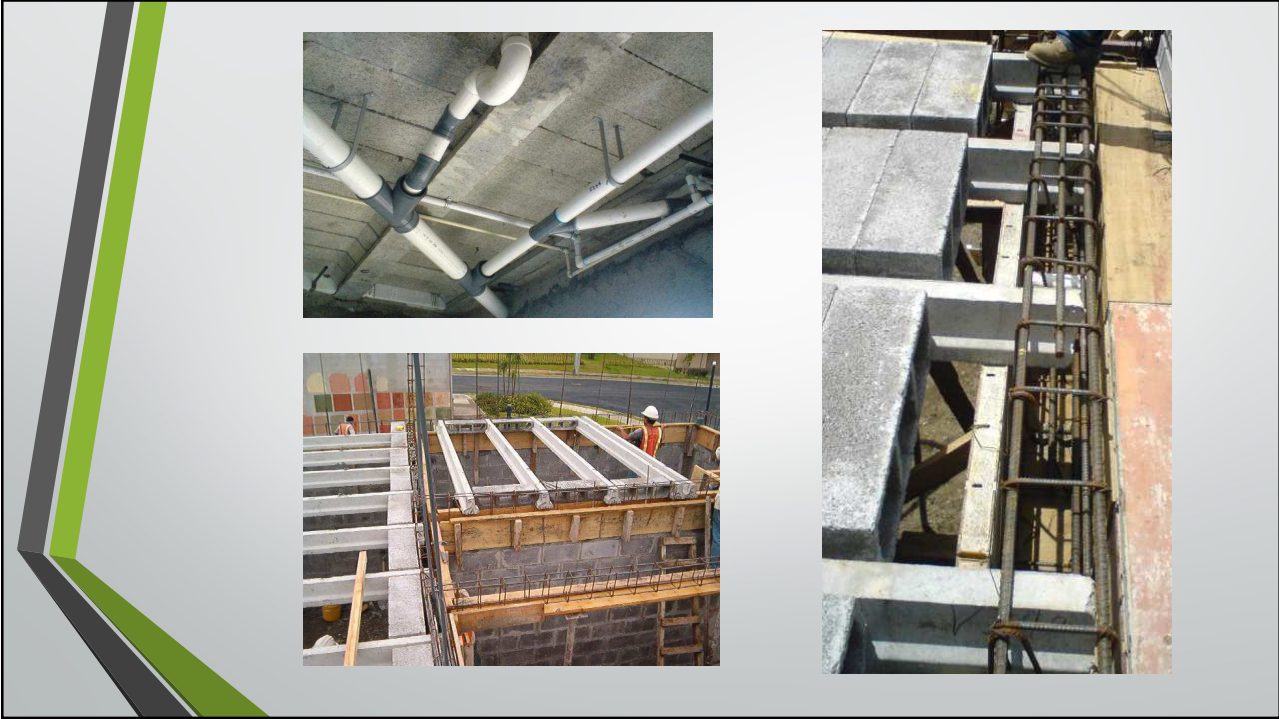
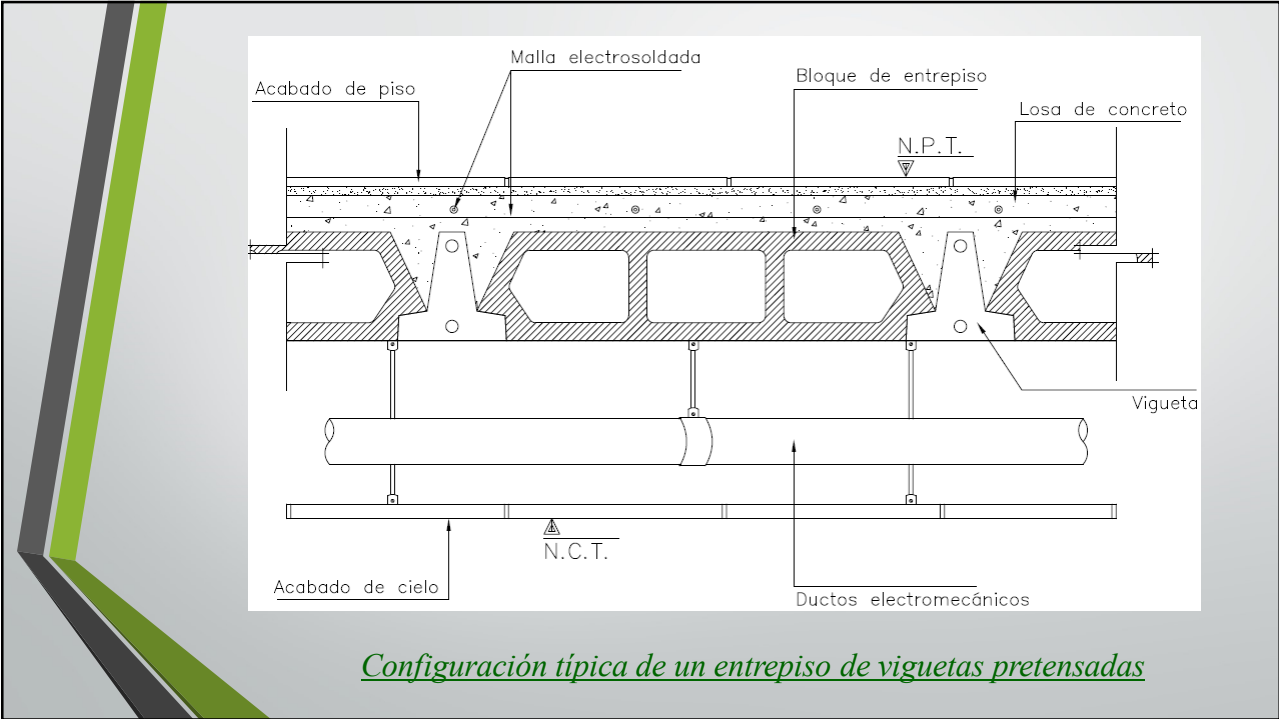


Estimación de cargas gravitacionales en vigas

El primer paso para diseñar cualquier elemento estructural es estimar adecuadamente las cargas externas a las cuales se verá sometido.

Posteriormente, se obtienen los valores de fuerzas internas (carga axial, cortante y momento) cuyos valores máximos servirán para determinar la resistencia que debe tener el elemento. Para esto, por lo general se emplean programas de cómputo que permiten evaluar diversos escenarios en pocos segundos o minutos dependiendo de la complejidad del modelo.



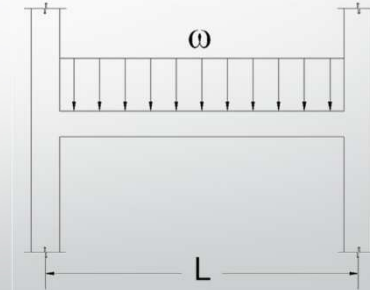


Una vez halladas las cargas permanente CP y temporal CT sobre el entrepiso (por unidad de área, kg/m² o Ton/m²) se calculan los valores asociados a cada viga, es decir, por unidad de longitud (kg/m o Ton/m). Éstos últimos se les designa con la letra griega *omega* ω .

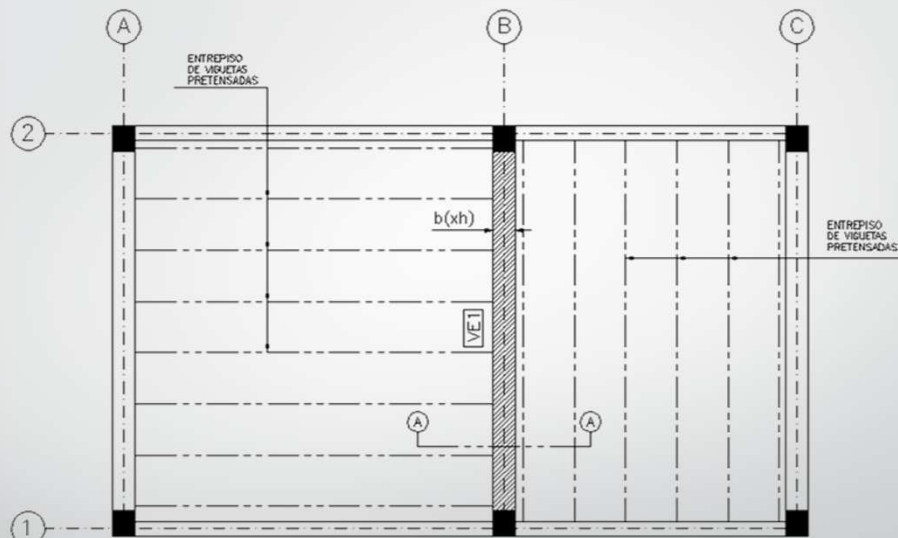
Para esto, se debe definir el correspondiente **ancho triburario** b_{trib} de la viga en estudio y aplicar posteriormente las siguientes fórmulas:

$$\omega_{CP} = CP \cdot b_{trib}$$

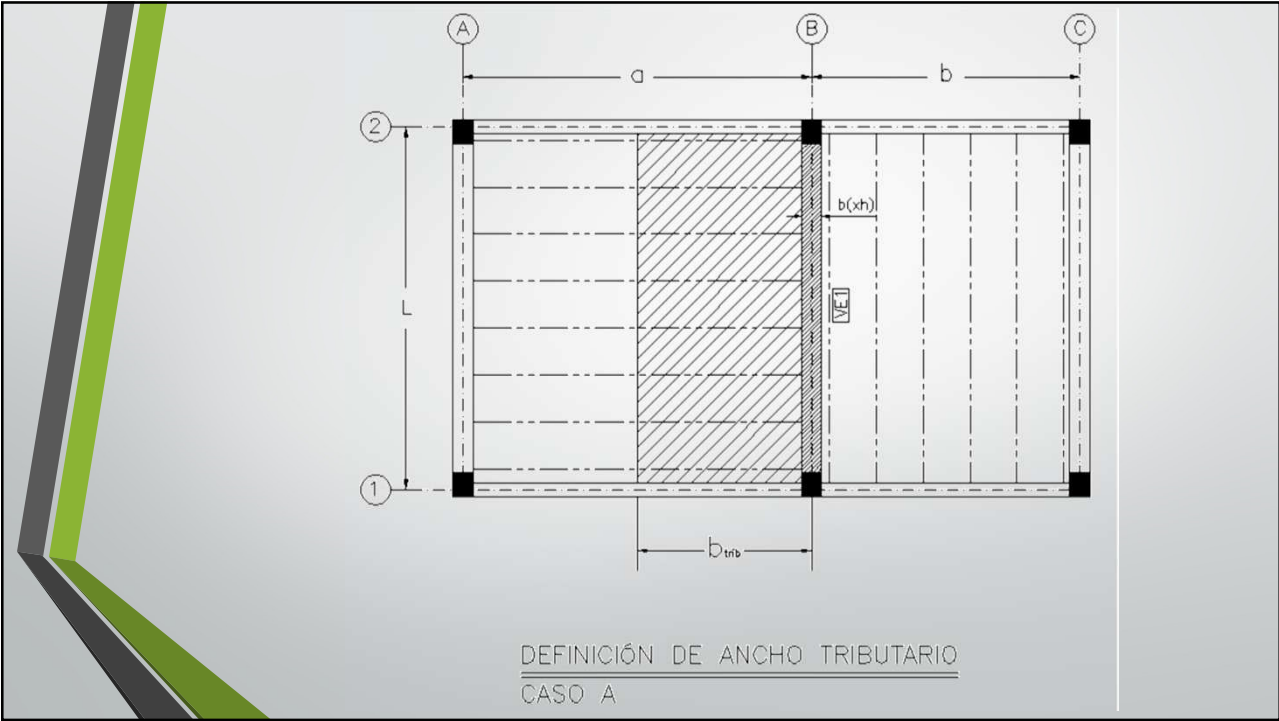
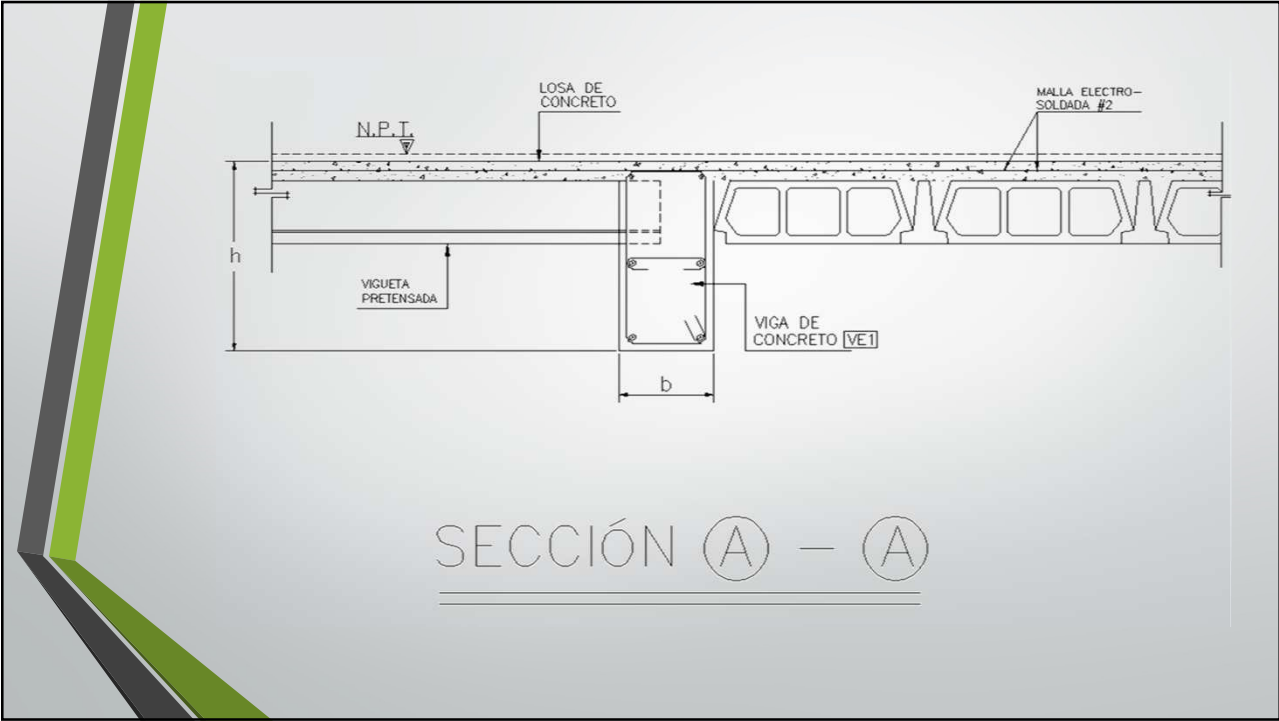
$$\omega_{CT} = CT \cdot b_{trib}$$

