



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

**Diseño estructural de casa
habitación a través del método
simplificado y el método de
columna ancha**

TESIS

Que para obtener el título de

Ingeniero Civil

P R E S E N T A

Gerardo Alejandro De la Torre Téllez

DIRECTOR DE TESIS

M.I. José Álvaro Pérez Gómez



Ciudad Universitaria, Cd. Mx., 2019

Dedico esta tesis:

A mis padres por su apoyo incondicional.

A mi amor quien me alentó a continuar.

A familiares y amigos que estuvieron a mi lado.

*Y a la Universidad por el conocimiento
adquirido.*

Diseño estructural de casa habitación a través del método simplificado y el método de columna ancha

Introducción

1. Descripción del proyecto	6
1.1 Generalidades	6
1.1.1 Ubicación	6
1.1.2 Relieve	7
1.1.3 Geología	7
1.1.4 Clima	7
1.2 Requerimientos técnicos	8
1.2.1 Normatividad	8
1.2.2 Instalaciones	8
<i>Instalación hidráulica</i>	
<i>Instalación sanitaria</i>	
<i>Instalación eléctrica</i>	
<i>Otras instalaciones</i>	
1.3 Descripción arquitectónica	12
1.3.1 Perfil de fachadas	12
<i>Balcones</i>	
1.3.2 Dimensiones de locales	12
1.3.3 Ventanas	12
1.3.4 Puertas	13
1.3.5 Pasillos	13
1.3.6 Escaleras	13
1.4 Propiedades de los materiales	14
1.4.1 Mampostería	14
<i>Piedras naturales</i>	
<i>Piezas artificiales</i>	
<i>Cemento portland</i>	
<i>Cal hidratada</i>	
<i>Agregado fino</i>	
<i>Agua</i>	
<i>Mortero</i>	
<i>Muros de mampostería</i>	
<i>Mampostería de piedras naturales</i>	
1.4.2 Concreto	30
<i>Materiales componentes</i>	
<i>Proporcionamiento de mezclas de concreto</i>	
<i>Consolidación</i>	
<i>Endurecimiento y curado</i>	
<i>Peso volumétrico</i>	
<i>Resistencia a compresión</i>	
<i>Módulo de elasticidad</i>	
1.4.3 Acero de refuerzo	36
<i>Varillas corrugadas</i>	
<i>Castillos electrosoldados</i>	
<i>Esfuerzo de fluencia</i>	
<i>Módulo de elasticidad</i>	
1.5 Estructuración	39
1.5.1 Muros confinados	40
<i>Castillos</i>	
<i>Dalas</i>	
1.5.2 Sistema de piso	49
<i>Losa maciza</i>	
1.5.3 Cimentación	53
<i>Zapatatas</i>	
1.5.4 Elementos no estructurales	57

1.6	Resumen de los resultados	60
2.	Análisis estructural	
2.1	Análisis de cargas	83
2.1.1	Intensidades de diseño	83
2.1.2	Cargas permanentes <i>Carga muerta</i>	84
2.1.3	Cargas variables <i>Cargas vivas</i>	86
2.1.4	Cargas accidentales	88
2.1.5	Bajada de cargas <i>Cargas transmitidas a losas</i> <i>Cargas transmitidas a dalas o trabes</i> <i>Cargas trasmitidas a muros</i>	88
2.2	Análisis sísmico	91
2.2.1	Zonificación	92
2.2.2	Condiciones de regularidad <i>Requisitos según CFE-Sismo 2015</i>	93
2.2.3	Espectro para diseño sísmico <i>Tipo de estructura</i> <i>Tipo de suelo</i> <i>Tipo de espectro de diseño sísmico</i> <i>Factores que modifican el espectro transparente</i> <i>Espectro de diseño modificado para prevención del colapso</i> <i>Espectro de diseño para el estado límite de servicio</i>	96
2.2.4	Análisis sísmico estático <i>Valuación de fuerzas sin estimar el periodo estructural</i> <i>Valuación de fuerzas sísmicas estimando el periodo estructural</i> <i>Momentos torsionantes</i>	107
2.2.5	Factores de carga	110
2.2.6	Combinaciones de carga	111
2.3	Método simplificado	112
2.3.1	Fundamentos teóricos	113
2.3.2	Requisitos	115
2.3.3	Revisión por entrepiso según CFE-2015 <i>Cortante de entrepiso de diseño</i> <i>Resistencia de entrepiso</i>	119
2.3.4	Revisión por entrepiso según NTC-Mampostería 2017 <i>Cortante de diseño de entrepiso</i> <i>Resistencia a corte de entrepiso</i>	121
2.4	Método de columna ancha	122
2.4.1	Condiciones de diseño	122
2.4.2	Propiedades de la sección <i>Área transversal</i> <i>Inercia de la sección</i> <i>Área de cortante</i> <i>Constante de torsión</i>	123
2.4.3	Modelación <i>Anchos efectivos de vigas</i> <i>Muros bajo ventanas</i> <i>Muros en T o L</i> <i>Murete en esquina</i> <i>Muros largos</i> <i>Dinteles</i> <i>Sección de trabe infinita</i> <i>Losas</i> <i>Sección agrietada</i>	125
2.4.4	Calibración del modelo <i>Cortante basal mínimo</i>	129
2.5	Revisión de estados límite	130

2.5.1	Revisión de desplazamientos horizontales <i>Desplazamientos horizontales para límite de servicio</i> <i>Desplazamientos horizontales para seguridad contra colapso</i>	131
2.5.2	Revisión de desplazamientos verticales <i>Deflexiones en elementos no presforzados</i>	132
2.6	Elementos mecánicos	136
2.6.1	Muros y columnas <i>Carga axial</i> <i>Flexocompresión</i> <i>Cortante</i>	136
2.6.2	Vigas y cerramientos <i>Momento flexionante y cortante</i>	137
2.7	Resumen de los resultados	138
3.	Diseño de elementos estructurales	
3.1	Elementos en compresión	174
3.1.1	Muros de mampostería	174
3.1.2	Columnas	176
3.2	Elementos en flexión	177
3.2.1	Vigas y cerramientos <i>Requisitos generales</i> <i>Resistencia a flexión</i>	177
3.2.2	Losas apoyadas perimetralmente <i>Método de los coeficientes</i> <i>Cargas lineales</i>	181
3.2.3	Losas en cantiliver	184
3.2.4	Losas no apoyadas perimetralmente <i>Método de las franjas</i>	184
3.3	Elementos sujetos a carga axial y flexión	186
3.3.1	Muros de mampostería <i>Método optativo</i>	186
3.3.2	Columnas <i>Flexocompresión uniaxial</i> <i>Flexocompresión biaxial</i>	187
3.4	Elementos sujetos a fuerza cortante	189
3.4.1	Muros de mampostería <i>Fuerza cortante resistida por la mampostería</i> <i>Fuerza resistida por el acero de refuerzo horizontal</i> <i>Fuerza resistida por malla de alambre</i> <i>Método optativo</i>	189
3.4.2	Vigas y cerramientos <i>Requisitos generales</i> <i>Fuerza resistida por el concreto</i> <i>Fuerza resistida por el acero</i>	192
3.4.3	Columnas <i>Requisitos para refuerzo transversal</i>	194
3.4.4	Losas apoyadas perimetralmente	195
3.5	Resumen de los resultados	196
3.6	Planos estructurales	215
4.	Conclusiones	
	Bibliografía	

Introducción

A través de los años la república mexicana ha sido objeto de sismos de diferente intensidad y magnitud debido a la presencia de placas tectónicas en constante movimiento, lo cual influye en todas las construcciones.

En su mayoría, los poblados con más personas se asientan en zonas costeras donde la placa de cocos choca con la placa de Norteamérica, siendo unas de las más activas del mundo. Es de gran importancia conocer cómo y dónde se generan estos movimientos. Actualmente en México se encuentran sismógrafos que registran la aceleración del suelo en zonas específicas.

En septiembre de 2017, México aconteció un sismo de gran magnitud que tuvo lugar muy dentro de la zona de subducción, con epicentro en zonas donde jamás se tenía pensado que ocurriera. Específicamente, la Ciudad de México tuvo daños que percibí directamente. Fue un sismo que provocó daños en edificios que no cumplían con las Normas Técnicas Complementarias del DF del 2004. Algunos de los daños fueron ocasionados por la incorrecta localización de los castillos en ventanas y esquinas de muros, pues carecían de elemento que confinará. La gente debería saber cómo construir en una Ciudad donde siempre habrá sismos pues lamentablemente aun se siguen construyendo casas y edificios de mampostería que no cumplen con el reglamento de construcciones de la Ciudad de México.

A través de este trabajo se pretende guiar a cualquier persona que tenga un problema acerca de: *¿Cómo diseñar tu propia casa?* El inicio de los trabajos inicia con la limpieza del terreno. El desmonte es el proceso mediante el cual se retira la vegetación, incluyendo árboles. Terminada la limpieza, se procede a marcar los espacios habitables del hogar. Aunque esta guía no hace referencia a estas etapas de la construcción, como la limpieza del terreno y la creación de planos, se mencionan las normas establecidas para la distribución mínima de áreas que hacen un lugar confortable.

La cimentación, si bien, es una de las fases iniciales, su diseño es el último proceso en la memoria de cálculo, por tal razón es necesario contar con un buen análisis de cargas. Primero se justificará el desplante de la cimentación, a través de la capacidad del terreno para soportar el peso del elemento más las fuerzas accidentales, las pruebas índice en laboratorio o en sitio ayudan a caracterizar el terreno y calcular un valor aceptable para que el suelo soporte la carga total. Hay pruebas sencillas que determinan fácilmente la capacidad de carga, pero con instrumentación especializada.

Para que una casa sea segura deberá cumplir con los requisitos de estructuración que señalan las reglas para un adecuado comportamiento ante las diferentes cargas que soportará la estructura a lo largo de su vida útil. Algunos requisitos limitan la fractura de la mampostería, éstos son el *confinamiento de las aberturas como ventanas o puertas y los castillos en las esquinas de los muros*. Las personas normalmente no tienen conocimiento de estas reglas tan importantes de las cuales se hablarán durante el desarrollo del presente trabajo.

Además, se hace énfasis en los diferentes procesos de análisis sísmico aceptables, no obstante, con sus limitaciones. Ya que vivimos en una zona altamente sísmica y no tenemos los suficientes registros de los sismos que han ocurrido durante la historia sísmica de la región, las gráficas con las cuales calculamos las fuerzas sísmicas a las que nuestra estructura se someterá son parte de las restricciones del análisis sísmico.

Para el diseño sísmico se realizará el análisis con dos normatividades actuales que rigen en la zona, el Manual de Diseño de Obras Civiles y el Reglamento de Construcciones del estado de Tlaxcala que tendrán como diferencia el tipo de suelo ya que se supondrá un suelo general y el otro se clasificará según sus características, respectivamente, con el fin de identificar la desventaja que se tiene al no tener información del terreno.

Finalmente, al desarrollar un proyecto estructural el cálculo de las cargas está altamente sometido a las variables de la distribución de pesos como el cambio de piso en una remodelación o la concentración densa de carpetas en un estante de oficinas. Las cargas vivas deberán ser normativas de acuerdo a su uso, consideran algunas variables como la probabilidad de que ocurra un evento accidental (sismo) y haya un determinado peso (personas, muebles, etc.).

El diseño de la casa estará regido por los estándares de mampostería y concreto reforzado. El concreto reforzado según las hipótesis lo consideran un material isótropo, o sea, que no cambia sus propiedades en distintas direcciones, otra suposición es que el acero sufre las mismas deformaciones del concreto mediante la adherencia. A pesar de que el concreto por cuestiones constructivas como el mal vibrado hacen que estas hipótesis no se cumplan, se supervisará con detalle cada elemento para respetar la resistencia necesaria. Al igual, la mampostería esta propensa a cambios en su resistencia.

Como hemos visto hay grandes retos en la ingeniería, pero gracias a los procesos constructivos bien supervisados y la calidad en la producción del material en la industria de la construcción, se han creado edificios altos de mampostería con concreto reforzado en zonas sísmicas y suelos desfavorables como ocurre en la Ciudad de México.

Si bien, en un futuro, la humanidad podrá instrumentar una columna con dispositivos que calculen todas las variables que intervienen para soportar la carga; desde el análisis de los materiales hasta el diseño estructural, como la temperatura de contracción y la distribución real de cargas, respectivamente; hoy en día, el hombre ha creado grandes obras que retan la gravedad e incluso la realidad.

Descripción del proyecto

1. Descripción del proyecto

1.1 Generalidades

Se pretende construir una casa habitación unifamiliar con una superficie construida en planta baja de 96.01 m²; una altura máxima de entrepiso de 3 m en planta baja y primer piso, de 2.3 m para el último nivel. Además, tendrá jardín con una extensión de 267.27 m².

Estará formada por castillos y dalas de concreto; mortero y piezas que en conjunto constituirán la mampostería confinada que soportará las cargas de la edificación. La cimentación será de mampuesto de piedra braza. Anteriormente el terreno era de uso agrícola.

Clasificación de la estructura de mampostería

Clasificación	Requisitos
Tipo I	<ol style="list-style-type: none"> Superficie construida no mayor a 250 m². Hasta dos niveles, incluyendo estacionamiento. La estructura es habitación unifamiliar o plurifamiliar, servicios, industria, infraestructura o agrícola, pecuario y forestal. Si es plurifamiliar, no deberá haber más de 10 viviendas.
Tipo II	Una estructura que no cumple los requisitos para ser Tipo I.

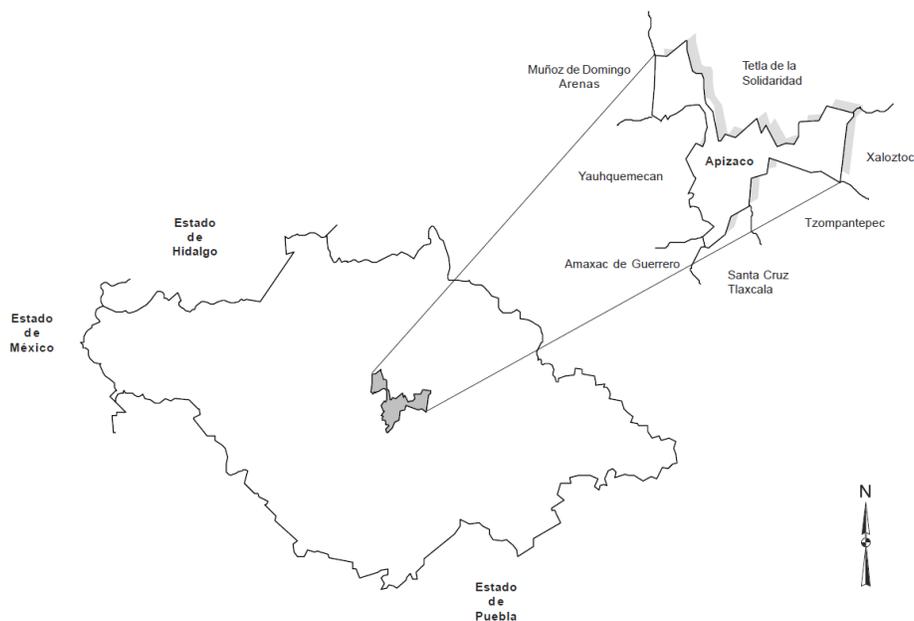
De acuerdo a que la extensión total de la construcción es menor a 250 m² y con sólo dos niveles, la clasificación de la edificación de mampostería es del **Tipo I** según NTC-Mampostería 2017.

Población de proyecto: Para un promedio de 8 personas, considerando que cada recámara contará con 2 ocupantes.

1.1.1 Ubicación

Se ubica en el municipio de Apizaco en Santa María Texcalac, perteneciente al estado de Tlaxcala.

Dirección: Av. Atlix No 608, 90402, Santa María Texcalac Centro, Apizaco, Tlax.		
Latitud	2,146,669.95 N	19.412032 °
Longitud	595,153.60 E	-98.093708 °
Altura	2, 421 metros sobre el nivel del mar	

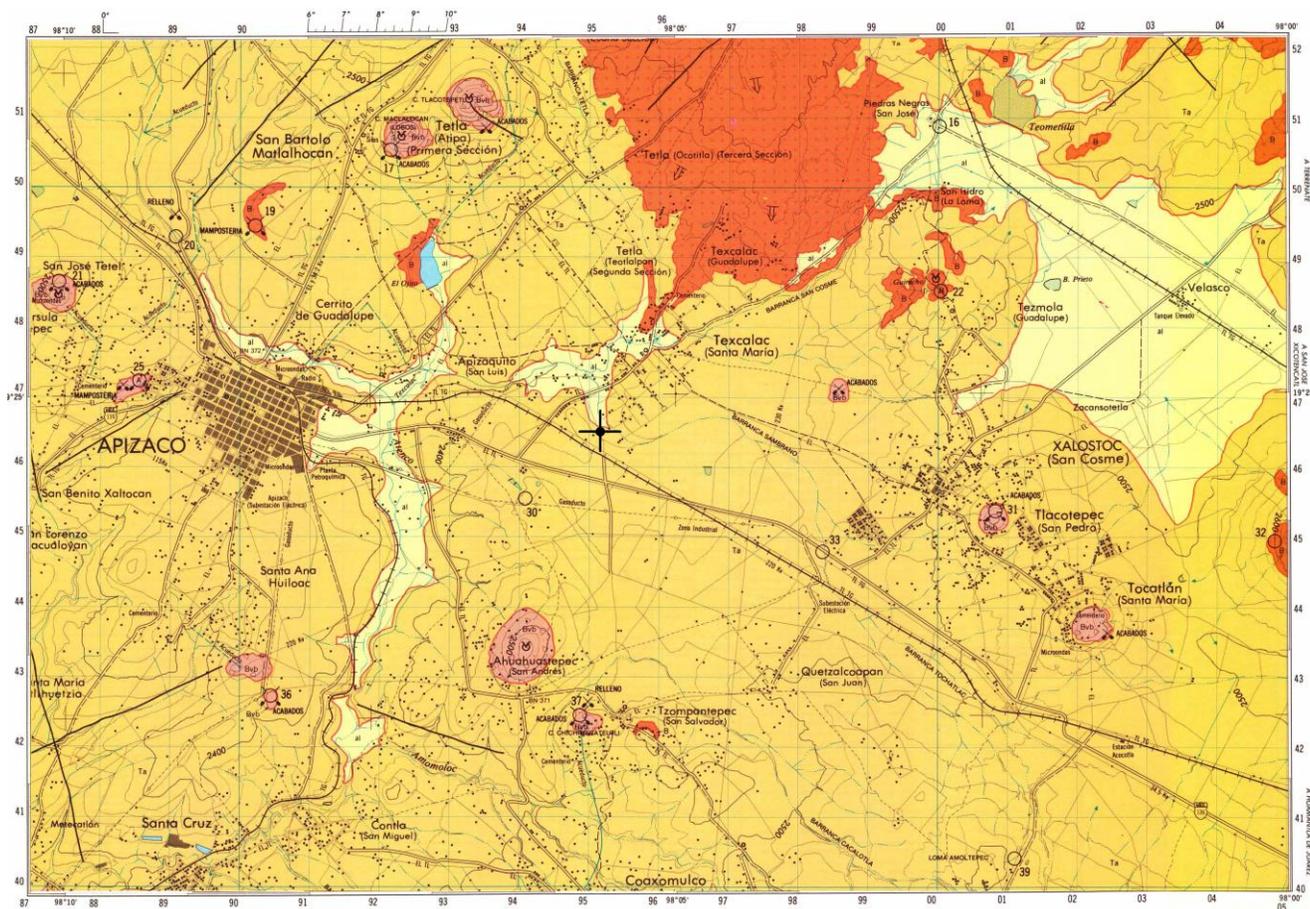


1.1.2 Relieve

El territorio municipal de Apizaco pertenece a la provincia fisiográfica del eje neovolcánico, y a la subprovincia de los lagos y volcanes de Anáhuac; presenta un sistema de topofomas muy característico conformado por una extensa área de sierra volcánica con estratovolcanes en dirección Oriente-Poniente, está constituido por llanura con lomerío de piso rocoso o cementado, que va de Actipan, Apizaco, Santa María Texcalac y al sur hasta Santa Anita Huiloac.

1.1.3 Geología

Las unidades geológicas están conformadas por materiales del Cuaternario que cubren el 72.52% de la superficie del municipio y está constituido por materiales de tipo rocas ígnea extrusiva intermedia; en lo que respecta a los materiales del periodo terciario estos cubren el resto de la superficie y la constituyen fundamentalmente suelos del tipo de toba ígnea extrusiva acida y básica.



Carta geológica

De acuerdo al mapa anterior la ubicación cae dentro de roca ígnea de Toba Andesítica (Ta).

1.1.4 Clima

En Apizaco, el clima predominante es el régimen de lluvias en los meses de mayo a septiembre y, parte de octubre, de mayor humedad. Los meses más calurosos son de marzo a mayo.

Precipitación media anual	808.2 mm
Número de días con lluvia	98.5
Temperatura media anual	13.8°C.

1.2 Requerimientos técnicos

1.2.1 Normatividad

Los métodos de diseño y procedimientos de construcción para los elementos estructurales serán los que rigen en el vigente **Reglamento de Construcción de la Ciudad de México**. Se consideran los requisitos mínimos que establecen las Normas Técnicas del reglamento para garantizar un comportamiento adecuado durante su vida útil.

Sin embargo, de acuerdo a que nos encontramos en el municipio de Apizaco, se utilizará las **Normas Técnicas Complementarias de Tlaxcala** y el actual **Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad** para realizar el análisis por sismo, ya que el RC-CDMX considera la estratigrafía del subsuelo del valle de México.

Además, se hará hincapié en las **Normas Oficiales Mexicanas** que determinan la calidad y seguridad de la estructura, a través de los procedimientos de fabricación, muestreo y análisis en laboratorio de los materiales constructivos.

Finalmente, algunos diseños de estructuras de concreto se harán de acuerdo al **Manual del Instituto Americano del Concreto**, prestigiada institución que rige la mayoría de los reglamentos de construcción.

1.2.2 Instalaciones

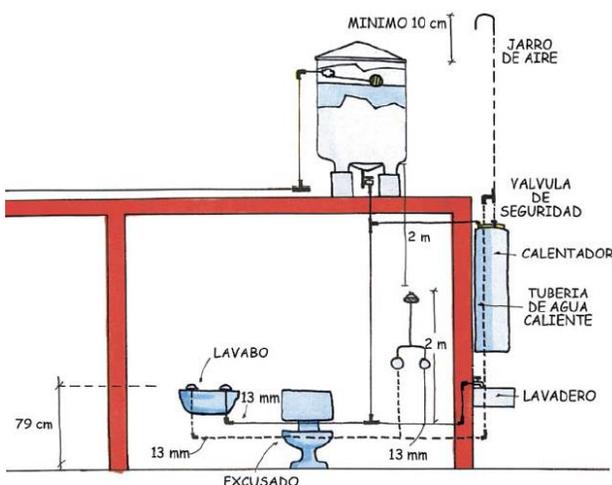
Instalación hidráulica

Las instalaciones hidráulicas de baños y sanitarios deberán tener llaves de cierre automático; los excusados tendrán una descarga máxima de 6 L; las regaderas tendrán una descarga de 10 L/min; los lavabos, tinas, lavaderos de ropa y fregaderos tendrán llaves que no permitan más de 10 L/min.

Provisión mínima de agua potable

La provisión de agua potable en las edificaciones no será inferior a la establecida a continuación:

Tipo de edificación	Dotación mínima
Habitacional – Vivienda mayor de 90 m ² construidos	200 L/hab/día



Volúmenes de Almacenamiento

Los edificios deberán contar con cisterna y depósitos elevados cuya capacidad en suma sea igual a tres veces la demanda diaria.

Para determinar la capacidad de almacenamiento de los tinacos podrá considerarse entre 1/5 y 1/3 del volumen total a almacenar. Para el caso de tanques elevados, el cálculo del volumen deberá hacerse conciliando las leyes de suministro y de demanda. Por lo que respecta a las cisternas, su capacidad será el volumen que resulte de restar los tres días de demanda diaria con el almacenamiento en los depósitos elevados.

Todas las cisternas deberán ser completamente impermeables y ubicarse a 3 m, cuando menos, de cualquier tubería de aguas negras; además deberán lavarse y desinfectarse cuando menos cada 6 meses o antes si se detecta visualmente condiciones desfavorables de higiene.

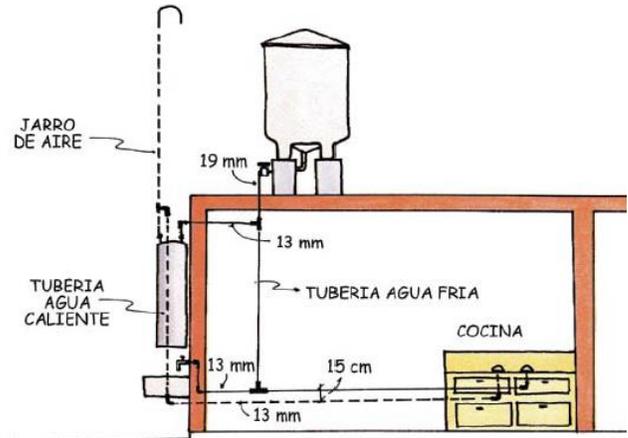
Los tinacos deberán colocarse a una altura de, por lo menos, 2 m arriba del mueble sanitario más alto. Deberán ser de materiales inocuos y tener registros con cierre hermético.

Tubería

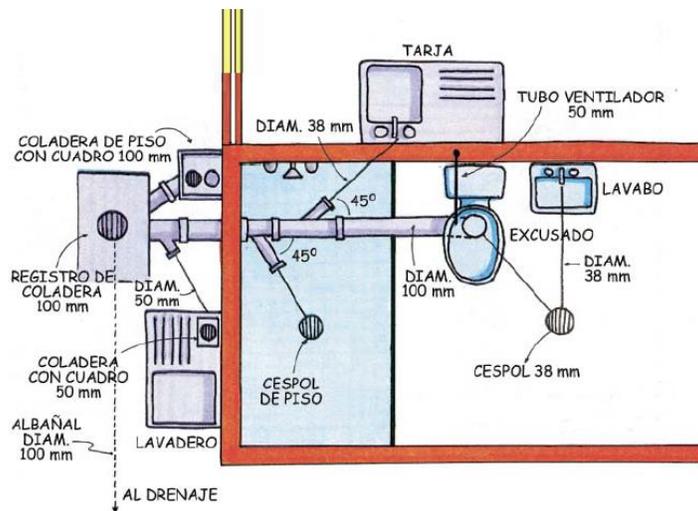
La tubería que conforme la red de agua potable será principalmente de cobre y fierro galvanizado; la tubería P.V.C. se podrá utilizar siempre y cuando cumpla con las especificaciones requeridas en el proyecto.

Todas las conexiones de fierro galvanizado, en la parte macho deberá aplicarse un compuesto especial o cinta de teflón, la cual debe aplicarse siempre que se conecte tubería de fierro galvanizado con piezas especiales, válvulas de cobre, bronce acero o cualquier otro material.

Todas las tuberías metálicas enterradas antes de su colocación deberán ser pintadas con pintura anticorrosiva y deberán ir a 30 cm bajo el nivel del jardín a menos que se especifique una mayor profundidad. En el caso de emplear otro tipo de materia especificado, este deberá estar protegido contra la corrosión e impactos mecánicos.

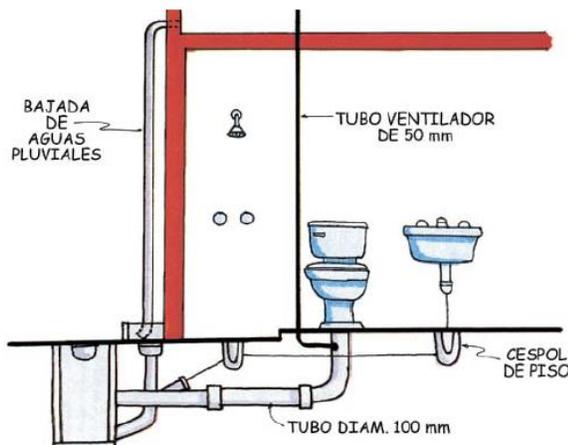


Instalación sanitaria



Baños

Deberán tener pisos impermeables y antiderrapantes, y los muros de las regaderas deberán tener materiales impermeables hasta una altura de 1.50 m.



Muebles sanitarios

En los espacios para muebles sanitarios se identifican las siguientes dimensiones mínimas libres:

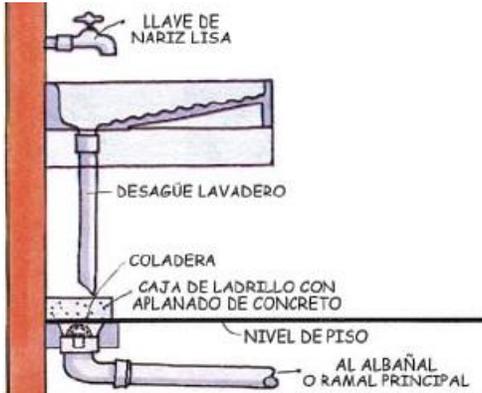
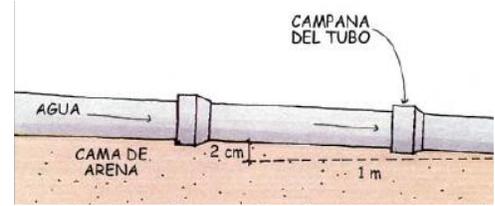
Uso	Mueble	Frente (m)	Fondo (m)
Doméstico	Excusado	0.70	1.05
	Lavabo	0.70	0.70
	Regadera	0.70	0.70

Los espacios libres que quedan al frente y a los lados de excusados y lavabos podrán ser comunes a dos o más muebles.

Tuberías de desagüe

Las tuberías de desagüe de los muebles sanitarios deberán ser de fierro fundido, fierro galvanizado, cobre, cloruro de polivinilo o de otros materiales que aprueben la normatividad.

Las tuberías de desagüe tendrán un diámetro no menor de 32 mm, ni inferior al de la boca de desagüe de cada mueble sanitario. Se colocarán con una pendiente mínima de 2% en el sentido del flujo.



Albañales y registros

Los albañales que conducen las aguas residuales de una edificación hacia afuera de los límites de su predio, deberán ser de 20 cm de diámetro como mínimo, contar con una pendiente mínima de 2%.

Los albañales deberán estar provistos en su origen de un tubo ventilado de 5 cm de diámetro mínimo que se prolongara cuando menos 1.50 m arriba del nivel de azotea de la construcción. En casos de más de tres niveles se debe contar con una tubería adicional que permita la doble ventilación.

La conexión de tuberías de desagüe con albañales deberá hacerse por medio de obturadores hidráulicos fijos que eviten que los gases y los olores producidos por la descomposición de las materias orgánicas, salgan al exterior precisamente por donde se usan los diferentes muebles sanitarios.

Los albañales deberán tener registros colocados a distancias no mayores de 10 m entre cada uno y en cada cambio de dirección del albañal. Los registros deberán cumplir:

Dimensión mínima	Profundidad máxima
40 x 60 cm	1 m
50 x 70 cm	1 a 2 m
60 x 80	Más de 2 m

Los registros deberán tener tapas de cierre hermético a prueba de roedores. Cuando un registro deba colocarse bajo locales habitables o complementarios deberán tener doble tapa con cierre hermético.



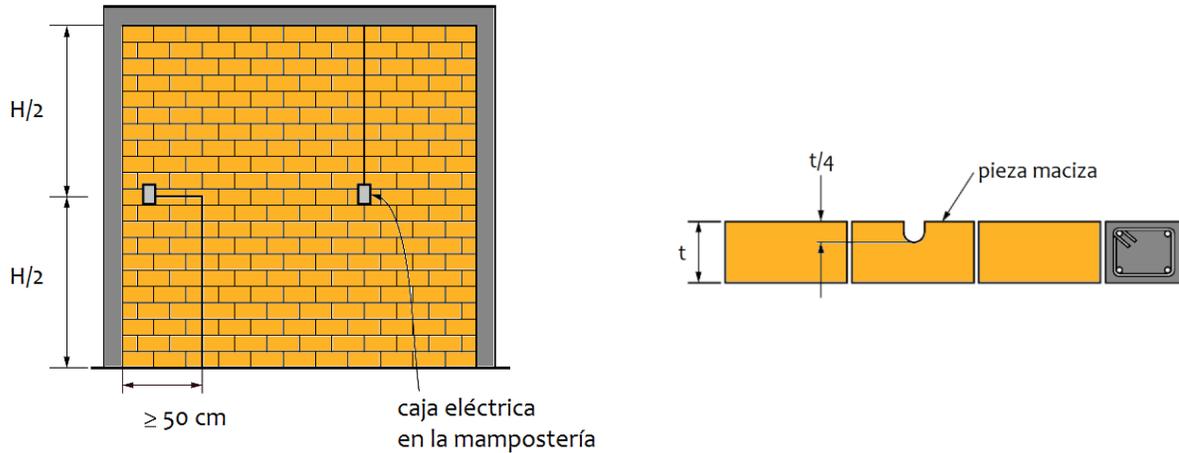
Instalación eléctrica

Durante la colocación de instalaciones, es muy importante la coordinación en la ejecución, para evitar romper o ranurar muros innecesarios. No es permisible romper o picar muros, salvo que exista indicación, ya que evidentemente se generan zonas de debilidad al romper. La planeación de la ubicación de tubos, cajas y elementos de los diferentes subsistemas debe ser efectuada en la etapa de proyecto, debe indicarse claramente en los planos de construcción y efectuarse en los momentos más adecuados.

Se permitirá ranurar el muro en piezas macizas para alojar tuberías o ductos siempre que:

- a) La profundidad de la ranura no exceda de la cuarta parte del espesor de la mampostería (t/4)
- b) El recorrido sea vertical.

- c) El recorrido no sea mayor que la mitad de la altura libre del muro ($H/2$).
- d) La ranura se separe del castillo por lo menos 500 mm.
- e) Las aberturas realizadas en muros para alojar instalaciones eléctricas deberán cumplir con o sin confinamiento de acuerdo a las dimensiones del hueco.



Se deberá verificar que las instalaciones hidráulicas, sanitaria y eléctricas no interfieran con las dalas y castillos.

No se permite colocar tuberías y ductos en castillos que tengan función estructural. Las instalaciones eléctricas e hidrosanitarias se deberán colocar sin dañar los muros, de modo que la resistencia a flexocompresión y cortante se preserve.

Es importante tomar en cuenta que las perforaciones deben hacerse con taladros y brocas especiales en vez de efectuarse con cincel y marro para dejar un acabado adecuado del paso o caja empotrada y para no resentir el muro con golpes.

Otras instalaciones

No se alojarán tubos en la mampostería cuando:

1. Contengan gas licuado o vapores a temperaturas mayores a 66 °C.
2. Tengan una presión igual a 379 kPa.
3. Contengan agua u otros líquidos sujetos a congelarse.

1.3 Descripción arquitectónica

Se verificará que la construcción cumpla con los siguientes requisitos que marcan las normas para proyecto arquitectónico donde se fijan los requisitos mínimos para el diseño y ejecución de obras e instalaciones de edificación, a fin de asegurar su buen funcionamiento y accesibilidad, respecto de la habitabilidad, higiene, servicios y acondicionamiento ambiental; comunicación, evacuación y prevención de emergencias; integración al contexto e imagen urbana y de sus instalaciones hidráulicas, sanitarias, eléctricas, combustibles, telefónicas de voz y datos; de acondicionamiento y expulsión de aire; así como establecer las especificaciones de diseño y construcción, y proporcionar al diseñador y al constructor las bases que faciliten su trabajo dentro de la práctica recomendada internacionalmente.

Las dimensiones de las habitaciones que componen la vivienda están diseñadas de acuerdo a la disponibilidad del terreno y las necesidades del usuario.

1.3.1 Perfil de fachadas

Balcones

Los balcones situados a una altura mayor a 2.5 m podrán sobresalir del alineamiento hasta 1 m. Cuando la banqueta tenga un ancho menor a 1.5 m, los balcones podrán sobresalir del alineamiento hasta un máximo de 0.6 m.

1.3.2 Dimensiones de locales

Las dimensiones mínimas con que deben contar los locales en las edificaciones según su uso, se determinan conforme a los parámetros que establecen en la siguiente tabla:

Tipo de edificación	Local	Área mínima (m ²)	Lado mínimo (m)	Altura mínima (m)
Vivienda	Recámara principal	7.0	2.4	2.3
	Recámara adicional	6.0	2.2	2.3
	Sala o estancia	7.3	2.6	2.3
	Comedor	6.3	2.4	2.3
	Cocina	3.0	1.5	2.3
	Zotehuela	1.68	1.4	2.1
	Baño	-	-	2.1

La altura máxima de entepiso en las edificaciones será de 3.6 m.

1.3.3 Ventanas

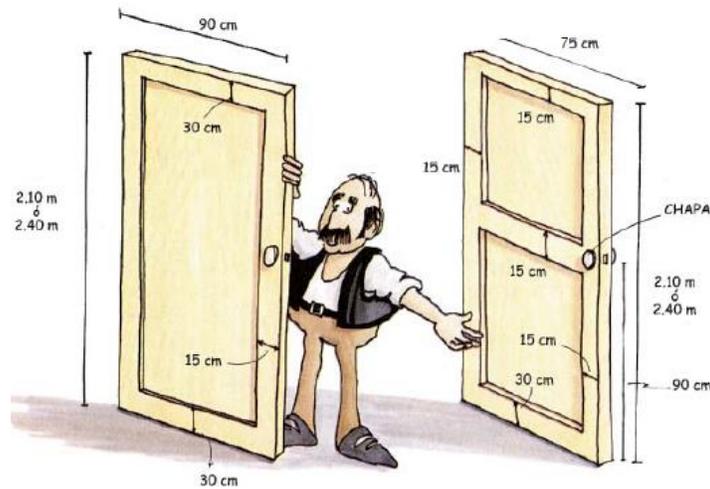
Considerar lo siguiente para el dimensionamiento:

- El área de las ventanas para iluminación no será inferior al 17.5% del área del local a excepción de los locales complementarios donde el porcentaje mínimo será del 15%. El porcentaje mínimo de ventilación será del 5% del área del local.
- Se permite iluminación diurna natural por medio de domos o tragaluces en los casos de baño, cocinas no domésticas, locales de trabajo, reunión, almacenamiento, circulaciones y servicios, para estos casos, la proyección horizontal del vano libre del domo o tragaluz puede dimensionarse como base mínima el 4% de la superficie del local.
- No se permite la iluminación y ventilación a través de fachadas de colindancia. No se permiten ventanas ni balcones sobre la propiedad del vecino.
- La orientación de las ventanas se hará de acuerdo con la posición del sol según el nivel de temperatura que se desee.

1.3.4 Puertas

Las puertas de acceso, intercomunicación y salida deben tener una altura mínima de 2.10 m y una anchura libre que cumpla con las dimensiones mínimas que se indica en la siguiente tabla:

Tipo de edificación	Tipo de puerta	Ancho mínimo (m)
Vivienda	Acceso principal	0.9
	Locales habitables	0.9
	Cocinas y baños	0.75



1.3.5 Pasillos

Las dimensiones mínimas de las circulaciones horizontales, no serán inferiores a las siguientes:

Tipo de edificación	Circulación	Ancho mínimo (m)	Altura mínima (m)
Vivienda	Pasillo	0.75	2.3
	Pasillos comunes a dos o más cuartos	0.9	2.3

1.3.6 Escaleras

La escalera será una estructura independiente a la construcción, en consecuencia, su peso no se tomará en cuenta. El tipo de escalera es privada o interior con muro en un sólo costado. Las dimensiones requeridas se establecen a continuación:

Máximo de peraltes entre descansos	15
Ancho mínimo de escalón	75 cm
Ancho mínimo de huella de escalones	25 cm
Altura máxima de escalones	18 cm
Altura mínima de escalones	10 cm

Se tendrá que cumplir:

$$61 \text{ cm} < 2 \text{ peraltes} + 1 \text{ huella} < 65 \text{ cm}$$

Todas las escaleras deben contar con barandales por lo menos en uno de los lados, a una altura de 0.90 m.

1.4 Propiedades de los materiales

Las propiedades de un material se definen en forma rigurosa por medio de ecuaciones que describen el estado de deformaciones que se presenta en el material ante cada posible estado de esfuerzos, así como los estados que corresponden a condiciones de falla.

Las principales propiedades de un material se refieren a características de resistencia, de rigidez y de comportamiento inelástico que pueden representarse mediante curvas esfuerzo-deformación obtenidas de probetas estándar ante condiciones uniaxiales de esfuerzos (de compresión o de tensión).

La curva esfuerzo-deformación de prácticamente todos los materiales estructurales presenta un tramo inicial lineal, o casi, o que permite definir un módulo de elasticidad E , como la pendiente de dicho tramo. El módulo de elasticidad es una propiedad muy importante en el comportamiento estructural, ya que de éste depende directamente la rigidez que se puede lograr en la estructura y el cumplimiento de los estados límite de servicio.

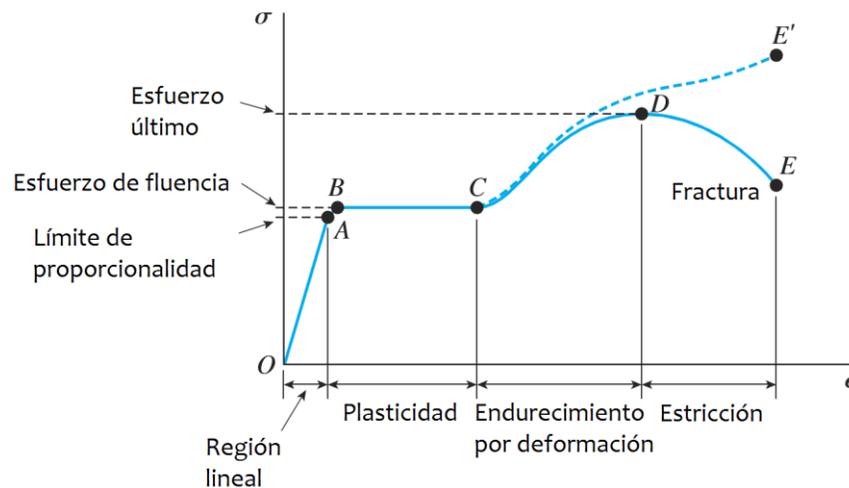


Diagrama esfuerzo-deformación unitaria para un acero común en tensión

Los materiales pétreos de procedencia natural o artificial se caracterizan por tener una resistencia y módulo de elasticidad en compresión relativamente altos y por una baja resistencia en tensión.

1.4.1 Mampostería

El material formado por un conjunto de piedras naturales o artificiales unidas o sobrepuestas se denomina mampostería. Las zonas de contacto entre las piezas o piedras individuales constituyen planos de debilidad para la transmisión de esfuerzos de tensión y de cortante. La unión entre las piedras individuales se realiza en general por medio de juntas de morteros de diferentes composiciones. La mampostería de piedras artificiales está constituida por piezas de tamaño pequeño con relación a las dimensiones del elemento constructivo que con ellas se integra.

Las propiedades mecánicas de la mampostería son variables y difíciles de predecir que las de otros materiales. Esto es debido al poco control de las propiedades de sus materiales componentes y sobre los procedimientos de construcción empleados.

Piedras naturales

El elemento básico para la construcción de mampostería es la pieza que por su origen puede ser natural o artificial. Las unidades de piedra natural se utilizan sin labrar o labradas. Hay tipos de acuerdo a su forma de labrar, como se muestra a continuación:



Las piedras utilizadas tienen propiedades muy variables. En seguida, se muestra algunas características de piedras comúnmente usadas en la construcción:

Piedra	Peso volumétrico seco (T/m ³)	Resistencia a compresión (kg/cm ²)	Resistencia a flexión (kg/cm ²)	Módulo de elasticidad (kg/cm ²) x 10 ³
Areniscas	1.75 – 2.65	150 - 3200	60 - 120	40 - 200
Basaltos	2.30 – 3.00	800 - 5800	200 - 300	100 - 300
Granito natural	2.40 – 3.20	800 - 3000	100 - 200	400 - 500
Mármol	2.40 – 2.85	300 - 3000	350 - 200	900

Forma. Los fragmentos de roca tendrán una forma sensiblemente equidimensional y angulosa. No se aceptarán fragmentos redondeados, canto rodados o lajeados.

Acabado. Los fragmentos de roca estarán exentos de grietas y defectos que disminuyan la resistencia del elemento en el que se empleen. Tales como planos de fractura, fisuras, marcas u otros defectos.

Piezas artificiales

Las piezas de mampostería artificiales son cuerpos prismáticos (paralelepípedos) se caracterizan por el material utilizado, así como de las propiedades geométricas de la pieza y por los procedimientos de fabricación empleados, las materias primas más comunes son la arcilla, concreto, con agregados normales o ligeros, y la arena con cal.

Los procedimientos de construcción son muy variados, desde los artesanales como el cocido en horno para los tabiques comunes, hasta los industrializados como la extrusión para el bloque hueco de barro o la vibrocompactación para los bloques de concreto.

Según la NMX-C-404, las piezas artificiales que se usan con fines estructurales se clasifican en tabiques, bloques y tabicónes de acuerdo a las siguientes características:

Tabique

Fabricado de forma prismática con arcillas comprimidas o extruidas, mediante un proceso de cocción o de otros materiales con procesos diferentes. Las dimensiones nominales mínimas deben ser de 5 cm de alto, 10 cm de ancho y 19 cm de largo sin incluir la junta de albañilería.

Bloque

Fabricado por moldeo de concreto y/o de otros materiales, puede ser macizo o hueco. Las dimensiones nominales de las piezas deben basarse en el módulo de 10 cm en múltiplos o submúltiplos, estando incluida la junta de albañilería de 1 cm de espesor. Sus dimensiones mínimas deben ser de 20 cm de altura, 10 cm de ancho y 30 cm de largo

Tabicón

Fabricado de concreto u otros materiales. Las dimensiones nominales deben ser de 6 cm de alto, 10 cm de ancho y 24 cm de largo. Se incluye la junta de albañilería

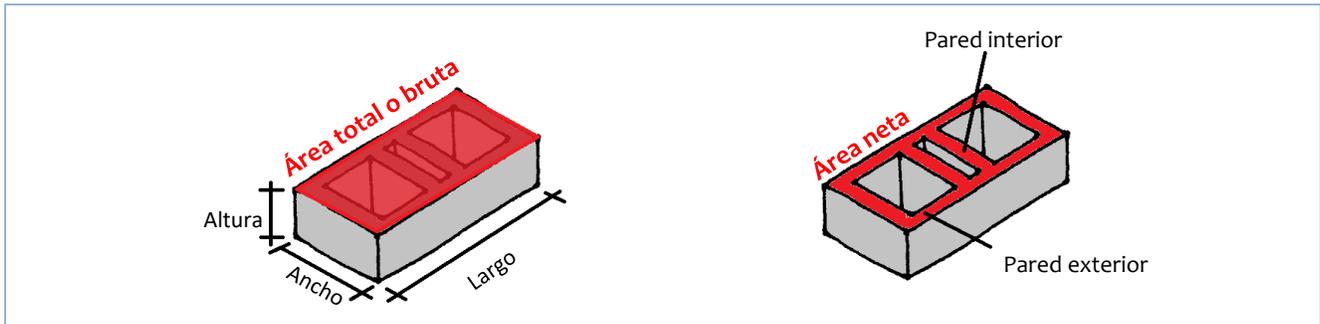
De acuerdo a las Normas Técnicas Complementarias para Mampostería vigente, las piezas para uso estructural pueden ser macizas o huecas.

Piezas macizas:

Son aquellas que tienen en su sección transversal más desfavorable un área neta de por lo menos 75% del área bruta, y cuyas paredes exteriores no tienen espesores menores de 20 mm.

Piezas huecas:

Son las que tienen en su sección transversal más desfavorable, un área neta de por lo menos 50% del área bruta; además, el espesor de sus paredes exteriores no es menor que 15 mm. Para piezas huecas con 2 o hasta 4 celdas, el espesor mínimo de las paredes interiores deberá ser de 13 mm.



Macizas Área neta $\geq 75\%$ Área total	Huecas Área neta $> 50\%$ Área total
<p>Tabique macizo de arcilla (Tabicón) Tabique macizo de arcilla (Ladrillo) Bloque macizo de concreto (39 cm)</p> <p>Otras piezas</p>	<p>Tabiques huecos de arcilla</p> <p>Bloques huecos de concreto (39 cm)</p>

La importancia de esta distinción se debe a su forma de comportamiento. Ante carga lateral, debido a la mayor resistencia de las piezas macizas, las fisuras que se presentan tienden a seguir el mortero y, por lo tanto, generan trayectorias más largas y un mejor comportamiento. En cambio, las piezas huecas son fácilmente atravesadas por las fisuras y conllevan a un comportamiento más frágil. Cuando un muro ha quedado ya agrietado, las piezas macizas mantienen cierta integridad friccionando a través de la superficie de sus grietas, triturándose y pulverizándose, pero disipando energía; en cambio las piezas huecas tienden a perder las paredes rápidamente después de que el muro se agrieta por lo que su capacidad de mantener la carga y disipar energía en la etapa inelástica (tras el agrietamiento) es menor. De ahí, que el coeficiente de comportamiento sísmico (llamado Q en el reglamento del DF y el Manual de la CFE), que toma en cuenta la ductilidad, dependan del tipo de pieza que se está empleando.

Las piezas que no cumplan con alguna de las anteriores especificaciones no podrán ser empeladas para uso estructural, aunque sí para otros.

Se prohíbe el uso de piezas con huecos horizontales ya que su comportamiento es muy deficiente, asociado a una falla frágil, y con poca disipación de energía después del agrietamiento, cuando se pierden las paredes de las piezas

A continuación, se mencionan algunas recomendaciones para la selección de la pieza:

1. La selección de una pieza no sólo impacta el costo, sino también el comportamiento estructural y la velocidad de construcción, así como el detallado en planos.
2. Por ejemplo, seleccionar piezas de bajo espesor tipo tabique, permite un manejo más cómodo para el albañil, pero eleva la cantidad de mortero y el número de hiladas. En cambio, emplear una pieza de mayor peso, por ejemplo, un bloque, exige un mortero más seco y mayor control de la humedad pues el propio peso de la pieza tiende a desplazar el mortero hacia fuera.
3. El ritmo de obra debe ser calibrado considerando tanto las características del mortero y las piezas a emplearse.
4. Por otro lado, el empleo de piezas de alta resistencia debe ser acompañado de morteros de resistencia mayor o similar, ya que es el conjunto pieza-mortero el que resistirá las acciones de la naturaleza.

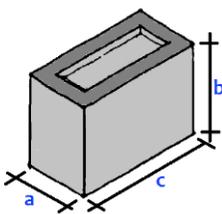
Resistencia a compresión

La resistencia en compresión de las piezas es el parámetro más importante del que dependen las propiedades mecánicas de los muros de mampostería. Por ello se requiere su determinación para fines de control de calidad y para deducir las otras propiedades cuando no se cuenta con información directa.

La resistencia de las piedras artificiales se determina por el ensaye de una pieza. Aunque la restricción a la deformación transversal, proporcionada por la fricción con las cabezas de la máquina de ensaye, influye en la resistencia de la pieza, sigue siendo útil por la facilidad de ejecución. La forma irregular de las piezas impide muchas veces definir su resistencia real sobre el área neta del material. Por esto es usual definir la resistencia sobre el área bruta, es decir, el área dada por las dimensiones exteriores.

La resistencia de diseño a compresión se determinará con base en la información estadística o de muestreos de la pieza. Para el muestreo, se obtendrán al menos 3 muestras, cada muestra de 10 piezas, de lotes diferentes de producción. Se ensayarán las 30 piezas obtenidas en laboratorios acreditados.

La resistencia a diseño se calculará como:



$$f_p^d = \frac{\bar{f}_p}{1 + 2.5 c_p}$$

Donde:
 \bar{f}_p es la media de la resistencia a compresión de las piezas, referida al área bruta
 c_p es el coeficiente de variación de la resistencia a compresión de las piezas

El valor de c_p no se tomará menor que:

0.2	0.3	0.35
Piezas provenientes de plantas mecanizadas con un control de calidad requerido en la norma	Piezas de fabricación mecanizada que no cuenten con un sistema de control de calidad	Piezas de producción artesanal

Cuando no se cuente con una determinación directa del coeficiente de variación de la resistencia, los valores mínimos antes mencionados podrán considerarse en el cálculo de la resistencia a compresión de diseño de la pieza.

El sistema de control de calidad se refiere a los diversos procedimientos documentados de la línea de producción de interés, incluyendo los ensayos rutinarios y sus registros.

Según la norma, en la siguiente tabla se muestra la resistencia de diseño a compresión de las piezas.

Tipo	Clasificación	Resistencia media \bar{f}_p (kg/cm ²)	Resistencia mínima individual f_{pMin} (kg/cm ²)	Resistencia de diseño f'_p (kg/cm ²)
Bloque	Macizo	150	120	100
	Hueco	90	70	60
	Multiperforado	150	120	100
Tabique Largo > 30 cm	Hueco	90	70	60
	Multiperforado	90	70	60
Tabique Largo < 30 cm	Macizo	110	70	60
	Hueco	90	70	60
	Multiperforado	150	120	100

Como se observa, se exige más a un tabicón que a un bloque, respecto de su resistencia.

Peso volumétrico

El peso volumétrico mínimo de las piezas en estado seco se presenta en la siguiente tabla.

Tipo	P.V. (kg/m ³)
Tabique de barro recocido	1300
Tabique de barro con huecos verticales	1700
Bloque de concreto	1700
Tabique de concreto (tabicón)	1500

Se busca limitar el empleo de arenas muy ligeras (tipo tepojal) en la fabricación de piezas.

Cemento portland

El cemento portland o comúnmente conocido sólo como cemento hidráulico, es un material inorgánico finamente pulverizado. Resulta de la mezcla homogénea de Clinker, materias primas de naturaleza calcárea y arcilla ferruginosa, previamente triturados que al agregarle agua al cemento sólo o mezclado con arena, grava u otros materiales similares tiene la propiedad de fraguar y endurecer, incluso bajo el agua, esto en virtud de reacciones químicas durante la hidratación. Una vez endurecido, conservará su resistencia y estabilidad.

En la elaboración del concreto y morteros se empleará cualquier tipo de cemento hidráulico que cumpla con los especificado en la norma. Los tipos de cementos más comunes se presentan en la siguiente tabla.

Tipo	Denominación	Descripción	Clase resistente	Características especiales
CPO	Cemento Portland Ordinario	Cemento producido a base de la molienda del Clinker Portland y usualmente sulfato de calcio.	20	RS Resistente a los sulfatos
CPP	Cemento Portland Puzolánico	Resulta de la molienda conjunta del Clinker portland, materiales puzolánicos y usualmente, sulfato de calcio.	30	BRA Baja Reactividad Alkali
CPEG	Cemento Portland con Escoria Granulada	Resulta de la molienda conjunta del Clinker Portland, escoria de alto horno y usualmente, sulfato de calcio.	30R	BCH Bajo Calor de Hidratación
CPC	Cemento Portland Compuesto	Resulta de la molienda conjunta del Clinker portland, sulfato de calcio y una mezcla de materiales puzolánicos, escoria de alto horno y caliza. En el caso de la caliza, este puede ser el único componente.	40	B Blanco
CPS	Cemento Portland con humo de Sílice	Resulta de la molienda conjunta del Clinker portland y mayoritariamente escoria granulada de alto horno y sulfato de calcio.	40R	-
CEG	Cemento con Escoria Granulada de alto horno	Resulta de la integración conjunta del Clinker portland y mayoritariamente escoria granulada de alto horno y sulfato de calcio.	-	-

El Clinker es el producto de la calcinación de materiales arcillosos y calcáreos a una temperatura entre 1350 y 1450°C. Los materiales puzolánicos son materiales silíceos o aluminio-silíceos producto de cenizas volcánicas que tienen propiedades cementantes (con estas cenizas se hacía un tipo de cemento en la antigua Roma).

Requisitos de calidad

- El movimiento y almacenamiento del cemento puede ser en bolsas de 50 kg.
- El transporte de la fábrica a la obra debe efectuarse en vehículos cuyos recintos destinados a la carga, ofrezcan seguridad en cuanto a que el cemento no sufra daños ni alteraciones durante su traslado.
- Debe disponerse de la superficie suficiente para almacenar todo el cemento necesario, sin tener que formar pilas de más de 20 sacos, separados del suelo y de las paredes, protegiéndolo tanto de la intemperie, como de la humedad.
- Las bodegas deben tener ventilación apropiada y bajo cubierta, que reúna las condiciones necesarias para evitar que se alteren sus propiedades del cemento.
- El cemento que resulte esparcido por rotura de sacos dentro de la bodega, no podrá ser usados para elaborar concreto donde los elementos estructurales requieran la calidad garantizada.
- El representante debe considerar en el pedido, la fecha de fabricación del cemento, ya que, de acuerdo a su programa de utilización, éste deberá contemplar la vida útil del mismo, por lo que a continuación se establece el tiempo que debe permanecer almacenado sin disminuir sus propiedades, a partir de su fecha de fabricación.

Tipo	Clase resistente	Tiempo máximo de almacenamiento
Cemento Portland Ordinario CPO	20	3 meses
	30 y 30 R	2 meses
	40 y 40 R	1 mes
Cemento Portland Puzolánico CPP	20	3 meses
	30, 30 R, 40 y 40 R	2 meses
Cemento Portland Compuesto CPC	20	3 meses
	30, 30 R, 40 y 40 R	2 meses
Cemento Portland con humo de Sílice CPS	20	3 meses
	30, 30 R, 40 y 40 R	2 meses
Cemento con Escoria Granulada de alto horno CEG	20	3 meses
	30 y 30 R	2 meses

- Se rechazará cualquier tipo de cemento envasado en sacos si presenta los siguientes defectos de calidad: Sacos rotos, empaques manchados, húmedo, bolsas sin el etiquetado, seco el cemento o endurecido.

Cualidades del cemento

1. Resistencia, la compresión es afectada fuertemente por la relación agua/cemento y la edad o magnitud de hidratación.
2. Durabilidad y flexibilidad, ya que es un material que no sufre deformación alguna.
3. El cemento es hidráulico ya que, al mezclarse con agua, reacciona químicamente hasta endurecer. El cemento es capaz de endurecer en condiciones secas y húmedas e incluso, bajo el agua.
4. El cemento es notablemente moldeable, al entrar en contacto con el agua y los agregados, como la arena y la grava, el cemento es capaz de asumir cualquier forma tridimensional.
5. El cemento y el concreto hecho con él, es tan durable como la piedra. A pesar de las condiciones climáticas, el cemento conserva la forma y el volumen, y su durabilidad se incrementa con el paso del tiempo.
6. El cemento es un adhesivo tan efectivo que una vez que fragua, es casi imposible romper su enlace con los materiales tales como el ladrillo, el acero, la grava y la roca.
7. Los edificios hechos con productos de cemento son más impermeables cuando la proporción de cemento es mayor a la de los materiales agregados.
8. El cemento ofrece un excelente aislante contra los ruidos cuando se calculan correctamente los espesores de pisos, paredes y techos de concreto.

Cal hidratada

La cal es el producto que se obtiene calcinando la piedra caliza por debajo de la temperatura de descomposición del óxido de calcio. En ese estado se denomina cal viva (CaO) y si se apaga sometiéndola al tratamiento de agua, se llama cal apagada (hidróxido de calcio) o cal hidratada, que es la que se usa para la construcción.

La cal hidratada, es la especie química de hidróxido de calcio, la cual es una base fuerte formada por el metal calcio unido a dos grupos hidróxidos. Debe contener mínimo de 80% de óxido de calcio y un máximo de 5% de óxido de magnesio.

Se conoce como cal hidráulica a la cal compuesta principalmente e hidróxido de calcio, sílice (SiO₂) y óxido aluminico (Al₂O₃) o mezclas sintéticas de composición similar. Tiene la propiedad de fraguar y endurecer debajo del agua.

Agregado fino

Los agregados se clasifican, por su tamaño:

1. Gruesos (gravas), en donde las partículas son mayores a 4.75 mm y que pasa por la criba 90 mm (Malla 3½”).
2. Finos (arenas), en que las partículas son menores o iguales a 4.75 mm debiendo pasar más del 95% de la fracción gruesa por la criba 4.75 mm (Malla No 4) y menos del 5% por la criba 0.075 mm (Malla No 200).

Por su distribución granulométrica:

1. Bien graduados, con amplia gama de tamaños y preponderancia de cantidades en los tamaños intermedios.
2. Mal graduados, con predominio de un tamaño o un tipo de tamaños y ausencia de algunos tamaños intermedios.

Límites granulométricos para arena para mortero

Abertura (mm)	Malla	Designación (No)	Porcentaje que pasa
4.75		4	100
2.38		8	95 - 100
1.18		16	80 - 90
0.6		30	55 - 70
0.3		50	25 - 50
0.15		100	5 - 30

El *agregado fino* es conocido como arena, debe cumplir las siguientes disposiciones:

- No deben contener impurezas orgánicas en cantidad tal, que produzcan coloración más oscura que la estándar.
- El contenido de partículas suaves, tepetates, pizarras, junto con arcilla y limos no debe exceder de 6% en peso.
- No debe haber más del 45% retenido entre dos mallas consecutivas.
- Debe tener una composición granulométrica con un módulo de finura entre 1.6 y 2.35 para morteros.
- Evitar la segregación de partículas y la contaminación con otros materiales.

Se consideran sustancias nocivas en los agregados: terrones de arcilla, finos con propiedades plásticas, carbón y lignito, materia orgánica, material fino que pasa la criba 0.075 mm (malla No 200), agregados potencialmente reactivos con los álcalis del cemento, materiales intemperizados, y materiales con limitada resistencia al impacto y a la abrasión.

Módulo de finura

Para determinar la composición por tamaños (granulometría) de las partículas de los agregados pétreos, el material debe pasar por un juego de mallas con aberturas obedeciendo los límites granulométricos correspondientes al agregado fino. Dichas mallas se preparan, ensamblándolas en orden descendente de aberturas.

Se deposita sobre la malla superior (malla de mayor abertura) la porción de prueba del agregado fino y se coloca finalmente la tapa. A continuación, se inicia el cribado del material mediante la agitación de las mallas. Se calcula y reporta el porcentaje retenido acumulado en cada malla con relación a la masa de la porción de prueba, el cual se determina sumando la masa del material retenido parcial en la malla más la masa de material retenido acumulado obtenido en la malla anterior, y así sucesivamente, comenzando por la malla de mayor a menor abertura.



$$R_i = \frac{\sum W_{R_{i-1}} + W_{R_i}}{W_{PP}} \times 100$$

Donde:

R_i es la masa del material retenido acumulado en la malla i (%)

W_{PP} es la masa de la porción de la prueba

W_{R_i} es la masa del material retenido en la malla i
 i designación de la malla utilizada

El módulo de finura se obtiene sumando los porcentajes retenidos acumulados en seis cribas (no. 4, 8, 16, 30, 50 y 100) y dividiendo entre 100. El retenido parcial en cualquier tamiz no debe ser mayor del 45%. Entre más grueso el material, mayor es el módulo de finura. Esta es una característica fundamental de la arena que se usa en el diseño de mezclas para determinar la cantidad de cemento y agua que debe adicionarse.

Agua

El agua empleada en el mezclado debe estar limpia y libre de cantidades perjudiciales como aceites, ácidos, álcalis, sales, materia orgánica u otras sustancias nocivas para el mortero.

El agua para el mezclado de mortero debe almacenarse en depósitos limpios, fabricados con materiales no corrosibles, que no permitan filtraciones ni paso de luz, que cuenten con tapas herméticas y con un dispositivo de ventilación que eviten el paso de sustancias nocivas. Para recipientes de plástico o metal de hasta 5 metros cúbicos de capacidad, el lavado se hará en el momento en que se vacíen, pero no más allá de 6 meses.

La agresividad de las aguas para la elaboración y curado del concreto, está en función de la ausencia de algunos compuestos en ellas o de la presencia de sustancias químicas perjudiciales disueltas o en suspensión en concentraciones que sobrepasan determinados límites.

Mortero

El mortero es una mezcla de agregado fino, que resulta de combinar arena y agua con un material cementante que puede ser cemento portland combinado con cemento de albañilería o cal. La función del mortero es permitir la sobreposición de las piezas formando un conjunto que tenga una liga fuerte y duradera.

Para diseño, se empleará un valor de la resistencia a compresión, f'_j , siendo el índice de resistencia generalmente aceptado, obtenido según la norma NMX-c-061 mediante el ensaye de muestras cúbicas de 5 cm de lado.

La resistencia de diseño se calculará a partir de muestras del mortero, se obtendrán como mínimo tres muestras, cada una de tres probetas cúbicas. Las nueve probetas se ensayarán siguiendo la norma.

La resistencia de diseño será:

$$f'_j = \frac{\bar{f}_j}{1 + 2.5 c_j}$$

Donde:

\bar{f}_j es la media de la resistencia a compresión de cubos de mortero
 c_j es el coeficiente de variación del mortero, en ningún caso será menor que 0.2

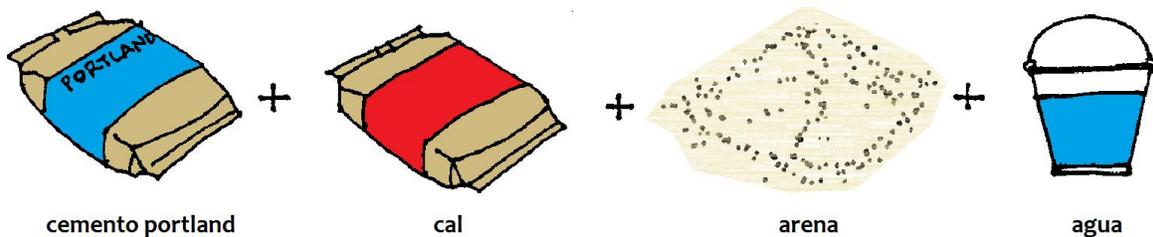
Por su fabricación, los morteros se clasifican en hechos en obra, industrializado seco predosificado e industrializado de larga duración en estado fresco; por su uso, en mortero para pegar piezas y mortero de relleno o por su resistencia a la compresión.

Tipo	Resistencia a compresión f'_j (kg/cm ²)
I	$f'_j \geq 125$
II	$125 > f'_j \geq 75$

Las principales propiedades de los morteros son: su resistencia a la compresión y tensión, adherencia con la piedra, módulo de elasticidad, trabajabilidad, rapidez de fraguado e impermeabilidad. Estas propiedades varían según el tipo de cementantes empleado, con la relación arena/cementante y según la cantidad de agua en la mezcla, aunque esto último no se suele controlar en obra.

Otra característica importante es su retención de agua, es decir, su capacidad para evitar que la pieza absorba el agua necesaria para el fraguado del mortero. Un mortero con baja retención de agua tendrá poca adherencia con las piezas y los muros pueden presentar fisuras en la unión del mortero con las piezas.

Los proporcionamientos admitidos descartan el uso de la cal como único cementante del mortero en elementos que tengan función estructural debido a que los morteros a base de cal, son de baja resistencia a compresión. Todo mortero deberá tener cemento hidráulico ya que se obtiene una mezcla trabajable, de fraguado lento y con buena retención de agua. El fraguado lento es favorable porque permite preparar una mezcla para toda una jornada de trabajo, sin embargo, la resistencia de la mampostería se desarrolla lentamente.



A continuación, se muestran algunos proporcionamientos en volumen recomendados para su empleo en elementos estructurales y las resistencias mínimas que deben obtenerse; estos valores son fácilmente alcanzados si se efectúa un control razonable en la elaboración del mortero.

Tipo	Partes de cemento hidráulico	Partes de cemento de albañilería	Partes de cal hidratada	Partes de arena	Resistencia nominal en compresión f'_j (kg/cm ²)
I	1	-	0 a ¼	3	125
	1	1/2	-	4 ½	
II	1	-	0 a ½	4 ½	75
	1	1	-	6	

Los morteros que se empleen en elementos estructurales de mampostería deberán cumplir con los requisitos siguientes:

1. Su resistencia a compresión será por lo menos de 75 kg/cm².
2. Siempre deberán contener cemento hidráulico portland en la cantidad mínima indicada.
3. El volumen de arena no será mayor que tres veces la suma de los cementantes y se medirá en estado suelto.
4. Se empleará la mínima cantidad de agua que dé como resultado un mortero fácilmente trabajable.
5. Si el mortero incluye cemento de albañilería, la cantidad máxima de éste, a usar en combinación con el cemento, será la indicada en la tabla anterior.

Diversas investigaciones han demostrado que la adherencia entre el mortero y las piezas de mampostería es de naturaleza mecánica. Cuando el mortero se pone en contacto con la pieza de mampostería ésta succiona lechada que penetra por los poros de la pieza, que al cristalizar forma la trabazón mecánica, que es la base de la adhesión entre ambos elementos.

Requisitos de calidad

- El empleo de arena muy fina, aumenta la contracción, debe verificarse el módulo de finura.
- Los proporcionamientos elevados de cal y arena reducen la adherencia al reducirse la concentración de cementante, material que provee los cristales necesarios para la trabazón.
- Si se demora la colocación de la pieza se permite además de que el agua se evapore, que la pieza de abajo extraiga del mortero una mayor cantidad de agua disminuyendo la incrustación de cristales.
- Si se retira una pieza asentada se pierde totalmente su adherencia, si se bambolea al asentarla, se reduce esta propiedad.
- Si se ejerce presión en la colocación o asentado de la pieza se mejora la adherencia.
- Se realiza la mezcla en una superficie no absorbente (metálica o plástica); no hacerla sobre madera ni en una losa o firme de concreto y nunca sobre el terreno natural.
- Se mezclan en seco la arena y los aglutinantes (cemento y cal) hasta alcanzar una mezcla homogénea. El tiempo de mezclado, una vez que se agrega el agua, no será menor de 3 minutos.
- Se agrega agua hasta lograr la consistencia deseada, cuidando la dosificación (entre el 35% y 45% del agregado fino).
- Los morteros se utilizarán dentro de un lapso de 2.5 horas a partir del mezclado inicial.
- Si el mortero resulta poco trabajable, puede remezclarse hasta que vuelva a tomar la consistencia deseada agregando agua si es necesario, siempre y cuando no haya transcurrido el tiempo establecido en el punto anterior.

Muros de mampostería

Las propiedades mecánicas de los muros dependen de la resistencia en compresión de las piezas, posiblemente siendo el parámetro más importante. Por otra parte, las propiedades mecánicas pueden deducirse ya sea del estudio de los materiales componentes, pieza y mortero, o del ensaye directo de probetas compuestas. La primera forma es menos precisa debido al gran número de variables que intervienen en el comportamiento del elemento.

Se distinguen varios tipos de muros de mampostería entre ellos, está el muro de mampostería confinada, el cual se construye primero y después los castillos y dalas. Las piezas pueden ser macizas, huecas o multiperforadas, de arcilla o de concreto. Los muros pueden o no llevar refuerzo horizontal en las juntas, si lo hay, debe anclarse en los castillos. Los castillos y dalas son pequeños elementos de concreto reforzado, verticales y horizontales, respectivamente, que sirven como elementos de confinamiento del muro.

También se construye muros con refuerzo interior y piezas de mampostería huecas. En algunas de las cavidades de las piezas se coloca refuerzo vertical y posteriormente se rellena con concreto o mortero de ciertas características. El refuerzo en los bordes de los muros debe ser dos celdas consecutivas con refuerzo vertical que cumple las funciones de un elemento de confinamiento. En las juntas horizontales también puede disponerse acero de refuerzo.

Los muros suelen alojar diversos elementos sin resistencia estructural, pero que pueden alterar el comportamiento del muro, tales como vanos de puertas, ventanas y ductos, así como instalaciones hidráulicas y eléctricas. El acabado del muro carece de importancia para fines del comportamiento estructural por su baja aportación a la resistencia, a menos que se trate de una capa armada y con material resistente como mortero con mallas o fibras.

Si la mampostería presenta una pérdida de rigidez y resistencia rápida, la falla se presenta por cortante o por tensión diagonal; es una falla de tipo frágil. Si la pérdida de rigidez y resistencia es gradual la falla se presenta por flexión y es de tipo dúctil.

Antes del agrietamiento del muro, éste se comporta de manera elástica lineal; al momento de agrietarse su comportamiento sólo depende de la cantidad y disposición del acero de refuerzo. Cuando existe poco refuerzo, el elemento tiene poca capacidad de disipar energía y se presenta la falla frágil, pero al tener refuerzo suficiente, el muro es capaz de soportar altos niveles de carga con grandes deformaciones. El agrietamiento puede originarse ya sea por hundimientos diferenciales del terreno, el uso de materiales de baja calidad o intemperizados, o la usencia de un confinamiento inadecuado.

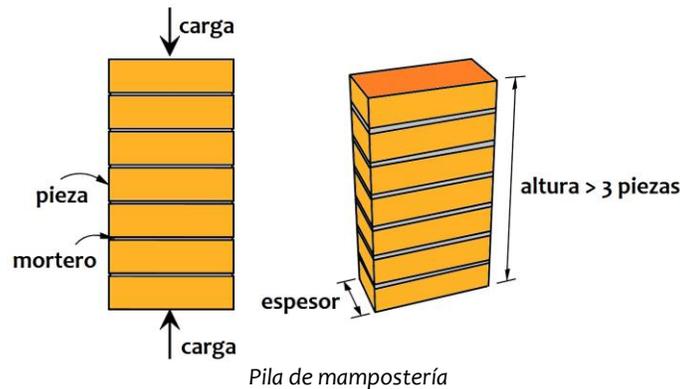
Resistencia a compresión

La resistencia a compresión para diseño de la mampostería, f'_m , sobre área bruta, se determinará con alguno de los tres procedimientos indicados a continuación.

1. Ensayes de pilas construidas con piezas y mortero hechos en obra

Las pilas estarán formadas por lo menos con tres piezas estructurales sobrepuestas. La relación altura/espesor de la pila estará comprendida entre 2 y 6; las pilas se ensayarán a carga axial hasta la falla.

La determinación se hará en un mínimo de 9 pilas, construidas con piezas provenientes de tres lotes diferentes. Cada pila debe usar piezas del mismo lote y se ensayarán a la edad de 28 días. En la elaboración, curado, transporte, almacenamiento, cabeceado y procedimiento de ensaye de los especímenes se seguirá la Norma Mexicana correspondiente.



El espesor de las hiladas y acabado de juntas deben determinarse en función de la variabilidad de la altura de pieza de mampostería y del espesor mínimo recomendable del mortero para lograr una correcta adherencia. Para condiciones normales de asentado, el espesor de la junta estará entre 10 y 15 mm. No son aceptables juntas de mortero excesivas porque reducen la resistencia a la compresión de la mampostería; tampoco lo son aquellas que sean delgadas porque reducen su resistencia tensión.

El esfuerzo medio obtenido, calculado sobre el área bruta, se corregirá por los factores de la siguiente tabla.

Factores correctivos para las resistencias de pilas					
Relación altura/espesor de la pila	2	3	4	5	6
Factor correctivo	0.75	0.90	1.00	1.05	1.06

Para relaciones altura/espesor intermedias se interpolará linealmente

Es aconsejable emplear especímenes con relación de altura/espesor del orden de 4, para esbelteces menores se presenta el efecto de confinamiento de los apoyos de la máquina de ensaye, para relaciones mayores a cuatro comienzan a ser importante los efectos de esbeltez. De los ensayos de pilas se calcula la media y la desviación estándar y con estos datos se estima el valor de la resistencia de diseño a compresión de la mampostería como:

$$f'_m = \frac{\bar{f}_m}{1 + 2.5 c_m}$$

Donde:

\bar{f}_m es la resistencia media a compresión de las pilas, corregida por su relación altura/espesor
 c_j es el coeficiente de variación de las pilas de mampostería, en ningún caso será menor que 0.15

La resistencia de una pila es menor que la de una sola pieza, por lo tanto:

$$f'_m < f'_p$$

2. A partir de la resistencia de diseño de las piezas y el mortero

La resistencia de la mampostería depende principalmente de la resistencia de la pieza y en menor grado la del mortero. Se ha observado que la relación entre la resistencia de la pila y la pieza es aproximadamente lineal. El factor de proporcionalidad es variable para las distintas piezas, dependiendo principalmente de su forma, el material de que están hechas y de la regularidad de sus dimensiones.

Los siguientes valores son válidos para piezas estructurales que cumplen con la relación altura/espesor mayor que 0.5; además con mampostería con espesores de junta horizontal entre 1 y 1.2 cm si las piezas son de fabricación mecanizada, o de 1.5 cm si son de fabricación artesanal; y finalmente, con la resistencia a compresión de las piezas, f'_p , obtenida a partir de ensayos. Para otros casos se deberá determinar la resistencia con ensayos de pilas.

- a) Para bloques con $f'_p \geq 60 \text{ kg/cm}^2$, tabiques y tabicones de concreto con $f'_p \geq 100 \text{ kg/cm}^2$

$f'_p \text{ (kg/cm}^2\text{)}$	$f'_m \text{ (kg/cm}^2\text{)}$	
	Mortero I	Mortero II
60*	25	20
75*	40	35
100	50	45
150	75	60
200	100	90

* Sólo para el caso de piezas huecas

- b) Para piezas de barro

$f'_p \text{ (kg/cm}^2\text{)}$	$f'_m \text{ (kg/cm}^2\text{)}$	
	Mortero I	Mortero II
60	20	20
75	30	30
100	40	40
150	60	60
200	80	80
≥ 300	120	90

Para valores intermedios de f'_p se interpolará linealmente para un mismo tipo de mortero, tanto en piezas de barro como de concreto.

3. Valores indicativos para edificaciones Tipo I

Si no se realizan determinaciones experimentales, para el diseño de edificaciones de mampostería del Tipo I, podrán emplearse los siguientes valores de f'_m para los materiales más comunes de piezas y morteros, sobre los cuales existen suficientes resultados experimentales.

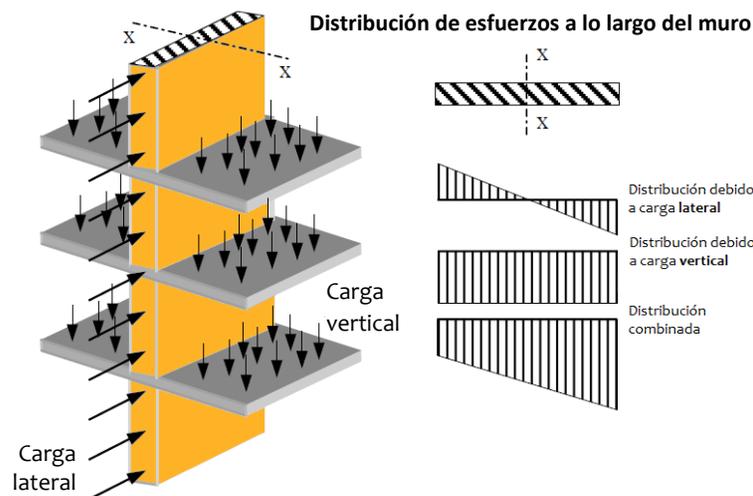
Tipo de pieza	$f'_m \text{ (kg/cm}^2\text{)}$	
	Mortero I	Mortero II
Tabique macizo de barro recocido	15	15
Tabique de arcilla extruida con huecos verticales	40	40
Bloque de concreto (pesado)	20	15
Tabique de concreto (tabicón)	20	15

Los anteriores valores son válidos para piezas estructurales que cumplen con la relación altura/espesor mayor que 0.5 y con mampostería con espesores de junta horizontal comprendidos entre 1 cm y 1.2 cm si las piezas son de fabricación mecanizada, o de 1.5 cm si son de fabricación artesanal. Para otros casos se deberá determinar la resistencia con ensayos de pilas.

La forma más confiable para determinar la resistencia a compresión de la mampostería es mediante el ensayo de pilas formadas con las piezas y morteros que se van a emplear en la construcción. Las otras opciones que se presentan son menos confiables y obligan, por tanto, a fijar valores más conservadores de la resistencia nominal a compresión.

Resistencia a compresión diagonal

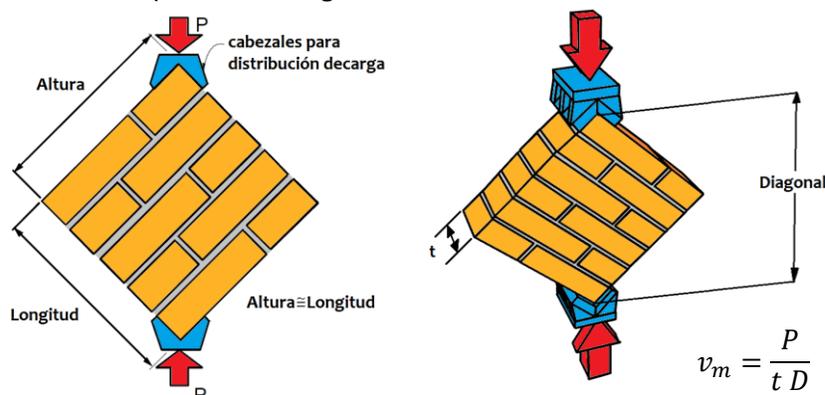
Existen muchas situaciones en las que un muro de mampostería se puede ver sometido a compresión diagonal. Desde luego una de las situaciones más importantes es cuando una edificación de mampostería se ve sometida a un efecto sísmico; sin embargo, existen muchas otras situaciones en las que se pueden producir este tipo de sollicitación en la mampostería, por ejemplo, cuando se producen hundimientos diferenciales en una edificación de mampostería, o bien aun bajo las acciones de cargas gravitacionales cuando existe una distribución poco uniforme de cargas verticales en un determinado muro, pues es el tipo de acción que con frecuencia produce la falla.



La resistencia de diseño a compresión diagonal de la mampostería, v'_m , sobre área bruta de la diagonal, se determinará con algunos de los dos siguientes procedimientos. El valor de la resistencia en esta Norma está referido a 28 días.

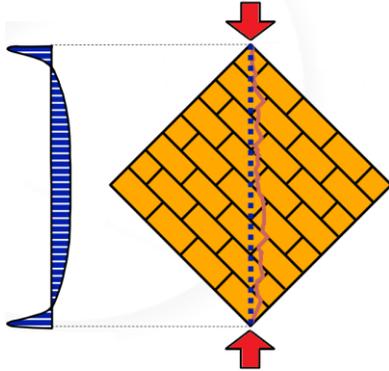
1. Ensayos de muretes construidas con piezas y mortero hechos en obra

Este ensayo consiste en aplicar una compresión diagonal a un murete de dimensiones aproximadamente cuadradas en las que la base sea formada por lo menos de 1.5 piezas. En este ensayo, en el murete se produce un estado de esfuerzos de compresión a lo largo de la diagonal en la cual se aplica la carga, pero al mismo tiempo se produce un estado de esfuerzos de tensión a lo largo de la diagonal. El esfuerzo resistente a la tensión es mucho menor que el esfuerzo resistente a la compresión de la mampostería, aunque se trate de un ensayo de compresión diagonal, el modo de falla es en todos los casos por tensión diagonal.



La falla de un muro por efecto de fuerzas cortante ocurre generalmente a través de grietas inclinadas debidas a tensiones diagonales. Estas grietas se forman generalmente a lo largo de las juntas, propiciadas por la debilidad de la unión pieza-mortero, sin embargo, para piezas con baja resistencia y buena adherencia en el mortero, las grietas atraviesan indistintamente piezas y mortero.

Los muretes se ensayarán a la edad de 28 días, sometiéndolos a una carga de compresión monótona a lo largo de su diagonal y el esfuerzo cortante medio se determinará dividiendo la carga máxima entre el área bruta del murete medida sobre la misma diagonal. En la elaboración, curado, transporte, almacenamiento, cabeceo y procedimiento de ensaye se seguirá la Norma Mexicana correspondiente.



La determinación se hará sobre un mínimo de nueve muretes construidos con piezas provenientes de por lo menos tres lotes diferentes.

La resistencia de diseño a compresión diagonal, v'_m , será igual a:

$$v'_m = \frac{\bar{v}_m}{1 + 2.5 c_v}$$

Donde:

\bar{v}_m es la media de la resistencia compresión diagonal de muretes
 c_v es el coeficiente de variación, no menor a 0.20

2. Valores indicativos para edificaciones Tipo 1

Si no se realizan ensaye de muretes, para edificaciones de mampostería Tipo I se podrán emplear los valores de v'_m que se presenta a continuación.

Tipo de pieza	v'_m (kg/cm ²) Mortero I y II
Tabique macizo de barro recocido	2
Tabique de arcilla extruida con huecos verticales	2
Bloque de concreto (pesado)	2
Tabique de concreto (tabicón)	2

Los anteriores valores son válidos para piezas estructurales que cumplen con la relación altura a espesor mayor que 0.5 y con mampostería con espesores de junta horizontal comprendidos entre 1 cm y 1.2 cm si las piezas son de fabricación mecanizada, o de 1.5 cm si son de fabricación artesanal. Para otros casos se deberá determinar la resistencia con ensayos de muretes.

Resistencia al aplastamiento

Cuando una carga concentrada se transmite directamente a la mampostería, el esfuerzo de contacto no excederá $0.6f'_m$.

Resistencia a tensión

Para las piezas y morteros usuales, la adherencia en la junta da lugar a resistencias en tensión que no exceden de 2 kg/cm²; además, esta propiedad es muy variable, por lo que es conveniente para cálculo de la resistencia en flexión despreciar el esfuerzo resistente en tensión perpendicular a las juntas.

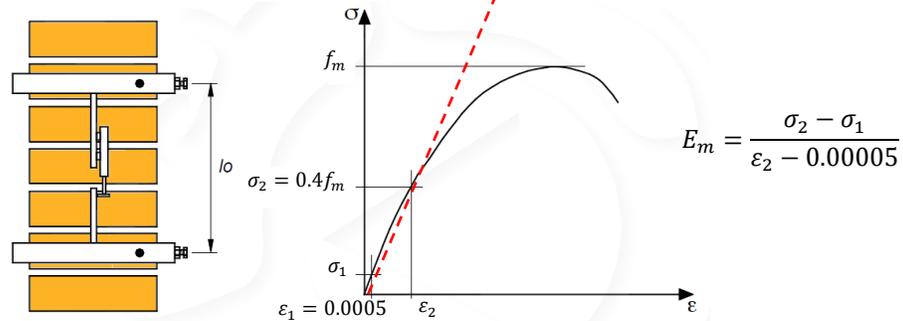
Módulo de elasticidad

El módulo de elasticidad de la mampostería, E_m , se determinará con alguno de los dos procedimientos indicados a continuación.

1. Ensayos de pilas construidas con piezas y mortero hechos en obra

Se ensayarán pilas en pruebas en compresión, a la edad y en cantidad indicada en la Norma Correspondiente.

El módulo de elasticidad para cargas de corta duración se determinará del ensaye en pila como el valor de la tangente que une al punto correspondiente a la deformación de 0.00005 con el punto que pertenece al 40% de la resistencia de la pila en una curva esfuerzo-deformación unitaria. Esto en pilas con una relación de esbeltez del orden de cuatro.



Para obtener el módulo de elasticidad para cargas sostenidas, optativamente, el módulo de elasticidad para cargas de corta duración obtenida del ensaye de pilas se podrá dividir entre 2.3 si se trata de piezas de concreto o entre 1.7 si se trata de piezas de barro o de otro material diferente del concreto.

2. A partir de la resistencia de diseño a compresión de la mampostería

Se proporcionan expresiones que relacionan el módulo de elasticidad con la resistencia de la pila a compresión. Aunque la aproximación de esta fórmula no es plenamente satisfactoria, constituye una forma sencilla de estimar dicha propiedad.

a) Mampostería de tabiques y bloques de concreto

$$E_m = 800 f'_m \text{ para cargas de corta duración}$$

$$E_m = 350 f'_m \text{ para cargas sostenidas}$$

b) Mampostería de tabique de arcilla y otras piezas

$$E_m = 600 f'_m \text{ para cargas de corta duración}$$

$$E_m = 350 f'_m \text{ para cargas sostenidas}$$

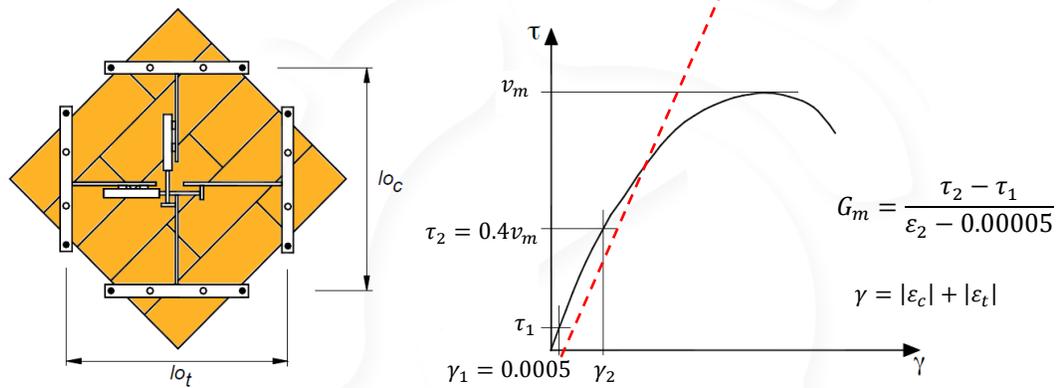
El valor reducido del módulo de elasticidad para cargas sostenidas es un artificio para tomar, de forma simple el efecto de deformaciones diferidas a largo plazo por el comportamiento viscoelástico de los materiales. Se ha recomendado en el uso de un análisis de deformación o asentamiento a largo plazo (varios años), así como analizar mampostería presforzada.

Módulo de cortante

Es una medida de cuanta deformación a cortante sufre la mampostería bajo un determinado nivel de esfuerzo cortante. Se determinará con algunos de los dos procedimientos indicados a continuación.

1. Ensayos de muretes construidas con piezas y mortero hechos en obra

Esta es otra propiedad de la mampostería difícil de cuantificar. Su determinación directa puede hacerse en un ensaye de muretes sujetos a compresión diagonal, a la edad y en cantidad indicada en la Norma Correspondiente.



2. A partir del módulo de elasticidad de la mampostería

Si se opta determinar el módulo de elasticidad, E_m , a partir de la resistencia de diseño a compresión de la mampostería, el módulo de cortante de la mampostería se obtiene como:

$$G_m = 0.4E_m$$

Diversos estudios experimentales han mostrado que el valor del módulo de cortante de la mampostería está en el rango de $0.1E_m$ a $0.3E_m$. Estos valores indican que el material tiene propiedades diferentes en direcciones ortogonales ya que dan lugar a valores del coeficiente de Poisson mayores a 0.5. Por ello, su cálculo a partir del módulo de elasticidad y la relación de Poisson no resulta confiable ya que proporciona valores de G demasiado altos que no se asemejan a los medidos experimentalmente. En la teoría de la elasticidad la relación entre el módulo de elasticidad y cortante es: $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$

Para hacer totalmente compatible con la teoría de la elasticidad lineal, homogénea e isotrópica; para efectos de considerar G_m en el análisis utilizando un programa de computo comercial, cuando $\frac{G_m}{E_m} < \frac{1}{3}$, se utilizará un valor del módulo de Poisson igual a $\nu = 0.25$ y se reducirá el área de cortante por un factor igual a $\frac{G_m}{0.4E_m}$

Mampostería de piedras naturales

Se entiende como a la mampostería de tercera, formado por piedras naturales limpias sin labrar y unidas por mortero.

Piedras

Las piedras no necesitarán ser labradas, pero se evitará el empleo de piedras de formas redondeadas y de cantos rodados. Por lo menos, el 70% del volumen del elemento estará constituido por piedras con un peso mínimo de 30 kg cada una. Las piedras se mojarán antes de usarlas. Se establecen además los siguientes requisitos:

- Su resistencia mínima a compresión en dirección perpendicular a los planos de formación sea de 150 kg/cm².
- Su resistencia mínima a compresión en dirección paralela a los planos de formación sea de 100 kg/cm².
- La absorción máxima sea de 4%.
- Su resistencia al intemperismo, medida como la máxima pérdida de peso después de 5 ciclos en solución saturada de sulfato de sodio, sea de 10%.

Mortero

Los morteros que se empleen para mampostería de piedras naturales deberán ser al menos del tipo II, tal que la resistencia mínima en compresión sea de 75 kg/cm². Se elaborará con la cantidad de agua mínima necesaria para obtener una pasta manejable.

Resistencia de diseño

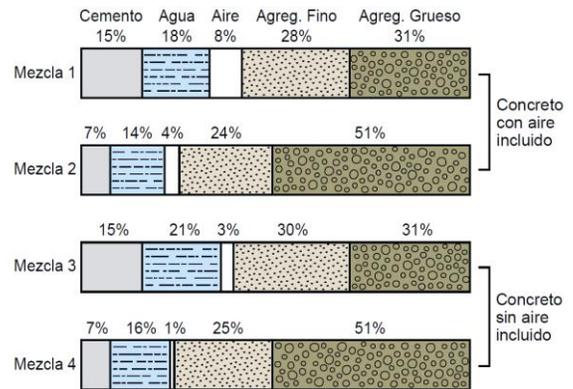
Los resultados experimentales acerca de la resistencia en compresión de este material son escasos, pero en pruebas efectuadas en especímenes se han obtenido resistencias muy inferiores a la resistencia de la piedra sola y mayores que la resistencia del mortero. La resistencia parece ser muy sensible a la calidad del mortero, al tamaño de las piedras y al espesor de las juntas. A continuación, se dan valores conservadores de las resistencias de diseño en compresión, f'_m , y en cortante, v'_m , de mampostería de tercera, incluyen un factor de resistencia.

Descripción	Compresión $F_R \cdot f'_m$ (kg/cm ²)	Cortante $F_R \cdot v'_m$ (kg/cm ²)
Mampostería unida con mortero de resistencia a compresión no menor de 50 kg/cm ²	20	0.6

1.4.2 Concreto

El concreto es una mezcla de dos componentes: agregados y pasta. La pasta, compuesta de cemento portland y agua, une los agregados, normalmente arena y grava, creando una masa similar a una roca. Esto ocurre por el endurecimiento de la pasta a consecuencia de la reacción química del cemento con el agua.

La pasta se compone de materiales cementantes, agua y aire atrapado o aire incluido (intencionalmente incorporado). La pasta constituye aproximadamente del 25% hasta 40% del volumen total del concreto. El volumen absoluto del cemento está normalmente entre 7% y 15% y el volumen del agua está entre 14% y 21%. El contenido de aire atrapado varía del 4% hasta 8% del volumen.



Como los agregados constituyen aproximadamente del 60% al 75% del volumen total del concreto, su selección es muy importante. Los agregados deben componerse de partículas con resistencia mecánica adecuada y con resistencia a las condiciones de exposición y no deben contener materiales que puedan causar deterioración del concreto.

Materiales componentes

Una mezcla de concreto se diseña para producir concreto que puede ser colocado fácilmente al menor costo, debe ser trabajable y cohesivo cuando está fresco, una vez fraguado endurece para dar a un material resistente. Debe considerarse el ambiente en el que estará el concreto, es decir, exposición al agua de mar, a tránsito vehicular, peatonal y de montacargas, o climas extremos de calor o frío.

Características de los materiales componentes	
Agregado fino	<ul style="list-style-type: none"> Es arena natural seleccionada u obtenida mediante trituración y cribado, con partículas de tamaño comprendido entre la malla No 200 hasta la malla No 4 dentro de los límites granulométricos que marca la Norma. El módulo de finura que corresponde a la granulometría no será menor que 2.3, ni mayor de 3.1. Cumpla NMX-C-111.
Agregado grueso	<ul style="list-style-type: none"> Puede ser grava natural seleccionada u obtenida mediante trituración y cribado, escorias de altos hornos enfriadas en aire o una combinación de dichos materiales. La granulometría de los agregados gruesos estará comprendida generalmente entre ¾" hasta 3" dentro de los límites granulométricos que marca la Norma.
	<p>Clase 1</p> <p>Peso específico superior a 2.6 como caliza o basalto.</p> <p>Clase 2</p> <p>Peso específico superior a 2.3 como andesita.</p>
Cementante	<ul style="list-style-type: none"> Clase resistente 30 o 40. Cumpla NMX-C-414.
Agua	<ul style="list-style-type: none"> Ser limpia.

Proporcionamiento de mezclas de concreto

Según el método del volumen absoluto

El proporcionamiento de la mezcla se refiere al proceso de determinación de las cantidades de los ingredientes del concreto, usando materiales locales, para que se logren las características específicas. Es importante el entendimiento de los principios del diseño de mezclas, tales como los cálculos usados para establecer las proporciones de la mezcla.

La práctica estándar ACI 211.1-91 describe un método de selección de proporciones de la mezcla de concreto. Se debe recalcar que el método proporciona una primera aproximación a las proporciones de la mezcla que se van a emplear en las mezclas de ensayo. El método consiste en una serie de pasos que toman en cuenta las características de los materiales. Estos pasos se describirán a continuación.

1. Resistencia a compresión

El promedio de la resistencia (resistencia media) debe ser igual a la resistencia especificada más una tolerancia que lleva en consideración las variaciones en los materiales, métodos de mezclado, transporte, colocación y variaciones en la producción del concreto. La resistencia media f'_{cr} es la requerida en el diseño de la mezcla y es mayor que f'_c .

Resistencia a la compresión f'_c (kg/cm ²)	Resistencia promedio requerida a la compresión f'_{cr} (kg/cm ²)
$f'_c < 200$	$f'_{cr} = f'_c + 70$
$200 \leq f'_c \leq 350$	$f'_{cr} = f'_c + 85$
$f'_c > 350$	$f'_{cr} = 1.1 f'_c + 5.0$

2. Relación agua/cemento

La relación agua/cemento es simplemente la masa del agua dividida por la masa del material cementante, será la relación según las condiciones de exposición de la siguiente tabla.

Condición de exposición	Relación agua/cemento	Resistencia a compresión mínima f'_c (kg/cm ²)
Concreto que tenga baja permeabilidad y expuesto al agua o exposición moderada a sulfatos	0.50	280
Concreto expuesto a congelación-deshielo en condición húmeda o exposición muy severa a sulfatos	0.45	310
Protección contra la corrosión del refuerzo del concreto expuesto a cloruro de las sales descongelantes, agua salobre o agua del mar	0.40	350

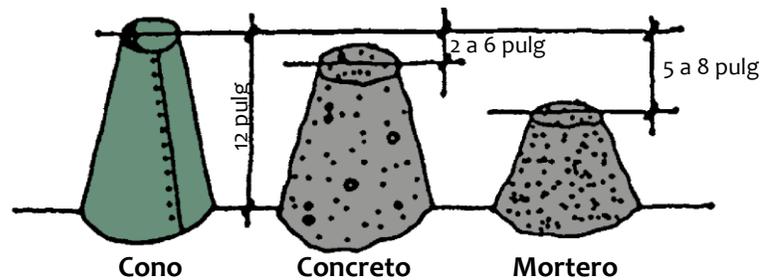
El valor de f'_c especificado debe ser razonablemente congruente con la relación agua/cemento requerida por durabilidad. Cuando la durabilidad no es el factor que gobierne, la elección de la relación agua/cemento y las proporciones de la mezcla para la resistencia requerida se deberá basar en datos de campo o en mezclas de prueba que empleen los materiales de la obra. Cuando no se disponen de más datos, se utiliza la siguiente tabla para elegir la relación agua/cemento, para valores intermedios se interpolará.

Resistencia a compresión f'_c (kg/cm ²)	Relación agua/cemento	
	Concreto sin aire	Concreto con aire
420	0.41	-
350	0.48	0.40
280	0.57	0.48
210	0.68	0.59
140	0.82	0.74

3. Revenimiento

La trabajabilidad es la medida de la facilidad o dificultad de colocación, consolidación y acabado del concreto; la consistencia es la habilidad del concreto de fluir y la plasticidad es la facilidad del moldeo del concreto. Si se usa más agregado en el concreto o si se agrega menos agua, la mezcla se vuelve más rígida y difícil de moldearse. Ni las mezclas muy secas y desmoronables, ni las muy aguadas y fluidas se pueden considerar plásticas.

El ensayo de revenimiento se usa para medir la consistencia del concreto. Para una proporción dada de cemento y agregado, cuanto mayor el revenimiento, más húmeda es la mezcla. El revenimiento es un indicador de trabajabilidad cuando se evalúan mezclas similares, sin embargo, no se debe utilizar para comparar mezclas de proporciones totalmente diferentes. Si se usa en diferentes revolturas del mismo diseño de mezcla, un cambio en el revenimiento indica un cambio en la consistencia y en las características de los materiales, de las proporciones de la mezcla, del contenido de agua y del mezclado.



Son necesarios diferentes valores de revenimientos para los varios tipos de construcción. Generalmente, se indica el revenimiento en la especificación de la obra como un rango o como un valor máximo que no puede exceder. Cuando no se especifica el revenimiento, un valor aproximado se elige de la siguiente tabla.

Construcción de concreto	Revenimiento (mm)	
	Máximo	Mínimo
Zapatas y muros de cimentación reforzado	75	25
Zapatas, cajones y muros de subestructuras sin refuerzo	75	25
Vigas y muros reforzados	100	25
Columnas de edificios	100	25
Pavimento y losas	75	25
Concreto masivo	75	25

4. Contenido de aire y agua

El aire incluido se debe usar en todo el concreto que será expuesto a congelación-deshielo y en productos químicos descongelantes y se puede utilizar para mejorar la durabilidad, incluso donde no se requiera. En mezclas proporcionadas adecuadamente, el aumento del tamaño máximo del agregado lleva a la disminución del contenido de mortero y aire requerido en el concreto.

El contenido de agua se influencia por un gran número de factores: tamaño, forma y textura del agregado, revenimiento, relación agua/cemento, contenido de agua, tipo y contenido de cementante.

Un aumento del contenido del aire y del tamaño del agregado, una reducción de la relación de agua/cemento y del revenimiento o el uso de agregados redondeados, *reducirá* la demanda de agua. Por otro lado, el aumento de la temperatura, del contenido de cemento, del revenimiento (asentamiento), de la relación agua/cemento, de la angularidad del agregado y la disminución de la proporción entre el agregado grueso y el agregado fino, *aumentarán* la demanda de agua.

Se debe tener en cuenta que el cambio de cualquier ingrediente de concreto normalmente afecta las proporciones de los otros ingredientes y altera las propiedades de la mezcla.

Los contenidos de aire y agua recomendados se presentan en la siguiente tabla.

Revenimiento (mm)	Agua en kilogramos por metro cubico de concreto (kg/m ³)							
	Tamaño de agregado (mm)							
	9.5	12.5	19	25	37.5	50	75	150
Concreto sin aire incluido								
25 a 50	207	199	190	179	166	154	130	113
75 a 100	228	216	205	193	181	169	140	124
150 a 175	243	228	216	202	190	178	160	-
% máximo de aire atrapado	3	2.5	2	1.5	1	0.5	0.3	0.2
Concreto con aire incluido								
25 a 50	181	175	168	160	150	142	122	107
75 a 100	202	193	184	175	165	157	133	119
150 a 175	216	205	197	184	174	166	154	-
% de contenido de aire para:								
Exposición blanda	4.5	4.0	3.5	2.5	2.5	2.0	1.5	1.0
Exposición moderada	6.0	5.5	5.0	4.5	4.5	4.0	3.5	3.0
Exposición severa	7.5	7.0	6.0	6.0	5.5	5.0	4.5	4.0

5. Agregados

La granulometría tiene una influencia importante en el proporcionamiento de las mezclas de concreto porque afectan la trabajabilidad del concreto fresco. Los agregados gruesos deben tener el mayor tamaño máximo posible para las condiciones de la obra.

El tamaño máximo del agregado grueso no debe ser mayor que:

- 1/5 de la menor distancia horizontal entre caras de los moldes.
- 1/3 del espesor de la losa.
- 2/3 de la separación horizontal libre mínima entre barras.

La cantidad de agua de mezcla necesaria para producir un volumen unitario de concreto, para un dado revenimiento, depende de la forma, del tamaño máximo y la cantidad de agregado grueso. Los mayores tamaños minimizan los requisitos de agua y permiten la disminución del contenido de cemento.

El tamaño máximo del agregado grueso que producirá el concreto con la mayor resistencia, para un dado contenido de cemento, depende de la fuente del agregado. En el concreto de alta resistencia, el tamaño máximo es de 19 mm ($\frac{3}{4}$ "). Las resistencias más elevadas se pueden lograr con el empleo de piedra triturada en vez de grava redondeada.

El volumen de agregado grueso se determina a través de la siguiente tabla, se interpolará para valores medios.

Tamaño máximo del agregado		Volumen de agregado grueso por unidad de volumen de concreto			
(mm)	(pulg)	Módulo de finura			
		2.4	2.6	2.8	3.00
9.5	3/8	0.50	0.48	0.46	0.44
12.5	1/2	0.59	0.57	0.55	0.53
19	3/4	0.66	0.64	0.62	0.60
25	1	0.71	0.69	0.67	0.65
37.5	1 1/2	0.75	0.73	0.41	0.69
50	2	0.78	0.76	0.74	0.72
75	3	0.82	0.80	0.78	0.76
150	6	0.87	0.85	0.83	0.81

Según el fabricante del cemento

El concreto es una mezcla de cemento, agua, agregado grueso y fino. Las proporciones de cada material afectan las propiedades del concreto endurecido final. Estas proporciones se miden mejor por peso, la medición por volumen no es tan exacta, pero es adecuada para proyectos pequeños.

A continuación, se presentan los volúmenes necesarios para lograr las resistencias requeridas según datos basados en pruebas realizadas en el Centro Tecnológico del fabricante Cruz Azul.

Material	Resistencia a compresión (kg/cm ²)				Recomendaciones
	f' _c = 100	f' _c = 150	f' _c = 200	f' _c = 250	
Cemento 	1 x 				A medida que se incrementa el contenido de cemento, también se incrementa la resistencia y durabilidad. Por tanto, para incrementar la resistencia, se incrementará el contenido de cemento de una mezcla.
Arena 	6 ¼ x 	5 ½ x 	4 ¼ x 	3 ½ x 	Demasiado agregado fino da una mezcla pegajosa.
Grava 	7 ¼ x 	6 ¾ x 	5 ¼ x 	4 ½ x 	Demasiado agregado grueso da una mezcla áspera y pedregosa.
Agua 	2 ½ x 	2 ¼ x 	1 ¾ x 	1 ½ x 	Al agregar más agua a la mezcla se obtiene un concreto endurecido menos resistente. Siempre usar poca agua como sea posible, únicamente la suficiente para hacer que la mezcla sea trabajable.
Consumo por BULTO de cemento de 50 kg y botes de 18 litros					
Para 1 m³ hacerlo	5 veces	6 veces	7 veces	8 veces	Revenimiento de mezclas de 12 - 14 cm

El concreto normalmente es mezclado por medio de una máquina. Cuando se realiza el mezclado en el sitio, empezar por agregar una cantidad medida de agregado grueso; agregue la arena antes del cemento, ambos en cantidades medidas. Se mezclará sobre una superficie limpia y no absorbente. Utilizar la mezcla inmediatamente y no usarla si pasó más de 1.5 horas o si ya inicio su fraguado. Una vez endurecido el concreto, mantenerlo húmedo por lo menos los primeros 7 días, protegiéndolo de la evaporación del agua para garantizar el desarrollo de su resistencia. Se empleará arena y grava caliza densas que darán más resistencia a temblores. Evitar el tezontle y otras piedras porosas. La arcilla, basura, aceite y salitre provocan baja resistencia y agrietamientos.

Consolidación

La vibración mueve las partículas del concreto recién mezclado, reduce la fricción entre ellas y les da movilidad de un fluido denso. La acción vibratoria permite el uso de agregado grueso y menores proporciones de agregado fino. Si el agregado es bien graduado, menor es el volumen para llenarse con cemento y agua. La correcta consolidación del agregado grueso mejora la calidad y la economía. Por otro lado, la mala consolidación puede resultar en un concreto poroso y débil.

Endurecimiento y curado

Los silicatos de calcio, los cuales constituyen 75% del peso del cemento portland, reaccionan con el agua para formar dos compuestos: hidróxido de calcio y silicato de calcio hidrato. Éste último es el más importante compuesto del

concreto ya que las propiedades como fraguado, resistencia y estabilidad dependen del silicato de calcio hidratado. Mientras el concreto se endurece o fragua, su volumen bruto permanece inalterado, pero el concreto endurecido contiene poros llenos de agua y aire, los cuales no tienen resistencia. La resistencia está en las partes sólidas, sobre todo en el silicato de calcio hidratado y en los compuestos cristalinos. Cuanto menos porosa es la pasta de cemento, más resistente es el concreto. Por lo tanto, al mezclarse el concreto, no se debe usar más agua que aquella estrictamente necesaria para obtenerse un concreto plástico y trabajable.

La velocidad de reacción entre el cemento y el agua es importante porque determina el tiempo de fraguado. La reacción inicial debe ser suficientemente lenta para que haya tiempo para transportar y colocar el concreto. Una vez, que el concreto ha sido colocado y acabado, es deseable un endurecimiento rápido. El yeso que se añade al cemento actúa como un regulador del fraguado inicial. La finura del cemento, cantidad de agua adicionada y temperatura de los materiales al momento de la mezcla son otros factores que influyen la tasa de hidratación.

El curado se realiza durante el proceso de fraguado del hormigón para asegurar su adecuada hidratación, adoptando las medidas para mantener un ambiente húmedo por lo menos durante 7 días en el caso de cemento ordinario y 3 días si se empleó cemento de alta resistencia inicial. Para acelerar la adquisición de resistencias y reducir el tiempo de curado, puede usarse el curado con vapor de alta presión, vapor a presión atmosférica, calor y humedad, o en algún otro proceso que sea aceptado.

Peso volumétrico

El peso volumétrico del concreto es elevado en comparación con el de otros materiales de construcción, y como los elementos estructurales de concreto son generalmente voluminosos, el peso es una característica que debe tomarse en cuenta. Varía dependiendo de la cantidad y la densidad del agregado, la cantidad de aire atrapado y las cantidades de agua y cemento. El peso volumétrico varía dependiendo de la cantidad de aire atrapado o intencionalmente incluido y las cantidades de agua y cemento. Por otro lado, el tamaño máximo del agregado influye en las cantidades de agua y cemento. El concreto convencional, normalmente usado en pavimentos, edificios y otras estructuras, tiene un peso volumétrico que varía de 2.2 T/m³ hasta 2.4 T/m³.

En el diseño del concreto armado, el peso volumétrico de la combinación del concreto con la armadura normalmente se considera 2.4 T/m³

Resistencia a compresión

La resistencia a compresión que el concreto logra, es función de la relación agua-cemento, el curado, las condiciones ambientales y la edad del concreto. Es una propiedad principalmente física y frecuentemente usada como un índice de resistencia a flexión en los cálculos para diseño de puentes, edificios y otras estructuras. La determinación de la resistencia a compresión se da a través de ensayos en probetas de concreto. Deberá comprobarse que el nivel de resistencia del concreto estructural de toda construcción cumpla con la resistencia especificada. Para diseñar se usará el valor nominal $f_c'' = 0.85 f_c'$.

Resistencia a la compresión	Clase
$f_c' \geq 250 \text{ kg/cm}^2$	Clase 1
$f_c' \geq 200 \text{ kg/cm}^2$	Clase 2

Módulo de elasticidad

El módulo de elasticidad se puede definir como la razón entre el esfuerzo normal a una deformación unitaria correspondiente al límite de proporcionalidad del material.

Para estimar deformaciones debidas a cargas de corta duración, donde se puede admitir un comportamiento elástico sin errores importantes, es necesario definir un valor del módulo de elasticidad.

El módulo de elasticidad es función principalmente de la resistencia del concreto y de su peso volumétrico. El reglamento de la Ciudad de México, propone las ecuaciones:

Tipo	Módulo de elasticidad E_c (kg/cm ²)
Concreto con agregados calizos	$E_c = 14,000 \sqrt{f'_c}$
Concreto con agregados basálticos	$E_c = 11,000 \sqrt{f'_c}$
Concreto con agregados típicos Cd. Mx	$E_c = 8,000 \sqrt{f'_c}$

1.4.3 Acero de refuerzo

De los materiales comúnmente usados para fines estructurales, el acero es el que tiene mejores propiedades de resistencia, rigidez y ductilidad. Su eficiencia estructural es además alta debido a que puede fabricarse en secciones con la forma más adecuada para resistir flexión, compresión u otro tipo de sollicitación. La resistencia en compresión y tensión son prácticamente idénticas y pueden hacerse variar modificando la composición química.

Hay que tomar en cuenta que a medida que se incrementa la resistencia del acero se reduce su ductilidad y que al aumentar la resistencia no varía el módulo de elasticidad. Una ventaja del acero es que su comportamiento es perfectamente lineal y elástico hasta la fluencia. La alta ductilidad del material permite redistribuir concentraciones de esfuerzo. Las extraordinarias cualidades estructurales del acero, y esencialmente su alta resistencia en tensión, han sido aprovechadas estructuralmente en el concreto reforzado.

El acero para reforzar concreto se utiliza en distintas formas. La más común es la barra o varilla que se fabrica tanto de acero laminado en caliente como de acero trabajado en frío.

En la construcción de estructuras de concreto el acero de refuerzo que normalmente se utiliza es la varilla corrugada grado 42, pero en estructuras de mampostería además de este tipo de acero se utiliza refuerzo de alta resistencia estirado en frío, cuya presentación es en varillas o en elementos electrosoldados con formas específicas para eliminar el proceso de habilitado en sitio como los castillos.

Varillas corrugadas

Los diámetros usuales de las barras producidas en México varían de 1/4" a 1 1/2". Todas las barras, con excepción del alambrión de 1/4", que generalmente es liso, tienen corrugaciones en la superficie, para mejorar su adherencia al concreto. La longitud de la varilla es normalmente de 12 m.

Barra (Número)	Diámetro (pulg)	Diámetro (mm)	Peso (kg/m)	Área (cm ²)	Perímetro (cm)
2	1/4	6.4	0.248	0.32	1.99
2.5	5/16	7.9	0.388	0.49	2.48
3	3/8	9.5	0.559	0.71	2.98
4	1/2	12.7	0.993	1.27	3.99
5	5/8	15.9	1.552	1.98	5.00
6	3/4	19.0	2.235	2.85	6.00
7	7/8	22.2	3.042	3.88	6.97
8	1	25.4	3.973	5.07	7.98
9	1 1/8	28.6	5.028	6.41	8.99
10	1 1/4	31.8	6.207	7.92	9.99
11	1 3/8	34.9	7.511	9.58	10.96
12	1 1/2	38.1	8.938	11.40	11.97

Castillos electrosoldados

Los armados prefabricados denominados castillos electrosoldados son muy utilizados como el refuerzo para castillos y cadenas de los muros confinados en construcciones de mampostería de uno y dos niveles en donde el acero de refuerzo de dichos elementos es suficiente para cumplir con los requisitos de acero mínimo y para muros que se

diseñen a flexocompresión en zonas de bajo y moderado riesgo sísmico de acuerdo las normas de Mampostería vigente.

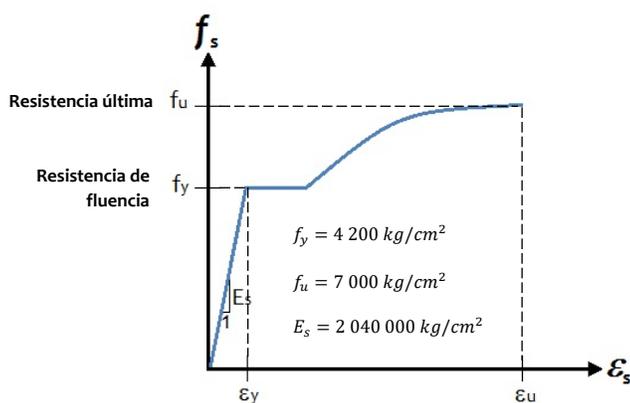
Los castillos electrosoldados normalmente se especifican como BxH-N, donde B es el ancho de la sección bruta del castillo de concreto y H el peralte, N es el número de alambres longitudinales del que está formado el castillo y estos pueden ser 3 o 4. La sección real del castillo resulta de considerar un recubrimiento libre de 2 cm en el largo y ancho de la sección. Los alambres longitudinales son barras corrugadas de $\frac{1}{4}$ " (6.4 mm) y los estribos son alambres lisos o corrugados calibre 8 (4.1 mm) con una separación estándar de 15.8 cm. La longitud estándar disponible es de 6 m.

Tipo	Sección (cm)	Ø Alambre long (pulg)	Estribos (calibre @ cm)	Peso (kg/m)
10x20 - 4	6 x 16	$\frac{1}{4}$ "	8 @ 15.8	1.34
12x12 - 3	8 x 8	$\frac{1}{4}$ "	8 @ 15.8	1.00
12x12 - 4	8 x 8	$\frac{1}{4}$ "	8 @ 15.8	1.30
12x20 - 4	8 x 16	$\frac{1}{4}$ "	8 @ 15.8	1.37
15x10 - 4	11 x 6	$\frac{1}{4}$ "	8 @ 15.8	1.31
15x15 - 3	11 x 11	$\frac{1}{4}$ "	8 @ 15.8	0.98
15x15 - 4	11 x 11	$\frac{1}{4}$ "	8 @ 15.8	1.31
15x20 - 4	11 x 16	$\frac{1}{4}$ "	8 @ 15.8	1.38
15x25 - 4	11 x 21	$\frac{1}{4}$ "	8 @ 15.8	1.44
15x30 - 4	11 x 26	$\frac{1}{4}$ "	8 @ 15.8	1.48

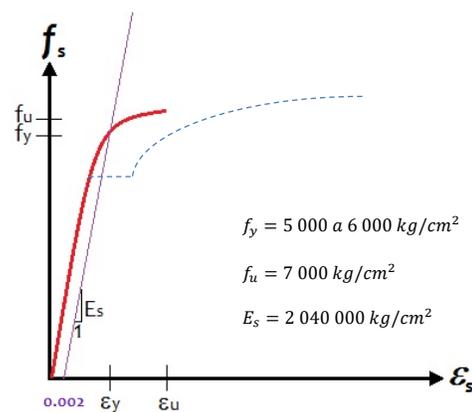
Estos aceros son producto de formar en frío, por procesos mecánicos, alambres de un diámetro mayor, que al ir reduciendo su diámetro se va incrementando su resistencia a la tensión. El corrugado de estos alambres también se logra bajo el proceso de trefilado. Para cualquier elemento electrosoldado el esfuerzo de fluencia debe ser menor que 5000 kg/cm^2 .

Esfuerzo de fluencia

Generalmente el tipo de acero se caracteriza por el límite o esfuerzo de fluencia. Este límite se aprecia claramente en las curvas esfuerzo - deformación de barras laminadas en caliente. El acero trabajado en frío no tiene un límite de fluencia bien definido. En este caso, el límite de fluencia suele definirse trazando una línea paralela a la parte recta o proporcional de la curva $\sigma - \epsilon$ desde un valor de la deformación unitaria de 0.002, la intersección de esta paralela con la curva define el límite de fluencia.



Acero convencional



Acero de alta resistencia trabajado en frío

En México se cuenta con una variedad relativamente grande de aceros de refuerzo. Las barras laminadas en caliente pueden obtenerse con límites de fluencia desde 2300 hasta 4200 kg/cm^2 . El acero trabajado en frío alcanza límites de fluencia de 4000 a 6000 kg/cm^2 .

	Grado 30	Grado 42	Grado 52	Grado 60
Resistencia a la tensión mínima (kg/cm²)	5 000	6 300	7 200	7 000
Esfuerzo de fluencia mínimo (kg/cm²)	3 000	4 200	5 200	6 000

En el cálculo de resistencias se usarán los esfuerzos de fluencia mínimos, f_y . La relación entre los valores determinados para la resistencia a la tensión y el esfuerzo de fluencia no debe ser menor de 1.25.

Módulo de elasticidad

El módulo de elasticidad de los distintos tipos de acero cambia muy poco, por lo que se supondrá:

$$E_s = 2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

Requisitos de calidad

- Se fabricarán en sección circular, cumpliendo con los diámetros nominales sugeridos por el fabricante. Las longitudes serán las solicitadas, pudiendo estar en 6 o 12 metros en varilla recta.
- Las varillas lisas o corrugadas deben estar libres de defectos visibles perjudiciales y tener un acabado compatible con una buena práctica de fabricación, además, los electrosoldados deben presentar los alambres a simple vista, con superficies sanas y un acabado uniforme en diámetro.
- El espaciamiento promedio o distancia entre corrugaciones sobre cada lado de la varilla no excede de 7/10 del diámetro de la misma.
- El acero en cualquiera de sus denominaciones y clasificación debe colocarse en una superficie donde no haya posibilidad de contaminación con tierra, lodo, aceite, grasa o cualquier sustancia nociva. Dado el caso, se colocarán polines o plataformas a fin de hacer descansar el material sobre ellos.
- Debe guardarse en almacén, de preferencia en áreas cubiertas, en sitios donde no se contamine, se oxide, se maltrate por transeúntes y en general que ni se vean impactados por alteración química cualquiera. Se permitirá la presencia del óxido y escama ligeras, se considerarán como ligeras siempre que al limpiar la varilla con cepillo de alambre no se alteren las dimensiones ni el peso especificado.

1.5 Estructuración

Esta etapa queda definida al establecer la geometría y posición de los elementos divisorios (muros) así como de sus aberturas y otros detalles especiales que se definen en el proyecto arquitectónico. Aunque en muchos casos los proyectos arquitectónicos ya están elaborados, es hacer conciencia del comportamiento que se obtendrá dependiendo de ciertas configuraciones geométricas. Por ello el encargado del análisis propondrá modificaciones que mejoren el desempeño estructural sin restar funcionalidad y estética al proyecto. El objetivo debe ser el de adoptar la solución óptima ante un conjunto de posibles opciones de estructuración.

La creación de nuevos materiales y sistemas constructivos para la vivienda ha sido lograr un producto que proporcione mayor confort al usuario, mejor apariencia, durabilidad y menor costo. Cualquier aportación o novedad que salga de los lineamientos de la normatividad vigente, requiere investigación y experimentación.

La forma de la construcción, el tipo y arreglo de los elementos estructurales y la distribución de las masas tienen una influencia decisiva en el diseño sismorresistente; mucho más que para el diseño ante otras acciones. La sencillez, uniformidad y simetría de la construcción son aspectos básicos que contribuyen a reducir los riesgos de un mal comportamiento ante la acción de un sismo. En una estructura en zona de alto riesgo sísmico deben evitarse las rarezas arquitectónicas que hacen precario el equilibrio y la estabilidad ante cargas laterales.

A continuación, se enumeran una serie de recomendaciones al respecto:

1. La sencillez de la estructura permite entender la forma en la que resiste las caras laterales y en la que puede disipar la energía introducida por el sismo.
2. La existencia de sistemas estructurales que proporcione a la estructura rigidez y resistencia en dos direcciones ortogonales ya que el movimiento del terreno induce fuerzas en cualquier dirección.
3. Debe haber una forma regular y una distribución simétrica en planta de los elementos estructurales que evite torsiones importantes. Son poco convenientes las formas excesivamente alargadas debido que se tienden a perder la rigidez de la losa en su plano como diafragma. Son poco deseables las formas en L y T, así como aquellas que tengan entrantes, debido a los problemas de torsión que provocan. A este respecto, la solución recomendada es dividir la construcción en unidades aproximadamente cuadradas como estructura independiente.
4. Debe buscarse una forma regular de la construcción en elevación. Las fuertes reducciones del tamaño de la planta después de cierto número de pisos provocan amplificaciones locales del movimiento.
5. Proporcionar máxima hiperestaticidad. Mientras mayor sea el número de secciones que tenga que llegar a la fluencia antes de que la estructura pueda fallar, mayor es la disipación de energía.
6. Evitar zonas o elementos sobrediseñados ya que no participarán en la deformación dejando a un número reducido de secciones la función de disipar energía.
7. Asegurarse que los sistemas de piso y techo sean suficientemente rígidos y resistentes para absorber las fuerzas que se originan en su plano a fin de distribuir las fuerzas de inercia entre los elementos verticales de diferente rigidez. En caso de que el sistema de piso no tenga rigidez en su plano, las fuerzas sísmicas se distribuirán entre los elementos resistentes, proporcionalmente a la masa que gravita sobre ellos.
8. La cimentación debe ser tal que pueda transmitir a la estructura los movimientos del suelo de manera que actúe como una unidad monolítica y no haya deformaciones importantes entre suelo y estructura.

1.5.1 Muros confinados

En México más del 90% de la vivienda se construye a base de muros de carga de mampostería. Esto hace que la edificación de vivienda a base de este sistema estructural represente un poco más del 50 % del volumen total de la construcción.

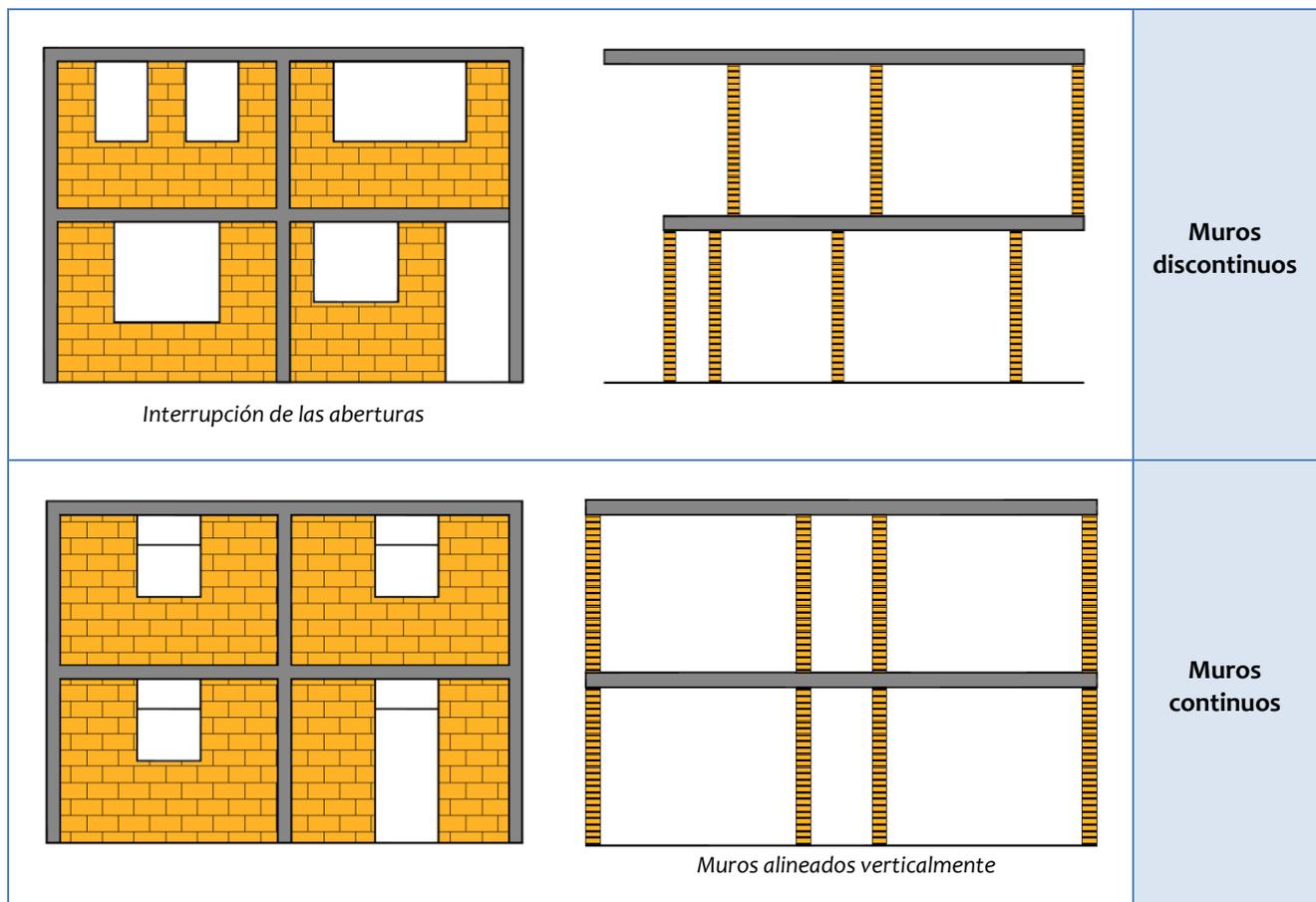
El arreglo de la estructura de una casa o de un edificio de mampostería debe estar definido por la necesidad de generar una buena respuesta antes los sismos. La forma en planta y en elevación, así como la distribución de muros juegan un papel muy importante en el comportamiento bajo la acción sísmica. Cuando la relación altura/longitud del muro crece, se reduce muy rápidamente su rigidez.

El uso de los muros de carga de mampostería está limitado debido a su escasa resistencia en compresión y en tensión, obligando a una alta densidad de muros con espesores considerables. Un aspecto importante es que la ubicación de los muros en planta sea simétrica para que no se presenten torsiones en la respuesta ante cargas laterales.

Un procedimiento para aumentar la rigidez de muros consiste en acoplar dos o más muros a través de vigas de buen peralte en cada piso, las que restringen los giros de los muros en cada nivel y tienden a hacer trabajar los muros acoplados como una unidad. El muro sujeto a cargas laterales en su plano es un elemento común en estructuras tipo cajón en donde se aprovechan la gran rigidez lateral que estos elementos tienen por su considerable peralte, para limitar las deflexiones horizontales de la estructura.

Continuidad de muros de carga

Deben evitarse cambios bruscos de rigidez y resistencia en elevación, es decir, evitar la concentración o ausencia de muros en un sólo nivel. Las discontinuidades conducen a la formación de mecanismos de piso suave.



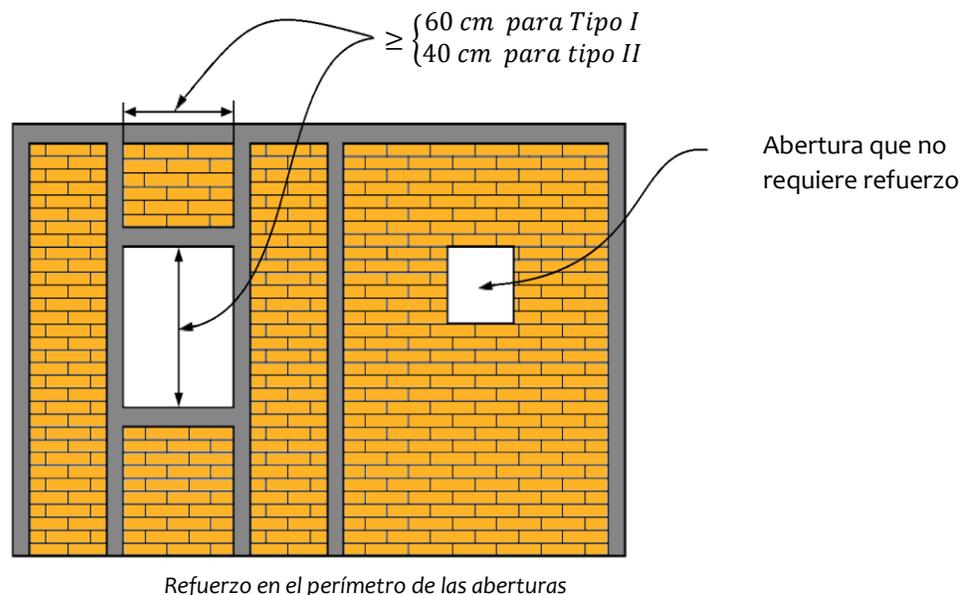
En una estructura donde exista un piso muy flexible con respecto a los otros, la energía del sismo se concentrará en ese piso. En las estructuras de mampostería uno de los casos más comunes corresponde al llamado piso blando o piso débil, creado en la planta baja del edificio en función de las necesidades de espacios abiertos. La estructura se forma en este nivel en una de marcos, cuya rigidez es considerablemente menor que la de los pisos superiores consistente en muros de mampostería. La estructura requerirá también traveses y losas de gran peralte para soportar el peso de los pisos superiores que se interrumpen en el primer nivel.

Las consecuencias de este problema se han manifestado en todos los sismos ocurridos en México, desafortunadamente no ha sido asimilada por arquitectos e ingenieros mexicanos que siguen proponiendo y aceptando los proyectos arquitectónicos con este tipo de irregularidad sin considerar, en el análisis, en el diseño y en el detallado de la estructura las implicaciones estructurales por este problema.

Aberturas en las puertas y ventanas

Con relación a las aberturas necesarias para puertas y ventanas se puede decir lo siguiente:

- Debe evitarse la concentración de aberturas en una dirección ya que se reduce el área efectiva de la sección transversal total de muros que resistan las fuerzas laterales en esa dirección.
- Evitar aberturas muy próximas entre si ya que se define entre ellas porciones de muros esbeltos, con relaciones de aspecto H/L mayores a 1.33. Esto propiciara una disminución de su resistencia a la flexión y al cortante, siendo la flexión quien controla las deflexiones y resistencias, por lo que es indispensable contar con elementos de confinamiento.
- Evitar columnas cortas, o bien, castillos cortos.
- Colocar dalas y castillos en la periferia de todas las aberturas, ya que proporcionara cierta ductilidad a los muros y aunque no modifican significativamente la carga de agrietamiento diagonal, participan en la resistencia a flexocompresión en el plano del muro.
- También se colocarán elementos verticales y horizontales de refuerzo en aberturas con altura igual a la del muro.
- Existirán elementos de refuerzo con las mismas características que las dalas y castillos en el perímetro de toda abertura cuyas dimensiones horizontal o vertical excedan de 40 cm en estructuras tipo I o 60 cm en estructuras Tipo II.



Procedimientos de construcción

Juntas de mortero. El mortero en las juntas cubrirá totalmente las caras horizontales y verticales de la pieza. Su espesor, h_j , será el mínimo que permita una capa uniforme de mortero y la alineación de las piezas. Si se usan piezas de fabricación mecanizada, el espesor de las juntas horizontales no excederá de 1.2 cm si se coloca refuerzo horizontal en las juntas, ni de 1 cm sin refuerzo horizontal. Si se usan piezas de fabricación artesanal, el espesor de las juntas no excederá de 1.5 cm. El espesor mínimo será de 0.6 cm.

Espesor del muro. En estructuras tipo I, el espesor de los muros de mampostería, t , no será menor que 100 mm, ni que 12 cm en estructuras tipo II.

Aparejo. Las fórmulas y procedimientos de cálculo especificados en las Normas de diseño de mampostería son aplicables sólo si las piezas se colocan en forma cuatrapeada; para otros tipos de aparejo, el comportamiento de los muros deberá deducirse de ensayos a escala natural.

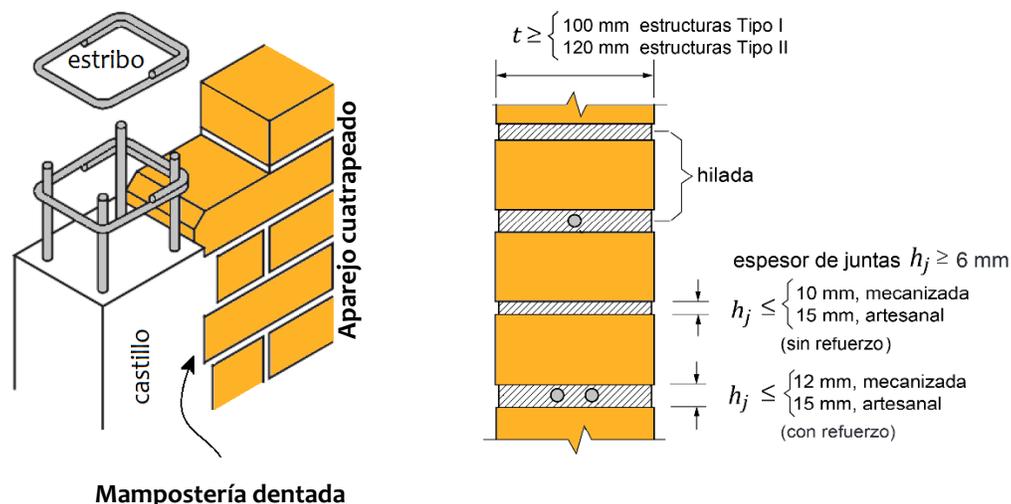
Unión de la mampostería con castillos. La unión vertical de la mampostería con los castillos deberá detallarse para transmitir las fuerzas de corte. Se aceptará que la mampostería se deje dentada o bien, que se coloquen conectores metálicos o refuerzo horizontal. El colado del castillo se hará una vez construido el muro o parte de él que corresponda.

Refuerzo. El refuerzo se colocará de manera que se asegure que se mantenga fijo durante el colado. No se admitirá traslape de barras de refuerzo colocadas en juntas horizontales y traslape de mallas de alambre soldado en una sección vertical del muro.

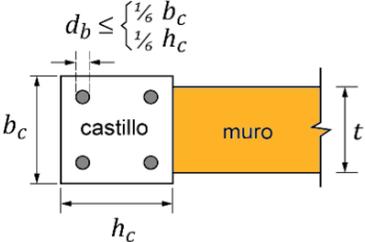
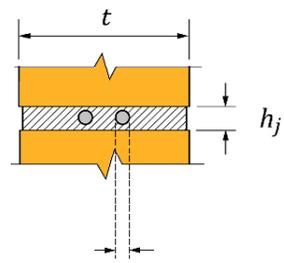
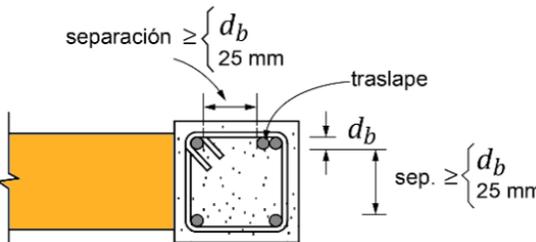
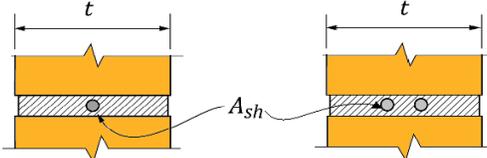
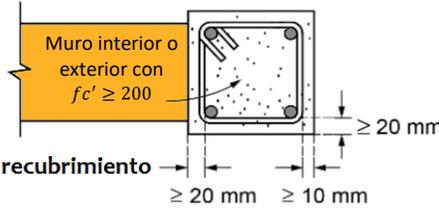
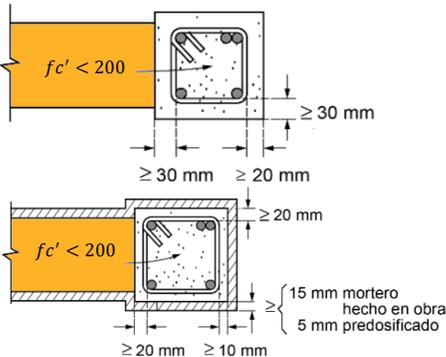
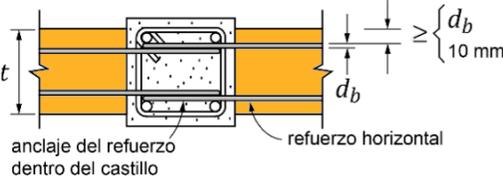
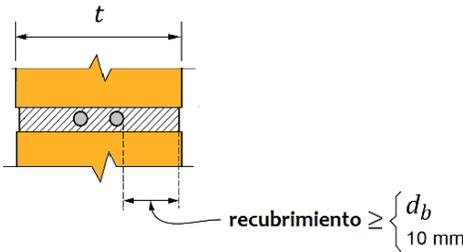
Tolerancias. En ningún punto, el eje de muro que tenga función estructural distará más de 2 cm del indicado en planos. El desplomo de un muro no será mayor que 0.004 veces su altura ni 1.5 cm. El desfase de muros entre niveles para muros de carga será de ± 12 mm y muros divisorios de ± 20 mm.

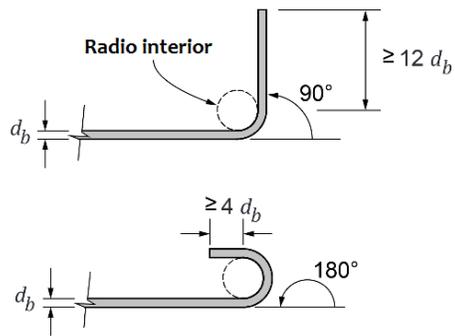
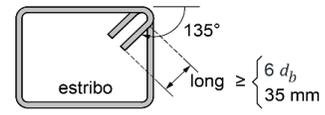
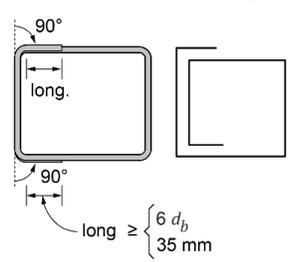
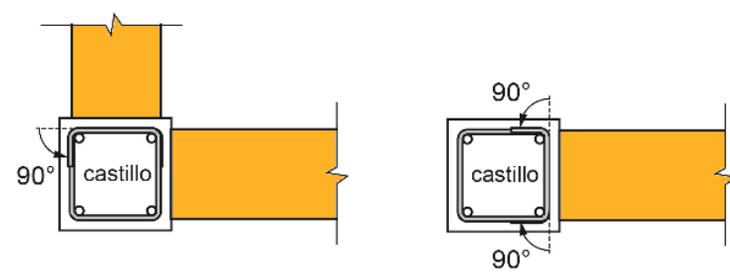
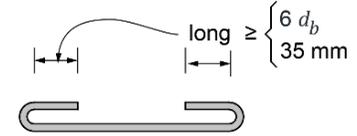
Muros de azotea. Estos muros son susceptibles a los cambios de temperatura de la losa de azotea, por lo que además de reforzar las ultimas hiladas, es conveniente impermeabilizar lo antes posible.

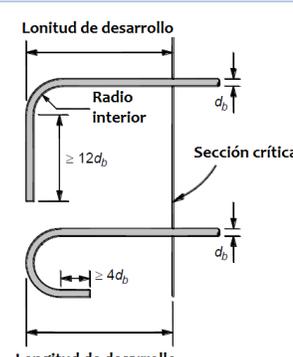
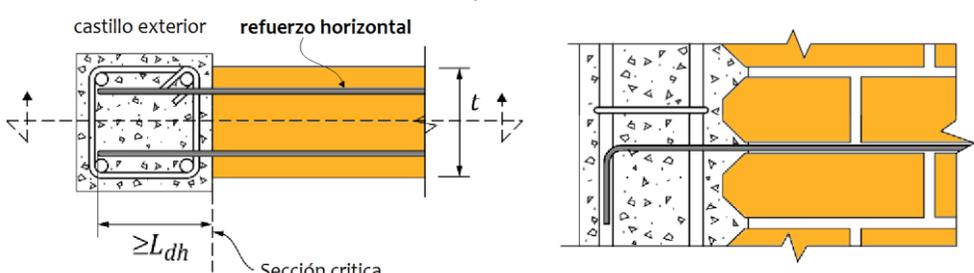
Cimbra. Inmediatamente del colado deben limpiarse los moldes cuidadosamente. La cimbra de madera o algún material absorbente debe estar humedad un periodo mínimo de 2 horas antes del colado. Se recomienda cubrir los moldes con algún lubricante para protegerlos y facilitar el descimbrado. Todos los elementos estructurales deben permanecer cimbrados el tiempo necesario para que el concreto alcance la resistencia suficiente para soportar su propio peso y otras cargas que actúen durante la construcción. El descimbrado de muros se puede realizar a las 24 horas de efectuado el colado.

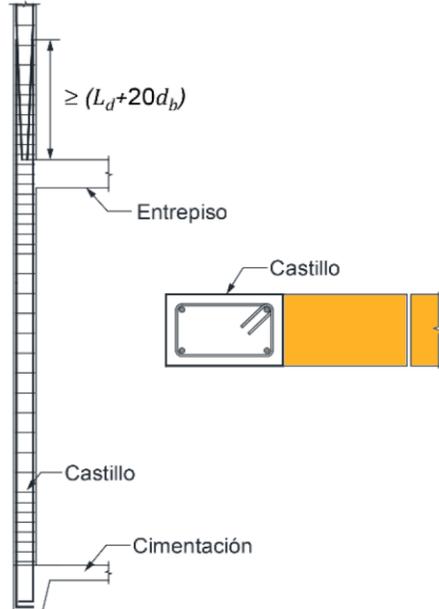


Detallado del refuerzo

	Refuerzo longitudinal	Refuerzo horizontal
<p>Diámetro del acero</p>	<p>El diámetro de la barra más gruesa no deberá exceder de $1/6$ de la menor dimensión del castillo o dala.</p> $d_b \leq \begin{cases} \frac{1}{6} b_c \\ \frac{1}{6} h_c \end{cases}$ 	<p>El diámetro de la barra no será menor que 3.5 mm ni mayor que $3/4$ del espesor de la junta.</p>  $3.5 \text{ mm} \leq d_b \leq \frac{3}{4} h_j$
<p>Distancia libre entre barras</p>	<p>La distancia libre entre barras paralelas, traslapes de barras o entre barras y traslapes, no será menor que el diámetro de la barra más gruesa, ni que 25 mm. Se aceptarán paquetes de dos barras como máximo.</p> 	<p>El refuerzo colocado en juntas de mortero podrá estar formado por una o más barras.</p> 
<p>Recubrimiento del refuerzo</p>	<p>Las barras de refuerzo longitudinal de castillos y dalas deberán tener un recubrimiento mínimo de concreto de 20 mm y los estribos un mínimo de 10 mm.</p>  <p>En muros exteriores el recubrimiento mínimo de las barras longitudinales y estribos aumentará en 1 cm si el concreto tiene una resistencia a compresión menor que 200 kg/cm² o se protege el elemento de concreto con una capa de mortero de al menos 1.5 cm si es hecho en obra.</p> 	<p>La distancia libre mínima entre una barra de refuerzo horizontal y el exterior del muro será la menor de 10 mm o una vez el diámetro de la barra.</p>  

Dobles	
Radio interior	<p>El radio interior de un doblez no será menor que $f_y/60\sqrt{f'_c}$ veces el diámetro de la barra doblada a menos que dicha barra quede doblada alrededor de otra de diámetro mayor que el de ella. En todo doblez o cambio de dirección del acero longitudinal debe colocarse refuerzo transversal.</p>
Barras rectas	<p>Las barras a tensión podrán terminar con un doblez a 90° o 180°. El tramo recto no será menor que $12 d_b$ para dobleces a 90°, ni menor que $4 d_b$ para dobleces a 180°, donde d_b es el diámetro de la barra.</p> 
Estribos	<p>Los estribos deberán ser cerrados, de una pieza y rematar en una esquina con dobleces de 135°, seguidos de tramos rectos mayores a $6 d_b$ o a 35 mm.</p>  <p>Alternativamente podrán colocarse estribos vuelta un cuarto rematados con un doblez de 90° alrededor de las barras longitudinales del castillo. En el caso de estribos para castillos externos el lado del traslape estará contiguo al muro.</p>   <p style="text-align: center;"><i>Traslape contiguo a alguno de los muros</i></p>
Grapas	<p>Las grapas deberán rematarse con dobleces a 180°, seguidos de tramos rectos mayores a $6 d_b$ o a 35 mm.</p> 

Anclaje													
Longitud de desarrollo	La fuerza que actúa en el acero de refuerzo en toda sección debe desarrollarse a cada lado de la sección considerada por medio de adherencia en una longitud suficiente de barra, denominada longitud de desarrollo L_d .												
Barras rectas	<p>La longitud de desarrollo, L_d, en la cual se considera que una barra de tensión se ancla de modo que alcance su esfuerzo de fluencia se obtendrá multiplicando la longitud básica, L_{db}, por el factor de condición del refuerzo. Si se aplican varias condiciones, se multiplican los factores correspondientes. En ningún caso será menor que 30 cm.</p> <table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <thead> <tr> <th>Condición del refuerzo</th> <th>Factor</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Barras del número #6 o menor</td> <td>0.8</td> </tr> <tr> <td>En concreto ligero</td> <td>1.3</td> </tr> <tr> <td>Barras con $f_y > 4200 \text{ kg/cm}^2$</td> <td>$2 - 4200/f_y$</td> </tr> <tr> <td>Barras lisas</td> <td>2.0</td> </tr> <tr> <td>Todos los otros casos</td> <td>1.0</td> </tr> </tbody> </table> $L_{db} = \frac{a_s f_y}{3(c + K_{tr})\sqrt{f_c'}} \geq 0.11 \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c'}}$ <p style="text-align: right;">Donde: a_s es el área transversal de la barra d_b es el diámetro nominal de la barra c separación o recubrimiento K_{tr} índice de refuerzo transversal</p> <p>La longitud de desarrollo de una barra a compresión será cuando menos el 60% de la requerida a tensión y no se considerarán efectivas las porciones dobladas. No será menor que 20 cm.</p>	Condición del refuerzo	Factor	Barras del número #6 o menor	0.8	En concreto ligero	1.3	Barras con $f_y > 4200 \text{ kg/cm}^2$	$2 - 4200/f_y$	Barras lisas	2.0	Todos los otros casos	1.0
Condición del refuerzo	Factor												
Barras del número #6 o menor	0.8												
En concreto ligero	1.3												
Barras con $f_y > 4200 \text{ kg/cm}^2$	$2 - 4200/f_y$												
Barras lisas	2.0												
Todos los otros casos	1.0												
Barras con dobleces	<p>La revisión de la longitud de anclaje de barras a tensión con dobleces a 90° o 180°, L_{dh}, se hará siguiendo con los requisitos de tramos rectos de longitud no menor que $12 d_b$ para dobleces de 90°, ni menor que $4 d_b$ para dobleces de 180°. En estas barras se toma como longitud de desarrollo la longitud paralela de la barra, comprendida entre la sección crítica y el paño externo de la barra después del doblez.</p>  <p>La longitud de desarrollo se obtendrá multiplicando los factores de acuerdo a su condición del refuerzo por la longitud de desarrollo básica dada con la expresión:</p> <table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <thead> <tr> <th>Condición del refuerzo</th> <th>Factor</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>En concreto ligero</td> <td>1.3</td> </tr> <tr> <td>Barras lisas</td> <td>1.9</td> </tr> <tr> <td>Todos los otros casos</td> <td>1.0</td> </tr> </tbody> </table> $L_{db} = 0.076 d_b \frac{f_y}{\sqrt{f_c'}}$ <p>En ningún caso será menor que 15 cm ni que $8 d_b$.</p> <p>La longitud de desarrollo de una barra a compresión será cuando menos el 60% de la requerida a tensión y no se considerará efectivas las porciones dobladas. No será menor que 20 cm.</p>	Condición del refuerzo	Factor	En concreto ligero	1.3	Barras lisas	1.9	Todos los otros casos	1.0				
Condición del refuerzo	Factor												
En concreto ligero	1.3												
Barras lisas	1.9												
Todos los otros casos	1.0												
Refuerzo horizontal	<p>Deberá ser continuo a lo largo del muro entre dos castillos. Si se requiere, se podrán anclar dos o más barras en el mismo castillo que refuercen muros mediante dobleces a 90°. El doblez del gancho se colocará verticalmente dentro del castillo lo más alejado de la cara del castillo en contacto con la mampostería, sin afectar el recubrimiento del lado opuesto. No se admitirá el traslape de barras de refuerzo. Si la carga axial de diseño que obra sobre el muro es de tensión o nula, la longitud de anclaje deberá satisfacer lo señalado en el apartado anterior. Para fines de revisar la longitud de desarrollo, L_{dh}, la sección crítica será la cara del castillo en contacto con la mampostería.</p> 												

Traslape	
Longitud de traslape	Las barras de refuerzo pueden unirse mediante traslapes. En lo posible deben evitarse las uniones en secciones de máximo esfuerzo de tensión. No se aceptan uniones de barras soldadas.
Barras a tensión	La longitud de un traslape no será menor que 1.33 veces la longitud de desarrollo para barras a tensión, L_d , ni menor que $(0.01 f_y - 6)$ veces el diámetro de la barra d_b .
Barras a compresión	Si la unión se hace por traslape, la longitud traslapada no será menor que la longitud de desarrollo para barras a compresión, L_d , ni que $(0.01 f_y - 10)$ veces el diámetro de la barra d_b .
Dalas	En dalas, no se acepta traslapar más del 50% del refuerzo en una sección.
Muros	<p>En el primer nivel de mampostería de la estructura, el refuerzo longitudinal se podrá traslapar sólo en el tercio medio del entrepiso y los estribos en toda la longitud de traslape tendrán una separación menor o igual que $h_c/2$. Cuando se requiera traslapar más del 50% del refuerzo en una sección del castillo, la longitud de traslape calculada se incrementará en $20 d_b$.</p>  <p style="text-align: center;">Traslape de más del 50%</p>

Castillos

Los muros confinados están rodeados por elementos de concreto del mismo espesor de los muros, los verticales se conocen en México como castillos y los horizontales como dalas o cadenas. Estos forman un pequeño marco perimetral que cumple la función de ligar los muros entre sí y con la losa. Además, proporciona confinamiento al muro, de manera que, si las fuerzas laterales son tales que producen el agrietamiento del muro por tensión diagonal el marco confinante mantiene la integridad del muro evitando su colapso y proporcionándole capacidad de deformación y reserva de carga más allá del agrietamiento diagonal.

Los castillos serán externos si se construyen por fuera de la mampostería; los castillos internos son los que se construyen dentro de piezas huecas, de modo que no son visibles desde el exterior.

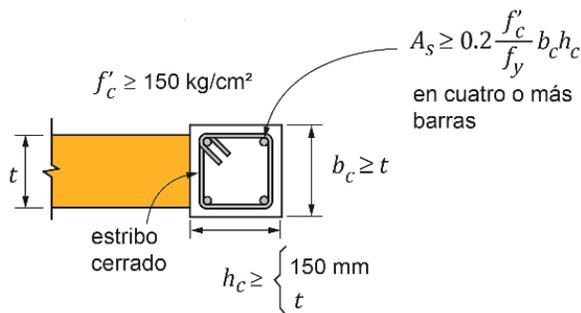
Requisitos geométricos y de refuerzo

La importancia de los castillos radica en el confinamiento que proporcionan a los muros de mampostería ya que funcionan como un zuncho, evitando que los muros queden totalmente sueltos al agrietarse. Adicionalmente los

castillos contribuyen a mantener la capacidad ante cargas laterales y más aun, a incrementarla después del agrietamiento inicial. Asimismo, una adecuada cantidad y distribución de refuerzo, permiten un aumento en la capacidad de deformación lateral de los muros y la disminución del deterioro de rigidez y de resistencia.

A continuación, se mencionan los requisitos geométricos que deberán cumplir los castillos para un adecuado comportamiento durante el uso de la estructura de mampostería, establecidas en las Normas Técnicas de Mampostería.

- a) Existirán castillos por lo menos en los extremos de los muros e intersecciones con otros muros y en puntos intermedios del muro a una separación no mayor que 1.5H ni 4 m. Los pretilos o parapetos deberán tener castillos con una separación no mayor que 4 m.
- b) Los castillos tendrán como dimensión mínima el espesor de la mampostería del muro, t . La dimensión paralela al muro no será menor que 15 cm.
- c) El concreto de castillos de muros en ambientes no agresivos tendrá una resistencia a compresión, f'_c , no menor que 150 kg/cm².
- d) El refuerzo longitudinal del castillo deberá dimensionarse para resistir las componentes vertical y horizontal correspondientes a las cargas laterales y verticales. En cualquier caso, estará formado por lo menos de cuatro barras, cuya área total sea al menos igual a la obtenida con la siguiente ecuación:



$$A_s = 0.2 \frac{f'_c}{f_y} b_c h_c$$

Donde:

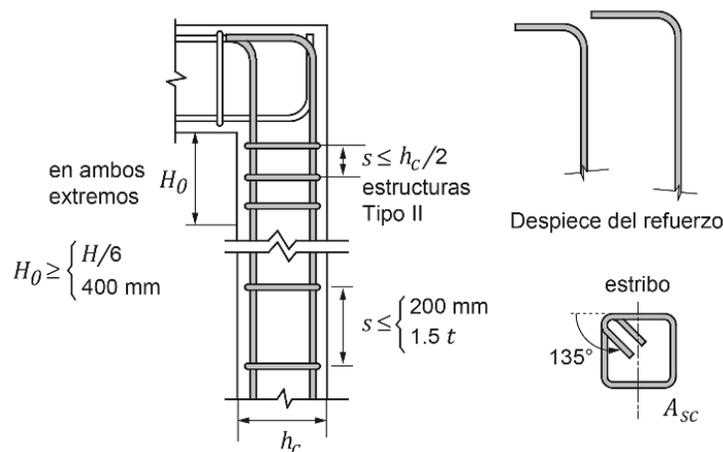
A_s es el área total de acero de refuerzo longitudinal
 h_c es la dimensión del castillo en el plano del muro
 b_c es la dimensión perpendicular al plano del muro

- e) El esfuerzo longitudinal del castillo estará anclado en los elementos que limitan al muro de manera que pueda alcanzar su esfuerzo de fluencia.
- f) Los castillos estarán reforzados transversalmente por estribos cerrados y con un área, A_{sc} , al menos igual a la calculada con la siguiente expresión:

$$A_{sc} = \frac{1\,000\,s}{f_y\,h_c}$$

La separación de los estribos, s , no excederá de 1.5t ni de 20 cm.

- g) En estructuras Tipo II, dada la importancia de los castillos, se ha propuesto reforzar sus extremos con estribos a menor separación. Para zonas de alta sismicidad, es recomendable usar estribos cerrados, espaciados a cada hilada o a 0.5 veces h_c en una longitud, H_0 , no menor que un sexto de su altura libre ni que 40 cm, donde h_c es el peralte del castillo.



Dalas

El sistema de losas y vigas de concreto fabricadas en sitio es la solución más usual, se ha diseñado estos pisos considerando de manera independiente el trabajo de la losa apoyada perimetralmente sobre las vigas y las cargas que se soportarán las vigas según su área tributaria de losa, pero incluyendo una porción de losa como parte integral de la viga con una sección T.

Requisitos geométricos y de refuerzo

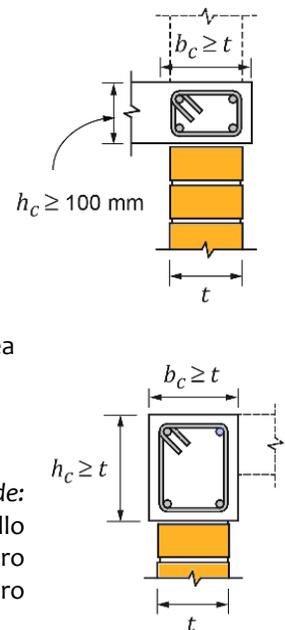
A partir del desempeño sísmico observado y de los resultados más recientes del ensayo de especímenes de muros aislados y sistemas a escala natural, se han derivado las siguientes aportaciones para mejorar el desempeño de las estructuras de mampostería reforzada.

A continuación, se mencionan los requisitos geométricos que deberán cumplir los castillos para un adecuado comportamiento durante el uso de la estructura de mampostería:

- Existirá una dala en todo extremo horizontal de muro, a menos que este último esté ligado a un elemento de concreto reforzado con un peralte mínimo de 10 cm. Aun en este caso, deberán cumplir con los requisitos de refuerzo mínimos que establecen los siguientes incisos.
- Las dalas tendrán como dimensión mínima el espesor de la mampostería del muro, t .
- El concreto de dalas de muros interiores o exteriores en ambientes no agresivos tendrá una resistencia a compresión, f'_c , no menor que 150 kg/cm².
- El refuerzo longitudinal de la dala deberá dimensionarse para resistir las componentes vertical y horizontal correspondientes a las cargas laterales y verticales. En cualquier caso, estará formado por lo menos de cuatro barras, cuya área total será al menos igual a la obtenida con la siguiente ecuación:

$$A_s = 0.2 \frac{f'_c}{f_y} b_c h_c$$

Donde:
 A_s es el área total de acero de refuerzo longitudinal colocada en el castillo
 h_c es la dimensión de la dala en el plano del muro
 b_c es la dimensión perpendicular al plano del muro

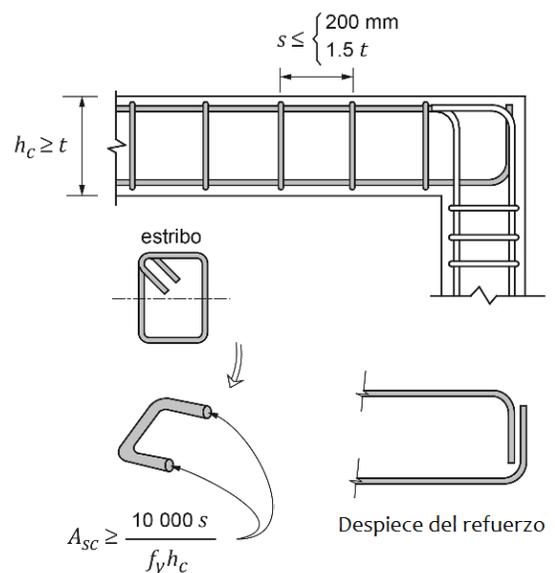


- El esfuerzo longitudinal del castillo estará anclado en los elementos que limitan al muro de manera que pueda alcanzar su esfuerzo de fluencia.
- Las dalas estarán reforzadas transversalmente por estribos cerrados y con un área, A_{sc} , al menos igual a la calculada con la siguiente expresión:

$$A_{sc} = \frac{1000 s}{f_y h_c}$$

La separación de los estribos, s , no excederá de 1.5 t ni de 20 cm.

- Además, existirán dalas en el interior del muro a una separación no mayor que 3 m.
- Se colocará dalas en la parte superior de pretilos o parapetos cuya altura sea superior a 50 cm.
- En ningún caso la relación altura libre a espesor de la mampostería del muro, H/t , excederá de 25.



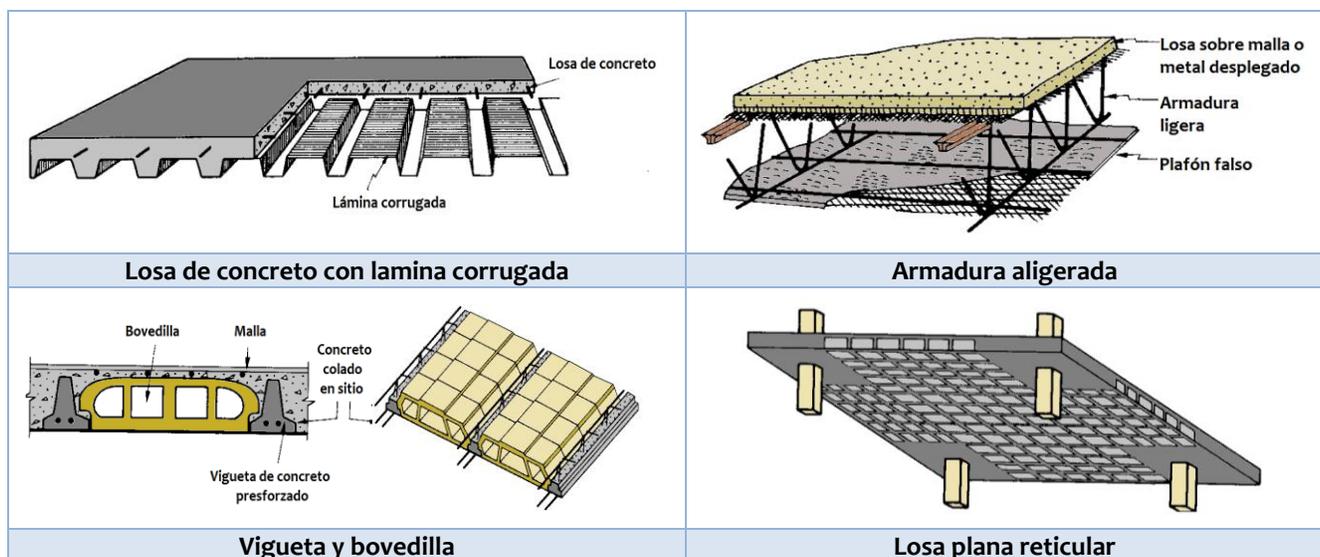
1.5.2 Sistema de piso

En la mayoría de las construcciones pueden identificarse dos subsistemas estructurales acerca de los cuales pueden tomarse algunas decisiones relativas a la solución más conveniente, antes de proceder al análisis de la estructura completa. Estos subsistemas son el horizontal o de los sistemas de piso, y el vertical, o de elementos de soporte.

La función estructural de un sistema de piso es transmitir las cargas verticales hacia los apoyos que a su vez las bajan hasta la cimentación. Es casi siempre necesario que cumplan además la función de conectar los elementos verticales y distribuir entre ellos las cargas horizontales, para lo cual debe formar una alta rigidez en su plano. Por ser sistemas de piso plano, las cargas verticales introducen momentos flexionantes importantes que hace crítico los problemas de flechas y vibraciones; de manera que el espesor y la rigidez del piso están regidas por el cumplimiento del estado límite de servicio.

Los sistemas de piso que se pueden idealizar presentan las modalidades de funcionamiento estructural: losas en una dirección, losas en dos direcciones apoyadas en su perímetro y losas en dos direcciones sobre apoyos puntuales. El concreto reforzado es el material más empleado para sistemas de piso por su durabilidad, moldeabilidad y economía.

La losa maciza en dos direcciones apoyada sobre muros de carga es el sistema típico para claros pequeños. Los sistemas de viguetas y bovedillas permiten la integración de unas vigas prefabricadas de concreto presforzado, con una capa de compresión colada en sitio. La variedad de soluciones estructurales que pueden dar a un sistema de piso es tan grande que haría interminable clasificarlas a detalle, a continuación, se muestra algunas soluciones de sistemas de piso.

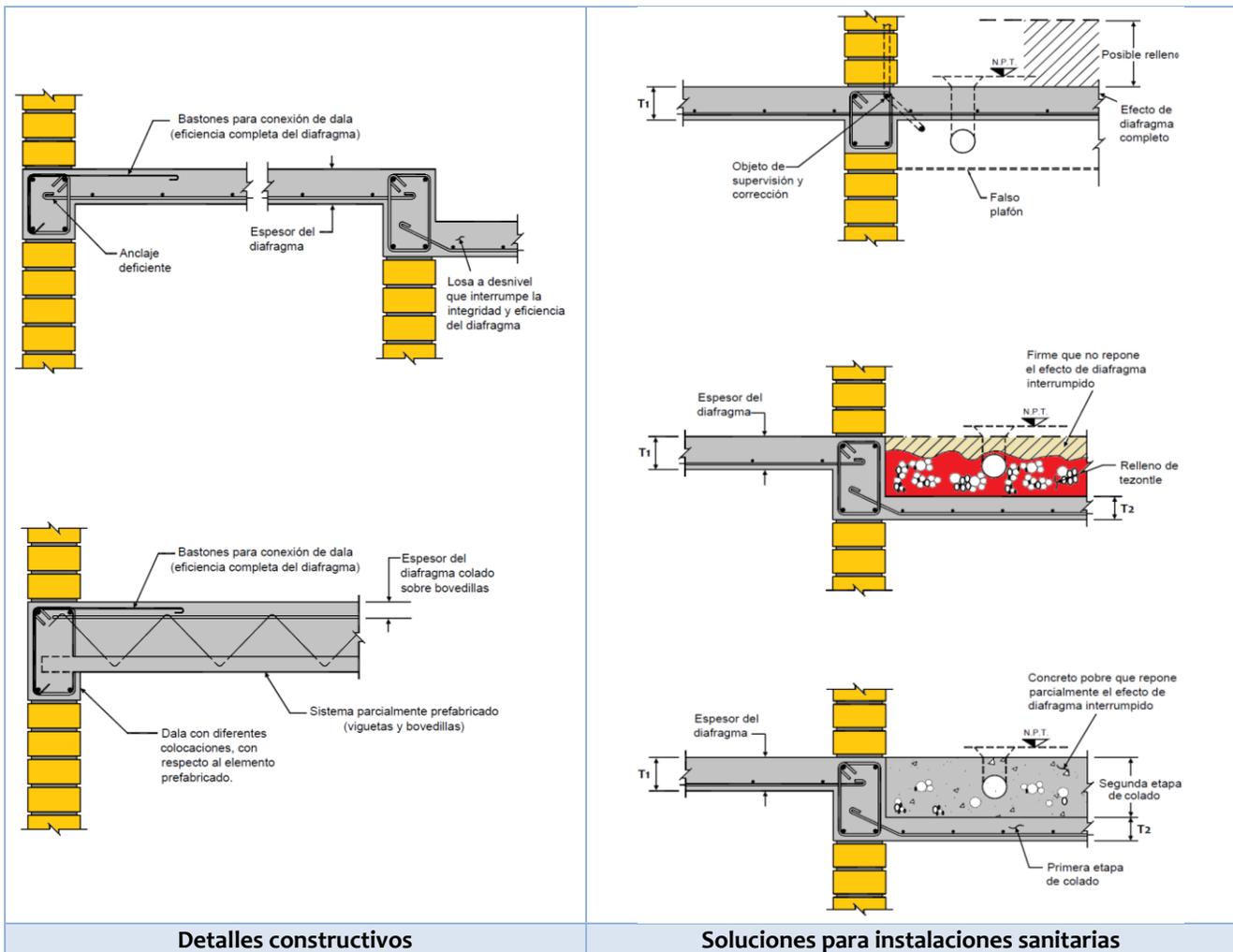


Losa maciza

El desempeño estructural deseable de la losa es:

- Bajo cargas gravitacionales deben cumplir con las deformaciones verticales permisibles, durante la operación de colados en su etapa constructiva, así como en su etapa definitiva.
- Al recibir impacto por las cargas vivas, deben responder con vibración aceptable por el usuario. Al cumplirse las deformaciones verticales reglamentarias, queda cubierta esta respuesta desagradable.
- El desempeño como diafragma horizontal eficiente, para unir entre sí a todos los elementos verticales de rigidez, durante una acción sísmica o de viento, es indispensable para garantizar la aplicación de métodos simplificados.

Este efecto de diagrama rígido supone elementos con muy poca o nula deformación en su plano, un espesor adecuado y una correcta conexión con dadas, trabes y muros.



Procedimientos de construcción

Compactación y curado. La práctica común de no compactar la masa de concreto fresco, y la acción incompleta o nula de curado, producen agrietamientos prematuros e indeseables, que finalmente afectan los acabados y vida útil de la propia estructura. Por lo tanto, toda superficie de losa deberá mantenerse húmeda, al menos los primeros días. Se recomienda el arrojar agua o tela de yute humedecida y cubiertas con arena.

Acero de refuerzo. Es usual la utilización de elementos prefabricados de acero, malla electrosoldada en el lecho superior de la losa, bastones y columpios en los apoyos.

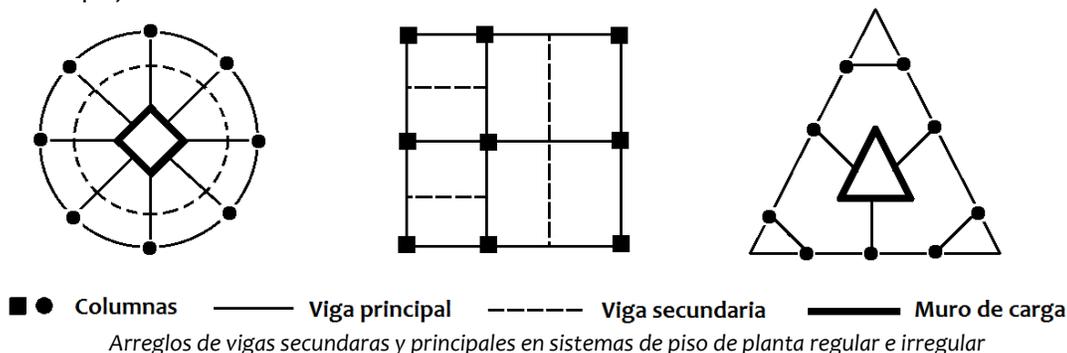
Ganchos. Para poder cumplir con los requisitos de anclaje en situaciones en el que el espacio disponible está restringido, es necesario recurrir al empleo de ganchos.

Revenimiento. Emplear un revenimiento moderado (8 a 12 cm). En caso de requerirse un revenimiento mayor, debe verificarse que la mezcla no tenga un excesivo sangrado. La inclusión de aire ayuda a reducirlo.

Cimbra. Debe ser curada sumergiéndola en diésel antes de emplearla, pues esto alarga su vida. Una opción es sumergir el triplay en una solución 80% aceite quemado 20% diésel. Las losas deberán descimbrarse al haber alcanzado un 70% de su resistencia, ya que se considera que esta proporción corresponde a su peso muerto. El descimbrado debe hacerse por tableros, dejando apuntalado conforme se vaya realizando. El apuntalamiento debe resistir el mayor tiempo posible, ya que no basta a veces, que el concreto tenga el 100% de su resistencia debido a que una losa no está diseñada para soportar la losa superior, en su proceso de cimbrado y curado.

Peralte mínimo para losa apoyada perimetralmente

En estructuras fabricadas con concreto en sitio el espesor de la placa de piso conviene que sea el mínimo necesario por requisitos constructivos, de aislamiento o de resistencia al impacto, la retícula de vigas inmediatamente inferior debe tener la separación máxima con la que el piso funciona adecuadamente desde el punto de vista estructural. El arreglo de vigas debe hacer mínimo el espesor necesario de losa y además debe procurar un estándar de elemento para fines de economía y sencillez de construcción. Cuando la distribución de apoyos es regular, los arreglos de vigas son claros y sencillos; para distribuciones de los apoyos o formas de planta irregulares, el arreglo de vigas puede resultar más complejo.



Cuando el peralte de las vigas no es netamente superior al de las losas, ya no es aceptable suponer que estas constituyen apoyos infinitamente rígidos para las losas y es necesario considerar el conjunto viga-losa el que tiene que transmitir las cargas por flexión en dos direcciones.

Las normas técnicas complementarias para estructuras de concreto especifican que podrá omitirse el cálculo de deflexiones si el peralte efectivo no es menor que:

Peralte mínimo	Clase de concreto
$h_{min} = \frac{\text{Perimetro}}{250}$	Clase 1
$h_{min} = \frac{\text{Perimetro}}{170}$	Clase 2

En este cálculo, la longitud de lados discontinuos se incrementará 50% si los apoyos de la losa no son monolíticos con ella, y 25% cuando lo sean. En losas alargadas no es necesario tomar un peralte mayor que el que corresponde a un tablero con $a_2 = 2 a_1$.

La limitación que dispone el párrafo anterior es aplicable a losas en que:

$$f_s \leq 2\,520 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{y} \quad w \leq 380 \text{ kg/m}^2$$

Para otras combinaciones de f_s y w , el peralte efectivo mínimo se obtendrá multiplicando el valor obtenido según el párrafo anterior por:

$$0.032 \sqrt[4]{f_s w}$$

Donde:

f_s es el esfuerzo en el acero en condiciones de servicio ($f_s = 0.6 f_y$)
 w es la carga uniformemente distribuida en condiciones de servicio

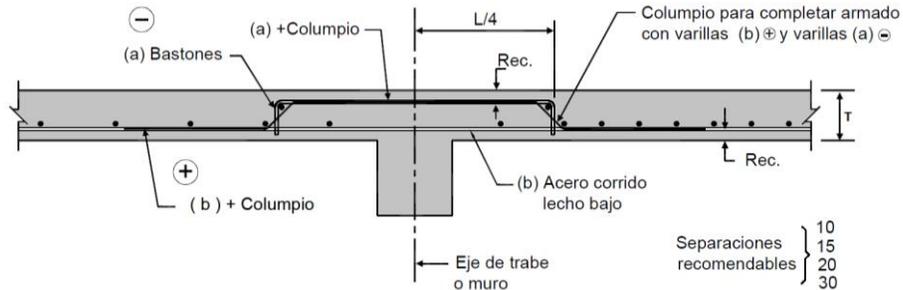
También se deberá cumplir que:

- Los tableros sean más o menos rectangulares;
- Las cargas están distribuidas casi uniforme en cada tablero;
- Los momentos negativos no sean muy diferentes entre dos tableros adyacentes;
- Y que la relación entre carga viva y muerta sea menor que:

Relación máxima	Clase de concreto
2.5	Losas monolíticas con sus apoyos
1.5	Losas no monolíticas con sus apoyos

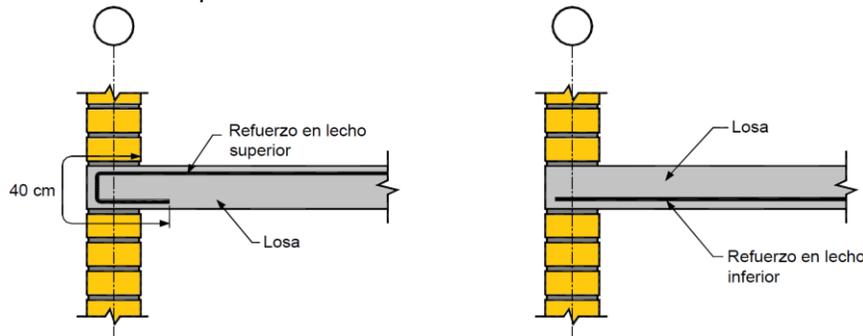
Requisitos geométricos y de refuerzo

La correcta colocación del acero de refuerzo, requiere posicionadores que difícilmente se usan en la mayoría de los casos. La redistribución de esfuerzos que se produce por la mala colocación del acero de refuerzo, no repercute substancialmente en el comportamiento como diafragma, pero provoca fisuras inaceptables, que reducen la capacidad de cargas verticales y deformaciones mayores previstas.



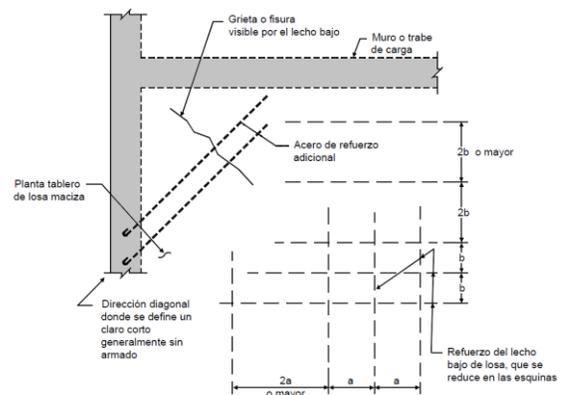
Detalle típico para armado de losa

- a) Se debe dejar un recubrimiento de 2.0 cm para ambos lechos.
- b) En el lecho superior de la losa, el acero de refuerzo del claro corto deberá pasar por encima del acero del claro largo, mientras que, en el lecho inferior el acero de refuerzo del claro corto deberá pasar por debajo del correspondiente del claro largo.
- c) El acero de tableros extremos, deberá quedar anclado adecuadamente a la trabe. Esto evitará deformaciones posteriores que provocan agrietamiento de la losa. Para el refuerzo del lecho superior, se le hará un gancho de tal manera que se tenga una longitud de desarrollo de 40 cm. Por lo que respecta al acero de refuerzo del lecho inferior, podrá terminar en punta.



- d) Se deberá prever el anclaje del acero de refuerzo de castillos.
- e) En aberturas en losas, como en las cajas para la instalación eléctrica, se deberá colocar varillas a 45° en las esquinas.
- f) En las zonas de esquina de cada tablero, se produce flexión local en dirección diagonal, ya que la presencia de un claro muy corto, sin armado en el lecho inferior, genera agrietamiento pocas veces previsto.
- g) En toda dirección en que la dimensión de un elemento estructural sea mayor que 1.5 m, el área de refuerzo que se suministre no será menor que:

$$a_{s1} = \frac{660 x_1}{f_y (x_1 + 100)}$$



Donde:

a_{s1} es el área transversal del refuerzo colocado en la dirección que se considera, por unidad de ancho de la pieza, (cm^2/cm). El ancho mencionado se mide perpendicularmente a dicha dirección y a x_1 es la dimensión mínima del miembro medida perpendicularmente al refuerzo, (cm)

Si x_1 no excede de 15 cm, el refuerzo puede colocarse en una sola capa. Si x_1 es mayor que 15 cm, el refuerzo se colocará en dos capas próximas a las caras del elemento.