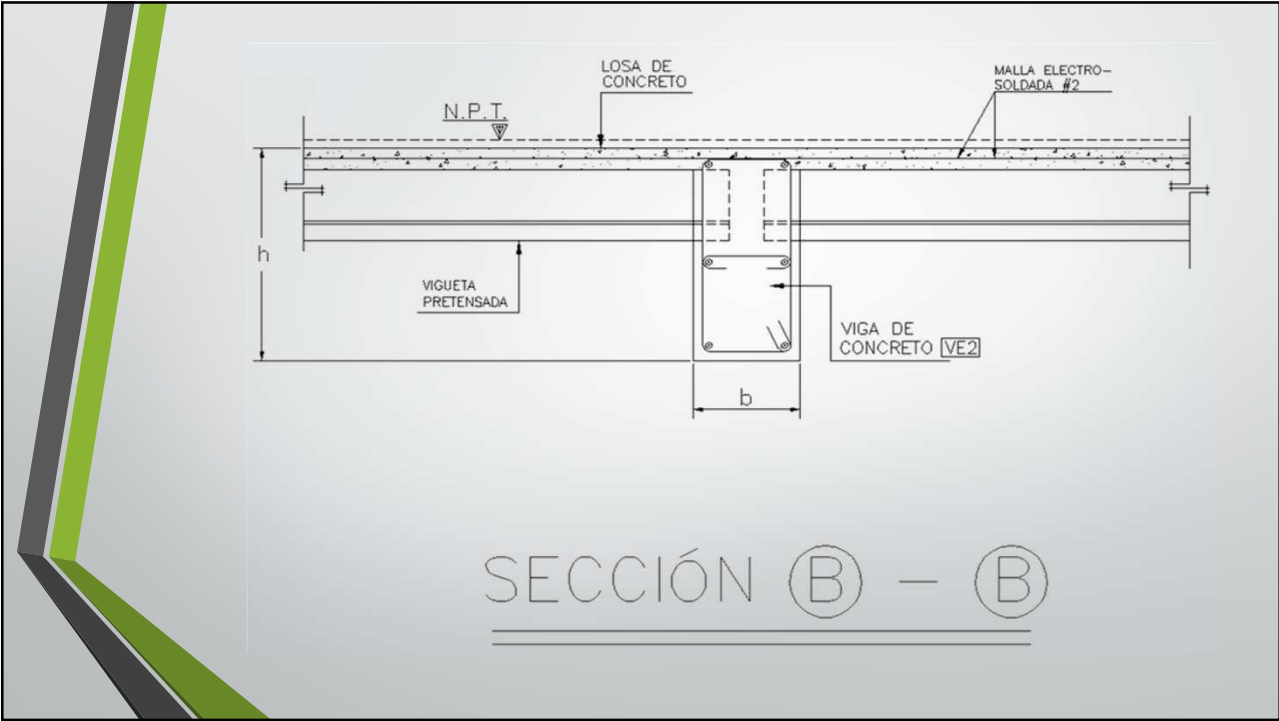
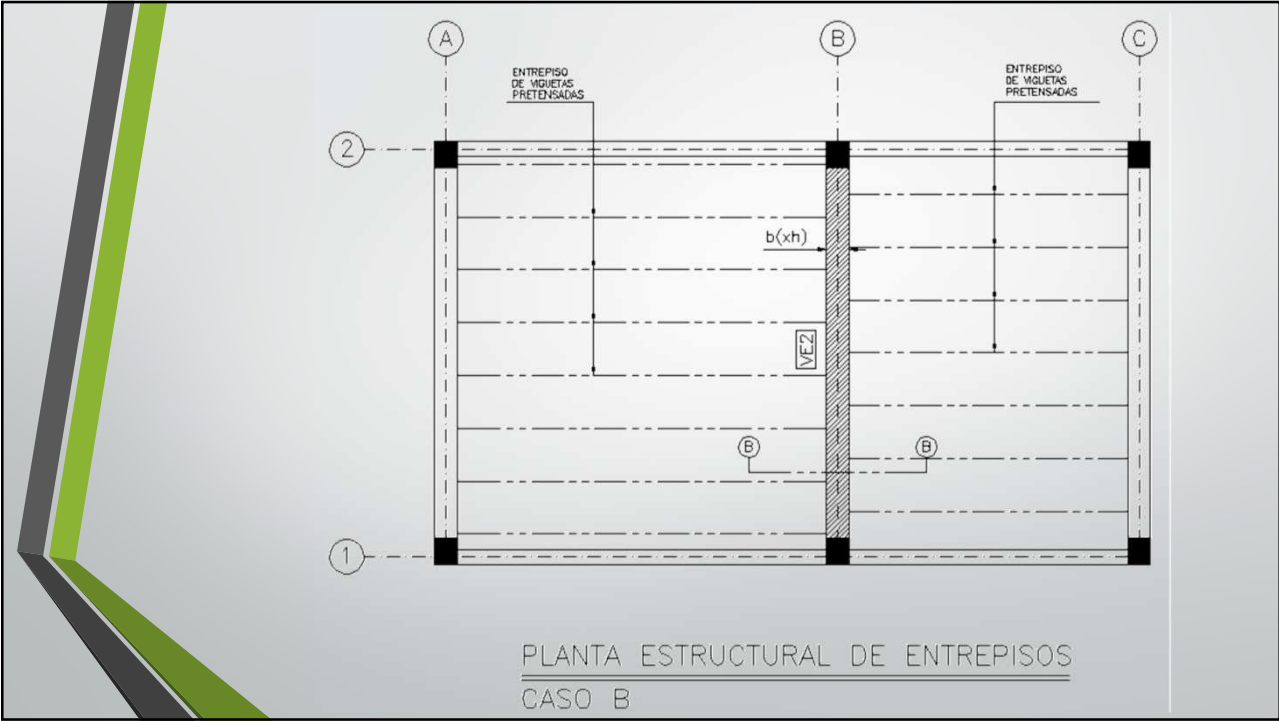


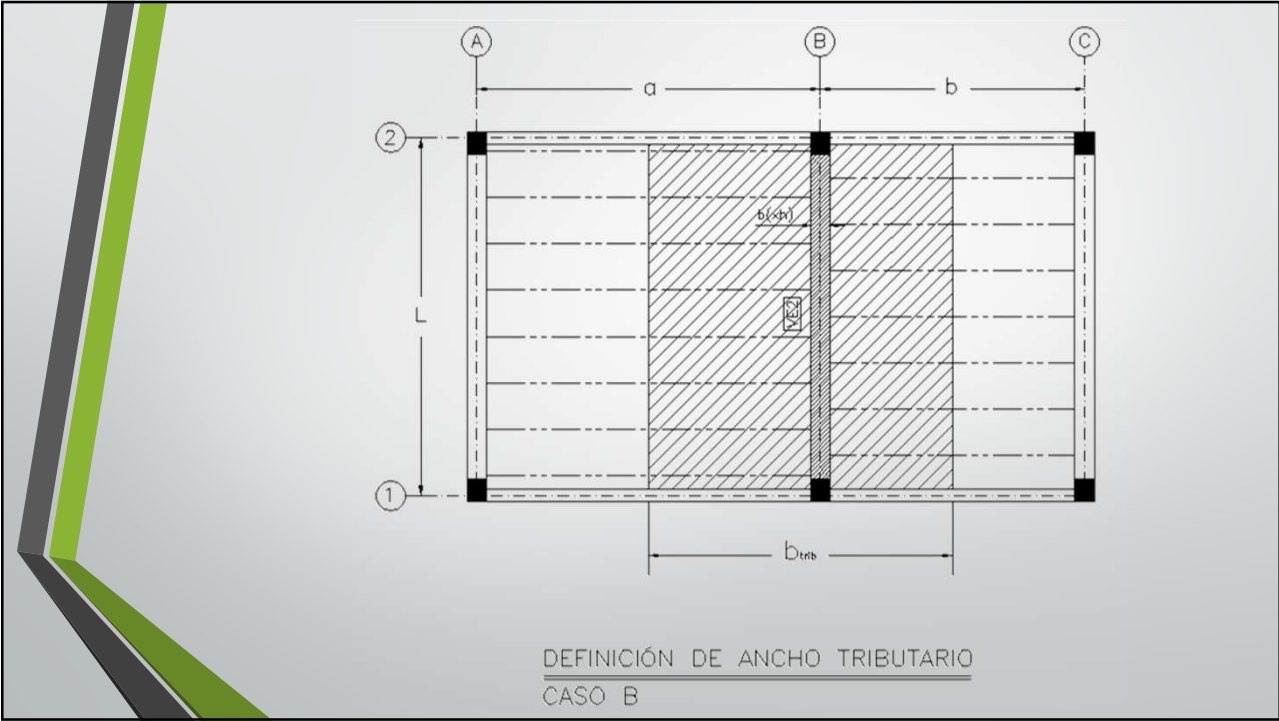
Al valor de ω_{CP} se debe añadir el peso propio de la viga en unidades consistentes.



PLANTA ESTRUCTURAL DE ENTREPISOS
CASO A



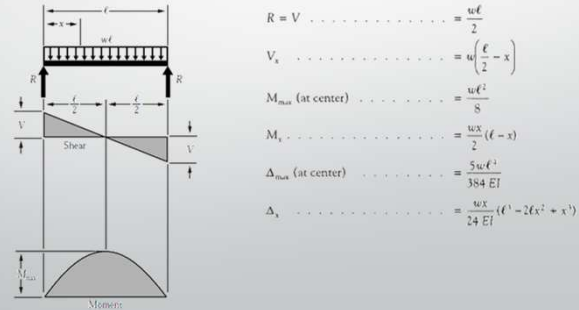




Los valores máximos de fuerzas internas (cortante V y momento M) a ser usadas en el diseño de un elemento depende del tipo y ubicación de los apoyos.

Para esto, es fundamental contar con los diagramas respectivos que se pueden efectuar manualmente empleando fórmulas para los casos de carga y apoyos más frecuentes en vigas (Ver archivo suministrado "**Fórmulas de vigas**") o a través de un *software* de Análisis Estructural. Por ejemplo:

Figure 1 Simple Beam – Uniformly Distributed Load



Selección del tipo de entrepiso

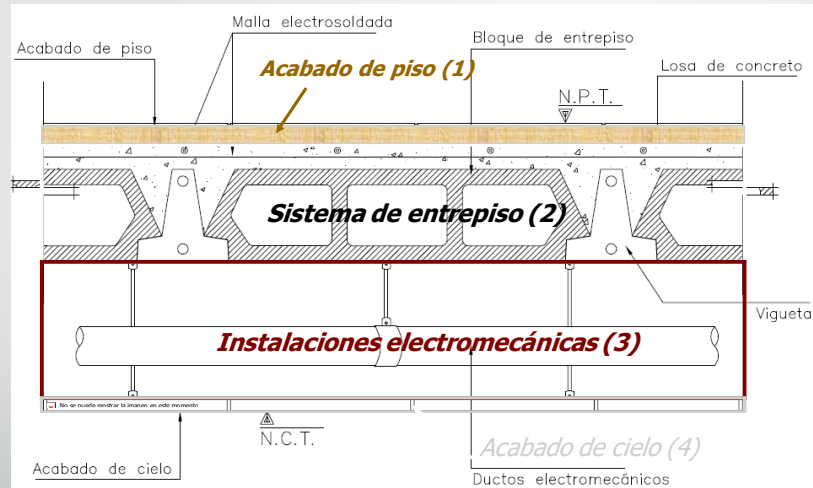
Para determinar el tipo de *vigueta* o *losa extruida (LOSA-LEX)* más adecuado para un sector dado de entrepiso, existe una metodología muy simple que consiste en calcular la sobrecarga impuesta por las cargas gravitacionales (permanente y temporal).

$$Sobrecarga = CP_{adic} + CT$$

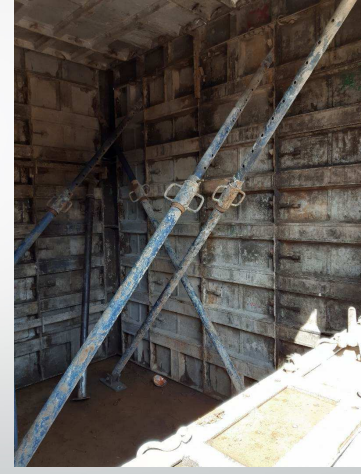
CP_{adic} : carga permanente sin incluir el peso propio del sistema [kg/m²]

CT : carga temporal de acuerdo al uso que se le dará a ese entrepiso [kg/m²]

Posteriormente se determina si el perfil seleccionado admite la luz que se está considerando en el proyecto. En caso contrario, se debe proponer otra sección.



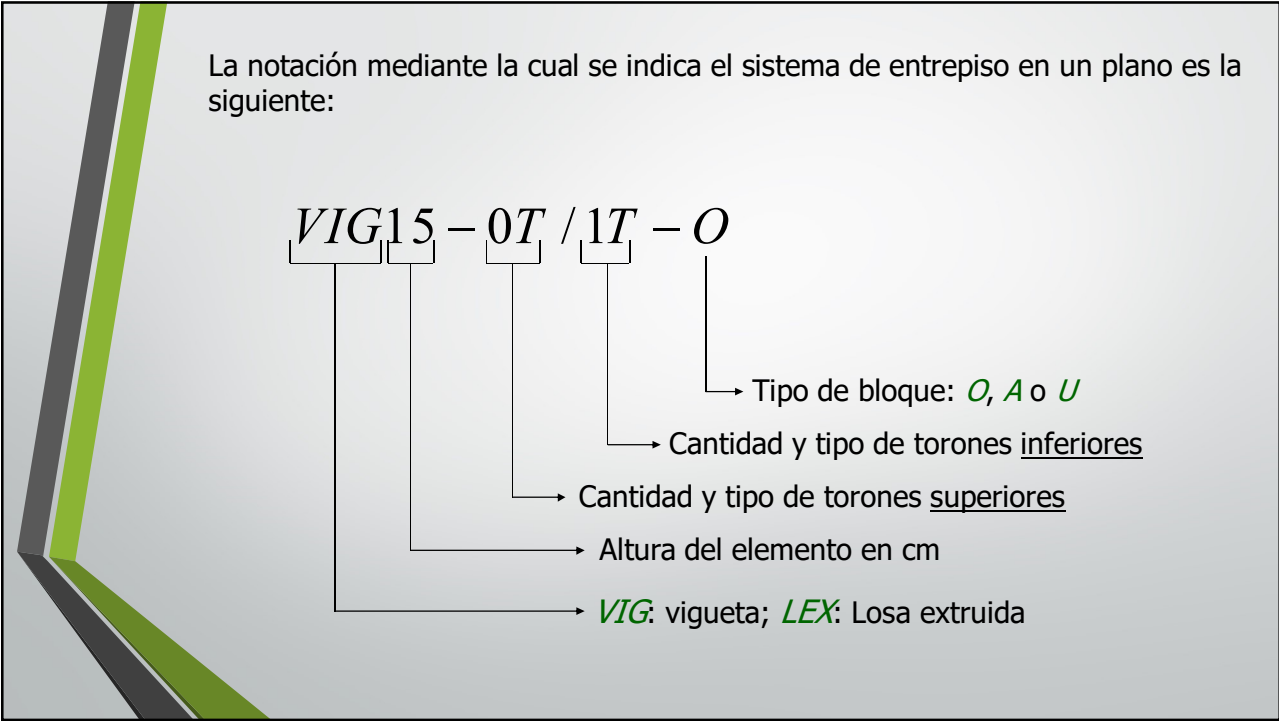
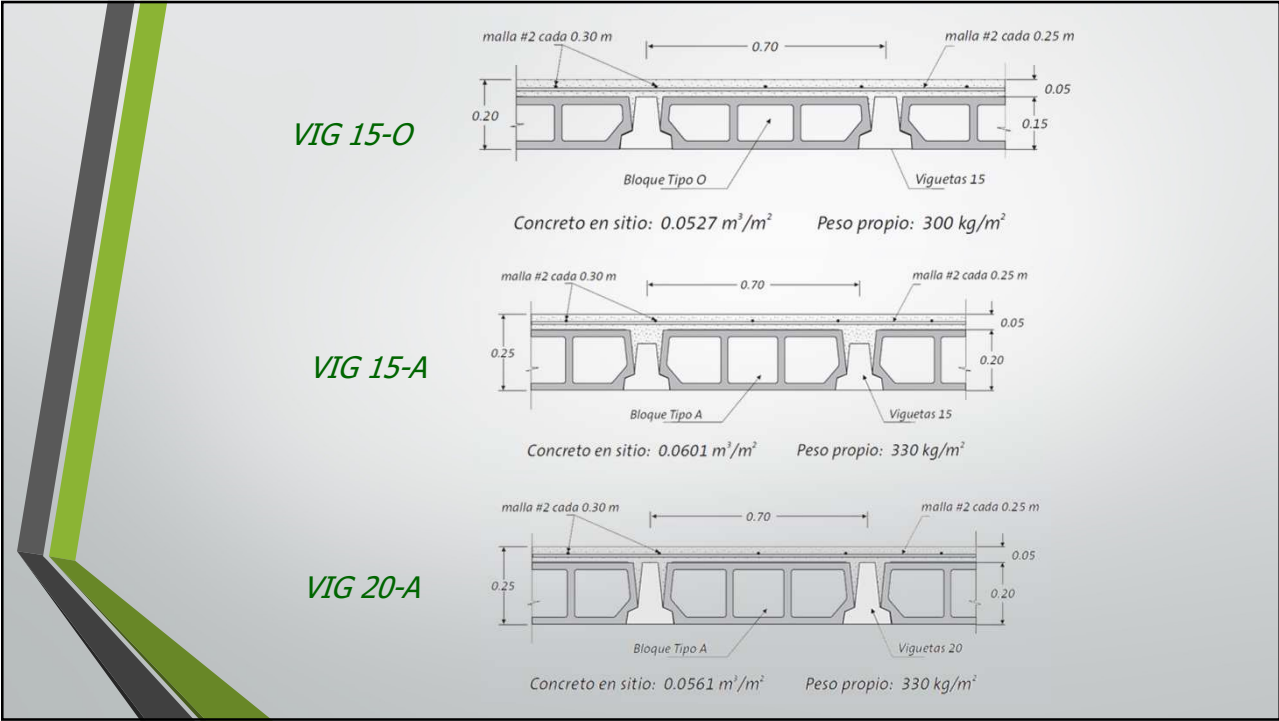
Configuración típica de un entrepiso de viguetas pretensadas




Ejemplos de apuntalamiento de entrepiso

OBSERVACIONES IMPORTANTES

- Los entrepisos de vigueta de 20cm y bloques tipo *U* con luces libres mayores a 7.25m pueden experimentar vibraciones perceptibles según el uso.
- Los entrepisos de vigueta de 20cm ó 15cm y bloques tipo *A* con luces libres mayores a 6.00m pueden experimentar vibraciones perceptibles según el uso.
- Los entrepisos de vigueta de 15cm y bloques tipo *O* ó *K* con luces libres mayores a 5.50m pueden experimentar vibraciones perceptibles según el uso.