En elementos estructurales expuestos a la intemperie en contacto con el terreno, el refuerzo no será menor que:	$1.5 a_{s1}$
La separación del refuerzo por cambios volumétricos no excederá de 50 cm ni de:	$3.5 x_1$

Por sencillez, en vez de emplear la fórmula anterior puede suministrarse un refuerzo mínimo con cuantía igual 0.002 en elementos estructurales protegidos de la intemperie, y 0.003 expuestos a ella, o que estén en contacto con el terreno.

1.5.3 Cimentación

Las edificaciones para vivienda, desde un nivel, hasta cinco niveles, representa un reto, ya que se debe decidir el tipo de cimentación a usar, pero sin perder el punto de vista geotecnista, para conocer los riesgos que se puedan incurrir para cada una de las posibles soluciones.

El comportamiento inaceptable que han tenido las cimentaciones de algunos de los conjuntos habitacionales, aun sin la presencia de sismo, pone de manifiesto la mala selección del tipo de cimentación, y quizá del erróneo procedimiento constructivo, o el desconocimiento de alguna peculiaridad en el subsuelo.

El conocimiento cada vez mejor del perfil de suelos, de sus propiedades y de las afectaciones que sufre con el tiempo, por ejemplo, por bombeo continuo de mantos superficiales o profundos, nos hace reflexionar sobre la decisión del tipo de cimentación a emplear.

Los objetivos de una cimentación que se pretenda eficiente deben ser:

- Mínimo de hundimientos en especial los diferenciales.
- Facilidad de colocación de instalaciones.
- Procedimiento constructivo fácil y en especial cuando hay agua a poca profundidad o se requiere se conduzca adecuada durante y después de la construcción.
- Previsión de corrección a futuro en especial en zonas de espesores compresibles potentes, de hundimientos a mediano y largo plazo.

En el valle de México las zonas de orilla del ex-lago (transición) presentan peculiaridades que generan respuestas indeseables de cimentaciones y desafortunadamente los terrenos en estas áreas siguen siendo objeto para los desarrolladores de vivienda.

La forma más común de clasificar las cimentaciones es en función de la profundidad de los estratos a los que se transmite la mayor parte de las cargas que proviene de la construcción. En estos términos se subdividen en someras y profundas.

Las cimentaciones someras son aquellas que se apoyan en estratos poco profundos que tienen suficiente capacidad para resistir las cargas de la estructura. En este grupo se encuentran las zapatas que son ensanchamientos de sección de las columnas o muros con los que se distribuye la carga a un área mayor de suelo.

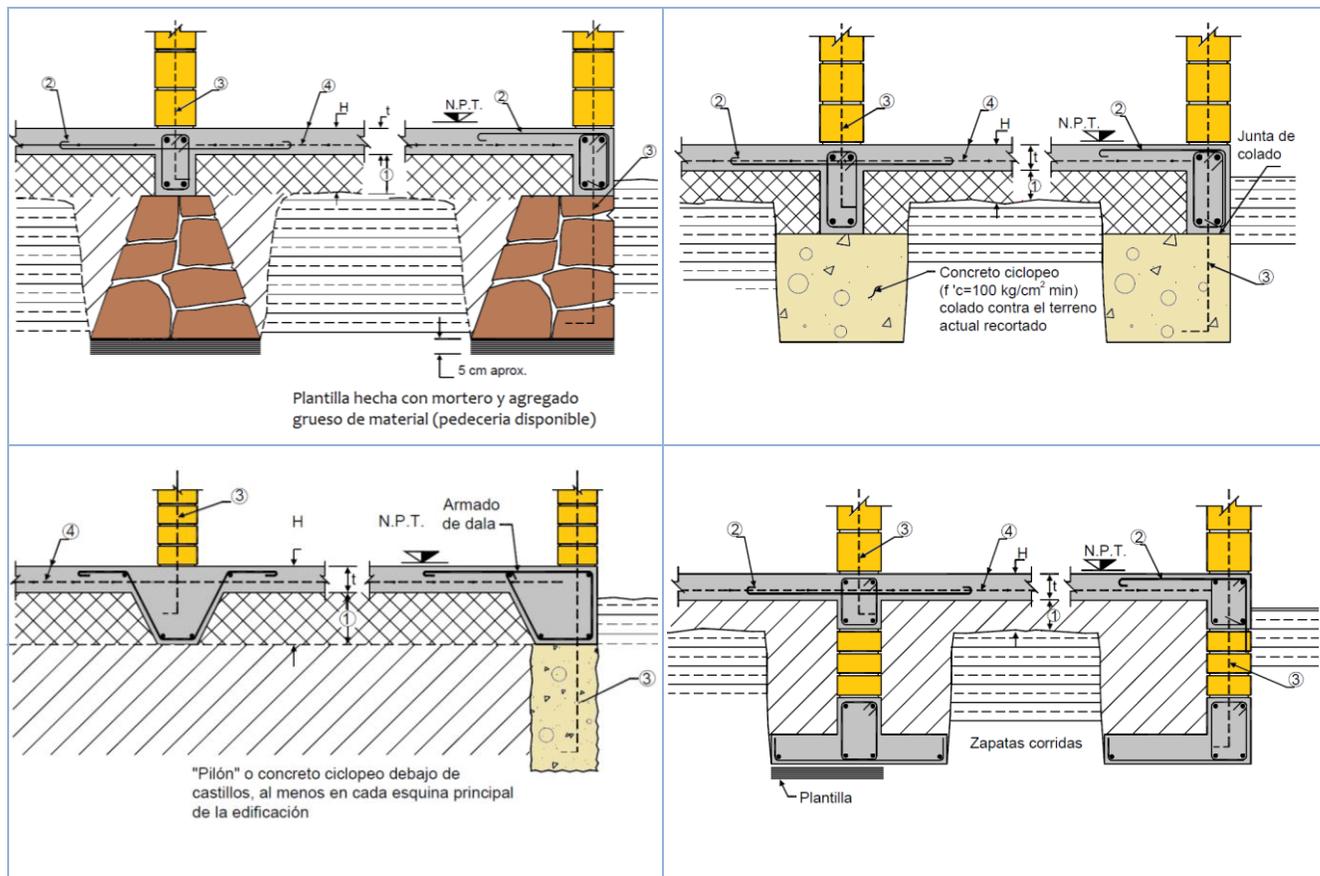
Las cimentaciones profundas están constituidas esencialmente por pilotes que transmiten su carga. Los pilotes pueden colocarse bajo zapatas o bajo losas de cimentación y pueden combinarse, con esta manera la carga se resiste en parte por apoyo somero y otra parte por apoyo profundo.

Plantillas

Son necesarias para proporcionar una superficie limpia y más o menos lisa, y evitar la contaminación del concreto. Es usual construirlas de 5 cm de espesor con concreto $f'_c = 100 \text{ kg/cm}^2$. Actualmente se utilizan sustitutos como las geomembranas que tiene ventajas económicas.

Firmes

Es conveniente que los firmes se cuelen en áreas no mayores que 15 m^2 y que tengan el acero mínimo necesario para cambios de temperatura. Es común armarlos con malla en el lecho inferior y resistencia en compresión del concreto de $f'_c = 150 \text{ kg/cm}^2$. En el caso de cimentación de losa corrida, ésta funge como firme, lo cual presenta una ventaja económica.



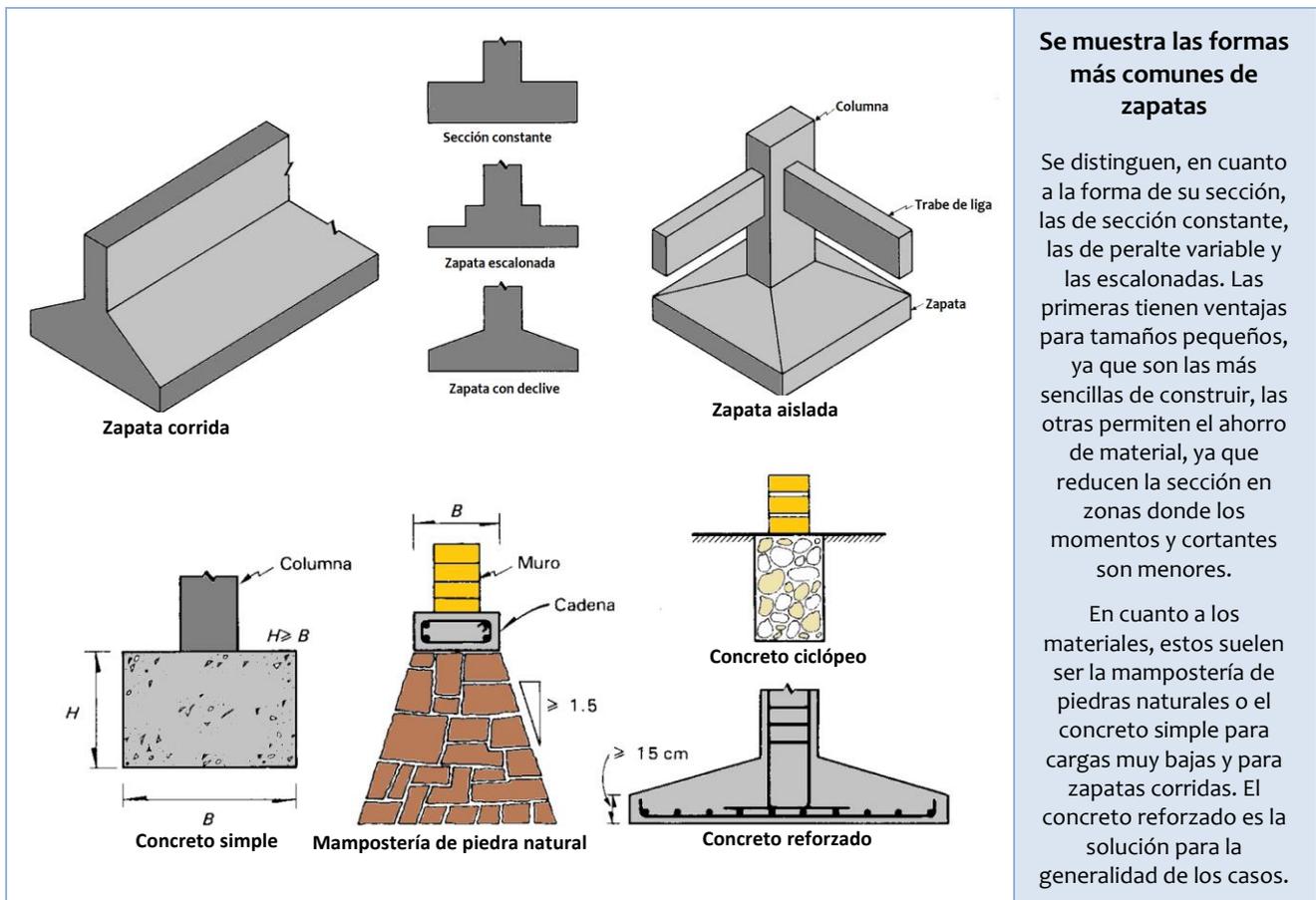
Tipos de cimentación comúnmente utilizados para edificaciones de pocos pisos, sobre terrenos de baja y mediana compresibilidad

Nomenclatura

- ① *Material limo arenoso* compactado al 95% para integrarse al firme como placa de cimentación de peralte (H). Este material está confinado lateralmente por las dalas de cerramientos.
- ② *Bastones* que permitirán el trabajo conjunto del firme armado, al dar continuidad a la malla electrosoldada y además proporciona la fuerza horizontal que requiere el equilibrio del cimiento de colindancia.
- ③ *Armado de castillos*, que deben quedar anclados al menos en la dala del cimiento y de preferencia en las esquinas prolongarlo dentro del concreto integrado a la piedra del cimiento.
- ④ *Firme de espesor (t)*, que con su armado (malla electrosoldada o varillas) trabaja en conjunto con el material limoso formando una placa (H) de cimentación y puede ser colado en una etapa posterior a la terminación de los cimientos.
- ⑤ El uso de *plantilla*, debajo de la piedra del cimiento, sólo se justifica para limpieza en el proceso de la obra y posiblemente para algún efecto de repartición de carga concentrada, por arista o punta de las primeras piedras. En el caso de cimiento de concreto existe la pérdida de agua del concreto por absorción del terreno natural.

Zapatas

Este tipo de cimentación somera se usa cuando las descargas de la estructura son suficientemente pequeñas y existen a poca profundidad estratos de suelo con la capacidad de carga necesaria para aceptar las presiones transmitidas por las zapatas sin que ocurran fallas o hundimiento excesivos. Cuando se requieren grandes áreas de contacto, la solución con zapatas se vuelve ineficiente, ya que se trata de elementos que trabajan en voladizo en los que se presentan momentos flexionantes muy grandes. En estos casos conviene losas corridas de cimentación o realizar el apoyo en estratos más firmes por medio de pilotes u otra cimentación profunda. Las zapatas pueden ser aisladas (bajo una sola columna), combinadas (bajo dos o más columnas) o corridas (bajo un muro o una contratrabe). Se suele recomendar que cuando el área del terreno es cubierta por las zapatas más de la mitad de la total, conviene buscar otra solución de cimentación.



En zonas de riesgo sísmico moderado o grande es conveniente unir las zapatas de una construcción por medio de traveses de liga, cuya función es lograr que la estructura se mueva como una sola unidad ante la acción de un desplazamiento horizontal del terreno, no se pretende que estas vigas absorban los momentos flexionantes, sino solamente fuerzas axiales.

Las zapatas corridas bajo muros de carga serán de preferencia simétricas, excepto bajo muros de lindero en cuyo caso hay que considerar el efecto de la excentricidad. Estas zapatas están sujetas a una descarga uniforme en toda su longitud, por lo cual basta analizar un tramo de longitud unitaria.

Conviene que las zapatas aisladas bajo columnas sean cuadradas en planta, ya que esta es la forma para la cual los momentos flexionantes son menores; sólo se recurrirá a forma rectangular sólo cuando las condiciones del predio impidan extenderse en alguna dirección o cuando la columna transmita carga axial y momentos flexionantes importante. A este respecto hay que señalar que la zapata no es un elemento eficiente para transmitir al suelo momentos flexionantes mayores, ya que ello implica aumentos importantes en el tamaño de zapatas lo cual las hace deficientes. Además, cuando el suelo de apoyo no tiene rigidez, la distribución de presiones ocasiona giros que dan

lugar a deformaciones indeseables. En estas situaciones resulta conveniente unir dos zapatas formando una zapata combinada en la que la resultante de la carga coincide con el centroide de la zapata, o recurrir a ligar dos zapatas con una contratrabe que tome los momentos flexionantes, o finalmente el empleo de pilotes.

Zapatas de lindero			
<p>Lindero</p> <p>Reacción del suelo</p>	<p>P_1</p> <p>R</p> <p>P_2</p> <p>R_s</p>	<p>Contratrabe</p> <p>P_1</p> <p>R</p> <p>P_2</p> <p>R_s</p>	
<p>Zapata excéntrica Es indeseable este tipo de zapatas</p>	<p>Zapata continua</p>	<p>Zapatas acopladas Zapatas unidas por una contratrabe</p>	<p>Formas especiales Eliminar la excentricidad</p>

Las mamposterías de piedras naturales se emplean casi exclusivamente en zapatas corridas bajo muros también de mampostería. Su dimensionamiento debe tomar en cuenta la gran variabilidad de las propiedades de los materiales (piedra y mortero) y de los procedimientos de construcción; se suele basar en reglas empíricas de tipo geométrico. El aspecto que rige las dimensiones de la zapata es la posibilidad de falla por tensión en el extremo inferior. El problema se suele revisar cumpliendo con el requisito de la pendiente de las caras inclinadas (escarpio), medida desde el paño del muro o de la cadena de concreto, no sea menor que 1.5 (vertical) a 1 (horizontal).

La resistencia en compresión del mampuesto nunca llega a ser crítica porque las presiones admitidas sobre el suelo suelen ser muy inferiores a lo que resiste la mampostería.

Requisitos geométricos y de refuerzo

En zapatas de lindero, la cara debe ser vertical y la otra inclinada. La posición del muro produce una torsión en el cimiento. Esta situación se remedia con cimientos perpendiculares a la zapata en cuestión, a una distancia tal que la rigidez a flexión del cimiento transversal restrinja la torsión de dicha zapata como se muestra a continuación.

Es recomendable colocar una cadena de concreto arriba de un cimiento de mampostería para lograr una repartición uniforme de la descarga del muro y para proporcionar la resistencia a tensión longitudinal que permite la liga con el cimiento.

En todo cimiento deberán colocarse dalas de concreto reforzado, tanto sobre los cimientos sujetos a momento de volteo como sobre los perpendiculares a ellos.

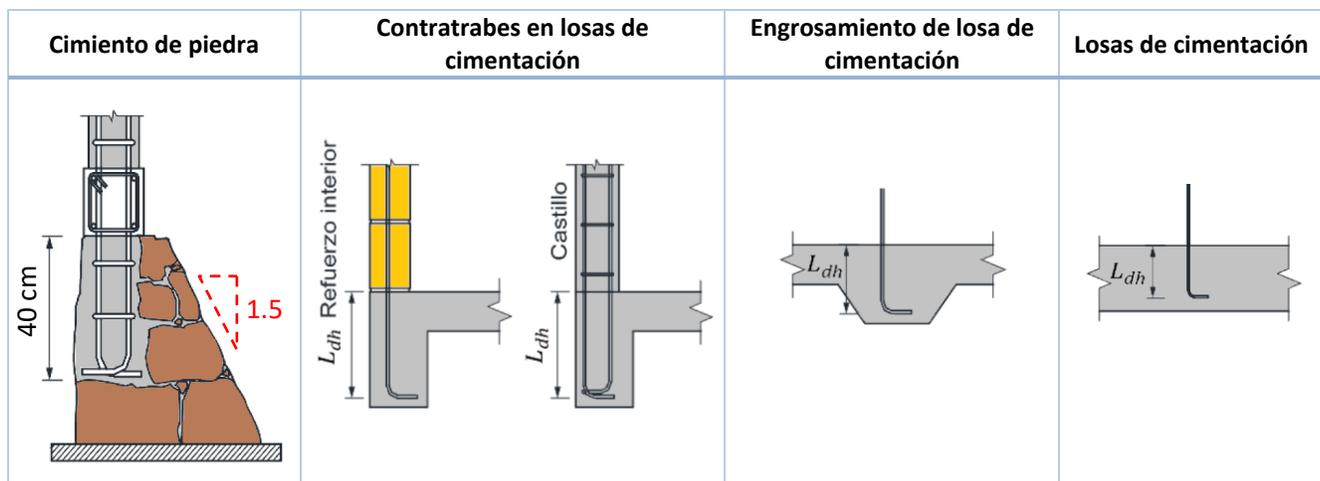
El refuerzo vertical deberá extenderse dentro de los elementos de cimentación tales como zapatas, losas, o contratrabes y deberá anclarse de modo que pueda alcanzar el esfuerzo de fluencia especificado.

De no efectuarse esta verificación, deberán existir cimientos perpendiculares a separaciones no mayores que las señaladas en la siguiente tabla:

Presión de contacto con el suelo (kg/m^2)	Claro máximo (m)
Menos de 2 000	10
2 000 – 2 500	9
2 500 – 3 000	7.5
3 000 – 4 000	6
4 000 – 5 000	4.5

El claro máximo permisible se refiere a la distancia entre los ejes de los cimientos perpendiculares, menos el promedio de los anchos medios de éstos.

El refuerzo vertical podrá anclarse como barra recta o con dobleces a 90° . En este último caso, los dobleces se ubicarán cerca del fondo de la cimentación, con los tramos orientados hacia el interior del elemento vertical. Los castillos deberán empotrarse en los cimientos no menos de 40 cm.



Es muy importante que el anclaje de los castillos sea adecuado, ya que usualmente se corrigen las deficiencias de posición con dobleces del acero.

En el diseño se deberá considerar la pérdida de área debido al cruce de los cimientos.

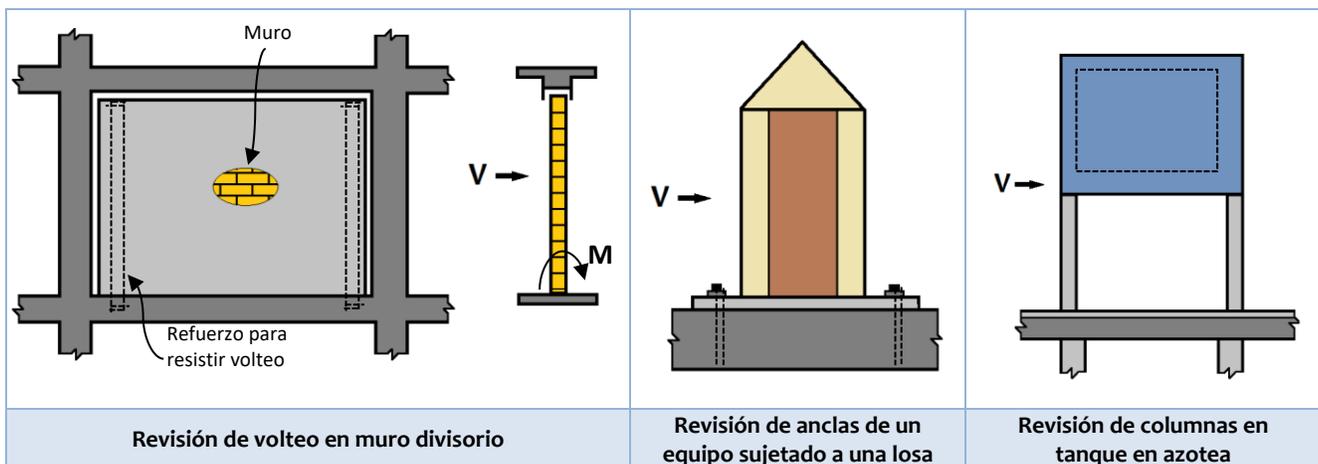
1.5.4 Elementos no estructurales

Se distinguen dos tipos de elementos no estructurales: por una parte, los equipos e instalaciones alojados por la construcción y, por otra, los elementos arquitectónicos como paredes divisorias, puertas, ventanas, recubrimientos, fachadas y plafones.

Además de la revisión de los desplazamientos laterales de la estructura, el cuidado de los elementos no estructurales debe incluir:

1. La revisión de las fuerzas de inercia que se inducen en los elementos debido a su propia masa y que pueden causar su falla o volteo local.
2. La revisión de las holguras y detalle necesarios para que los elementos no estructurales se comporten en la forma supuesta en el diseño.

Al desligar un elemento no estructural de la estructura, deben preverse detalles que aseguren su estabilidad ante los efectos del sismo y ante otras acciones, como cargas vivas o viento, que pueden producir vibraciones excesivas en dichos elementos desligados. A continuación, se muestran algunos casos usuales.



a) Muros divisorios

Son los que se construyen entre las vigas y columnas de un marco estructural y que no proporcionan rigidez y resistencia ante cargas laterales ya que se construyen, intencionalmente, separados del marco, de los cuales no depende la seguridad de la estructura.

Son éstos los que han causado los mayores problemas en edificios de cierta altura e implica mayores dificultades, especialmente cuando las divisiones son de mampostería y dan lugar a muros muy rígidos que tienden a trabajar estructuralmente y absorber una fracción importante de las fuerzas sísmicas, pero que, por la fragilidad del material sufren daños por deformaciones pequeñas. Se emplean cada vez con mayor frecuencia las paredes divisorias a base de armazones metálicos o de madera y de recubrimientos de yeso o madera. Estas paredes son mucho más flexibles y ofrecen más posibilidades de ser protegidas contra daños por sismos.

Para aislar los muros es necesario proporcionar una holgura generosa entre el muro y la estructura principal; es recomendable una separación mínima del orden de 2 cm. Dicha separación debe existir tanto con respecto a las columnas y otros elementos estructurales verticales, como con respecto a la losa (o viga) superior. En el primer caso puede convenir colocar los muros divisorios fuera de los ejes de la columna.

El problema principal lo constituye la necesidad de sellar las holguras que se dejan entre muro y losa y entre muro y columna. Cuando se trate de muros de mampostería, lo más indicado es el relleno de la junta con un material a la vez muy flexible y aislante; el material más apropiado al respecto es probablemente la espuma de poliestireno. Para muros divisorios ligeros con armazón y recubrimiento o para canceles, existen detalles relativamente sencillos que dependen de la forma constructiva particular empleada.

Los muros divisorios no estructurales deberán indicarse en planos y detallarse de modo de garantizar su estabilidad lateral y que no contribuyan a la rigidez lateral ni a resistir fuerzas verticales o laterales. Preferentemente, se deberán usar materiales ligeros tales que su rigidez y resistencia en el plano sean poco significativas.

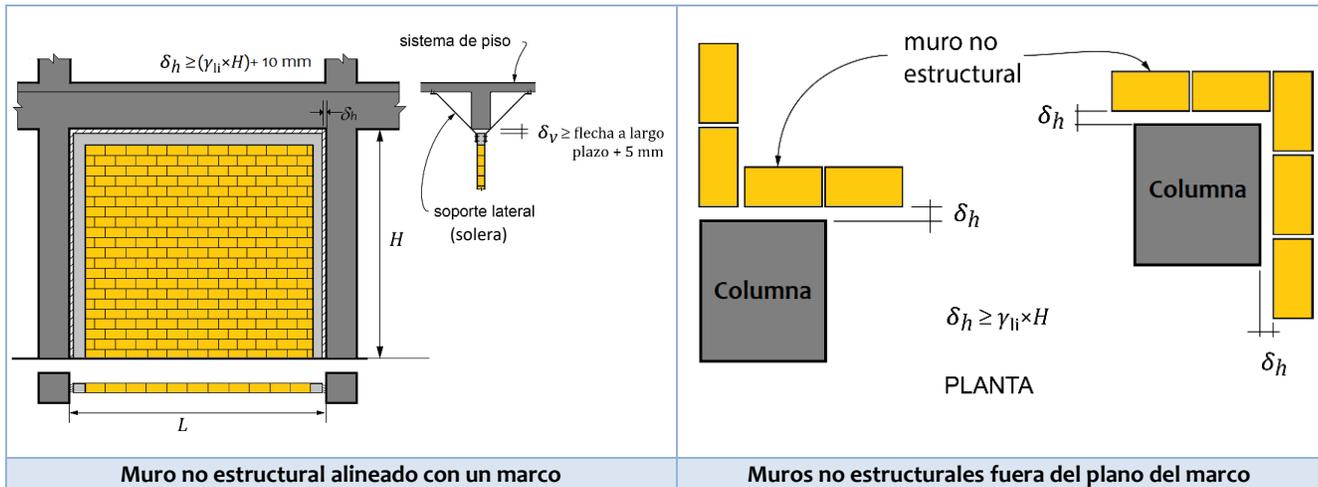
Los muros no estructurales deberán cumplir con lo siguiente:

- I. Deben diseñarse y construirse de modo de garantizar que no entren en contacto con el marco para las máximas distorsiones de entrepiso calculadas.
- II. El espesor de la mampostería no será menor que 10 cm.
- III. Se revisará que resista las fuerzas laterales en el sentido perpendicular a su plano.

Los muros no estructurales se deberán diseñar de modo que la holgura lateral, δ_h , entre un muro no estructural y un elemento estructural, columna o muro, no sea menor que el desplazamiento lateral inelástico del entrepiso más 10 mm ($\delta_h = \gamma_{li} \times H$). La holgura vertical no será menor que la flecha a largo plazo calculada al centro del claro de la viga

más 5 mm. Cuando se posible, de acuerdo con el proyecto arquitectónico, los muros deberán localizarse afuera del plano del marco.

Holguras entre muros estructurales y columnas y vigas



b) Recubrimientos y ventanas

Los recubrimientos de piedras naturales o artificiales resultan propensos a despegarse por las deformaciones laterales de la construcción. Conviene proveer elementos que proporcionen un amarre mecánico de estas piedras con la estructura. Cuando se usen revestimientos muy pesados en fachadas resulta favorable contar con una marquesina que proteja al transeúnte de la caída de algunas de estas piedras.

Los recubrimientos muy frágiles deben evitarse en escaleras, porque las paredes de éstas están muy expuestas a sufrir deformaciones importantes por efectos sísmicos; también evitarse recubrimientos muy pesados cuya caída puede herir o impedir el paso de personas en caso de un sismo. Los recubrimientos deberán detallarse con remates especiales o tapajuntas para no interferir con las holguras que se hayan dejado para separar una pared de la estructura principal.

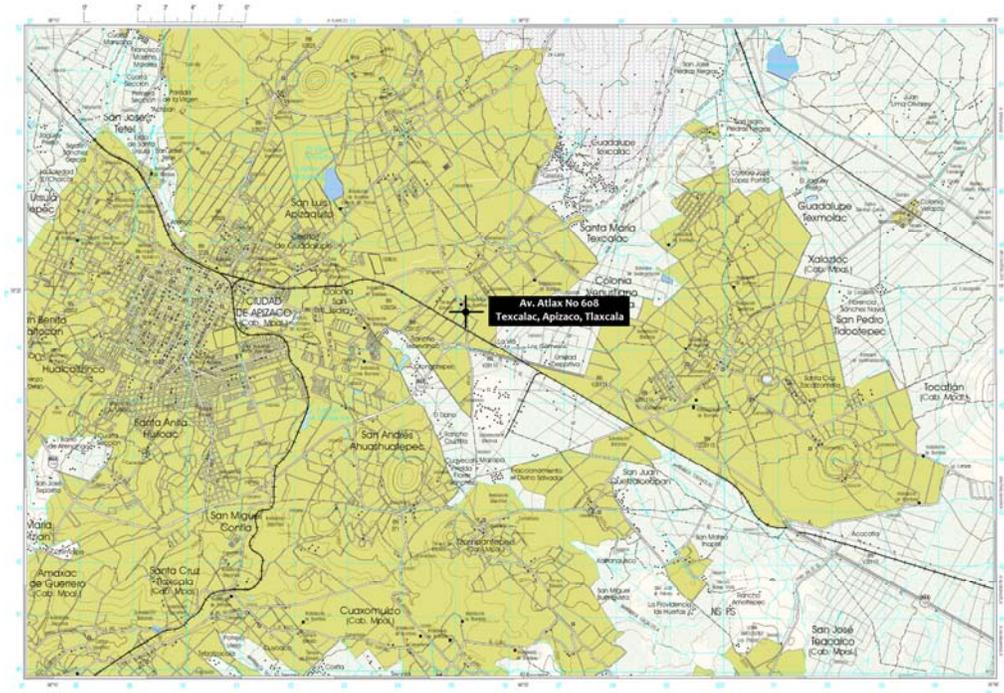
La rotura de vidrios es una de las consecuencias más frecuentes de sismos de intensidad moderada o grande. Deberá proveerse la holgura necesaria, ya sea entre vidrios y ventanería o entre ventana y estructura.

c) Plafones

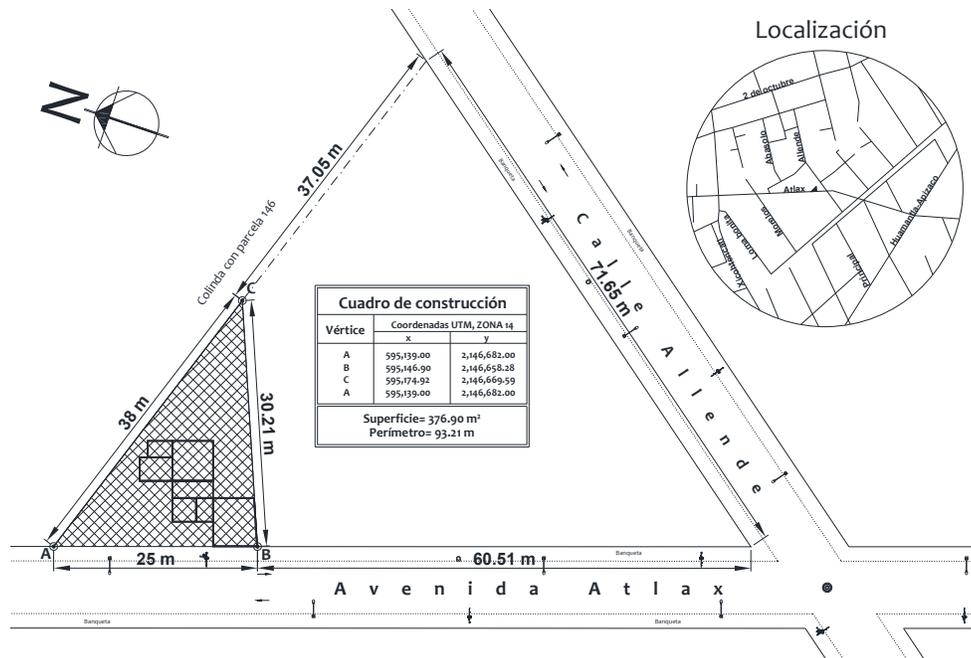
Los plafones colgados de techos son elementos que pueden causar serios daños a los ocupantes durante un sismo, especialmente cuando son a base de elementos pesados. El primer requisito es que deben estar asegurados al techo de manera muy firme, el segundo es que deben existir holguras para evitar esfuerzos en su plano que tiendan a zafar los elementos del plafón. Precauciones similares deben tomarse para aparatos que cuelguen del techo, como lámpara y ventiladores, se les debe proporcionar un anclaje seguro.

1.6 Resumen de los resultados

UBICACIÓN



Carta topográfica



Levantamiento topográfico

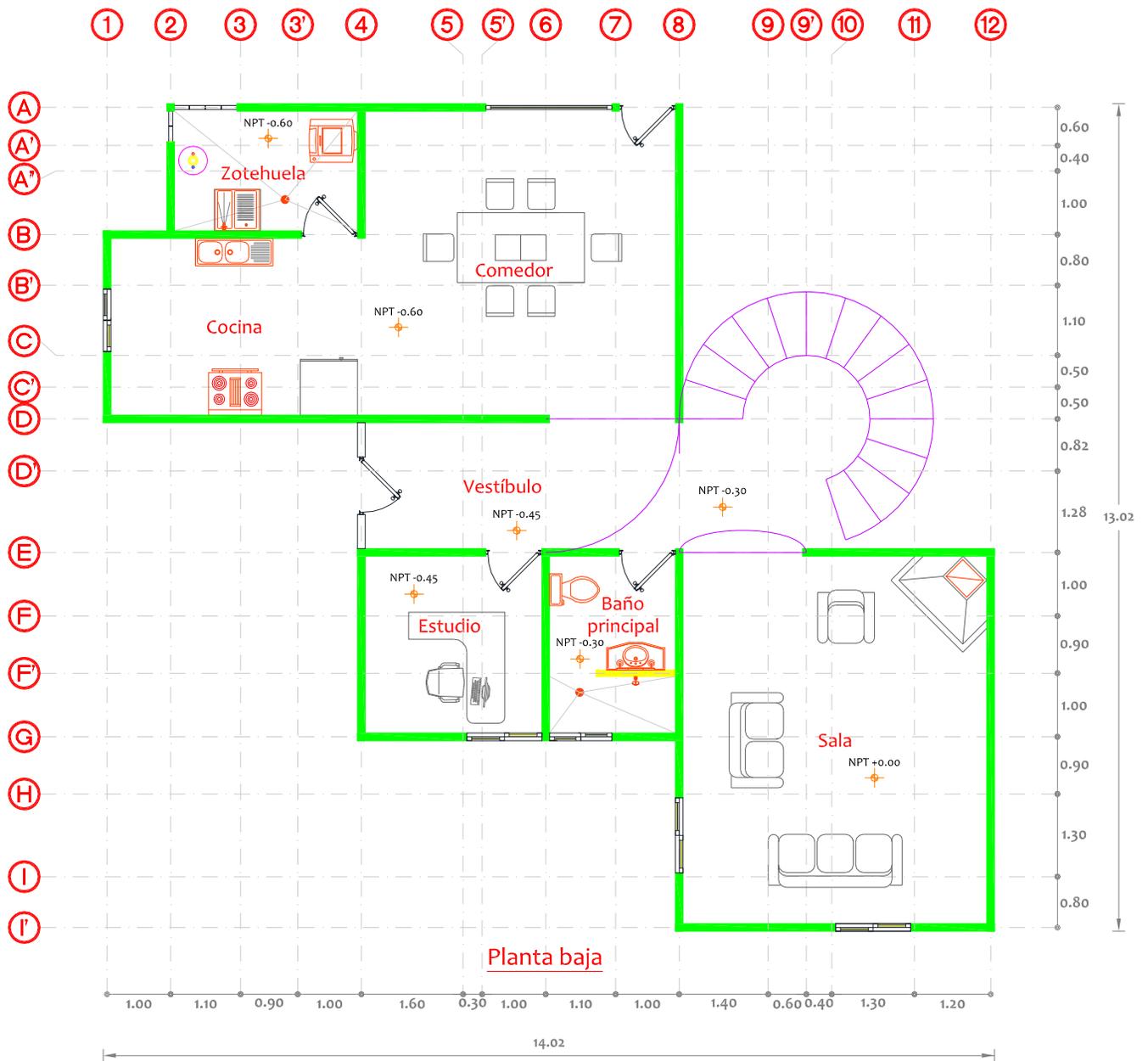
NORMATIVIDAD

- Ley de Construcción del estado de Tlaxcala, 2018.
- Normas Técnicas Complementarias Cd. Mx, 2019.
- Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad, 2015.

PLANTAS

A continuación, se exponen los planos arquitectónicos indicando las áreas correspondientes de cada estancia. Se cumple el reglamento con las dimensiones expuestas en dibujo.

	Local	Área (m ²)
1	Cocina	11.6
2	Comedor	24.5
3	Estudio	8.41
4	Sala	28.91
5	Baño principal	6.09
6	Vestíbulo	10.5
7	Zotuhuela	6

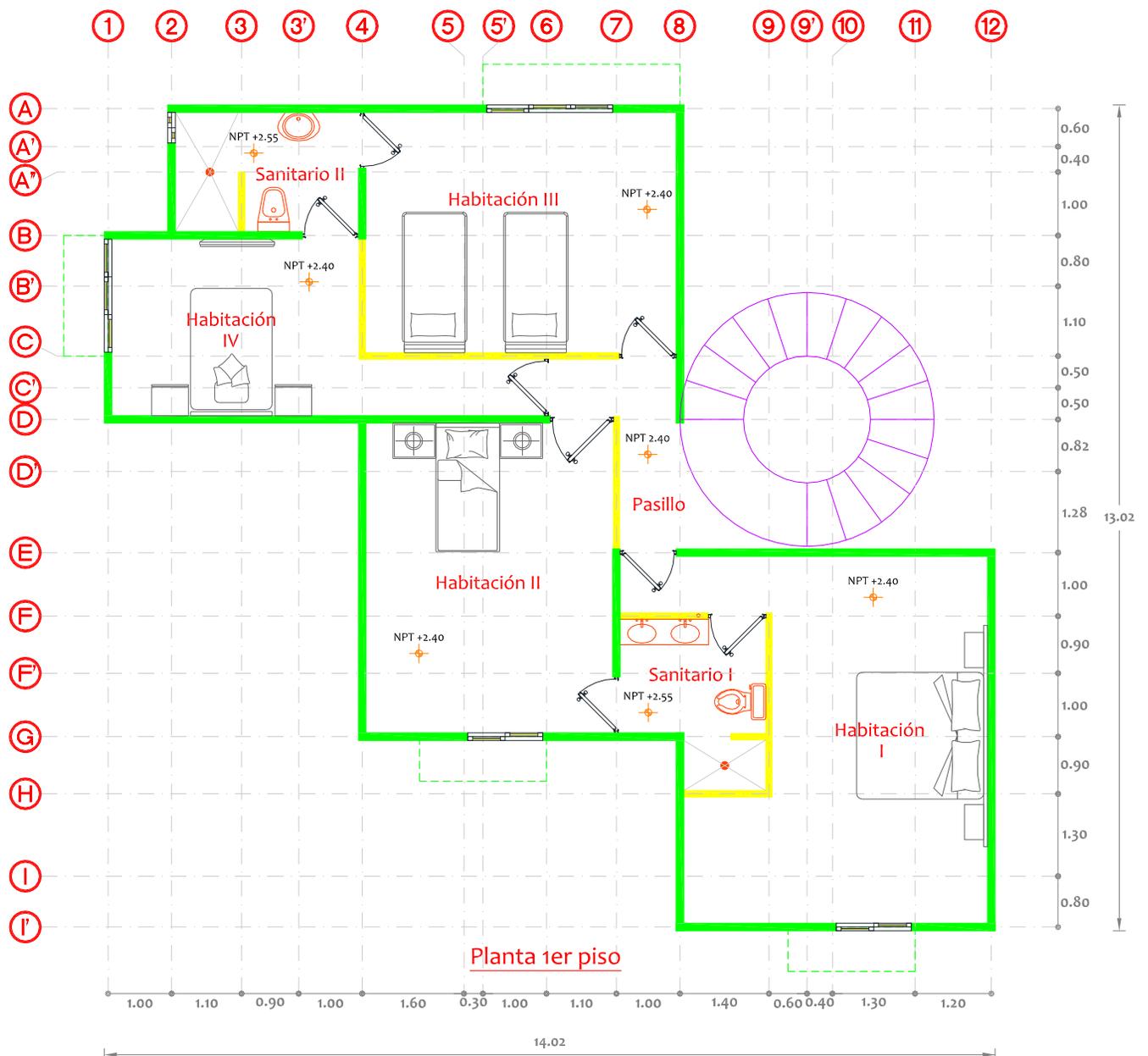


El comedor requiere comunicación directa con la cocina e indirecta con el baño. De preferencia tanto la sala como el comedor contarán con su ventana propia. La cocina requiere comunicación directa con el comedor y el patio de servicio;

las ventanas no se ubicarán detrás del espacio reservado para el refrigerador, y se evitarán que ventile directamente hacia la estufa, de preferencia deberán ubicarse frente al fregadero.

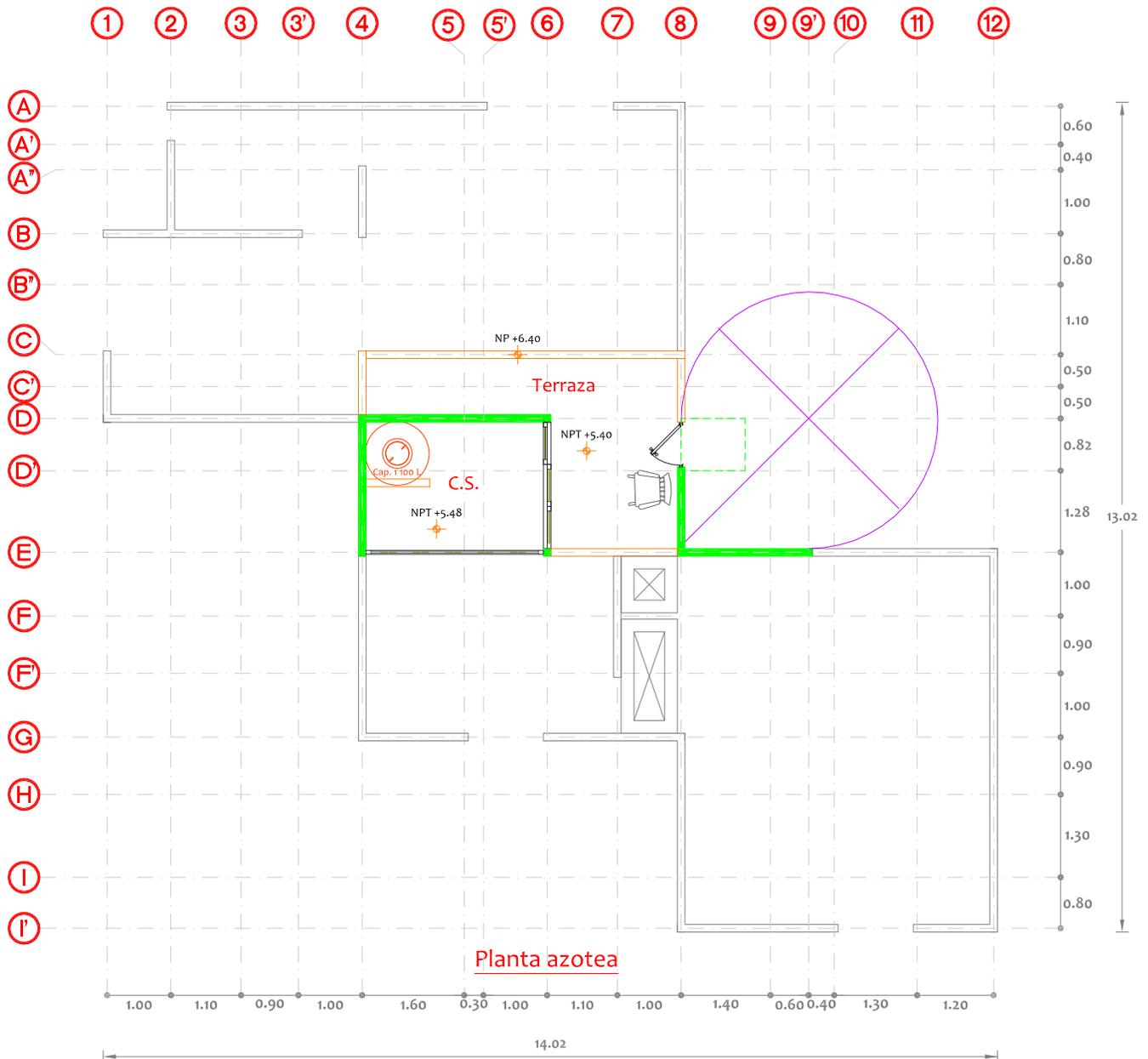
El patio de servicio estará relacionado de forma directa con la cocina; no podrán ubicarse hacia la vía pública y/o fachadas de colindancia. El baño no debe situarse inmediato al acceso. Se procurará concentrar las instalaciones hidráulicas y sanitarias del baño, cocina y patio de servicio, para reducir la cantidad de material y el recorrido de tuberías.

	Descripción	Área (m ²)
8	Habitación I	27.39
9	Habitación II	21.4
10	Habitación III	21.67
11	Habitación IV	12.93
12	Pasillo	10.51
13	Sanitario I	10.5
14	Sanitario II	6



Los muros señalados en amarillos son divisorios por lo tanto no rigen las normas de diseño estructural. No habrá ventanas detrás de la cabecera de la cama. Las ventanas de las habitaciones tendrán balcones de 70 centímetros de ancho. Ningún local podrá ventilar hacia las escaleras, pasillos o andadores. Las ventanas de los baños no podrán ser ubicadas arriba del lavabo ni directamente frente a la regadera.

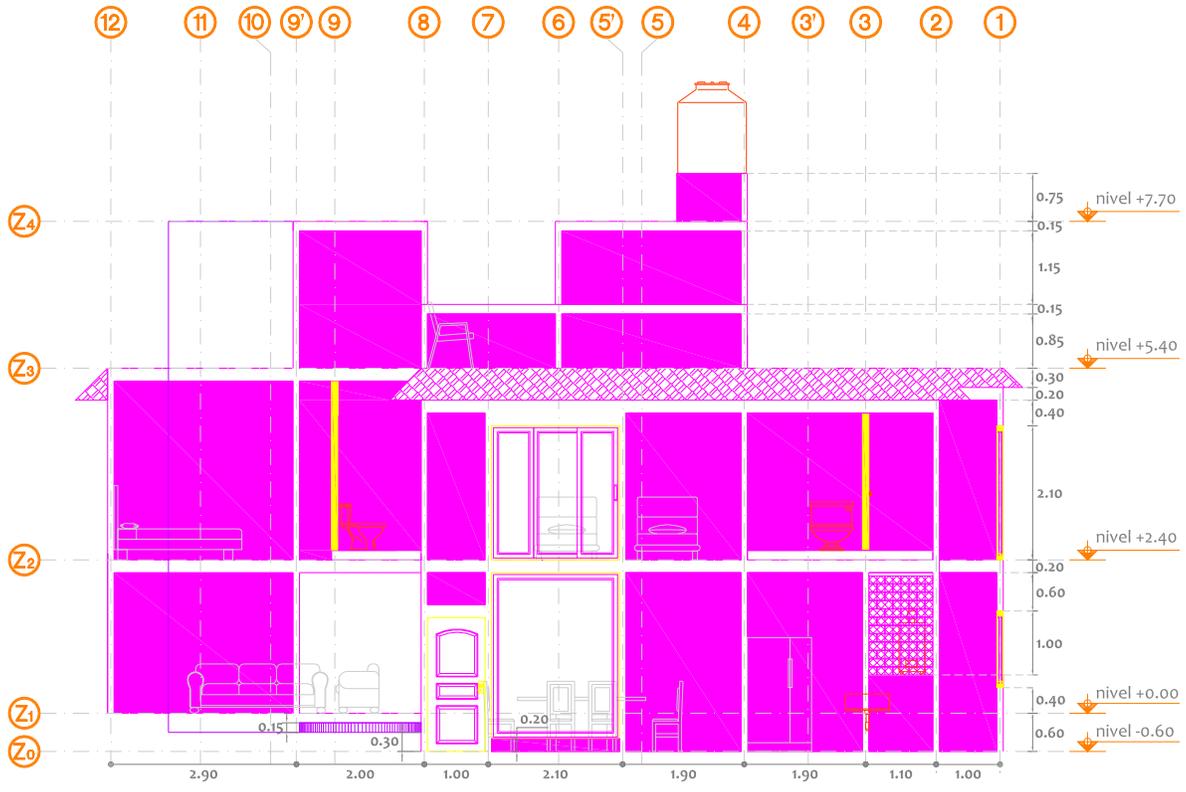
	Descripción	Área (m ²)
15	Cuarto de servicio	6.09
16	Terraza	10.23



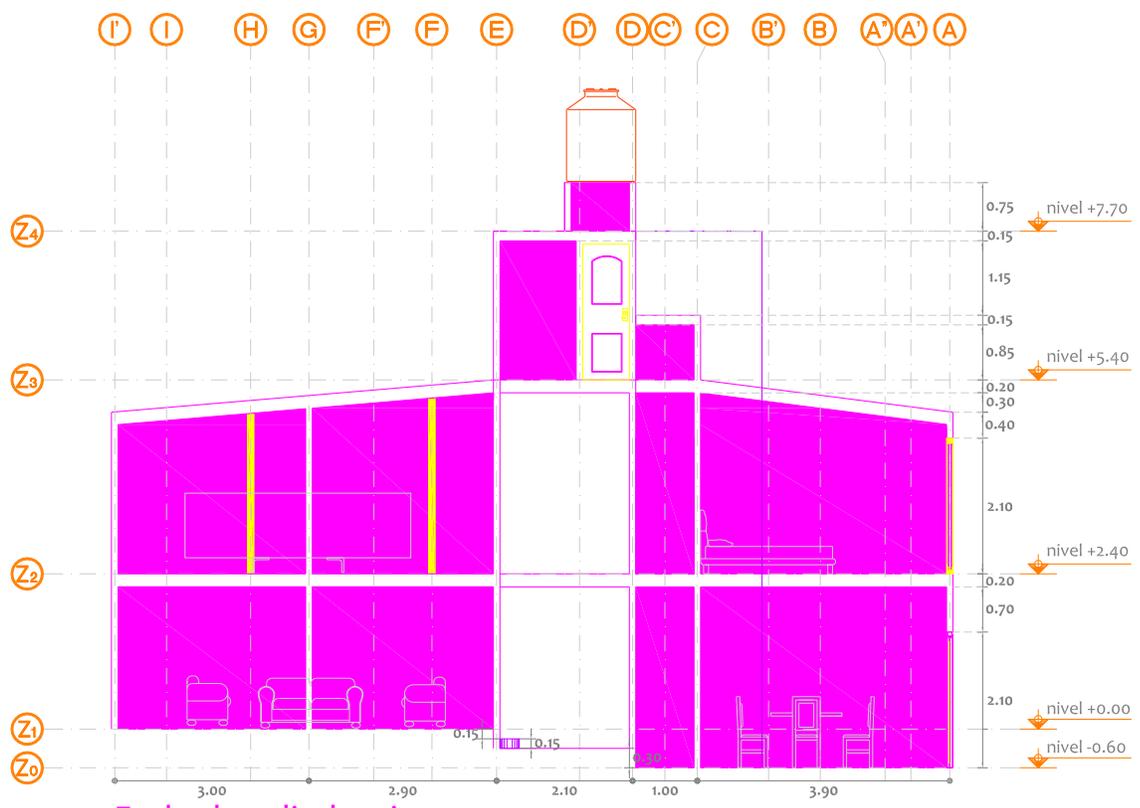
Habrá huecos en la losa del sanitario II para dar ventilación al local y en el acceso al vestíbulo de la habitación I.

La capacidad de agua del tinaco será de 1 100 L, para este almacenamiento se fabrican recipientes con circunferencia de aproximadamente 1 m de diámetro.

FACHADAS



Fachada Jardín



Fachada colindancia

En algunos casos será necesario realizar rellenos para obtener el nivel de piso terminado.

La altura de las puertas de la casa es de 2.10 m.

Habrà celosía en zotehuela.



Fachada Calle



Fachada Entrada

La altura de muros bajos de los baños será de 1.50 m. En los baños del primer piso habrá un relleno de 15 cm de espesor para alojar las instalaciones hidráulicas y sanitarias.

Las ventanas de planta baja tienen altura de 120 cm y un muro bajo de 1 m. Las ventanas de primer piso cumplirán con la función de puerta con una altura de 2.10 m.

PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

PIEDRA		<p>Roca arenisca Peso volumétrico 2.2 T/m³ Resistencia a compresión 1,675 kg/cm² Módulo de elasticidad 120,000 kg/cm²</p>
PIEZA		<p>Bloque macizo de concreto Dimensiones 12x20x40 cm Peso volumétrico 1.7 T/m³</p>
CEMENTO		<p>Cemento Portland Compuesto Cruz Azul Bulto 50 kg Clase resistente 30 R Características Resistente a los Sulfatos Peso volumétrico 1.2 T/m³</p>
CAL HIDRATADA		<p>Cal hidratada Calidra Bulto 25 kg Peso volumétrico 1.12 T/m³</p>
ARENA		<p>Arena Módulo de finura 2.3 Peso volumétrico 1.6 T/m³</p>
MORTERO		<p>Mortero Tipo II Resistencia nominal 75 kg/cm² Proporcionamiento en volumen 1 : 1/2 : 4 1/2</p>
MAMPOSTERÍA DE PIEZAS		<p>Piezas macizas de concreto con mortero Tipo II Resistencia a compresión 15 kg/cm² Resistencia a tensión diagonal 2 kg/cm² Módulo de elasticidad 12,000 kg/cm² cargas corta duración 5,250 kg/cm² cargas sostenidas Módulo de cortante 4,800 kg/cm²</p>
MAMPOSTERÍA DE PIEDRAS NATURALES		<p>Piedras areniscas con mortero Tipo II Resistencia a compresión 20 kg/cm² Resistencia a cortante 0.6 kg/cm²</p>
CONCRETO		<p>Concreto con agregados calizos Resistencia a compresión 200 kg/cm² Módulo de elasticidad 200,000 kg/cm²</p>
ACERO		<p>Varilla corrugada Castillo electrosoldado Resistencia a la fluencia 4,200 kg/cm² acero convencional 5,000 kg/cm² acero alta resistencia Módulo de elasticidad 2,000,000 kg/cm²</p>

Ejemplo. PROPORCIONAMIENTO DE MEZCLAS DE CONCRETO

Se requiere un concreto con aire incluido, con una resistencia a compresión, f'_c , de 200 kg/cm² a los 28 días. Se requiere aire incluido. El revenimiento debe ser entre 25 mm y 100 mm. Se tiene un agregado grueso de tamaño máximo nominal de 50 mm.

Los materiales disponibles son los siguientes:

Cemento: Portland Compuesto 30 R – RS con densidad relativa de 3.0

Agregado grueso: Bien graduado. Grava triturada o angular con tamaño máximo nominal de 50 mm y con densidad relativa seca en horno de 2.68

Agregado fino: Arena natural con módulo de finura de 2.3 y con densidad relativa seca en horno de 2.8

Resistencia

Como no hay datos estadísticos disponibles, la resistencia de diseño es igual a: $f'_{cr} = f'_c + 85 \frac{kg}{cm^2} = 200 + 85 = 285 \text{ kg/cm}^2$

Relación agua/cemento

La relación agua-cemento recomendada para 285 kg/cm² según la tabla donde no gobierna la durabilidad y considerando aire es 0.47. Se interpolaron los datos para conocer la relación agua/cemento según su resistencia: $\frac{a}{c} = 0.47$

Revenimiento

El revenimiento especificado esta entre 25 mm y 100 mm. Usar 100 mm para el proporcionamiento.

Contenido de aire y agua

Para un concreto con aire incluido, con exposición blanda y con un agregado de 50 mm recomiendan un contenido de aire del 2%.

Recomiendan que un concreto con 100 mm de revenimiento, con agregado de 50 mm y con aire incluido debería tener un contenido de agua de 157 kg/m³. Se reducirá la cantidad de agua si el agregado no es angular.

Contenido de cemento

El contenido de cemento se basa en la relación agua-cemento y en el contenido de agua. Por lo tanto, el contenido de cemento

resulta como: $c = \frac{a}{0.47} = \frac{157 \text{ kg/m}^3}{0.47} = 334 \text{ kg/m}^3$

Contenido de agregado grueso

El volumen del agregado grueso por unidad de volumen de concreto recomendado, cuando se usa una arena con módulo de finura de 2.3 y un tamaño máximo del agregado de 50 mm, es 0.79 al interpolar los valores correspondientes. Como la grava pesa 1600

kg/m³, la masa seca del agregado grueso por metro cubico de concreto es: $1600 \frac{kg}{m^3} \times 0.79 = 1264 \text{ kg/m}^3$

Contenido de agregado fino

A partir de aquí las cantidades de los ingredientes, a excepción del agregado fino, se conocen. El método del volumen absoluto sustrae de un metro cubico los volúmenes absolutos de los ingredientes conocidos. El volumen absoluto es el volumen de la materia sólida en las partículas y no incluye el volumen de los vacíos de aire entre ellas. El volumen absoluto del agua, cemento y agregado grueso se calcula dividiéndose la masa conocida de cada uno por el producto de su densidad relativa y la densidad del agua. El volumen del concreto fresco es igual a la suma de los volúmenes absolutos de sus ingredientes. Los cálculos del volumen son:

$$\text{Aire} = 2.0\% (1\text{m}^3) = 0.020 \text{ m}^3$$

$$\text{Agua} = \frac{157 \text{ kg}}{1 \times 1000 \text{ kg/m}^3} = 0.157 \text{ m}^3$$

$$\text{Cemento} = \frac{334 \text{ kg}}{3 \times 1000 \text{ kg/m}^3} = 0.111 \text{ m}^3$$

$$\text{Agregado grueso} = \frac{1264 \text{ kg}}{2.68 \times 1000 \text{ kg/m}^3} = 0.472 \text{ m}^3$$

$$\text{Volumen total de los ingredientes} = 0.76 \text{ m}^3$$

Proporciones para un metro cúbico de concreto:		
Agua	157 kg	0.157 m ³
Cemento	334 kg	0.111 m ³
Agregado grueso (seco)	1264 kg	0.472 m ³
Agregado fino (seco)	633 kg	0.240 m ³
Masa total	2388 kg	1 m ³
Revenimiento 25 - 100 mm		
Contenido de aire 2.0 %		

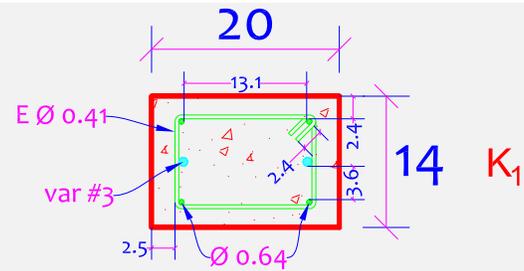
El volumen absoluto del agregado fino es: $\text{Agregado fino} = 1\text{m}^3 - 0.76 \text{ m}^3 = 0.24 \text{ m}^3$

Para finalizar se obtendrá la masa del agregado fino: $\text{Masa del fino} = 0.24 \text{ m}^3 \times 2.64 \times 1000 \frac{kg}{m^3} = 633 \text{ kg}$

MUROS CONFINADOS

Ejemplo. DETALLADO DEL REFUERZO

Verificar si la sección del castillo que a continuación se muestra cumple con las condiciones del detallado de refuerzo. Se usa concreto con resistencia a compresión de $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$, acero convencional grado 42 y Armex con sección $10 \times 15 \text{ cm}$ de grado 52. También obtener la longitud de doblez, anclaje y traslape de las barras longitudinales.



Las acotaciones están en centímetros

Diámetro del acero

El diámetro de la barra más gruesa es el de la varilla de 3/8" con diámetro de 0.9525 cm la cual es menor a 1/6 de la menor dimensión del castillo: $\frac{1}{6} \times 14 \text{ cm} = 2.33 \text{ cm}$. Por tal razón el refuerzo longitudinal cumple con el diámetro máximo que puede alojar el castillo.

Distancia libre entre barras

La distancia entre barras no será menor que el diámetro de la barra más gruesa que es 0.9525 cm ni que 2.5 cm. Por lo tanto, la menor distancia entre barras es de 3.6 cm, la cual se encuentra entre la varilla del número 3 y la varilla longitudinal del Armex.

Recubrimiento del refuerzo

El recubrimiento del refuerzo longitudinal es de 2.4 cm y 1.99 cm para estribos, cumpliendo con un recubrimiento mínimo de 2 cm y 1 cm, respectivamente. Además, como el concreto tiene una resistencia a la compresión $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$, no será necesario aumentar el espesor del recubrimiento.

Dobleses en barras rectas

- Refuerzo convencional

El radio interior mínimo para doblar las barras de acero

$$\text{es: } (f_y / 60 \sqrt{f'_c}) d_b = (4200 / 60 \sqrt{200}) d_b = 4.95 (0.95 \text{ cm}) = 4.70 \text{ cm}$$

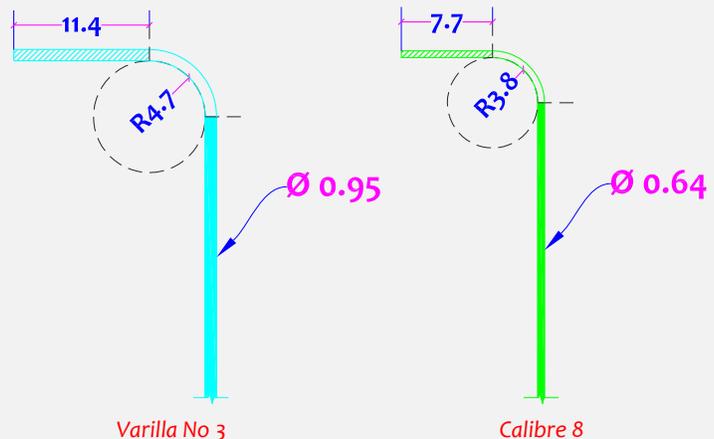
Las barras a tensión terminaran en dobleces a 90° , por lo tanto, el tramo recto después del doblez será de:
 $12 d_b = 12 (0.95 \text{ cm}) = 11.4 \text{ cm}$

- Refuerzo de alta resistencia

El radio interior mínimo para doblar las barras de acero

$$\text{es: } (f_y / 60 \sqrt{f'_c}) d_b = (5000 / 60 \sqrt{200}) d_b = 5.89 (0.64 \text{ cm}) = 3.77 \text{ cm}$$

Las barras a tensión terminaran en dobleces a 90° , por lo tanto, el tramo recto después del doblez será de:
 $12 d_b = 12 (0.64 \text{ cm}) = 7.68 \text{ cm}$



Dobleses en estribos

Los estribos son de una pieza, cerrados y con dobleces de 135° seguidos de tramos rectos mayores a: $\begin{cases} 6 d_b = 6 (0.41 \text{ cm}) = 2.46 \text{ cm} \\ 3.5 \text{ cm} \end{cases}$
Como la distancia del tramo recto después del doblez es 2.4 cumple la primera condición.

Anclaje en barras rectas

La longitud de desarrollo en una barra será la longitud de desarrollo básica multiplicada de acuerdo a los siguientes factores:

Barras del número #6 o menor	0.8
Barras con $f_y > 4200 \text{ kg/cm}^2$	$2 - 4200 / f_y$

- Refuerzo convencional

La longitud de desarrollo básica en una barra recta en tensión para un acero con fluencia de 4200 kg/cm^2 y una varilla de 3/8" con

$$\text{área de } 0.71 \text{ cm}^2 \text{ es: } L_{db} = \frac{\alpha_s f_y}{3(c+K_{tr})\sqrt{f'_c}} = \frac{0.71(4200)}{3(2.15+0)\sqrt{200}} = 32.70 \text{ cm} \geq 0.11 \frac{d_b f_y}{\sqrt{f'_c}} = 0.11 \frac{0.95(4200)}{\sqrt{200}} = 31.03$$

C es la separación o recubrimiento y será el menor de los siguientes valores:

1. La distancia del centro de la barra a la superficie de concreto más próxima es de 3.4 cm.
2. La mitad de la separación entre centros de barras es igual 2.15 cm.

Asimismo, por sencillez en el diseño, se permite suponer $K_{tr} = 0$.

Entonces la longitud de desarrollo para una varilla #3 recta en tensión es: $L_{dT} = L_{db} (0.8) = 32.70 (0.8) = 26.16 \text{ cm}$

Se omite el cálculo anterior porque L_{dT} es menor que la distancia permisible, ya que en ningún caso L_{dT} será menor que 30 cm.

La longitud de desarrollo para una varilla #3 recta en compresión es: $L_{dC} = 60\% L_{dT} = 60\% (30 \text{ cm}) = 18 \text{ cm}$

Se omite el cálculo anterior porque L_{dC} es menor que la distancia mínima permisible, ya que en ningún caso L_{dC} será menor que 20 cm.

- Refuerzo de alta resistencia

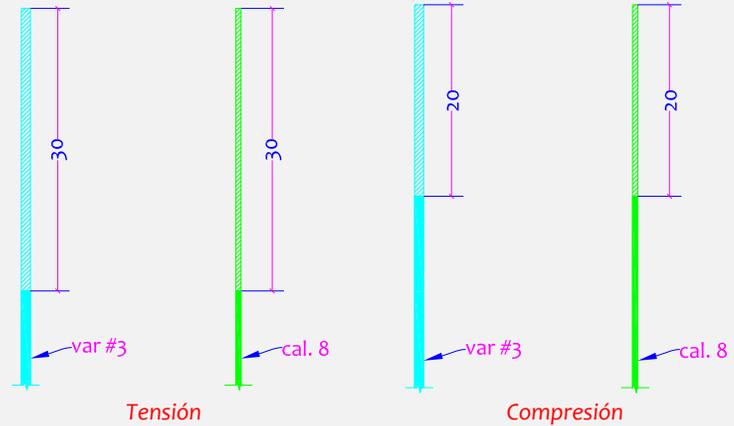
La longitud de desarrollo básica en una barra recta en tensión para un acero con fluencia de 5 000 kg/cm² y una varilla de ¼" (0.64 cm) con área de 0.32 cm² es:

$$L_{db} = \frac{a_s f_y}{3(c+K_{tr})\sqrt{f_c'}} = \frac{0.32 (5\,000)}{3 (2.15+0)\sqrt{200}} = 17.54 \text{ cm} \geq 0.11 \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c'}} = 0.11 \frac{0.64 (5\,000)}{\sqrt{200}} = 25.88$$

c es la separación o recubrimiento y será el menor de los siguientes valores:

1. La distancia del centro de la barra a la superficie de concreto más próxima es de 2.7 cm.
2. La mitad de la separación entre centros de barras es igual 2.15 cm.

Ya que la longitud de desarrollo básica no cumple con la condición, entonces la longitud de desarrollo para una varilla de ¼" en tensión es la distancia mínima permisible de 30 cm. La longitud de desarrollo para una varilla ¼" recta en compresión es: $L_{dC} = 60\% L_{dT} = 60\% (30 \text{ cm}) = 18 \text{ cm}$. Se omite el cálculo anterior porque L_{dC} es menor que la distancia mínima permisible, ya que en ningún caso L_{dC} será menor que 20 cm.



Anclaje en barras con dobleces

La longitud de desarrollo en una barra será la longitud de desarrollo básica multiplicada de acuerdo a los factores de condición del refuerzo.

- Refuerzo convencional

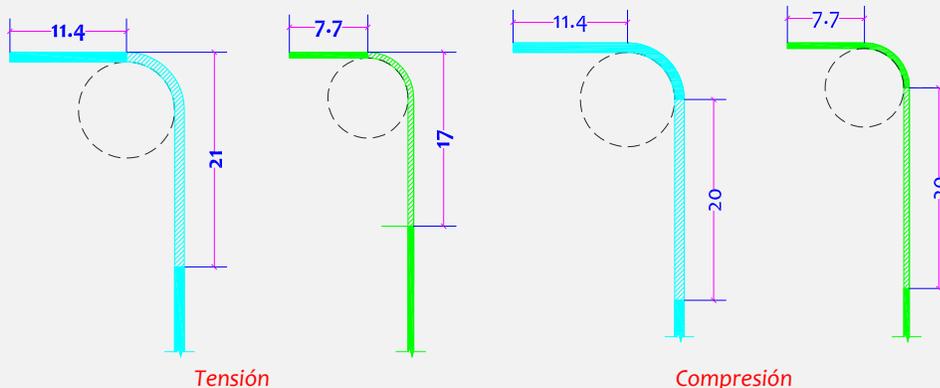
La longitud de desarrollo básica en una barra con doblez a 90° en tensión para un acero con fluencia de 4 200 kg/cm² y una varilla de 3/8" con área de 0.71 cm² es: $L_{db} = 0.076 d_b \frac{f_y}{\sqrt{f_c'}} = 0.076 (0.95 \text{ cm}) \frac{4\,200}{\sqrt{200}} = 21.44 \text{ cm}$

Entonces la longitud de desarrollo para una varilla #3 con doblez en tensión es: $L_{dT} = L_{db} (1) = 21.44 (1) = 21.44 \text{ cm}$

En ningún caso será menor que 15 cm ni que: $8 d_b = 8 (0.95 \text{ cm}) = 7.6 \text{ cm}$

La longitud de desarrollo para una varilla #3 con doblez en compresión es: $L_{dC} = 60\% L_{dT} = 60\% (21.44 \text{ cm}) = 12.86 \text{ cm}$

Se omite el cálculo anterior porque L_{dC} es menor que la distancia mínima permisible, ya que en ningún caso L_{dC} será menor que 20 cm.



- Refuerzo de alta resistencia

La longitud de desarrollo básica en una barra con doblez en tensión para un acero con fluencia de 5 000 kg/cm² y una varilla de ¼" (0.64 cm) con área de 0.32 cm² es: $L_{db} = 0.076 d_b \frac{f_y}{\sqrt{f_c'}} = 0.076 (0.64 \text{ cm}) \frac{5\,000}{\sqrt{200}} = 17.20 \text{ cm}$

Entonces la longitud de desarrollo para una varilla

¼" con doblez en tensión es: $L_{dT} = L_{db} (1) = 17.20 (1) = 17.20 \text{ cm}$

En ningún caso será menor que 15 cm ni que: $8 d_b = 8 (0.64 \text{ cm}) = 5.1 \text{ cm}$. La longitud de desarrollo para una varilla ¼" con

doble en compresión es: $L_{dC} = 60\% L_{dT} = 60\% (17.20 \text{ cm}) = 10.32 \text{ cm}$

Se omite el cálculo anterior porque L_{dC} es menor que la distancia mínima permisible, ya que en ningún caso L_{dC} será menor que 20 cm.

Longitud mínima de anclaje

Barras	Fuerza	Acero convencional	Acero de alta resistencia
Rectas	Tensión	30 cm	30 cm
	Compresión	20 cm	20 cm
Dobladas	Tensión	21 cm	17 cm
	Compresión	20 cm	20 cm

Traslape en barras a tensión- **Refuerzo convencional**

La longitud de traslape en barras rectas no será menor que: $\begin{cases} 1.33 L_{dT} = 1.33 (30 \text{ cm}) = 39.9 \text{ cm} \\ (0.01 f_y - 6) d_b = [0.01 (4\ 200) - 6] (0.95 \text{ cm}) = 34.2 \text{ cm} \end{cases}$

- **Refuerzo alta resistencia**

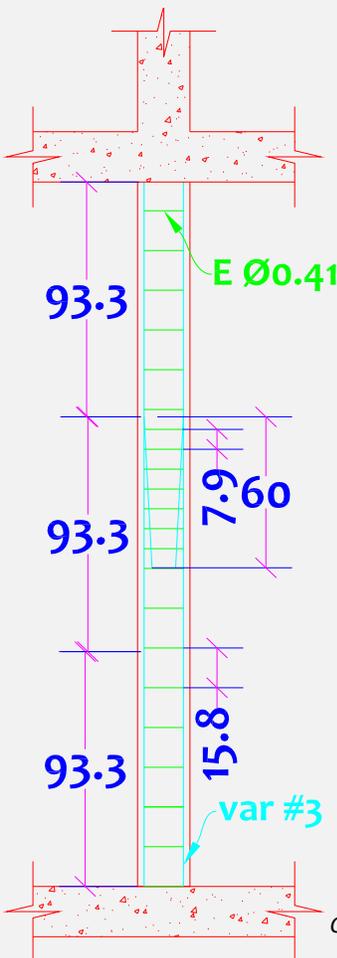
La longitud de traslape en barras rectas no será menor que: $\begin{cases} 1.33 L_{dT} = 1.33 (30 \text{ cm}) = 39.9 \text{ cm} \\ (0.01 f_y - 6) d_b = [0.01 (5\ 000) - 6] (0.64 \text{ cm}) = 28.16 \text{ cm} \end{cases}$

Traslape en barras a compresión- **Refuerzo convencional**

La longitud de traslape en barras rectas no será menor que: $\begin{cases} L_{dc} = 20 \text{ cm} \\ (0.01 f_y - 10) d_b = [0.01 (4\ 200) - 10] (0.95 \text{ cm}) = 30.4 \text{ cm} \end{cases}$

- **Refuerzo alta resistencia**

La longitud de traslape en barras rectas no será menor que: $\begin{cases} L_{dc} = 20 \text{ cm} \\ (0.01 f_y - 10) d_b = [0.01 (5\ 000) - 10] (0.64 \text{ cm}) = 25.6 \text{ cm} \end{cases}$

**Longitud mínima de traslape**

Barras	Fuerza	Acero convencional	Acero de alta resistencia
Rectas	Tensión	40 cm	40 cm
	Compresión	30 cm	26 cm

Traslape en castillos

Como el área total del refuerzo es la suma de todas las varillas del acero longitudinal el resultado es 2.7 cm^2 . En caso de traslapar en una sección sólo el castillo electrosoldado su acero correspondiente es $0.32 \text{ cm}^2 \times 4 = 1.28 \text{ cm}^2$, que es menor al 50% del refuerzo necesario para aumentar la longitud de traslape:

$$1.28 \text{ cm}^2 < 50\% (2.7 \text{ cm}^2) = 1.35 \text{ cm}^2$$

Sin embargo, en caso de traslapar dos varillas #3 ($2 \times 0.71 \text{ cm}^2 = 1.42 \text{ cm}^2$) o la combinación posible que obtenga más de la mitad del área del refuerzo se aumentará la longitud de traslape en: $20 d_b$

Para acero convencional $20 (0.95 \text{ cm}) = 19 \text{ cm}$

Para acero de alta resistencia $20 (0.64 \text{ cm}) = 13 \text{ cm}$

Longitud mínima de traslape en más del 50% del refuerzo

Barras	Fuerza	Acero convencional	Acero de alta resistencia
Rectas	Tensión	59 cm	53 cm
	Compresión	49 cm	39 cm

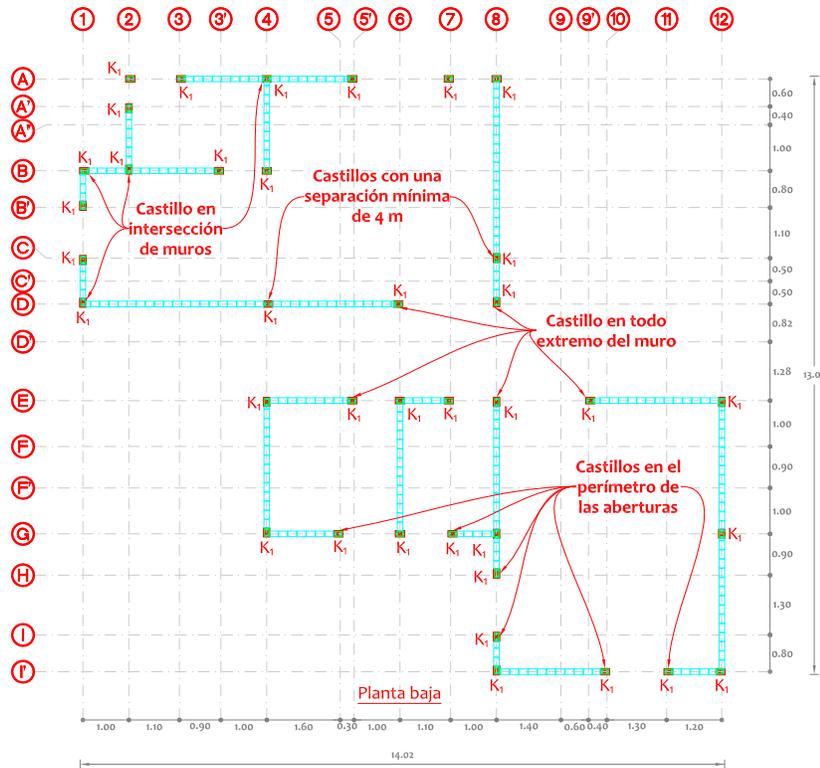
Finalmente, cuando se traslape en el primer nivel de mampostería se colocará estribos a una separación igual o menor que:

$$\frac{h_c}{2} = \frac{20 \text{ cm}}{2} = 10 \text{ cm}$$

Castillo en primer entrepiso y más del 50% del refuerzo traslapado en el tercio medio.

Distribución de castillos

A continuación, se muestra un diagrama con el sistema de confinamiento empleado con castillos que están señalados con la letra K, el subíndice indica el tipo de castillo de acuerdo al armado de acero de refuerzo que poseen. Para nuestra vivienda se propuso el siguiente confinamiento con castillos:



La presencia de castillos en las aberturas como ventanas y puertas o accesos principales es de gran importancia pues se ha logrado observar la aparición de grietas cuando la abertura no se confina bien. Las fisuras ocurren debido a una carga accidental o al peso propio de la estructura. Como todas las aberturas tienen algún lado mayor a 60 cm para estructuras de mampostería del tipo I existirán castillos como refuerzo.

Los castillos en esquinas realizan la función de conectar los muros que están en diferentes direcciones, permitiendo la estabilidad de las paredes. Los castillos con su armado de refuerzo lograrán tomar las tensiones que la mampostería no soporta.

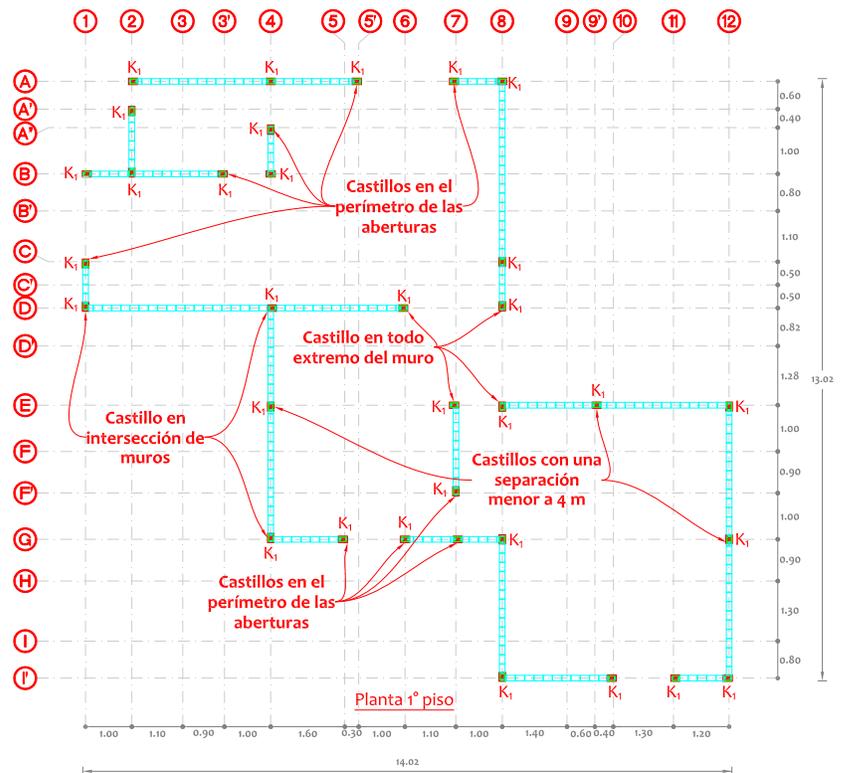
En el primer nivel se concentrarán los dormitorios, habiendo un menor número de locales. Para tomar en cuenta la mejor distribución y el empalme con los muros de planta baja, los espacios se cerrarán con muros divisorios para dar continuidad y funcionalidad a los dormitorios.

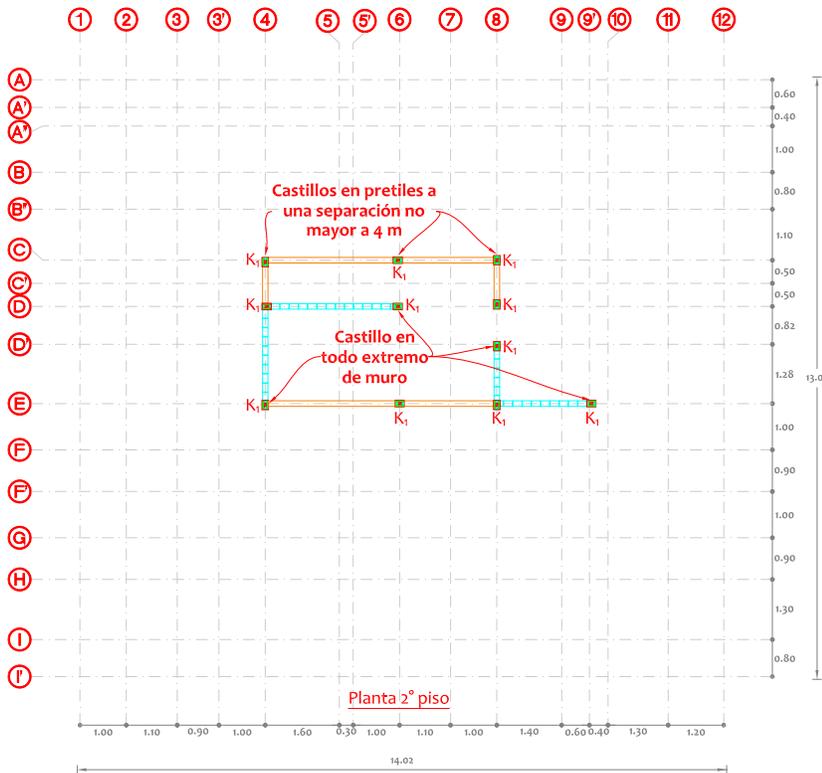
Las aberturas como ventanas o puertas de primer piso son continuas a las de planta baja, ayudando a que la distribución de muros en ambos pisos sea simétrica y proporcionalmente para evitar problemas de torsión que demanden más capacidad a los elementos estructurales.

De acuerdo a las normas de mampostería vigente, la separación máxima entre muros será la mínima de los valores:

$$sep \leq \begin{cases} 4 \text{ m} \\ 1.5 H = 1.5 (3 \text{ m}) = 4.5 \text{ m} \end{cases}$$

La separación máxima entre castillos es de 4 m por ser menor a 4.5 m.



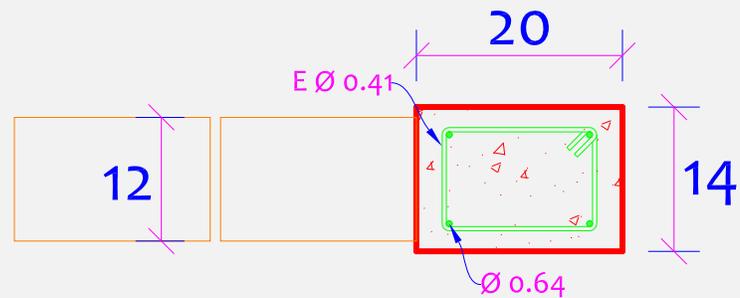


La interrupción de muros desde planta baja hace que se presente el fenómeno de piso débil, aumentando la demanda de capacidad de los elementos y en consecuencia el colapso.

El pretil tiene una longitud mayor a 4 m por lo que deberá tener castillos en sus extremos y en un punto intermedio.

Ejemplo. REQUISITOS GEOMÉTRICOS Y DE REFUERZO EN CASTILLOS

Se requiere buscar la sección de concreto con resistencia a la compresión de $f_c' = 200 \text{ kg/cm}^2$ para un Armex con sección real $10 \times 15 \text{ cm}$, varillas longitudinales $\frac{1}{4}"$ (0.64 cm) y estribos calibre 8 (0.41 cm) a una separación de 15.8 cm. Deberá cumplir con los requisitos geométricos y de refuerzo que establecen la sección anterior.



Se propone una sección de concreto de $14 \times 20 \text{ cm}$, a continuación, se muestra la sección propuesta:

- La dimensión mínima del castillo es 14 cm y deberá tener como mínimo el espesor de la mampostería de 12 cm.
- El concreto tiene una resistencia de 200 kg/cm^2 la cual es mayor a la resistencia mínima en ambientes no agresivos de 150 kg/cm^2 .

El refuerzo longitudinal está formado por 4 barras y su área total es $0.32 \text{ cm}^2 \times 4 = 1.28 \text{ cm}^2$ y será mayor a:

$$A_{s\text{mín}} = 0.2 \frac{f_c'}{f_y} b_c h_c = 0.2 \frac{200}{5000} (14 \text{ cm})(20 \text{ cm}) = 2.24 \text{ cm}^2$$

Como el área total longitudinal del electrosoldado es menor que el área mínima permitida, se deberá proporcionar más área, por lo tanto, se colocarán dos barras del número 3 ($2 \times 0.71 \text{ cm}^2 = 1.42 \text{ cm}^2$):

$$A_{s\text{mín}} = 0.2 \frac{f_c'}{f_y} b_c h_c = 0.2 \frac{200}{4200} (14 \text{ cm})(20 \text{ cm}) = 2.66 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 2.66 \text{ cm}^2 < 1.42 \text{ cm}^2 + 1.28 \text{ cm}^2 = 2.7 \text{ cm}^2$$

- El refuerzo transversal estará formado por estribos cerrados y con un área al menos igual a:

$$A_{scmin} = \frac{1\,000 (15.8)}{5\,000 (20)} = 0.16 \text{ cm}^2$$

El área de un ramal del estribo es igual a 0.13 cm^2 , por esta razón, el área total es igual a $2 \times 0.13 \text{ cm}^2 = 0.26 \text{ cm}^2$ que es mayor a la mínima permisible.

- La separación de estribos es de 15.8 cm y es menor a la separación máxima permitida:

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.5 t = 1.5 (12 \text{ cm}) = 18 \text{ cm} \\ 20 \text{ cm} \end{array} \right.$$

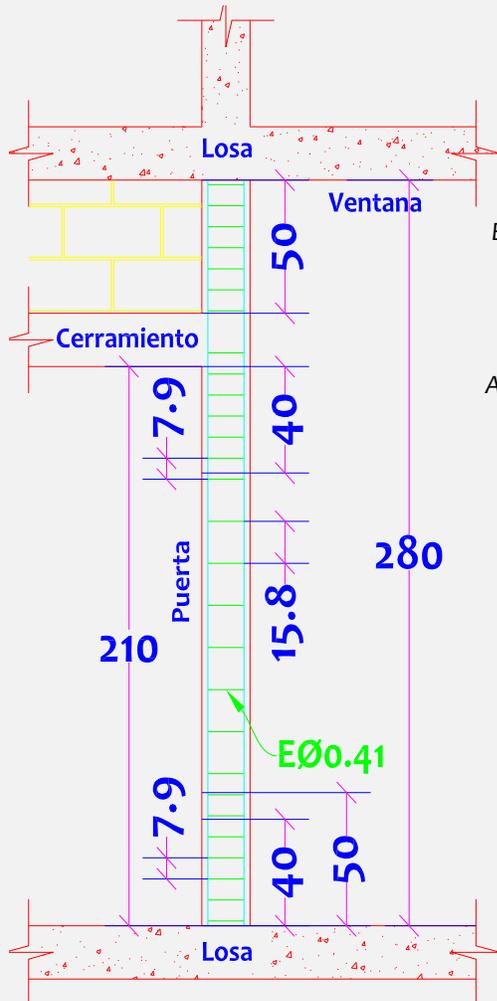
- En estructuras del Tipo II, los castillos se reforzarán en los extremos con estribos a una separación menor a:

$$\left\{ \begin{array}{l} H_c/2 = 20 \text{ cm}/2 = 10 \text{ cm} \\ \text{cada hilada} = 20 \text{ cm} \end{array} \right.$$

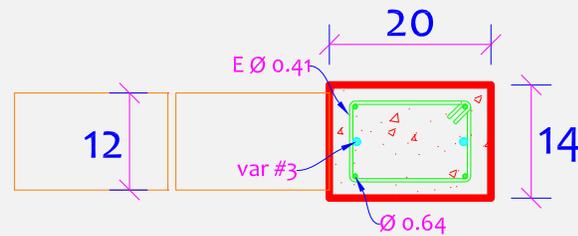
En una longitud H_0 no menor que:

$$\left\{ \begin{array}{l} H/6 = (210 \text{ cm})/6 = 35 \text{ cm} \quad \text{o} \quad (280 \text{ cm})/6 = 46.67 \text{ cm} \\ 40 \text{ cm} \end{array} \right.$$

A continuación, se muestra la sección que cumple con los requisitos geométricos y de refuerzo:



Confinamiento con estribos en castillo de estructura de mampostería Tipo II

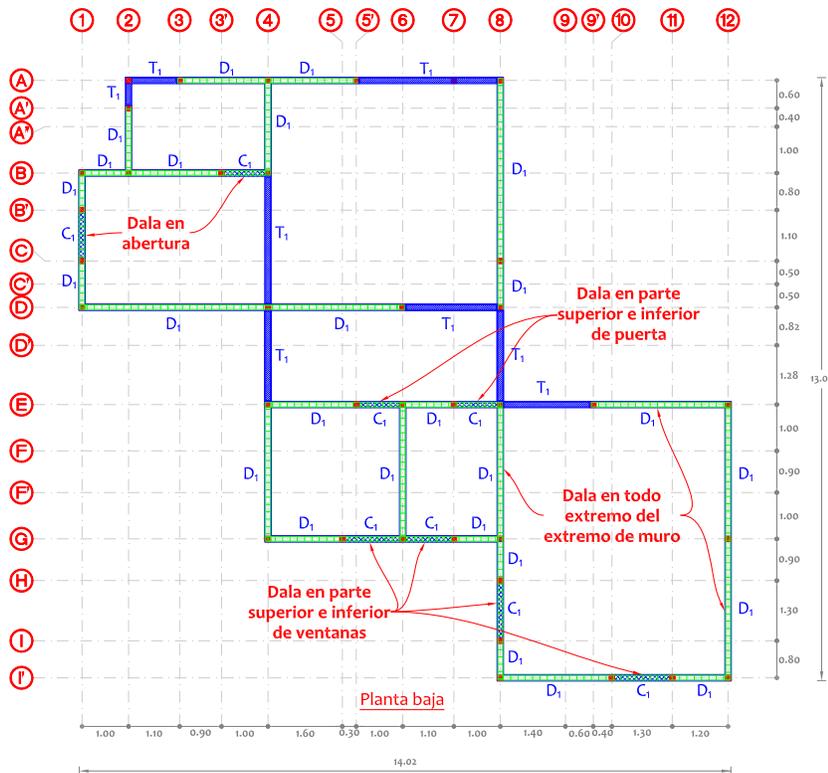


Requisitos del castillo

	Mínima	Real
Dimensión del castillo	12 cm	14 cm
Resistencia del concreto	150 kg/cm ²	200 kg/cm ²
Refuerzo longitudinal	2.66 cm ²	2.7 cm ²
Refuerzo transversal	0.16 cm ²	0.26 cm ²
Longitud sep. estribos Tipo II	46.67 cm	50 cm
	Máxima	Real
Separación de estribos	18 cm	15.8 cm
Separación estribos Tipo II	10 cm	7.9 cm

Distribución de dalas

Se colocarán dalas como cerramientos en las aberturas con su respectivo acero descrito en las normas con la finalidad de distribuir el peso hacia los muros consecuentes.