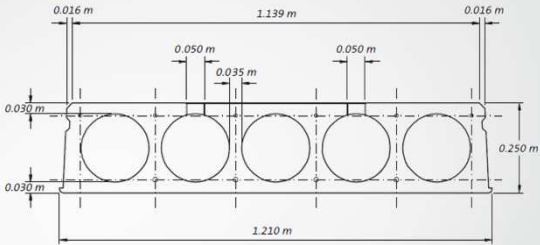



1 Torón (parte superior)

2 Torones (parte superior)




Ejemplo de entrepiso con la alternativa VIG 15-A



0.016 m, 1.139 m, 0.016 m, 0.050 m, 0.035 m, 0.050 m, 0.090 m, 0.250 m, 1.210 m

Losa Lex 25 cm



*Apoyos de losas extruidas en viga prefabricada.
Nótese las ménsulas en la viga de manera que no se interfiera el paso de los aros*

A photograph of a construction site showing a concrete slab under preparation. The slab is supported by precast beams. A grid of steel reinforcement bars (rebar) is laid out on the slab. In the background, other parts of the building are under construction, with workers visible on a higher level.Two photographs showing a construction site. The left photo shows a large area of a concrete slab with a grid of rebar. The right photo shows a close-up of precast beams and a concrete slab, with a worker visible in the background.

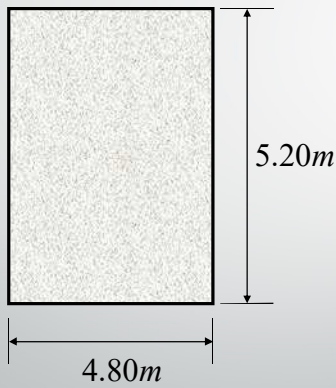
Ejemplo de entrepiso que combina ambos sistemas (Viguetas y LOSALEX)



Sistemas de apuntalamiento de entrecimso y vigas de concreto reforzado

Semana 4 Ejemplo 1: Determinación del sistema de entrecimso

Determinar cuál es el sistema de entrecimso (dentro de la categoría de pretensados) más apropiado para el sector que se muestra a continuación.



De la propuesta arquitectónica se desprenden las siguientes cargas:

- Acabado piso: 75kg/m²
- Instalaciones E/M: 40 kg/m²
- Acabado de cielo: 50 kg/m²

Uso del entrecimso: Apartamentos.

Planta

SOLUCIÓN

Primeramente se calcula la sobre carga *SC*.

- Acabado piso: 75kg/m²
 - Instalaciones E/M: 40 kg/m²
 - Acabado de cielo: 50 kg/m²
- Carga Permanente Adicional **CP_{adic}** 165 kg/m²

Carga Temporal **CT**: **200 kg/m²**

$$S.C. = 165 + 200 = 365 \frac{kg}{m^2} \approx 400 \frac{kg}{m^2}$$

Con este valor se ingresa a la Tabla (proporcionada por el fabricante) para escoger un sistema cuya luz máxima sea mayor que la luz propuesta por el diseñador en la planta de entrepisos.

Tabla 8.2 Entrepisos de vigueta con sobrelosa de 5 cm y con resistencia de 210 kg/cm²

Tipo de vigueta	VIG 15 O		VIG 15 A		VIG 20 A	
Peso de las viguetas	49 kg/m ²		49 kg/m ²		58 kg/m ²	
Peso del concreto*	126 kg/m ²		144 kg/m ²		135 kg/m ²	
Peso de los bloques	124 kg/m ²		137 kg/m ²		137 kg/m ²	
Fuerza de pretensión	7280 kgf	7280 kgf	7280 kgf	7280 kgf	7280 kgf	7280 kgf
Sobrecarga** CM _{adic} + CV (kg/m ²)	CLARO (m) sin apuntalamiento	CLARO (m) con apuntalamiento	CLARO (m) sin apuntalamiento	CLARO (m) con apuntalamiento	CLARO (m) sin apuntalamiento	CLARO (m) con apuntalamiento
200	5.18	6.00	4.98	6.50	6.36	7.50
250	5.07	6.00	4.98	6.50	6.36	7.50
300	4.95	5.83	4.98	6.50	6.34	7.50
350	4.83	5.60	4.92	6.29	6.20	7.28
400	4.73	5.39	4.84	6.07	6.07	7.02
450	4.63	5.21	4.77	5.88	5.94	6.79
500	4.54	5.04	4.70	5.70	5.82	6.59
550	4.45	4.89	4.64	5.53	5.71	6.40
600	4.37	4.76	4.58	5.38	5.60	6.22
650	4.29	4.63	4.52	5.24	5.50	6.06
700	4.22	4.51	4.46	5.11	5.41	5.91
750	4.15	4.40	4.41	4.99	5.32	5.67
800	4.08	4.30	4.35	4.88	5.23	5.42
850	4.02	4.21	4.30	4.78	5.15	5.19
900	3.96	4.12	4.25	4.68	4.98	4.98
950	3.90	4.03	4.20	4.59	4.79	4.79
1000	3.85	3.96	4.16	4.50	4.61	4.61

Es común en la práctica, orientar las viguetas en el sentido corto (para este problema L=4.8m). Por tanto para esta longitud, se puede proponer el sistema **VIG 15-O con apuntalamiento** cuya longitud máxima admisible es 5.39m.

De la tabla, se obtiene el peso total del sistema: losa + viguetas + bloques.

$$CP_{ent} = 49 + 126 + 124 = 299 \frac{kg}{m^2} \approx 300 \frac{kg}{m^2}$$

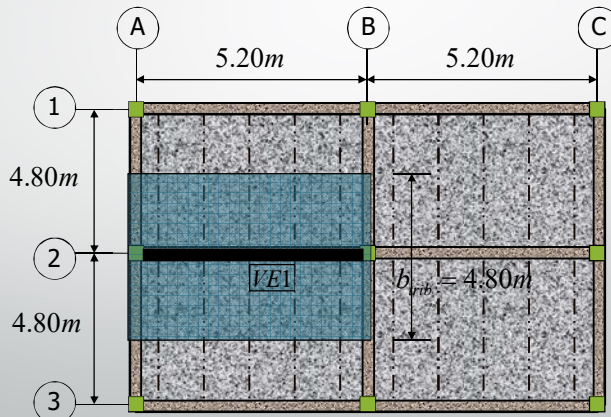
Por lo tanto, la carga permanente total del entrepiso resulta de sumar todos los rubros:

- (1) Acabado piso:	75 kg/m ²
- (2) Instalaciones E/M:	40 kg/m ²
- (3) Acabado de cielo:	50 kg/m ²
- (4) Peso entrepiso CP _{ent}	300 kg/m ²
CP_{total}	465 kg/m²

Semana 4 Ejemplo 2: Determinación de las fuerzas internas en una viga

Calcular los valores máximos (últimos) de cortante *V* y momento *M* que deben ser empleados en el diseño de la viga **VE1** de 25x55cm.

Suponga que el entrepiso propuesto corresponde al del ejemplo anterior y la viga está simplemente apoyada.



SOLUCIÓN

Del ejercicio anterior se conocen las carga de entrepiso (fuerza por unidad de área):

Carga Permanente (total) **CP_{total} 465 kg/m²**
 Carga Temporal **CT: 200 kg/m²**

Ahora se calculan las cargas distribuidas sobre la viga (fuerza por unidad de longitud):

$$\omega_{CP} = CP \cdot b_{trib} + p \cdot p_{viga}$$

$$\omega_{CP} = 465 \frac{kg}{m^2} \cdot 4.8m + 330 \frac{kg}{m} \Rightarrow \omega_{CP} = 2562 \frac{kg}{m}$$

$$\omega_{CT} = CT \cdot b_{trib}$$

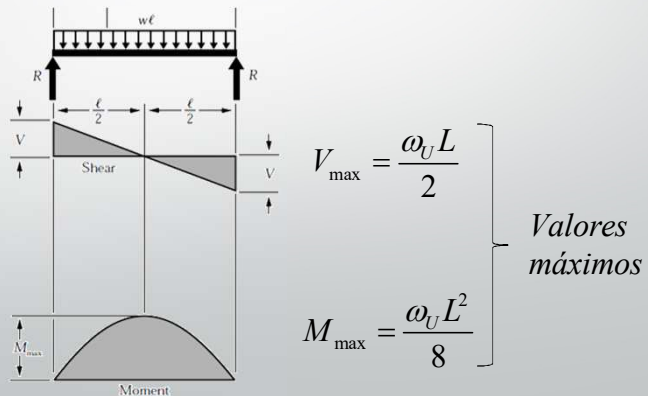
$$\omega_{CT} = 200 \frac{kg}{m^2} \cdot 4.8m \Rightarrow \omega_{CT} = 960 \frac{kg}{m}$$

Se aplican las combinaciones de carga estipuladas en el CSCR-10 para hallar el valor crítico.

$$\omega_{U1} = 1.4\omega_{CP} = 1.4 \cdot 2562 \frac{kg}{m} \Rightarrow \omega_{U1} = 3587 \frac{kg}{m}$$

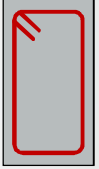
$$\omega_{U2} = 1.2\omega_{CP} + 1.6\omega_{CT} = 1.2 \cdot 2562 \frac{kg}{m} + 1.6 \cdot 960 \frac{kg}{m} \Rightarrow \omega_{U2} = 4610 \frac{kg}{m} \leftarrow \text{Rige !}$$


Considerando a la viga como simplemente apoyada, el modelo de análisis es:



$$V_U = \frac{4610 \frac{kg}{m} \cdot 5.2m}{2} \Rightarrow V_U = 11986kg \longrightarrow \text{Valor a emplear en el cálculo de los aros}$$

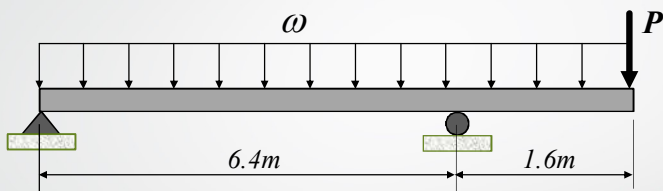
$$M_U = \frac{4610 \frac{kg}{m} \cdot (5.2m)^2}{8} \Rightarrow M_U = 15582kg \cdot m \longrightarrow \text{Valor a emplear en el cálculo del refuerzo longitudinal}$$





Semana 4 Ejemplo 3: Determinación de las fuerzas de diseño en una viga

Calcular los valores máximos de de cortante V y momento M que deben ser empleados en el diseño de la viga (30x65cm) que se muestra.



Las cargas de diseño son:

<i>Patrón de carga</i>	<i>Carga permanente</i>	<i>Carga temporal</i>
Distribuida ω	2700 kg/m ^[1]	1500 kg/m
Puntual P	1620 kg	-

^[1]No incluye el peso propio de la viga

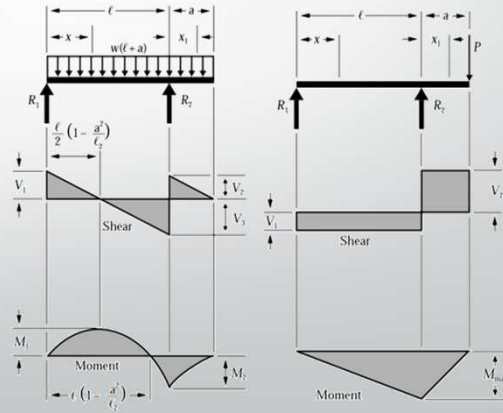
SOLUCIÓN

Cuando el patrón de cargas incluye cargas distribuidas y puntuales, una estrategia muy conveniente es aplicar el Principio de Superposición. Es decir, se determinan los diagramas para cada tipo de carga (permanente y temporal) para luego aplicar las combinaciones de carga del CSCR-10.

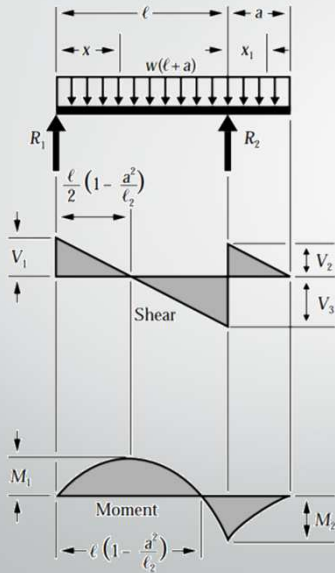
Según la ubicación de los apoyos y las cargas actuantes aplican los siguientes casos [1]:

$$\begin{cases} l = 6.4m \\ a = 1.6m \end{cases}$$

[1] Referirse al archivo “**Fórmulas de vigas**” que se encuentra disponible en la página web del curso.



Carga distribuida permanente únicamente:



$$\omega_{CP} = \omega_{entrep} + p \cdot p_{viga} = 2700 + 468 = 3168 \frac{kg}{m}$$

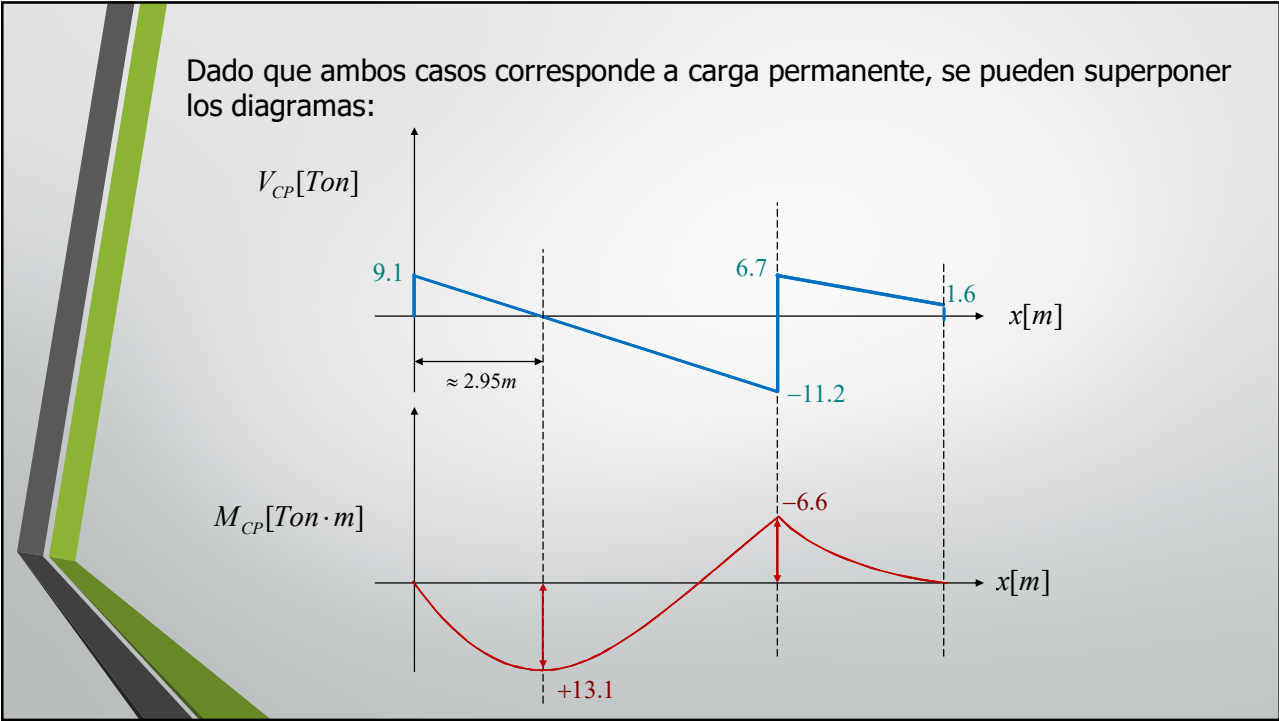
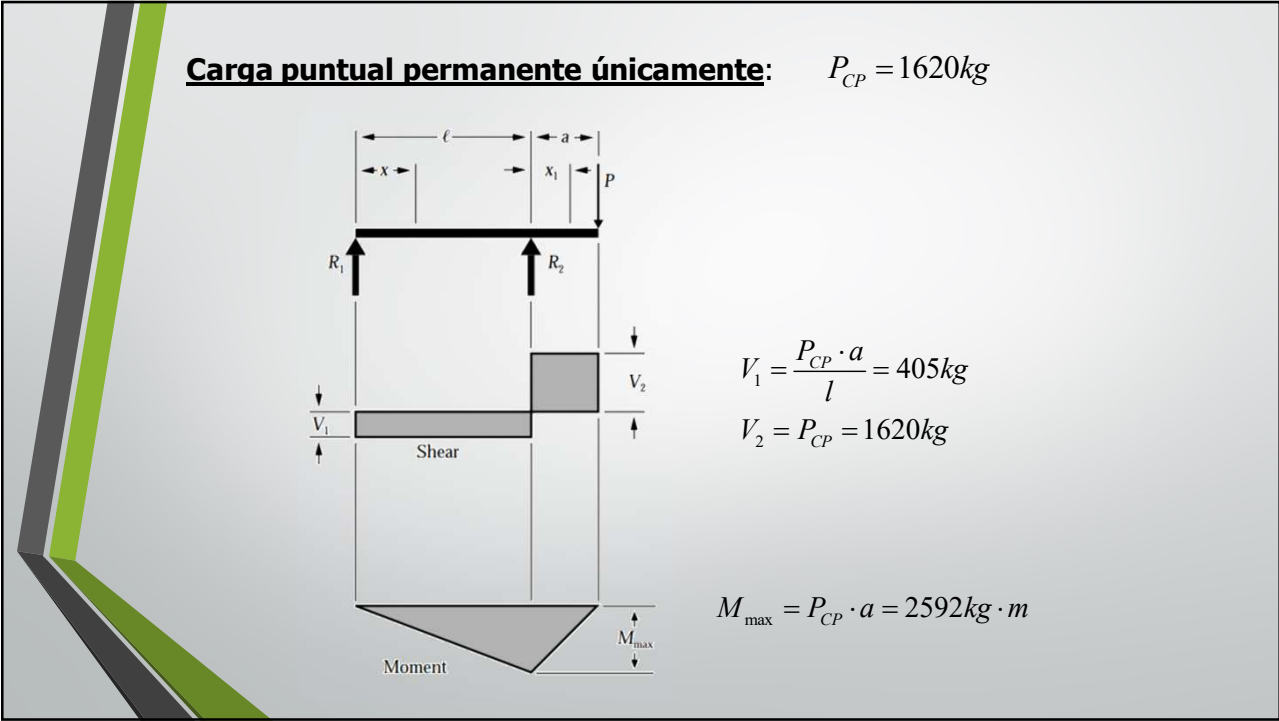
$$V_1 = \frac{\omega_{CP}}{2l} (l^2 - a^2) = 9504kg$$