Las vigas se colocan sobre claros largos. Por ejemplo, en el caso de una abertura donde los claros sean muy cortos, no se pondrá una viga sino un cerramiento que ayude a transmitir la carga a los muros inmediatos. También, si la losa es capaz de transmitir el peso a los muros sin deflexionarse, no será necesario un elemento viga. Lo anterior, dependerá en rigor al análisis estructural que arroje los resultados de las fuerzas con las que se diseñará el elemento.

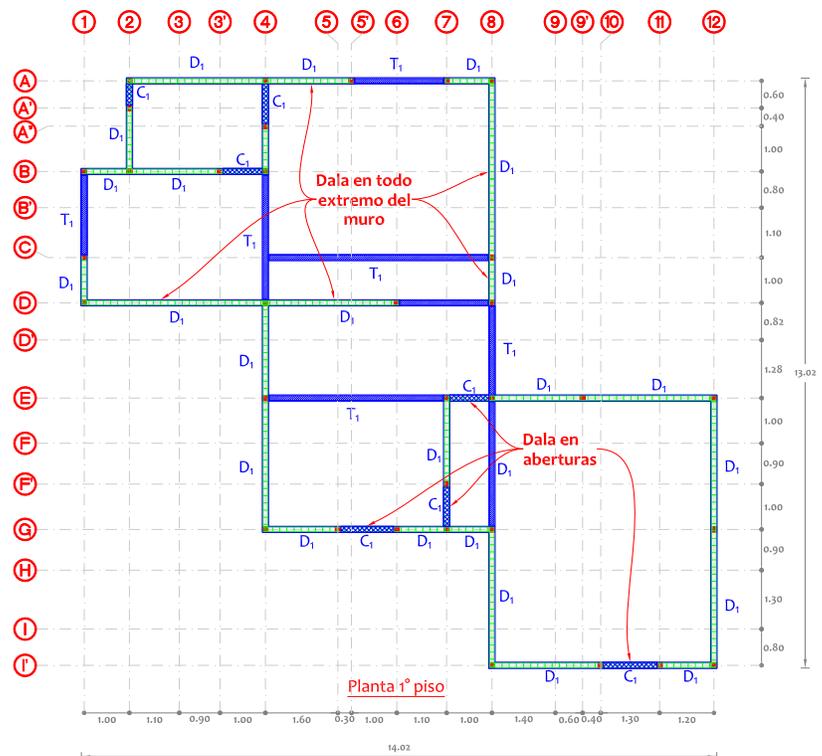
Será criterio del ingeniero identificar los casos donde se colocarán dalas o trabes que dependerán del peso que hay sobre de ellas, ayudando así a predimensionar la estructura.

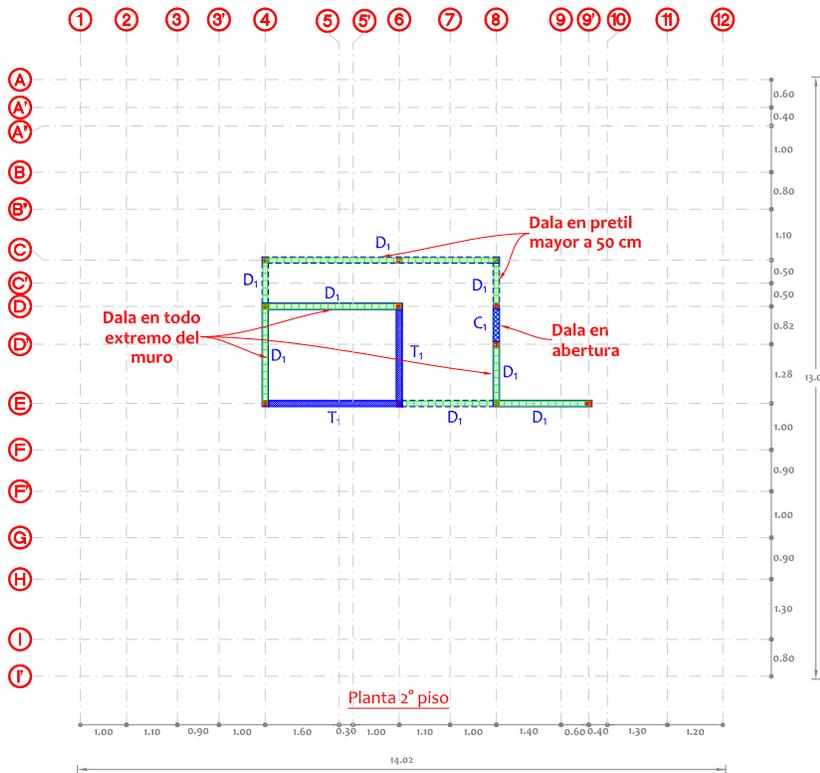
Las dalas y trabes se colocan de manera que formen un perímetro rectangular donde las losas podrán ser diseñadas de manera precisa ya que existe un amplio conocimiento en estos sistemas de piso.

De acuerdo a las normas de mampostería vigente, existirán dalas en el interior del muro a una separación no mayor a:

$$\text{separación de dalas} \leq 3 \text{ m}$$

Se observa la posición de dalas como cerramientos en todas las aberturas de puertas y ventanas de claros cortos.





Las dalas y vigas del cuarto de servicio formarán un rectángulo.

Los pretils están marcados con líneas punteadas. Debido a que su altura es de 1 m, se construirán dalas.

Además, existirán dalas en el interior del muro a una separación no mayor a 3 m.

Y finalmente, la altura libre del muro se tomará como la distancia entre el piso terminado y el piso terminado del siguiente nivel dando como resultado 3 m. La relación altura/espesor del muro de mampostería será igual o menor a:

$$\frac{H}{t} = \frac{3 \text{ m}}{0.12 \text{ m}} = 25 \leq 30$$

Ejemplo. REQUISITOS GEOMÉTRICOS Y DE REFUERZO EN DALAS

Se requiere buscar la sección de concreto con resistencia a la compresión de $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$ para un Armex con sección real $10 \times 15 \text{ cm}$, varillas longitudinales $\frac{1}{4}$ " (0.64 cm) y estribos calibre 8 (0.41 cm) a una separación de 15.8 cm. Deberá cumplir con los requisitos geométricos y de refuerzo que establecen la sección anterior.

Se propone una sección de concreto de $14 \times 20 \text{ cm}$, a continuación, se muestra la sección propuesta:

- La dimensión mínima de la dala es 14 cm y deberá tener como mínimo el espesor de la mampostería de 12 cm.
- El concreto tiene una resistencia de 200 kg/cm^2 la cual es mayor a la resistencia mínima en ambientes no agresivos de 150 kg/cm^2 .
- El refuerzo longitudinal está formado por 4 barras ($0.32 \text{ cm}^2 \times 4 = 1.28 \text{ cm}^2$) y dos barras del número 3 ($2 \times 0.71 \text{ cm}^2 = 1.42 \text{ cm}^2$), su área total es 2.7 cm^2 y será mayor a:

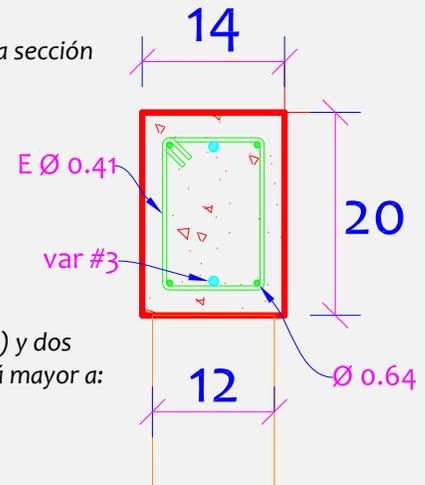
$$A_{s\text{mín}} = 0.2 \frac{f'_c}{f_y} b_c h_c = 0.2 \frac{200}{5000} (14 \text{ cm})(20 \text{ cm}) = 2.24 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{mín}} = 0.2 \frac{f'_c}{f_y} b_c h_c = 0.2 \frac{200}{4200} (14 \text{ cm})(20 \text{ cm}) = 2.66 \text{ cm}^2$$

Como rige la condición más desfavorable, se tendrá como mínimo 2.66 cm^2 de área de refuerzo longitudinal

$$A_{s\text{mín}} = 2.66 \text{ cm}^2 < 2.7 \text{ cm}^2$$

- El refuerzo transversal estará formado por estribos cerrados y con un área al menos igual a:



$$A_{sc\min} = \frac{1\,000 (15.8)}{5\,000 (20)} = 0.16 \text{ cm}^2$$

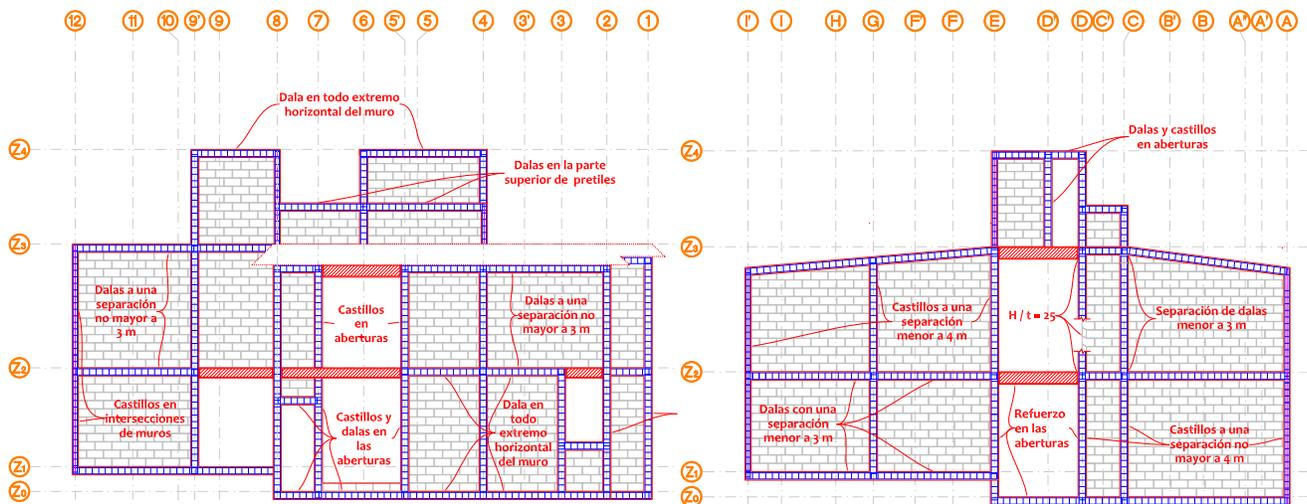
El área de un ramal del estribo es igual a 0.13 cm^2 , por esta razón, el área total es igual a $2 \times 0.13 \text{ cm}^2 = 0.26 \text{ cm}^2$ que es mayor a la mínima permisible.

- La separación de estribos es de 15.8 cm y es menor a la separación máxima permitida:

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.5 t = 1.5 (12 \text{ cm}) = 18 \text{ cm} \\ 20 \text{ cm} \end{array} \right.$$

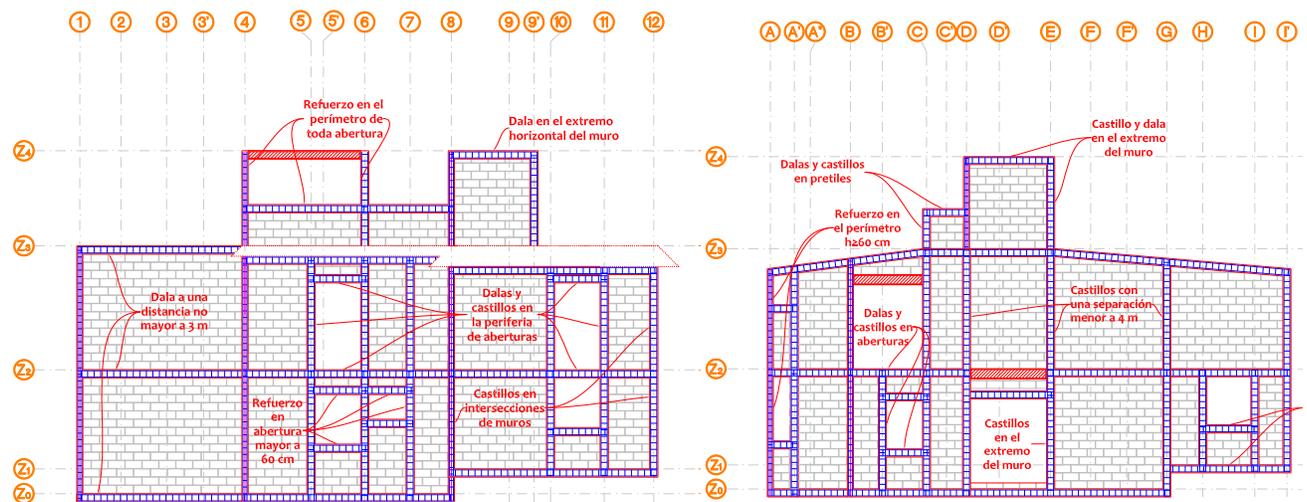
Requisitos de la dala

	Mínima	Real
Dimensión del castillo	12 cm	14 cm
Resistencia del concreto	150 kg/cm ²	200 kg/cm ²
Refuerzo longitudinal	2.66 cm ²	2.7 cm ²
Refuerzo transversal	0.16 cm ²	0.26 cm ²
	Máxima	Real
Separación de estribos	18 cm	15.8 cm



Fachada Jardín

Fachada colindancia



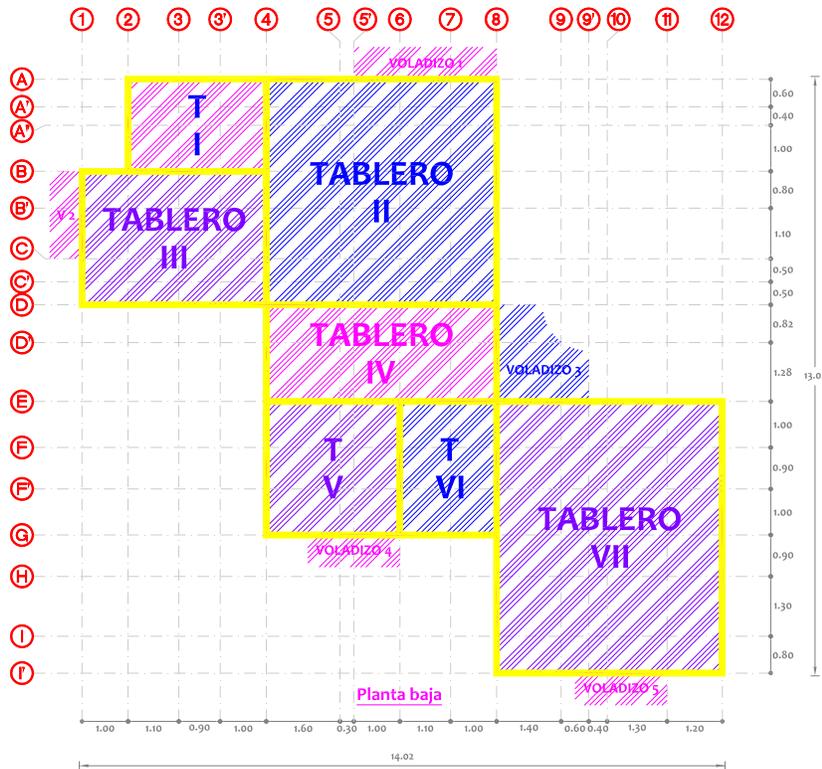
Fachada Calle

Fachada Entrada

SISTEMA DE PISO

- Distribución de losas

A continuación, se propone el siguiente sistema de piso a base de losa maciza.



Todos los tableros son rectangulares y apoyados perimetralmente a excepción de las losas en voladizos que servirán para los balcones.

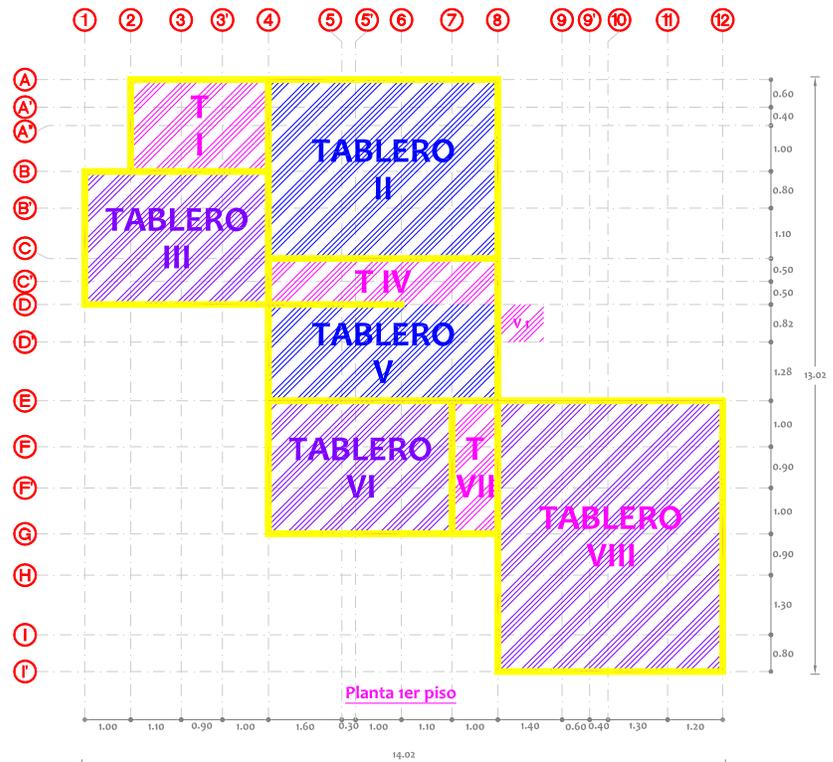
Las losas estarán unidas y coladas monolíticamente para crear una condición de apoyo empotrado.

Se harán rellenos de material de tezontle para elevar el nivel de piso terminado del baño y poder ubicar las instalaciones sanitarias sin modificar el nivel de la losa.

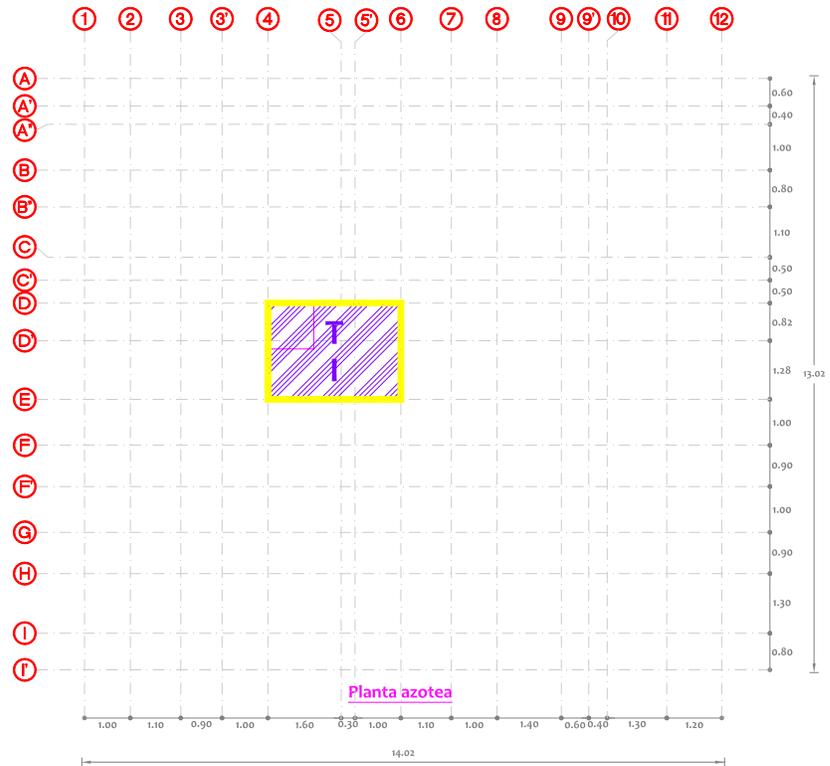
Los voladizos no estarán apoyados perimetralmente por lo que su diseño se hará de forma especial.

El techo del primer nivel tendrá diferentes usos, pues el tablero IV y V tendrán la función de usarse como patio de servicio, sin embargo, para los demás tableros su uso será de techumbre.

Por último, de los planos arquitectónicos tener presente las aberturas en planta del tablero VII.



La losa del cuarto de servicio ayudará a resistir las cargas referentes al peso del tinaco.



Ejemplo.

Encontrar el peralte mínimo que marcan las normas para omitir el cálculo de deflexiones ante la siguiente carga de servicio $w_s = 0.548 \text{ T/m}^2$ de la cual el 35% corresponde a la carga viva y el resto a la carga muerta (incluye peso propio de losa). Asimismo, obtener el refuerzo mínimo por cambios volumétricos. El concreto contiene agregados calizos. Se usarán varillas #3 de grado 42.

El concreto por sus materiales componentes de agregados calizos es de clase 1, por tanto, el peralte efectivo de la losa será:

$$d_{\min} = \left(\frac{\text{perímetro}}{250} \right) k$$

Donde:

$$\text{perímetro} = (1.25 (a_1 + a_2) + 1 (a_1 + a_2)) = (1.25 \times 5.8 \text{ m}) + 5.8 \text{ m} = 13.05 \text{ m}$$

Se aumentó el 25% de su longitud por tener 2 bordes discontinuos referentes al lado corto y lado largo.

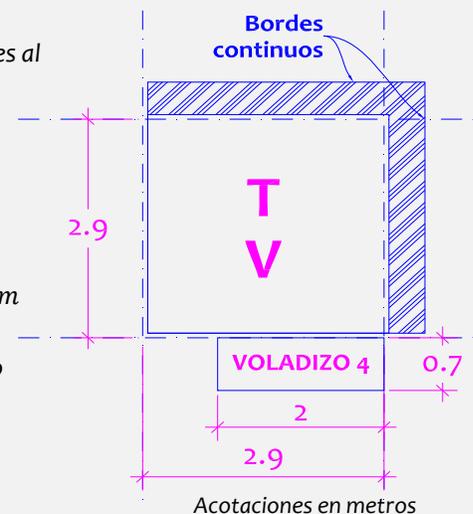
$$k = 0.032 \sqrt[4]{f_s w} = 0.032 \sqrt[4]{0.6 (4200) (548)} = 1.097$$

f_s puede suponerse igual a $0.6 f_y$

Entonces el peralte efectivo mínimo es: $d_{\min} = \left(\frac{13.05 \text{ m}}{250} \right) 1.097 = 5.72 \text{ cm}$

Se necesita un recubrimiento después del peralte efectivo de 2.5 cm. Por lo tanto, el espesor de la losa es:

$$e = d_{\min} + r = 5.72 \text{ cm} + 2.5 \text{ cm} = 8.22 \text{ cm}$$



Para tomar el peralte calculado anteriormente, se cumplirá que: $\frac{C_V}{C_M} = \frac{0.35}{0.65} = 0.54 \leq 2.5$

Como dos dimensiones de la losa es mayor a 1.5 m, se colocará el mínimo de acero de refuerzo por cambios volumétricos:

$$a_{s1} = \frac{660 x_1}{f_y (x_1 + 100)} = \frac{660 (8.22 \text{ cm})}{4200 (8.22 \text{ cm} + 100)} = \frac{5\,438.4}{454,608} = 0.0119 \text{ cm}^2/\text{cm} = 1.19 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Se propone colocar 4 varillas del número 3 ($A_s = 0.71 \text{ cm}^2 \times 4 = 2.85 \text{ cm}^2$) por cada metro, por lo que la cuantía de refuerzo propuesta es:

$$\rho = \frac{A_s}{b d} = \frac{2.85 \text{ cm}^2}{100 \text{ cm} (5.72 \text{ cm})} = 0.005$$

El espaciamiento entre barras es de 25 cm y no excede de 50 cm ni de $3.5 x_1 = 3.5 (8.22) = 28.77 \text{ cm}$

De acuerdo a las normas se podrá omitir el cálculo de refuerzo mínimo por cambios volumétricos si la cuantía es igual o mayor a 0.002 en losas protegidas de la intemperie o 0.003 en las expuestas a ella, por lo tanto, cumple el refuerzo mínimo por cambios volumétricos.

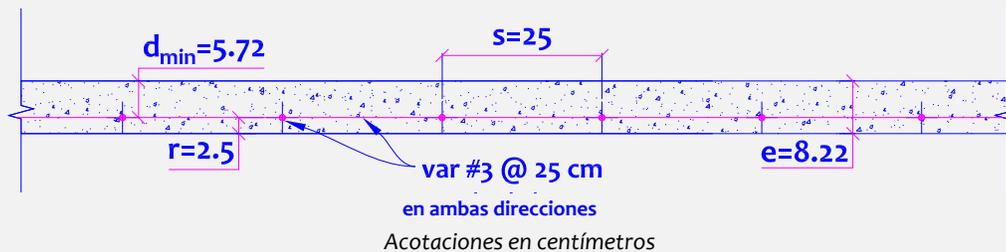
El área correspondiente propuesta por cambios volumétricos es igual a:

$$a_s = \rho d = 0.005 (5.72 \text{ cm}) = 0.0285 \text{ cm}^2/\text{cm} = 2.85 \text{ cm}^2/\text{m}$$

En dado caso de estar en contacto con la intemperie como losas para balcón, el acero aumentará un 50% más a la mínima requerida por cambios volumétricos, en este caso será:

$$1.5 a_{s1} = 1.5 (1.19) = 1.785 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Se muestra la sección propuesta para omitir las deflexiones y agrietamientos por cambios de temperatura:



Como las dos dimensiones mayores de la losa son mayores a 1.5 m, en cada dirección se suministrará refuerzo.

CIMENTACIÓN

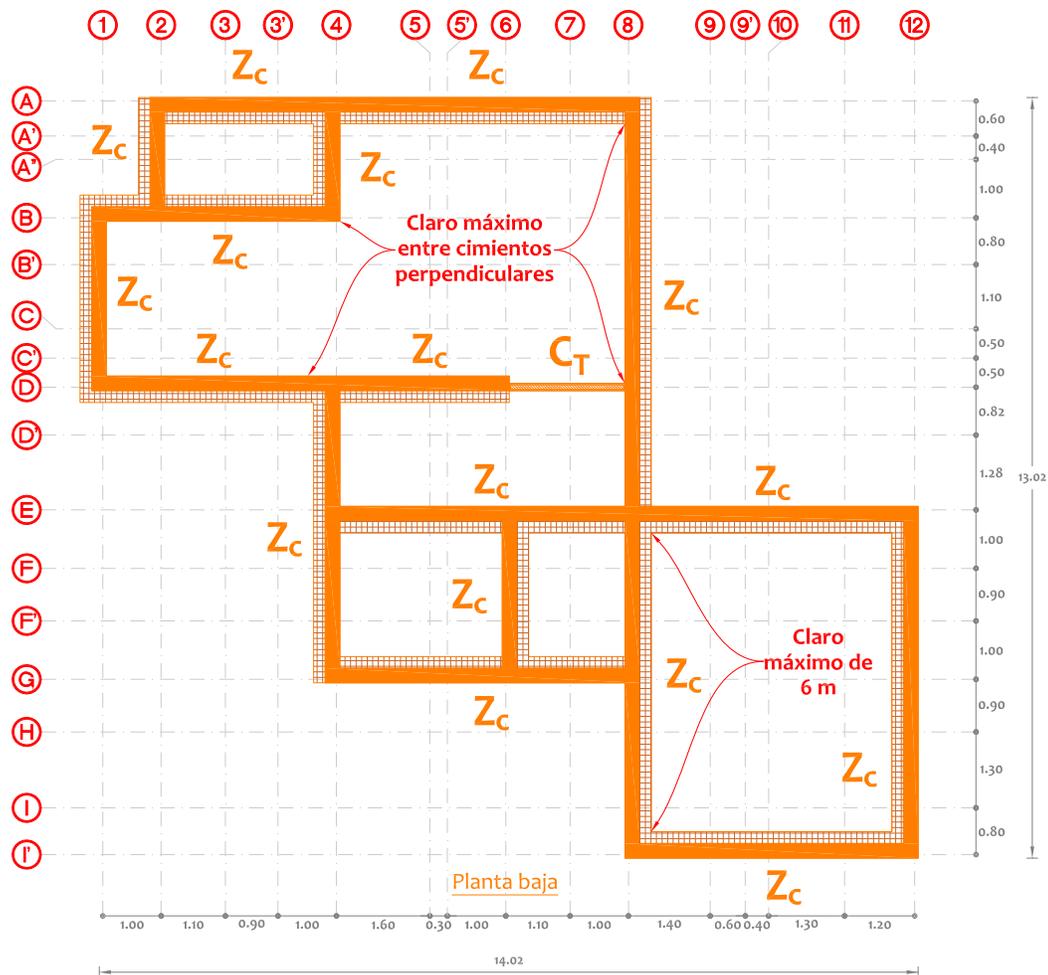
• Distribución de zapatas

Se propone el siguiente sistema de cimentación a basa de mampostería de piedra natural:

Las zapatas son corridas y tendrán forma de un trapecio rectángulo con una de sus caras inclinadas. El ancho de la base superior del trapecio será de 25 cm y la base inferior que es la mayor tendrá 45 cm de longitud. La profundidad de desplante del cimiento será de acuerdo a la capacidad de carga del terreno.

En el eje 8, se construirá una contratrabe de liga que permita reducir el claro máximo entre cimientos perpendiculares. Dependiendo del peso que descarga el muro a la zapata corrida de mampostería, se verificará el claro máximo para omitir la revisión por torsión de la cimentación.

Los castillos que se ubican a más de 4 metros entre ellos o en puntos intermedios se anclarán a una profundidad mayor a 40 cm, de igual manera se hará para los castillos localizados en las esquinas.



Análisis estructural

2. Análisis estructural

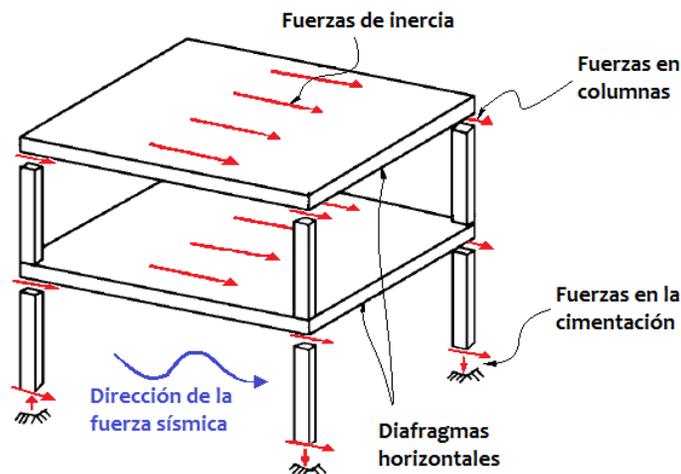
Se incluyen bajo esta denominación las actividades que llevan a la determinación de la respuesta de la estructura ante las diferentes acciones exteriores que pueden afectarla. Basta entender que se trata de determinar los efectos de las cargas que pueden afectar a la estructura durante su vida útil.

El análisis riguroso de estructuras de muros y losas sujetas a cargas verticales u horizontales es complejo por tratarse de sistemas tridimensionales que ni se prestan fácilmente a la subdivisión en marcos bidimensionales, como es factible hacer en estructuras de vigas y columnas. Además, la heterogeneidad de los materiales componentes, las holguras, los aplastamientos y agrietamientos locales entre el mortero y piezas, entre éstas y el concreto hacen que existan deformaciones inelásticas desde niveles pequeños de carga, lo que altera los resultados de los análisis elásticos. Por ello es aceptable recurrir a simplificaciones drásticas basadas en consideraciones de equilibrio y en la experiencia de comportamiento adecuado.

El análisis por cargas laterales de las estructuras a base de muros de carga de mampostería enfrenta también a dificultades para modelar correctamente el complejo arreglo tridimensional formado por los muros, las losas, los dinteles y pretilos. Las herramientas de cómputo actualmente disponibles permiten resolver modelos muy refinados de estas estructuras. Los muros pueden modelarse como columnas anchas con el mismo momento de inercia y de área de cortante que los muros reales. Estas columnas están acopladas por vigas con el momento de inercia de la losa en un ancho equivalente, el cual deberá sumarse al momento de inercia de pretilos y dinteles.

Cualquiera que sea el modelo, debe tomar en cuenta las deformaciones de cortante y flexión y debe considerarse momentos de inercia reducidos de los elementos en que los momentos flexionantes aplicados produzcan agrietamiento.

Las solicitaciones o acciones exteriores inducen acciones interiores de intensidad variable. El propósito fundamental del análisis es evaluar las acciones interiores (momentos, fuerzas) en las distintas partes de la estructura. Para ello es necesario, salvo en estructuras o elementos isostáticos, conocer o suponer la relación entre fuerza y deformación o, en términos más generales, entre acción y respuesta. La hipótesis más simple que puede hacerse para relacionar carga y deformación, es suponer una dependencia lineal; el análisis elástico de estructuras parte de esta hipótesis.



La determinación de las fuerzas internas en los muros se hará en general por medio de un análisis elástico. En la determinación de las propiedades elásticas de los muros deberá considerarse que la mampostería no resiste tensiones en dirección normal a las juntas y emplear por lo tanto las propiedades de las secciones agrietadas transformadas cuando dichas tensiones aparezcan.

2.1 Análisis de cargas

En muchas situaciones las cargas y los otros agentes que introducen esfuerzos en la estructura están definidos por los códigos y es obligación sujetarse a ellos. Queda como responsabilidad la determinación del valor de diseño de alguna carga. La determinación del valor de diseño de alguna carga o la obtención de datos ambientales locales definen la acción de diseño. La elección del criterio con que se deben definir los valores de diseño de una acción dada, la forma de obtener un modelo de ésta, generalmente a través de un sistema de fuerzas estáticas de efecto equivalente.

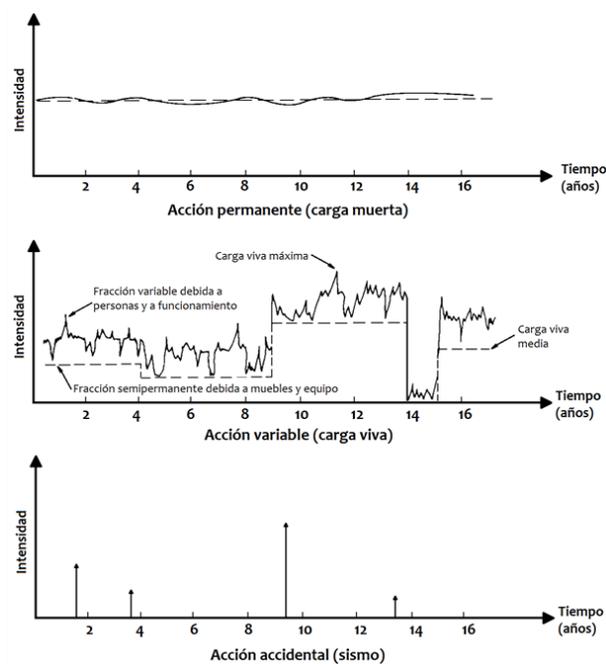
Pueden hacerse clasificaciones de las acciones de acuerdo con un sinnúmero de criterios diferentes; según el origen de las acciones, como cargas muertas, cargas de funcionamiento y efectos ambientales; según la forma en que actúan las acciones, en estáticas, dinámicas y de impacto. Desde el punto de vista de la seguridad estructural y de los criterios de diseño, lo más conveniente es la clasificación con base en la duración con que obran sobre la estructura con una intensidad cercana a la máxima.

Las acciones se deben a fenómenos generalmente complejos y para poder evaluar su efecto en la estructura se requiere un modelo de dichas acciones: el modelo consiste usualmente en un sistema de fuerzas concentradas, lineales o uniformemente distribuidas que pretenden reproducir el efecto de las acciones. En otros casos el modelo está constituido por una serie de deformaciones impuestas. En caso de acciones dinámicas, el modelo puede ser un sistema de fuerzas equivalentes o una excitación propiamente dinámica descrita por medio de una ley de variación con el tiempo de las deformaciones impuestas a la estructura. Así, por ejemplo, se puede modelar la carga viva sobre la losa de un edificio como una carga uniformemente distribuida, la carga viva en puentes como un sistema de cargas concentradas o la carga de un muro sobre una losa como una carga linealmente distribuida.

2.1.1 Intensidades de diseño

Los modelos de acciones que se emplean en el diseño a veces son simplificaciones burdas del fenómeno real que pueden conducir a errores importantes, esto se basa en la variación de la intensidad de las acciones con el tiempo. Estrictamente, los tres tipos de acciones varían con el tiempo, aun las cargas permanentes. Por ejemplo, la carga muerta varía con el tiempo debido a los cambios de humedad y el desgaste de los materiales por uso o intemperismo. Por otra parte, las cargas vivas modifican su intensidad de manera más marcada con el tiempo; por ejemplo, la carga viva en la losa de un edificio suele variar, esto a que está compuesta por una parte de semipermanente correspondiente al peso de muebles y equipo, la cual varía significativamente sólo cuando hay cambios en el tipo de ocupación del inmueble, y por otra porción debida al peso de personas y equipo móvil, que tienen variaciones continuas y significativas. La variabilidad de las acciones accidentales con el tiempo es del tipo donde la intensidad de la acción se presenta en lapsos muy cortos y espaciados con el tiempo, mientras que, en el resto, la intensidad puede considerarse nula ya que no produce efectos significativos. La variabilidad de las acciones con el tiempo es particularmente importante para definir la forma en que debe superponerse el efecto de cada una al considerar la acción combinada de un conjunto de acciones. Las acciones permanente y variables tienen distribuciones de frecuencia con tres valores de las intensidades de las acciones:

- Una intensidad nominal máxima, que es aquella cuya probabilidad de ser excedida es de 2%, o sea, que es un valor máximo probable de la carga.
- Una intensidad nominal mínima, que es aquella cuya probabilidad de no ser alcanzada es de 3%, o sea, un valor mínimo probable.
- Una intensidad promedio.



Los tres tipos de carga son variables aleatorias, ya que se tienen incertidumbres de distinto tipo al determinar el efecto de dichas acciones sobre las estructuras. Aunque puede considerarse que una acción permanente tiene una intensidad constante con el tiempo, esto no significa que dicha intensidad pueda predecirse con exactitud.

Para tomar en cuenta la incertidumbre en el conocimiento de las acciones, los reglamentos especifican valores de diseño que son conservadores, o sea, valores que tienen una probabilidad pequeña de ser excedidos del lado desfavorable. Los valores de diseño de las acciones especificadas en la mayoría de los reglamentos están determinados a partir de la experiencia de diseños anteriores.

Existen situaciones en que, según el uso y operación que se dé a la construcción, la magnitud de las acciones puede variar en órdenes de magnitud y en que sería antieconómico diseñar la estructura para el uso más desfavorable.

Conviene fijar un valor convencional para la carga de diseño que no pueda ser razonablemente excedido en una operación normal de la construcción.

Tipo de acción	Valor	Descripción
Acciones permanentes	Intensidad máxima	Se tomará en cuenta la variabilidad de las dimensiones de los elementos, pesos volumétricos y otras propiedades relevantes de los materiales.
	Intensidad mínima	Cuando el efecto de la acción permanente sea favorable a la estabilidad de la estructura.
Acciones variables	Intensidad máxima	Se determinará como el valor máximo probable durante la vida de la edificación. Se empleará para los efectos de acciones permanentes.
	Intensidad instantánea	Se determinará como el valor máximo probable en el lapso en que pueda presentarse una acción accidental.
	Intensidad media	Se estimará como el valor medio que pueda tomar la acción en un lapso de varios años. Se empleará para estimar efectos a largo plazo.
	Intensidad mínima	Se empleará cuando el efecto de la acción sea favorable a la estabilidad de la estructura y se tomará, en general, igual a cero.
Acciones accidentales	Intensidad de diseño	El valor que corresponde a un periodo de retorno de cincuenta años, excepto para sismo o viento.

La situación es más compleja cuando la acción es debida a un fenómeno que se presenta diversas veces y lo que interesa es el valor máximo que puede llegar a adquirir la acción durante la vida de la construcción. Tal es el caso de las acciones que se relacionan con fenómenos naturales excepcionales, como huracanes o sismos.

2.1.2 Cargas permanentes

Las acciones permanentes son las que obran en forma continua sobre la estructura y cuya intensidad varía poco con el tiempo. Las principales acciones que pertenecen a esta categoría son: la carga muerta, el empuje estático de suelos y líquidos y las deformaciones y desplazamientos impuestos a la estructura que varían poco con el tiempo.

Carga muerta

Se llama carga muerta al conjunto de acciones que se producen por el peso propio de la construcción; incluye el peso de la estructura misma y el de los elementos no estructurales, como los muros divisorios, los revestimientos de pisos, muros y fachadas, la ventanería, las instalaciones y todos aquellos elementos que conservan una posición fija en la construcción, de manera que gravitan en forma constante sobre la estructura. Es la principal acción permanente.

La valuación de la carga muerta es en general sencilla, ya que sólo requiere la determinación de los volúmenes de los distintos componentes de la construcción y su multiplicación por los pesos volumétricos de sus materiales constitutivos. En su mayoría las cargas muertas se presentan por medio de cargas uniformemente distribuidas sobre las distintas áreas de la construcción, aunque hay casos de cargas lineales (muros divisorios) y concentradas (equipos fijos).

Es común la creencia de que las cargas muertas puedan calcularse con mucha exactitud; sin embargo, aunque éstas son las acciones que presentan menor grado de incertidumbre, las diferencias que suele haber entre los valores de cálculo y los reales no son despreciables. Un aspecto importante es el referente a la posición y características de las paredes divisorias que pueden variar durante la construcción o sufrir modificaciones en el curso de la vida de la edificación.

En algunos casos el peso muerto es favorable a la estabilidad de la estructura. Para tal fin se especifican dos valores de pesos volumétricos para los materiales de construcción, uno máximo, a considerarse cuando el efecto de carga muerta es desfavorable, y otro mínimo cuando éste es favorable. Dichos pesos volumétricos se han determinado como los valores característicos (máximos o mínimos probables).

A continuación, se presentan los pesos de los materiales comúnmente empleados en la construcción:

Material	Peso volumétrico (T/m ³)	
	Máximo	Mínimo
1. Suelos		
Grava	1.60	1.40
Arena bien graduada	Seca	1.90
	Saturada	2.30
Arcilla CDMX	1.50	1.20
2. Piezas artificiales y concretos		
Concreto simple y agregado normal	2.20	2.00
Concreto reforzado	2.40	2.20
Mortero de cal y arena	1.50	1.40
Mortero de cemento y arena	2.10	1.90
Aplanado de yeso	1.50	1.10
Tabique de barro macizo recocido	1.50	1.30
Tabique de barro prensado	2.20	1.60
Bloque hueco de concreto ligero (volumen neto)	1.30	0.90
Bloque hueco de concreto intermedio (volumen neto)	1.70	1.30
Bloque hueco de concreto pesado (volumen neto)	2.20	2.00
3. Recubrimientos		
(kg/m ²)		
Azulejo	15	10
Mosaico de pasta	35	25
Granito o terrazo	(20 x 20)	45
	(30 x 30)	55
	(40 x 40)	65
Loseta asfáltica o vinílica	10	5

Peso muerto de la losa

Las dimensiones generalmente robustas de las secciones y el peso volumétrico relativamente alto de concreto hacen que el peso propio sea una acción preponderante en el diseño de las estructuras de este material. El peso por unidad de área de losas de concreto es generalmente mayor que el que se calcula a partir de su espesor nominal especificado en planos, debido a que los espesores de las losas son casi siempre superiores a los marcados en planos, ya que las irregularidades y desniveles en las cimbras se suelen corregir emparejando el nivel superior de la losa. Algo semejante ocurre en los pisos y firmes que se colocan sobre dichas losas.

Para tomar en cuenta lo anterior, según las NTC-Acciones 2017:

El peso muerto calculado de losas de concreto de peso normal coladas en el lugar se incrementará en 20 kg/m². Cuando sobre una losa colada en el lugar o precolada, se coloque una capa de mortero de peso normal, el peso calculado de esta capa se incrementará también en 20 kg/m² de manera que el incremento total será de 40 kg/m².

Instalaciones

En un edificio, por ejemplo, pueden distinguirse varios subsistemas, además del estructural: las instalaciones eléctricas, las de plomería y aire acondicionado, los acabados arquitectónicos, lámparas, la ventanería, etc. Por ello debe tenerse en cuenta la interacción entre todos los subsistemas, por tal razón se tomará en cuenta el peso de instalaciones en la estructura.

Muros divisorios

La libertad de subdividir las plantas de acuerdo con las necesidades no permite definir una posición exacta de las paredes para poder tomar su carga como lineal. Por lo tanto, debe considerarse su efecto como una carga uniforme que resulta del producto de su peso por unidad de área multiplicado por la altura libre de entre piso y por la longitud de muros estimada por cada unidad de área de losa.

2.1.3 Cargas variables

Son las que obran sobre la estructura con una intensidad que varía significativamente con el tiempo. Las principales acciones que entran en esta categoría son: la carga viva, los efectos de temperatura, las deformaciones impuestas y los hundimientos diferenciales que tengan una intensidad variable con el tiempo, y las acciones debidas al funcionamiento de maquinaria y equipo, incluyendo los efectos dinámicos.

Carga viva

La carga viva incluye las acciones derivadas del uso del edificio y que pueden variar en forma importante con el tiempo distinguiéndose así de la carga muerta. Incluye todo aquello que no tiene una posición fija y definitiva dentro de la misma, entran así en la carga viva el peso y las cargas debidas a mobiliario, mercancías, equipo, personas y vehículos. La carga viva es la principal acción variable que debe considerarse en el diseño.

Dependiendo de la combinación de cargas que se esté revisando, pueden interesar distintos valores de la carga viva con respecto a su variación con el tiempo. Para su superposición con las cargas permanentes, interesa la carga viva máxima, o sea la máxima intensidad que puede adquirir a lo largo de la vida esperada de la estructura. Para su superposición con una acción accidental, interesa la carga viva instantánea, o sea el valor que pueda adquirir en un instante cualquiera dentro de la estructura, esto es en el instante en que ocurra una acción accidental. Para fines de estimar efectos de largo plazo interesa la carga viva media; así, para calcular deformaciones diferidas en estructuras de concreto y hundimientos en suelos arcillosos saturados que reaccionan muy lentamente con el tiempo, interesa el valor medio que la carga viva adquiere en un lapso del orden de años. Finalmente, para los casos en que las cargas gravitacionales sean favorables a la estabilidad de la construcción como en problemas de volteo o flotación, interesa la carga viva mínima, o sea el menor valor que puede adquirir en la vida útil. Como en todos los casos existe una probabilidad alta de que la carga viva sea nula en cierto momento, la carga viva mínima se considerará nula sobre toda el área.

Carga viva máxima	W_m	Se deberá emplear para diseño estructural por fuerzas gravitacionales y para calcular asentamientos inmediatos en suelos, así como para el diseño estructural de los cimientos ante cargas gravitacionales.
Carga instantánea	W_a	Se deberá usar para diseño sísmico y por viento y cuando se revisen distribuciones de carga más desfavorables que la uniformemente repartida sobre toda el área.
Carga media	W	Se deberá emplear en el cálculo de asentamientos diferidos y para el cálculo de flechas diferidas.

Un modelo de la carga viva que pretenda representar con precisión el efecto real de las acciones resulta muy complicado y se recurre para fines de diseño a modelos sumamente simplistas. Estos modelos consisten usualmente en una carga uniformemente distribuida aplicada en forma estática, acompañada ocasionalmente por alguna carga concentrada. Con la carga uniforme se representa el efecto global de la carga viva real incluyendo sus aspectos dinámicos y de impacto.

Por su carácter, la carga viva es peculiar del uso a que está destinada la construcción, distinguiéndose tres grandes grupos en cuanto a la carga viva que en ellas debe considerarse: los edificios, las construcciones industriales y los puentes. En la mayoría de los usos pueden distinguirse dos componentes, uno semipermanente y otro que varía mucho con el tiempo. La magnitud de las dos es muy distinta según el tipo de la construcción. En un puente, por ejemplo, la fracción semipermanente es prácticamente nula, mientras que una bodega representa la casi totalidad de la carga viva.

Así, los edificios urbanos cumplen funciones muy diversas y dentro de un mismo edificio hay áreas destinadas a usos muy diferentes. Por tanto, debe especificarse una gama amplia de cargas vivas que abarquen las diversas situaciones.

Para las cargas unitarias para uso habitacional reglamentarias NTC – 2017, se deberá cumplir que:

- a) Las cargas especificadas no incluyen el peso de muros divisorios de mampostería o de otros materiales, ni el de muebles, equipos u objetos de peso fuera de lo común, como cajas fuertes de gran tamaño, archivos importantes o libreros pesados. Cuando se prevean tales cargas deberán cuantificarse y tomarse en cuenta en el diseño en forma independientemente de la carga viva especificada. Los valores adoptados deberán justificarse en la memoria de cálculo e indicarse en planos estructurales.
- b) La carga viva especificada para cubiertas con pendiente menor de 5 % obedece a la posibilidad de que se acumule un tirante de agua de 10 cm por mal funcionamiento de los drenes.
- c) En un área relativamente pequeña existe una probabilidad no despreciable de que actúe una carga viva unitaria excepcionalmente alta, debido a que se efectúe en ella una operación particularmente desfavorable. La probabilidad de que ese fenómeno ocurra simultáneamente en muchas de estas áreas disminuye a medida que aumenta el número de áreas consideradas. Por tanto, la intensidad de la carga viva de diseño debe disminuir al aumentar el tamaño del área sobre la que se considera actuando la carga.
- d) Con respecto a la variabilidad espacial de la carga viva, el aspecto más importante que hay que considerar en el diseño es que no necesariamente el efecto sobre la estructura será más desfavorable cuando la carga viva actúa simultáneamente con su valor máximo sobre la estructura. Existen distribuciones que son más desfavorables para alguna fuerza interna particular. Sólo cuando la carga viva constituye la parte dominante de la carga vertical total es necesario considerar distribuciones irregulares de ella.

Se considerarán las siguientes observaciones que marcan las NTC-Acciones 2017:

1. Para elementos con área tributaria mayor de 36 m², W_m podrá reducirse, tomando su valor en kg/m² igual a:

$$60 + \frac{780}{\sqrt{A}}$$

Cuando sea más desfavorable se considerará en lugar de W_m , una carga de 500 kg aplicada sobre un área de 50 x 50 cm en la posición más crítica.

2. Para el diseño de los pretilos y barandales en escaleras, rampas, pasillos y balcones, se deberá fijar una carga por metro lineal no menor de 100 kg/m actuando al nivel de pasamanos y en la dirección más desfavorable.
3. Las cargas vivas especificadas para cubiertas y azoteas no incluyen las cargas producidas por tinaco y anuncios, ni las que se deben a equipo u objetos pesados que puedan apoyarse en o colgarse del techo. Estas cargas deben preverse por separado y especificarse en los planos estructurales. Adicionalmente, los elementos de las cubiertas y azoteas deberán revisarse con una carga concentrada de 100 kg en la posición más crítica.
4. En azoteas, para tomar en cuenta el efecto de granizo, W_m se tomará igual a 100 kg/m² y se tratará con una carga accidental para fines de calcular los factores de carga.

Cargas vivas transitorias

Las cargas de personas, vehículos y equipos que transitan sobre la estructura durante la construcción suelen ser menores que las cargas vivas de diseño. El constructor deberá distribuir las cargas de equipos como grúas, de manera de no producir concentraciones excesivas de cargas en algún elemento.

Debe considerarse que, como la carga muerta en edificios de concreto es normalmente superior a la carga viva, si el peso del concreto recién vaciado se hace gravitar totalmente en el sistema de piso inferior, este va a estar sujeto a una carga probablemente superior a la de servicio y esto cuando su resistencia es todavía inferior a la de diseño. Para soportar dichas cargas debe transmitirse su peso a un número de elementos suficiente para que los esfuerzos sean aceptables.

Durante el proceso de edificación deberán considerarse las cargas vivas transitorias que puedan producirse. Éstas incluirán el peso de los materiales que se almacenen temporalmente, el de los vehículos y equipo, el de colado de plantas superiores que se apoyen en la planta que se analiza y del personal necesario, no siendo este último peso menor de 150 kg/m². Se considerará, además, una concentración de 150 kg en el lugar más desfavorable.

Lluvia en azoteas

La lluvia puede producir cargas importantes en techos planos cuando hay un mal funcionamiento de los desagües. El fenómeno puede tener consecuencias en techos ligeros y flexibles, donde el encharcamiento del agua pluvial produce deflexiones de cierta importancia que hacen que se incremente la cantidad de agua que puede acumularse y por tanto la magnitud de la carga y la deflexión. Este fenómeno progresivo ha causado el colapso de algunos techos. El valor de la carga viva para techos especificada las NTC-2017 para techos planos pretende cubrir este efecto; sin embargo, especialmente en techos inclinados, la carga de lluvia puede llegar a ser mayor que la carga viva especificada, de manera que conviene diseñar cada porción del techo para la carga producida por toda el agua que puede acumularse si las bajadas pluviales llegan a taparse.

Cambios de uso o remodelación

El cambio de uso o remodelación de una edificación ocasiona cargas muertas o vivas mayores o con una distribución más desfavorable que las del diseño aprobado.

2.1.4 Cargas accidentales

Son las que no se deben al funcionamiento normal de la edificación y que pueden alcanzar intensidades significativas sólo durante lapsos breves. Pertenecen a esta categoría: las acciones sísmicas, los efectos del viento, oleaje, las cargas de granizo, los efectos de explosiones, incendios y otros fenómenos que pueden presentarse en casos extraordinarios. Estas acciones pueden en forma excepcional afectar a una estructura y deben ser consideradas en el diseño. Todas, por su carácter, se prestan poco a ser modeladas por medio de sistemas de cargas aplicados estáticamente y requieren ya sea de un análisis refinado de tipo dinámico o precauciones cualitativas para minimizar sus efectos.

Los **sismos** tienen una probabilidad no despreciable de producir acciones significativas en las estructuras situadas en muchas regiones. Por tanto, en estructuras de particular importancia es necesario considerar estas acciones aun en zonas normalmente consideradas no sísmicas.

El efecto del sismo depende de una interacción compleja entre los movimientos del suelo y la respuesta de la estructura. El diseño para resistir sismos implica precauciones especiales de estructuración, dimensionamiento y detallado, además de un análisis cuantitativo de las sollicitaciones que se presentan.

2.1.5 Bajada de cargas

Es muy recomendable que la estructura cumpla con los requisitos de regularidad y relaciones geométricas para evitar situaciones que puedan dar lugar a la aparición de momentos flexionantes importantes o a efectos de esbeltez significativos. Cuando se cumplen dichos requisitos basta determinar las cargas verticales sobre cada tramo de muro mediante una bajada de carga convencional. Para muros que tengan un esfuerzo vertical con una cuantía significativa y colocado de manera adecuada se pueden obtener incrementos sustanciales en la capacidad de carga vertical.

Cargas transmitidas a losas

El diseño de estructuras de concreto reforzado deberán dimensionarse de tal manera que, cada uno de sus elementos satisfagan los requisitos de resistencia y de servicio impuestos. Por condiciones de servicio, se entenderá que las losas no deberán exhibir deformaciones excesivas que afecten adversamente las funciones a que estará destinada durante su vida útil a través de un peralte mínimo que evite tales deformaciones.

Losas no apoyadas perimetralmente

Para evitar deflexiones excesivas en vigas o losas en una dirección, de acuerdo con las recomendaciones del ACI 318-89, podrán utilizarse los peraltes mínimos recomendados:

Elemento estructural	Peralte mínimo, H			
	Simplemente apoyados	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
Losas macizas en una dirección	$\frac{l}{20}$	$\frac{l}{24}$	$\frac{l}{28}$	$\frac{l}{10}$
Vigas o losas nervadas en una dirección	$\frac{l}{16}$	$\frac{l}{18.5}$	$\frac{l}{21}$	$\frac{l}{8}$

Cargas transmitidas a dalas o trabes

Requisitos geométricos y de refuerzo en trabes

Requisitos geométricos. Los relativos a las relaciones longitud/ancho (l/b) y peralte/ancho (h/b) tienen como objetivo evitar que la ductilidad de la viga se vea limitada por problemas de pandeo lateral derivados de la excesiva esbeltez del alma; los de ancho mínimo persiguen que en marcos la sección de la viga pueda proporcionar elevada ductilidad.

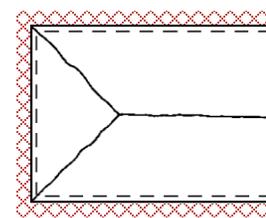
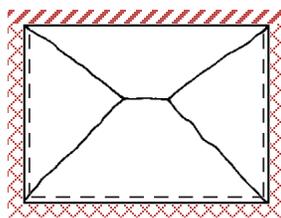
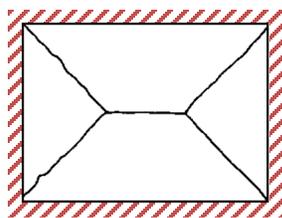
Vigas	$\frac{l}{b} \leq 35$	$\frac{h}{b} \leq 4$
-------	-----------------------	----------------------

Requisitos de refuerzo longitudinal. Para el caso general, el refuerzo mínimo es necesario sólo en aquellas zonas donde, según el análisis, aparecen tensiones para alguna combinación de acciones de diseño. Sin embargo, es recomendable que en todos los casos se coloque el refuerzo mínimo en ambos lechos. Los traslapes y cortes de barras introducen tensiones en el concreto que reducen su resistencia a cortante. Por ello, éstos no se admiten en las zonas donde se pueden formar articulaciones plásticas; como en los extremos de las vigas. El requisito de no admitir paquetes de más de dos barras tiene como finalidad evitar concentraciones de esfuerzos de adherencia.

Requisito de refuerzo transversal. Los estribos cumplen las funciones de fijar posición del refuerzo longitudinal y de proporcionar resistencia a tensión en el alma de la viga evitando una falla frágil por cortante. Adicionalmente, una distribución adecuada de estribos cerrados incrementa sustancialmente la ductilidad de las secciones de concreto en flexión al proporcionar confinamiento al concreto del núcleo y restringir el pandeo de las barras longitudinales.

Áreas tributarias en losas

Mecanismos de colapso de placas rectangulares bajo carga uniforme y diferentes tipos de apoyo



— Borde

▨ Apoyo simple

▨ Apoyo empotrado

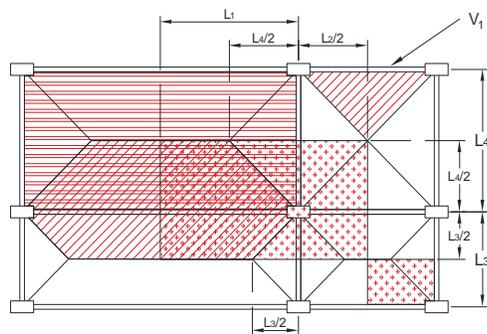
— Línea de influencia de momento positivo

- - - Línea de influencia de momento negativo

Se entiende por área tributaria de un elemento de una estructura sujeta a carga uniformemente distribuida, aquella área que, multiplicada por la carga uniforme, define la carga total que se debe considerar actuando sobre el elemento y que produce efectos iguales a los de la distribución real de cargas sobre la estructura. El concepto proviene del análisis donde en las estructuras no hay continuidad en los apoyos, a través de los cuales sólo se transmite fuerza cortante; en este caso la reacción en cada apoyo es la suma de las cargas aplicadas desde el apoyo hasta el centro del claro o hasta el punto donde la fuerza cortante es cero. En estructuras continuas el concepto de área tributaria no tiene un significado preciso, pero sigue siendo muy útil y suficientemente aproximado considerando por separado diferentes porciones de la estructura.

Las siguientes reglas sencillas para determinar el área tributaria están basadas en la localización de las líneas en que la fuerza cortante sería nula.

- En elementos que trabajan en una dirección el área está limitada por los centros de claros entre elementos.
- En columnas, el área tributaria está limitada por las líneas medias de los tableros adyacentes.
- El área tributaria de dos elementos portantes se separa por las bisectrices de los ángulos que éstos forman.



Sistema de piso con losa en dos direcciones con vigas principales y columnas

Área tributaria de:

- Columnas
- Losas
- Vigas



Sistema de piso con vigas principales, vigas secundarias y losa en una sola dirección (vigueta-bovedilla)

En muchos casos las cargas determinadas con el criterio de las áreas tributarias no tienen una distribución uniforme sobre el elemento que las recibe. Así, estrictamente en la V-1, se tiene una distribución triangular mucho más desfavorable que la uniforme. Hay que considerar que el criterio de áreas tributarias no es más que un artificio y que en realidad la carga tendrá una distribución mucho más uniforme, ya que tenderá a ser mayor en las zonas donde las deflexiones de las vigas son menores, o sea cerca de sus extremos, y menor en el centro. Por ello es aceptable en general considerar que la carga total aplicada en el área tributaria está repartida uniformemente sobre el elemento portante.

Cargas transmitidas a muros

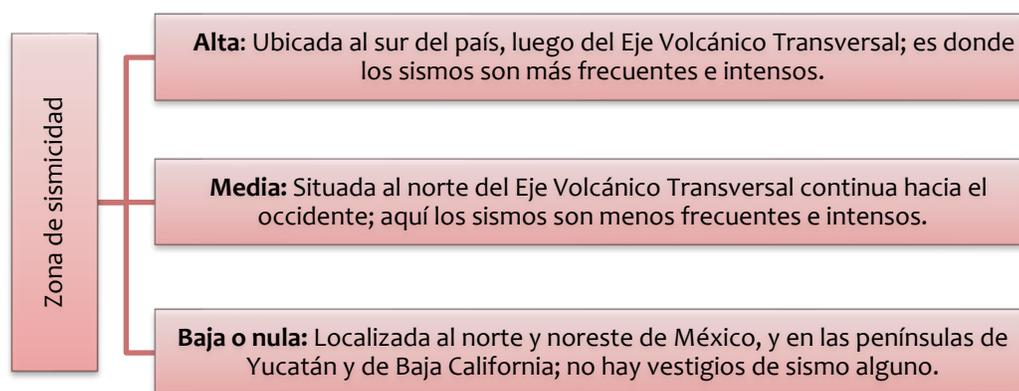
Peso de castillos

El peso de los castillos se repartirá hacia a los muros.

Peso de muros estructurales

En la estructura actúan muros de carga, estos elementos son los responsables de transmitir el peso del edificio desde el nivel más alto hasta la cimentación.

2.2.1 Zonificación



Regionalización sísmica de la república mexicana (CFE, 2015)

El *riesgo sísmico*, es la posibilidad de sufrir un daño material o personal provocado por un sismo; es un factor muy importante para la planeación y construcción de escuelas, iglesias, edificios y plantas nucleares, sobre todos en las zonas de alta sismicidad.

Las zonas de alto riesgo sísmico de nuestro país se determinan por los efectos del sismo, como la vulnerabilidad de las construcciones y las pérdidas de bienes y de seres humanos. Dichas zonas se localizan en las costas de Oaxaca, Michoacán y Guerrero, y en la parte central.

2.2.2 Condiciones de regularidad

Las recomendaciones para la selección de una correcta configuración estructural de un edificio incluyen la forma de la construcción, en planta y en elevación, así como la distribución y arreglo de los elementos estructurales que constituyen el esqueleto resistente del edificio.

Es evidente que la configuración estructural queda en buena parte definida por el proyecto arquitectónico. En la mayoría de las recomendaciones de estructuración para zonas sísmicas tienden a lograr edificios regulares y robustos; por ello limitan fuertemente la posibilidad de llegar a formas atrevidas y originales y limitan también la libertad del uso del espacio interno del edificio. Constituye, por tanto, un reto para conjugar las necesidades arquitectónicas y estructurales y lograr un proyecto a la vez funcional, seguro y estéticamente atractivo.

Los lineamientos que a continuación se establecen no constituyen en general requisitos obligatorios. En lo posible se evitará salir de los límites recomendados.

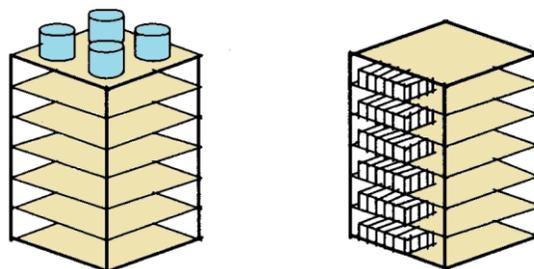
Peso

Como las fuerzas de inercia son proporcionales a la masa, el peso del edificio debe procurarse que sea lo más ligero posible. Una parte importante del peso de la construcción proviene de los revestimientos y de los elementos no estructurales. Es allí donde más fácilmente se pueden lograr reducciones.

Considerando que las aceleraciones introducidas en el edificio crecen con la altura, es importante evitar masas excesivas en las partes altas del edificio. Así, conviene ubicar en los pisos bajos las áreas donde se prevén mayores concentraciones de pesos tales como archivos y evitar los apéndices pesados en la punta del edificio.

Deben evitarse fuertes diferencias en los pesos de pisos sucesivos, porque generan variaciones bruscas en las fuerzas de inercia y en la forma de vibrar del edificio.

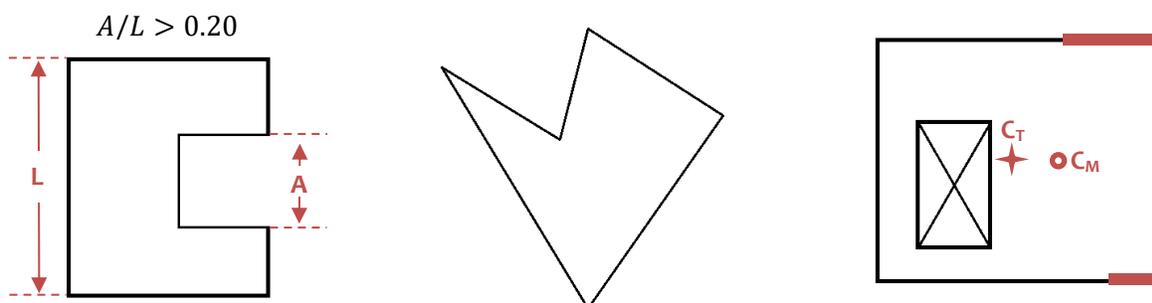
Hay que tratar que el peso esté distribuido simétricamente en la planta de cada piso. Una posición fuertemente asimétrica generaría vibraciones torsionales. Es importante que en voladizos que tengan claros muy largos, se producen fuerzas de inercia verticales que se suman a la de la gravedad y que conviene reducir al mínimo. Por ello, hay que evitar masas excesivas en estos elementos.



Distribuciones indeseables del peso del edificio

Forma en planta

Se sugiere el uso de plantas sencillas sin una relación largo/ancho excesiva (plantas alargadas), para disminuir la posibilidad de que el movimiento de un extremo sea sensiblemente diferente al del otro extremo. Debe buscarse simetría en planta, evitando una configuración en forma de L, T, C o triangulares, a fin de reducir los efectos de torsión. Algunas configuraciones simétricas, como en cruz o en H o entradas también pueden conducir a problemas de torsión si no se limita su extensión. Aunque es factible eliminar o minimizar la vibración torsional mediante una distribución de elementos resistentes que haga coincidir el baricentro de masa con el centro de torsión.



Formas asimétricas en planta indeseables por tender a producir vibración torsional

Otro remedio para los problemas de las plantas asimétricas es la subdivisión del edificio en cuerpos independientes y regulares. Otra forma de remediar los problemas de la asimetría de la planta es mediante elementos estructurales exteriores que ligen las distintas partes del edificio y que lo vuelven más simétrico.

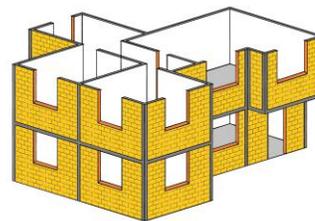
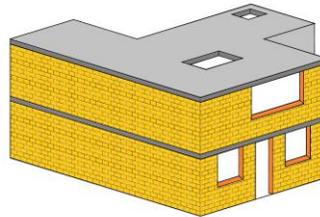
Otro aspecto que hay que evitar en planta del edificio es la presencia de alas muy alargadas. Esto tiende que las alas vibren en direcciones diferentes, con lo que se producen fuertes concentraciones de solicitaciones en las esquinas interiores de la planta.

Distribución asimétrica de muros en planta

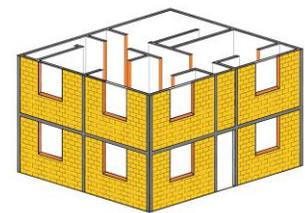
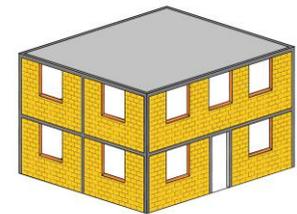
Por requisitos arquitectónicos, la distribución de muros en planta puede no guardar simetría en una o ambas direcciones, aun cumpliendo con una relación largo/ancho en planta adecuada. Una distribución asimétrica de muros conduce a problemas de torsión, que incrementan las fuerzas cortantes y las deformaciones que actúan sobre cada muro durante un evento sísmico.

La existencia de sistemas estructurales que proporcione rigidez y resistencia en dos direcciones ortogonales es un requisito obvio en vista de que el movimiento del terreno induce fuerzas en cualquier dirección.

Los muros de colindancia y los cuerpos de escaleras y elevadores son los elementos que suelen causar mayores problemas debido a su alta rigidez y a la dificultad de colocarlos en la posición más conveniente.



Asimetría pronunciada



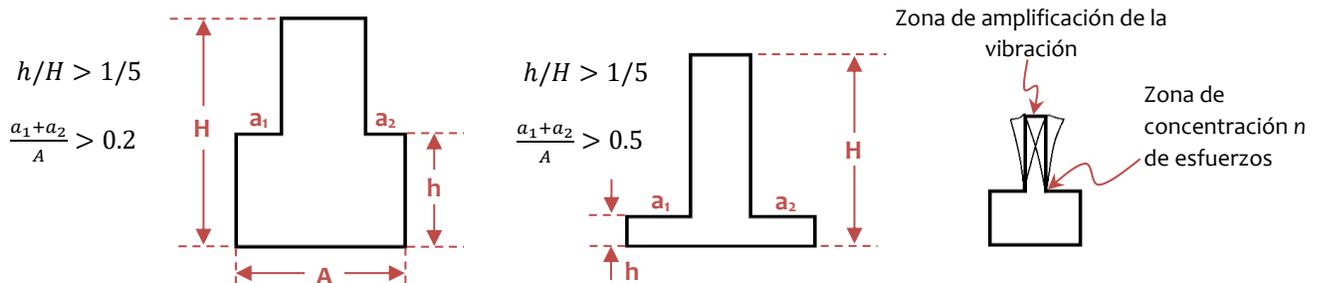
Simetría ideal

Irregularidad vertical

En este grupo se tienen los siguientes casos:

1. Formas asimétricas en elevación. Aunque en realidad todos los edificios son asimétricos en elevación, destacan en especial aquellos en forma de L donde el número de piso es mayor en un extremo y en general formas escalonadas.
2. Formas piramidales asimétricas o invertidas.
3. Formas de T en elevación.
4. Edificios con cambios abruptos de resistencia y rigidez (piso blando).

En estos edificios los cambios bruscos de masa, resistencia y rigidez modifican las hipótesis de comportamiento sísmico de la estructura. Los cambios bruscos en la resistencia y en la rigidez de una estructura se reflejan en problemas cuya importancia se resume en los términos siguientes: las fuerzas sísmicas se transmiten a través de la estructura de acuerdo con su rigidez; cuando existen cambios abruptos, se crean zonas de peligro y las hipótesis de distribución de las fuerzas a lo largo de la altura se modifican drásticamente aun cuando la estructura permanezca elástica, provocando cambios significativos en la respuesta sísmica; el problema se agrava cuando la estructura incursiona en el rango inelástico.



Reducciones bruscas indeseables de las dimensiones de la planta en pisos superiores

Sistema de piso rígido

Debe asegurarse que los sistemas de piso y techo sean suficientemente rígidos y resistentes para absorber las fuerzas que se originan en su plano a fin de poder distribuir las fuerzas de inercia entre los elementos verticales de diferente rigidez. Una losa de concreto constituye en general un elemento adecuado para tomar esas fuerzas horizontales, excepto cuando se trate de plantas excesivamente alargadas o con alguna reducción brusca de áreas. Los techos de elementos de acero o de madera y de cubierta de lámina delgada necesitan arriostramiento en su plano para tener suficiente rigidez. Cuando no se cumplan las condiciones para que el piso funcione como un diafragma rígido, deben considerarse, en el análisis la distribución de las fuerzas sísmicas, las deformaciones de la losa. En el caso extremo de que el sistema de piso no tenga rigidez en su plano, las fuerzas sísmicas se distribuirán entre los elementos resistentes, proporcionalmente a la masa que sobre cada uno gravita e independientemente de su rigidez.

Rigidez y resistencia

Hay que recordar que las fuerzas laterales para las que se analiza la estructura están reducidas por considerar la habilidad de ésta de disipar energía en el intervalo inelástico. La capacidad de disipación de energía de la estructura depende del número de secciones y elementos que pueden llegar simultáneamente a la fluencia; mientras mayor sea ésta, habrá más disipación de energía y menos demanda de deformación inelástica en las secciones individuales. Por ello debe proporcionar la máxima hiperestaticidad y evitar zonas o elementos sobrediseñados.

Requisitos según CFE-Sismo 2015

La dimensión en planta de un sistema estructural se define como la delimitada por los paños exteriores de los elementos resistentes verticales ubicados en la periferia; su área en planta es la que se obtiene con las dimensiones en planta. Para que una estructura se considere regular debe satisfacer los siguientes requisitos:

Estructura regular	
1	La distribución en planta de masas, muros y otros elementos resistentes, es sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales. Estos elementos son sensiblemente paralelos a los ejes ortogonales principales del edificio.
2	La relación entre la altura y la dimensión menor de la base no es mayor que 2.5.
3	La relación entre largo y ancho de la base no excede de 2.5.
4	En planta no tiene entrantes ni salientes cuya dimensión exceda de 20% de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección en que se considera el entrante o saliente.
5	En cada nivel tiene un sistema de techo o piso rígido y resistente.
6	No tiene aberturas en sus sistemas de techo o piso cuya dimensión exceda el 20% de la dimensión en planta medida paralelamente a la abertura. Las áreas huecas no deberán diferir en posición de un piso a otro, además el área total de aberturas no excederá, en ningún nivel, el 20% del área en planta.
7	El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que 110% ni menor que 70% del correspondiente al piso inmediato inferior. El último nivel de construcción está exento de condiciones de peso mínimo.
8	Ningún piso tiene un área, delimitada por los paños exteriores de sus elementos resistentes verticales, mayor que 110% ni menor que 70% de la del piso inmediato inferior. El último piso de la construcción está exento de condiciones de área mínima. Además, el área de ningún entrepiso excede en más de 50% a la menor de los pisos inferiores.
9	Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en dos direcciones ortogonales por diafragmas horizontales o por vigas. Por tanto, ninguna columna pasa a través de un piso sin estar ligada a él.
10	Ni la rigidez lateral ni la resistencia al corte de ningún entrepiso difiere en más del 50% de la del entrepiso inmediato inferior. El último entrepiso queda excluido de este requisito.
11	En cada entrepiso la excentricidad torsional calculada estáticamente no excede en más de 10% su dimensión en planta, medida paralelamente a la excentricidad torsional.

Estructura irregular

Se considerará irregular toda estructura que no satisfaga 1 o hasta 3 de las condiciones de regularidad de los requisitos señalados para una estructura regular.

Una estructura será considerada muy irregular si no satisface alguna de las condiciones siguientes:

Estructura fuertemente irregular

- | | |
|----------|---|
| 1 | La excentricidad torsional calculada estáticamente en algún entrepiso excede en más de 20% su dimensión en planta, medida paralelamente a la excentricidad. |
| 2 | La rigidez lateral o la resistencia al corte de algún entrepiso exceden en más de 100% la del entrepiso inmediatamente inferior. |
| 3 | No cumple simultáneamente con las condiciones 10 y 11 descritas para una estructura regular. |
| 4 | No cumple con 4 o más de las condiciones de regularidad descritas para una estructura regular. |

2.2.3 Espectro para diseño sísmico

Para cumplir con los objetivos del diseño sísmico deberían realizarse tres diferentes análisis: uno para un sismo moderado en el que se revisarían las condiciones de servicio, considerando un modelo de comportamiento elástico-lineal; otro para revisar que no excedan la resistencia de las secciones críticas ante un sismo severo, usando un modelo elástico lineal pero con propiedades correspondientes a niveles de esfuerzos elevado; finalmente, un análisis en que se revisará la seguridad contra un mecanismo de colapso para un sismo de intensidad extraordinaria. Este análisis debe considerar comportamiento plástico (no lineal) de la estructura.

La secuencia de análisis anterior resulta muy laboriosa y sólo se emplea para el diseño de estructuras de excepcional importancia (como las instalaciones nucleares). Los reglamentos de diseño de edificios tratan de cumplir con los objetivos establecidos, mediante una sola etapa de análisis.

El procedimiento adoptado por la mayoría de los códigos actuales consiste en un diseño elástico con fuerzas reducidas. Se acepta que parte de la energía introducida en la estructura por el sismo, se disipe por deformaciones inelásticas y, por ello, las fuerzas que deben ser capaces de resistir las estructuras son menores que las que se introducirían si su comportamiento fuese elástico-lineal.

Reglamento de Construcciones para la Ciudad de México

Las Normas Técnicas Complementarias para sismo 2004 del Distrito Federal especifica un espectro de diseño de referencia para el diseño de estructuras que no pueden tener deformaciones inelásticas significativas, pero permite que dichas fuerzas se reduzcan por un factor de comportamiento Q , que depende del tipo de estructura en función de su capacidad de disipación de energía inelástica, o de su ductilidad. Con estas fuerzas reducidas se analiza un modelo lineal de la estructura y se revisa que no se rebasen estados límite de resistencia de sus secciones.

Para cumplir con el objetivo de evitar daños estructurales ante sismos moderados, el reglamento requiere que se mantenga los desplazamientos laterales del edificio dentro de los límites admisibles. Se usan los desplazamientos que se calculan para el sismo de diseño y que, por tanto, no corresponden a condiciones de servicio, y se comparan con desplazamientos admisibles que son muy superiores a los que ocasionan daño no estructural. Estas deformaciones son del orden de 3 veces mayores que las que son suficientes para iniciar daños en los elementos no estructurales. Por ende, eso implica de manera gruesa, que sólo se pretende evitar daño no estructural para sismos del orden de un tercio de la intensidad del sismo de diseño.

Por otra parte, el procedimiento de diseño no incluye una revisión explícita de la seguridad contra el colapso. Sólo se supone que, al obedecer ciertos requisitos de ductilidad, la estructura dispondrá de capacidad de disipación inelástica de energía suficiente para evitar el colapso.

Para la actual versión 2017 las NTC de la Ciudad de México, las principales modificaciones son un nuevo paso hacia criterios de diseño por desempeño a través de la actualización de los espectros de diseño. Se consideran dos niveles de revisión con sus respectivos espectros de diseño y desplazamientos admisibles. El diseño para estos dos estados límites llamados niveles de desempeño son el de Seguridad contra el colapso y Limitación de daños ante sismos frecuentes, los cuales están en términos de resistencia requerida a cargas laterales y de distorsión máxima admisible.

El método simplificado de análisis sísmico se elimina de la norma de sismo 2017 y únicamente queda sólo como método de verificación en la norma de mampostería.

Manual de Diseño de Obras Civiles

La intensidad del movimiento sísmico es uno de los peligros al que están expuestas las construcciones. Para tomar en cuenta el peligro sísmico, frecuentemente se recurre al uso de espectros de diseño que dependen de la cercanía del sitio a las fuentes generadoras de temblores y de las condiciones locales del terreno. En la versión 1993 de diseño por sismo, esto se resolvió mediante una regionalización sísmica del territorio mexicano en cuatro zonas, y una clasificación en tres tipos de terreno. Se proporcionó una forma funcional del espectro de cinco parámetros consignados en una tabla en que se atendía la zona sísmica y el tipo de terreno. El usuario determinaba la zona sísmica en una carta de Regionalización Sísmica de la República Mexicana. Cuando la determinación era ambigua, se recomendaba tomar los parámetros estipulado para la zona de mayor sismicidad. Se procedía con una clasificación del tipo del terreno. Como resultado se tenían 12 espectros de diseño regionales que cubrían grandes sectores de la República y una gran variedad de condiciones del terreno. No obstante, es posible y conveniente hacer una descripción del peligro sísmico con mayor refinamiento. Se reconoce que las fuerzas sísmicas varían significativamente dentro del territorio mexicano y que no pueden ser descritas con una regionalización sísmica de cuatro zonas.

En su última versión el manual de diseño por sismo 2015, suministra espectros de diseño sísmico con variaciones continuas dentro del territorio mexicano que se ajustan a la mayoría de las condiciones del terreno comunes en la práctica. Se proporcionan espectros regionales y dan recomendaciones para la construcción de espectros específicos de sitio. El tipo de espectro, regional o específico de sitio dependerá de la clasificación estructural. Los espectros de diseño regionales son de gran simplicidad para la aplicación práctica, ya que se construyen a partir de factores que dependen de zonas sísmicas y tipo de terreno. Es un criterio conservador en que se toman en cuenta variaciones continuas dentro del territorio mexicano para evitar ambigüedad cerca de la frontera entre zonas. Estos espectros regionales por tipo de terreno cubren la mayoría de las condiciones que se presentan en la práctica. Se construyen a partir de la aceleración máxima en roca, con factores y parámetros que toman en cuenta las condiciones del terreno.

Por otra parte, los espectros de diseño específicos de sitio se construyen para considerar, en forma explícita y rigurosa, las amplificaciones dinámicas debidas a las condiciones locales del terreno. Estos espectros suelen ser más racionales que los espectros de diseño regionales. Su empleo, aunque requiere de estudios más detallados, conducirá a diseño más económicos sin poner en peligro la seguridad de las construcciones.

El nivel de seguridad implícito en los espectros de diseño dependerá de la importancia de la estructura, y se especificará mediante una combinación de espectros deterministas (para diferentes fuentes sísmicas) y probabilistas (para diferentes periodos de retorno).

Tipo de estructura

El nivel de seguridad, la exploración del subsuelo y la construcción de los espectros de diseño dependerán de la clasificación de la estructura. Conforme a MDOC-2015, las estructuras se clasifican:

Según su importancia

Se considerarán 3 niveles de importancia estructural: convencional (B), importante (A) y muy importante (A+).

El destino de las construcciones debe tomarse como referencia para determinar su importancia, basada en la relevancia y magnitud de los daños que pueden generarse en caso de falla, y con ello, definir la seguridad que se les provea contra la acción de los sismos.

Las estructuras no fundamentales o secundarias del sector energético o industrial, que no pongan en riesgo la operación de las instalaciones, serán clasificadas dentro del grupo B, a menos que por las condiciones contractuales de diseño y/o construcción hayan sido clasificadas como grupo A o A+.

La importancia estructural se podrá definir o incrementar de acuerdo a los requisitos contractuales que el propietario o dependencia establezca, ya sea por el monto de la inversión, por los posibles daños estructurales y/o pérdidas económicas o de vidas humanas que pudieran generarse en caso de falla, o por la gravedad de los daños que podrían ocasionar a estructuras de mayor importancia, si dentro de un grupo de estructuras clasificadas como A+ o A1 existen estructuras secundarias (muros perimetrales, casetas de vigilancia, etc.), su importancia podrá reducirse siempre que su daño no ponga en riesgo a las estructuras principales.

Grupo	Descripción
A+	Las estructuras de gran importancia, o del Grupo A+, son aquellas en que se requiere un grado de seguridad extrema, ya que su falla causaría cientos o miles de víctimas y/o graves pérdidas y daños económicos, culturales, ecológicos o sociales.
A	Estructuras en que se requiere un grado de seguridad alto. Construcciones cuya falla estructural causaría la pérdida de un número elevado de vidas o pérdidas económicas, daños ecológicos o culturales, científicos o tecnológicos de magnitud intensa o excepcionalmente alta, o que constituyan un peligro significativo por contener sustancias tóxicas o inflamables, así como construcciones cuyo funcionamiento sea esencial después de un sismo.
B	Estructuras en las que se requiere un grado de seguridad convencional. Construcciones cuya falla estructural ocasionaría la pérdida de un número reducido de vidas, pérdidas económicas moderadas o pondría en peligro otras construcciones de este grupo y/o daños moderados a las del grupo A+ y A.

Según su tamaño

Las estructuras del grupo B no requieren exploraciones del subsuelo detalladas. Para su análisis es suficiente con métodos simplificados a partir de espectros regionales o de aceleración constante. De esta forma, las estructuras del Grupo B se dividen de acuerdo con su tamaño, es decir, de la altura de la construcción, H y del área total construida, A_c , como se indica:

Grupo	Clasificación de las construcciones	
A+	Todas las estructuras de gran importancia del sector energético o industrial	
A	A1 Pertenece o se relaciona con el sector energético o industrial	A2 No pertenece ni se relaciona con el sector energético o industrial
B	B1 Altura mayor a 13 m o área total construida mayor que 400 m ²	B2 Altura menor o igual a 13 m y área total construida menor o igual que 400 m ²

Según su estructuración

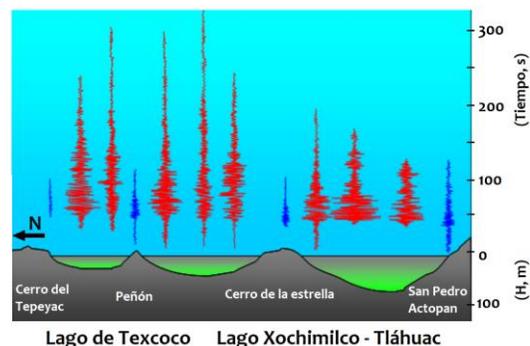
Atendiendo a las características estructurales que influyen en la respuesta sísmica, las construcciones se clasifican, según su estructuración como se indica en la siguiente tabla.

Tipo	Descripción
1	<i>Edificios.</i> Estructuras comunes en que las fuerzas laterales se resisten en cada nivel por marcos continuos contraventeados o no, por diafragmas o muros o por la combinación de estos.

Tipo de suelo

Se identifican como de Zona I aquellos sitios de tierra firme en que, a profundidad menor de 3 m existen estratos rocosos o de suelo muy compacto; como de Zona II de transición, los sitios en que el suelo compacto se encuentra a profundidades de entre 3 y 20 m y como de zona III, de terreno compresible, aquellos sitios en que el suelo firme se encuentra a más de 20 m de profundidad. Los reglamentos mexicanos especifican coeficientes sísmicos de diseño mayores a medida que aumenta la profundidad de los estratos de suelo deformable que se encuentra en el sitio.

Sin embargo, la evidencia de los efectos sísmicos en la Ciudad de México y en otros lugares situados a distancias significativas de los epicentros, muestra que los daños han sido mucho más severos en zonas donde hay estratos profundos de terreno compresible, que donde el terreno es firme; de allí la diferencia en los coeficientes.



El movimiento en la superficie de un depósito de suelo es muy diferente del que ocurriría en la roca basal en ausencia del depósito, debido a la amplificación dinámica que sufren las ondas sísmicas al propagarse a través de medios deformables. También la irregularidades topográficas y geológicas producen amplificaciones o atenuaciones del movimiento del terreno. Sin embargo, para fines prácticos, comúnmente sólo se toman en cuenta las amplificaciones producidas en depósitos de suelo con estratificación horizontal de extensión lateral.