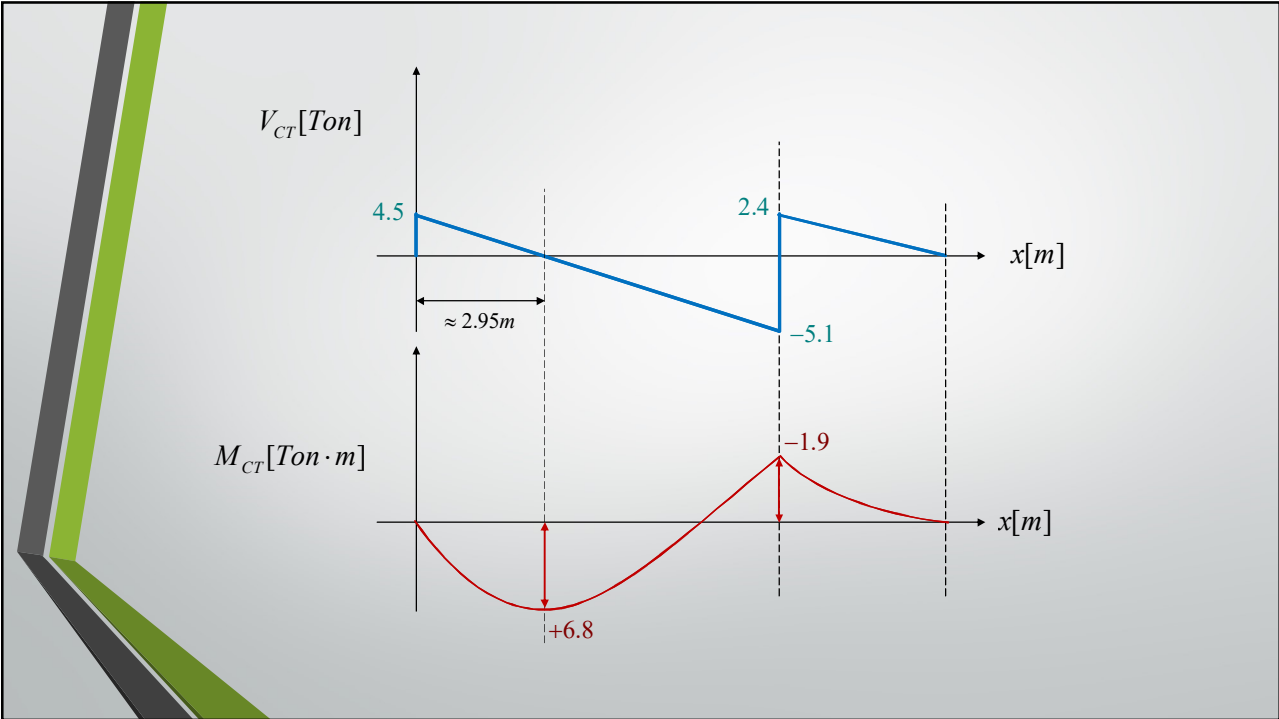
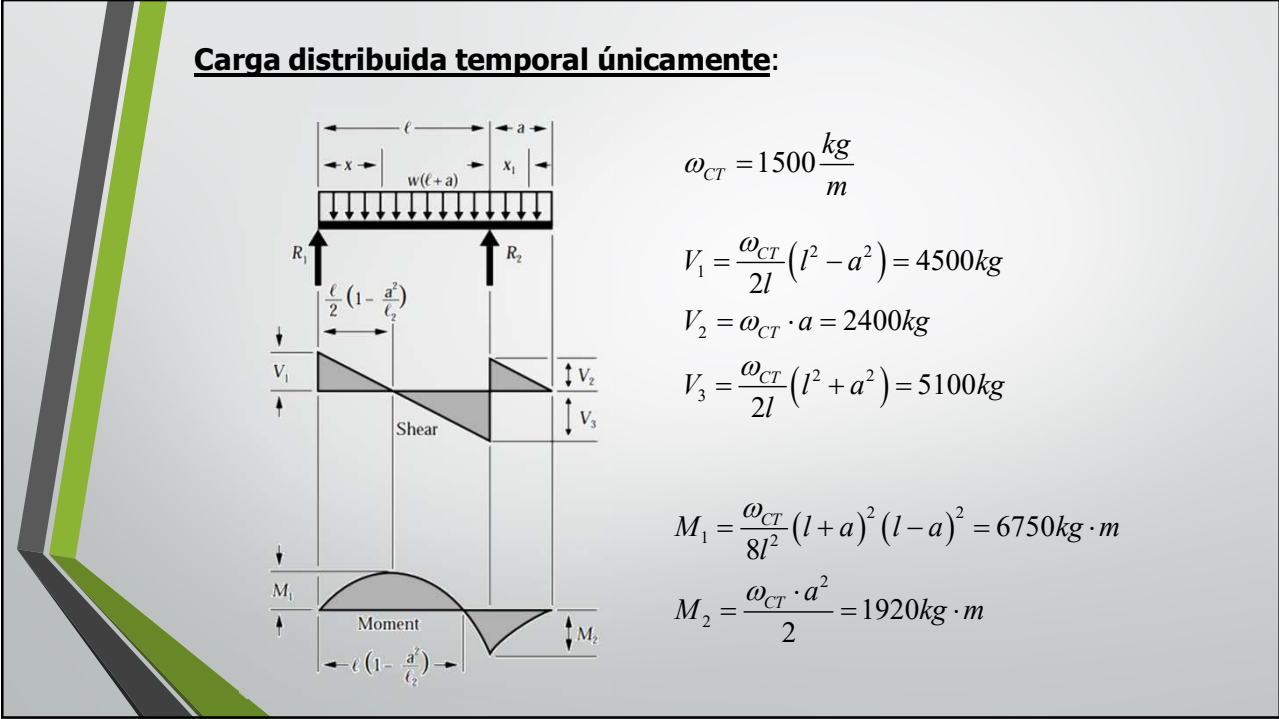
$$V_2 = \omega_{CP} \cdot a = 5068.8kg$$