El movimiento del terreno puede considerarse constituido por la superposición de vibraciones armónicas con distintas frecuencias. Según las características del sismo, los movimientos cuya frecuencia se encuentra dentro de cierto intervalo tienen amplitudes mayores que los demás y son dominantes en cuanto a efectos sísmicos en las estructuras. Por ejemplo, en sismo registrados muy cerca del epicentro prevalecen las vibraciones de alta frecuencia, mientras que en un sismo registrado lejos del epicentro prevalecen los movimientos de baja frecuencia.

Por otro lado, la caracterización del terreno requiere de exploración del suelo que en ocasiones debe realizarse a lo largo de varias decenas de metros de profundidad, mientras que, en otras, puede ser más económico diseñar una estructura más robusta con base en un espectro de diseño conservador que realizar una exploración costosa del subsuelo. Ello depende, principalmente, del tamaño y la importancia de la construcción.

Exploración y caracterización del terreno en función de la estructura CFE-2015

Tipo de estructura	Nivel de exploración del terreno	Caracterización del terreno
A+	Exploración detallada: propiedades dinámicas del perfil estratigráfico y consideraciones topográficas	Medio estratificado y topografía
A1	Exploración detallada: propiedades dinámicas del perfil estratigráfico	Medio estratificado
A2 y B1	Exploración básica: determinación de periodo, velocidad de ondas y espesor del depósito idealizado como manto homogéneo	Tipos de terreno I, II y III
B2	No requerida	Suelo general

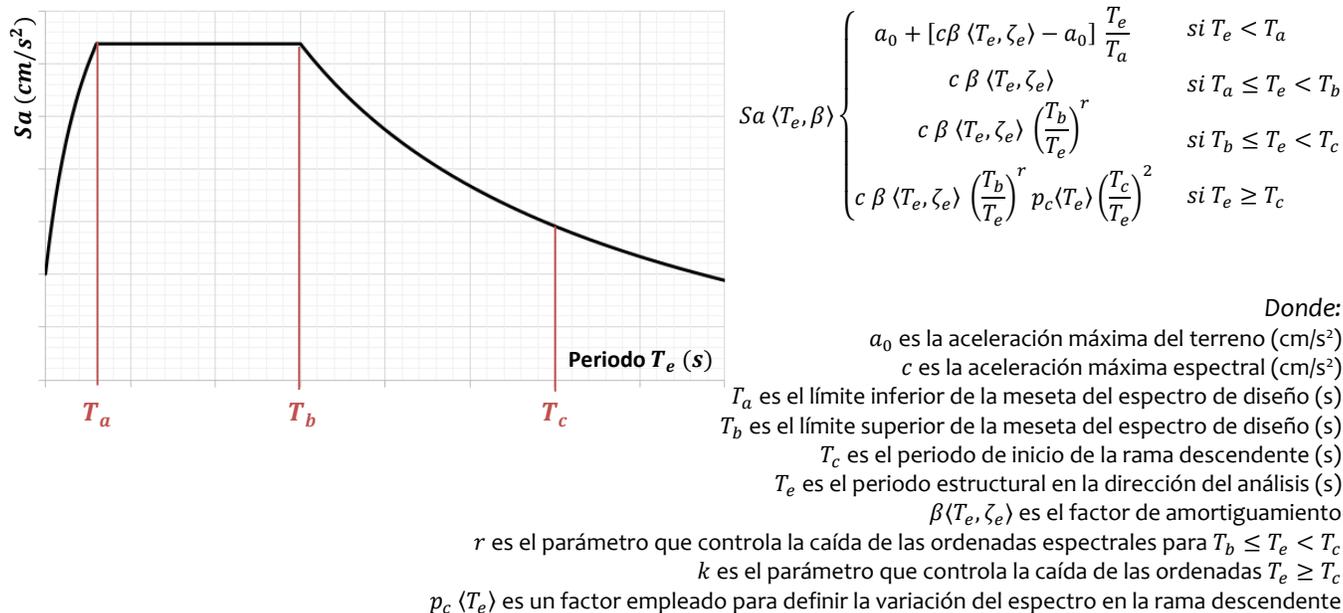
Las aceleraciones que producen mayores daños en las estructuras son las horizontales; las aceleraciones verticales son de amplitud apreciable sólo en sitio cercanos al epicentro y producen solicitaciones severas sólo en algunas formas estructurales particulares. Existen, además, efectos sísmicos excepcionales que no dependen de las aceleraciones; estos son esencialmente los debidos a inestabilidad del suelo sobre el que está desplantada la estructura. Por ejemplo, los fenómenos de licuación que ocurren cuando arenas poco densas saturadas, por efectos de la vibración producido por el sismo, pierden su fricción interna y se comportan prácticamente como un líquido, con lo cual su capacidad de carga se vuelve nula, dando lugar a fuertes hundimientos e inclusive el volteo.

La aceleración no es el único parámetro del movimiento del suelo que influye en la respuesta de las estructuras; importan además la velocidad del movimiento del terreno y, en algunos casos, su desplazamiento.

Tipo de espectro de diseño sísmico

De acuerdo al MDOC-2015, la construcción de los espectros de diseño se inicia con un parámetro relacionado con el peligro sísmico, que es la aceleración máxima en terreno rocoso, y se continua con factores que toman en cuenta las condiciones del terreno.

Las ordenadas del espectro de diseño transparente, como función del periodo estructural y el factor de comportamiento adquieren la siguiente forma paramétrica:



Como índice de la acción de diseño se emplea el coeficiente sísmico, c , que sirve de base para la construcción del espectro de diseño o puede usarse directamente como la fracción del peso total de la construcción, W , que constituye la fuerza constante horizontal, V , que actúa en la base de la construcción.

$$c = \frac{V}{W}$$

El coeficiente sísmico varía según el riesgo sísmico del sitio, según el tipo de suelo y según la importancia de la construcción. Los coeficientes sísmicos sirven para construir los espectros de aceleraciones de diseño. De hecho, representan una cota superior a las aceleraciones de dicho espectro, que corresponde a su parte plana.

Espectros específicos de sitio

Los parámetros de diseño para estructuras A+ y A1, se obtendrán con el criterio de los Espectros Específicos de Sitio. El procedimiento para realizar los cálculos que permiten obtener estos parámetros se detalla en el MDOC-2015.

Espectros regionales

Los parámetros del espectro de diseño para estructuras A2 y B1, se obtendrán con el criterio de los Espectros Regionales. Para terreno tipo I la aceleración máxima del terreno (a_0) y la aceleración máxima espectral (c), para 5% de amortiguamiento estructural, se obtienen con el programa PRODISIS. Para terreno Tipo II y III estos parámetros se determinan como:

$$\begin{aligned} a_0 &= F_{Sit} a_0^r \\ c &= F_{Res} a_0 \end{aligned}$$

Donde:
 F_{Sit} es el factor de sitio
 F_{Res} es el factor de respuesta

Los factores F_{Sit} y F_{Res} dependen de la zona sísmica, de la aceleración máxima en roca a_0^r y del tipo de suelo.

El resto de los parámetros, dependientes del tipo de terreno, necesarios para definir el espectro de diseño se muestran a continuación.

Zona	Tipo de terreno	$T_a(s)$	$T_b(s)$	$T_c(s)$	k	r
A	I	0.1	0.6	2.0	1.5	1/2
	II	0.2	1.4	2.0	1.0	2/3
	III	0.3	2.0	2.0	0.5	1
B	I	0.1	0.6	2.0	1.5	1/2
	II	0.2	1.4	2.0	1.0	2/3
	III	0.3	2.0	2.0	0.5	1
C	I	0.1	0.6	2.0	1.5	1/2
	II	0.2	1.4	2.0	1.0	2/3
	III	0.2	2.0	2.0	0.5	1
D	I	0.1	0.6	2.0	1.5	1/2
	II	0.1	1.4	2.0	1.0	2/3
	III	0.1	2.0	2.0	0.5	1

Los espectros regionales son suficientemente conservadores para proteger la mayoría de las condiciones de terreno para cada zona sísmica. Sin embargo, será válido emplear espectros específicos de sitio para obtener reducciones racionales del espectro de diseño.

Espectro de aceleración constante

Para estructuras B2, se puede emplear un Espectro de Aceleración Constante para todo periodo estructural, de la forma:

$$Sa \langle T_e, \zeta_e \rangle = c \beta \langle T_e, \zeta_e \rangle$$

donde,

$$c = F_{Sit} F_{Res} a_0^r$$

Las aceleraciones máximas en roca están asociadas a coeficientes de diseño óptimos para el estado límite de colapso en estructuras del Grupo B y corresponden a periodos de retorno que varían espacialmente en forma continua. Los factores F_{Sit} y F_{Res} se consignan en la siguiente tabla. Las aceleraciones espectrales dadas corresponden al 5% de amortiguamiento y están dadas en cm/s^2 .

Zona sísmica	F_{Sit}	F_{Res}
A	3.0	4.2
B	3.0	4.2
C	2.7	3.9
D	2.3	3.6

Los espectros de aceleración constante son los espectros más conservadores del Manual. Si se juzga conveniente disponer de espectros más racionales se podrán emplear espectros regionales o espectros específicos de sitio.

Los espectros de diseño “Específicos de Sitio”, “Regionales” y de “Aceleración constante” están dados en gales (cm/s^2). No obstante, es conveniente representarlos como fracción de la gravedad para el cálculo de las fuerzas sísmicas.

$$a \langle T_e, \beta \rangle = \frac{Sa \langle T_e, \beta \rangle}{g}$$

Especificaciones para la determinación de los espectros de diseño

Tipo de estructura	Revisión de fallas activas	Exploración dinámica del terreno	Caracterización del terreno	Espectros de diseño
A+	Si	Detallada	Medio estratificado	Específicos de sitio
A1	Si	Detallada	Medio estratificado	Específicos de sitio
A2 y B1	No	Básica	Tipo I, II y III	Regionales
B2	No	No requerida	Suelo general	Constante con T_e

Estados límites

Para el diseño se considerarán dos estados límites:

- A) El nivel de servicio, en que se revisarán las deformaciones para limitar los daños.
- B) El nivel de prevención de colapso, en que se determinarán las resistencias y se revisarán las deformaciones para prevenir la falla estructural. Los choques contra estructuras adyacentes y rotura de vidrios se tomarán en cuenta el nivel de prevención de colapso.

Todos los espectros mencionados corresponden al estado límite de prevención de colapso. Para obtener los espectros para el estado límite de servicio, se afectarán las ordenadas espectrales elásticas por factores de reducción o se obtendrán espectros para un periodo de retorno especificado.

Factores que modifican el espectro transparente

Acorde al MDOC-2015, para estructuras tipo Edificios se consideran reducciones por ductilidad, sobrerresistencia, redundancia e irregularidad, los posibles cambios por emplear amortiguamientos distintos al 5%, así como las modificaciones por interacción suelo-estructura, sistemas de aislamiento y disipación de energía. Para ello, se tomarán en cuenta los siguientes conceptos:

Factor de reducción por irregularidad α

Los efectos de las irregularidades afectan el comportamiento de la estructura de diferentes maneras. La gran mayoría de los estudios disponibles a nivel mundial no han sido enfocados para proponer factores de comportamiento sísmico adecuados para los casos en que no se cumplan simultáneamente varias de las condiciones de regularidad. En el diseño sísmico de estructuras que no satisfagan las condiciones de regularidad especificadas, el factor reductor por ductilidad $Q'(T_e, Q)$, se multiplicará por el factor α con el fin de obtener las fuerzas sísmicas reducidas por ductilidad.

α	Tipo de irregularidad
0.9	a) Cuando no se cumpla una condición de regularidad enumeradas del 1 al 9 para condiciones de regularidad.
0.8	a) Cuando no se cumpla una o dos condiciones de regularidad enumeradas del 1 al 9 b) O no se cumpla con la condición 10 u 11 de regularidad.
0.7	Estructuras fuertemente irregulares.

En ningún caso $\alpha Q'(T_e, Q)$ se tomará menor que la unidad:

$$\alpha Q'(T_e, Q) \geq 1$$

Factor de comportamiento sísmico Q

Los espectros construidos como elásticos determinan las fuerzas laterales para las que hay que diseñar una estructura, si se pretende que permanezca elástica ante el sismo de diseño. Se admiten reducciones en las ordenadas espectrales. Estas reducciones están definidas por un factor Q que toma los valores especificados según su tipo de

estructuración y los detalles de dimensionamiento que se hayan adoptado en la estructura. Se supone que, entre otras razones, la energía que durante un sismo disipe por comportamiento inelástico, una estructura que cumpla con los requisitos generales de las Normas permita disminuir las fuerzas del sismo a través de los valores de los coeficientes sísmicos. Estos valores están basados en estructuras que se juzga han tenido comportamiento satisfactorio. Los valores de Q especificados no tienen justificación teórica, salvo para estructuras ideales muy sencillas. El factor de comportamiento sísmico Q se emplea para tomar en cuenta la influencia del comportamiento no lineal del sistema en la estimación de su demanda sísmica, y con ello, en su desempeño esperado y nivel de confiabilidad.

Para estructuras tipo Edificios se recomienda la adopción de los siguientes factores de comportamiento sísmico:

Q	Requisitos
4	1 La resistencia de los entrepisos es suministrada por: <ol style="list-style-type: none"> Marcos no contraventeados de acero, concreto reforzado o compuestos de ambos. Marcos contraventeados. Marcos con muros de concreto reforzado, placa de acero o compuestos de ambos. Los marcos resistirán más del 50% de la fuerza sísmica sin contar muros ni contraventeos.
	2 Si hay muros de mampostería divisorios, de fachada o de colindancia ligados a la estructura se deben considerar en el análisis y su contribución antes fuerzas laterales si: <ol style="list-style-type: none"> Son de piezas macizas. Los marcos sean o no contraventeados y los muros de concreto reforzado, de placa de acero o ambos materiales, resisten al menos 80% de las fuerzas laterales totales sin la contribución de los muros de mampostería.
	3 Se deberá cumplir que: $\frac{1}{n} \sum_{i=1}^{j=n} \frac{C_{Ri}}{F_i} - \text{mín} \frac{C_{Ri}}{F_i} \leq \frac{0.35}{n} \sum_{i=1}^{j=n} \frac{C_{Ri}}{F_i}$ <p style="text-align: right;">Donde: C_{Ri} capacidad resistente del entrepiso i F_i acción de diseño del entrepiso i n número de entrepisos</p> <p><i>Queda excluido el último entrepiso de este requisito</i></p>
	4 Los marcos y muros de concreto reforzado cumplen con los requisitos correspondientes para marcos y muros dúctiles.
	5 Los marcos rígidos de acero o compuestos de acero y concreto satisfacen los requisitos para marcos con ductilidad alta o están provistos de contraventeo excéntrico o concéntrico dúctil.
3	<p>Cuando se satisface las condiciones 2 y 4 ó 5; Y dejan de satisfacer en todos los entrepisos las condiciones 1 ó 3, pero la resistencia lateral es suministrada por:</p> <ol style="list-style-type: none"> Columnas de acero o concreto reforzado con losas planas. Marcos rígidos de acero con ductilidad alta o provistos de contraventeo concéntrico dúctil. Marcos de concreto reforzado. Muros de concreto o de placa de acero o compuestos de ambos. Combinaciones de muros de concreto, acero y compuestos de ambos, y marcos. Diafragmas de madera.
2	<p>Cuando la resistencia a fuerzas laterales es suministrada por:</p> <ol style="list-style-type: none"> Losas planas con columnas de acero o de concreto reforzado. Marcos de acero con ductilidad reducida o con contraventeo de ductilidad normal. Marcos de concreto reforzado que no son dúctiles. Muros de concreto reforzado, de placa de acero o compuestos de ambos que no cumplen para Q=4 y Q=3. Muros de mampostería de piezas macizas confinados por castillos, dalas, columnas o trabes de concreto reforzado o de acero. Elementos de concreto prefabricado o presforzado. Estructuras de madera con características de las Normas respectivas. Algunas estructuras de acero que se indican en las Normas correspondientes.
1.5	<p>Cuando la resistencia a fuerzas laterales es suministrada en todos los entrepisos por:</p> <ol style="list-style-type: none"> Muros de mampostería de piezas huecas, confinados o con refuerzo interior. Combinaciones de muros de mampostería de piezas huecas con elementos como los descritos para Q=3 y Q=2. Marcos y armaduras de madera. Algunas estructuras de acero que se indican en las Normas correspondientes.
1	Estructuras cuya resistencia a fuerzas laterales es suministrada parcialmente por elementos o materiales diferentes de los arriba especificados, también en algunas estructuras de acero que se indican en las Normas correspondientes.

Factor reductor por ductilidad Q'

El factor reductor por ductilidad Q' puede diferir en las dos direcciones ortogonales en que se analiza la estructura, según sean sus propiedades. En todos los casos se usará el valor mínimo de Q que corresponde a los diversos entrepisos y sistemas sismorresistentes de la estructura en la dirección de análisis. Para fines de diseño, en el estado límite de prevención de colapso, se tendrá en cuenta el comportamiento inelástico de la estructura, aunque sea de manera aproximada. Para ello, las ordenadas espectrales se dividirán por el factor reductor de ductilidad Q' a fin de obtener las fuerzas sísmicas reducidas. Para cualquier tipo de estructura, el factor reductor se calculará como:

$$Q'(T_e, Q) = \begin{cases} 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta(T_e, \zeta_e) T_e}{k T_b}} & \text{si } T_e \leq T_b \\ 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta(T_e, \zeta_e) p_b(T_e)}{k}} & \text{si } T_e > T_b \end{cases}$$

Donde:

Q es el factor de comportamiento sísmico para cada tipo de estructura
 T_b es el límite superior de la meseta del espectro de diseño
 k es un parámetro que controla la caída del espectro
 $p_b(T_e)$ es un factor empleado para definir la variación en la rama descendente

Factor de amortiguamiento β

El factor de amortiguamiento, β , permite modificar las ordenadas espectrales, para tomar en cuenta otros niveles de amortiguamiento proporcionados por el tipo de estructuración, por los materiales, el uso de dispositivos disipadores de energía, o bien, por los efectos de interacción suelo-estructura. Este factor está dado por la siguiente ecuación:

$$\beta(T_e, \zeta_e) = \begin{cases} \left(\frac{0.05}{\zeta_e}\right)^{0.45} & \text{si } T_e < T_c \\ \left(\frac{0.05}{\zeta_e}\right)^{0.45} \left(\frac{T_c}{T_e}\right) & \text{si } T_e \geq T_c \end{cases}$$

Donde:

T_c es el periodo del inicio en que los desplazamientos espectrales tienden al desplazamiento del terreno
 T_e es el periodo estructural en la dirección del análisis
 ζ_e es el amortiguamiento estructural

Para un amortiguamiento estructural $\zeta_e = 5\%$, se tiene que $\beta(T_e, \zeta_e) = 1$, para cualquier periodo estructural T_e .

De acuerdo a la definición de espectros de diseño elásticos, está implícito un valor de amortiguamiento estructural, ζ_e , de 5%. Sin embargo, el valor del amortiguamiento estructural depende del material y la estructuración, con lo que en la mayoría de los casos es menor que 5%. Los valores de ζ_e recomendados se indican a continuación:

Valores de amortiguamiento estructural, ζ_e

Sistema estructural	ζ_e (%)
Estructuras de concreto reforzado	5
Estructuras de concreto presforzado	4
Estructuras ligeras de acero de baja altura y con elementos principalmente unidos con soldadura	2
Estructuras ligeras de acero de baja altura y con elementos principalmente unidos con tornillos	3
Marcos rígidos de acero con conexiones rígidas atornilladas	5
Muros de concreto o madera contrachapada, o de madera de duela	5
Muros de carga de mampostería confinada de bloques macizos de concreto	7
Muros de carga de mampostería confinada con bloques huecos de concreto	6
Muros de carga de mampostería que no cumplan con las especificaciones para mampostería confinada ni para mampostería reforzada interiormente	6

Factor reductor por sobrerresistencia R

En general, existen diversos factores que hacen que las estructuras tengan una sobrerresistencia. La opción más práctica para tomar en cuenta este aspecto consiste en aplicar un factor reductor del lado de las acciones sísmicas.

La reducción por sobrerresistencia está dada por el factor $R(T_e, R_0)$, como:

$$R(T_e, R_0) = \begin{cases} R_0 + 1.0 - \sqrt{T_e/T_a} \\ R_0 \end{cases}$$

Donde:

T_a es el límite inferior de la meseta del espectro de diseño

R_0 es la sobrerresistencia índice, dependiendo el sistema estructural

El factor $R(T_e, R_0)$ puede diferir en las dos direcciones ortogonales en que se analiza la estructura, según sean las propiedades de ésta en dichas direcciones. Para estructuras tipo Edificios se recomienda la adopción de los siguientes valores de sobrerresistencia índice R_0 :

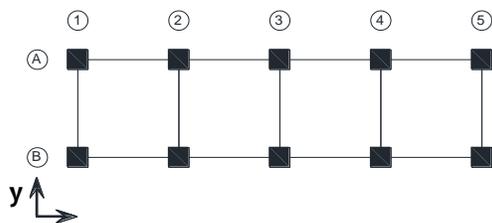
R_0	Para los siguientes sistemas estructurales
2	<ul style="list-style-type: none"> a) Marcos de concreto reforzado, de acero estructural o compuestos de ambos diseñados con $Q=3$ ó $Q=2$. b) Columnas de acero o de concreto reforzado con losas planas. c) Marcos o estructuraciones hechas con elementos de concreto prefabricado o presforzado. d) Marcos contraventeados o muros de concreto reforzado o de placa de acero o compuestos de los dos materiales diseñados con $Q=2, 3$ y 4 e) Muros de mampostería de piezas huecas, confinados o con refuerzo interior. f) Marcos y armaduras de madera.
2.5	<ul style="list-style-type: none"> a) Marcos dúctiles de concreto reforzado o compuestos de los dos materiales diseñados con $Q=4$. b) Sistemas de muros de concreto o compuestos de acero y concreto diseñados con $Q=3$. c) Marcos con muros de concreto reforzado o compuestos de acero y concreto diseñados con $Q=3$. d) Muros de mampostería de piezas macizas confinados por castillos, dalas, columnas o traveses de concreto reforzado que satisfacen los requisitos de las normas correspondientes. e) Estructuras de madera con las características que se indican en las normas de diseño estructural vigentes.
3	<ul style="list-style-type: none"> f) Marcos dúctiles de acero estructural diseñados con $Q=3$ o 4. g) Sistemas de muros de placas de acero diseñados con $Q=3$. h) Estructuraciones mixtas dúctiles diseñadas con $Q=4$, como marcos contraventeados o marcos con muros de placa de acero.

Para sistemas estructurales no contemplados en la tabla se utilizará una sobrerresistencia índice de 2. Se podrá utilizar un valor mayor a éste siempre que se justifique con un análisis de capacidad lateral, en ningún caso será mayor que 3.

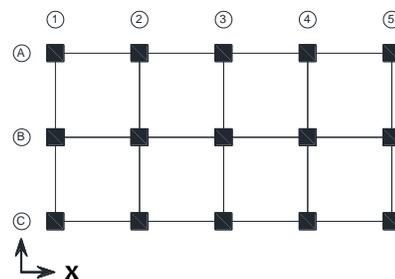
Factor por redundancia ρ

Es bien sabido que la estabilidad, la capacidad de deformación y la resistencia adicional de una estructura aumentan a medida que ésta es más redundante, es decir, posee mayor nivel de hiperestaticidad. Para cada dirección ortogonal de análisis, la redundancia de la estructuración empleada se tomará en cuenta mediante el factor por redundancia, ρ , de la siguiente tabla:

ρ	Cuando se cumplan los siguientes requisitos
0.8	Estructuras con al menos dos marcos o líneas de defensa paralelas en la dirección de análisis y que cada marco o línea de defensa disponga de una sola crujía o estructuraciones equivalentes (un muro por línea de defensa paralela, etc.).
1.0	Estructuras con al menos dos marcos o líneas de defensa paralelas en la dirección de análisis y que cada marco o línea de defensa disponga de al menos 2 crujías o estructuraciones equivalentes.
1.25	Estructuras con la menos tres marcos o líneas de defensa paralelas en la dirección de análisis y que cada marco o línea de defensa disponga de al menos 3 crujías o estructuraciones equivalentes.



Edificio con marcos de 1 cruja en la dirección Y



Edificio con marcos de 4 crujas en la dirección X

En todos los casos, se enfatiza que cualquier estructura debe poseer al menos dos marcos o líneas de defensa paralelas en la dirección de análisis, por lo que no será aceptable estructuras edificios con una sola línea de defensa en la dirección de análisis. Para estructuras que no cumplan con la condición de regularidad 10 u 11, o sea, clasificadas como fuertemente irregulares, no será válido reducir las ordenadas del espectro de diseño por concepto de redundancia (es decir, $\rho \leq 1.0$), por lo que en este caso el factor ρ deberá ser el menor del obtenido como se establece o a la unidad.

Factor de importancia estructural F_{IE}

El espectro de diseño se construirá en función de la clasificación estructural, es decir, de la importancia, el tamaño y la relación con el sector energético o industrial. En la siguiente tabla se indican los espectros de diseño considerando cada grupo estructural, así como los factores de importancia estructural por los que deben ser multiplicados después de considerar los efectos de sitio.

Estructuras	Espectro de diseño	F_{IE}
B2	Espectro de aceleración constante.	1.0
B1	Espectro probabilista de referencia.	1.0
A2	Espectro probabilista de referencia.	1.5
A1	a) Espectro probabilista para periodo de retorno especificado.	1.0
	b) Espectro determinista máximo creíble.	1.0
	c) Espectro probabilista de referencia.	1.5
	d) Envolverte de los incisos a, b y c.	1.0
A+	a) Espectro probabilista para periodo de retorno especificado.	1.0
	b) Espectro determinista máximo creíble.	1.0
	c) Espectro probabilista de referencia.	1.75
	d) Envolverte de los incisos a, b y c.	1.0

Espectro de diseño modificado para prevención del colapso

De acuerdo con el MDOC-2015, se modificará el espectro de diseño transparente con factores relacionados, por ejemplo, con la ductilidad, la sobrerresistencia y la redundancia, entre otros. A este espectro se le conoce como "Espectro de diseño modificado".

$$a' = \frac{a \langle T_e, \beta \rangle}{Q' \langle T_e, Q \rangle R \langle T_e, R_o \rangle \rho}$$

Espectro de diseño para el estado límite de servicio

El espectro de diseño transparente debe dividirse por el factor de servicio $F_{ser} = 5.5$, siguiendo la normatividad vigente del MDOC-2015.

$$a' = \frac{a \langle T_e, \beta \rangle}{5.5}$$

2.2.4 Análisis sísmico estático

El método estático es aplicable a edificios regulares cuya altura sea menor o igual que 30 m y estructuras irregulares con altura no mayor de 20 m. En terreno firme, estos límites se incrementan a 40 m y 30 m, respectivamente.

Método	Limitaciones		
	Zona	Estructuras regulares	Estructuras irregulares
Estático	I	$h \leq 40 \text{ m}$	$h \leq 30 \text{ m}$
	II y III	$h \leq 30 \text{ m}$	$h \leq 20 \text{ m}$

Este método es menos restrictivo. Un aspecto importante que se toma en cuenta es el periodo de la estructura, que a su vez depende de la distribución de masas por nivel y las rigideces de entrepiso; el cálculo del periodo se hace de forma aproximada. Con el periodo se determina la ordenada espectral con la que se obtienen las fuerzas sísmicas. El método incrementa las acciones en caso de que la estructura presente irregularidades. Finalmente, el método requiere que se tomen en cuenta los efectos de torsión que equivale a agregar un momento torsional debido a la excentricidad entre el centro de cortante de rigideces.

El método tiene como hipótesis fundamental que la respuesta dinámica de la estructura puede representarse con suficiente aproximación de la siguiente forma:

$$u = z(t) \psi$$

Donde:

ψ es un vector de forma, independiente del tiempo

$z(t)$ es un factor escalar dependiente del tiempo, que es el desplazamiento de azotea

A esta hipótesis se le conoce como la hipótesis del primer modo. A medida que más modos participan en la respuesta de la estructura, las aproximaciones del método son menos válidas, por ejemplo, en estructuras más altas. Otra hipótesis del método, es que se trata de una estructura de cortante, esto significa que para caracterizar a la estructura basta considerar la rigidez lateral de cada nivel. La hipótesis se aplica razonablemente a estructuras hechas a base de muros como en el caso de estructuras de mampostería donde las deformaciones están dominadas por cortante.

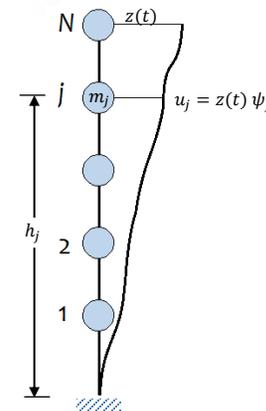
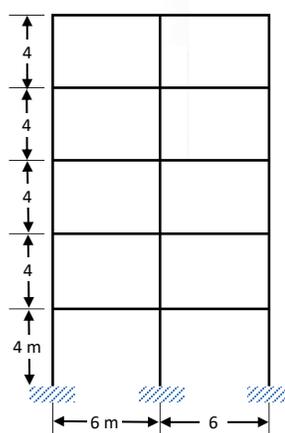
El vector ψ puede asumir varias formas, por ejemplo, puede suponerse linealmente creciente con la altura esto es $\psi_n = h_n/h_N$ donde h_i es la altura del nivel medida desde la base.

Utilizando esta definición pueden obtenerse las fuerzas:

$$F_n = \frac{m_n h_n}{\sum_{i=1}^N m_i h_i} V_b$$

Donde:

V_b es el cortante basal de la estructura



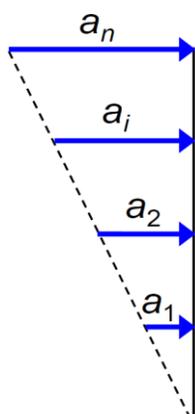
El método de análisis estático consta esencialmente de los siguientes pasos:

1. Calcular las fuerzas laterales aplicadas en los centros de masa de los pisos que produzcan efectos equivalentes a la acción sísmica.
2. Distribuir fuerzas laterales y los momentos torsionantes asociados a estas fuerzas entre los sistemas resistentes a carga lateral que conforman la estructura, como son marcos, muros o combinaciones de éstos.
3. Analizar cada sistema resistente ante cargas laterales que le correspondan.

La limitación de altura que se establece para aplicar el análisis estático proviene de que, con este método, puede no darse suficiente importancia a la contribución de los modos superiores de vibración en la respuesta estructural, sobre todo cuando el periodo fundamental T_{e0} sobrepasa el periodo característico T_b , o bien, cuando el edificio tiene una altura considerable.

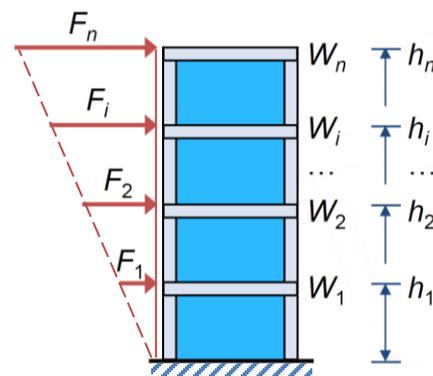
Valuación de fuerzas sísmicas sin estimar el periodo estructural

Para la obtención de las fuerzas sísmicas sin estimar el periodo fundamental de la estructura se consideran dos hipótesis:



1. Se supone una variación lineal de las aceleraciones con la altura sobre el nivel en que se acepta que los desplazamientos de la estructura con respecto al terreno son nulos.
2. Se supone que la aceleración espectral, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad, es igual al coeficiente sísmico independientemente del periodo fundamental

Para calcular las fuerzas cortantes a diferentes niveles de una estructura se supondrá un conjunto de fuerzas de inercia laterales actuando sobre cada uno de los niveles, en los que se suponen concentradas las masas.



Las fuerzas de inercia se determinarán considerando que las aceleraciones de las masas de la estructura varían linealmente con la altura y que la fuerza cortante basal de la estructura es igual a la ordenada espectral máxima normalizada, a , reducida por ductilidad, redundancia y sobrerresistencia y multiplicado por el peso total de la construcción, independientemente del periodo fundamental de la estructura. Para estructuras ubicadas en suelos blandos y que sean susceptibles a desarrollar comportamientos histéricos con degradaciones de rigidez y/o resistencia, se amplificarán por este concepto. De acuerdo con lo anterior, cada una de las fuerzas de inercia se tomará igual al peso de la masa que corresponde multiplicado por un coeficiente proporcional a su altura sobre el desplante o nivel a partir del que las deformaciones laterales de la estructura pueden ser apreciables, es decir:

$$P_n = \alpha_f W_n h_n$$

Donde:

W_n es el peso del nivel n , incluyendo cargas muertas y vivas
 h_n es la altura del nivel n sobre el desplante

El coeficiente se tomará de acuerdo con la siguiente expresión, en donde el factor de amortiguamiento, se evalúa en el periodo T_a , es decir, donde la meseta del espectro es constante.

$$\frac{V_0}{W_T} = \frac{a \langle T_a, \beta \rangle}{Q' \langle T_a, Q \rangle R \langle T_a, R_o \rangle \rho}$$

Donde:

$V_0 = \Sigma P_n$ es la fuerza cortante basal
 W_T es el peso de la construcción, incluyendo cargas muertas y vivas
 T_a es el límite inferior de la meseta del espectro de diseño

De esta forma se tiene que:

$$\alpha_f = \frac{\sum_{n=1}^{N_e} W_n}{\sum_{n=1}^{N_e} W_n h_n} \frac{c}{Q' R \rho}$$

Donde:

N_e es el número de masas concentradas, igual al número de niveles del edificio

Por lo tanto, la fuerza lateral que actúa en el centro de masa del nivel n es igual a:

$$P_n = \frac{c}{Q' R \rho} W_n h_n \frac{\sum_{n=1}^{N_e} W_n}{\sum_{n=1}^{N_e} W_n h_n}$$

Valuación de fuerzas sísmicas estimando el periodo estructural

Podrán adoptarse fuerzas cortantes menor que las calculadas según el inciso anterior, siempre que se tome en cuenta el valor aproximado del periodo fundamental de la estructura, T_{e0} . Éste podrá obtenerse de manera aproximada a partir del cociente de Schwartz mediante la ecuación:

$$T_{e0} = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \left[\frac{\sum_{n=1}^{N_e} W_n X_n^2}{\sum_{n=1}^{N_e} P_n X_n} \right]^{1/2}$$

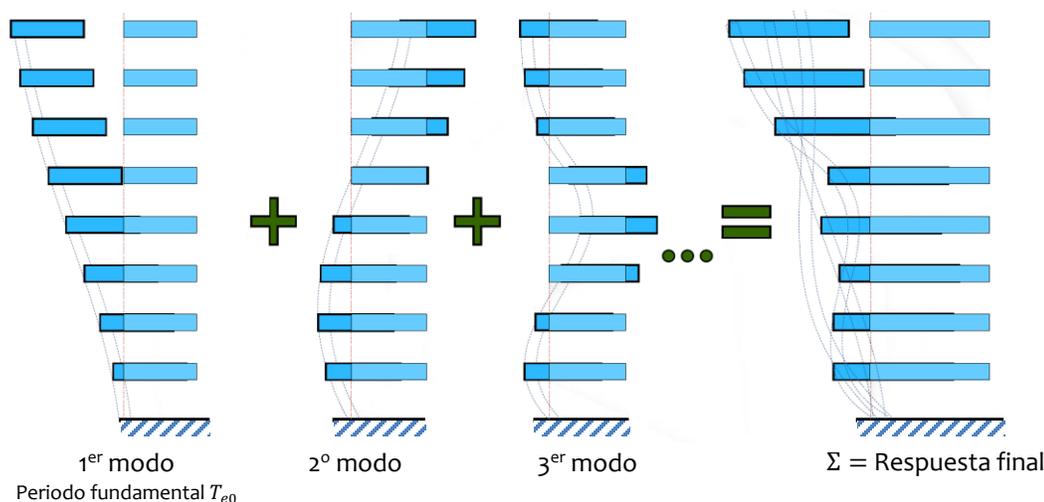
Donde:

P_n es la fuerza lateral que actúa sobre la masa del nivel n según el inciso anterior

X_n es el desplazamiento del nivel n en la dirección de la fuerza

g es la aceleración de la gravedad

El cociente de Schwartz que se emplea para estimar el periodo fundamental de la estructura produciría su valor exacto si la distribución de aceleraciones fuera la correspondiente al modo fundamental. Sin embargo, aun cuando las aceleraciones sólo se asemejen a las del modo fundamental, este cociente suministra una excelente aproximación.



Momentos torsionantes

El momento torsionante, Mo_n^t , en el entrepiso n , se tomará igual a la fuerza cortante V_n en el entrepiso multiplicada por la excentricidad de diseño, e_n^+ ó e_n^- , que resulte más desfavorable para cada sistema resistente de la estructura. Sin embargo, ningún elemento estructural tendrá una resistencia menor que la necesaria para resistir la fuerza cortante directa.

$$Mo_n^t = \begin{cases} V_n e_n^+ & e_n^+ = e_n + 0.05 b_n \\ V_n e_n^- & e_n^- = e_{dn} - 0.05 b_n \end{cases}$$

Donde:

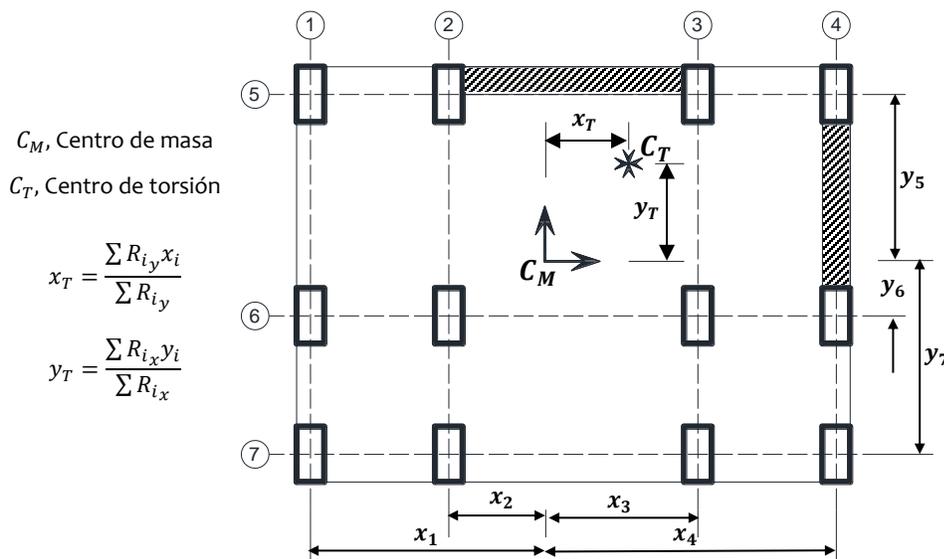
e_n es la excentricidad torsional calculada en el entrepiso n , igual a la distancia entre el centro de torsión y la línea de acción de la fuerza cortante en dicho entrepiso

b_n es la máxima dimensión en planta del entrepiso n medida perpendicularmente a la dirección del movimiento del terreno

e_{dn} es la excentricidad torsional incrementada para tomar en cuenta los efectos dinámicos

La excentricidad torsional de diseño para cada sistema resistente se considera igual a la que resulte más desfavorable. La cantidad e_{dn} representa la excentricidad dinámica producto de la amplificación dinámica que experimenta la excentricidad calculada estáticamente, e_n , en tanto que la cantidad $0.05 b_n$ representa una excentricidad accidental que se debe, por un lado, a las discrepancias que existen entre las distribuciones de masa y rigidez calculadas y las reales al ocurrir un sismo, y por otro, a que los movimientos del terreno siempre tienen componentes de rotación, incluso con respecto a un eje vertical, que no se consideran explícitamente en el análisis.

Para la localización de los centros de torsión de una estructura, así como para determinar la distribución de las fuerzas cortante y momentos torsionantes entre los sistemas resistentes se recomienda recurrir al análisis bidimensional de estructuras con sistemas resistentes no ortogonales. En él, el centro de torsión de un entrepiso es el punto de aplicación de la fuerza cortante para producir sólo traslación sin rotación.



Desde un punto de vista del equilibrio, la fuerza actuante por sismo en cada piso está situada en el centro de masa, mientras que la fuerza resistente lo está en el centro de torsión, o sea donde se ubica la resultante de las fuerzas laterales que resiste cada uno de los elementos. Si entre esos dos puntos existe una excentricidad, la acción en cada entrepiso estará constituida por una fuerza cortante más un momento torsionante cuyo efecto debe tomarse en cuenta en el diseño.

Una versión más elemental del método estático la constituye el llamado método simplificado, el cual es aplicable a estructuras en que la rigidez y resistencia a cargas laterales son proporcionadas por muros y en que las torsiones no son importantes.

2.2.5 Factores de cargas

Las fuerzas internas se multiplican por factores de carga, F_c , para obtener las llamadas fuerzas internas de diseño. Cuando se usan métodos lineales de análisis estructural, se obtiene el mismo resultado multiplicando las acciones por los factores de carga antes de hacer el análisis. Según las NTC-Acciones 2017 se aplicarán las siguientes reglas:

Factor de carga		Descripción
1.3 → Cargas permanentes 1.5 → Cargas variables	Grupo B	Combinación de acciones permanentes y variables
1.5 → Cargas permanentes 1.7 → Cargas variables	Grupo A	
1.1		Combinaciones que incluyan acciones permanentes, variables y accidentales
0.9		Acciones cuyo efecto sea favorable a la resistencia o estabilidad de la estructura
1		Revisión de estados límite de servicio

La incertidumbre en la acción se toma en cuenta especificando valores conservadores para las distintas cargas y aplicando a las fuerzas determinadas para dichas acciones, factores de carga que dependen de la probabilidad de que se exceda al valor conjunto de las distintas acciones que intervienen en la combinación de estudio. Con los factores de carga se toma en cuenta principalmente la variabilidad de las cargas, las incertidumbres en el análisis estructural y la importancia de la estructura.

2.2.6 Combinaciones de carga

En un instante dado la vida útil de la construcción, estarán presente diferentes acciones simultáneamente. Los códigos especifican que debe revisarse la seguridad de la estructura para el efecto combinado de todas las acciones que tengan una probabilidad no despreciable de ocurrir simultáneamente. Se llama combinación de acciones de diseño a un conjunto de acciones para cuyo efecto superpuesto debe revisarse la seguridad de la estructura. Si los valores de diseño de las acciones individuales son característicos o máximos probables, es poco probable que estos valores característicos se presenten simultáneamente y, mientras mayor sea el número de acciones que intervengan en una combinación, menor será la probabilidad de que todas las variables adquieran sus valores característicos. Tal hecho debe tomarse en cuenta de alguna manera al elegir los factores de seguridad.

Según las NTC-Acciones 2017, se considerarán dos categorías de combinaciones:

- I) Las que incluyan acciones permanentes y acciones variables. Se considerarán todas las acciones permanentes que actúan sobre la estructura y las distintas acciones variables, de las cuales la más desfavorable se tomará con su intensidad máxima y el resto con su intensidad instantánea, o bien todas ellas con su intensidad media cuando se trate de evaluar efectos a largo plazo.

Para este tipo de combinación deberán revisarse todos los posibles estados límite, tanto de falla como de servicio. En este tipo de combinación entre la de carga muerta más carga viva; se empleará en este caso la intensidad máxima de la carga viva, pero no se considerarán para la carga viva distribuciones distintas a la uniformemente repartida sobre toda el área cuando se tomen en cuenta distribuciones más desfavorables de carga viva, deberán tomarse los valores de la intensidad reducida o instantánea.

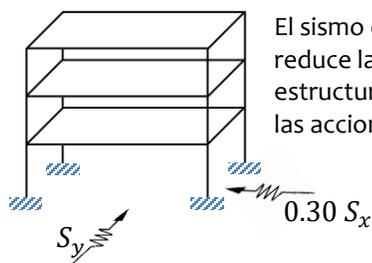
- II) Combinaciones que incluyan acciones permanentes, variables y accidentales. Se consideran todas las acciones permanentes, las acciones variables con sus intensidades reducidas y únicamente una acción accidental en cada combinación.

En ambos tipos de combinación los efectos de todas las acciones deberán multiplicarse por los factores de carga apropiados.

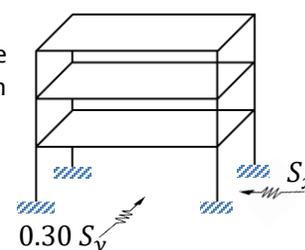
La seguridad de una estructura deberá verificarse para el efecto combinado de todas las acciones que tengan una probabilidad no despreciable de ocurrir simultáneamente. Las acciones permanentes, por su carácter, deberán intervenir en todas las combinaciones de acciones de diseño, ya que siempre estarán presentes sobre la estructura. Las acciones variables también intervendrán en todas las combinaciones, pero no necesariamente con sus valores máximos. Existen situaciones en que el número de acciones es mayor y las probabilidades de que se presenten simultáneamente son mucho más difíciles de definir que en el caso elemental de carga muerta, viva y sismo.

Efectos bidireccionales

Según las NTC-Sismo 2017, para el método estático o el dinámico modal espectral los efectos de los dos componentes horizontales del movimiento del terreno se deben combinar, tomando en cada dirección en que se analice la estructura 100% de los efectos del componente que obra en esa dirección y 30% de los efectos del que obra perpendicularmente a él, con los signos que resulten más desfavorables para cada concepto.



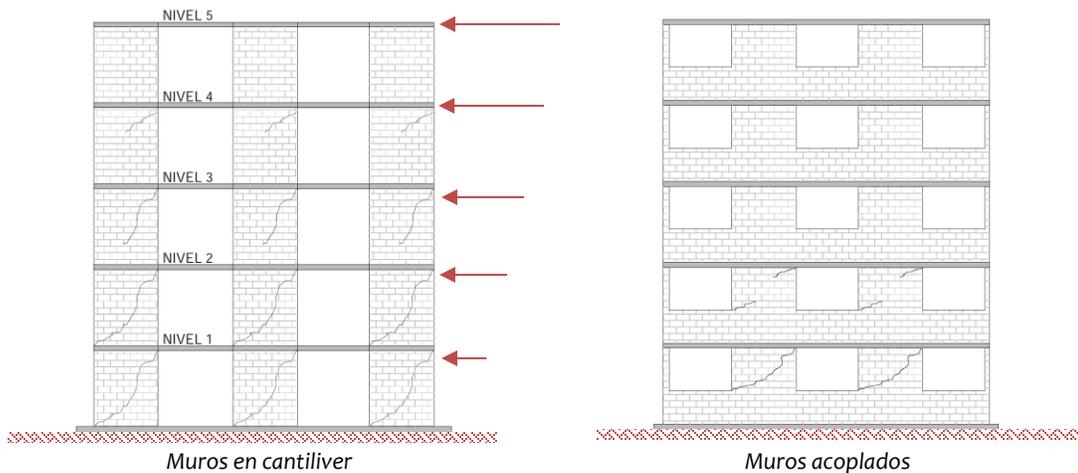
El sismo en ambas direcciones será el correspondiente al espectro de diseño inelástico, el cual reduce las fuerzas de inercia de acuerdo a las características de la estructura, ya que si la estructura se diseña con las fuerzas reales sería incosteable construir un elemento que resista las acciones.



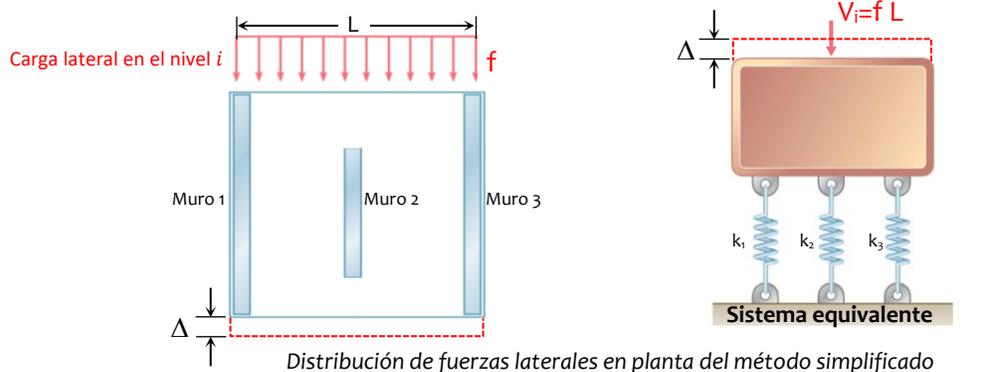
2.3 Método simplificado

En el método simplificado se ignoran las deformaciones de flexión y se asigna a cada muro una fracción de la carga lateral que es proporcional a su área transversal; sólo se requiere revisar la capacidad a cortante de los muros y se admite ignorar los efectos de torsión. Aunque la hipótesis de que puedan ignorarse las deformaciones de flexión parece poco fundada cuando la relación altura a ancho de los muros no es muy baja, el comportamiento observado de edificios diseñados con este método ha sido muy favorable y es inaudible que la cantidad de área transversal de muros que se tiene en cada dirección es el parámetro decisivo en definir la capacidad sísmica de construcciones de este tipo. El hecho de que el método simplificado permita ignorar los efectos de flexión en los muros, implica que pueden reforzarse los castillos con el acero mínimo aun para edificios de la máxima altura en que se admite emplear dicho método. La resistencia a flexión que así se obtiene es muy reducida y limita mucho la capacidad de cargas laterales de los edificios. El uso del método simplificado, para muchos tipos de estructuras, conduce a densidades de muros adecuadas. Esto asegurará que la construcción tenga una resistencia lateral suficiente para tener un buen comportamiento en sismos intensos. Es importante verificar que la densidad de muros sea suficiente en ambas direcciones, ya que, con mucha frecuencia, por razones arquitectónicas se descuida este aspecto en una dirección, típicamente en la dirección paralela a la fachada en la edificación.

Es recomendable que al diseñar con el método simplificado edificios de más de dos pisos se revise la resistencia a flexión de los muros con alguna consideración simplificada. Para muros con poco o nulo acoplamiento conviene calcular el momento flexionante producido en la base de los muros por cargas laterales obtenidas en cada piso a partir del método simplificado multiplicadas por el brazo de palanca con respecto a la sección considerada, o sea considerando el muro como cantiliver, para muros que tengan un acoplamiento significativo puede considerarse un momento flexionante igual a la fuerza cortante actuando en el entrepiso en cuestión multiplicada por la altura de entrepiso. La fuerza cortante que actúa en cada muro es igual al esfuerzo cortante promedio actuante según el método simplificado multiplicado por el área transversal del muro.



Los requisitos que se imponen para poder aplicar el método simplificado tienden a evitar situaciones que puedan dar lugar a la presencia de momentos flexionantes importantes o efectos de esbeltez en los muros. Por tanto, si se cumplen las condiciones, no es necesario hacer un análisis tomando en cuenta los momentos y excentricidades; basta simplemente con determinar las cargas verticales sobre cada entrepiso.

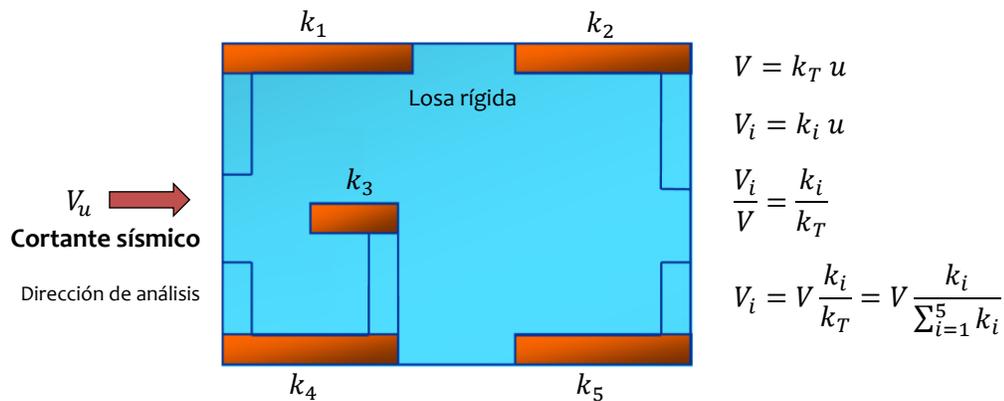


El método simplificado se basa en la distribución de fuerzas laterales de estructuras simétricas con diafragmas rígidos cuando la carga lateral se aplica en una sola dirección. También permite el empleo de diafragmas horizontales que no sean losas de concreto reforzado, siempre que tengan suficiente resistencia y rigidez.

2.3.1 Fundamentos teóricos

El método propone que la fuerza cortante en la dirección de análisis debe repartirse entre los muros paralelos a dicha dirección en proporción a su rigidez lateral, que para efectos del método se considerará proporcional al área transversal efectiva del muro. El área efectiva es el área total incluyendo el área de los castillos sin transformar, multiplicada por el factor F_{AE} .

Si la estructura es simétrica con respecto a un eje que es paralelo a la dirección de análisis, la carga está uniformemente distribuida y los muros están unidos por una losa muy rígida en su plano, entonces el desplazamiento de todos los puntos de la losa de un nivel determinado debido a una carga de inercia en dicha dirección de análisis será el mismo. En ese caso hipotético, la fuerza de cortante que tomará cada uno de los muros será proporcional a su rigidez lateral relativa.



La rigidez lateral de un muro está dada por:

$$k_m = \left(\frac{(4 - 3\beta)H^3}{12EI} + \frac{kH}{GA} \right)^{-1}$$

Donde:

H es la altura del muro

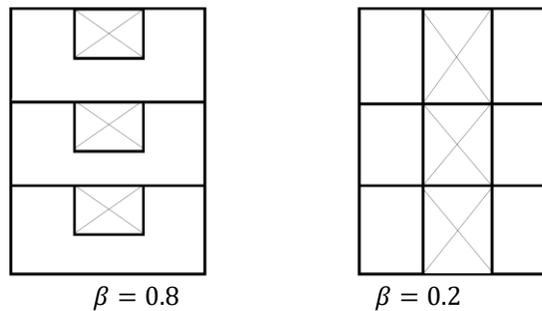
E es el módulo de elasticidad del material

I es el momento de inercia de la sección en la dirección de análisis

k es el factor de forma de cortante

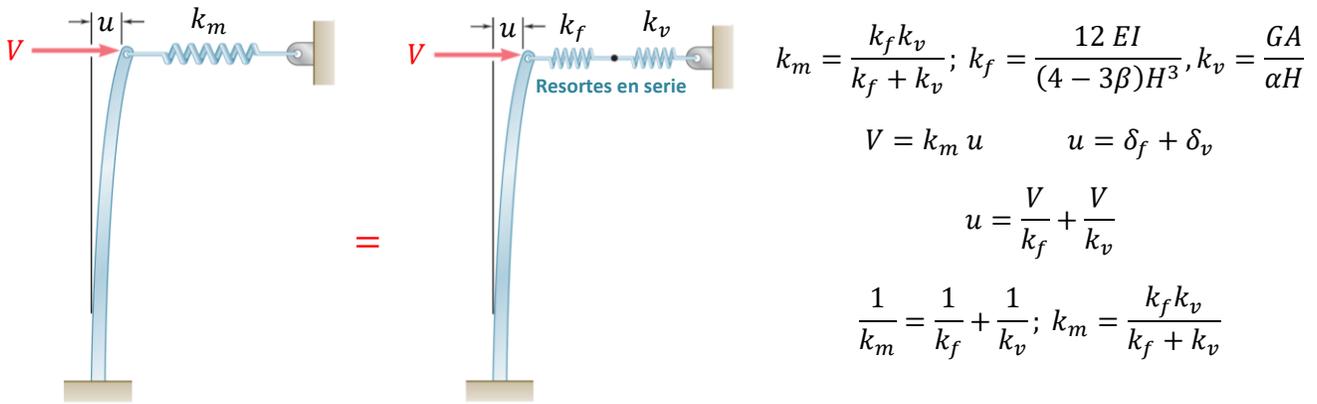
β es un valor que define la condición de frontera del muro

$\beta = 0$ indica que el muro está en voladizo y $\beta = 1$ indica que el muro está totalmente restringido el giro de su extremo superior

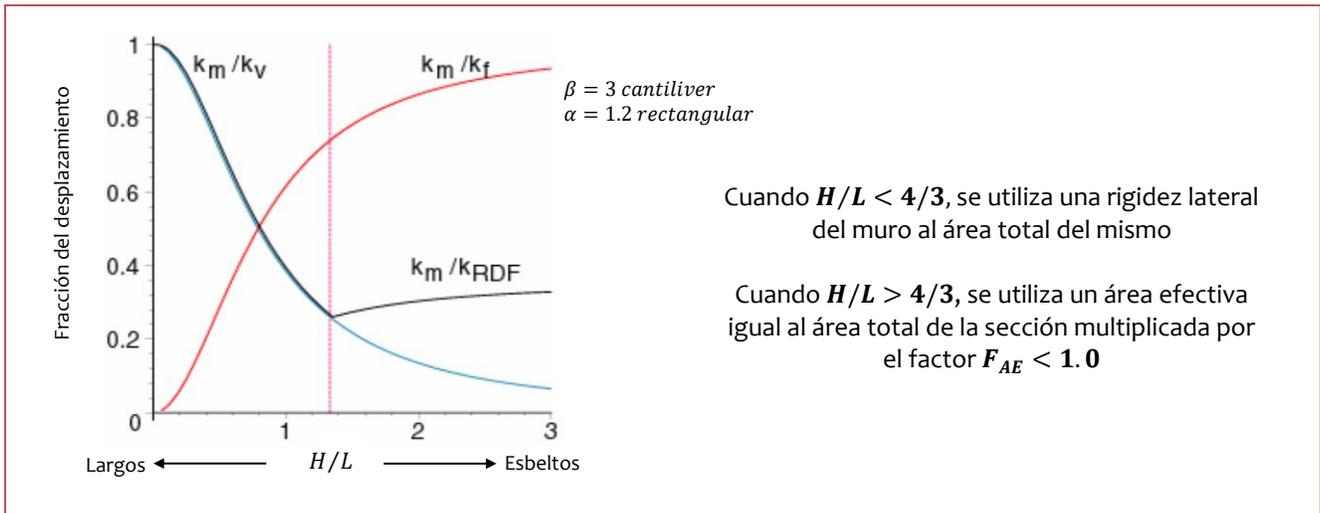


Condiciones de frontera

En el método simplificado se considera que la deformación lateral de los muros está dominada por la deformación a corte, esto es, que la rigidez a flexión es muy grande comparada a la de corte. Conviene separar las rigideces a flexión (k_f) y cortante (k_v). Como la rigidez del elemento está en serie, se tiene el siguiente modelo de resortes:



La inercia de un muro depende de su longitud al cubo mientras que el área sólo crece linealmente con ella. De modo que la rigidez a flexión crece muy rápidamente, los desplazamientos debidos a flexión se reducen en proporción inversa. En la siguiente figura se presenta la contribución del desplazamiento debido a una fuerza lateral debido a flexión y cortante. Las cantidades k_m/k_f y k_m/k_v pueden interpretarse como la fracción del desplazamiento debido a flexión y cortante respectivamente. Estas cantidades dependen de la relación de aspecto H/L , del factor de forma de cortante k y de la relación entre el módulo de cortante y el de elasticidad G/E .



Aunque el método simplificado considera un factor de corrección de la rigidez para los muros esbeltos, la rigidez de estos llega a ser sobreestimada hasta un 300 %. Esto implica que los muros cortos van a tomar mucho más cortante que el teórico mientras que el cortante que toman los muros largos será subestimado. Esto se arregla ajustando el factor F_{AE} para una relación de esbeltez menor y lograr un mayor acercamiento de la rigidez corregida a la real para muros esbeltos. Por otro lado, resulta conservador desde el punto de vista de la resistencia, si se evalúa de manera individual para cada muro, con el cortante último que le corresponde al aplicar el método simplificado.

En estructuras a base de muros con una relación longitud a altura grande, son despreciables las deformaciones a flexión, y la fuerza cortante depende sólo de su rigidez a cortante, igual a:

$$K_i = \frac{A_i G_m}{\alpha H}$$

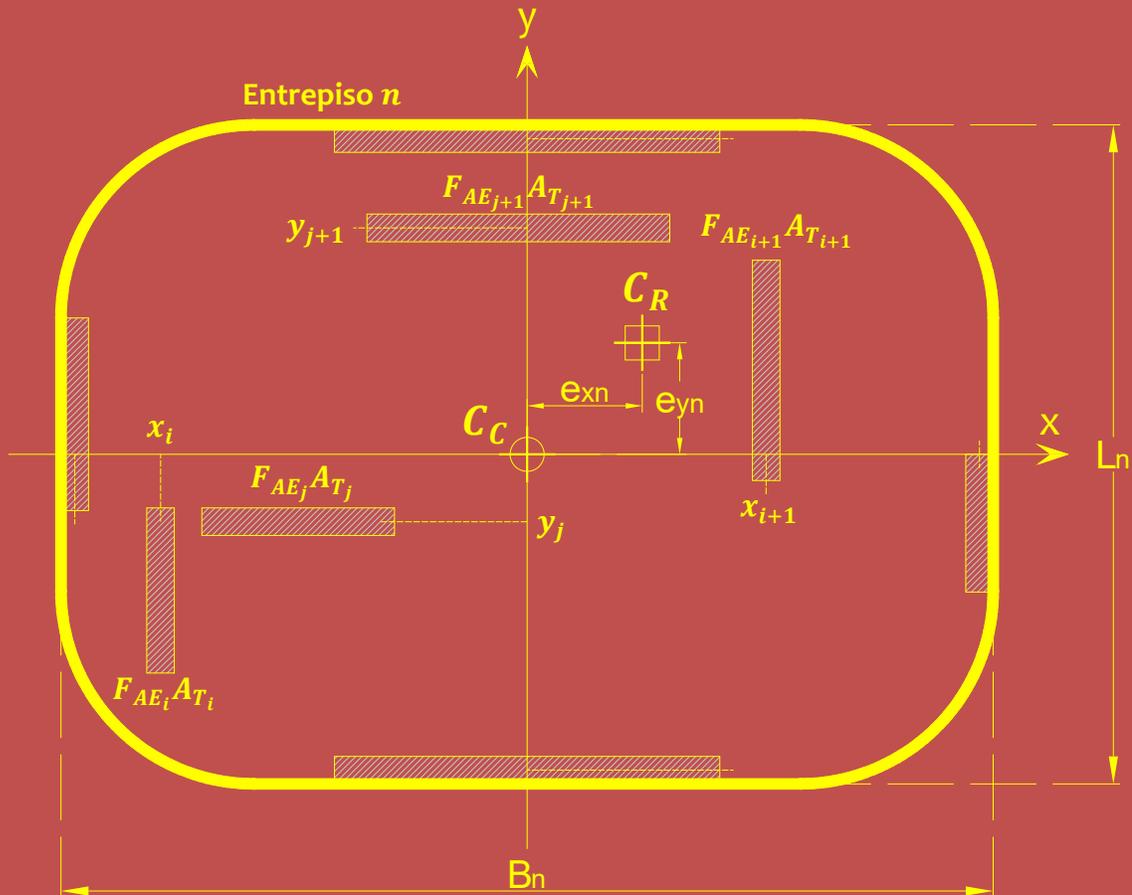
Por lo que, para un edificio que cumple con los requisitos del método simplificado, si todos los muros son del mismo material, G_m , es constante con una misma altura y diferentes áreas transversales, cada uno tomará una fracción de la fuerza cortante total, V_T , igual a:

$$V_i = \frac{A_i}{\sum A_i} V_T$$

2.3.2 Requisitos

Según las especificaciones del MDOC-Sismo 2015, el método simplificado solamente será aplicable al análisis de estructuras “B”, que cumplan simultáneamente los cinco requisitos siguientes:

1. En cada planta, al menos el 75% de las cargas verticales estarán soportadas por muros ligados entre sí mediante losas monolíticas u otros sistemas de piso suficientemente resistentes y rígidos al corte. Dichos muros tendrán distribución sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales y deberán satisfacer las condiciones que establecen las correspondientes a las normas de diseño vigente y construcción de estructuras de mampostería, concreto o madera.



Donde
 b_n es la dimensión menor del entrespiso n
 L_n es la dimensión mayor del entrespiso n
 A_{Ti}, A_{Tj} es el área bruta de la sección transversal del muro i o j según corresponda
 F_{AEi}, F_{AEj} es el factor de área efectiva i o j según corresponda
 e_{x_n}, e_{y_n} son las excentricidades torsionales en el entrespiso n, provocadas por los muros en x y y

Para que la distribución de elementos resistentes pueda considerarse sensiblemente simétrica, la excentricidad torsional en dos direcciones ortogonales, calculada estáticamente, no deberá exceder el 10% de la dimensión en planta del edificio, medida paralelamente a la excentricidad.

$$e_s = \frac{\sum M}{A_T} \leq 0.1 b$$

Donde:
 $\sum M$ es la suma del momento de áreas efectivas de los muros con respecto al centro del cortante
 A_T es el área total de los muros orientados en la dirección de análisis

$$e_{x_n} = \frac{|\sum_{i=1}^k x_i F_{AE_i} A_{T_i}|}{\sum_{i=1}^k F_{AE_i} A_{T_i}} \leq 0.10 B_n \quad e_{y_n} = \frac{|\sum_{i=1}^k y_i F_{AE_i} A_{T_i}|}{\sum_{i=1}^k F_{AE_i} A_{T_i}} \leq 0.10 L_n$$

El área efectiva de los muros es el producto del área bruta de la sección transversal incluyendo castillos y el factor de área efectiva F_{AE} , que para el estado límite de servicio o comportamiento elástico ($Q = 1$) estará dado por las siguientes ecuaciones:

$$F_{AE} = \begin{cases} 1.5 + \frac{h_n}{L} - 1.5 \left(\frac{h_n}{L}\right)^2 & \text{si } \frac{h_n}{L} \leq 1.0 \\ 2.2 - 1.5 \frac{h_n}{L} + 0.3 \left(\frac{h_n}{L}\right)^2 & \text{si } 1.0 < \frac{h_n}{L} \leq 2.5 \end{cases}$$

Y para el estado límite de prevención de colapso ($Q > 1$), F_{AE} estará dado por la siguiente ecuación:

$$F_{AE} = 0.6 + 0.6 \frac{h_n}{L} - 0.3 \left(\frac{h_n}{L}\right)^2 + 0.05 \left(\frac{h_n}{L}\right)^3 \quad \text{si } \frac{h_n}{L} \leq 2.5$$

Donde:

h_n es la altura del entrepiso n
 L es la longitud del muro

Los muros referidos en este párrafo podrán ser de mampostería, concreto reforzado, placa de acero, compuestos de estos dos últimos materiales o de madera. En este último caso estarán arriostrados con diagonales. Sin embargo, cabe señalar que, en la estructura de interés, todos los muros en todos los entrepisos deberán ser de un mismo material.

2. Se deberá garantizar que la distribución de las cargas verticales soportadas por los muros sean colineales con los ejes de la cimentación, en todos los niveles. No se permitirá el uso de este método para sistemas con cimentaciones compensadas.
3. La relación entre longitud y ancho de la planta de la estructura no excederá de 2.0, a menos que, para fines de análisis sísmico, dicha planta se pueda suponer dividida en tramos independientes cuya relación entre longitud y ancho satisfaga esta restricción y la indicada en el inciso 1 y cada tramo resista la fuerza cortante que le corresponde.

$$\frac{L}{b} \leq 2.0$$

4. La relación entre la altura y la dimensión mínima de la base de la estructura no excederá de 1.5 y la altura de la estructura no será mayor de 13 m.

$$\frac{h}{b} \leq 1.5 \quad \text{y} \quad h \leq 13 \text{ m}$$

5. El sistema de piso constituye un diafragma rígido y resistente. Por lo tanto, no podrá utilizar el método simplificado en estructuras cuyo sistema de piso esté compuesto por:

- Madera contrachapeada (triplay) sobre vigas o armaduras de madera.
- Lámina de acero sobre vigas o armaduras de acero.
- Losa plana aligerada con casetones o bloques de espuma de poliestireno de grandes dimensiones (mayores a 60 cm por lado).
- Vigueta de concreto presforzado con bovedillas de espuma de poliestireno de grandes dimensiones.

Se corroboró que si se emplea el F_{AE} correspondiente a edificios con un patrón de agrietamiento asociado al estado límite de prevención de colapso, la excentricidad estática máxima que pudiera permitirse es del 10%, dado que con ello se obtienen estimaciones razonables. Además, para sistemas que se comportan elásticamente, la excentricidad estática máxima que debiera permitirse sería del 5% o menor inclusive. Lo que indicaría que debería considerarse un límite distinto para el estado límite de servicio. Sin embargo, por simplicidad y congruencia, se propone limitar el valor de e_s al 10%, correspondiente al estado límite de prevención de colapso, dado que, para la gran mayoría de las estructuras convencionales, éste último estado límite normalmente regirá el diseño por sismo.

Es por ello que se establece que el límite de la excentricidad no debe exceder el 10% de la dimensión en planta en el sentido que se mida la excentricidad. Para simplificar esta evaluación, se propone un procedimiento sencillo para ubicar el centro de torsión en función de las áreas de los muros. En esta recomendación, la excentricidad es el momento de estas áreas con respecto al centro de cortante, entre el área de los muros en la dirección de análisis.

Dentro de las limitaciones que se fija para que sea aplicable el método simplificado se permite que los muros de carga sean, además de mampostería (para los cuales ha sido desarrollado), también de concreto reforzado, placa de acero, compuestos de estos dos últimos materiales o de madera. Es claro que el F_{AE} para la condición de estado límite de colapso no está calibrado para estos otros materiales, por lo que deberá tomarse como un valor indicativo. Por otra parte, será necesario realizar investigaciones específicas para calibrar F_{AE} adecuados para este tipo de materiales.

La restricción del método simplificado en cuanto a la relación de aspecto de la planta de la estructura parece acotar razonablemente la posible condición de flexibilidad del diafragma para estructuras con losas macizas de concreto reforzado. Sin embargo, esta condición deberá revisarse para otros sistemas de pisos.

El método simplificado permite también el empleo de diafragmas horizontales que no sean losas de concreto reforzado, siempre que tengan suficiente resistencia y rigidez. Esto deberá corroborarse con estudios específicos que estimen, por ejemplo, la rigidez lateral de un tablero tipo del sistema de piso en cuestión, con respecto a la de un tablero análogo con base en una losa de concreto reforzado apoyada perimetralmente.

La restricción en la relación de esbeltez de la estructura parece acotar razonablemente el posible impacto desfavorable de los momentos de volteo, dado que sólo se permite su uso en estructuras prismáticas de poca altura.

Excentricidad de piso

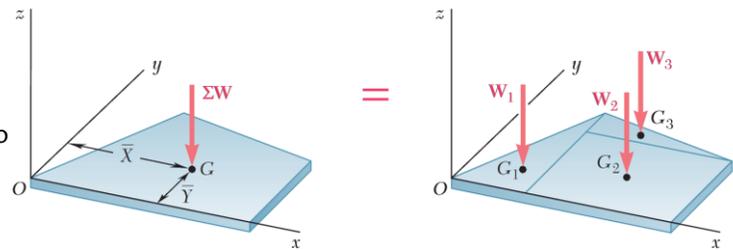
El efecto de torsión en cada entrespacio de una estructura se genera por el momento torsionante debido a la fuerza cortante sísmica multiplicada por la excentricidad estática, e_s , que es considerada como la distancia entre el centro de masas, C_M , y el centro de torsión, C_T . En edificios de varios pisos las fuerzas cortantes son la acumulación de las fuerzas sísmicas arriba del piso considerado. Estas fuerzas no actúan en el C_M , sino en el centro de cortantes, C_C , excepto en el piso superior en donde coincide el C_C con el C_M .

La excentricidad de piso es la distancia entre el centro de masas, C_M , y el centro de torsión, C_T , correspondiente para cada una de la dirección x y y de la estructura, esto es:

$$e_{sx} = x_{C_M} - x_{C_T}; \quad e_{sy} = y_{C_M} - y_{C_T}$$

Las coordenadas x_{C_M} , y_{C_M} del C_M del j -ésimo piso se calculan como:

$$x_{C_M} = \frac{\sum W_i x_i}{\sum W_i}; \quad y_{C_M} = \frac{\sum W_i y_i}{\sum W_i}$$



Donde:
 W_i son las cargas verticales en el piso i
 x_i y y_i son las coordenadas respecto a un punto de referencia

El C_M se define como el centro de gravedad de las cargas verticales y es en éste donde se consideran actúan las fuerzas sísmicas inducidas en una estructura por la acción de un sismo. Si se presenta una distribución uniforme en planta de cargas, el C_M coincidirá con el centroide geométrico del piso

Para calcular las coordenadas x_{C_T} , y y_{C_T} del C_T del piso, se pueden utilizar los cortantes directos. Estos pueden obtenerse al aplicar las fuerzas sísmicas laterales F_{x_j} y F_{y_j} , calculadas con un análisis sísmico estático, en los C_M correspondientes, permitiendo únicamente la traslación pura de los pisos. En caso contrario existe torsión. Así, las coordenadas del C_T del piso se calculan con las siguientes ecuaciones:

$$x_{C_T} = \frac{\sum (Vdy_{i_j} - Vdy_{i_{j-1}}) x_i}{Fy_j}; \quad y_{C_T} = \frac{\sum (Vdx_{i_j} - Vdx_{i_{j-1}}) y_i}{Fx_j};$$

Donde:

Vdy_{i_j} y $Vdy_{i_{j-1}}$ son los cortantes directos del i -ésimo elemento resistente
 x_i y y_i son coordenadas respecto a un punto de referencia de los elementos resistentes

Excentricidad de entrepiso

Es la distancia entre el centro de cortantes, C_C , y el centro de rigideces, C_R , de cada una de las direcciones x y y , respectivamente.

$$e_s = x_{C_C} - x_{C_R}; e_s = y_{C_C} - y_{C_R}$$

Las coordenadas x_{C_C} y y_{C_C} del C_C del j -ésimo entrepiso se calculan como:

$$x_{C_C} = \frac{\sum_{n=j}^N Fy_n x_{C_M}}{Vy_j}; y_{C_C} = \frac{\sum_{n=j}^N Fx_n y_{C_M}}{Vx_j}$$

Donde:

Fx_j y Fy_j son las fuerzas sísmicas laterales aplicadas en C_M
 Vx_j y Vy_j son los cortantes del entrepiso j en las direcciones x y y
 N es el número total de pisos

Las coordenadas x_{C_R} , y_{C_R} del C_R se pueden calcular utilizando los cortantes directos como sigue:

$$x_{C_R} = \frac{\sum (Vdy_i x_i)}{Vy_j}; y_{C_R} = \frac{\sum (Vdx_i y_i)}{Vx_j}$$

O mediante las rigideces de los elementos resistentes como:

$$x_{C_R} = \frac{\sum (k_i x_i)}{\sum k_i}; y_{C_R} = \frac{\sum (k_i y_i)}{\sum k_i}$$

C_M centro de masa

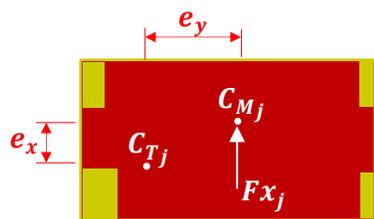
C_T centro de torsión

C_C centro de cortantes

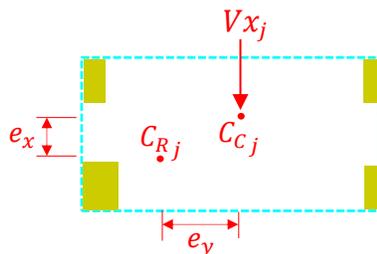
C_R centro de rigideces

Fx_j fuerza lateral actuante del j -ésimo piso

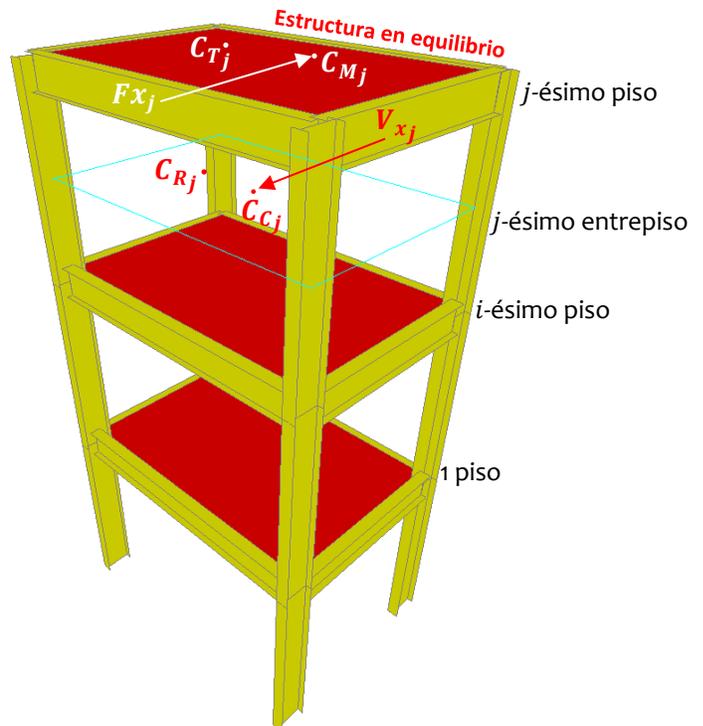
Vx_j cortante actuante del j -ésimo entrepiso



Excentricidad de piso



Excentricidad de entrepiso



2.3.3 Revisión por entrepiso según CFE-2015

Para aplicar este caso se hará caso omiso de los desplazamientos horizontales, momentos torsionantes, momentos de volteo y flexibilidad del diafragma, cumpliendo con los requisitos antes mencionados. Únicamente será necesario verificar que en cada entrepiso la suma de las resistencias al corte de los muros de carga, proyectadas en la dirección en que se considera la aceleración, sea cuando menos igual a la fuerza cortante total que obre en dicho entrepiso, pero empleando coeficientes sísmicos reducidos.

$$\sum_i V_{ri}^j \geq V_u^j$$

Donde:

V_{ri}^j es la resistencia a cortante del muro i en la dirección de análisis del entrepiso j
 V_u^j es la fuerza cortante de diseño del entrepiso j

La verificación se realizará en dos direcciones ortogonales.

Cortante de entrepiso de diseño

Es la fuerza cortante total que actúa en el piso, calculada según el método estático sin estimar T_{e0} , empleando la ordenada espectral máxima normalizada $a \langle T_a, \beta \rangle$, reducida por los factores de sobrerresistencia y ductilidad que se proporcionan en la siguiente tabla, y considerando que $\rho = 1$.

Tipo de muro	$Q' \langle T_e, Q \rangle$	$R \langle T_e, R_0 \rangle$
Usos combinados con marcos dúctiles de concreto reforzado, o de placa de acero, o compuestos con los dos materiales o muros de madera contrachapada	3	2
Muros de carga de mampostería confinada de piezas macizas con refuerzo horizontal o malla	2	
Muros de carga de mampostería confinada de piezas macizas; mampostería de piezas huecas confinada y reforzada horizontalmente o mampostería de piezas huecas confinada y reforzada con malla		
Muros diafragma	1.5	
Muros de carga de mampostería combinada y confinada		
Muros de carga de mampostería de piezas huecas con refuerzo interior, o muros de madera de duela	1.25	
Muros combinados con marcos de concreto reforzado con ductilidad limitada		
Muros de carga de mampostería confinada de bloque huecos de concreto		
Muros de carga de mampostería que no cumplan las especificaciones para mampostería confinada ni para mampostería reforzada interiormente		

Dicha fuerza se calcula como:

$$V_u^j = F_c \sum_{i=N}^j F_i$$

$$F_i = \frac{a \langle T_a, \beta \rangle}{Q' R \rho} W_i h_i \frac{\sum_{i=1}^N W_i}{\sum_{i=1}^N W_i h_i}$$

Donde:

V_u^j es la fuerza cortante de diseño en el entrepiso j

F_i es la fuerza sísmica en el nivel i

h_i es la altura del i -ésimo nivel medida desde la base de la estructura

F_c es un factor de carga igual a 1.1

Resistencia de entrepiso

Hipótesis plástica

Otro argumento que se ha utilizado para justificar el uso de una rigidez proporcional al área es la llamada hipótesis plástica. Esta consiste en considerar que, si el desplazamiento es suficientemente grande para que todos los muros alcancen su resistencia y suponiendo un modelo elastoplástico perfecto, entonces el cortante en cada muro es igual al resistente.

La resistencia se calcula como la suma de las resistencias de los muros en la dirección de análisis. Según las NTC-Mampostería 2017, la resistencia de un muro está dada por la contribución de la mampostería más la contribución del refuerzo horizontal o refuerzo dispuesto en malla.

$$V_r = V_{mR} + V_{sR}$$

La contribución a la resistencia de la mampostería V_{mR} , se calculará con la siguiente ecuación:

$$V_{mR} = F_R[(0.5v'_m A_T + 0.3P) \cdot f] \leq 1.5 F_R v'_m A_T \cdot f$$

Donde:

A_T es el área transversal del muro incluyendo a los castillos
 P es la carga axial, se deberá tomar positiva en compresión y deberá considerar las acciones permanentes, variables con intensidad instantánea, y accidentales que conduzcan al menor valor sin factor de carga. Si la carga axial es de tensión, se despreciará la contribución de la mampostería V_{mR}
 F_R es el factor de resistencia igual a $F_R = 0.7$ para muros confinados

El factor f se determinará como:

$$f = \begin{cases} 1.5 & \text{si } \frac{H}{L} \leq 0.2 \\ 1.0 & \text{si } \frac{H}{L} \geq 1.0 \end{cases}$$

Para los casos intermedios de H/L , se interpolará linealmente.

Método optativo

Este procedimiento sólo podrá utilizarse en el diseño de estructuras Tipo I según las NTC-Mampostería 2017

La fuerza cortante resistente de diseño, V_{mR} , se determinará como sigue:

$$V_{mR} = F_R(0.5v'_m A_T + 0.3P) \leq 1.5 F_R v'_m A_T$$

Para efectos de este análisis, se admite estimar la carga axial del muro como:

$$P = \frac{W}{\sum A_T} \times A_T$$

Si se desprecia el efecto de carga axial, se observa que efectivamente la resistencia a cortante es proporcional al área del muro. Esto supone que la carga axial es pequeña; suposición que es válida en estructuras bajas, de pocos niveles, que no son esbeltas y que tienen una relación de aspecto en planta cercana de 1. Adicionalmente, se asume que todos los muros alcanzarán su resistencia debido a cortante. Esto en general no es cierto para muros esbeltos ($H/L > 4/3$).

2.3.4 Revisión por entrepiso según NTC-Mampostería 2017

Las NTC-Mampostería 2017 mencionan que se verificará que la resistencia a cortante de cada entrepiso, V_{Ri} , calculada para cada una de las dos direcciones ortogonales de análisis, sea mayor que el 80% de la fuerza cortante de diseño en el i -ésimo entrepiso, V_{ui} .

$$V_{Ri} \geq 0.8 V_{ui}$$

Cortante de diseño de entrepiso

La fuerza cortante que actúa en un entrepiso se obtendrá como la suma de las fuerzas sísmicas, F_i , arriba de dicho entrepiso, calculadas de acuerdo con el método estático, multiplicadas por el factor de carga correspondiente.

Resistencia a corte de entrepiso

Para efectos de la revisión, la resistencia a corte de entrepiso en cada dirección de análisis, debe evaluarse como:

$$V_{Ri} = F_R (0.5v'_m + 0.3\sigma_i + \eta\rho_h f_{yh}) \sum A_T \quad \sigma_i \leq 3.33 v'_m$$

Donde:

$\sum A_T$ es la sumatoria de los muros en la dirección de análisis
 σ_i es el esfuerzo normal promedio en los muros del entrepiso i , calculado como el peso total arriba del entrepiso y dividido entre la suma de las áreas transversales de todos los muros del entrepiso

Si el sistema de piso es a base de viguetas y bovedillas con todas las viguetas orientadas en la misma dirección, se calculará un esfuerzo σ_i para cada una de las dos direcciones de análisis como el promedio de los esfuerzos que producen las descargas verticales en los muros paralelos a la dirección correspondiente.

En caso de que parte de la carga sea resistida por columnas, deberá excluirse dicha carga del peso total para el cálculo del esfuerzo promedio.

Para el cálculo, σ_i , no se tomará mayor que $3.33v'_m$ y el producto $\rho_h f_{yh}$ no será mayor que $0.1f_{an}f'_m$ para muros confinados o $0.1f_{nm}f'_m$ para muros reforzados interiormente. Si el producto $\rho_h f_{yh}$ difiere entre los distintos muros del entrepiso en la dirección de análisis considerada, la contribución del refuerzo a la resistencia del entrepiso se calculará muro por muro.

Cuando existan muros de concreto se deberá incluir su resistencia.

2.4 Método de columna ancha

El análisis por cargas laterales de la estructura a base de muros de carga de mampostería se enfrenta también a dificultades para modelar correctamente el complejo arreglo tridimensional formado por los muros, las losas, los dinteles y pretilos. Las herramientas de cómputo actualmente disponibles permiten sin embargo resolver modelos muy refinados de estas estructuras. Los muros pueden modelarse como columnas anchas con el mismo momento de inercia u área de cortante que los muros reales. Estas columnas están acopladas por vigas en el momento de inercia de la losa en un ancho equivalente, el cual deberá sumarse al momento de inercia de pretilos y dinteles. El método dinámico modelando a la mampostería por medio de la columna ancha puede ser un método adecuado para la determinación de las fuerzas, sin embargo, requiere hacer la calibración del modelo a través de una solución conocida. Adicionalmente el método no puede utilizarse de manera generalizada, la uniformidad y simetría de los muros en elevación (aberturas ubicadas en la misma posición en los diferentes niveles) es una condición necesaria.

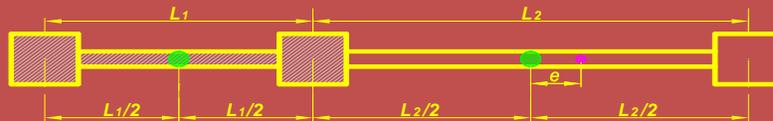
2.4.1 Condiciones de diseño

El método de columna ancha es uno de los métodos de modelación de muros más sencillos de usar, y es bastante preciso con algunas limitaciones.

1. Los muros o segmentos de muro se modelarán con elementos tipo barra que incluyan deformaciones por cortante.

$$\Delta_c = \frac{VH}{AG}$$

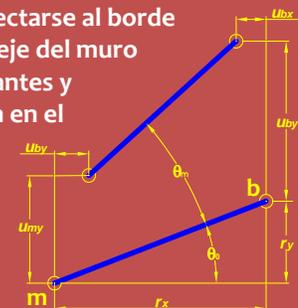
2. La sección transversal del elemento será la sección transversal del muro incluyendo las secciones transformadas de los castillos. La sección transversal de castillos, que sean aledaños a dos o más segmentos de muro que se modelen en forma separada, deberá incluirse, solamente, en uno de esos segmentos.



Por simplicidad, los ejes de las columnas anchas podrán localizarse en el centro del muro o segmento del muro que se modela, siempre que la distancia del centro del muro al centroide de la sección no sea mayor de 15% la longitud del muro.

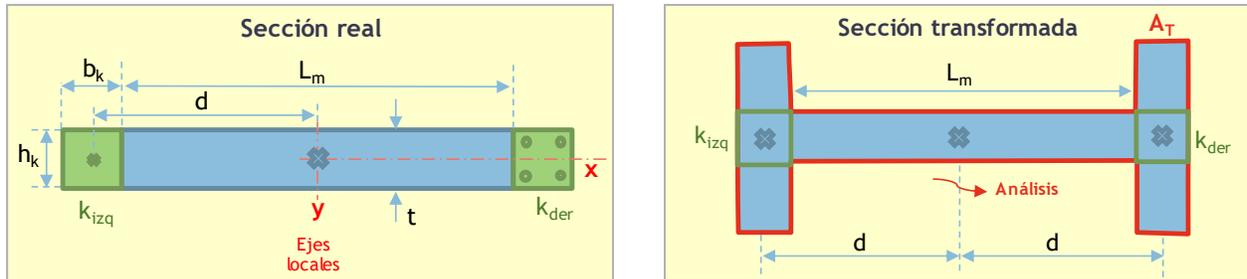
3. Es suficiente localizar el elemento al centro del muro. Esta posición, en general será, diferente al centroide de la sección, en aquellos elementos que incluyan un castillo en uno de sus bordes, pero no en el borde opuesto.
4. Las propiedades de la sección deben ser siempre las centroidales, aun cuando haya diferencias entre el eje centroidal y la posición del eje del muro.
5. Para modelar el ancho del muro de modo que otros elementos puedan conectarse al borde del mismo deben utilizarse elementos rígidos que salen perpendiculares al eje del muro hasta llegar al borde. Este artificio reproduce la hipótesis de sección plana antes y después de deformación y a la vez, permite que elementos que no conectan en el eje del muro, generen los momentos que corresponde.

Para hacer este modelo, en muchos programas comerciales es posible establecer una restricción cinemática un grupo de nudos. La restricción consiste en establecer que el grupo de nudos, en este caso, el nudo sobre el eje de la columna ancha y el nudo extremo de la viga infinitamente rígida, se comportan como si estuvieran unidos por un cuerpo rígido en el plano del elemento.



2.4.2 Propiedades de la sección

En un análisis tridimensional, los programas requieren adicionalmente, de las áreas de cortante en ambas direcciones paralelas a los lados de la sección, la inercia respecto a dos ejes en el plano del muro y la constante de torsión de Saint Venant.



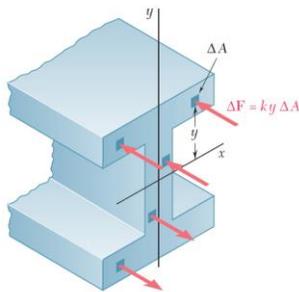
Área transversal

Será el área transversal del muro más el área transformada de los castillos que se estén considerando en la sección del muro. Los castillos deberán incluirse solamente en la sección transversal de un sólo muro (no deben duplicarse en el modelo).

$$A = A_m + 2n A_c$$

Donde:

A_m es el área de la mampostería
 $2 A_c$ es el área de dos castillos
 $n = E_c/E_m$ es la relación modular



Inercia de la sección

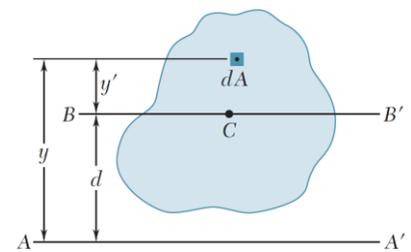
El momento de inercia es una medida de la inercia rotacional de un cuerpo. Cuando un cuerpo gira en torno a uno de los ejes principales de inercia, la inercia se representa como una magnitud vectorial llamada momento de inercia. El momento de inercia refleja la distribución de masa de un cuerpo o de un sistema de partículas en rotación, respecto a un eje de giro. El momento de inercia sólo depende de la geometría del cuerpo y de la posición del eje de giro; pero no depende de las fuerzas que intervienen en el movimiento.

Teorema de los ejes paralelos

Considere el momento de inercia I de un área A con respecto a un eje AA' .

Entonces el momento de inercia es:
$$I = \bar{I} + Ad^2$$

Esta fórmula expresa que el momento de inercia I de un área A con respecto a un eje dado, es igual a la suma del momento de inercia \bar{I} de esa misma área con respecto a un eje centroidal paralelo y el producto Ad^2 , donde d es la distancia entre los dos ejes. El teorema de los ejes paralelos sólo se puede aplicar si uno de los dos ejes involucrados es un eje centroidal.



Respecto al eje perpendicular al plano del muro

La inercia alrededor del eje fuerte será la suma del momento de inercia de la sección de mampostería y el momento de inercia transformado de los castillos considerados en la sección, respecto al eje centroidal de la sección.

$$I_y = I_{m_y} + 2n (I_{c_y} + A_c d^2)$$

Donde:

d es la distancia del centroide del castillo al centroide del muro
 I_{c_y} es el momento de inercia del castillo respecto a su eje transversal
 I_{m_y} es el momento de inercia de la parte de mampostería del muro

Respecto al eje paralelo al plano del muro

Con relación a la inercia respecto al eje débil, se tomará como la inercia de la mampostería más la inercia transformada de los castillos.

$$I_x = I_{m_x} + 2n I_{c_x}$$

Área de cortante

Respecto al eje perpendicular al plano del muro

Deberá tomarse como el área transversal de la mampostería más el área transformada de los castillos y todo dividido entre el factor de forma de cortante de la sección transversal (1.2, para secciones rectangulares).

$$A_{vy} = \frac{(A_m + 2n A_c)}{1.2}$$

Respecto al eje paralelo al plano del muro

El área de cortante de una sección, hecha de un sólo material, suele expresarse en término de un factor de forma:

$$A_{vx} = \frac{A}{k} = \frac{A_m + 2 A_c}{k}$$

Donde:

A es el área trasversal de la sección

k es el factor de forma de la sección siendo 6/5 para secciones rectangulares

Para tomar en cuenta que los castillos son de concreto, se propone la expresión:

$$k = \frac{6}{5} + \frac{6 \alpha (n - 1)}{5 (2 - 2\alpha)}$$

Donde:

$$\alpha = \frac{\sum b_i}{L}$$

$\sum b_i$ es la suma de las longitudes de los castillos

L es la longitud total del muro respecto al eje paralelo al plano del muro

$n = E_c/E_m$ es la relación modular

Alternativamente, se logra suficiente aproximación si se toma como área de cortante el área total del muro incluyendo el área de los castillos sin transformar.

Constante de torsión

La forma aproximada de la constante torsional de Saint Venant es suponer que se trata de una sección abierta de pared delgada, esto es:

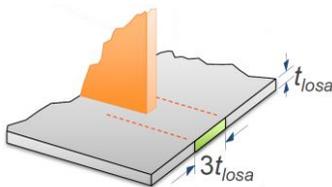
$$J = L t^3/3$$

2.4.3 Modelación

En los análisis se usarán los módulos de elasticidad y de cortante de la mampostería, E_m y G_m , con valores para cargas de corta duración. Los valores deberán reflejar las rigideces axiales y de cortante que se espera obtener de la mampostería en obra. Sólo se consideran como muros estructurales aquellos que inician en un nivel de losa y terminan en el nivel siguiente.

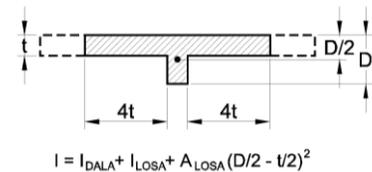
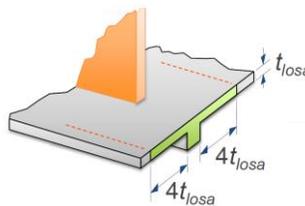
A continuación, se presentan recomendaciones de modelación de algunos casos típicos:

Anchos efectivos de vigas

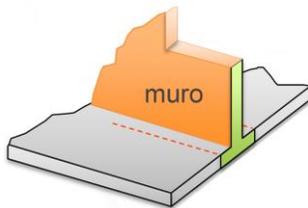


1. Cuando el acoplamiento de muros es a nivel de la losa, ésta debe modelarse poniendo un elemento cuya sección tiene el espesor de la losa, ésta debe modelarse poniendo un elemento cuya sección tiene el espesor de la losa y su ancho es tres veces dicho espesor.

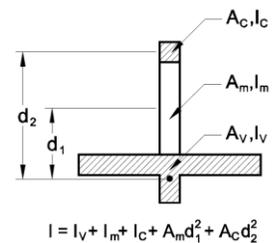
2. Si existe una dala, ésta debe modelarse con un elemento de sección "T" donde el patín tiene un ancho efectivo a $8t + b$, donde t es el espesor de la losa y b el ancho de la dala.



Muros bajo ventanas

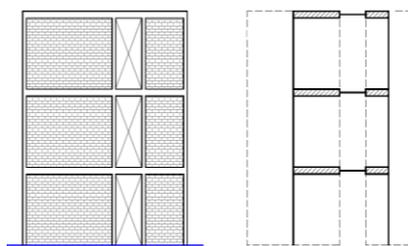


Para el caso de muros que contengan aberturas, éstos podrán modelarse como columnas anchas equivalentes, solamente si el patrón de las aberturas es regular en elevación. En el primer nivel debe modelarse con una columna ancha y elementos rígidos, pero esto últimos deben estar articulados en sus extremos. En los niveles superiores, la sección del muro bajo debe incluirse en la sección de la trabe. Dicha trabe es continua.

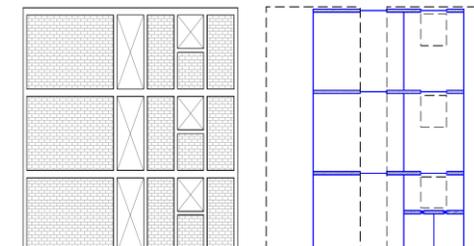


Los momentos de inercia deberán calcularse con respecto al eje centroidal de la sección que se considera.

Si la distribución de aberturas es irregular o compleja en elevación, deberán emplearse métodos más refinados para el modelado de dichos muros



Modelo de columna ancha

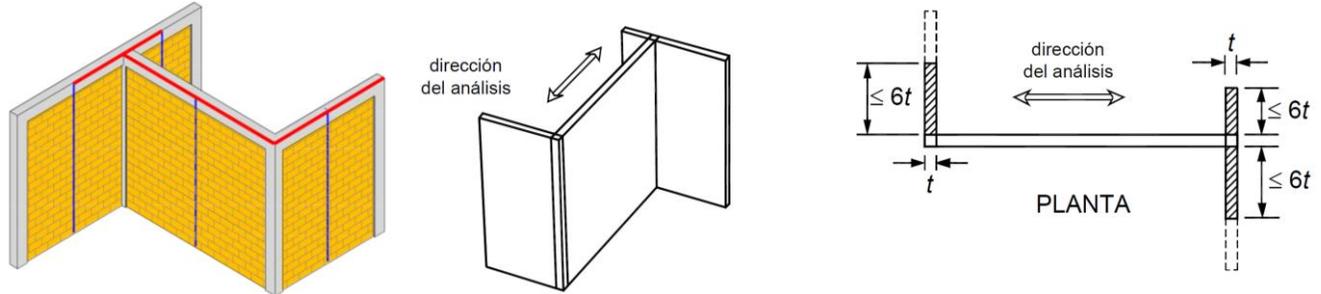


Bajo ventanas

Muros en T o L

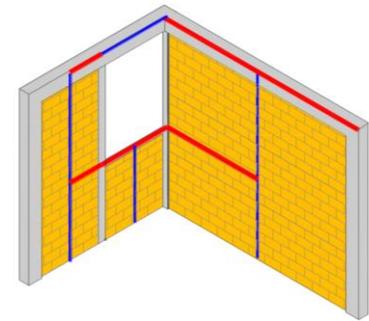
Cuando los análisis eran predominantemente realizados utilizando marcos planos, era necesario tomar en cuenta elementos perpendiculares a la dirección de análisis para estimar la rigidez lateral de muros. Las NTC establecen anchos efectivos de dichos elementos perpendiculares, que deben incluirse en la sección del muro.

Cuando el modelo es tridimensional, los elementos en el sentido perpendicular a la dirección de análisis afectan la rigidez lateral de los muros en el sentido del análisis, por lo que no es necesario tomar en cuenta anchos efectivos. En los modelos en 3D debe tenerse cuidado de no incluir los castillos en más de una sección transversal. En la dirección de análisis paralela al alma, el efecto de poner elementos rígidos que unen a los segmentos del patín con el alma, equivale a incluir toda el área del patín en la sección del muro del alma; esto es contrario a lo anterior que marca las NTC-Mampostería.



Murete en esquina

Se muestra el caso de un muro bajo ventana en esquina. El murete no puede dejarse sin ligar al muro perpendicular, de lo contrario esos elementos suelen generar problemas en el análisis dinámico.



Muros largos

Muros con aberturas

El problema de modelar los muros largos consiste en decidir si es adecuado dividir el muro para modelarlo con dos columnas anchas o más. Si el muro es más bien esbelto al dividirlo se afectará notablemente su rigidez a flexión, si por el contrario, un muro largo se modela con un sólo elemento, los efectos locales en distintas partes del muro, no pueden obtenerse.

Existe una inquietud entre los en cuanto a la validez de modelar los muros largos de dos y tres paneles como una serie de segmentos, con columnas anchas unidos por elementos rígidos, dado que la suma de las inercias de los segmentos es mucho menor que la del muro. Esta preocupación es sólo parcialmente correcta. Al dividir los muros y luego unirlos mediante un elemento rígido se recupera parte de la integridad de la sección.

$$\bar{I} = \frac{tB^3}{12}$$

$$I = 2\bar{I} + 2A d^2 = \frac{1}{4} \frac{tB^3}{12} + \frac{tB^3}{16}$$

← Sólo se desarrolla si los segmentos están acoplados

Muros acoplados

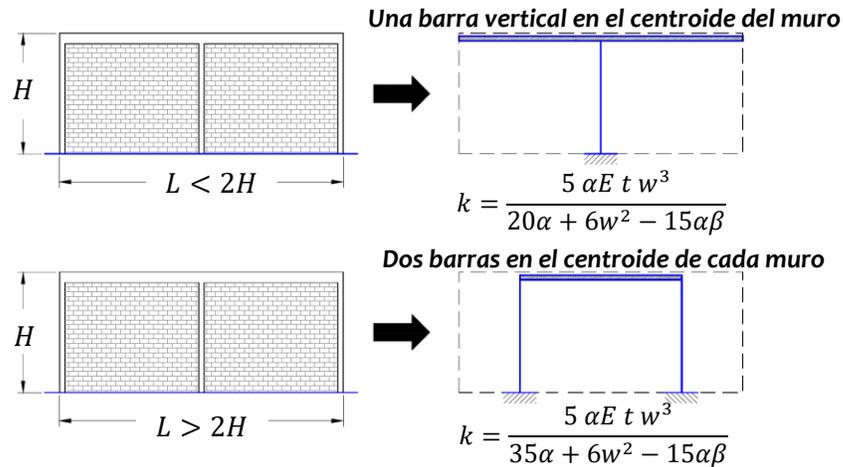
$$Vh = M_1 + M_2 + P \cdot z$$

Muros desacoplados

$$Vh = M_1 + M_2$$

Suma de cortantes en la viga

La rigidez lateral del muro modelado con una y dos barras, considerando deformación por cortante, es:

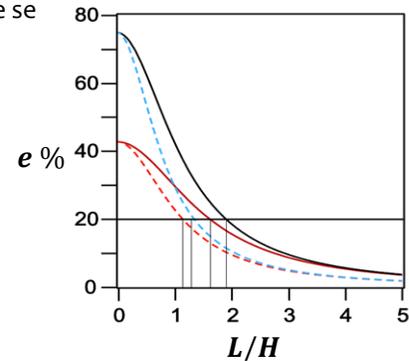


La comparación de ambas rigideces puede hacerse considerando el error que se comete al dividir el muro como se muestra en la siguiente figura:

Aceptando como máximo error por la modelación del 20%, las relaciones de aspecto mínimas a partir de las cuales es aceptable dividir el muro, son las siguientes:

Relación de aspecto mínima requerida para dividir un muro

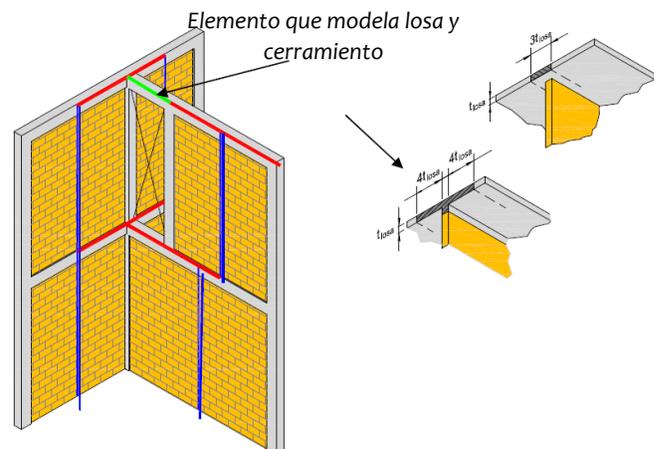
	$G = 0.4 E$	$G = 0.2 E$
Empotrado	1.632	1.155
Articulado	1.915	1.354



Normalmente los muros tendrán una cierta restricción al giro debida principalmente a otros muros en el sentido perpendicular y/o vigas en el plano del muro. Haciendo esta consideración, la recomendación de modelado cuando requiera dividir los muros, porque la carga axial varíe sustancialmente o cuando el tener segmentos permita un diseño más racional, se podrá hacer sin cometer un error significativo si $L/H > 1.4$. El acoplamiento se pierde rápidamente a medida que la barra de acoplamiento es más flexible, hasta el punto en que la barra de acoplamiento esta biarticulada. En ese caso la rigidez lateral sólo depende de las inercias de los segmentos y el término de acoplamiento es cero. La columna ancha que modela al muro de mampostería, teóricamente se debe ubicar en el centroide de su sección transversal por ello en el modelo se deben seleccionar las coordenadas de la retícula más cercanas a dicho centroide. Si en la etapa de diseño se utilizaran las expresiones simplificadas para el cálculo del momento flexionante resistente de un muro, entonces se recomienda que el muro, modelado como columna ancha, se divida en segmentos tales que en cada uno de sus extremos existan barras longitudinales verticales de acero de refuerzo, con la finalidad de que el momento máximo obtenido del análisis se pueda comparar contra el momento flexionante resistente del muro.

Dinteles

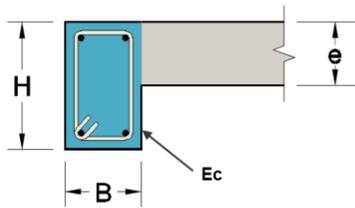
Los dinteles son elementos precolados que se colocan como traveses o bien como cerramiento de los huecos de puertas y ventanas. A pesar de que estos elementos se encuentran ubicados en distintas elevaciones, sólo se colocan aquellos que se encuentran a la altura del entrepiso o de la azotea. Se utiliza en el modelo la sección rectangular del mismo. Pueden tenerse varios casos, en donde la losa de vigueta y bovedilla se apoya directamente sobre el dintel. Otro caso es cuando la losa ya sea de concreto o de vigueta y bovedilla no se apoya directamente sobre el dintel. Para esta variante,



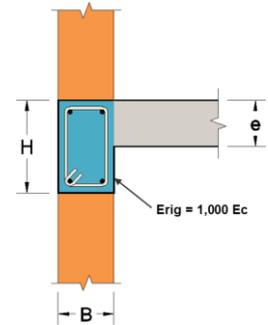
los bloques sobre los que se apoya la losa no aportan rigidez suficiente por lo que se utiliza una sección transversal de peralte igual al del dintel y el módulo de elasticidad del concreto normal.

Sección de trabe infinita

En caso de usar un programa que no tenga este tipo de ayudas, puede definirse una sección transversal de la viga que tenga como peralte la altura de entrepiso y deberá utilizarse un material que tenga un módulo de elasticidad mucho mayor al de la mampostería, por ejemplo, 100 veces mayor. Esta selección de sección y material, garantizarán en general, la simulación de un elemento infinitamente rígido. Se previene al analista de utilizar módulos de elasticidad mucho más grandes, que pueden generar inestabilidad numérica en la matriz de rigideces de la estructura.



Sección de trabe en zona fuera del muro



Sección de trabe en zona de muro

Losas

La estructura se analiza como un modelo tridimensional, en el cual, cada entrepiso se representa por una retícula horizontal con barras ortogonales cuyas dimensiones permitan modelar adecuadamente el sistema de piso y la posición de los muros. Para estructuras con pendientes mayores se debe modelar la inclinación de la losa mediante una retícula inclinada. También pueden ser modeladas con alguna otra metodología, por ejemplo, por medio de diagonales equivalentes que simulen la rigidez horizontal de piso, debiéndose calibrar previamente.

Sección agrietada

Para estructuras de concreto, según NTC-Concreto 2017, cuando se apliquen métodos de análisis lineal, en el cálculo de las rigideces de los miembros estructurales se tomará en cuenta el efecto de agrietamiento. Se admitirá que se cumple con este requisito si las rigideces de los elementos se calculan con el módulo de elasticidad del concreto, E_c , y con los momentos de inercia de la siguiente tabla.

Elemento	Momento de inercia
Vigas y muros agrietados	$0.5I_g$
Columnas agrietadas	$0.7I_g$
Columnas y muros no agrietados	I_g

¿Cuál es el efecto de no modelar los castillos?

Esta es una pregunta válida ya que modelarlos debidamente toma tiempo. De experimentos numéricos realizados con un número limitado de estructuras, se pudo confirmar que no modelar los castillos da como resultado una estructura más flexible y por lo tanto el periodo dominante calculado es mayor al que podría esperarse y los desplazamientos son considerablemente mayores.

Sin embargo, considerando que los castillos se distribuyen en los muros de manera más o menos uniforme, las rigideces relativas de los muros no se alteran considerablemente. Lo anterior implica que el cortante se distribuye en forma similar con o sin castillos. Por otro lado, al aumentar el periodo de la estructura, las fuerzas sísmicas serán mayores dado que, en general, una estructura de mampostería de pocos niveles se encuentra en la parte ascendente del espectro. Todo esto puede resumirse en que el modelo será conservador. No se tiene información disponible suficiente como para establecer, que tanto más conservador.

2.4.4 Calibración del modelo

Cálculo de masas sísmicas

Los pesos o masa sísmicas por nivel son producto de la carga muerta comprendida entre la mitad del piso inferior y la mitad del piso superior, para pisos intermedios, y la mitad del piso inferior más el peso de pretilas y tinacos para el nivel de azotea. El peso o masa debe repartirse equitativamente entre cada uno de los nodos de la retícula del nivel analizado, respetando las concentraciones de carga en las zonas donde éstas se presentan.

Análisis modal espectral

Se realiza un análisis modal espectral en ambas direcciones utilizando los pesos o masas calculados y el espectro de diseño sísmico correspondiente a cada dirección. El espectro de diseño sísmico debe considerar los factores de comportamiento sísmico afectados por irregularidad estructural, en caso de existir.

Dado que las respuestas modales no ocurren simultáneamente, la superposición directa de ellas es una cota superior de la respuesta total de la estructura. Por ello, las respuestas modales S_n , donde S_n puede ser fuerza cortante, desplazamiento lateral, momento de volteo, etc., se combinarán para calcular las respuestas totales S de acuerdo con el criterio probabilista de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados o método SRSS, siempre que los periodos de los modos naturales difieran al menos 10% entre sí, si no es así, deberá utilizarse la combinación cuadrática completa CQC.

$$S = \left(\sum_{n=1}^{N_e} S_n^2 \right)^{1/2}$$

Según el MDOC-Sismo 2015, cuando se tomen en cuenta las excentricidades estáticas sólo será necesario incluir la torsión accidental, con la traslación transversal de los centros de masa o las fuerzas sísmicas de cada nivel por $\pm 0.05b_n$ en cada dirección del análisis. En caso contrario, la influencia de las excentricidades estática y accidental se calculará como se especifica para el análisis estático.

A partir de los cortantes modales, se calcula la fuerza sísmica por nivel F_i , para cada dirección de análisis. Se aplica para cada dirección de análisis un momento de torsión igual a:

$$M_{T_i} = F_i e_i$$

Donde:

e_i es igual a $\pm 0.05b$ (excentricidad accidental)

b es la dimensión máxima en planta, medida perpendicularmente a la dirección de análisis

Cortante basal mínimo

Según el MDOC-Sismo 2015, si con el método dinámico aplicado se encuentra que, en la dirección considerada, la relación V_0/W_T es menor que $0.7a(T_{e0}, \beta)/Q'(T_{e0}, Q)R(T_{e0}, R_o)\rho$, se incrementarán todas las fuerzas de diseño y los desplazamientos laterales correspondientes en una proporción tal que V_0/W_T iguale a este valor. Por lo tanto, la fuerza cortante basal de diseño no puede ser menor que 70% de la que suministraría dicho análisis tomando en cuenta el periodo fundamental de la estructura. Sin embargo, en ningún caso el cortante será menor que:

$$V_0 \geq a'_0 W_T$$

Donde

a'_0 es la aceleración máxima del terreno modificada donde $T_e = 0$
 W_T es el peso total de la construcción, incluyendo cargas muertas y vivas.

2.5 Revisión de estados límite

El objetivo del diseño estructural es lograr un comportamiento satisfactorio en condiciones normales o de operación de la construcción y también ante ciertas acciones accidentales que es de esperarse ocurran diversas veces durante la vida esperada de esta.

Se alcanza un estado límite de comportamiento en una construcción cuando se presenta una combinación de fuerzas, desplazamientos, niveles de fatiga, o varios de ellos, que determina el inicio o la ocurrencia de un modo de comportamiento inaceptable de dicha construcción.

Se consideran como estados límite de servicio aquellas modalidades del comportamiento de una estructura que implican el funcionamiento inapropiado de la construcción, la incomodidad de sus ocupantes, el daño a elementos no estructurales, daños en construcciones vecinas o en las instalaciones de servicio público. Los requisitos de servicio pretenden, además, con frecuencia, proteger contra la posibilidad de que ocurran deformaciones de la estructura que ocasionen efectos significativos de segundo orden; éstos consisten en las fuerzas internas adicionales que se producen por efectos de las cargas externas actuando sobre las deformaciones de la estructura. Aunque los efectos de segundo orden son problemas relacionados con la seguridad, la práctica común es ignorarlos en el análisis al considerar que, si los desplazamientos de la estructura antes las acciones de diseño se mantienen dentro de ciertos límites, los efectos de segundo orden son despreciables.

Los requisitos de servicio en la casi totalidad de los casos es proporcionar a la estructura global y a sus elementos locales, rigidez suficiente para que las deformaciones ante las cargas de diseño se mantengan dentro de límites tolerables. Los casos más comunes que deben comprobarse son las flechas de los elementos horizontales de la estructura (losas y vigas de los sistemas de techo y piso) ante los efectos de cargas gravitacionales y los desplazamientos laterales de una estructura ante los efectos de sismo o viento. Las amplitudes de desplazamientos que son tolerables en un movimiento vibratorio son mucho menores que la que se admiten cuando éste se presenta estáticamente. En losas y sistemas de piso de edificios y puentes resultan más críticas las vibraciones debidas a movimientos irregulares de personas o de vehículos que las deflexiones debidas al efecto estático de las cargas aplicadas. Los desplazamientos laterales en edificios ante sismo o viento son esencialmente vibratorios, aunque en general se trata de movimientos de frecuencias bajas que desde el punto de vista de los desplazamientos tolerables pueden tratarse como estáticos.

Los requisitos de servicio consisten generalmente en el cálculo de las flechas ante ciertos sistemas de carga y en su comparación con desplazamientos admisibles. Las cargas para las cuales se calculan las flechas son generalmente las nominales sin incrementar por factores de carga; estos sistemas de carga se le llama frecuentemente cargas de servicio. El cálculo de las flechas de una estructura se realiza con los procedimientos estándar de análisis, suponiendo comúnmente un comportamiento elástico de la estructura y afectando, si es necesario, los resultados por algún factor correctivo para tomar en cuenta la no linealidad del comportamiento. Éste último es particularmente necesario cuando se quieren determinar las flechas a largo plazo en estructuras de concreto, en las cuales el flujo plástico del material ocasiona que las deformaciones crezcan en el tiempo hasta valores muy superiores a los que se tiene inmediatamente después de la aplicación de la carga.

El margen de error que se tiene en el cálculo de las flechas es mucho mayor que el que puede esperarse en la determinación de las fuerzas internas, ya que los resultados son muchos más sensibles a las hipótesis que deben hacerse acerca de las propiedades geométricas de los elementos y propiedades mecánicas de los materiales.

Se alcanza un estado límite de comportamiento en una construcción cuando se presenta una combinación de fuerzas, desplazamientos, niveles de fatiga, o varios de ellos, que determina el inicio o la ocurrencia de un modo de comportamiento inaceptable de dicha construcción. Tales estados límite se clasifican en dos grupos: *estados límite de falla* y *estados límite de servicio*. Los primeros implican la ocurrencia de daños económicos o la presentación de condiciones que impiden el desarrollo adecuado de las funciones para las que se haya proyectado la construcción. Los segundos incluyen modos de comportamiento que ponen en peligro la estabilidad de la construcción o una parte de ella, o su capacidad para resistir nuevas aplicaciones de carga.

2.5.1 Revisión de desplazamientos horizontales

La distorsión de entrepiso se define como la diferencia entre los desplazamientos laterales de los pisos consecutivos que lo delimitan dividida entre la diferencia de elevaciones correspondiente. Para efectos de revisión, los desplazamientos laterales se obtienen del análisis realizado con las fuerzas sísmicas de diseño, y deberá considerarse la mayor distorsión de las que se calculan para cada elemento o subsistema vertical contenido en el entrepiso (marcos, muros o cualquier otro elemento vertical).

$$\gamma = \frac{\delta_2 - \delta_1}{H_2 - H_1}$$

Desplazamientos horizontales para límite de servicio

Según el MDOC-Sismo 2015, se revisará que la rigidez lateral de la estructura sea suficiente para cumplir:

Las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos debidos a las fuerzas cortantes horizontales, calculadas con alguno de los métodos de análisis sísmico para las ordenadas espectrales del estado límite de servicio, no excederán 0.002 veces las diferencias de elevaciones correspondientes, salvo que no haya elementos incapaces de soportar deformaciones apreciables, como los muros de mampostería, o estos estén separados de la estructura principal de manera que no sufran daños. En este caso, el límite será de 0.004.

$\gamma \leq 0.002$	$\gamma \leq 0.004$
Elementos incapaces de soportar deformaciones apreciables	Elementos capaces de soportar deformaciones apreciables

En la revisión de este estado límite no se considerará la importancia de la estructura. El cálculo de deformaciones laterales podrá omitirse cuando se aplique el método simplificado de análisis sísmico.

Desplazamientos horizontales para seguridad contra colapso

Según el MDOC-Sismo 2015, se revisará que la rigidez lateral de la estructura sea suficiente para cumplir:

Las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos producidos por las fuerzas cortantes sísmicas de entrepiso, calculadas para las ordenadas espectrales modificadas, multiplicadas por el factor $QR\rho$ y divididas por la diferencia de elevaciones correspondiente, no excederá de 0.006 para muros de carga de mampostería confinada de piezas macizas o 0.015 para marcos de concreto reforzado con ductilidad limitada.

$\gamma \leq 0.006$
Para un sistema estructural a base de muros de carga de mampostería confinada de piezas macizas
$\gamma \leq 0.015$
Para marcos de concreto reforzado con ductilidad limitada

En la revisión de este estado límite se tomará en cuenta la importancia de la estructura. El cálculo de deformaciones laterales podrá omitirse cuando se aplique el método simplificado de análisis sísmico.

Separación de edificios

Según el MDOC-Sismo 2015, toda edificación deberá separarse de sus linderos con los predios vecinos una distancia no menor de 5 cm, ni menor que el desplazamiento lateral calculado para el nivel de que se trate, determinado con el análisis estructural para la revisión de la seguridad contra colapso, aumentado en 0.001 o 0.003 veces la altura del nivel sobre el desplante para terrenos tipo II y III, respectivamente. Si se emplea el método simplificado de análisis sísmico, la separación mencionada no será, en ningún nivel, menor de 5 cm ni menor de la altura del nivel sobre el desplante multiplicada por 0.002, 0.004 o 0.006, para terrenos tipo I, II y III, respectivamente. En caso de que en un predio adyacente se encuentre una construcción que esté separada del lindero una distancia menor que la antes especificada, deberá dejarse en la nueva construcción una distancia tal que la separación entre las dos construcciones no sea menor que la suma de las requeridas para cada una.

La separación entre cuerpos de un mismo edificio será cuando menos igual a la suma de las que corresponde a cada uno, de acuerdo con los párrafos anteriores. Podrá dejarse una separación igual a la mitad de dicha suma si los dos cuerpos tienen la misma altura y estructuración y, además, las losas coinciden a las mismas alturas y no rebasen en ningún nivel los paños exteriores de los elementos estructurales ubicados en la fachada colindante del edificio. En los planos arquitectónicos y estructurales se anotarán las separaciones que deben dejarse en los linderos y entre cuerpos de un mismo edificio. Los edificios entre edificaciones colindantes y entre cuerpos de un mismo edificio deben quedar libre de todo material, condición que debe garantizarse al término de la construcción. Para garantizar que no se obstruya la separación deberán usarse tapajuntas que permitan los desplazamientos relativos, tanto en su plano como perpendicular a él. Los tapajuntas deberán revisarse cada 5 años o después de la concurrencia de un sismo importante, y recibir el mantenimiento adecuado.

2.5.2 Revisión de desplazamientos verticales

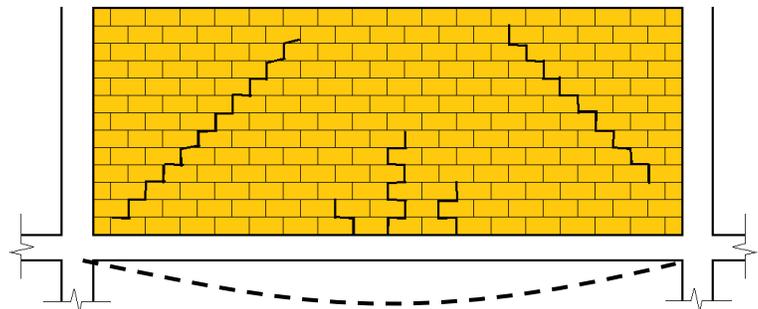
Según las NTC-Acciones 2017, en edificaciones comunes sujetas a acciones permanentes o variables, la condición del estado límite de servicio en términos de desplazamientos se cumplirá si no se exceden los valores siguientes:

<i>Centro de traves</i>	Un desplazamiento vertical en que se incluyen efectos a largo plazo, igual a:	$\frac{L}{240}$
<i>Miembros en los cuales sus desplazamientos afecten a elementos no estructurales</i>	Un desplazamiento vertical, medido después de colocar los elementos no estructurales, igual a:	$\frac{L}{480}$

Para elementos en voladizo los límites anteriores se duplicarán

El desplazamiento vertical se refiere esencialmente a las deflexiones de los elementos horizontales (losas y vigas) bajo el efecto de las cargas verticales (carga muerta y carga viva). El límite se establece en función del claro, el cual obedece esencialmente a evitar vibraciones excesivas y a razones de aspecto. Para las deflexiones verticales se establece un límite de cerca de la mitad cuando puedan afectarse elementos no estructurales frágiles. El caso más representativo es el de una viga o una losa sobre la que se está colocado un muro divisorio de mampostería. Por la

baja resistencia a tensión de la mampostería, los muros se agrietan por pequeños hundimientos de su base que provocan la aparición de tensiones debidas a flexión o a cortante en su plano. Para este caso, se refiere a la deflexión que ocurre después de que se coloquen los elementos no estructurales, ya que las deformaciones que se presentan con anterioridad no causan problemas en ellos. Por ejemplo, para una viga que soporta un muro de mampostería, deberán descontarse las deflexiones iniciales debidas al peso propio del sistema de piso.



Agrietamiento típico en un muro divisorio por deflexión excesiva

Con la revisión de los estados límite de servicio, se trata de lograr que el funcionamiento de la estructura en las condiciones en que da servicio sea satisfactorio. En estructuras de concreto esta revisión incluye deformaciones, agrietamiento y, en algunos casos, vibraciones.

En el método de análisis de diseño por esfuerzos de trabajo o método elástico que se empleaba, los elementos estructurales se proporcionaban para una carga de servicio alta a lo largo del miembro, por lo cual se obtenían secciones más robustas y mayor resistencia que la del método plástico. Actualmente el conocimiento de los materiales ha dado como resultado la aplicación de factores de cargas menores y una reserva de resistencia más reducida, diseñando elementos más esbeltos y eficientes en los que las deflexiones constituyen un criterio de control más importante.

El cálculo de deflexiones tiene dos aspectos. Por un lado, es necesario calcular las deflexiones de miembros estructurales bajo cargas y condiciones ambientales conocidas; por otro, deben establecerse criterios sobre límites aceptables de deflexiones. Las principales variables para el cálculo de deflexiones, según se deduce de la descripción del comportamiento, son las siguientes:

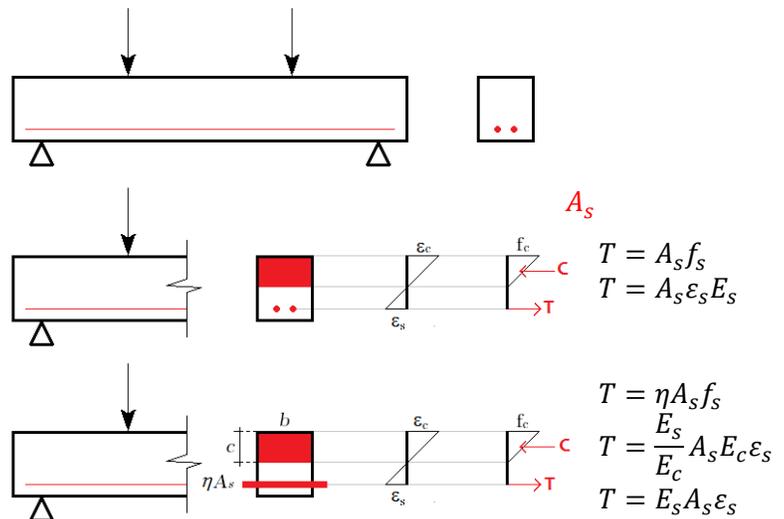
- Resistencia a la tensión del concreto.* A mayor resistencia, menores deflexiones, porque es mayor la zona que no tiene grietas y es mayor la contribución al momento resistente del concreto a tensión.
- Módulo de elasticidad del concreto.* A mayor módulo, menores deflexiones, porque las deformaciones unitarias y por consiguientes, las curvaturas, son menores.
- Porcentaje de refuerzo a tensión.* A menor porcentaje, mayores deflexiones, porque los esfuerzos y deformaciones unitarias en el concreto y en el acero son mayores.
- Agrietamiento del elemento.* A mayor agrietamiento, mayores deflexiones porque los picos de curvaturas son mayores.

Las dimensiones de elementos de concreto reforzado deben ser tales que las deflexiones que puedan sufrir bajo condiciones de servicio o trabajo se mantengan dentro de los límites.

Si poco después que empieza a actuar la carga muerta sobre la viga al retirar su apuntalamiento, se construye sobre ella muros divisorios no estructurales, las flechas de la viga que pueden dañar a los muros divisorios son las deflexiones inmediatas y diferidas que ocurren después, esto es, descontando las deflexiones inmediatas debidas a carga muerta.

Sección transformada

El concepto de sección transformada suele usarse en la actualidad para calcular algunas propiedades geométricas de una sección, como la profundidad del eje neutro y el momento de inercia de secciones de vigas sujetas a cargas de servicio. Estas propiedades geométricas se requieren para el cálculo de esfuerzos, agrietamiento y deflexiones. La sección transformada se utilizó en el método de diseño por teoría elástica, para reducir el problema de una sección compuesta de dos materiales (concreto y acero) al de una sección homogénea (generalmente de concreto).

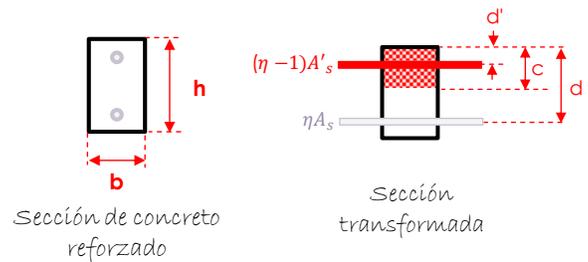


Para obtener la sección transformada de una viga, se sustituye el área de concreto que se determina multiplicando el área de acero por la relación entre el módulo de elasticidad del acero y el del concreto, η , llamada relación modular. El artificio de la sección transformada puede emplearse para calcular la profundidad del eje neutro, c , necesario para obtener la inercia agrietada. Para ello se calcula la posición del centroide de la sección transformada, igualando el momento de primer orden del área de concreto a compresión con el momento de primer orden del área de acero transformada.

En vigas rectangulares doblemente armadas, la profundidad del eje neutro se despeja de la siguiente expresión cuadrática, donde la raíz positiva es el valor de c .

$$\left(\frac{b}{2}\right)c^2 + [\eta A_s + (\eta - 1)A'_s]c - [\eta A_s d + (\eta - 1)A'_s d'] = 0$$

En este caso se sustituye tanto el refuerzo de tensión como el de compresión por áreas transformadas, y para tener en cuenta el área de concreto desplazado por las varillas de compresión, se emplea el término $(\eta - 1)A'_s$ en lugar de $\eta A'_s$, pues si se empleará este término, se estaría considerando dos veces el área ocupada por las varillas en la zona de compresión.



El momento de inercia de la sección agrietada para vigas doblemente armadas se puede calcular a partir de la siguiente expresión:

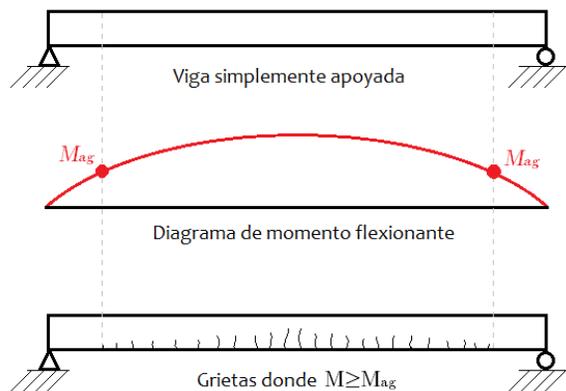
$$I_{ag} = \frac{bc^3}{3} + \eta A_s (d - c)^2 + (\eta - 1)A'_s (c - d')^2$$

Deflexiones en elementos no presforzados

La deflexión total será la suma de la inmediata más la diferida:

$$\delta_T = \delta_{inm} + d_{dif}$$

Deflexiones inmediatas



Las deflexiones que ocurren inmediatamente al aplicar la carga se calcularán con los métodos o fórmulas usuales para determinar deflexiones elásticas. A menos que se utilice un análisis más racional o que se disponga de datos experimentales, las deflexiones de elementos de concreto de peso normal se calcularán con un módulo de elasticidad y con el momento de inercia efectivo, I_e calculado con la ecuación:

$$I_e = \left(\frac{M_{ag}}{M_{m\acute{a}x}}\right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{ag}}{M_{m\acute{a}x}}\right)^3\right] I_{ag}$$

$$M_{ag} = \frac{\bar{f}_f I_g}{h_2}$$

Donde:

M_{ag} es el momento de agrietamiento

h_2 distancia entre el eje neutro y la fibra más esforzada a tensión

I_g es la inercia de la sección sin considerar el acero

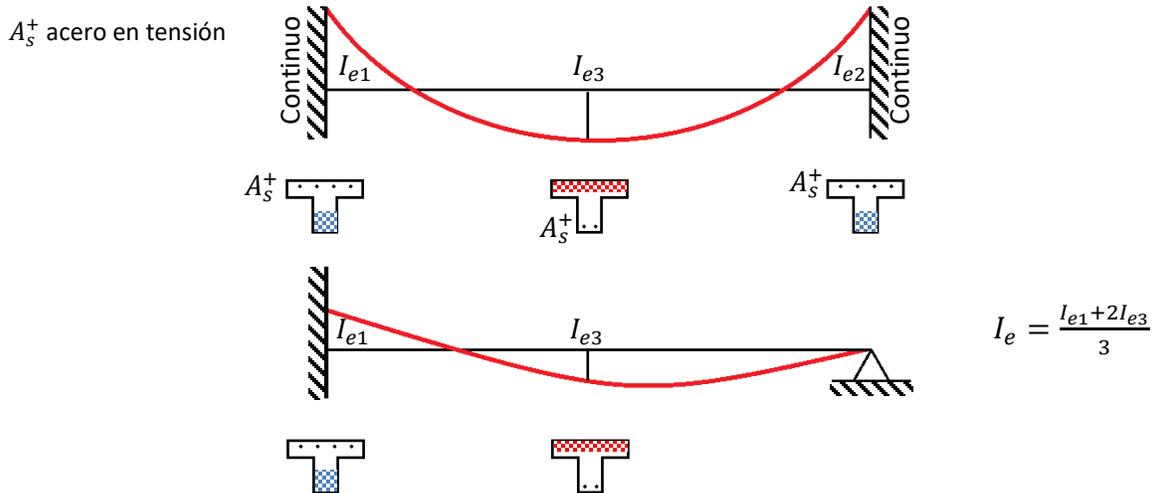
En forma opcional, y como simplificación de la estimación anterior, se puede emplear el momento de inercia de la sección transformada agrietada considerando el refuerzo, I_{ag} , en vez del momento de inercia efectivo.

Mediante el uso del momento de inercia efectivo, I_e , se pretende proporcionar una transición entre I_g e I_{ag} en función del agrietamiento reflejado por la relación $M_{ag}/M_{m\acute{a}x}$.

En claros continuos, el momento de inercia que se utilice será un valor promedio calculado de la forma siguiente:

$$I_e = \frac{I_{e1} + I_{e2} + 2I_{e3}}{4}$$

Donde:
 I_{e1} e I_{e2} son los momentos de inercia efectiva de las secciones extremas del claro e I_{e3} el de la sección central. Si el claro sólo es continuo en un extremo el momento de inercia correspondiente al extremo discontinuo se supondrá igual a cero y en la anterior ecuación el denominador será igual a 3.



El estado de agrietamiento corresponderá al de la carga máxima que haya sido aplicada.

Si se conoce el estado de deformaciones unitarias en una sección transversal es posible calcular la curvatura en esa sección dividiendo la deformación unitaria en la fibra más alejada, ϵ , entre la profundidad del eje neutro, c , siempre que se acepte una distribución lineal de formaciones unitarias a lo largo del peralte (rango elástico).

Deflexiones diferidas

Si una viga se deja bajo carga sostenida durante un largo tiempo, se observa que se forman nuevas grietas, se abren más las grietas existentes y las deflexiones aumentan hasta duplicar o triplicar su magnitud.

A no ser que se utilice un análisis más preciso, la deflexión adicional que ocurra a largo plazo en miembros de concreto normal clase 1, sujetos a flexión, se obtendrá multiplicando la flecha inmediata, calculada con el momento de inercia efectivo para la carga muerta y la porción de la carga viva que actúa en forma permanente por el factor:

$$\lambda = \frac{2}{1 + 50 \rho'}$$

Donde:
 ρ' es la cuantía de acero a compresión (A'_s/bd)

En elementos continuos se usará un promedio de ρ' calculado con el mismo criterio aplicado para determinar el momento de inercia. Para elementos de concreto normal clase 2, el numerador será igual a 4.

El incremento que con el trascurso del tiempo experimentan las deflexiones se debe esencialmente al flujo plástico del concreto causado por compresiones debidas a flexión; el refuerzo de compresión restringe estas deformaciones, de aquí que la magnitud de la deflexión diferida dependa de la cuantía en compresión.

Puesto que las cargas vivas no están presentes todo el tiempo sólo se consideran como cargas sostenidas a una parte de la carga viva sumada a la carga muerta. Se supone que la carga viva para calcular las deflexiones diferidas está obtenida con la intensidad media de la carga viva.

2.6 Elementos mecánicos

Las fuerzas internas se determinan efectuando el análisis de la estructura sujeta a las distintas combinaciones de acciones que tengan una probabilidad no despreciable de ocurrir simultáneamente. Por ejemplo, se deberá efectuar el análisis estructural bajo carga muerta y viva, o bajo carga muerta, viva y sismo simultáneamente, para determinar cuál es la combinación más desfavorable.

Fuerzas de diseño

Losas de entrepiso y azotea

Las losas de entrepiso y azotea se diseñan para la combinación de carga vertical máxima.

Trabes y dinteles

Para el diseño de las trabes y dinteles, es necesario realizar un análisis individual considerando el área tributaria y los posibles muros que se apoyen sobre ellas. Los elementos mecánicos resultantes del análisis no deben ser tomados para diseñar estos elementos, debido a que el modelado de las vigas ficticias de gran rigidez que se consideraron, puede introducir errores en los elementos mecánicos.

Muros de mampostería y columnas de concreto

Los muros estructurales de mampostería y las columnas de concreto deben diseñarse para las combinaciones de carga vertical máxima y carga accidental.

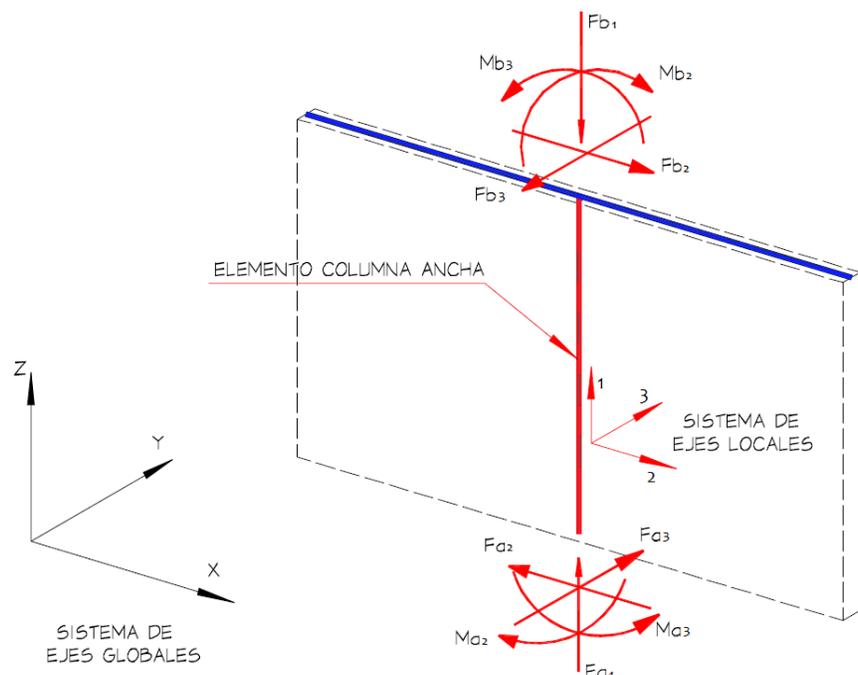
En la etapa de diseño de los muros de mampostería por carga axial, carga lateral y momento de volteo, teóricamente no debe aceptarse que algún muro no alcance la resistencia requerida. Al respecto, es posible aceptar sólo en casos aislados y a criterio del diseñador, que los elementos mecánicos máximos resultantes de las combinaciones de carga de diseño excedan la capacidad resistente de los muros hasta en un 10%.

2.6.1 Muros y columnas

El programa SAP2000 realiza un análisis tridimensional.

Al realizar el cálculo de fuerzas sísmicas, la estructura se mueve en una infinidad de posiciones. Cada posición conlleva una carga sísmica. Por esta razón el software de análisis estructural muestra como resultados las máximas y mínimas fuerzas.

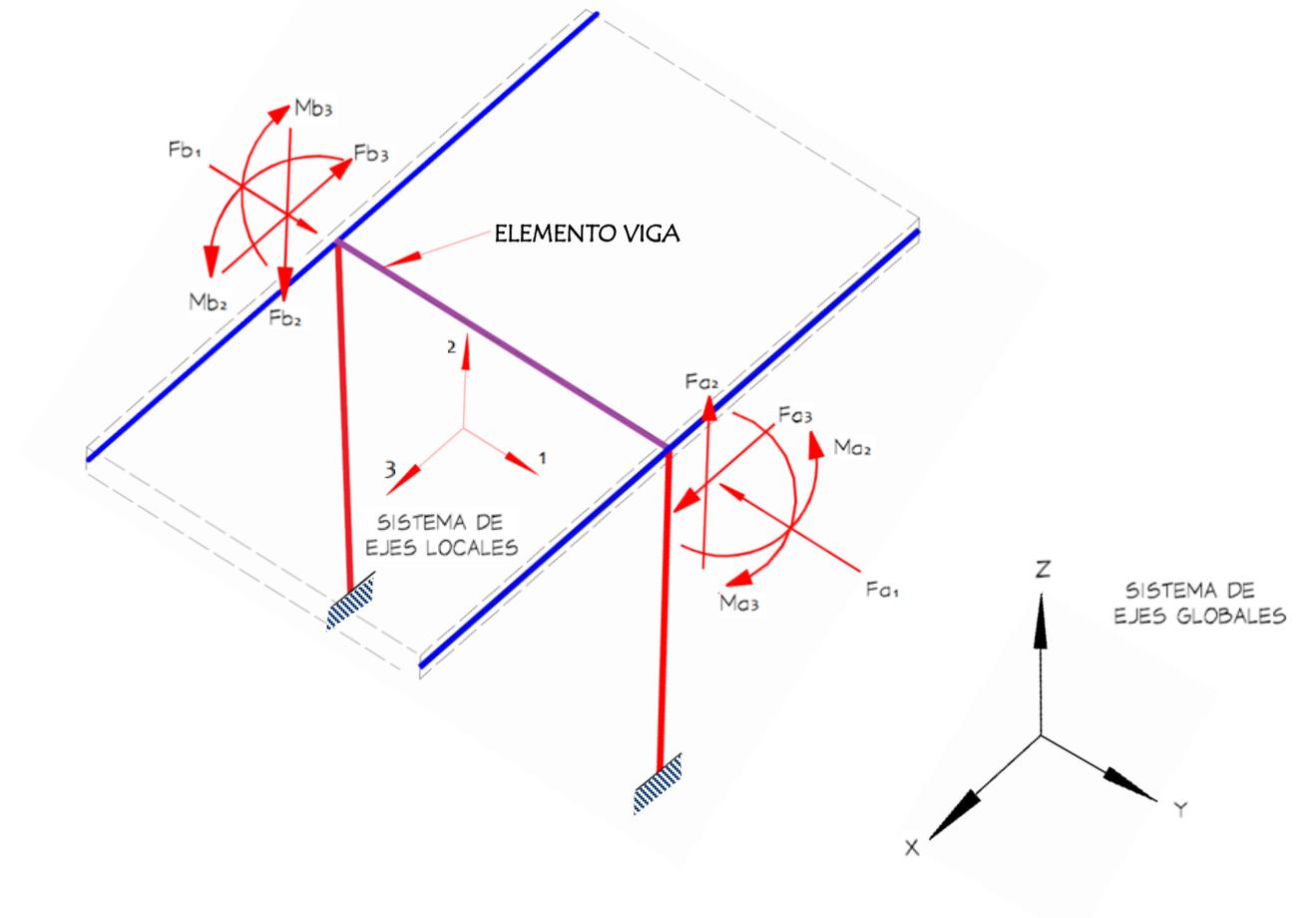
Los muros que están referidos al eje x deberán estar girados al eje 2 del sistema local.



2.6.2 Vigas y cerramientos

Momento flexionante y cortante

Se realiza una envolvente para el diseño de vigas ya que muestra todos los resultados debido a las combinaciones.



Los momentos obtenidos del análisis serán los máximos absolutos, ya que puede haber momento positivo y negativo a lo largo de la sección, por lo cual se diseñará con el valor más desfavorable para calcular el acero en ambos lechos.

2.7 Resumen de los resultados

ANÁLISIS DE CARGAS

Para diseño sísmico, la estructura será analizada a través del Reglamento de Construcción del estado de Tlaxcala y del MDOC-2015. Sin embargo, debido a la diferencia entre carga vivas entre los reglamentos de la Ciudad de México y Tlaxcala, se analizará la estructura para dos patrones de carga viva.

- **Análisis de carga viva**

Según las cargas unitarias reglamentarias serán:

Destino de piso o cubierta	NTC-CDMX (kg/m ²)			NTC-TLAX (kg/m ²)		
	W	W _a	W _m	W	W _a	W _m
Habitación (casa – habitación, dormitorios)	80	100	190	70	90	170
Azoteas con pendiente menor de 5%	15	70	100	15	70	100
Azoteas con pendiente mayor de 5%; otras cubiertas, cualquier pendiente	5	20	40	5	20	40
Volados en vía pública (marquesinas, balcones y similares)	15	70	300	15	70	300

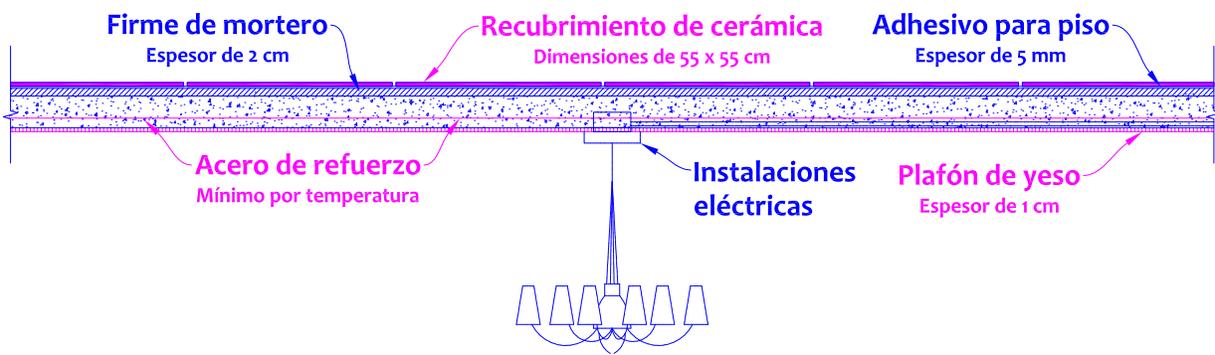
- **Análisis de carga muerta**

1. Planta tipo

A continuación, se presenta el análisis de carga muerta del sistema de piso sin incluir el peso propio de la losa y cargas reglamentarias por firme.

	Espesor (cm)	Peso volumétrico (T/m ³)	Peso total (T/m ²)
Capa de mortero de cemento y arena	2	2.1	0.042
Relleno de tezontle para baño	10	1.25	0.125
Recubrimiento de piso de cerámico			0.020
Adhesivo para piso cerámico			0.006
Plafón de yeso	1	1.5	0.015
Instalaciones			0.010
Muros divisorios			0.063

Se propuso que los pisos en planta tipo tenían un acabado de piso cerámico con tamaño nominal de 55 x 55 cm y espesor de 10 mm, pegado con adhesivo. Según el fabricante para un saco de 20 kg de pegazulejo, se necesitan 5 litros de agua para rendir 4 m². Por lo tanto, el peso del adhesivo se estima en 6 kg/m². Debajo del pegamento hay un firme de mortero de 2 cm. En el lecho inferior de la losa se especifica un plafón de yeso de 1 cm de espesor para dar un mejor acabado. El peso de las instalaciones que se alojan en el sistema de piso se estima en 10 kg/m².



Tabique de barro
0.25 0.06

Aplanado de yeso
Espesor de 10 mm
0.13

Peso de muro divisorio

¿Cuánto pesan las piezas de barro recocido?

Como el peso volumétrico es de 1.5 T/m³ y el espesor de la mampostería es de 6 cm, la carga del elemento por metro cuadrado es de 0.09 T/m²

¿Cuánto pesa el recubrimiento?

Para ambos recubrimientos su carga se obtendrá de multiplicar sus espesores por sus pesos volumétricos.

¿Cuál es el peso total por unidad de área del muro divisorio?

$$w_m = 0.09 + (0.02 \times 1.5) = 0.12 \text{ T/m}^2$$

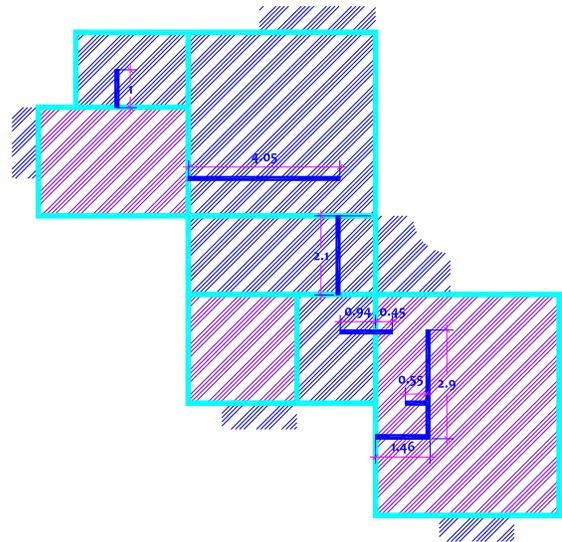
Muros divisorios en losas de PB

Las separaciones entre las diferentes áreas de habitación de primer piso se indican con paredes de mampostería de barro.

En promedio estas paredes tienen un peso por unidad de área de 0.12 T/m². Para una distribución de muros divisorios más desfavorable se obtuvieron que hay 5.36 metros lineales de muros de mampostería en el tablero VII cuya área es de 28.91 m², por lo tanto, hay 0.185 metros lineales de paredes divisorias por cada m² de losa. Entonces el peso será el que resulte del producto de la altura libre de entrepiso que es de 2.8 m en promedio, por la longitud de muros estimada y por el peso estimado del muro:

$$w = 2.8 \text{ m} \times 0.185 \text{ m/m}^2 \times 120 \text{ kg/m}^2$$

$$w = 63 \text{ kg/m}^2$$

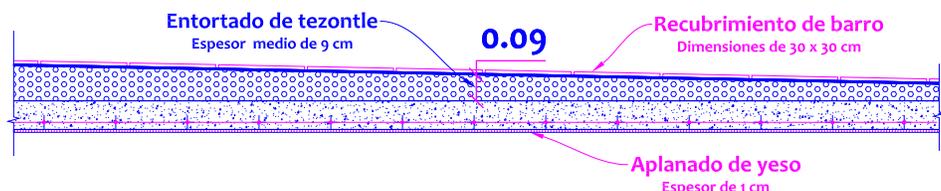


2. Planta azotea

	Espesor (cm)	Peso volumétrico (T/m ³)	Peso total (T/m ²)
Capa de mortero de cemento arena	2	2.1	0.042
Entortado para drenaje pluvial	9	1.55	0.140
Impermeabilización			0.001
Acabado de barro			0.020
Adhesivo para acabado de barro			0.006
Plafón de yeso	1	1.5	0.015
Instalaciones			0.010

En la azotea se colocará un relleno para dar pendiente para el drenaje de la superficie expuesta a la lluvia. De la ubicación de las bajadas de agua pluvial y de la pendiente especificada del 2%, se deduce un espesor medio de 9 cm de relleno cementado de tezontle.

Para la impermeabilización, el fabricante indica que para una superficie porosa sin impermeabilizantes se aplique sin diluir una capa formada con 1 L por cada 1 m², la presentación de envase de 4 L pesa 5.52 kg. Entonces el peso por unidad de área es de 1.4 kg/m² con 1 mm de espesor.



• Peraltes mínimos en losas

1. Tableros de PB

A continuación, se realiza el análisis de espesor mínimo para tableros monolíticos, sólo se estudiará el tablero más desfavorable, el que ocupa mayor área.

Tablero VII

Losa apoyada perimetralmente

DATOS			ANÁLISIS DE CARGA		
PERALTE PROPUESTO DE LA LOSA	h=	15.33 cm	CARGA VIVA MÁXIMA	0.190	T/m ²
CONDICIÓN DE APOYO	COLADA MONOLITICAMENTE		PESO PROPIO DE LA LOSA	0.368	T/m ²
CLASE DE CONCRETO	CLASE 1		CARGA ADICIONAL RC-DF	0.020	T/m ²
RESISTENCIA A LA FLUENCIA DEL ACERO	f _y =	4,200 kg/cm ²	CAPA DE MORTERO DE 2 CM	0.042	T/m ²
PESO VOLUMÉTRICO DEL CONCRETO REFORZAD	PV=	2.4 T/m ³	CARGA ADICIONAL RC-DF	0.020	T/m ²
RECUBRIMIENTO INFERIOR Y SUPERIOR	r=	2.5 cm	RECUBRIMIENTO DE PISO DE CERÁMICA	0.020	T/m ²
LADO CORTO	a ₁ =	4.9 m	ADHESIVO PARA PISO	0.006	T/m ²
LADO LARGO	a ₂ =	5.9 m	PAREDES DIVISORIAS	0.063	T/m ³
VARILLA POR CAMBIOS VOLUMÉTRICOS	Cantidad	4 var/m	INSTALACIONES Y PLAFONES	0.025	T/m ²
	No	3	CARGA TOTAL DE SERVICIO	0.754	T/m²

RESULTADOS	
Peralte efectivo	d= 10.8000 cm
Cuántia de acero longitudinal / m	ρ = 0.0022
Esfuerzo del acero	f _s = 2,520 kg/cm ²
Área de acero longitudinal	a _s = 2.8502 cm ² /m
Separación entre barras	s = 25.0000 cm
Factor de corrección	φ = 1.1881
Peralte efectivo mínimo	d _{min} = 12.8310 cm
Peralte total	h _{ef} = 15.3310 cm

CONDICIONES DE DISEÑO		
Esfuerzo del acero en condiciones de servicio	f _s ≤ 2520	Correcto
Carga de servicio de diseño máxima	w ₁ ≤ 380	Corregir
Corrección de peralte por tablero largo	a ₂ /a ₁ ≥ 2	Correcto
Relación carga viva y carga muerta	≤ 2.5	Correcto
Acero mínimo por cambios volumétricos	a _{s1} = 2.089 cm ² /m	Correcto

2. Tableros en 1P

Primer piso es destinado a dos usos, por un lado, será habitación ya que se planea construir un cuarto de servicio, y por otro, las techumbres se localizan en este nivel. De los planos arquitectónicos se extrajeron los siguientes datos para encontrar la pendiente de las losas de techo.

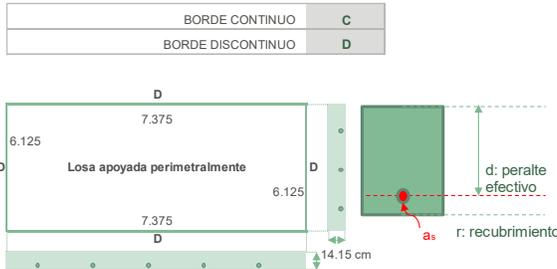
Tramo	Longitud	Desnivel	Pendiente	Carga viva máxima
A - B	x = 4.9 m	y = 50 cm	m = 0.5/4.9 × 100 = 10 %	40 kg/m ²
E - I	x = 5.9 m	y = 50 cm	m = 0.5/5.9 × 100 = 8 %	40 kg/m ²

El cuarto de servicio tendrá un valor de la carga viva correspondiente a uso habitación (tablero V), sin embargo, el área que está descubierta tipo terraza (tablero IV) se designará un valor máximo de 100 kg/m² respectivo a techos con pendiente menor a 5%.

Tablero VIII

DATOS			ANÁLISIS DE CARGA	
PERALTE PROPUESTO DE LA LOSA	h=	14.15 cm	CARGA VIVA MÁXIMA	0.040 T/m ²
CONDICIÓN DE APOYO	COLADA MONOLÍTICAMENTE		PESO PROPIO DE LA LOSA	0.340 T/m ²
CLASE DE CONCRETO	CLASE 1		CARGA ADICIONAL RC-DF	0.020 T/m ²
RESISTENCIA A LA FLUENCIA DEL ACERO	f _y =	4,200 kg/cm ²	CAPA DE MORTERO DE 2 CM	0.042 T/m ²
PESO VOLUMÉTRICO DEL CONCRETO REFORZAD	PV=	2.4 T/m ³	CARGA ADICIONAL RC-DF	0.020 T/m ²
RECUBRIMIENTO INFERIOR Y SUPERIOR	r=	2.5 cm	ACABADO DE BARRO	0.020 T/m ²
LADO CORTO	a ₁ =	4.9 m	ADHESIVO PARA ACABADO	0.006 T/m ²
LADO LARGO	a ₂ =	5.9 m	INSTALACIONES Y PLAFONES	0.025 T/m ²
VARILLA POR CAMBIOS VOLUMÉTRICOS	Cantidad	5 var/m	IMPERMEABILIZACIÓN	0.001 T/m ³
	No	3	CARGA TOTAL DE SERVICIO	0.513 T/m²

CONDICIONES DE DISEÑO	
Esfuerzo del acero en condiciones de servicio	f _s ≤ 2520 Correcto
Carga de servicio de diseño máxima	w _T ≤ 380 Correcto
Corrección de peralte por tablero largo	a ₂ /a ₁ ≥ 2 Correcto
Relación carga viva y carga muerta	≤ 2.5 Correcto
Acero mínimo por cambios volumétricos	a _{s1} = 1.948 cm ² /m Correcto



3. Tableros en azotea

Peso de tinaco

Como la distribución de esfuerzos entre el tinaco y la losa que lo soporta son uniformes, el peso total del tinaco lleno se dividirá entre el área del tablero y después se obtendrá el peso preponderado según su área tributaria. Como uno de los muros que soporta el tablero del tinaco cae sobre la losa de azotea, este peso se distribuirá uniformemente sobre el tablero I de azotea.

Peso del tinaco lleno
 $w_T = 1.1 \text{ m}^3_{\text{agua}} \times 1 \text{ T/m}^3 = 1.1 \text{ T}$

Peso del tinaco por área
 $w_T = 1.1 \text{ T} / (1.06 \text{ m} \times 1.07 \text{ m}) = 0.96 \text{ T/m}^2$

Espesor de losa de tinaco propuesto
 $h = 5 \text{ cm}$

De acuerdo a los planos arquitectónicos, el peso del tinaco se distribuye de la siguiente manera:

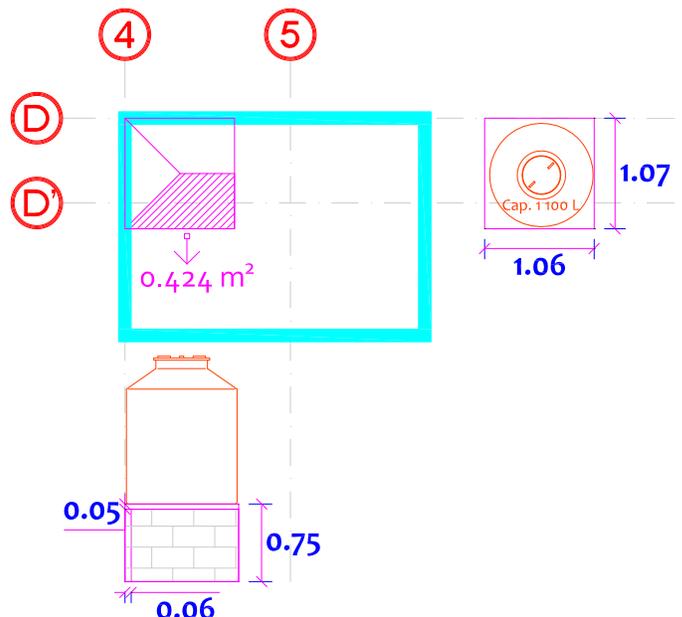
El peso del sistema de piso con tinaco lleno es de 1.16 T/m². Además, se sumará el peso del muro que soporta el tinaco. Entonces la carga total que soporta la losa de azotea correspondiente al tinaco y su sistema portante es:

$$w_{Tinaco} = \left(1.16 \frac{\text{T}}{\text{m}^2} \times 0.42 \text{ m}^2 \right) + \left(0.09 \frac{\text{T}}{\text{m}^2} \times 1.06 \text{ m} \times 0.70 \text{ m} \right)$$

$$w_{Tinaco} = 0.49 \text{ T} + 0.07 \text{ T} = 0.56 \text{ T}$$

Suponiendo que la carga se distribuye uniformemente sobre al área de la losa de azotea, el peso por unidad de superficie es:

$$w_{Tinaco} = 0.56 \text{ T} / (2.1 \text{ m} \times 2.9 \text{ m}) = 0.092 \text{ T/m}^2$$

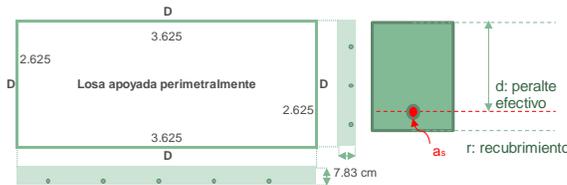


Tablero I

Losa apoyada perimetralmente

DATOS				ANÁLISIS DE CARGA			
PERALTE PROPUESTO DE LA LOSA	h=	7.83	cm	CARGA VIVA MÁXIMA	0.100	T/m ²	
CONDICIÓN DE APOYO	COLADA MONOLITICAMENTE			PESO PROPIO DE LA LOSA	0.188	T/m ²	
CLASE DE CONCRETO	CLASE 1			CARGA ADICIONAL RC-DF	0.020	T/m ²	
RESISTENCIA A LA FLUENCIA DEL ACERO	f _y =	4,200	kg/cm ²	CAPA DE MORTERO DE 2 CM	0.042	T/m ²	
PESO VOLUMÉTRICO DEL CONCRETO REFORZAD	PV=	2.4	T/m ³	CARGA ADICIONAL RC-DF	0.020	T/m ²	
RECUBRIMIENTO INFERIOR Y SUPERIOR	r=	2.5	cm	ACABADO DE BARRO	0.000	T/m ²	
LADO CORTO	a ₁ =	2.1	m	INSTALACIONES Y PLAFONES	0.025	T/m ²	
LADO LARGO	a ₂ =	2.9	m	IMPERMEABILIZACIÓN	0.001	T/m ³	
VARILLA POR CAMBIOS VOLUMÉTRICOS	Cantidad	4	var/m	TINACO	0.092	T/m ⁴	
	No	3		CARGA TOTAL DE SERVICIO	0.488	T/m²	

BORDE CONTINUO	C
BORDE DISCONTINUO	D



RESULTADOS			
Peralte efectivo	d=	5.0000	cm
Cuántía de acero longitudinal /m	ρ=	0.0053	
Esfuerzo del acero	f _s =	2,520	kg/cm ²
Área de acero longitudinal	a _s =	2.8502	cm ² /m
Separación entre barras	s=	25.0000	cm
Factor de corrección	φ=	1.0656	
Peralte efectivo mínimo	d _{min} =	5.3278	cm
Peralte total	h _{ef} =	7.8278	cm

CONDICIONES DE DISEÑO			
Esfuerzo del acero en condiciones de servicio	f _s ≤	2520	Correcto
Carga de servicio de diseño máxima	w _T ≤	380	Corregir
Corrección de peralte por tablero largo	a ₂ /a ₁ ≥	2	Correcto
Relación carga viva y carga muerta	≤	2.5	Correcto
Acero mínimo por cambios volumétricos	a _{s1} =	1.141 cm ² /m	Correcto

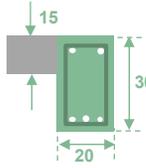
Resumen de resultados

Nivel	Tablero	Lado corto m	Lado largo m	Perímetro total m	Área m ²	Peralte mínimo efectivo cm	Recubrimiento cm	Peralte de losa cm	Peralte propuesto cm	Volumen de losa m ³	Peso propio T/m ²	SC T/m ²	Carga muerta T/m ²	Carga viva máxima T/m ²	Acero propuesto Varilla #3 var/m
Planta baja	I	2	3	10	6	5.24	2.5	7.74	10	0.60	0.240	0.321	0.561	0.190	3
	II	4.9	5	19.8	24.5	10.37	2.5	12.87	12	2.94	0.288	0.196	0.484	0.190	3
	III	2.9	4	13.8	11.6	6.8	2.5	9.3	10	1.16	0.240	0.133	0.373	0.190	3
	IV	2.1	5	14.2	10.5	5.86	2.5	8.36	10	1.05	0.240	0.196	0.436	0.190	3
	V	2.9	2.9	11.6	8.41	5.64	2.5	8.14	10	0.84	0.240	0.133	0.373	0.190	3
	VI	2.1	2.9	10	6.09	5.24	2.5	7.74	10	0.61	0.240	0.321	0.561	0.190	3
	VII	4.9	5.9	21.6	28.91	12.83	2.5	15.33	15	4.34	0.360	0.196	0.556	0.190	3
	V-1	0.7	3.1	7.6	2.17	7	2.5	9.50	10	0.22	0.240	0.133	0.373	0.300	4
	V-2	0.7	1.9	5.2	1.33	7	2.5	9.50	10	0.13	0.240	0.133	0.373	0.300	4
	V-3	2	2.1	8.2	3.415	10	2	12.00	12	0.41	0.288	0.133	0.421	0.300	3
	V-4	0.7	2	5.4	1.4	7	2.5	9.50	10	0.14	0.240	0.133	0.373	0.300	4
V-5	0.7	2	5.4	1.4	7	2.5	9.50	10	0.14	0.240	0.133	0.373	0.300	4	
Primer piso	I	2	3	10	6	4.38	2.5	6.88	8	0.48	0.192	0.134	0.326	0.040	4
	II	3.9	5	17.8	19.5	8.28	2	10.28	10	1.95	0.240	0.134	0.374	0.040	4
	III	2.9	4	13.8	11.6	6.23	2	8.23	8	0.93	0.192	0.134	0.326	0.040	4
	IV	1	5	12	5	2.58	2	4.58	5	0.25	0.120	0.212	0.332	0.100	6
	V	2.1	5	14.2	10.5	6.42	2.5	8.92	10	1.05	0.240	0.197	0.437	0.190	4
	VI	2.9	4	13.8	11.6	7.24	2.5	9.74	10	1.16	0.240	0.134	0.374	0.040	4
	VII	1	2.9	7.8	2.9	2.33	2.5	4.83	5	0.15	0.120	0.134	0.254	0.040	6
	VIII	4.9	5.9	21.6	28.91	11.65	2.5	14.15	14	4.05	0.336	0.134	0.470	0.040	5
V-1	0.82	1.00	3.64	0.82	10	2	12.0	10	0.08	0.240	0.134	0.374	0.300	3	
Azotea	I	2.1	2.90	10	6.09	5.33	2.5	7.83	8	0.49	0.192	0.200	0.392	0.100	4
	Domo				4.2							0.005	0.005	0.040	
TOTAL					212.8					23.16					

Bajada de cargas

1. Cargas transmitidas a dalas o traves

Sección de trabe		
b=	20	cm
h=	30	cm
e=	15	cm



A continuación, se presentan la distribución de cargas del sistema de piso a través de áreas tributarias:

En el eje A del tramo 4 al 8 hay un peso respectivo a la losa del piso de la habitación III, la cual distribuye su carga en dos direcciones. Por otro lado, del tramo 5' al 8 hay una losa en voladizo, en este caso por ser una losa en cantiliver toda su carga se distribuye en la viga. La suma de ambas cargas de losas serán las correspondientes para el tramo 5'-8.

Las vigas del eje 8 y E tienen un tablero con la distribución de carga para una losa con dos de sus lados apoyados y dos libres.

Hay traves con diferentes espesores de losa, por lo que se acepta tomar el menor espesor para el cálculo de su peso, con esto se garantiza la mayor área transversal y, por lo tanto, un mayor peso.

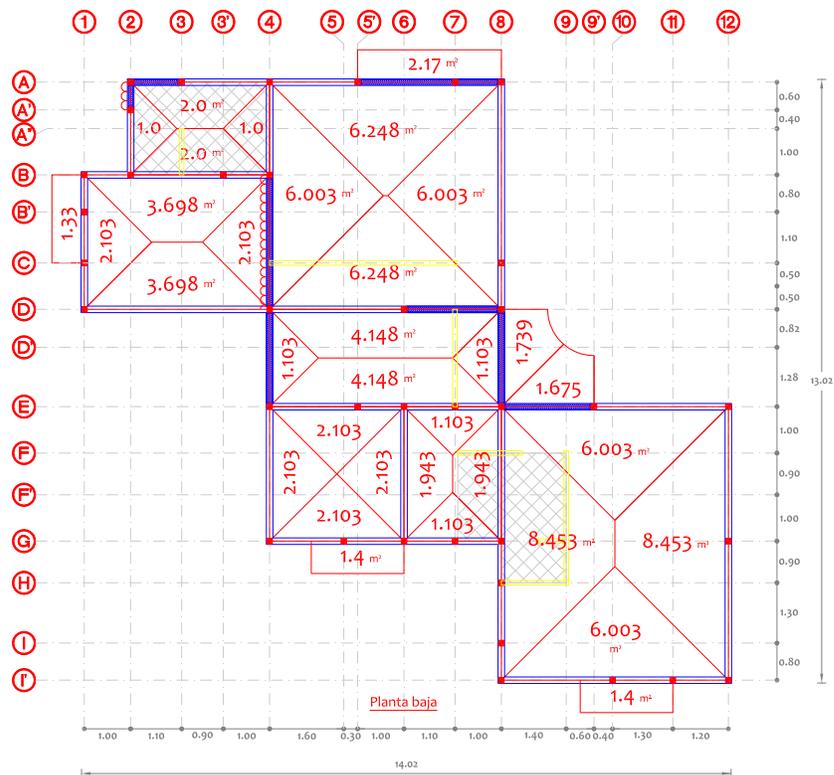
La altura de los muros bajos en el eje 2 según los planos arquitectónicos es de 1.65 m y serán de bloque de 12 cm con peso volumétrico de 1.7 T/m³. El muro divisorio que descansa sobre la viga del eje 4 se distribuirá del tramo B al D, con altura promedio de 2.75 m, espesor de 6 cm y peso volumétrico de 1.5 T/m³. Para muros bajos y pretilos se sumará el peso de la cadena de cerramiento. Suponiendo que la sección transversal de la dala es de 14 x 20 cm, entonces su peso por metro lineal es de 0.070 T/m.

Finalmente, los muros bajos tendrán 1.5 cm de recubrimiento de cemento – arena y los muros divisorios 1 cm de aplanado de yeso. Por lo tanto, la carga por metro lineal de cada cubierta es: $w_r = PV \times e \times h$

Recubrimiento de cemento arena $w_r = 2.1 \times (0.015 \times 2) \times h$

Recubrimiento de yeso $w_r = 1.5 \times (0.010 \times 2) \times h$

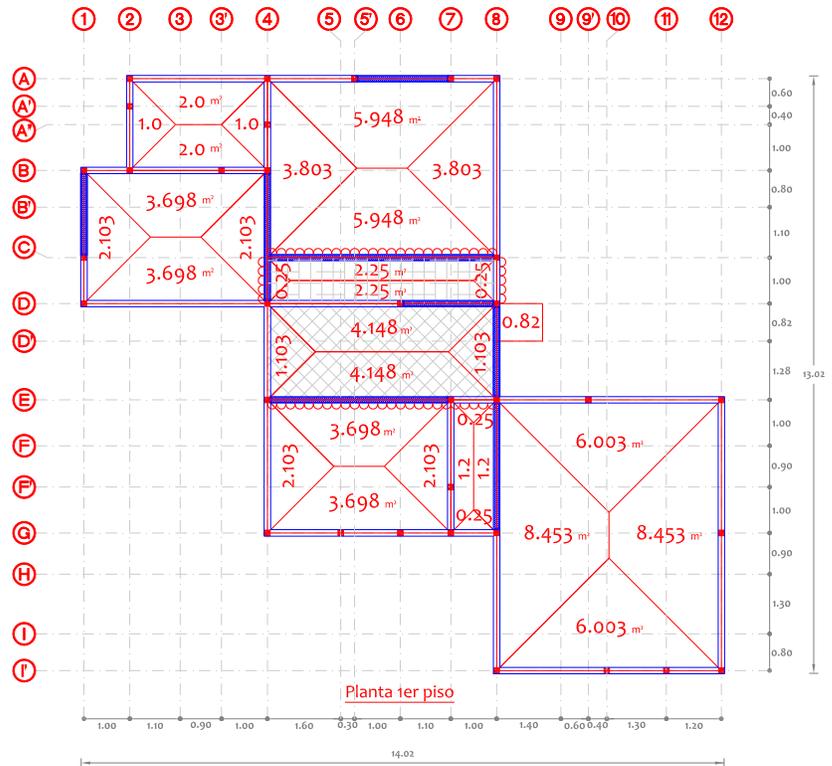
Otra carga	Eje	Tramo	Espesor (m)	Altura (m)	P.V. (T//m ³)	Tabique (T/m)	Recubrimiento (T/m)	Cadena (T/m)
Muro bajo	2	A – A'	0.12	1.65	1.7	0.34	0.10	0.07
Muro divisorio	4	B – D'	0.06	2.75	1.5	0.25	0.08	



Hay vigas sobre las cuales descansan pretils con una altura de 1 m y espesor de 6 cm, el peso del pretil se repartirá uniformemente sobre la trabe, tendrá un recubrimiento de 1.5 cm de cemento – arena en cada lado.

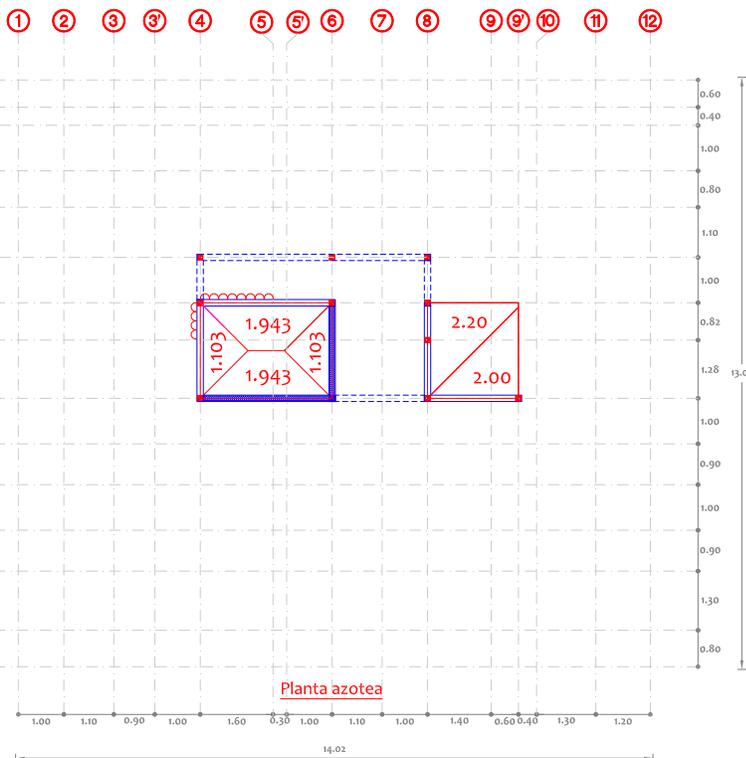
La distribución de usos, los diferentes peraltes de losas y rellenos hacen que el cálculo de la carga muerta debido al sistema de piso sea diferente para cada tramo en estudio.

Otra carga	Tabique (T/m)	Rec (T/m)	Cadena (T/m)
Pretil	0.09	0.06	0.07



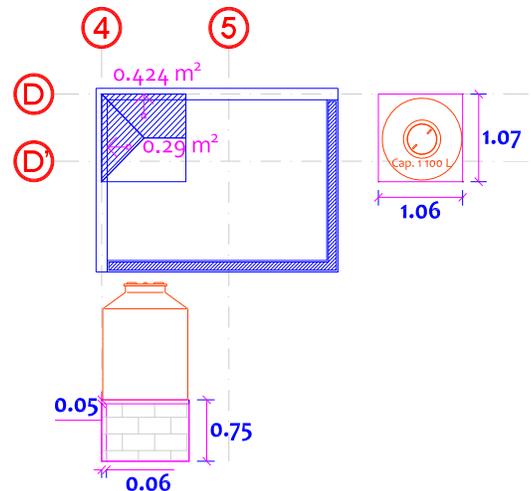
Anteriormente debido a la distribución de áreas tributarias, hubo una porción del peso del tinaco que fue transmitida a la losa de azotea, sin embargo, la demás fracción se distribuye a los muros.

El peso del sistema de piso con tinaco lleno es de 1.16 T/m². Se sumará el peso del muro que soporta la losa del tinaco. Entonces la carga total que soportan las dalas es:



$$w_{T4-5} = (1.16 \times 0.42) + (0.09 \times 1.06 \times 0.7) = 0.49 T + 0.07 T = 0.56 T$$

$$w_{TD-D'} = (1.16 \times 0.29) + (0.09 \times 1.07 \times 0.7) = 0.34 T + 0.07 T = 0.41 T$$

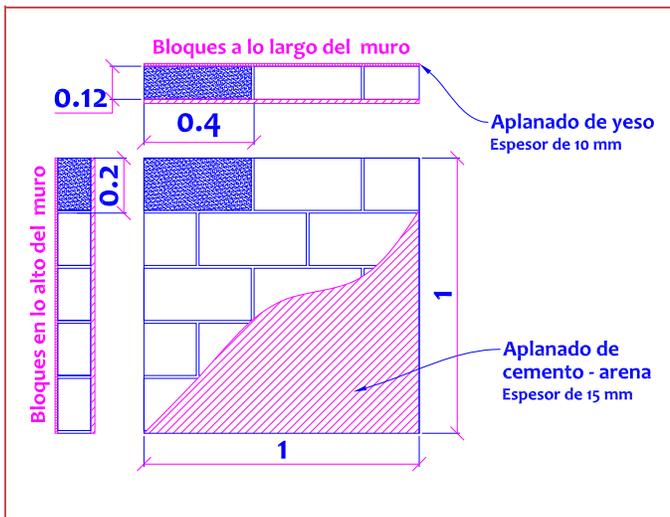
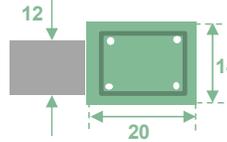


Suponiendo que la carga se distribuye uniformemente sobre las dalas en los siguientes tramos:

Eje	Tramo	Carga (T)	Longitud (m)	Peso (T/m)
D	4 - 5	0.56	1.6	0.35
4	D - D'	0.41	0.82	0.50

2. Cargas transmitidas a muros

Sección de castillo		
b=	20	cm
h=	14	cm
t=	12	cm



Muros de carga

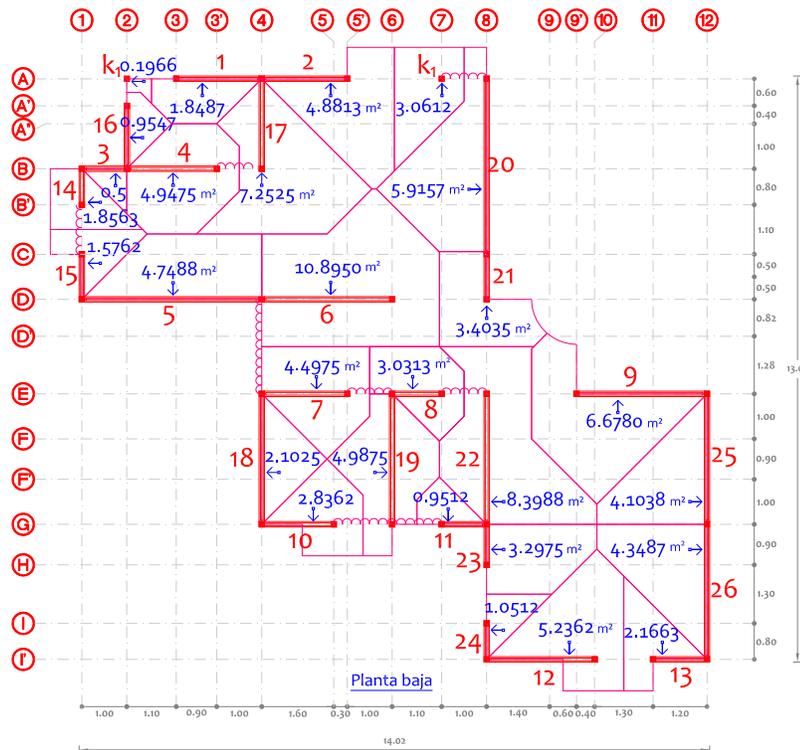
El peso propio de los muros estructurales será también la suma de los espesores de sus aplanados y acabados.

Para paredes que tienen superficies expuestas a la intemperie se recomienda un aplanado de cemento-arena, para paredes interiores un aplanado de yeso. El muro tendrá aplanado para superficies expuestas a la intemperie con espesor de 1.5 cm para ambas caras.