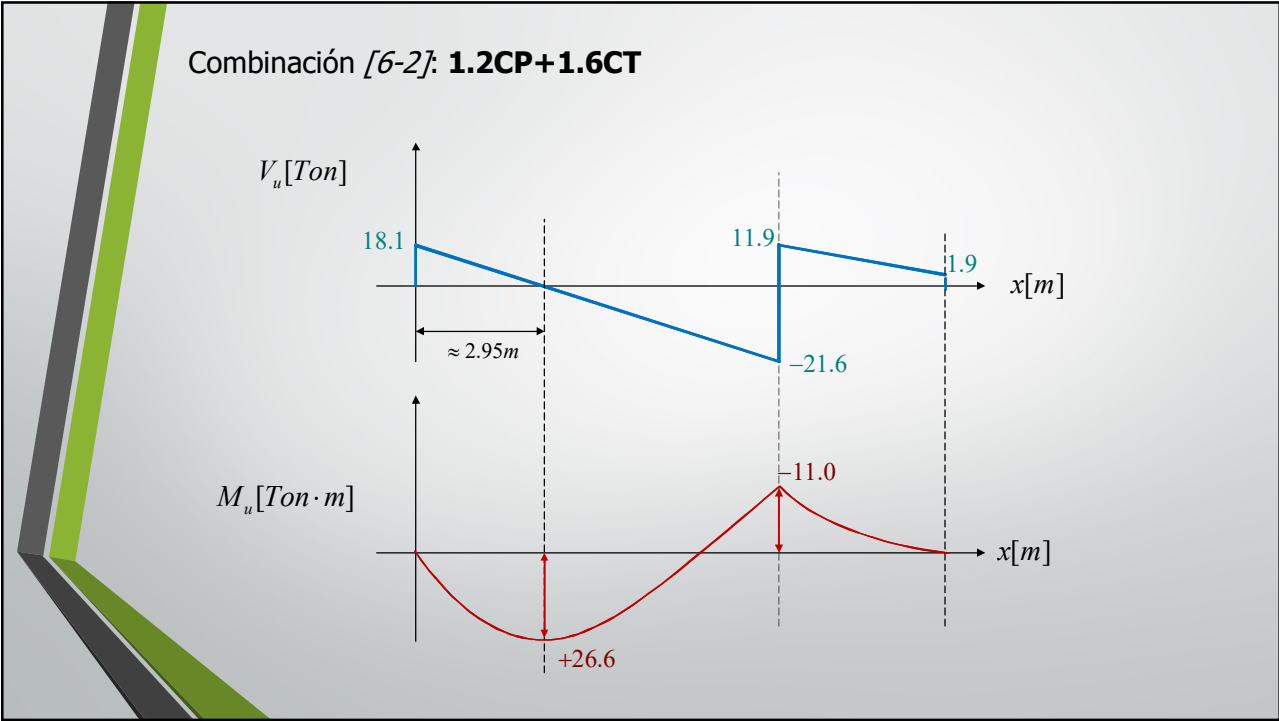
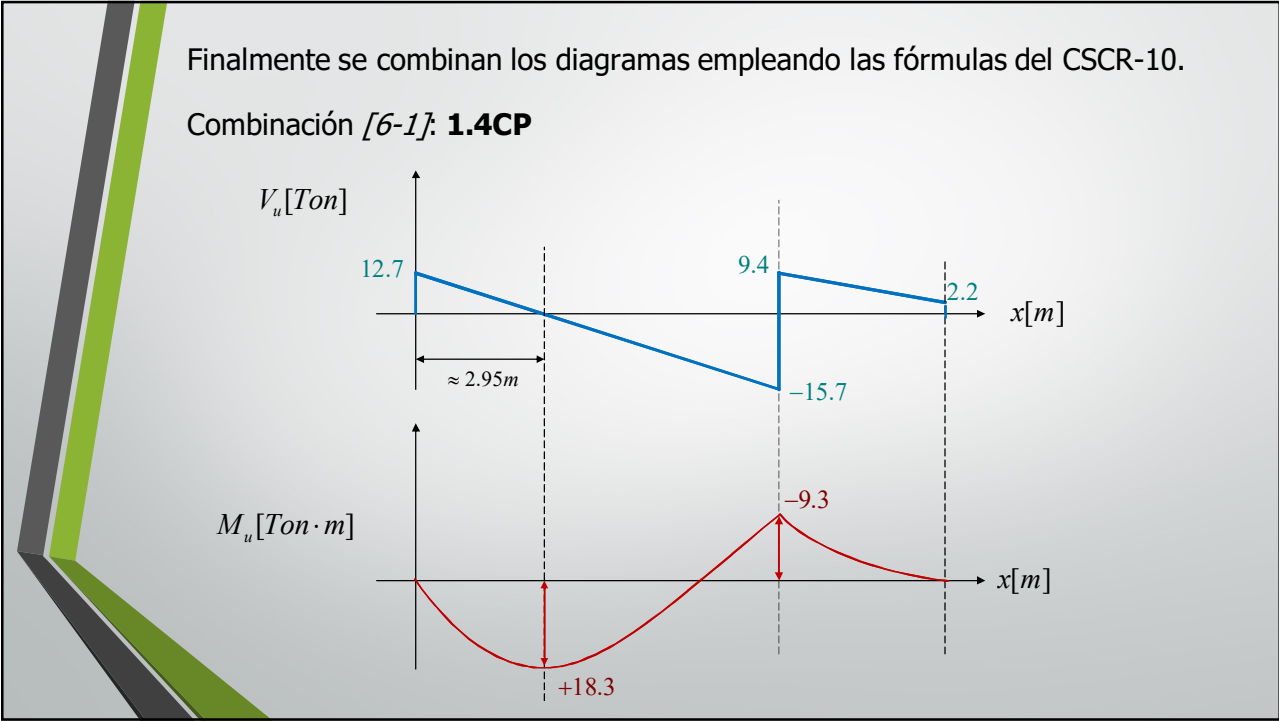
$$V_3 = \frac{\omega_{CP}}{2l} (l^2 + a^2) = 10771.2kg$$

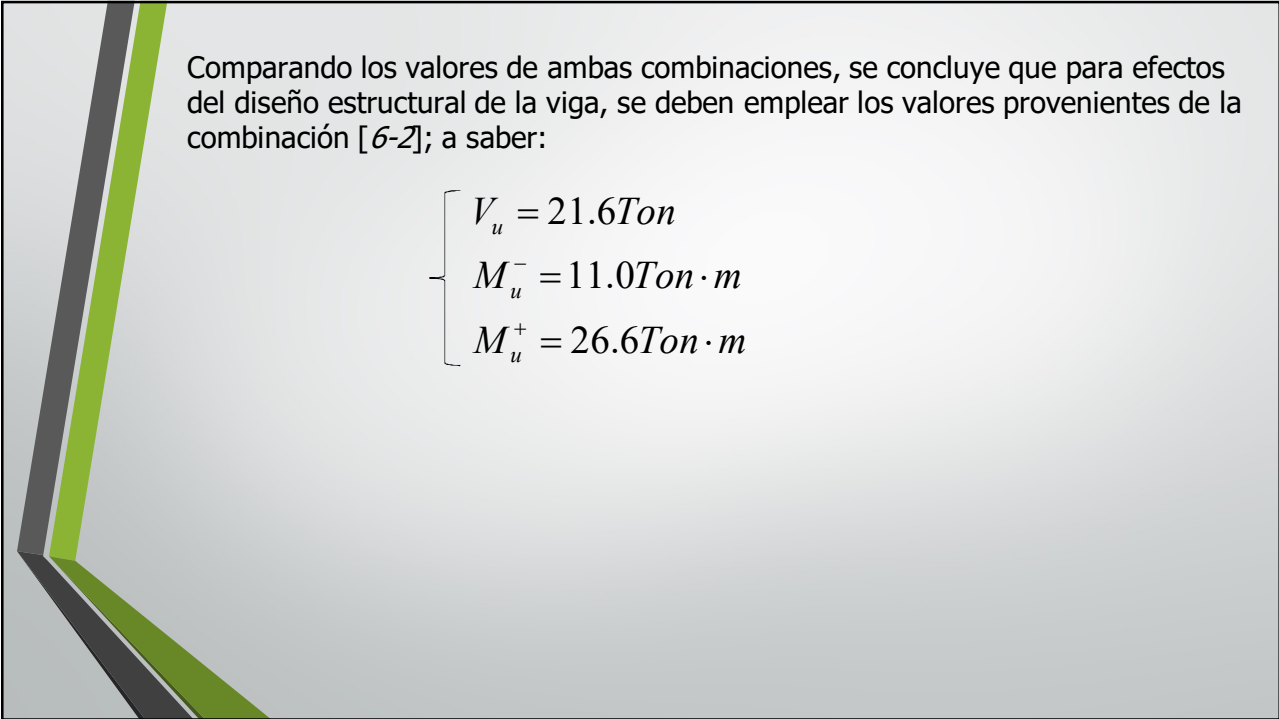
$$M_1 = \frac{\omega_{CP}}{8l^2} (l+a)^2 (l-a)^2 = 14256kg \cdot m$$

$$M_2 = \frac{\omega_{CP} \cdot a^2}{2} = 4055.04kg \cdot m$$









Comparando los valores de ambas combinaciones, se concluye que para efectos del diseño estructural de la viga, se deben emplear los valores provenientes de la combinación [6-2]; a saber:

$$\left\{ \begin{array}{l} V_u = 21.6Ton \\ M_u^- = 11.0Ton \cdot m \\ M_u^+ = 26.6Ton \cdot m \end{array} \right.$$