Entonces, el peso estimado del muro es:

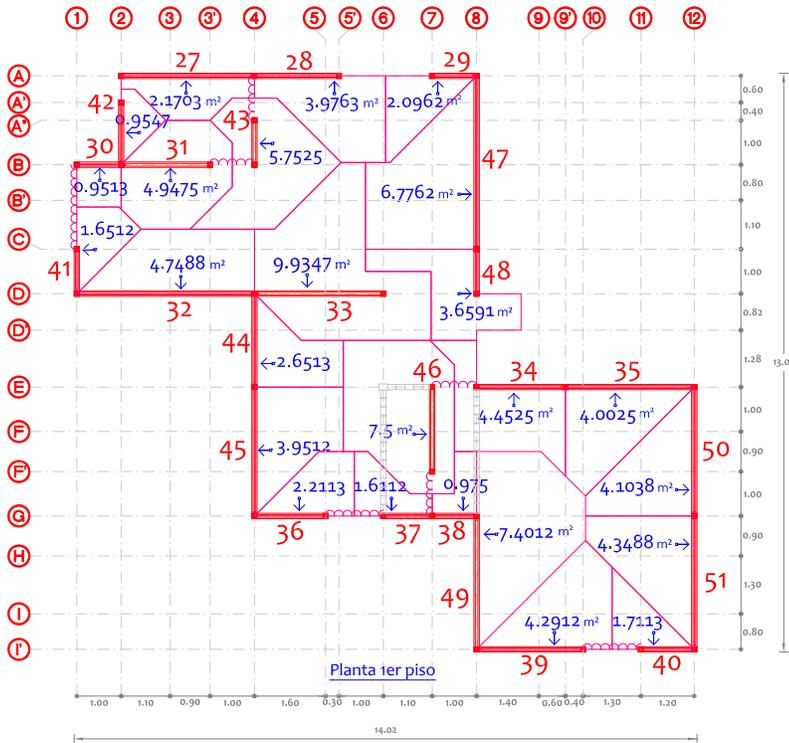
$$w = (1.5 T/m^3 \times 0.12 m) + (2.1 T/m^3 \times 0.03 m)$$

$$w = 243 kg/m^2$$



A continuación, se presenta la distribución de cargas para muros a través de su área tributaria:

Eje	Tramo	Muro #	CM (T)		CV _{MAX} (T)		CV _{INS} (T)		CV _{MED} (T)	
			PB	1P	PB	1P	PB	1P	PB	1P
PLANTA BAJA										
2	A	K1	0.5	0.5	1.1	0.0	0.0	0.1	0.0	0.0
7	A	K1	1.8	0.9	2.7	0.7	0.0	0.7	0.3	0.0
A	3-4	1	2.8	2.4	5.2	0.4	0.1	0.4	0.2	0.0
	4-5'	2	4.1	3.1	7.2	1.0	0.2	1.2	0.5	0.1
B	1-2	3	1.1	1.6	2.7	0.1	0.0	0.1	0.1	0.0
	2-3'	4	4.2	3.4	7.6	0.9	0.2	1.1	0.5	0.1
D	1-4	5	5.5	6.6	12.1	0.9	0.4	1.3	0.5	0.2
	4-6	6	8.3	13	21	2.1	1.6	3.6	1.1	0.9
E	4-5'	7	4.0	1.5	5.5	0.9	0.2	1.0	0.4	0.1
	6-7	8	2.7	1.2	3.9	0.6	0.1	0.7	0.3	0.1
G	9'-12	9	5.6	7.7	13	1.4	0.4	1.8	0.6	0.2
	4-5	10	2.7	2.4	5.1	0.6	0.1	0.7	0.3	0.0
I'	7-8	11	1.7	3.4	5.1	0.2	0.2	0.4	0.1	0.1
	8-10	12	4.5	3.9	8.3	1.1	0.2	1.3	0.5	0.1
1	B-B'	14	1.8	1.8	3.6	0.5	0.2	0.5	0.2	0.1
	C-D	15	1.8	1.9	3.8	0.3	0.1	0.4	0.1	0.0
2	A'-B	16	2.1	1.6	3.6	0.2	0.0	0.2	0.1	0.0
	A-B	17	6.0	3.5	9.5	1.4	0.2	1.6	0.7	0.1
4	D-E	18	3.4	5.8	9.2	0.4	0.3	0.7	0.2	0.2
	E-G	19	4.9	3.1	8.0	1.0	0.3	1.3	0.5	0.2
6	A-C	20	6.3	7.1	13	1.2	0.3	1.5	0.6	0.2
	C-D	21	2.8	3.5	6.3	0.8	0.7	1.4	0.3	0.3
8	E-G	22	7.3	5.6	13	1.7	0.5	2.2	0.8	0.3
	G-H	23	3.0	3.0	6.0	0.6	0.1	0.8	0.3	0.1
I'-I'	I-I'	24	1.4	2.8	4.3	0.2	0.1	0.3	0.1	0.1
	E-G	25	4.2	4.4	8.5	0.8	0.2	0.9	0.4	0.1
12	G-I'	26	4.4	4.3	8.7	0.8	0.2	1.0	0.4	0.1
	TOTAL		101	201	21.2	27.9	10.3	13.9	7.8	9.3



Hay cerramientos de ventanas y puertas que tienen muros altos. Este peso se reparte de acuerdo al área tributaria de su muro de carga correspondiente. Para muros con techos inclinados su altura será una elevación promedio.

NTC CDMX-2017														
Eje	Tramo	Muro #	CM (T)			CV _{MÁX} (T)			CV _{INS} (T)			CV _{MED} (T)		
			PB	1P	Σ	PB	1P	Σ	PB	1P	Σ	PB	1P	Σ
Primer piso														
A	2-4	27	2.9	2.9	0.1	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
	4-5'	28	3.1	3.1	0.2	0.2	0.1	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0		
	7-8	29	1.8	1.8	0.1	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		
B	1-2	30	1.6	1.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		
	2-3'	31	3.4	3.4	0.2	0.2	0.1	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0		
D	1-4	32	5.1	5.1	0.2	0.2	0.1	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0		
	4-6	33	7.5	3.6	1.1	1.1	0.2	1.4	0.7	0.2	0.8	0.4	0.0	
E	8-9'	34	4.3	2.6	6.9	0.3	0.1	0.4	0.1	0.1	0.2	0.1	0.0	
	9'-12	35	4.3	4.3	0.2	0.2	0.1	0.2	0.1	0.1	0.0	0.0		
G	4-5	36	2.4	2.4	0.1	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		
	6-7	37	1.9	1.9	0.1	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		
	7-8	38	1.3	1.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		
I'	8-10	39	3.9	3.9	0.2	0.2	0.1	0.2	0.1	0.1	0.0	0.0		
	11-12	40	1.9	1.9	0.1	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		
1	C-D	41	1.9	1.9	0.1	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		
2	A'-B	42	1.6	1.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		
	A''-B	43	3.5	3.5	0.2	0.2	0.1	0.2	0.1	0.1	0.0	0.0		
4	D-E	44	3.3	2.9	6.2	0.5	0.2	0.7	0.3	0.1	0.4	0.2	0.0	
	E-G	45	4.2	4.2	0.2	0.2	0.1	0.2	0.1	0.1	0.0	0.0		
7	E-F'	46	5.7	1.0	6.7	0.7	0.2	0.8	0.3	0.1	0.5	0.2	0.0	
	A-C	47	6.2	6.2	0.3	0.3	0.1	0.3	0.1	0.1	0.0	0.0		
8	C-D	48	3.3	0.2	3.5	0.6	0.0	0.7	0.3	0.0	0.3	0.1	0.0	
	G-I'	49	5.9	5.9	0.3	0.3	0.1	0.3	0.1	0.1	0.0	0.0		
	E-G	50	4.4	4.4	0.2	0.2	0.1	0.2	0.1	0.1	0.0	0.0		
12	G-I'	51	4.3	4.3	0.2	0.2	0.1	0.2	0.1	0.1	0.0	0.0		
TOTAL			90	99.8	6.0	6.7	3.1	3.6	1.3	1.4				

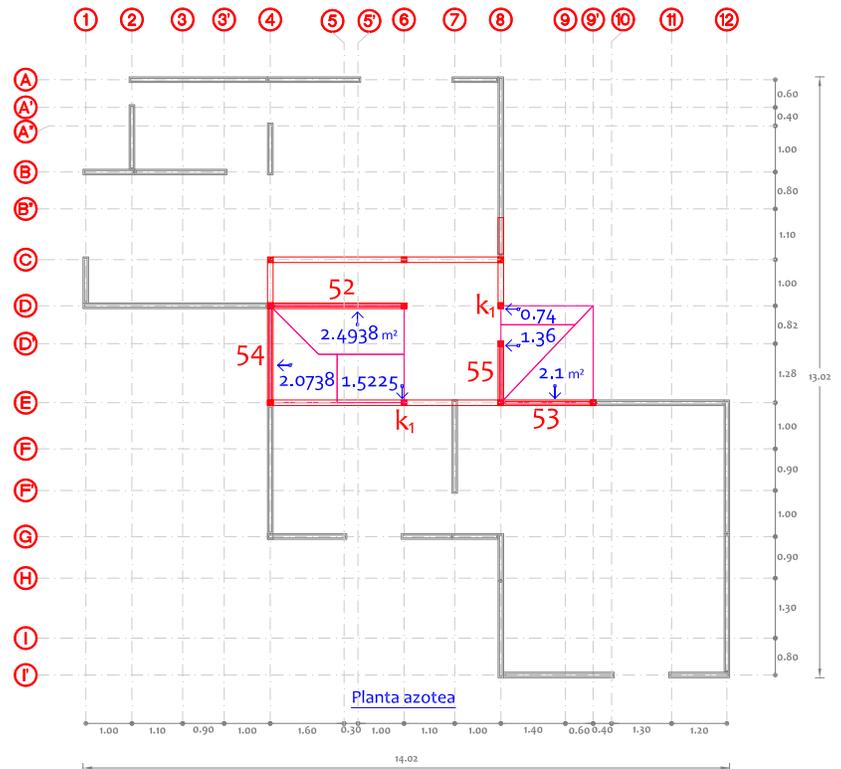
El muro 46 que cae sobre la losa, su carga se bajará hacia los muros inferiores por áreas tributarias de losa.

Además, aquellos muros estructurales que son soportados por vigas, la carga de éstos se distribuirá según el área tributaria de los muros inmediatos del piso inferior.

Las recomendaciones anteriores únicamente son para una bajada de cargas sin considerar las rigideces de los elementos.

NTC CDMX-2017														
Eje	Tramo	Muro #	CM (T)			CV _{MÁX} (T)			CV _{INS} (T)			CV _{MED} (T)		
			PB	1P	Σ	PB	1P	Σ	PB	1P	Σ	PB	1P	Σ
Azotea														
D	4-6	52	3.6	3.6	0.2	0.2	0.2	0.2	0.0	0.0	0.0	0.0		
	8	K1	0.2	0.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		
E	6	K1	1.0	1.0	0.2	0.2	0.1	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0		
	8-9'	53	1.5	1.5	0.1	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		
4	D-E	54	2.9	2.9	0.2	0.2	0.1	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0		
8	D'-E	55	1.1	1.1	0.1	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		
TOTAL			10.3	10.3	0.8	0.8	0.5	0.5	0.1	0.1				
Total del edificio			200.7	27.9	13.9	9.3								

Normatividad	CV _{MÁX}	CV _{INS}	CV _{MED}
CDMX - 2017	27.89 T	13.86 T	9.27 T
TLAX -2018	25.78 T	12.89 T	8.30 T



Debido a la poca diferencia entre el peso de cargas vivas, la estructura se analizará para cargas vivas más desfavorables.

• Condiciones de regularidad

1 Cumple		5 Cumple																																													
2 Cumple	 $\frac{h}{d} = \frac{8.3}{13} = 0.64 \leq 2.5$	6 Cumple																																													
3 Cumple		7 Cumple	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Nivel</th> <th>1</th> <th>2</th> <th>3</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Muros</td> <td>45.2</td> <td>44.0</td> <td>5.91</td> </tr> <tr> <td>Piso y acabados</td> <td>51.2</td> <td>38.25</td> <td>2.41</td> </tr> <tr> <td>Dalas</td> <td>1.8</td> <td>2.1</td> <td>0.48</td> </tr> <tr> <td>Trabes</td> <td>1.5</td> <td>2.5</td> <td>0.53</td> </tr> <tr> <td>Muros bajos</td> <td>0.3</td> <td>0.0</td> <td>0.00</td> </tr> <tr> <td>Muros divisorios</td> <td>1.0</td> <td>0.0</td> <td>0.00</td> </tr> <tr> <td>Pretiles</td> <td>0.0</td> <td>2.6</td> <td>0.00</td> </tr> <tr> <td>Tinaco</td> <td>0.000</td> <td>0.000</td> <td>0.970</td> </tr> <tr> <td>CV instantánea</td> <td>10.281</td> <td>3.068</td> <td>0.510</td> </tr> <tr> <td>$\Sigma (T)$</td> <td>111.27</td> <td>92.61</td> <td>10.80</td> </tr> </tbody> </table>	Nivel	1	2	3	Muros	45.2	44.0	5.91	Piso y acabados	51.2	38.25	2.41	Dalas	1.8	2.1	0.48	Trabes	1.5	2.5	0.53	Muros bajos	0.3	0.0	0.00	Muros divisorios	1.0	0.0	0.00	Pretiles	0.0	2.6	0.00	Tinaco	0.000	0.000	0.970	CV instantánea	10.281	3.068	0.510	$\Sigma (T)$	111.27	92.61	10.80
Nivel	1	2	3																																												
Muros	45.2	44.0	5.91																																												
Piso y acabados	51.2	38.25	2.41																																												
Dalas	1.8	2.1	0.48																																												
Trabes	1.5	2.5	0.53																																												
Muros bajos	0.3	0.0	0.00																																												
Muros divisorios	1.0	0.0	0.00																																												
Pretiles	0.0	2.6	0.00																																												
Tinaco	0.000	0.000	0.970																																												
CV instantánea	10.281	3.068	0.510																																												
$\Sigma (T)$	111.27	92.61	10.80																																												
4 No Cumple		8 Cumple																																													
9	Cumple																																														
10	Método simplificado																																														
11	Método simplificado																																														

Ya que los últimos 2 requisitos que establece el manual requieren de cálculos, se verificarán al término del método simplificado si la estructura cumple con dichos requisitos. Inicialmente, se considerará que cumple los requisitos 10 y 11. Por lo tanto, se aplicará un factor de irregularidad $\alpha = 0.9$.

MÉTODO SIMPLIFICADO

MÉTODO SIMPLIFICADO DE ANÁLISIS SÍSMICO

Sismo: CFE-2015

Resistencia a corte: NTC-Mampostería 2017

Nivel: Primer piso			
Muro No	W_{Tot} (T)	$W_{T x}$ (T m)	$W_{T y}$ (T m)
2A	0.55	0.55	7.10
7A	2.09	16.72	26.96
1 y 2	7.58	30.32	97.78
3 y 4	5.81	8.72	63.33
5 y 6	15.35	52.96	122.80
7	4.43	21.93	26.14
8	2.98	22.27	17.58
9	5.66	70.47	33.39
10	2.99	14.35	8.97
11	1.78	15.13	5.34
12	4.97	50.69	0.00
13	2.31	30.72	0.00
14	2.37	0.00	24.89
15	1.96	0.00	16.66
16	2.16	2.16	25.06
17	6.77	27.08	80.56
18	3.58	14.32	15.93
19	5.38	37.12	23.94
20 y 21	9.96	89.64	104.08
22 y 23	11.42	102.78	45.68
24	1.54	13.86	0.62
25 y 26	9.40	130.66	27.73
	111.04	752.45	774.53

Nivel: Segundo piso			
Muro No	W_{Tot} (T)	$W_{T x}$ (T m)	$W_{T y}$ (T m)
27 y 28	6.16	21.25	79.46
29	1.80	15.30	23.22
30 y 31	5.12	7.68	55.81
32 y 33	13.33	45.99	106.64
34 y 35	8.82	100.99	52.04
36	2.41	11.57	7.23
37 y 38	3.21	25.52	9.63
39	3.94	40.19	0.00
40	1.90	25.27	0.00
41	1.98	0.00	16.83
42	1.58	1.58	18.33
43	3.59	14.36	40.93
44 y 45	7.87	31.48	43.29
46	6.08	48.64	30.10
47 y 48	9.93	89.37	103.77
49	6.01	54.09	9.02
50 y 51	8.87	123.33	26.18
	92.60	656.61	622.45

Nivel: Azotea			
Muro No	W_{Tot} (T)	$W_{T x}$ (T m)	$W_{T y}$ (T m)
52	3.82	20.82	30.56
54	3.03	12.12	21.06
6E	1.12	7.73	6.61
53	1.55	15.50	9.15
55	1.10	9.90	7.19
8D	0.19	1.71	1.52
	10.81	67.78	76.09

• Centro de masa

Nivel	CM (T)	CV_{Ins} (T)	W_{Tot} (T)	x_{CM} (m)	y_{CM} (m)
3	10.3	0.5	10.8	6.27	7.04
2	89.5	3.1	92.6	7.09	6.72
1	100.8	10.3	111.0	6.78	6.98

Espectro de aceleración constante

DATOS			
Factor de sitio	$F_{S1} =$	2.70	
Factor de respuesta	$F_{Res} =$	3.90	
Aceleración máxima en roca al nivel de referencia	$a_0^r =$	100.96	cm/s^2
Factor de amortiguamiento	$\beta =$	1.00	
Factor reductor por ductilidad	$Q^r =$	2.00	
Factor reductor por sobrerresistencia	$R =$	2.50	
Factor de redundancia	$\rho =$	1.00	
Factor reductor por irregularidad	$\alpha =$	0.90	
Factor de importancia	$F_{IE} =$	1.00	

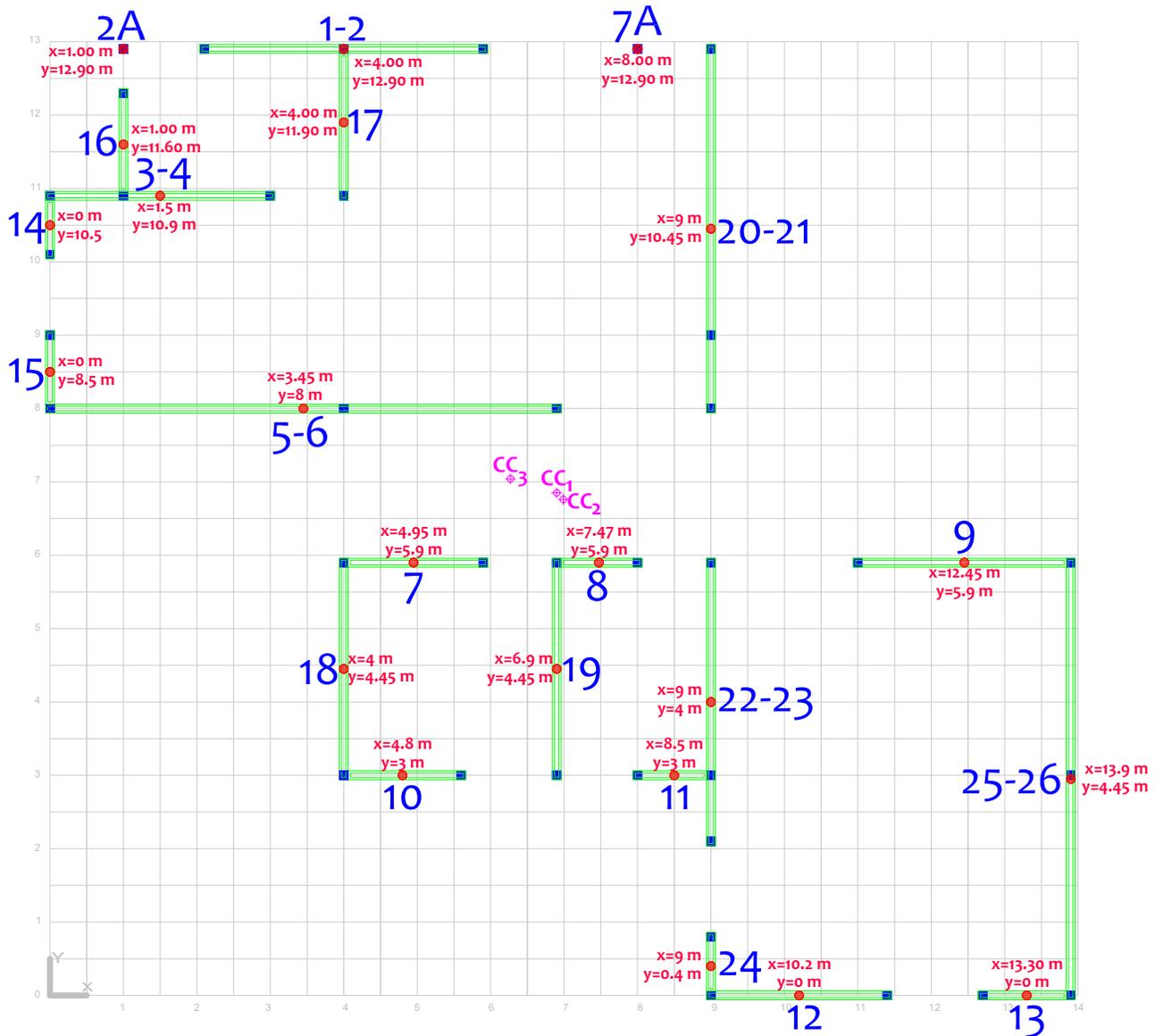
Análisis estático sin conocer T_0

RESULTADOS			
Aceleración máxima espectral	$c =$	1063.11	cm/s^2
Aceleración de diseño transparente para colapso	$a^* =$	1.08	1/g
Aceleración de diseño modificada para colapso	$a'^* =$	0.24	1/g
Aceleración de diseño para servicio	$a'' =$	0.20	1/g

Nivel	Peso w (T)	Altura de entrepiso	Altura h (m)	$w h$ (T m)	F_n (T)	V_n (T)
1	110.75	3	3	332.25	18.33	46.28
2	73.56	3	6	441.39	24.35	27.95
3	7.85	2.3	8.3	65.14	3.59	3.59
Σ	192.16			838.77	46.28	

• Centro de cortante

Nivel	x_{CM} (m)	y_{CM} (m)	F_i (T)	V_i (T)	$Fy_i x_{CM}$ (T m)	$\Sigma Fy_i x_{CM}$ (T m)	$Fx_i y_{CM}$ (T m)	$\Sigma Fx_i y_{CM}$ (T m)	x_{CC} (m)	y_{CC} (m)
3	6.27	7.04	3.59	3.59	22.53	22.53	25.30	25.30	6.27	7.04
2	7.09	6.72	24.35	27.95	172.67	195.20	163.69	188.98	6.99	6.76
1	6.78	6.98	18.33	46.28	124.22	319.42	127.86	316.85	6.90	6.85
			46.28			319.42		316.85		



Centro de cortantes de entrepiso y centro de gravedad de muros de PB

Se muestran los centros de gravedad de cada muro tomando como origen la intersección entre los ejes 1 e 1'. También se indican los centros de cortante, los cuales se transformarán en centros de origen para el cálculo de la excentricidad estructural. Para no reducir el factor de área efectiva que depende de la relación altura a largo, los muros continuos se unirán. Además, para fines de cálculo, se considera que en el último piso los muros están ligados entre sí.

La carga muerta y la carga viva instantánea serán distribuidas por áreas tributarias hacia los muros estructurales.

• Excentricidad de entropiso

Muro	L_M (m)	$L_M + L_K$ (m)	t (m)	h_{libre} (m)	A_T (m ²)	h/L	x_i' (m)	y_i' (m)	$F_{AE O=1}$	$y_i F_{AE A_1}$ (m m ²)	$F_{AE A_T}$ (m ²)	$F_{AE O>1}$	$y_i F_{AE A_1}$ (m m ²)	$F_{AE A_T}$ (m ²)
1 y 2	3.80	3.90	0.12	2.80	0.47	0.72	-2.90	6.05	1.44	4.09	0.68	0.89	2.53	0.42
3 y 4	3.00	3.10	0.12	2.80	0.37	0.90	-5.40	4.05	1.18	1.78	0.44	0.93	1.41	0.35
5 y 6	6.90	7.00	0.12	2.80	0.84	0.40	-3.45	1.15	1.66	1.60	1.39	0.80	0.77	0.67
7	1.90	2.00	0.12	2.80	0.24	1.40	-1.95	0.95	0.69	0.16	0.17	0.99	0.23	0.24
8	1.10	1.20	0.12	2.80	0.14	2.33	0.57	-0.95	0.33	-0.05	0.05	1.00	-0.14	0.14
9	2.90	3.00	0.12	2.20	0.36	0.73	5.55	-0.95	1.43	-0.49	0.51	0.90	-0.31	0.32
10	1.60	1.70	0.12	2.80	0.20	1.65	-2.10	-3.85	0.54	-0.43	0.11	1.00	-0.78	0.20
11	1.00	1.10	0.12	2.80	0.13	2.55	1.60	-3.85	0.33	-0.17	0.04	1.01	-0.51	0.13
12	2.40	2.50	0.12	2.20	0.30	0.88	3.30	-6.85	1.22	-2.50	0.37	0.93	-1.91	0.28
13	1.20	1.30	0.12	2.20	0.16	1.69	6.40	-6.85	0.52	-0.56	0.08	1.00	-1.07	0.16
Σ										3.44	3.84		0.22	2.91
14	0.80	0.90	0.12	2.80	0.11	3.1	-6.90	3.65	0.33	-0.24	0.04	1.01	-0.75	0.11
15	1.00	1.10	0.12	2.80	0.13	2.5	-6.90	1.65	0.33	-0.30	0.04	1.01	-0.92	0.13
16	1.40	1.50	0.12	2.80	0.18	1.9	-5.90	4.75	0.45	-0.47	0.08	1.00	-1.06	0.18
17	2.00	2.10	0.12	2.80	0.25	1.3	-2.90	5.05	0.73	-0.54	0.18	0.99	-0.72	0.25
18	2.90	3.00	0.12	2.80	0.36	0.9	-2.90	-2.40	1.13	-1.18	0.41	0.94	-0.98	0.34
19	2.90	3.00	0.12	2.80	0.36	0.9	0.00	-2.40	1.13	0.00	0.41	0.94	0.00	0.34
20 y	4.90	5.00	0.12	2.80	0.60	0.6	2.10	3.60	1.59	2.00	0.95	0.85	1.07	0.51
22 y	3.80	3.90	0.12	2.20	0.47	0.6	2.10	-2.85	1.59	1.56	0.74	0.85	0.84	0.40
24	0.80	0.90	0.12	2.20	0.11	2.4	2.10	-6.45	0.33	0.07	0.04	1.00	0.23	0.11
25 y	5.90	6.00	0.12	2.20	0.72	0.4	7.00	-3.90	1.67	8.39	1.20	0.78	3.94	0.56
Σ										9.30	4.08		1.65	2.93
27 y	4.90	5.00	0.12	2.30	0.60	0.5	-3.45	6.14	1.64	6.05	0.99	0.82	3.01	0.49
29	1.00	1.10	0.12	2.30	0.13	2.1	1.51	6.14	0.38	0.30	0.05	1.00	0.81	0.13
30 y 31	3.00	3.10	0.12	2.55	0.37	0.8	-5.49	4.14	1.31	2.01	0.49	0.92	1.41	0.34
32 y	6.90	7.00	0.12	2.80	0.84	0.4	-3.54	1.24	1.66	1.73	1.39	0.80	0.83	0.67
34 y	4.90	5.00	0.12	2.80	0.60	0.6	4.46	-0.86	1.59	-0.82	0.95	0.85	-0.44	0.51
36	1.60	1.70	0.12	2.55	0.20	1.5	-2.19	-3.76	0.63	-0.48	0.13	0.99	-0.76	0.20
37 y	2.10	2.20	0.12	2.55	0.26	1.2	0.96	-3.76	0.86	-0.86	0.23	0.97	-0.96	0.26
39	2.40	2.50	0.12	2.30	0.30	0.9	3.21	-6.76	1.15	-2.33	0.35	0.94	-1.90	0.28
40	1.20	1.30	0.12	2.30	0.16	1.8	6.31	-6.76	0.49	-0.51	0.08	1.00	-1.05	0.16
Σ										5.10	4.65		0.95	3.04
41	1.00	1.10	0.12	2.80	0.13	2.5	-6.99	1.74	0.33	-0.30	0.04	1.01	-0.93	0.13
42	1.40	1.50	0.12	2.55	0.18	1.7	-5.99	4.84	0.52	-0.56	0.09	1.00	-1.08	0.18
43	1.00	1.10	0.12	2.55	0.13	2.3	-2.99	4.64	0.33	-0.13	0.04	1.00	-0.40	0.13
44 y	5.00	5.10	0.12	2.80	0.61	0.5	-2.99	-1.26	1.60	-2.92	0.98	0.85	-1.55	0.52
46	1.90	2.00	0.12	2.80	0.24	1.40	1.01	-1.81	0.69	0.17	0.17	0.99	0.24	0.24
47 y	4.90	5.00	0.12	2.80	0.60	0.6	2.01	3.69	1.59	1.92	0.95	0.85	1.03	0.51
49	3.00	3.10	0.12	2.55	0.37	0.8	2.01	-5.26	1.31	0.98	0.49	0.92	0.69	0.34
50 y 51	5.90	6.00	0.12	2.80	0.72	0.5	6.91	-3.81	1.64	8.16	1.18	0.82	4.08	0.59
Σ										7.31	3.94		2.08	2.64
52	2.90	3.00	0.12	2.15	0.36	0.7	-0.82	0.96	1.45	0.50	0.52	0.89	0.31	0.32
53	2.00	2.10	0.12	2.15	0.25	1.0	3.73	-1.14	0.98	-0.28	0.25	0.95	-0.27	0.24
Σ										0.22	0.77		0.04	0.56
54	2.10	2.20	0.12	2.15	0.26	1.0	-2.27	-0.09	1.04	-0.63	0.28	0.95	-0.57	0.25
55	1.28	1.38	0.12	2.15	0.17	1.6	2.73	-0.50	0.59	0.27	0.10	1.00	0.45	0.16
Σ										0.36	0.37		0.12	0.41

Entrepiso	Excentricidad de servicio		Excentricidad de colapso		B_n (m)	L_n (m)	B_n/L_n	$0.1 B_n$ (m)	Condición de diseño	$0.1 L_n$ (m)	Condición de diseño
	e_x (m)	e_y (m)	e_x (m)	e_y (m)							
3	0.96	0.28	0.28	0.06	7.12	2.22	3.21	0.71	No Cumple	0.22	No Cumple
2	1.99	0.93	1.16	0.50	14.02	13.02	1.08	1.40	No Cumple	1.30	Cumple
1	2.21	0.01	1.32	0.15	14.02	13.02	1.08	1.40	No Cumple	1.30	Cumple

Requisitos según Sismo-CFE 2015 para el método de análisis sísmico simplificado

1	En cada planta, la estructura es razonablemente simétrica a dos ejes ortogonales	No cumple
2	Los muros son colineales con la cimentación	No cumple
3	La relación entre la longitud y ancho de cada planta no excederá de 2.0	No cumple
4	La relación altura y dimensión mín de la base de la estructura no excederá de 1.5	Cumple
5	El sistema de piso consituye un diafragma rígido	Cumple

1. En la dirección Y, ninguna planta cumple con la excentricidad torsional mínima permisible.
2. El muro 46 del primer piso no es colineal con la cimentación.
3. La planta de la estructura no excede la relación $l/b \leq 2.0$
4. La relación altura y dimensión mínima de la base no excede de 1.5
5. Todos los niveles tienen losas de concreto

Sentido	Condiciones de regularidad											Clasificación	Factor de irregularidad
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11		
X	✓	✓	✓	✗	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✗	Irregular	$\alpha_x = 0.80$
Y	✓	✓	✓	✗	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✗	Irregular	$\alpha_y = 0.80$

En el sentido X no cumple dos requisitos de regularidad. La casa se clasifica como estructura irregular y además por no cumplir con el requisito 11 se deberá aplicar un factor de irregularidad igual a 0.8 en la fuerza de diseño sísmica.

En el sentido Y no cumple dos requisitos de regularidad. La casa es una estructura irregular y se deberá aplicar un factor de irregularidad en la fuerza de diseño sísmica igual a 0.8.

ANÁLISIS SÍSMICO

• Espectro para diseño sísmico

Normatividad	Tipo de suelo	Zona sísmica	Tipo de espectro
CFE-2015	Suelo general	C	Aceleración constante
NTC-TLAX 2018	Tipo II	B	Espectro regional

Ubiación: Coordenadas:	Estado de Tlaxcala, Mpio. Apizaco	
	Long -98°.0937 O	Lat 19°.412 N

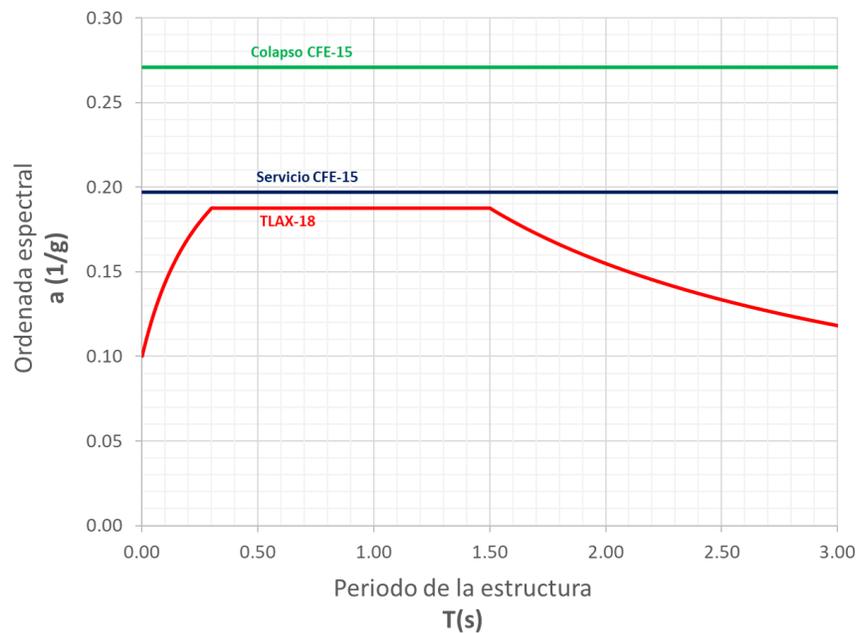
Espectro de aceleración constante CFE-2015	
DATOS	
Factor de sitio	$F_{sit} = 2.70$
Factor de respuesta	$F_{Res} = 3.90$
Accl máx en roca al nivel de referencia	$a_0' = 100.96 \text{ cm/s}^2$
Factor de amortiguamiento	$\beta = 1.00$
Factor reductor por ductilidad	$Q' = 2.00$
Factor reductor por sobrerresistencia	$R = 2.50$
Factor de redundancia	$\rho = 1.00$
Factor reductor por irregularidad	$\alpha = 0.80$
Factor de importancia	$F_{IE} = 1.00$

Espectro regional NTC-Tlaxcala 2018	
Datos	
Factor de comportamiento sísmico	$Q = 2.00$
Regionalización sísmica	Zona = B
¿Es una estructura regular?	No
Tipo de suelo	II

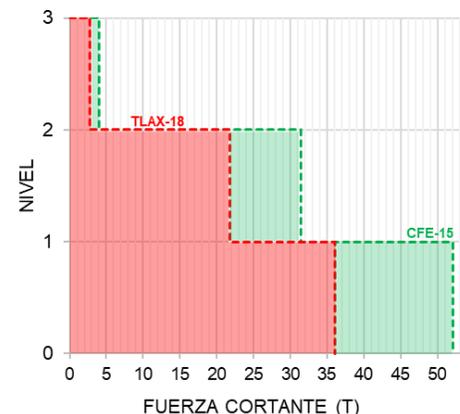
RESULTADOS	
Accleración máxima espectral	$c = 1063.11 \text{ cm/s}^2$
Accleración de diseño transparente para colapso	$a = 1.08 \text{ 1/g}$
Accleración de diseño modificada para colapso	$a' = 0.2709 \text{ 1/g}$
Accleración de diseño para servicio	$a'' = 0.1970 \text{ 1/g}$

RESULTADOS	
Coefficiente de accleración del terreno	$a_0 = 0.08 \text{ 1/g}$
Coefficiente de diseño sísmico	$c = 0.1875 \text{ 1/g}$
Periodo inicial característico de la meseta	$T_s = 0.30 \text{ s}$
Periodo final característico de la meseta	$T_b = 1.50 \text{ s}$
Exponente que define la rama descendente	$r = 2/3$

Espectros de diseño

Análisis estático sin conocer T_e

	Nivel	Peso w (T)	Altura de entrepiso	Altura h (m)	$w h$ (T m)	F_n (T)	V_n (T)
CFE-15	1	110.75	3	3	332.25	20.62	52.06
	2	73.56	3	6	441.39	27.40	31.44
	3	7.85	2.3	8.3	65.14	4.04	4.04
	Σ	192.16			838.77	52.06	
TLAX-18	1	110.75	3	3	332.25	14.27	36.03
	2	73.56	3	6	441.39	18.96	21.76
	3	7.85	2.3	8.3	65.14	2.80	2.80
	Σ	192.16			838.77	36.03	



Resistencia de entrepiso NTC-Mampostería 2017

Datos			
Resistencia a fuerza cortante de la mampostería	$V'_{m\pm}$	2.00	kg/cm ²
Factor de resistencia	F_R	0.70	
Factor de carga	F_c	1.10	

CONDICIÓN DE DISEÑO

$$V_{Ri} \geq 0.8V_{Ui}$$

NTC - MAMPOSTERÍA 17

Resultados

Muro	L_M (m)	t (m)	h (m)	A_T (m ²)	CM (T)	CV_{INS} (T)	P (T)	V_{mR} (T)
1	2.00	0.12	2.80	0.24	5.23	0.22	5.45	2.83
2	2.00	0.12	2.80	0.24	7.19	0.55	7.74	3.30
3	1.10	0.12	2.80	0.13	2.72	0.07	2.79	1.51
4	2.10	0.12	2.80	0.25	7.55	0.59	8.15	3.48
5	4.10	0.12	2.80	0.49	12.05	0.67	12.72	6.12
6	3.00	0.12	2.80	0.36	21.06	2.02	23.08	7.37
7	2.00	0.12	2.80	0.24	5.52	0.55	6.07	2.95
8	1.20	0.12	2.80	0.14	3.90	0.39	4.28	1.91
9	3.00	0.12	2.20	0.36	13.36	0.82	14.18	5.50
10	1.70	0.12	2.80	0.20	5.10	0.30	5.40	2.56
11	1.10	0.12	2.80	0.13	5.13	0.21	5.34	2.05
12	2.50	0.12	2.20	0.30	8.32	0.58	8.90	3.97
13	1.30	0.12	2.20	0.16	3.98	0.24	4.22	1.98
Σ	35.40			3.25	101.1	7.2	108.3	45.5
14	0.90	0.12	2.80	0.11	1.76	0.16	1.91	1.16
15	1.10	0.12	2.80	0.13	3.76	0.18	3.94	1.75
16	1.50	0.12	2.80	0.18	3.62	0.11	3.74	2.04
17	2.10	0.12	2.80	0.25	9.51	0.84	10.35	3.94
18	3.00	0.12	2.80	0.36	9.16	0.39	9.55	4.53
19	3.00	0.12	2.80	0.36	7.96	0.65	8.61	4.33
20	4.00	0.12	2.80	0.48	13.38	0.74	14.12	6.32
21	1.10	0.12	2.80	0.13	6.27	0.61	6.87	2.37
22	3.00	0.12	2.20	0.36	12.86	1.06	13.92	5.44
23	1.00	0.12	2.20	0.12	6.03	0.41	6.43	2.19
24	0.90	0.12	2.20	0.11	4.26	0.18	4.44	1.69
25	3.00	0.12	2.20	0.36	8.54	0.49	9.04	4.42
26	3.10	0.12	2.20	0.37	8.72	0.52	9.24	4.54
Σ	27.70			3.32	95.8	6.3		44.7

Muro	L_M (m)	t (m)	h (m)	A_T (m ²)	CM (T)	CV_{INS} (T)	P (T)	V_{mR} (T)
27	3.00	0.12	2.30	0.37	2.95	0.04	2.99	3.23
28	1.90	0.12	2.30	0.24	3.09	0.08	3.17	2.34
29	1.00	0.12	2.30	0.13	1.76	0.04	1.81	1.30
30	1.00	0.12	2.55	0.13	1.60	0.02	1.62	1.26
31	2.00	0.12	2.55	0.25	3.40	0.10	3.50	2.50
32	4.00	0.12	2.80	0.49	5.05	0.09	5.15	4.53
33	2.90	0.12	2.80	0.36	11.19	0.82	12.02	5.04
34	2.00	0.12	2.80	0.25	6.86	0.21	7.08	3.25
35	2.90	0.12	2.80	0.36	4.32	0.08	4.40	3.44
36	1.60	0.12	2.55	0.20	2.37	0.04	2.42	1.94
37	1.10	0.12	2.55	0.14	1.86	0.03	1.89	1.40
38	1.00	0.12	2.55	0.13	1.30	0.02	1.32	1.20
39	2.40	0.12	2.30	0.30	3.85	0.09	3.94	2.93
40	1.20	0.12	2.30	0.16	1.87	0.03	1.90	1.49
Σ	28.00			3.53	51.5	1.7	53.2	35.9
41	1.00	0.12	2.80	0.13	1.95	0.03	1.98	1.34
42	1.40	0.12	2.55	0.18	1.56	0.02	1.58	1.59
43	1.00	0.12	2.55	0.13	3.47	0.12	3.59	1.68
44	2.10	0.12	2.80	0.26	6.15	0.41	6.57	3.23
45	2.90	0.12	2.80	0.36	4.25	0.08	4.33	3.43
46	1.90	0.12	2.80	0.24	6.73	0.45	7.19	3.19
47	3.90	0.12	2.80	0.48	6.19	0.14	6.33	4.69
48	1.00	0.12	2.80	0.13	3.49	0.30	3.79	1.72
49	3.00	0.12	2.55	0.37	5.86	0.15	6.01	3.87
50	2.90	0.12	2.80	0.36	4.36	0.08	4.45	3.45
51	3.00	0.12	2.55	0.37	4.34	0.09	4.43	3.53
Σ	24.10			10.08	151.3	5.3	50.2	31.7
52	2.90	0.12	2.15	0.36	3.6	0.2	3.82	3.32
53	2.00	0.12	2.15	0.25	1.5	0.0	1.55	2.09
Σ	4.90			0.61	5.2	0.2	5.4	5.4
54	2.10	0.12	2.15	0.26	2.9	0.1	3.03	2.48
55	1.28	0.12	2.15	0.17	1.1	0.0	1.10	1.39
Σ	3.38			0.43	4.0	0.2	4.1	3.9

Nivel	V_U (T)		V_{mR} (T)					
	CFE	TLAX	Dir - x	CFE	TLAX	Dir - y	CFE	TLAX
3	3.56	2.46	5.41	Cumple	Cumple	3.87	Cumple	Cumple
2	27.67	19.15	35.86	Cumple	Cumple	31.72	Cumple	Cumple
1	45.81	31.71	45.51	Error	Cumple	44.72	Error	Cumple

La rigidez lateral y la resistencia al corte en ningún entrepiso difiere en más del 50% de la del entrepiso inmediato inferior a excepción del último entrepiso.

Combinaciones de carga

Deflexiones de corta duración	COMB1	CM + CVMAX
Deflexiones de larga duración	COMB2	CM + CVMED
Resistencia de elementos a cargas verticales	COMB3	1.3 CM + 1.5 CVMAX (CDMX - 17)
		1.4 CM + 1.4 CV (TLAX - 18)
Resistencia de elementos a cargas verticales y horizontales	COMB4	1.1 CM + 1.1 CVINST ± 1.1 (100% SISMOX) ± 1.1 (30% SISMOY)
	COMB5	1.1 CM + 1.1 CVINST ± 1.1 (30% SISMOX) ± 1.1 (100% SISMOY)

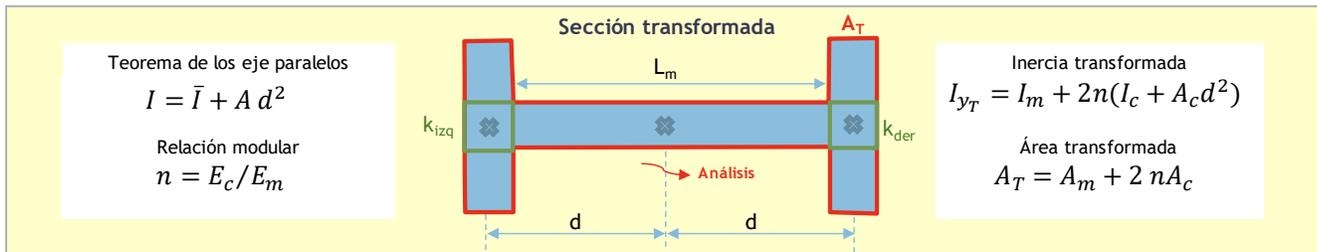
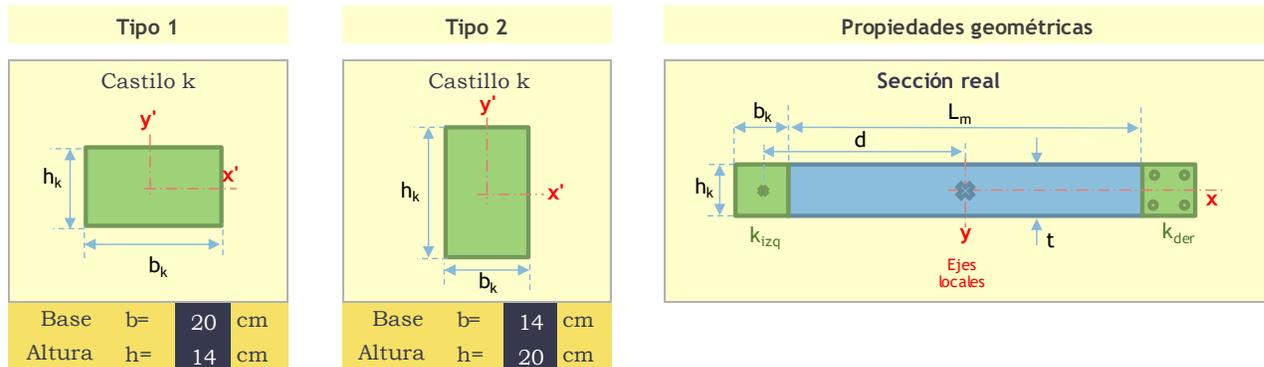
MÉTODO DE COLUMNA ANCHA

• Propiedades geométricas de muros

A continuación, se muestra las propiedades geométricas transformadas. Los tipos de castillos que se incluyen en los muros de la casa habitación se clasifican de acuerdo a su orientación respecto a sus ejes locales.

MÉTODO DE COLUMNA ANCHA

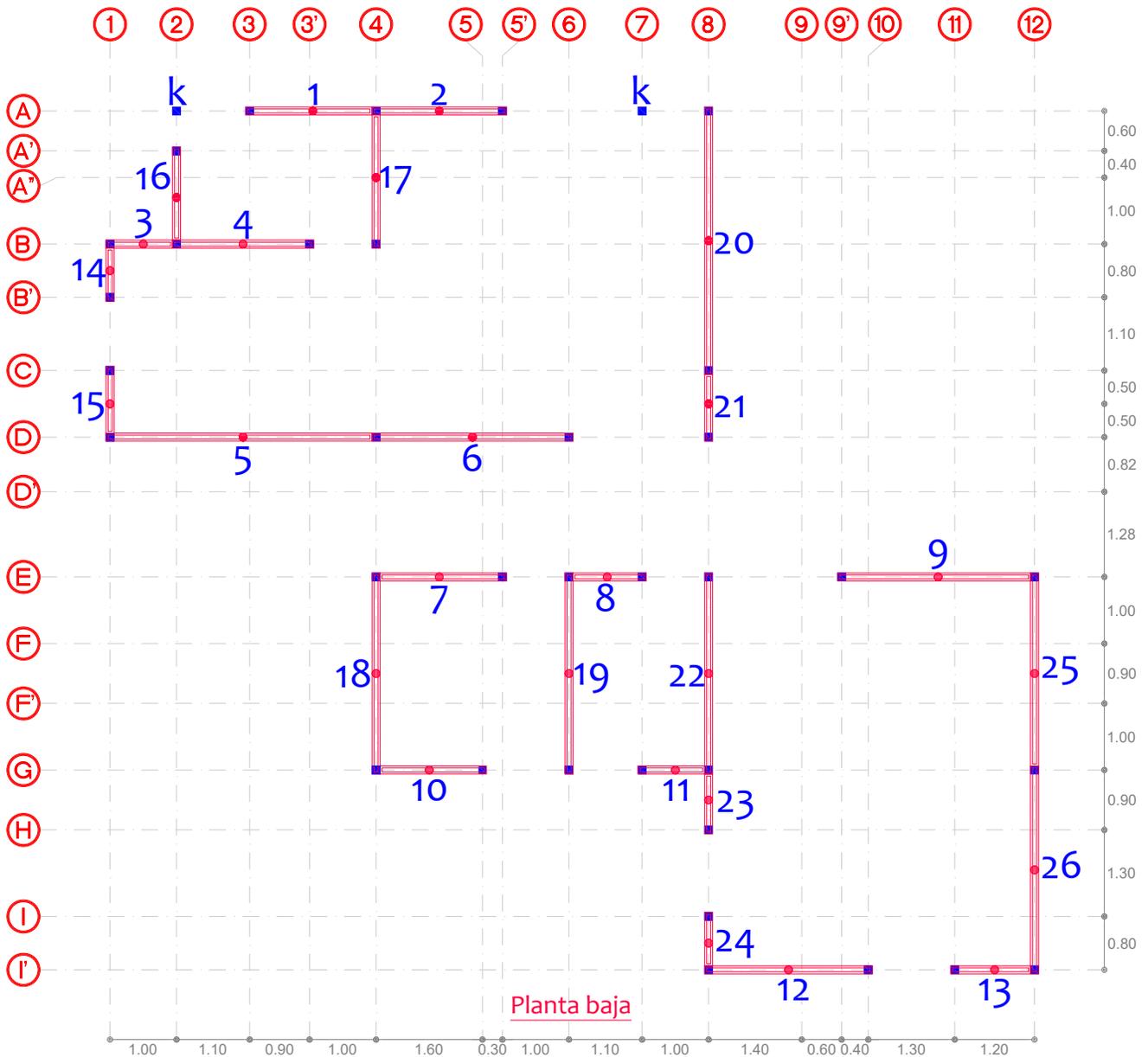
Tipo de construcción:	Casa habitación
Material:	Mampostería



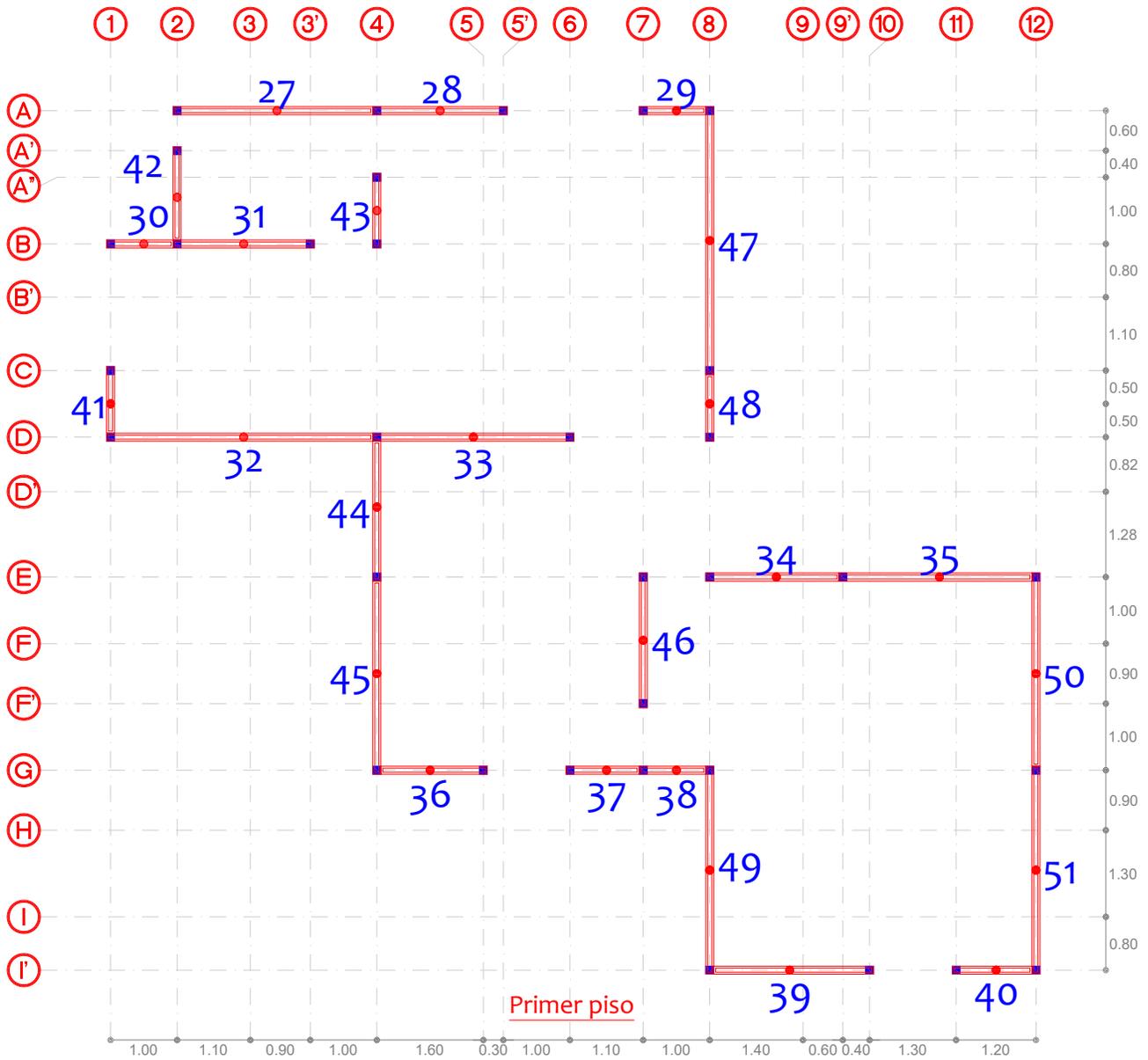
Datos			
Módulo de elasticidad de la mampostería de corta duración	$E_m =$	12000.00	kg/cm ²
Módulo de elasticidad del concreto	$E_c =$	197989.90	kg/cm ²
Espesor del muro	$t_m =$	12.00	cm

Resultados			
Momento de inercia respecto a x del castillo T-1	$I_x =$	4573.33	cm ⁴
Momento de inercia respecto a y del castillo T-1	$I_y =$	9333.33	cm ⁴
Momento de inercia respecto a x del castillo T-2	$I_x =$	9333.33	cm ⁴
Momento de inercia respecto a y del castillo T-2	$I_y =$	4573.33	cm ⁴
Relación modular	$n =$	16.50	
Factor de forma de sección rectangular	$k =$	1.20	
Área del castillo	$A_k =$	0.03	m ²

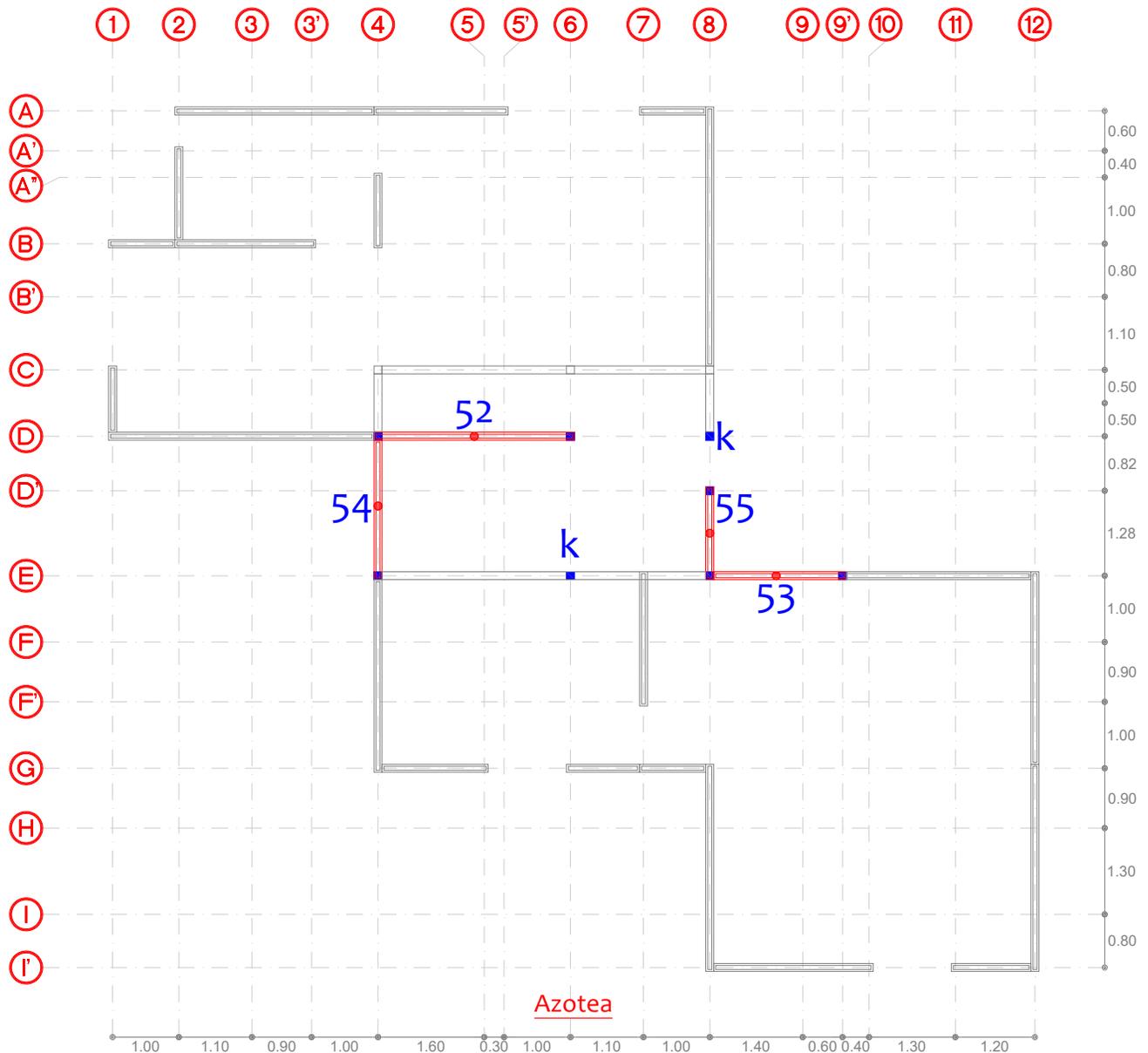
Los muros se dividen de manera que sus centros estén entre dos castillos con el fin de obtener los elementos mecánicos en cada uno y así poder realizar el método optativo.



Nivel: Planta baja							Propiedades transformadas								
Muro	Longitud	Altura entre ejes (m)	Área	Inercia	Inercia	d	Castillos		Inercia	Inercia	Área	Área de cortante	Torsión		
No	L_m (m)		A_m (m ²)	I_{xm} (m ⁴)	I_{ym} (m ⁴)	(m)	Izq	T Der	I_{xT} (m ⁴)	I_{yT} (m ⁴)	A_T (m ²)	A_{Tv_x} (m ²)	Av_y (m ²)	J (m ⁴)	
Sentido en x	1	1.90	3.00	0.228	0.0003	0.069	0.95	SI	1	0.001	0.487	0.690	0.575	0.190	0.0011
	2	1.90	3.00	0.228	0.0003	0.069	0.95	SI	1	0.002	0.906	1.152	0.960	0.190	0.0011
	3	1.00	3.00	0.120	0.0001	0.010	0.50	SI	1	0.001	0.127	0.582	0.485	0.100	0.0006
	4	2.00	3.00	0.240	0.0003	0.080	1.00	SI	2	0.003	1.006	1.164	0.970	0.200	0.0012
	5	4.00	3.00	0.480	0.0006	0.640	2.00	SI	2	0.002	2.489	0.942	0.785	0.400	0.0023
	6	2.90	3.00	0.348	0.0004	0.244	1.45	SI	1	0.002	2.190	1.272	1.060	0.290	0.0017
	7	1.90	3.00	0.228	0.0003	0.069	0.95	SI	1	0.001	0.487	0.690	0.575	0.190	0.0011
	8	1.10	3.00	0.132	0.0002	0.013	0.55	SI	1	0.001	0.155	0.594	0.495	0.110	0.0006
	9	2.90	2.40	0.348	0.0004	0.244	1.45	SI	1	0.001	1.217	0.810	0.675	0.290	0.0017
	10	1.60	3.00	0.192	0.0002	0.041	0.80	SI	1	0.001	0.338	0.654	0.545	0.160	0.0009
Sentido en y	11	1.00	3.00	0.120	0.0001	0.010	0.50	SI	1	0.001	0.127	0.582	0.485	0.100	0.0006
	12	2.40	2.40	0.288	0.0003	0.138	1.20	SI	2	0.003	1.471	1.212	1.010	0.240	0.0014
	13	1.20	2.40	0.144	0.0002	0.017	0.60	SI	1	0.001	0.185	0.606	0.505	0.120	0.0007
	14	0.80	3.00	0.096	0.0001	0.005	0.40	SI	1	0.001	0.081	0.558	0.465	0.080	0.0005
	15	1.00	3.00	0.120	0.0001	0.010	0.50	SI	1	0.001	0.127	0.582	0.485	0.100	0.0006
	16	1.40	3.00	0.168	0.0002	0.027	0.70	SI	1	0.001	0.255	0.630	0.525	0.140	0.0008
	17	2.00	3.00	0.240	0.0003	0.080	1.00	SI	2	0.002	0.543	0.702	0.585	0.200	0.0012
	18	2.90	3.00	0.348	0.0004	0.244	1.45	SI	1	0.002	2.190	1.272	1.060	0.290	0.0017
	19	2.90	3.00	0.348	0.0004	0.244	1.45	SI	2	0.003	2.188	1.272	1.060	0.290	0.0017
	20	3.90	3.00	0.468	0.0006	0.593	1.95	SI	2	0.003	4.109	1.392	1.160	0.390	0.0022
	21	1.00	3.00	0.120	0.0001	0.010	0.50	SI	1	0.001	0.127	0.582	0.485	0.100	0.0006
	22	2.90	2.40	0.348	0.0004	0.244	1.45	SI	1	0.002	2.190	1.272	1.060	0.290	0.0017
	23	0.90	2.40	0.108	0.0001	0.007	0.45	SI	1	0.001	0.102	0.570	0.475	0.090	0.0005
	24	0.80	2.40	0.096	0.0001	0.005	0.40	SI	1	0.001	0.081	0.558	0.465	0.080	0.0005
	25	2.90	2.40	0.348	0.0004	0.244	1.45	SI	1	0.001	1.217	0.810	0.675	0.290	0.0017
	26	3.00	2.40	0.360	0.0004	0.270	1.50	SI	2	0.003	2.351	1.284	1.070	0.300	0.0017



Nivel: Primer nivel											Propiedades transformadas						
Muro	Longitud	Altura entre ejes (m)	Área	Inercia	Inercia	d	Castillos				Inercia	Inercia	Área	Área de cortante		Torsión	
No	L_m (m)		A_m (m ²)	I_{xm} (m ⁴)	I_{ym} (m ⁴)	(m)	Izq	T	Der	T	I_{xt} (m ⁴)	I_{yt} (m ⁴)	A_T (m ²)	AvT_x (m ²)	Av_y (m ²)	J (m ⁴)	
Sentido en x	27	3.00	2.50	0.360	0.0004	0.270	SI	1			0.001	1.311	0.822	0.685	0.300	0.0017	
	28	1.90	2.50	0.228	0.0003	0.069	SI	1	SI	1	0.002	0.906	1.152	0.960	0.190	0.0011	
	29	1.00	2.50	0.120	0.0001	0.010	SI	1			0.001	0.127	0.582	0.485	0.100	0.0006	
	30	1.00	2.76	0.120	0.0001	0.010	SI	1			0.001	0.127	0.582	0.485	0.100	0.0006	
	31	2.00	2.76	0.240	0.0003	0.080	SI	2		SI	1	0.003	1.006	1.164	0.970	0.200	0.0012
	32	4.00	3.00	0.480	0.0006	0.640	SI	2			0.002	2.489	0.942	0.785	0.400	0.0023	
	33	2.90	3.00	0.348	0.0004	0.244	SI	1		SI	1	0.002	2.190	1.272	1.060	0.290	0.0017
	34	2.00	3.00	0.240	0.0003	0.080	SI	2			0.002	0.543	0.702	0.585	0.200	0.0012	
	35	2.90	3.00	0.348	0.0004	0.244	SI	1			0.001	1.217	0.810	0.675	0.290	0.0017	
	36	1.60	2.75	0.192	0.0002	0.041	SI	1		SI	1	0.001	0.338	0.654	0.545	0.160	0.0009
	37	1.10	2.75	0.132	0.0002	0.013	SI	1			0.001	0.155	0.594	0.495	0.110	0.0006	
	38	1.00	2.75	0.120	0.0001	0.010	SI	1			0.001	0.127	0.582	0.485	0.100	0.0006	
Sentido en y	39	2.40	2.50	0.288	0.0003	0.138	SI	1		SI	1	0.001	0.805	0.750	0.625	0.240	0.0014
	40	1.20	2.50	0.144	0.0002	0.017	SI	1			0.001	0.185	0.606	0.505	0.120	0.0007	
	41	1.00	3.00	0.120	0.0001	0.010	SI	1			0.001	0.127	0.582	0.485	0.100	0.0006	
	42	1.40	2.67	0.168	0.0002	0.027	SI	1			0.001	0.255	0.630	0.525	0.140	0.0008	
	43	1.00	2.69	0.120	0.0001	0.010	SI	1		SI	2	0.002	0.243	1.044	0.870	0.100	0.0006
	44	2.10	3.00	0.252	0.0003	0.093	SI	1		SI	1	0.001	0.603	0.714	0.595	0.210	0.0012
	45	2.90	2.88	0.348	0.0004	0.244	SI	1		SI	1	0.001	1.217	0.810	0.675	0.290	0.0017
	46	1.90	2.92	0.228	0.0003	0.069	SI	2		SI	1	0.003	0.905	1.152	0.960	0.190	0.0011
	47	3.90	2.75	0.468	0.0006	0.593	SI	2		SI	1	0.003	4.109	1.392	1.160	0.390	0.0022
	48	1.00	3.00	0.120	0.0001	0.010	SI	1		SI	1	0.001	0.127	0.582	0.485	0.100	0.0006
	49	3.00	2.63	0.360	0.0004	0.270	SI	1		SI	1	0.002	2.352	1.284	1.070	0.300	0.0017
	50	2.90	2.88	0.348	0.0004	0.244	SI	1		SI	1	0.001	1.217	0.810	0.675	0.290	0.0017
	51	3.00	2.63	0.360	0.0004	0.270	SI	1		SI	2	0.003	2.351	1.284	1.070	0.300	0.0017

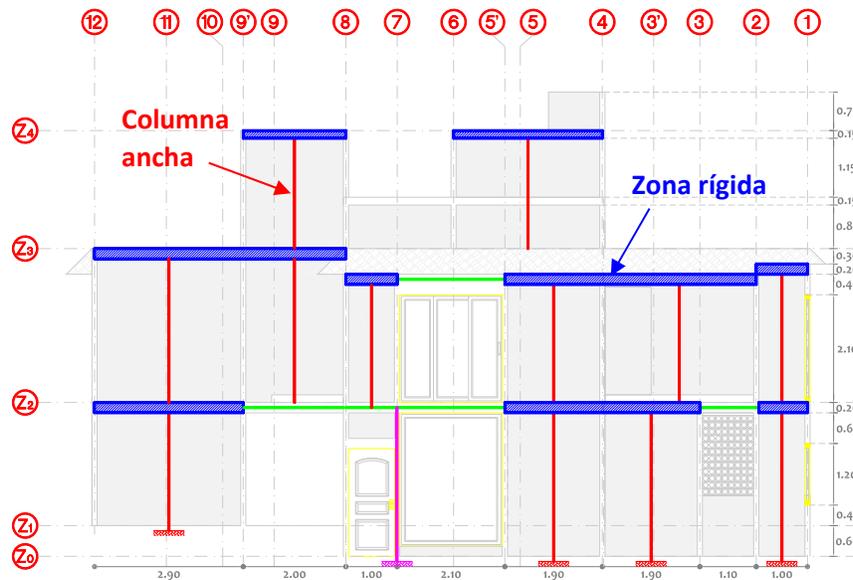


Nivel: Azotea							Propiedades transformadas										
Muro	Longitud	Altura entre ejes (m)	Área	Inercia	Inercia	d	Castillos				Inercia	Inercia	Área	Área de cortante		Torsión	
No	L_m (m)		A_m (m ²)	I_{xm} (m ⁴)	I_{ym} (m ⁴)	(m)	Izq	T	Der	T	I_{xT} (m ⁴)	I_{yT} (m ⁴)	A_T (m ²)	Av_{Tx} (m ²)	Av_y (m ²)	J (m ⁴)	
x	52	2.90	2.30	0.348	0.0004	0.244	1.45	SI	1	SI	1	0.002	2.190	1.272	1.060	0.290	0.0017
	53	2.00	2.30	0.240	0.0003	0.080	1.00	SI	1	SI	1	0.001	0.544	0.702	0.585	0.200	0.0012
y	54	2.10	2.30	0.252	0.0003	0.093	1.05	SI	1	SI	1	0.001	0.603	0.714	0.595	0.210	0.0012
	55	1.28	2.30	0.154	0.0002	0.021	0.64	SI	1	SI	1	0.002	0.403	1.078	0.898	0.128	0.0007

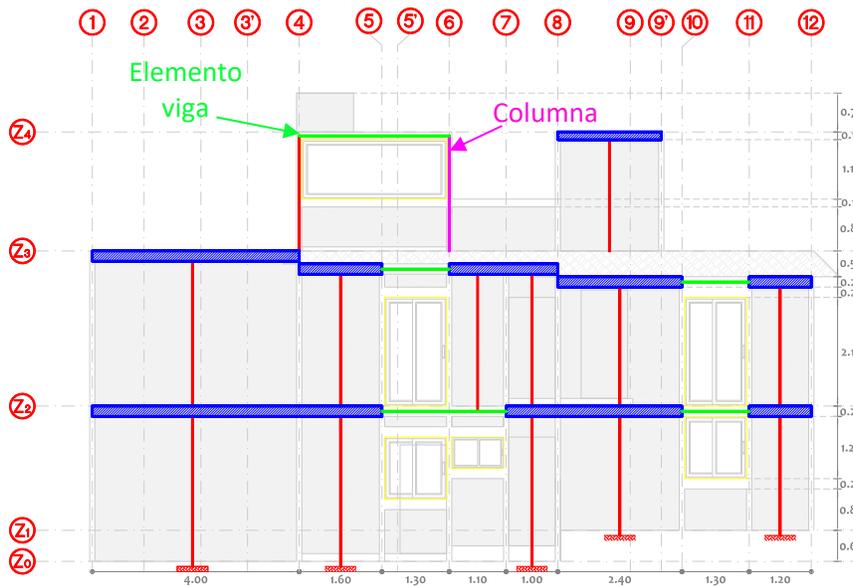
Programa de análisis estructural

Se utilizará el programa de análisis estructural SAP2000 v14.2.4.

1. Inicialmente, se realiza la plantilla de referencia para colocar muros y trabes, esto nos ayudará a trabajar mejor en el entorno del software.
2. Posteriormente, se definen los materiales a usar con sus propiedades mecánicas, para nuestro caso será Mampostería y Concreto. Como las cargas de los elementos se calcularon externamente, el peso de los materiales será nulo.
3. Después se describen las secciones de los elementos estructurales con sus respectivas propiedades que serán las transformadas para los muros de columna ancha. Se dibujan estos elementos en la plantilla para crear el modelo estructural.
4. Se realizan los patrones de carga que intervienen en el análisis, las cuales incluyen carga muerta, carga viva y carga accidental. Inmediatamente, se colocan en elementos estructurales todas las fuerzas que intervienen y se realizan las combinaciones de carga.
5. Finalmente se calibra el modelo a través de los resultados hechos en la hoja de cálculo, como son el peso total de la construcción y la fuerza sísmica basal mínima. Se analiza si los desplazamientos cumplen con el reglamento, si son correctos, se diseñarán los elementos estructurales con dichas fuerzas, en caso de no cumplir, se aumentarán las secciones de los elementos o sus propiedades mecánicas.



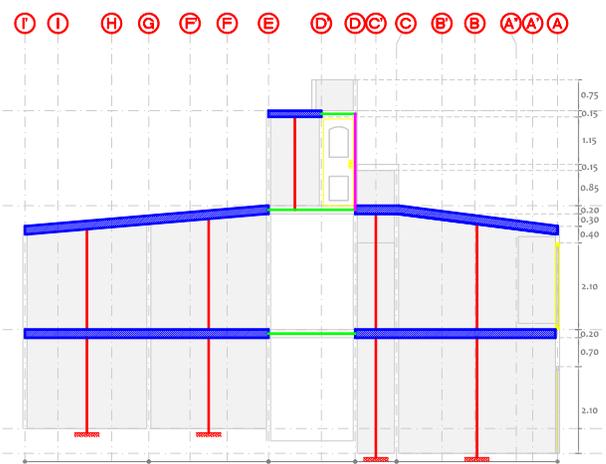
Fachada Jardín



Fachada Calle



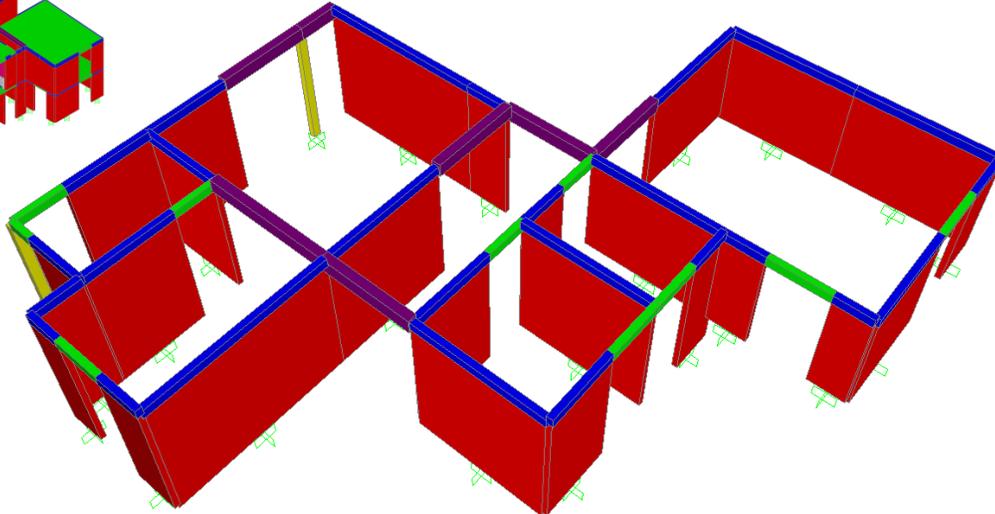
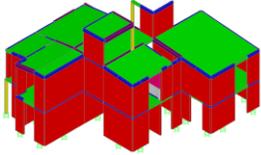
Fachada Entrada



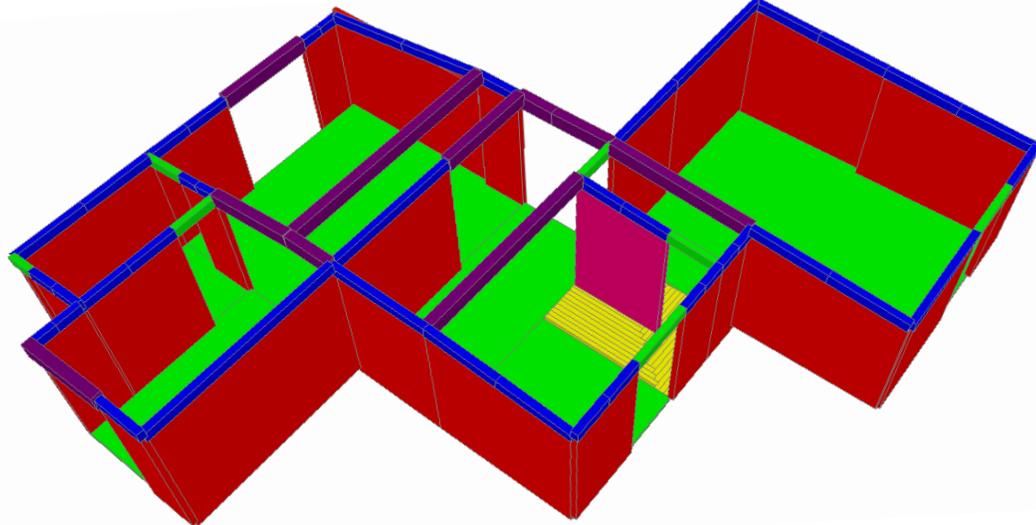
Fachada colindancia

Resumen de propiedades mecánicas de los materiales

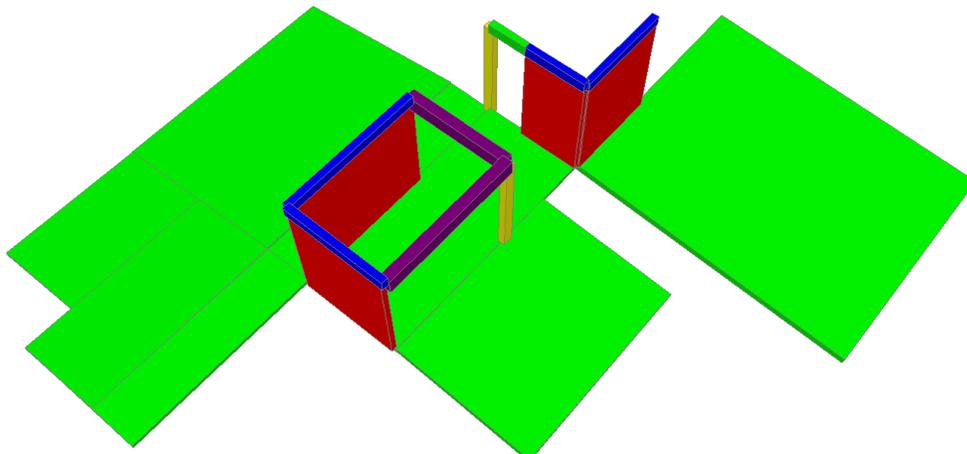
Material	Resistencia a compresión T/m^2	Módulo de elasticidad T/m^2	Módulo de cortante T/m^2
Mampostería	$f'_m = 150$	$E_m = 800 f'_m = 120\ 000$	$G = 0.4 E_m = 48\ 000$
Concreto	$f'_c = 2\ 000$	$E_m = 14\ 000 \sqrt{200} = 2\ 000\ 000$	$G = 0.4 E_m = 80\ 000$



Muros de PB



Muros de 1P



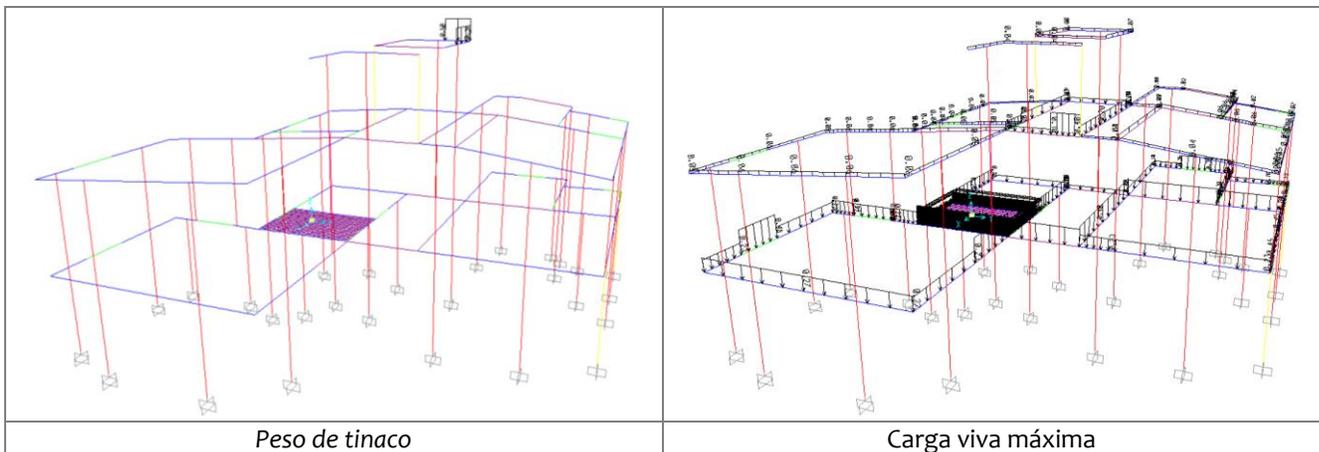
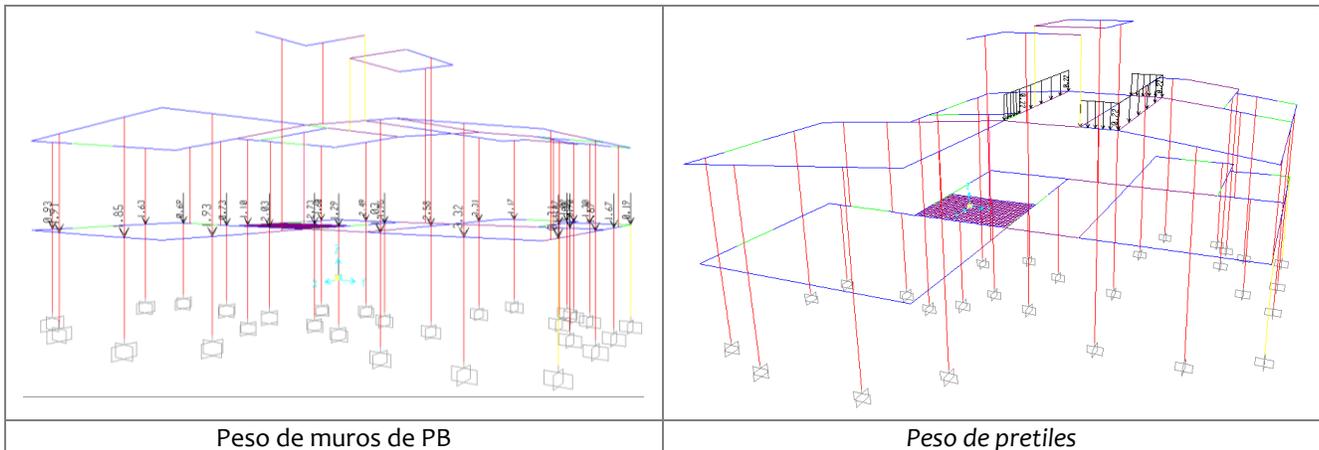
Muros de azotea

• Calibración del modelo

1. Cargas gravitacionales

Se realizará el análisis del modelo en el programa SAP2000 v14.2.4 para cargas verticales.

Carga	Hoja de cálculo	SAP2000 v14.2.4	Porcentaje de error
Peso de la estructura	200.96 Ton	200.47 Ton	0.24 %
Carga viva máxima	27.89	27.92 Ton	0.10 %
Carga viva instantánea	13.86	13.73 Ton	0.93 %
Carga viva media	9.27	9.23 Ton	0.43 %

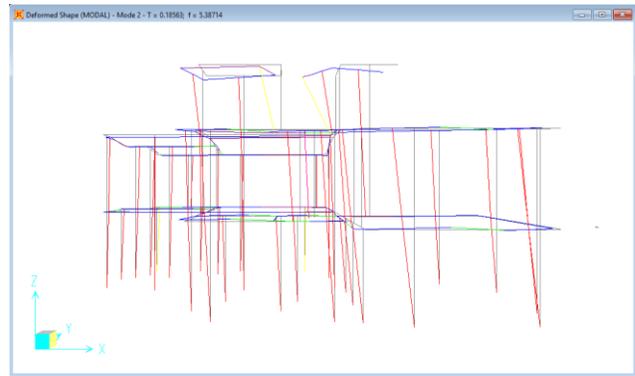
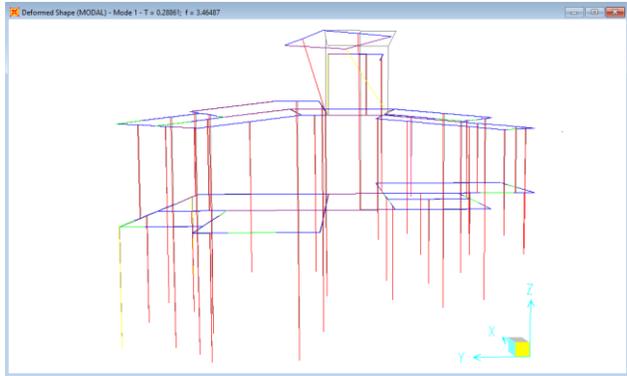


Peso sísmico	Nivel 1	Nivel 2	Nivel 3	Total
	T	T	T	T
Muros estructurales	$45.3/2 + 44/2$	$44/2 + 5.91/2$	$5.91/2$	72.56
Losa	51.2	38.2	2.41	91.81
Dalas	1.8	2.1	0.48	4.38
Vigas	1.5	2.5	0.53	4.53
Muros bajos	0.3	0	0	0.3
Muros divisorios	1	0	0	1
Pretiles	0	2.64	0	2.64
Tinaco	0	0	0.97	0.97
CV _{INS}	10.28	3.07	0.51	13.86
Total	110.75	73.56	7.86	192.55

2. Cortante basal mínimo

Propiedades dinámicas de la estructura

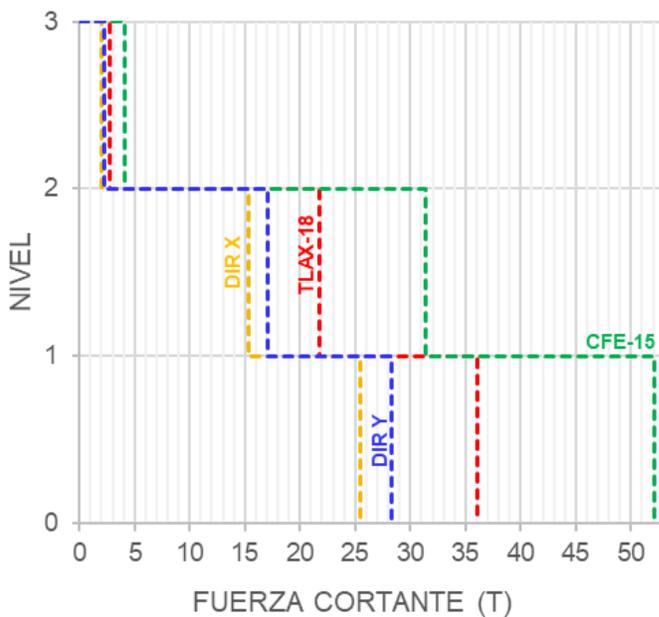
Dirección	Periodo estructural	Amortiguamiento
Modal X	$T_e = 0.18563 \text{ s}$	$\zeta = 5\%$
Modal Y	$T_e = 0.28861 \text{ s}$	



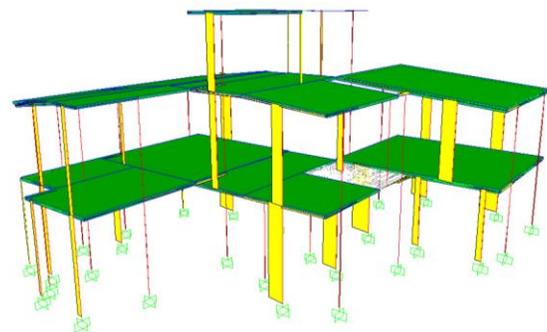
El primer periodo es hacia el sentido con menor rigidez.

Estado CFE 2015	Dir	W_T	a'_0	$W_T a'_0$	SAP2000 v14.2.4	Factor
Límite de colapso	X	192 Ton	0.27	51.84 Ton	$V_0 = 44.02 \text{ Ton}$	52/44
	Y		0.27	51.84 Ton	$V_0 = 35.97 \text{ Ton}$	52/36
Límite de servicio	X		0.20	38.40 Ton	$V_0 = 32.61 \text{ Ton}$	38/33
	Y		0.20	38.40 Ton	$V_0 = 26.65 \text{ Ton}$	38/27

Estado Tlaxcala 2018	Dir	W_T	$a(T_e)$	$0.8 * W_T a(T_e)$	SAP2000 v14.2.4	Factor
Límite de falla	X	192 Ton	0.1656	25.43 Ton	$V_0 = 26.90 \text{ Ton}$	Cumple
	Y		0.1844	28.32 Ton	$V_0 = 22.02 \text{ Ton}$	28/22



Cortante sísmico de colapso en dirección Y



• Recomendaciones de modelación

1. En la definición de las características mecánicas de los materiales se utilizó un valor nulo para el peso volumétrico del material.

Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color: Mampostería

Material Type: Other

Material Notes: Modify/Show Notes...

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 0

Mass per Unit Volume: 0

Units: Tonf, m, C

Mampostería

Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color: f'c=200

Material Type: Concrete

Material Notes: Modify/Show Notes...

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 0

Mass per Unit Volume: 0

Units: Tonf, m, C

Concreto

Para el material de las traves con rigidez infinita, se utilizará la herramienta de propiedades del material la cual en el apartado de módulo de elasticidad se incrementará en una proporción 1000 veces.

Isotropic Property Data

Modulus of Elasticity, E: 1.980E+09

Poisson's Ratio, U: 0.2

Coefficient of Thermal Expansion, A: 9.900E-06

Shear Modulus, G: 8.250E+08

2. Las secciones de los muros serán las propiedades transformadas, por lo que se utilizó un factor que involucra las propiedades transformadas y las propiedades del muro sin transformar.

Rectangular Section

Section Name: M-1

Section Notes: Modify/Show Notes...

Properties: Section Properties...

Property Modifiers: Set Modifiers

Material: Mampostería

Dimensions

Depth (t3): 1.9

Width (t2): 0.12

Display Color: [Red]

OK Cancel

Frame Property/Stiffness Modification Factors

Property/Stiffness Modifiers for Analysis

Cross-section (axial) Area: 3

Shear Area in 2 direction: 1

Shear Area in 3 direction: 3

Torsional Constant: 1

Moment of Inertia about 2 axis: 4

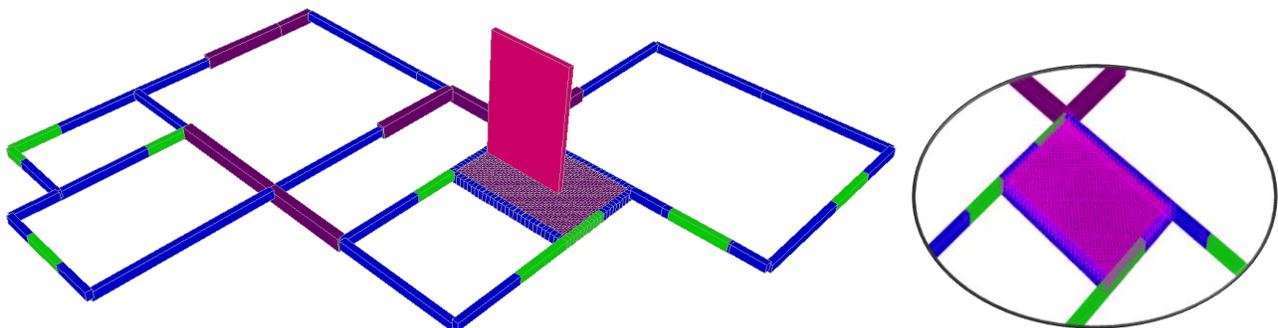
Moment of Inertia about 3 axis: 7

Mass: 1

Weight: 1

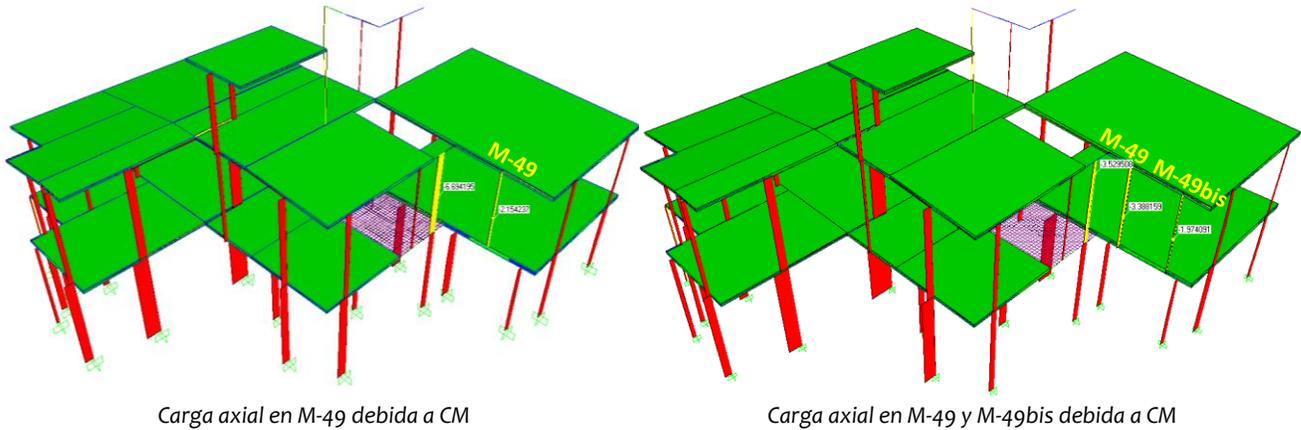
OK Cancel

3. Para muros que descansan sobre losas, se propone realizar una retícula de vigas con un ancho diferencial $b=10$ cm y un peralte con el espesor de la losa en las dos direcciones ortogonales. Se deberá dividir la retícula en las intersecciones de las vigas para que la carga se distribuya correctamente.



Retícula de vigas en ambas direcciones divididas en cada intersección

- Las cargas muertas y vivas se distribuirán como carga uniformemente repartida sobre las vigas, cerramientos y elementos rígidos, de acuerdo a su área tributaria. Únicamente el peso de los muros se considera como carga puntual.
- El programa de análisis estructural considera como principio el método de las rigideces, $F = kd$, por tal razón distribuye la carga a los elementos de mayor rigidez. Debido a esto, se observa una inconsistencia en la distribución de cargas verticales en los muros que descansan sobre vigas y muros a la misma vez, atrayendo menos carga a la debida por áreas tributarias, ya que el centro cae como carga puntual en el centro de trabe y no se distribuye en el muro de abajo. Por ello, se consideró que el muro 49 se dividió en dos tramos, cuyos centros ahora recaen sobre los elementos rígidos, observando una mayor carga axial hacia los dos tramos del muro 49.



- Para simular los diafragmas rígidos de la estructura se utilizaron elementos Shell – Thin o cascarón delgado con el mismo espesor de cada losa. No se utilizó la herramienta de diafragma rígido por la complejidad de colocar losas inclinadas, la cual consiste en agrupar los puntos referentes al nivel de la losa e indicarle hacia donde se moverán asignando un Nodo Maestro, esto sólo es válido para puntos que están en una misma cota.
- Para estructuras de concreto que tengan agrietamiento, se tomará en cuenta mediante un factor que afecte la inercia bruta de la sección.

Vigas agrietadas

Frame Property/Stiffness Modification Factors	
Property/Stiffness Modifiers for Analysis	
Cross-section (axial) Area	1
Shear Area in 2 direction	1
Shear Area in 3 direction	1
Torsional Constant	1
Moment of Inertia about 2 axis	1
Moment of Inertia about 3 axis	0.5
Mass	1
Weight	1
<input type="button" value="OK"/> <input type="button" value="Cancel"/>	

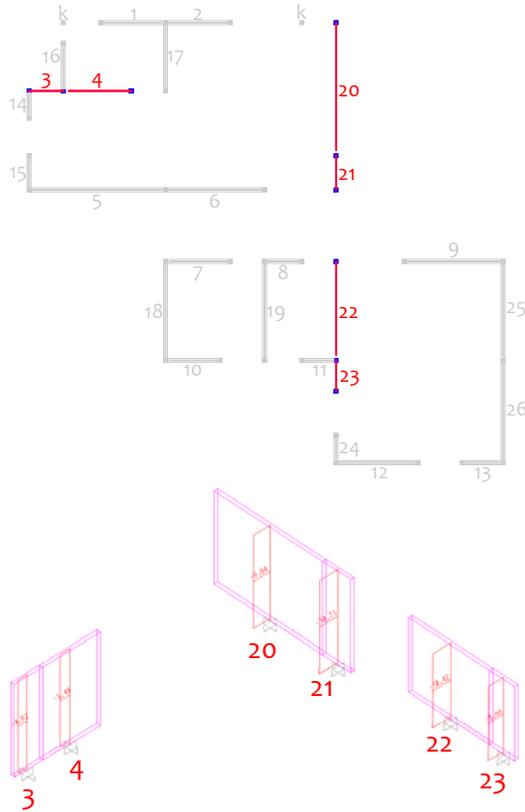
Columnas agrietadas

Frame Property/Stiffness Modification Factors	
Property/Stiffness Modifiers for Analysis	
Cross-section (axial) Area	1
Shear Area in 2 direction	1
Shear Area in 3 direction	1
Torsional Constant	1
Moment of Inertia about 2 axis	.7
Moment of Inertia about 3 axis	.7
Mass	1
Weight	1
<input type="button" value="OK"/> <input type="button" value="Cancel"/>	

- Para modelar muros que concurren en un mismo castillo se recomienda modelar el castillo en el muro más largo a través de su sección transformada, si son de diferente longitud; o sin distinción alguna en cualquier muro, si son de similar longitud.

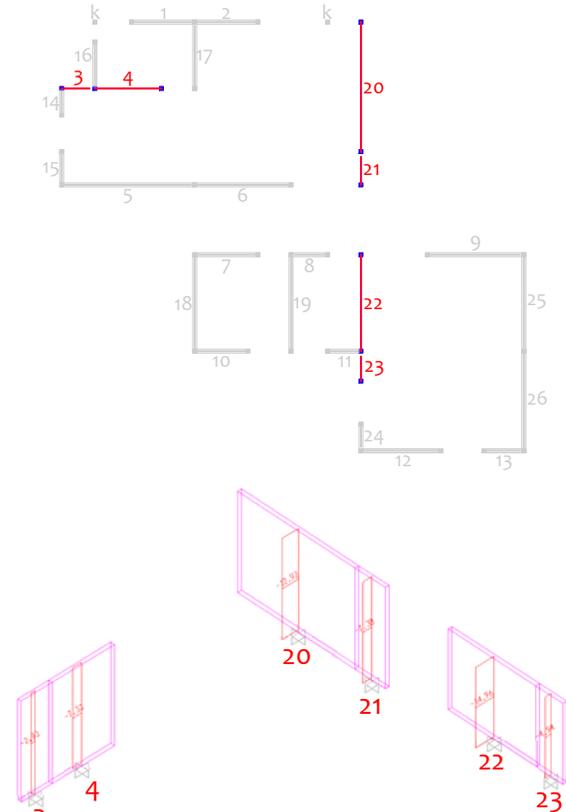
Para castillos intermedios entre dos muros, se consideraron dos castillos en el segmento con menor longitud y se observó que la carga axial se reparte más de lo debido hacia el muro corto, lo que indica una mala interpretación de los datos. Se optó por mantener los dos castillos en el muro largo y se identificó que la carga se distribuye correctamente de acuerdo a una bajada de cargas convencional.

Castillos en muros cortos



Muro	CM _{SAP2000} (T)	CM _{Excel} (T)	%e
3	4.9238	2.72	81.02
4	5.4886	7.55	27.30
20	9.8473	13.38	26.40
21	10.7104	6.27	70.82
22	10.4173	12.86	18.99
23	8.6599	6.03	43.61

Castillos en muros largos



Muro	CM _{SAP2000} (T)	CM _{Excel} (T)	%e
3	2.9324	2.72	7.81
4	7.3302	7.55	2.91
20	12.9166	13.38	3.46
21	7.3026	6.27	16.47
22	14.9628	12.86	16.35
23	4.9447	6.03	18.00

Con ello, se garantiza que la carga axial debida al sismo se distribuya adecuadamente.

- El peso sísmico es la suma de todas las cargas muertas e incluyendo carga viva instantánea, a excepción de muros de planta baja que sólo incluyen la mitad de su peso.

- Para modificar la fuerza basal se aplicará un factor en el sismo en la dirección considerada.

REVISIÓN DE ESTADOS LÍMITE

- Desplazamientos horizontales

1. Estado límite de colapso (CFE-15)

SISMOX-COLAPSO										γ_{QRp}	2.4
Muro	δ_x	δ_{x+1}	δ_y	δ_{y+1}	h	γ_x	γ_y	γ_{xQRp}	γ_{yQRp}		
No	m	m	m	m	m						
2A	0.0000	0.0014	0.0000	0.0005	3.00	0.0005	0.0002	0.001	0.000		
7A	0.0000	0.0014	0.0000	0.0003	3.00	0.0005	0.0001	0.001	0.000		
1	0.0000	0.0014	0.0000	0.0004	3.00	0.0005	0.0001	0.001	0.000		
2	0.0000	0.0014	0.0000	0.0004	3.00	0.0005	0.0001	0.001	0.000		
3	0.0000	0.0014	0.0000	0.0005	3.00	0.0005	0.0002	0.001	0.000		
4	0.0000	0.0014	0.0000	0.0005	3.00	0.0005	0.0002	0.001	0.000		
5	0.0000	0.0014	0.0000	0.0005	3.00	0.0005	0.0002	0.001	0.000		
6	0.0000	0.0014	0.0000	0.0004	3.00	0.0005	0.0001	0.001	0.000		
7	0.0000	0.0014	0.0000	0.0004	3.00	0.0005	0.0001	0.001	0.000		
8	0.0000	0.0014	0.0000	0.0003	3.00	0.0005	0.0001	0.001	0.000		
9	0.0000	0.0014	0.0000	0.0002	2.40	0.0006	0.0001	0.001	0.000		
10	0.0000	0.0015	0.0000	0.0004	3.00	0.0005	0.0001	0.001	0.000		
11	0.0000	0.0015	0.0000	0.0003	3.00	0.0005	0.0001	0.001	0.000		
12	0.0000	0.0014	0.0000	0.0002	2.40	0.0006	0.0001	0.001	0.000		
13	0.0000	0.0014	0.0000	0.0002	2.40	0.0006	0.0001	0.001	0.000		
14	0.0000	0.0014	0.0000	0.0005	3.00	0.0005	0.0002	0.001	0.000		
15	0.0000	0.0014	0.0000	0.0005	3.00	0.0005	0.0002	0.001	0.000		
16	0.0000	0.0014	0.0000	0.0005	3.00	0.0005	0.0002	0.001	0.000		
17	0.0000	0.0014	0.0000	0.0004	3.00	0.0005	0.0001	0.001	0.000		
18	0.0000	0.0015	0.0000	0.0004	3.00	0.0005	0.0001	0.001	0.000		
19	0.0000	0.0015	0.0000	0.0003	3.00	0.0005	0.0001	0.001	0.000		
20	0.0000	0.0014	0.0000	0.0003	3.00	0.0005	0.0001	0.001	0.000		
21	0.0000	0.0014	0.0000	0.0003	3.00	0.0005	0.0001	0.001	0.000		
22	0.0000	0.0015	0.0000	0.0003	2.40	0.0006	0.0001	0.001	0.000		
23	0.0000	0.0015	0.0000	0.0003	2.40	0.0006	0.0001	0.001	0.000		
24	0.0000	0.0014	0.0000	0.0003	2.40	0.0006	0.0001	0.001	0.000		
25	0.0000	0.0014	0.0000	0.0002	2.40	0.0006	0.0001	0.001	0.000		
26	0.0000	0.0014	0.0000	0.0002	2.40	0.0006	0.0001	0.001	0.000		
27	0.0014	0.0025	0.0005	0.0008	2.50	0.0004	0.0001	0.001	0.000		
28	0.0014	0.0025	0.0004	0.0007	2.50	0.0004	0.0001	0.001	0.000		
29	0.0014	0.0025	0.0003	0.0006	2.50	0.0004	0.0001	0.001	0.000		
30	0.0014	0.0025	0.0005	0.0010	2.76	0.0004	0.0002	0.001	0.000		
31	0.0014	0.0025	0.0005	0.0009	2.76	0.0004	0.0001	0.001	0.000		
32	0.0014	0.0027	0.0005	0.0009	3.00	0.0004	0.0001	0.001	0.000		
33	0.0014	0.0027	0.0004	0.0007	3.00	0.0004	0.0001	0.001	0.000		
34	0.0014	0.0028	0.0003	0.0005	3.00	0.0004	0.0001	0.001	0.000		
35	0.0014	0.0028	0.0002	0.0005	3.00	0.0004	0.0001	0.001	0.000		
36	0.0015	0.0029	0.0002	0.0007	2.75	0.0005	0.0001	0.001	0.000		
37	0.0015	0.0029	0.0003	0.0006	2.75	0.0005	0.0001	0.001	0.000		
38	0.0015	0.0029	0.0003	0.0006	2.75	0.0005	0.0001	0.001	0.000		
39	0.0014	0.0028	0.0002	0.0005	2.50	0.0005	0.0001	0.001	0.000		
40	0.0014	0.0028	0.0002	0.0004	2.50	0.0005	0.0001	0.001	0.000		
41	0.0014	0.0026	0.0005	0.0010	3.00	0.0004	0.0001	0.001	0.000		
42	0.0014	0.0025	0.0005	0.0009	2.67	0.0004	0.0002	0.001	0.000		
43	0.0014	0.0025	0.0004	0.0008	2.69	0.0004	0.0001	0.001	0.000		
44	0.0014	0.0027	0.0004	0.0007	3.00	0.0004	0.0001	0.001	0.000		
45	0.0015	0.0028	0.0004	0.0007	2.88	0.0005	0.0001	0.001	0.000		
46	0.0015	0.0029	0.0003	0.0006	2.92	0.0005	0.0001	0.001	0.000		
47	0.0014	0.0026	0.0003	0.0005	2.75	0.0004	0.0001	0.001	0.000		
48	0.0014	0.0027	0.0003	0.0006	3.00	0.0004	0.0001	0.001	0.000		
49	0.0015	0.0029	0.0003	0.0006	2.63	0.0005	0.0001	0.001	0.000		
49-bis	0.0014	0.0028	0.0003	0.0006	2.63	0.0005	0.0001	0.001	0.000		
50	0.0014	0.0028	0.0002	0.0004	2.88	0.0005	0.0001	0.001	0.000		
51	0.0014	0.0028	0.0002	0.0004	2.63	0.0005	0.0001	0.001	0.000		
8D	0.0027	0.0070	0.0006	0.0015	2.15	0.0020	0.0004	0.005	0.001		
8E	0.0028	0.0048	0.0007	0.0068	2.15	0.0010	0.0028	0.002	0.007		
52	0.0027	0.0035	0.0007	0.0035	2.15	0.0004	0.0013	0.001	0.003		
53	0.0028	0.0036	0.0005	0.0015	2.15	0.0004	0.0005	0.001	0.001		
54	0.0027	0.0035	0.0007	0.0010	2.15	0.0004	0.0001	0.001	0.000		
55	0.0028	0.0046	0.0006	0.0015	2.15	0.0008	0.0004	0.002	0.001		

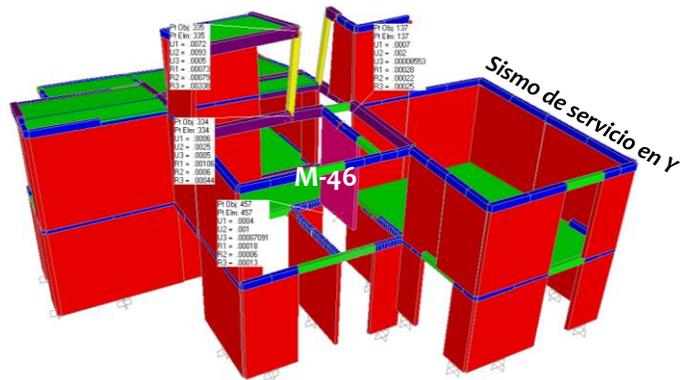
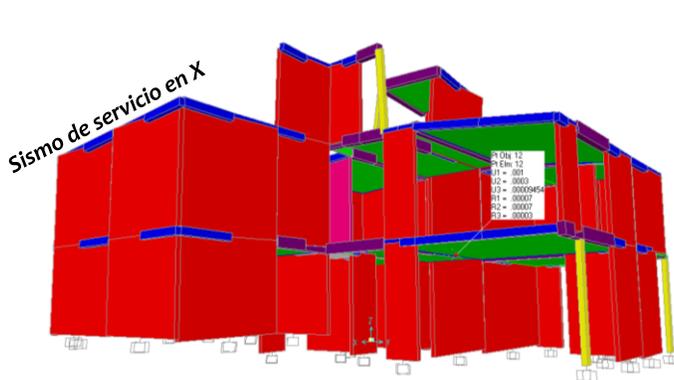
SISMOY-COLAPSO										γ_{QRp}	2.4
Muro	δ_x	δ_{x+1}	δ_y	δ_{y+1}	h	γ_x	γ_y	γ_{xQRp}	γ_{yQRp}		
No	m	m	m	m	m						
2A	0.0000	0.0011	0.0000	0.0024	3.00	0.0004	0.0008	0.001	0.002		
7A	0.0000	0.0011	0.0000	0.0014	3.00	0.0004	0.0005	0.001	0.001		
1	0.0000	0.0011	0.0000	0.0021	3.00	0.0004	0.0007	0.001	0.002		
2	0.0000	0.0011	0.0000	0.0017	3.00	0.0004	0.0006	0.001	0.001		
3	0.0000	0.0008	0.0000	0.0024	3.00	0.0003	0.0008	0.001	0.002		
4	0.0000	0.0008	0.0000	0.0022	3.00	0.0003	0.0007	0.001	0.002		
5	0.0000	0.0004	0.0000	0.0022	3.00	0.0001	0.0007	0.000	0.002		
6	0.0000	0.0004	0.0000	0.0017	3.00	0.0001	0.0006	0.000	0.001		
7	0.0000	0.0004	0.0000	0.0017	3.00	0.0001	0.0006	0.000	0.001		
8	0.0000	0.0004	0.0000	0.0014	3.00	0.0001	0.0005	0.000	0.001		
9	0.0000	0.0004	0.0000	0.0010	2.40	0.0002	0.0004	0.000	0.001		
10	0.0000	0.0009	0.0000	0.0018	3.00	0.0003	0.0006	0.000	0.001		
11	0.0000	0.0008	0.0000	0.0013	3.00	0.0003	0.0004	0.001	0.001		
12	0.0000	0.0011	0.0000	0.0011	2.40	0.0004	0.0005	0.001	0.001		
13	0.0000	0.0011	0.0000	0.0009	2.40	0.0004	0.0004	0.001	0.001		
14	0.0000	0.0007	0.0000	0.0025	3.00	0.0002	0.0008	0.001	0.002		
15	0.0000	0.0004	0.0000	0.0025	3.00	0.0001	0.0008	0.000	0.002		
16	0.0000	0.0009	0.0000	0.0024	3.00	0.0003	0.0008	0.001	0.002		
17	0.0000	0.0009	0.0000	0.0019	3.00	0.0003	0.0006	0.001	0.002		
18	0.0000	0.0006	0.0000	0.0019	3.00	0.0002	0.0006	0.001	0.002		
19	0.0000	0.0006	0.0000	0.0014	3.00	0.0002	0.0005	0.000	0.001		
20	0.0000	0.0008	0.0000	0.0012	3.00	0.0003	0.0004	0.001	0.001		
21	0.0000	0.0004	0.0000	0.0012	3.00	0.0001	0.0004	0.000	0.001		
22	0.0000	0.0006	0.0000	0.0012	2.40	0.0003	0.0005	0.001	0.001		
23	0.0000	0.0009	0.0000	0.0012	2.40	0.0004	0.0005	0.001	0.001		
24	0.0000	0.0010	0.0000	0.0012	2.40	0.0004	0.0005	0.001	0.001		
25	0.0000	0.0005	0.0000	0.0009	2.40	0.0002	0.0004	0.001	0.001		
26	0.0000	0.0009	0.0000	0.0009	2.40	0.0004	0.0004	0.001	0.001		
27	0.0011	0.0018	0.0021	0.0039	2.50	0.0003	0.0007	0.001	0.002		
28	0.0011	0.0018	0.0017	0.0033	2.50	0.0003	0.0006	0.001	0.002		
29	0.0011	0.0018	0.0013	0.0025	2.50	0.0003	0.0005	0.001	0.001		
30	0.0008	0.0013	0.0024	0.0045	2.76	0.0002	0.0007	0.000	0.002		
31	0.0008	0.0013	0.0022	0.0041	2.76	0.0002	0.0007	0.000	0.002		
32	0.0004	0.0007	0.0022	0.0041	3.00	0.0001	0.0006	0.000	0.001 </		

2. Estado límite de servicio (CFE-15)

SISMOX-SERVICIO							
Muro	δ_x	δ_{x-1}	δ_y	δ_{y-1}	h	γ_x	γ_y
No	m	m	m	m	m		
2A	0.0000	0.0010	0.0000	0.0004	3.00	0.000	0.000
7A	0.0000	0.0010	0.0000	0.0002	3.00	0.000	0.000
1	0.0000	0.0010	0.0000	0.0003	3.00	0.000	0.000
2	0.0000	0.0010	0.0000	0.0003	3.00	0.000	0.000
3	0.0000	0.0010	0.0000	0.0004	3.00	0.000	0.000
4	0.0000	0.0010	0.0000	0.0003	3.00	0.000	0.000
5	0.0000	0.0010	0.0000	0.0003	3.00	0.000	0.000
6	0.0000	0.0010	0.0000	0.0003	3.00	0.000	0.000
7	0.0000	0.0010	0.0000	0.0003	3.00	0.000	0.000
8	0.0000	0.0010	0.0000	0.0002	3.00	0.000	0.000
9	0.0000	0.0010	0.0000	0.0001	2.40	0.000	0.000
10	0.0000	0.0011	0.0000	0.0003	3.00	0.000	0.000
11	0.0000	0.0011	0.0000	0.0002	3.00	0.000	0.000
12	0.0000	0.0010	0.0000	0.0002	2.40	0.000	0.000
13	0.0000	0.0010	0.0000	0.0001	2.40	0.000	0.000
14	0.0000	0.0010	0.0000	0.0004	3.00	0.000	0.000
15	0.0000	0.0010	0.0000	0.0004	3.00	0.000	0.000
16	0.0000	0.0010	0.0000	0.0004	3.00	0.000	0.000
17	0.0000	0.0010	0.0000	0.0003	3.00	0.000	0.000
18	0.0000	0.0011	0.0000	0.0003	3.00	0.000	0.000
19	0.0000	0.0011	0.0000	0.0002	3.00	0.000	0.000
20	0.0000	0.0010	0.0000	0.0002	3.00	0.000	0.000
21	0.0000	0.0010	0.0000	0.0002	3.00	0.000	0.000
22	0.0000	0.0011	0.0000	0.0002	2.40	0.000	0.000
23	0.0000	0.0011	0.0000	0.0002	2.40	0.000	0.000
24	0.0000	0.0010	0.0000	0.0002	2.40	0.000	0.000
25	0.0000	0.0010	0.0000	0.0001	2.40	0.000	0.000
26	0.0000	0.0010	0.0000	0.0001	2.40	0.000	0.000
27	0.0010	0.0018	0.0003	0.0006	2.50	0.000	0.000
28	0.0010	0.0018	0.0003	0.0005	2.50	0.000	0.000
29	0.0010	0.0018	0.0002	0.0004	2.50	0.000	0.000
30	0.0010	0.0018	0.0004	0.0007	2.76	0.000	0.000
31	0.0010	0.0018	0.0003	0.0006	2.76	0.000	0.000
32	0.0010	0.0019	0.0003	0.0006	3.00	0.000	0.000
33	0.0010	0.0019	0.0003	0.0005	3.00	0.000	0.000
34	0.0010	0.0020	0.0002	0.0004	3.00	0.000	0.000
35	0.0010	0.0020	0.0001	0.0003	3.00	0.000	0.000
36	0.0011	0.0021	0.0003	0.0005	2.75	0.000	0.000
37	0.0011	0.0021	0.0002	0.0005	2.75	0.000	0.000
38	0.0011	0.0021	0.0002	0.0004	2.75	0.000	0.000
39	0.0010	0.0020	0.0002	0.0004	2.50	0.000	0.000
40	0.0010	0.0020	0.0001	0.0003	2.50	0.000	0.000
41	0.0010	0.0019	0.0004	0.0007	3.00	0.000	0.000
42	0.0010	0.0018	0.0004	0.0007	2.67	0.000	0.000
43	0.0010	0.0018	0.0003	0.0005	2.69	0.000	0.000
44	0.0010	0.0020	0.0003	0.0005	3.00	0.000	0.000
45	0.0011	0.0020	0.0003	0.0005	2.88	0.000	0.000
46	0.0010	0.0021	0.0002	0.0004	2.92	0.000	0.000
47	0.0010	0.0018	0.0002	0.0004	2.75	0.000	0.000
48	0.0010	0.0019	0.0002	0.0004	3.00	0.000	0.000
49	0.0011	0.0021	0.0002	0.0004	2.63	0.000	0.000
49-bis	0.0010	0.0020	0.0002	0.0004	2.63	0.000	0.000
50	0.0010	0.0020	0.0001	0.0003	2.88	0.000	0.000
51	0.0010	0.0020	0.0001	0.0003	2.63	0.000	0.000
8D	0.0019	0.0051	0.0004	0.0011	2.15	0.001	0.000
6E	0.0020	0.0035	0.0005	0.0049	2.15	0.001	0.002
52	0.0019	0.0025	0.0005	0.0025	2.15	0.000	0.001
53	0.0020	0.0026	0.0004	0.0011	2.15	0.000	0.000
54	0.0020	0.0025	0.0005	0.0007	2.15	0.000	0.000
55	0.0020	0.0033	0.0004	0.0011	2.15	0.001	0.000

SISMOY-SERVICIO							
Muro	δ_x	δ_{x-1}	δ_y	δ_{y-1}	h	γ_x	γ_y
No	m	m	m	m	m		
2A	0.0000	0.0008	0.0000	0.0018	3.00	0.000	0.001
7A	0.0000	0.0009	0.0000	0.0011	3.00	0.000	0.000
1	0.0000	0.0008	0.0000	0.0015	3.00	0.000	0.001
2	0.0000	0.0008	0.0000	0.0013	3.00	0.000	0.000
3	0.0000	0.0006	0.0000	0.0018	3.00	0.000	0.001
4	0.0000	0.0006	0.0000	0.0017	3.00	0.000	0.001
5	0.0000	0.0003	0.0000	0.0016	3.00	0.000	0.001
6	0.0000	0.0003	0.0000	0.0013	3.00	0.000	0.000
7	0.0000	0.0003	0.0000	0.0013	3.00	0.000	0.000
8	0.0000	0.0003	0.0000	0.0010	3.00	0.000	0.000
9	0.0000	0.0003	0.0000	0.0007	2.40	0.000	0.000
10	0.0000	0.0006	0.0000	0.0013	3.00	0.000	0.000
11	0.0000	0.0006	0.0000	0.0009	3.00	0.000	0.000
12	0.0000	0.0008	0.0000	0.0008	2.40	0.000	0.000
13	0.0000	0.0008	0.0000	0.0007	2.40	0.000	0.000
14	0.0000	0.0005	0.0000	0.0019	3.00	0.000	0.001
15	0.0000	0.0003	0.0000	0.0019	3.00	0.000	0.001
16	0.0000	0.0007	0.0000	0.0018	3.00	0.000	0.001
17	0.0000	0.0007	0.0000	0.0014	3.00	0.000	0.000
18	0.0000	0.0005	0.0000	0.0014	3.00	0.000	0.000
19	0.0000	0.0005	0.0000	0.0011	3.00	0.000	0.000
20	0.0000	0.0006	0.0000	0.0009	3.00	0.000	0.000
21	0.0000	0.0003	0.0000	0.0009	3.00	0.000	0.000
22	0.0000	0.0005	0.0000	0.0009	2.40	0.000	0.000
23	0.0000	0.0007	0.0000	0.0009	2.40	0.000	0.000
24	0.0000	0.0008	0.0000	0.0009	2.40	0.000	0.000
25	0.0000	0.0004	0.0000	0.0007	2.40	0.000	0.000
26	0.0000	0.0007	0.0000	0.0007	2.40	0.000	0.000
27	0.0008	0.0013	0.0016	0.0029	2.50	0.000	0.001
28	0.0008	0.0013	0.0013	0.0025	2.50	0.000	0.000
29	0.0009	0.0014	0.0010	0.0019	2.50	0.000	0.000
30	0.0006	0.0009	0.0018	0.0034	2.76	0.000	0.001
31	0.0006	0.0009	0.0017	0.0031	2.76	0.000	0.001
32	0.0003	0.0005	0.0016	0.0030	3.00	0.000	0.000
33	0.0003	0.0005	0.0013	0.0024	3.00	0.000	0.000
34	0.0003	0.0006	0.0009	0.0017	3.00	0.000	0.000
35	0.0003	0.0006	0.0007	0.0015	3.00	0.000	0.000
36	0.0006	0.0011	0.0013	0.0025	2.75	0.000	0.000
37	0.0006	0.0011	0.0010	0.0021	2.75	0.000	0.000
38	0.0006	0.0011	0.0009	0.0019	2.75	0.000	0.000
39	0.0008	0.0016	0.0008	0.0017	2.50	0.000	0.000
40	0.0008	0.0016	0.0007	0.0014	2.50	0.000	0.000
41	0.0003	0.0006	0.0019	0.0034	3.00	0.000	0.001
42	0.0007	0.0011	0.0018	0.0032	2.67	0.000	0.001
43	0.0006	0.0010	0.0014	0.0027	2.69	0.000	0.000
44	0.0003	0.0005	0.0014	0.0027	3.00	0.000	0.000
45	0.0005	0.0008	0.0014	0.0027	2.88	0.000	0.000
46	0.0004	0.0007	0.0010	0.0020	2.92	0.000	0.000
47	0.0006	0.0010	0.0009	0.0018	2.75	0.000	0.000
48	0.0003	0.0006	0.0009	0.0019	3.00	0.000	0.000
49	0.0007	0.0012	0.0009	0.0018	2.63	0.000	0.000
49-bis	0.0008	0.0015	0.0009	0.0018	2.63	0.000	0.000
50	0.0004	0.0008	0.0007	0.0014	2.88	0.000	0.000
51	0.0007	0.0013	0.0007	0.0013	2.63	0.000	0.000
8D	0.0005	0.0054	0.0019	0.0023	2.15	0.002	0.000
6E	0.0006	0.0072	0.0025	0.0093	2.15	0.003	0.003
52	0.0005	0.0007	0.0024	0.0050	2.15	0.000	0.001
53	0.0006	0.0008	0.0017	0.0042	2.15	0.000	0.001
54	0.0005	0.0037	0.0027	0.0035	2.15	0.001	0.000
55	0.0005	0.0020	0.0019	0.0023	2.15	0.001	0.000

Como los elementos de concreto son capaces de soportar deformaciones apreciables, el límite será $\gamma \leq 0.004$.



Las distorsiones de la estructura son correctas debido a que los desplazamientos reales son inferiores a los límites permisibles.

Desplazamientos verticales

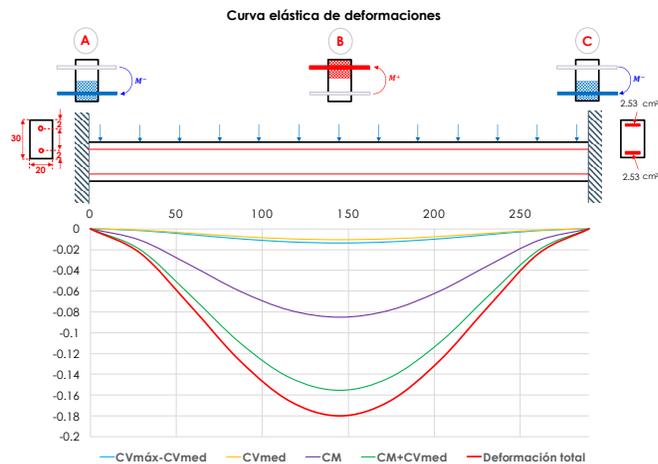
Datos			VIGA 4 TRAMO B-D PB
Base de la sección	b=	20	cm
Altura de la sección	h=	30	cm
Longitud de la viga	L _v =	290	cm
Resistencia a compresión del concreto	f' _c =	200	kg/cm ²
Clase de concreto	Clase 1 con agregado calizo		
Módulo de elasticidad del acero	E _y =	2,000,000	kg/cm ²
Recubrimiento superior	r=	2	cm
Recubrimiento inferior	r=	2	cm
Área de acero en tensión	A _s =	2	barros
	#	4	
Área de acero en compresión	A' _s =	2	barros
	#	4	
Carga muerta	CM=	1290	kg/m
Carga viva máxima	CV _{máx} =	370	kg/m
Carga viva media	CV _{med} =	160	kg/m

Resultados			
Peralte efectivo	d=	28.00	cm
Módulo de elasticidad del concreto	E _c =	197989.90	kg/cm ²
Inercia de la sección bruta	I _g =	45,000.00	cm ⁴
Área de acero en tensión en centro	A _s =	2.53	cm ²
Área de acero en compresión en centro	A' _s =	2.53	cm ²
Cuantía de acero de compresión +	ρ ⁺ =	0.0045	
Cuantía de acero de compresión -	ρ ⁻ =	0.0045	
Relación modular	η=	10.10	
Eje neutro positivo	c ⁺ =	6.30	cm
Eje neutro negativo	c ⁻ =	6.30	cm
Inercia agrietada transformada +	I _{ag} ⁺ =	14,144.55	cm ⁴
Inercia agrietada transformada -	I _{ag} ⁻ =	14,144.55	cm ⁴
Inercia efectiva	I _e =	14,144.55	cm ⁴
Cuantía de compresión promedio	ρ ⁺ =	0.0045	
Factor para deflexión diferida	λ=	1.63	
Deflexión inmediata por CM	δ _{in1} =	0.085	cm
Deflexión inmediata por CV _{med}	δ _{in2} =	0.011	cm
Deflexión inmediata por CV _{máx} - CV _{med}	δ _{in3} =	0.014	cm
Deflexión diferida por CM + CV _{med}	δ _{dif} =	0.156	cm

Deflexión total 0.180 cm

Como la deflexión fue calculada a partir de la inercia agrietada transformada, los resultados son muy conservadores ya que indica que la sección se agrieta en todo su claro. Además, la viga soporta un muro divisorio, por lo que la deflexión total deberá ser la suma de la diferida y la instantánea debida a la carga viva máxima.

Las deflexiones totales se obtendrán con el programa de análisis SAP2000. Debido a la reducción en la inercia de vigas y columnas, las deflexiones inmediatas no aumentarán por la pérdida de rigidez. Así, se obtienen las siguientes deflexiones:



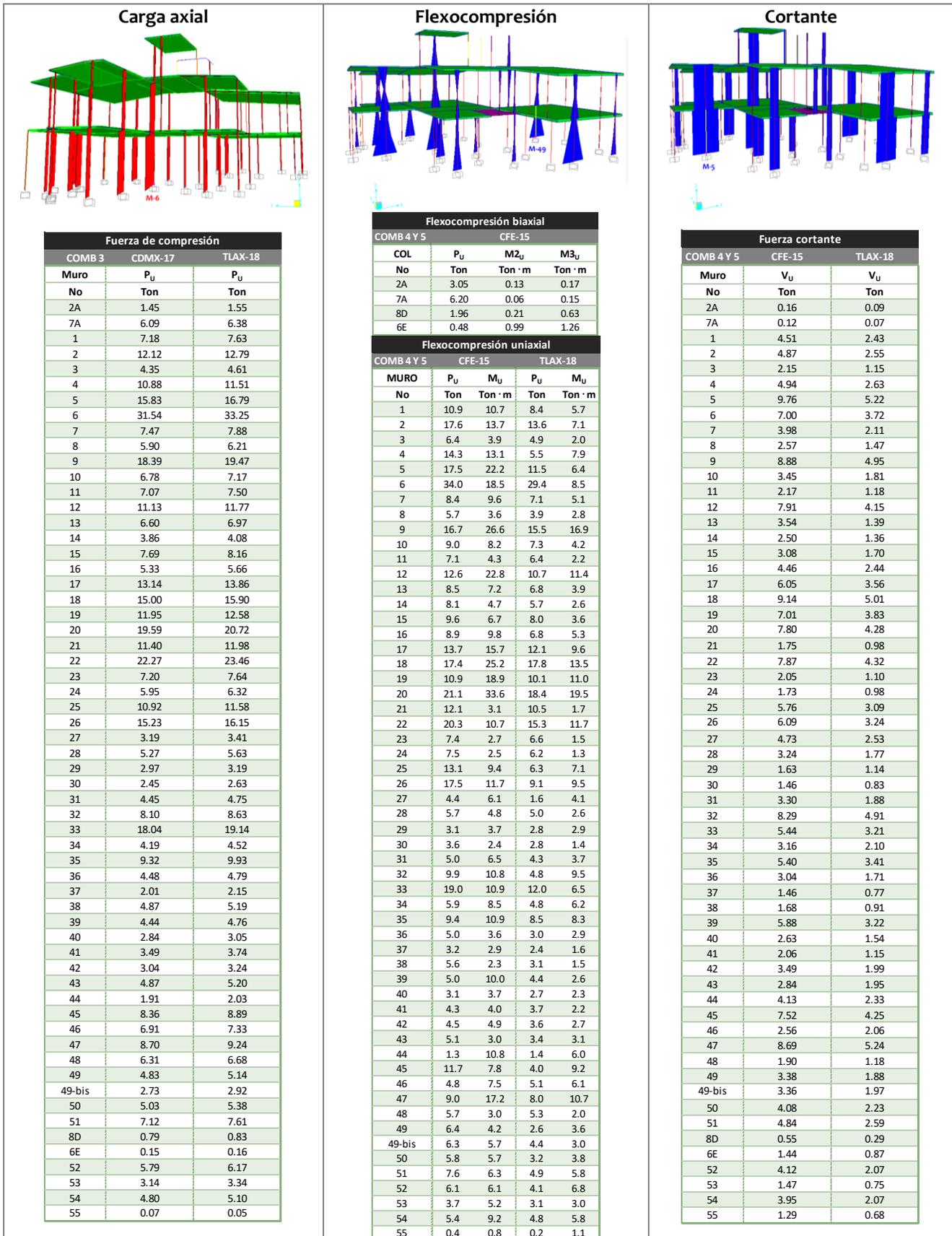
Secciones de vigas 20x30 cm												
Nivel	Eje	Tramo	Longitud (m)	¿Afecta a elementos NO estructurales?	Cuantía - ρ'	Δi _{CM+CVmed} (m)	Δi _{CM+CVmáx} (m)	Δi _{CVmáx}	Δd _{CM+CVmed} (m)	Δ _{Total} (cm)	Δ _{Permisible} (cm)	Δ _p > Δ _r
Planta baja	A	2-3	1.1	NO	0.0025	0.000029	0.000031		0.000051	0.008	0.458	✓
	A	5'-7	2.1	NO	0.0025	0.00008	0.00012		0.000142	0.026	0.875	✓
	A	7-8	1	NO	0.0025	0.000077	0.000079		0.000137	0.022	0.417	✓
	D	6-8	2.1	NO	0.0025	0.000159	0.000187		0.000282	0.047	0.875	✓
	E	8-9'	2	NO	0.0050	0.000497	0.000538		0.000795	0.133	0.833	✓
	4	B-D	2.9	SI	0.0045	0.000601	0.000689	0.000154	0.000980	0.113	0.604	✓
4	D-E	2.1	NO	0.0068	0.000203	0.000218		0.000303	0.052	0.875	✓	
8	D-E	2.1	NO	0.0025	0.000091	0.000124		0.000161	0.029	0.875	✓	
Primer piso	A	5'-7	2.1	NO	0.0025	0.000129	0.000142		0.000229	0.037	0.875	✓
	C	4-8	5	SI	0.0068	0.004378	0.004756	0.000429	0.006538	0.697	1.042	✓
	D	6-8	2.1	NO	0.0025	0.000165	0.000188		0.000293	0.048	0.875	✓
	E	4-7	4	SI	0.0068	0.002059	0.002293	0.00035	0.003075	0.342	0.833	✓
	1	B-C	1.9	NO	0.0025	0.000001	3.867E-07		0.000002	0.000	0.792	✓
	4	B-D	2.9	SI	0.0045	0.000119	0.00013	0.000014	0.000194	0.021	0.604	✓
8	D-E	2.1	NO	0.0025	0.000084	0.000081		0.000149	0.023	0.875	✓	
8	E-G	2.9	NO	0.0025	0.000021	0.000022		0.000037	0.006	1.208	✓	
Segundo piso	E	4-6	2.9	NO	0.0045	0.000171	0.000186		0.000279	0.046	1.208	✓
	6	D-E	2.1	NO	0.0025	0.000278	0.000305		0.000493	0.080	0.875	✓

Valores obtenidos en SAP2000

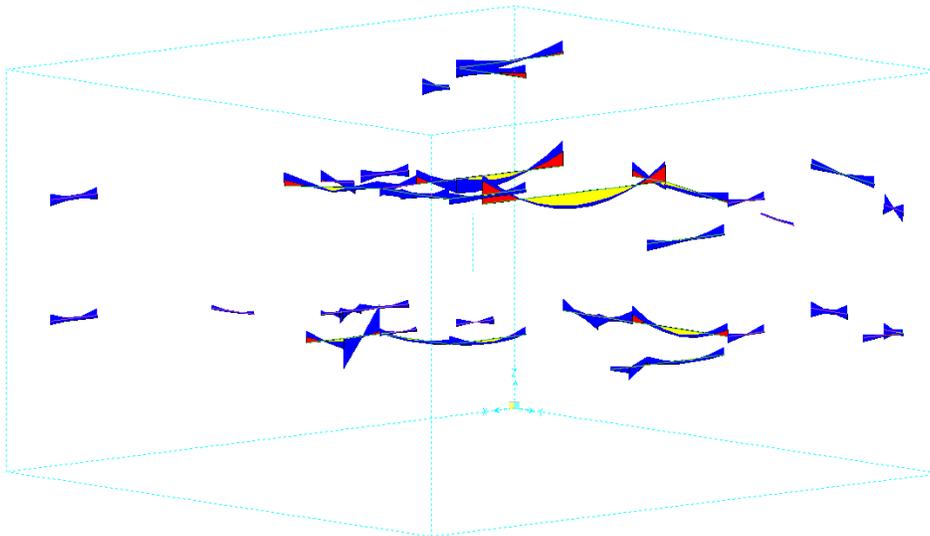
Las deflexiones calculadas para los casos de carga, son menores a las permisibles.

ELEMENTOS MECÁNICOS

• Muros y columnas

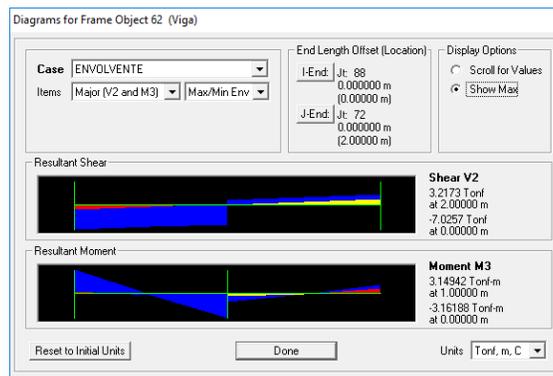


• Vigas y cerramientos



Envolvente de momento flexionante en vigas y cerramientos

Momento flexionante y cortante													
COMB 6		ENVOLVENTE CFE-15											
Eje	VIGA	M3 ₀ (T · m)			V2 ₀	DINTEL		M3 ₀ (T · m)			V2 ₀		
		TRAMO						TRAMO					
		0	0.5	1	(T)	Eje	Tramo	0	0.5	1	(T)		
PLANTA BAJA													
2	A - A'	0.42	0.32	0.97	2.61	1	B' - C	0.98	0.30	0.87	2.09		
4	B - D	1.41	0.83	1.63	3.31	8	D - E	0.38	0.14	0.36	1.10		
4	D - E	1.13	1.35	1.29	2.73	B	3' - 4	0.80	0.07	0.66	0.96		
8	D - E	0.56	0.27	0.56	1.49	E	5' - 6	0.46	0.03	0.62	1.53		
A	2 - 3	0.31	0.15	0.40	0.93	E	7 - 8	0.32	0.11	0.29	1.26		
A	5' - 7	0.81	0.31	0.87	2.04	G	5 - 6	0.42	0.14	0.55	1.14		
A	7 - 8	0.80	1.33	0.27	4.40	G	6 - 7	0.70	1.09	0.46	3.70		
D	6 - 8	0.87	0.39	0.86	2.12	I'	10 - 11	0.73	0.25	0.67	1.72		
E	8 - 9'	3.16	3.15	1.24	7.03								
PRIMER PISO													
1	B - C	0.84	0.11	0.56	1.11	2	A - A'	1.04	0.14	1.23	3.84		
4	B - D	1.15	0.82	1.48	2.66	4	A - A''	0.25	0.08	0.16	0.58		
8	D - E	1.16	0.76	0.59	1.89	7	F' - G	1.13	0.09	1.16	2.54		
8	E - G	0.82	0.46	1.36	2.08	B	3' - 4	0.69	0.09	0.36	1.38		
A	5' - 7	1.03	0.27	0.72	1.48	E	7 - 8	0.94	0.24	0.76	2.13		
C	4 - 8	2.08	1.62	3.07	3.56	G	5 - 6	0.70	0.25	0.72	1.30		
D	6 - 8	0.86	0.34	0.68	1.50	I'	10 - 11	0.77	0.26	0.64	1.51		
E	4 - 7	2.60	2.60	1.46	3.53								
AZOTEA													
6	D - E	1.39	0.46	0.85	1.43								
8	D - D'	0.27	0.47	1.18	1.81								
E	4 - 6	1.47	0.29	1.05	1.54								



Viga del eje E, Tramo 8-9' (PB)

Diseño de elementos estructurales

1. Diseño de elementos estructurales

El procedimiento para dimensionar de acuerdo con el concepto de estado límite de falla es el conocido generalmente como dimensionamiento plástico, por resistencia última o a la rotura. Al aplicarlo, se logra que el grado de seguridad de la estructura contra la falla quede en un nivel que sea aceptable.

El primer requisito para poder aplicar el análisis al límite tiende a garantizar que las articulaciones plásticas iniciales tengan suficiente capacidad de giro para mantener el momento plástico sin romperse, en tanto van apareciendo las articulaciones restantes necesarias para formar el mecanismo de falla; esto se torna más difícil de lograr si las acciones son cíclicas, como las causadas por los sismos, debido al deterioro que ocurre de un ciclo a otro. El segundo requisito se refiere a que la estructura puede perder demasiada rigidez lateral y volverse inestable antes que se alcance a formar un mecanismo de falla supuesto en el análisis. Las circunstancias anteriores hacen que en el análisis al límite sólo se recomiende para losas apoyadas en su perímetro y vigas continuas, sujetas a cargas estáticas.

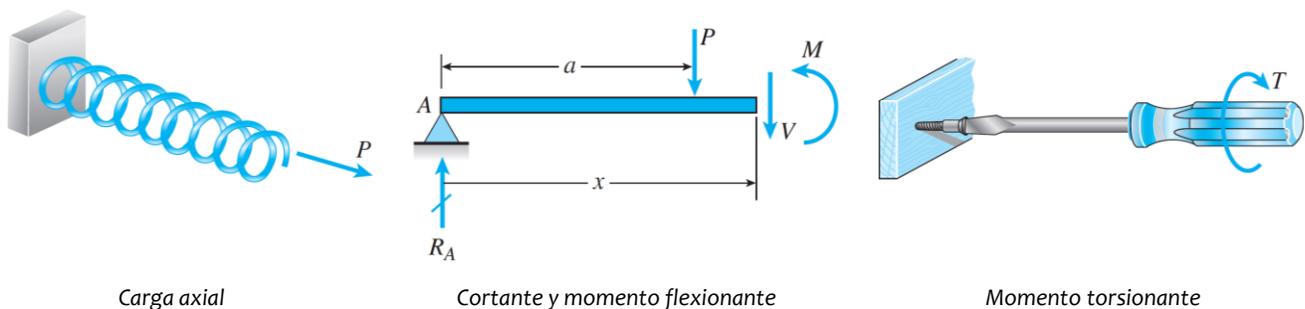
Debido al efecto de la carga axial, la capacidad de giro de una articulación plástica que aparezca en una columna es en general considerablemente menor que la de una que se forme en una viga. En losas planas la capacidad de giro está limitada por la posible falla de la losa por cortante y torsión alrededor de las columnas. Por las razones anteriores, en columnas y losas planas es menor el monto de la redistribución admisible de momentos.

Según el criterio de estado límite de falla, las estructuras deben dimensionarse de modo que la resistencia de diseño de toda sección con respecto a cada fuerza o momento interno que en ella actué, sea igual o mayor que el valor de diseño de dicha fuerza o momento interno. Las resistencias de diseño deben incluir el correspondiente factor de resistencia, F_R . Las fuerzas y momentos de diseño se obtienen multiplicando por el correspondiente factor de carga los valores de dichas fuerzas calculados bajo las diferentes acciones.

El planteamiento de estados límite se llama diseño por resistencia en el cual, la revisión consiste en comprobar que se cumpla la desigualdad siguiente:

$$F_R R_d > \Sigma F_c S_d$$

Esto es, que la resistencia, R_d , calculada con los valores nominales de los esfuerzos resistentes de los materiales y con expresiones que son conservadoras, se multiplica por un factor de reducción de resistencia, F_R , que pretende tomar en cuenta algunos factores adicionales como el modo de falla involucrado en el estado límite en cuestión (dúctil o frágil). En el otro lado de la desigualdad, los efectos de las acciones de diseño, o sea, las fuerzas internas, S_d , obtenidas del análisis de la estructura ante cada una de las acciones de diseño se multiplican, cada una, por factores que toman en cuenta la probabilidad de que se exceda al efecto conjunto de las acciones que intervienen en la combinación de cargas que se está considerando. De esa manera se tiene un juego de factores de seguridad que dan lugar a niveles de seguridad razonables.



Factores de resistencia

Se entenderá por resistencia a la magnitud de una acción, o de una combinación de acciones, que provocaría la aparición de un estado límite de falla de la estructura o cualquiera de sus componentes. En general, la resistencia se expresará en términos de la fuerza interna, o combinación de fuerzas internas, que corresponden a la capacidad

máxima de las secciones críticas de la estructura. Se entenderá por fuerzas internas las fuerzas axiales y cortantes y los momentos de flexión y torsión que actúan en una sección de la estructura.

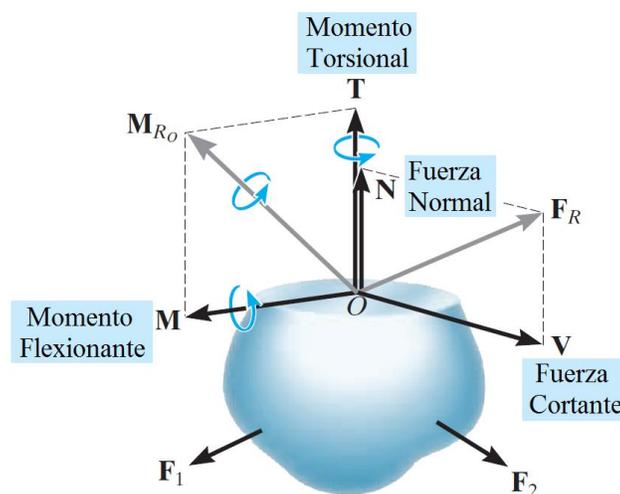
Los factores de resistencia y los factores de carga, junto con los valores medios y dispersiones de las acciones internas y de las resistencias correspondientes de los elementos, definen una cierta probabilidad de falla del elemento con relación a la acción interna considerada. Con los factores de resistencia se toman en cuenta:

- La dispersión en las resistencias reales con relación a la predicha por las fórmulas, por ejemplo, las resistencias de flexión tienen una dispersión menor que las resistencias a fuerza cortante.
- El grado de seguridad involucrado en cada fórmula, es decir hay fórmulas que dan valores medios de la resistencia y hay otras que dan envolventes inferiores.
- El tipo de falla que puede producirse; así, una falla por flexión es más bien dúctil y una por fuerza cortante es frágil.
- Las consecuencias de la falla, por ejemplo, la falla de una columna generalmente es de más consecuencia que la de una losa o una viga.

En general, se busca que la probabilidad de falla sea menor en estructuras de importancia especial, en formas de falla frágil y en elementos cuya falla implica la falla de otros.

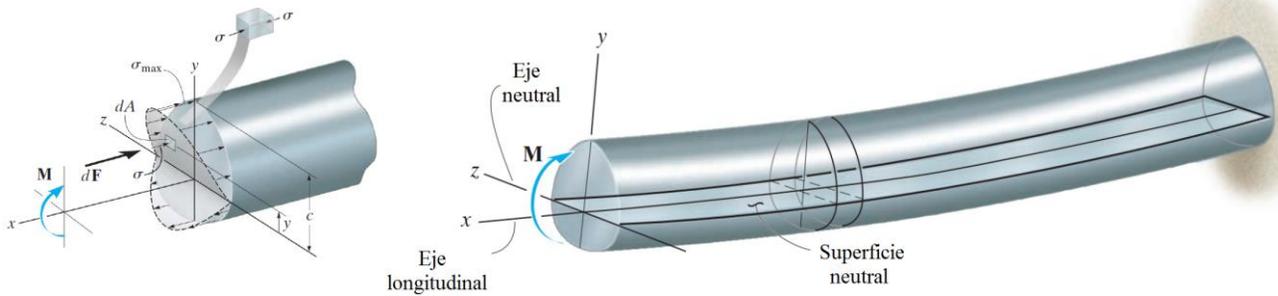
Según las NTC-CDMX 2017 para diseño de elementos de concreto y mampostería, los factores de resistencia serán los siguientes:

Acción	F_R	Elemento estructural
Compresión axial	0.60	Muros confinados
	0.65	Elementos de concreto
Flexión	0.90	Elementos de concreto
Flexocompresión	0.80	Muros confinados en tensión
	0.60	Muros confinados en compresión
	0.75	Elementos de concreto en tensión
	0.65	Elementos de concreto en compresión
Fuerza cortante	0.70	Muros confinados
	0.75	Elementos de concreto



Fuerzas internas en un cuerpo tridimensional

Hipótesis para la obtención de resistencias a flexión, carga axial y flexocompresión



Distribución de esfuerzos elásticos en un material homogéneo

La determinación de resistencias para elementos de materiales de mampostería y concreto de cualquier forma sujeta a flexión, carga axial o una combinación de ambas, se efectuará partir de las condiciones de equilibrio y de las siguientes hipótesis:

Hipótesis para la obtención de resistencias	
La distribución de deformaciones unitarias longitudinales en la sección transversal de un elemento es plana.	<p>Sección de muro de mampostería confinada</p> <p>Deformaciones unitarias</p> <p>Esfuerzos plásticos</p> <p>Esfuerzos de compresión</p> <p>Relación de esfuerzos de compresión</p>
Existe adherencia entre el material y el acero de tal manera que la deformación unitaria del acero es igual a la del material adyacente.	
La mampostería y el concreto no resisten esfuerzos de tensión.	
La sección falla cuando se alcanza la deformación unitaria máxima a compresión que se tomará igual a 0.003	
Los esfuerzos de tensión son resistidos únicamente por el acero de refuerzo.	
<p>Para mampostería: La distribución de esfuerzos de compresión en la mampostería se supondrá lineal hasta la falla con un valor de f'_m.</p> <p>Para concreto: La distribución de esfuerzos de compresión en el concreto, cuando se alcanza la resistencia de la sección, es uniforme con un valor f'_c igual a $0.85f'_c$ hasta una profundidad de la zona de compresión igual a $\beta_1 c$.</p>	<p>Donde:</p> $\beta_1 = 0.85 \quad \text{si } f'_c \leq 280 \text{ kg/cm}^2$ $\beta_1 = 1.05 - \frac{f'_c}{1400} \geq 0.65 \quad \text{si } f'_c > 280 \text{ kg/cm}^2$ <p>c es la profundidad del eje neutro medida desde la fibra extrema en compresión</p>

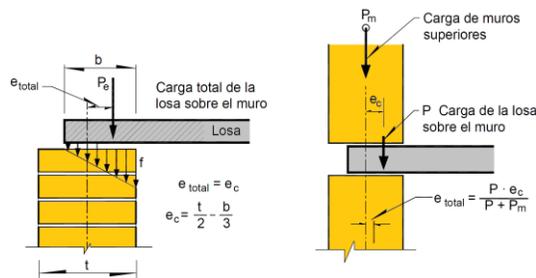
3.1 Elementos en compresión

3.1.1 Muros de mampostería

La determinación de las fuerzas y momentos internos en los muros se hará por medio de un análisis elástico de primer orden. En la determinación de las propiedades elásticas de los muros deberá considerarse que la mampostería no resiste tensiones en dirección normal a las juntas y se deberá emplear las propiedades de las secciones agrietadas y transformados cuando dichas tensiones aparezcan.

Para el diseño sólo se tomarán en cuenta los momentos debidos a los efectos siguientes:

- Los momentos que deben ser resistidos por condiciones de estática que no pueden ser redistribuidos por la rotación del nudo, como son los momentos debidos a un voladizo que se empotre en el muro o los debidos a empujes, de viento o sismo, normales al plano del muro.
- Los momentos debidos a la excentricidad con que se transmite la carga de la losa del piso inmediatamente superior en muros extremos; tal que la excentricidad se tomará igual a:



$$e_c = \frac{t}{2} - \frac{b}{3}$$

Donde:

t el espesor del muro

b la longitud de apoyo de la losa sobre el espesor del muro

Excentricidad de la carga vertical

Para el análisis por cargas verticales es válido suponer que la junta entre muro y losa tiene suficiente capacidad de rotación para liberar al muro de los momentos que podría transmitir la losa debido a la asimetría de la carga vertical y se puede considerar que el muro está sujeto a carga vertical únicamente. La expresión para el cálculo de la carga vertical resistente es igual al área transversal del muro por el esfuerzo resistente en compresión de la mampostería; el producto es afectado por un coeficiente de reducción que toma en cuenta las diferencias en excentricidad y esbeltez entre un muro a escala natural y la pila en que se basa la determinación de la resistencia de la mampostería, f'_m . El resultado debe multiplicarse por el factor de resistencia que se considera igual a 0.6 para muros confinados o reforzados interiormente. La carga vertical que resiste un muro dependerá de la relación de esbeltez del mismo, de la excentricidad con que se aplica la carga y de las restricciones a sus deformaciones laterales. El valor de diseño de la carga axial resistente se calculará como:

$$P_R = F_R \cdot F_E (f'_m A_T + \sum A_s f_y)$$

Donde:

F_R se tomará como 0.6 para muros confinados o reforzados interiormente

P_R es la carga vertical total resistente de diseño

A_T es el área de la sección transversal del muro

f'_m la resistencia nominal de diseño en compresión de la mampostería

F_E un factor de reducción por excentricidad y esbeltez

Factor de reducción por excentricidad

En el diseño, se deberán tomar en cuenta los efectos de excentricidad y esbeltez. Optativamente, se pueden considerar mediante los valores aproximados del factor de reducción F_E .

- Valores aproximados

$F_E = 0.7$	Para muros interiores que soporten claros que no difieren en más de 50% (Claros iguales).
$F_E = 0.6$	Para muros extremos o con claros que difieran en más de 50%, así como para casos en que la relación entre cargas vivas y muertas de diseño excede de uno (Claros desiguales).

Para ambos casos, se deberá cumplir simultáneamente que:

1. Las deformaciones de los extremos superior e inferior del muro en la dirección normal a su plano están restringidas por el sistema de piso, por dadas o por otros elementos.
2. La excentricidad en la carga axial aplicada es menor o igual que $t/6$ y no hay fuerzas significativas que actúan en dirección normal al plano del muro.
3. La relación altura libre a espesor de la mampostería del muro H/t , no excede de 20.

b) Efectos de excentricidad y esbeltez

Cuando no se cumplan con las condiciones anteriores, el factor por excentricidad y esbeltez se determinará como el menor de los valores aproximados y el que se obtiene con la siguiente ecuación:

$$F_E = \left(1 - \frac{2e'}{t}\right) \left[1 - \left(\frac{kH}{30t}\right)^2\right]$$

Donde:

H es la altura libre de un muro entre elementos capaces de darle apoyo lateral

$e' = e_T + e_{ac}$ excentricidad calculada para la carga vertical más una excentricidad accidental igual a $t/24$

k es un factor de altura efectiva del muro que se determinará según el criterio siguiente:

$k = 2$ para muros sin restricción al desplazamiento lateral en su extremo superior

$k = 1$ para muros extremos en que se apoyan losas

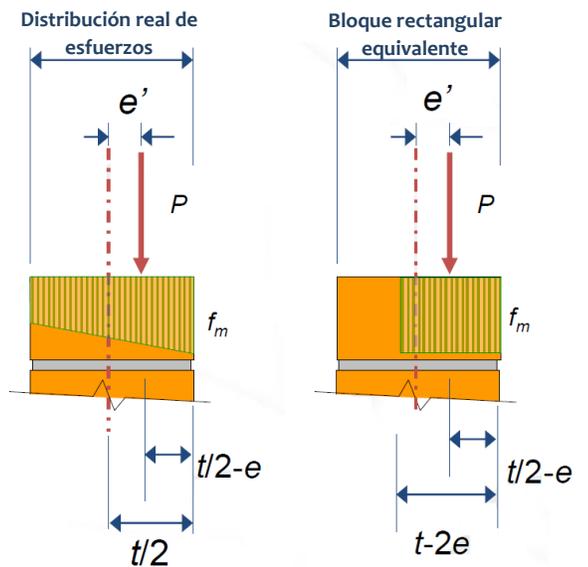
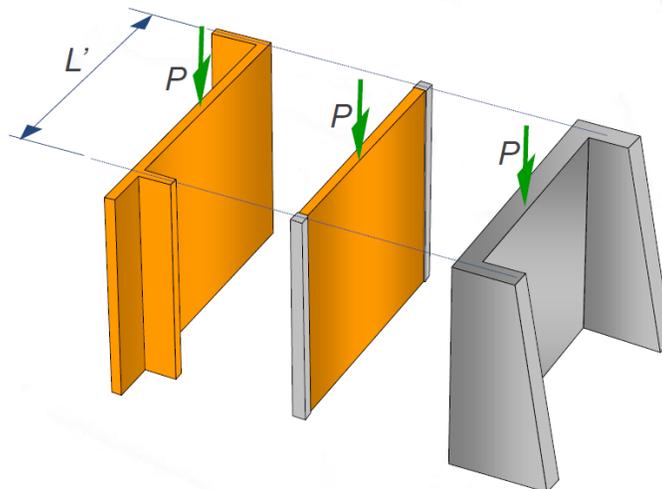
$k = 0.8$ para muros limitados por dos losas continuas a ambos lados del muro

En el caso de que el muro en consideración esté ligado a muros transversales, a contrafuertes, a columnas o a castillos que restrinjan su deformación lateral, el factor F_E se calculará como:

$$F_E = \left(1 - \frac{2e'}{t}\right) \left[1 - \left(\frac{kH}{30t}\right)^2\right] \left(1 - \frac{H}{L'}\right) + \frac{H}{L'} \leq 0.9$$

Donde:

L' es la separación de los elementos que rigidizan transversalmente al muro



3.1.2 Columnas

No es común que los elementos de concreto reforzado de estructuras reales se encuentren sujetos únicamente a carga axial. Debido a que casi siempre las estructuras son continuas, la carga axial se encuentra actuando simultáneamente con momento flexionante; aun en elementos isostáticos, las excentricidades accidentales en la colocación de la carga o los pequeños detalles constructivos introducen momentos flexionantes.

Sin embargo, el estudio del comportamiento bajo carga axial pura es importante porque el valor de la resistencia a carga axial se utiliza para calcular la resistencia de elementos sujetos a carga axial combinada con otras acciones.

La resistencia adicional sobre la de un prisma de concreto simple es debida a la contribución del refuerzo longitudinal en compresión. Se puede estimar esta contribución como el producto del área de acero por el esfuerzo de fluencia, f_y . Por lo tanto, la resistencia o carga máxima que un prisma de concreto con refuerzo longitudinal y estribos transversales es capaz de alcanzar, está dada por la expresión:

$$P_R = F_R (f'_c A_g + A_s f_y)$$

Donde:

A_g representa el área total de concreto

A_s es al área de refuerzo longitudinal

f'_c es la resistencia la compresión del concreto

f_y resistencia a la fluencia del acero

Requisitos generales

Las disposiciones se aplican a miembros en los que la carga axial de diseño, P_u , sea mayor que $A_g f'_c / 10$ y que formen parte de estructuras de ductilidad baja ($Q=2$).

Geometría

La relación entre la dimensión transversal mayor de una columna y la menor no excederá de 4. La dimensión transversal menor será por lo menos igual a 20 cm.

Refuerzo longitudinal mínimo y máximo

La cuantía de refuerzo longitudinal de la sección no será menor que $0.01A_g$ ni mayor que $0.06A_g$. El número mínimo de barras será de 6 en columnas circulares y 4 en rectangulares.

Anclaje

En las intersecciones con vigas o losas las barras de las columnas serán continuas. Las barras longitudinales de columnas de planta baja se anclarán en la cimentación de manera que en la sección de la base de la columna puedan alcanzar un esfuerzo igual al de fluencia en tensión multiplicado por 1.25. En columnas que deban resistir fuerzas laterales accidentales, la longitud de desarrollo de toda barra longitudinal no será mayor que dos tercios de la altura libre de la columna.

Separación entre barras de refuerzo

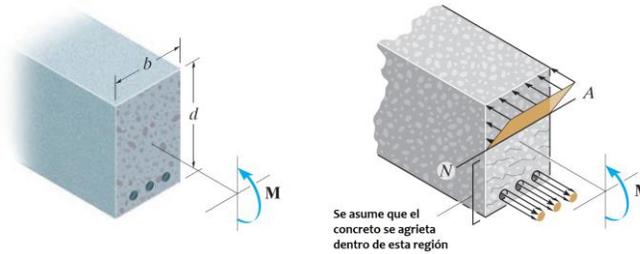
La distancia libre entre barras longitudinales no será menor que 1.5 veces el diámetro de la barra, 1.5 veces el tamaño máximo del agregado, ni que 4 cm.

Recubrimiento para colocación del concreto

El recubrimiento libre de toda barra de refuerzo no será menor que su diámetro, ni menor que: en columnas y trabes, 20 cm; en losas, 1.5 cm; y en cascarones 1 cm. Si las barras forman paquetes, el recubrimiento libre, además no será menor que 1.5 veces el diámetro de la barra más gruesa del paquete.

3.2 Elementos en flexión

3.2.1 Vigas y cerramientos



Esfuerzos elásticos en una viga de concreto reforzado debido a momento flexionante

Requisitos generales

El claro se contará a partir del centro del apoyo, siempre que el ancho de éste no sea mayor que el peralte efectivo de la viga; en caso contrario, el claro se contará a partir de la sección que se haya a medio peralte efectivo del paño interior del apoyo.

En el dimensionamiento de vigas continuas monolíticas con sus apoyos puede usarse el momento en el paño del apoyo. Para calcular momentos flexionantes en vigas que soporten losas de tableros rectangulares, se puede tomar la carga tributaria de la losa como si estuviera uniformemente repartida a lo largo de la viga.

La relación entre la altura y el ancho de la sección transversal, h/b , no debe exceder de 6. Para evaluar h/b en vigas "T" o "I", se usará el ancho del alma, b' .

Falla balanceada en secciones rectangulares

Las secciones rectangulares sin acero de compresión tienen falla balanceada cuando su área de acero es:

$$A_s = \frac{f_c''}{f_y} \frac{6000\beta_1}{f_y + 6000} bd$$

Donde:

A_s área del refuerzo de tensión
 $f_c'' = 0.85f_c'$ esfuerzo uniforme de compresión
 b es el ancho de la sección
 d es el peralte efectivo de la sección

En otras secciones, para determinar el área de acero que corresponde a la falla balanceada, se aplicarán las condiciones de equilibrio y las hipótesis para la obtención de resistencia a flexión.

Ancho efectivo en secciones L y T

El ancho de patín que se considere trabajando a compresión en secciones L y T a cada lado del alma será el menor de los tres valores siguientes:

- La octava parte del claro menos la mitad del ancho del alma.
- La mitad de la distancia del paño del alma del miembro más cercano.
- Ocho veces el espesor del patín.

$$b_e \leq \text{menor} \left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{8} - \frac{b'}{2} \\ \frac{cc}{2} - \frac{b'}{2} \\ 8t \end{array} \right.$$

Dimensionamiento

Los elementos estructurales sujetos a flexión se dimensionarán de tal manera que su resistencia a flexión sea por lo menos igual a los momentos flexionantes de diseño calculados con cargas factorizadas.

Refuerzo mínimo a flexión

El refuerzo mínimo de tensión en secciones de concreto reforzado será el requerido para que el momento resistente de la sección sea por lo menos 1.5 veces el momento de agrietamiento de la sección transformada no agrietada. Para valuar el refuerzo mínimo, el momento de agrietamiento se obtendrá con el módulo de rotura no reducido, \bar{f}_r .

El área mínima de refuerzo de secciones rectangulares de concreto reforzado de peso normal, puede calcularse con la siguiente expresión aproximada:

$$A_{s,min} = \frac{0.7\sqrt{f'_c}}{f_y} bd$$

Sin embargo, no es necesario que el refuerzo mínimo sea mayor que 1.33 veces el requerido por el análisis.

En toda sección se dispondrá de refuerzo tanto en el lecho inferior como en el superior. En cada lecho, el refuerzo no será menor que el refuerzo mínimo a flexión y constará de por lo menos dos barras corridas de 12.7 mm de diámetro (número 4).

Refuerzo máximo a flexión

El área máxima de acero de tensión en secciones de concreto reforzado que no deben resistir fuerzas sísmicas será el 90% de la que corresponde a la falla balanceada de la sección considerada. La falla balanceada ocurre cuando el acero llega a su esfuerzo de fluencia y simultáneamente el concreto alcanza su deformación máxima de 0.003 en compresión. Este criterio es general y aplica a secciones de cualquier forma sin acero de compresión o con él.

Paquete de barras

Las barras longitudinales pueden agruparse formando paquetes con un máximo de dos barras cada uno en columnas y de tres en vigas. Los paquetes se usarán sólo cuando queden alojados en un ángulo de los estribos. Para calcular la separación del refuerzo transversal, rige el diámetro de la barra más delgada del paquete. Los paquetes de barras deben amarrarse firmemente con alambre.

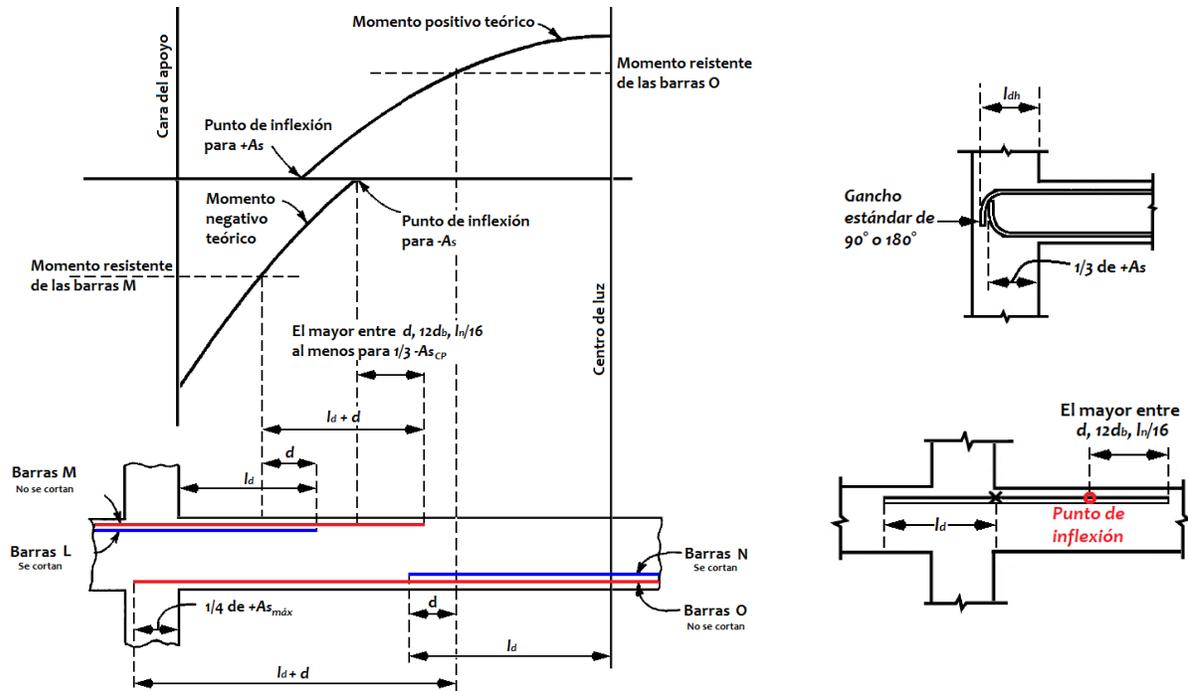
Anclaje

La fuerza de tensión o compresión que actúa en el acero de refuerzo en toda la sección debe desarrollarse a cada lado de la sección considerando por medio de adherencia en una longitud suficiente de barra. En vigas y muros, con cargas en su plano, la fuerza de tensión, se valuará con el máximo momento flexionante de diseño que actúa en la zona comprendida a un peralte efectivo a cada lado de la sección.

Lo anterior se cumple para el acero a tensión, si:

- Las barras que dejan de ser necesarias por flexión se cortan o se doblan a una distancia no menor que un peralte efectivo más allá del punto teórico donde, de acuerdo con el diagrama de momentos, ya no se requieren.
- En las secciones donde, según el diagrama de momentos flexionantes, teóricamente ya no se requiere el refuerzo que se corta o se dobla, la longitud de cada barra que no se corta ni se dobla es mayor o igual que $L_d + d$.
- A cada lado de toda sección de momento máximo, la longitud de cada barra es mayor o igual que la longitud de desarrollo, L_d .

- d) Cada barra para momento positivo que llega a un extremo libremente apoyado, se prolonga más allá del centro de apoyo y termina en un doblado de 90° o 180° , seguido por un tramo recto de $12d_b$ o $4d_b$, respectivamente.
- e) En extremos libremente apoyados se prolongará, sin doblar, hasta dentro del apoyo, cuando menos la tercera parte del refuerzo de tensión para momento positivo máximo. En extremos continuos se prolongará la cuarta parte.
- f) Cuando la viga sea parte de un sistema destinado a resistir fuerzas laterales accidentales, el refuerzo positivo que se prolongue dentro del apoyo debe anclarse de modo que pueda alcanzar su esfuerzo de fluencia en la cara del apoyo. Al menos la tercera parte del refuerzo negativo que se tenga en la cara de un apoyo se prolongará más allá del punto de inflexión una longitud no menor que un peralte efectivo ni que $12d_b$, ni que $1/16$ del claro libre.



Cuando se cortan las barras en zonas a tensión, existe una tendencia a la formación de grietas prematuras de flexión y de tensión diagonal en la vecindad del extremo cortado. Esto puede generar una reducción de la capacidad a cortante y una pérdida de la ductilidad global de la viga. Como alternativa al corte del acero, las barras de tensión pueden anclarse doblándolas a través del alma y haciéndolas continuas en la cara opuesta.

Separación entre barras de refuerzo

La separación libre entre barras paralelas (excepto en columnas y entre capas de barras en vigas) no será menor que el diámetro nominal de la barra ni que 1.5 veces el tamaño máximo del agregado.

Cuando el refuerzo de vigas esté colocado en dos o más capas, la distancia vertical libre entre capas no será menor que el diámetro de las barras, ni que 2 cm. Las barras de las capas superiores se colocarán de modo que no se menoscabe la eficacia del colado.

Acero en las caras laterales

En vigas de peralte grande, aproximadamente más de 75 cm, es necesario colocar algunas barras de refuerzo distribuidas en las caras laterales, para evitar que se formen grietas por contracción en dichas caras. El porcentaje de este refuerzo adicional debe ser del orden de 0.2 a 0.4 por ciento.

Resistencia a flexión

Las condiciones de equilibrio y las hipótesis generales para la obtención de la resistencia a flexión, M_R , en dichas expresiones F_R se tomará igual a 0.9

- a) Secciones rectangulares sin acero de compresión

$$M_R = F_R A_s f_y d (1 - 0.5q)$$

Donde:

$q = \frac{\rho f_y}{f_c'}$ es el índice de refuerzo

$\rho = \frac{A_s}{bd}$ es la cuantía de acero en flexión

- b) Secciones rectangulares con acero de compresión

$$M_R = F_R \left[(A_s - A_s') f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) + A_s' f_y (d - d') \right]$$

Donde:

$a = \frac{(A_s - A_s') f_y}{f_c' b}$ es la profundidad del bloque equivalente de esfuerzos

A_s' es área del acero a compresión

d' es la distancia entre el centroide del acero a compresión y la fibra extrema a compresión

La ecuación es válida sólo si el acero a compresión fluye cuando alcanza la resistencia de la sección. Esto se cumple si:

$$\rho - \rho' \geq \frac{6000 \beta_1 f_c' d'}{6000 - f_y d}$$

Donde:

$\rho' = \frac{A_s'}{bd}$ es la cuantía del acero en compresión

Cuando no se cumplan esta condición, M_R se determinará con un análisis de la sección basado en el equilibrio y las hipótesis para la obtención de resistencia a flexión, o bien, se calculará aproximadamente despreciando el acero de compresión.

- c) Secciones T e I sin acero de compresión

Si la profundidad del bloque de esfuerzos, a , es mayor que el espesor del patín, el momento resistente se puede calcular para secciones rectangulares usando el ancho del patín a compresión como b .

$$a = \frac{A_s f_y}{f_c' b}$$

Si a resulta mayor que t , el momento resistente puede calcular con la siguiente expresión:

$$M_R = F_R \left[A_{sp} f_y \left(d - \frac{t}{2} \right) + (A_s - A_{sp}) f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \right]$$

Donde:

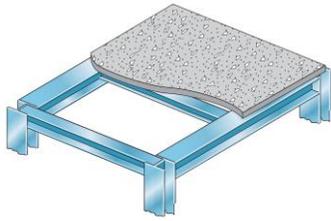
$$A_{sp} = \frac{f_c' (b - b') t}{f_y}$$

$a = \frac{(A_s - A_{sp}) f_y}{f_c' b'}$ profundidad del bloque de esfuerzos

b es el ancho del patín

b' es el ancho del alma

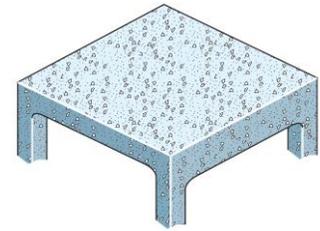
3.2.2 Losas apoyadas perimetralmente



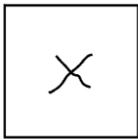
Las losas apoyadas perimetralmente son aquellas que están apoyadas sobre vigas o muros en sus cuatro lados y que por lo tanto trabajan en dos direcciones.

Una característica estructural importante de los apoyos de estas losas es que su rigidez a flexión es mucho mayor que la rigidez a flexión de la propia losa.

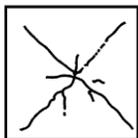
Cuando las losas se apoyan en muros no hay duda al respecto, ya que su rigidez a flexión puede considerarse infinita. Cuando se apoyan en vigas de dimensiones calculadas según los reglamentos de construcción. Sin embargo, en algunas ocasiones las losas se apoyan sobre vigas de poco peralte que tienen rigidez flexionante relativamente pequeña.



Agrietamiento y fluencia del refuerzo en distintas etapas de carga

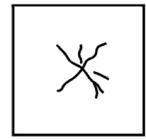


Carga pequeña

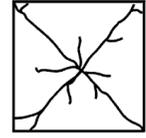


Carga alta

Se presentan las configuraciones de agrietamiento en la cara inferior de una losa cuadrada simplemente apoyada sujeta a carga uniformemente repartida en su cara superior, para distintos valores de la carga aplicada. El agrietamiento empieza en el centro de la losa que es la zona de momentos flexionantes máximos, y avanza hacia las esquinas a lo largo de las diagonales. Los análisis elásticos de losas indican que los momentos principales en una losa de este tipo se presentan precisamente en las diagonales. En etapas cercanas a la falla se forman grietas muy anchas a lo largo de las diagonales, que indican que el acero de refuerzo ha fluído y ha alcanzado grandes deformaciones. Las deformaciones por flexión de la losa se concentran en estas líneas, que reciben el nombre de líneas de fluencia, mientras que las deformaciones en las zonas comprendidas entre las líneas de fluencia son muy pequeñas.



Carga regular



Carga de falla

Se entiende por análisis de losas a la determinación de las acciones internas en una losa dada cuando se conoce la carga aplicada. Esta determinación es más difícil que el caso de vigas, debido a que las losas son elementos hiperestáticos. El análisis de losas puede efectuarse aplicando los métodos de la teoría de la elasticidad. Los resultados así obtenidos sólo son válidos en la etapa de comportamiento lineal.

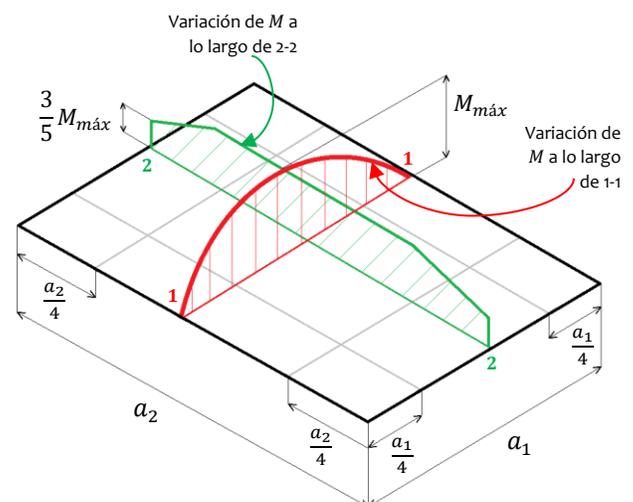
Es admisible aplicar la teoría de líneas de influencia, o cualquier otra teoría basada en el análisis al límite, siempre que el comportamiento bajo condiciones de servicio resulte adecuado en cuanto a deflexión, agrietamiento y vibraciones.

Método de los coeficientes

El método de análisis de losas más empleado en la práctica consiste en el uso de tablas de coeficientes de momentos.

La determinación de los momentos por medio de estos coeficientes resulta amplia, pero desde luego sólo se puede analizar losas de forma regular y con carga uniforme. Estos coeficientes se basan en análisis elásticos, pero también tienen en cuenta la redistribución inelástica que cubren varias condiciones. En consecuencia, el momento de diseño en cada dirección es menor en cierta cantidad que el momento máximo elástico en esa dirección.

El método establece que cada panel o losa debe dividirse, en ambas direcciones, en una franja central cuyo ancho es la mitad del ancho del panel y en dos franjas de borde o franjas de columna con un ancho igual a un cuarto del ancho del panel. Los momentos en las dos direcciones son mayores en la porción central de la losa que en las regiones cercanas a los bordes. Por tanto, el método establece que toda la franja central se diseña para el momento de diseño total. Para las franjas de borde, este momento se supone una porción de su valor en el borde del panel. Al establecer las tablas de coeficientes de momentos, se modifican los



resultados de los análisis estáticos para tomar en cuenta las diferencias más importantes entre las losas ideales y las losas de concreto reforzado. Algunas de estas diferencias son las siguientes:

1. Las distribuciones de momento en las losas de concreto reforzado son diferentes de las distribuciones elásticas, debido a la influencia del agrietamiento.
2. Las condiciones de apoyo de losas de estructuras reales no corresponden a las condiciones ideales de las losas analizadas elásticamente.
3. De acuerdo con las distribuciones teóricas de momentos, estos varían a lo largo de los ejes de la losa.

Si aparte de soportar cargas normales a su plano, la losa tiene que transmitir a marcos, muros u otros elementos rigidizantes fuerzas apreciables contenidas en su plano, estas fuerzas deben tomarse en cuenta en el diseño de la losa. Para dimensionar losas por este método se obtienen los momentos flexionantes utilizando coeficientes. Los momentos así obtenidos son momentos por unidad de ancho. Después se calculan el peralte y el porcentaje de refuerzo. Por ejemplo, si los momentos están en unidades kg m/m, se considera que la losa está formada por vigas de 1 m de ancho sujetas a los momentos flexionantes determinados. Los momentos flexionantes en losas perimetralmente apoyadas se calcularán con los coeficientes de la siguiente tabla:

Coeficientes de momentos flexionantes para tableros rectangulares, franjas centrales¹

Tablero	Momento	Claro	Relación de lados corto a largo, $m = a_1/a_2$															
			0		0.5		0.6		0.7		0.8		0.9		1.0			
			I ²	II ²	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II		
 1. Interior Todos los bordes continuos	Neg. en bordes interiores	corto largo	998	1018	553	565	489	498	432	438	381	387	333	338	288	292		
	Positivo	corto largo	516	544	409	431	391	412	371	388	347	361	320	330	288	292		
 2. De borde Un lado corto discontinuo	Neg. en bordes interiores	corto largo	630	668	312	322	268	276	228	236	192	199	158	164	126	130		
	Neg. en bordes dis.	corto largo	175	181	139	144	134	139	130	135	128	133	127	131	126	130		
 3. De borde Un lado largo discontinuo	Neg. en bordes interiores	corto largo	998	1018	568	594	506	533	451	478	403	431	357	388	315	346		
	Neg. en bordes dis.	corto largo	516	544	409	431	391	412	372	392	350	369	326	341	297	311		
 4. De esquina Dos lados adyacentes discontinuos	Positivo	corto largo	630	668	329	356	292	306	240	261	202	219	167	181	133	144		
		corto largo	179	187	142	149	137	143	133	140	131	137	129	136	129	135		
 5. Extremo Tres bordes discontinuos un lado largo continuo	Neg. en bordes interiores	corto largo	1060	1143	583	624	514	548	453	481	397	420	346	364	297	311		
	Neg. en bordes dis.	corto largo	587	687	465	545	442	513	411	470	379	426	347	384	315	346		
 6. Extremo Tres bordes discontinuos un lado corto continuo	Positivo	corto largo	651	0	362	0	321	0	283	0	250	0	219	0	190	0		
		corto largo	751	912	334	366	285	312	241	263	202	218	164	175	129	135		
 7. Aislado Cuatro lados discontinuos	Neg. en borde cont.	corto largo	185	200	147	158	142	153	138	149	135	146	134	145	133	144		
	Neg. en borde disc.	corto largo	1060	1143	598	653	530	582	471	520	419	464	371	412	324	364		
	Neg. en borde disc.	corto largo	600	713	475	564	455	541	429	506	394	457	360	410	324	364		
	Positivo	corto largo	651	0	362	0	321	0	277	0	250	0	219	0	190	0		
		corto largo	326	0	258	0	248	0	236	0	222	0	206	0	190	0		
		corto largo	751	912	358	416	306	354	259	298	216	247	176	199	137	153		
		corto largo	191	212	152	168	146	163	142	158	140	156	138	154	137	153		
		corto largo	1060	1143	970	1070	890	1010	810	940	730	870	650	790	570	710		
	Neg. en bordes disc.	corto largo	651	0	370	0	340	0	310	0	280	0	250	0	220	0		
	Positivo	corto largo	220	0	220	0	220	0	220	0	220	0	220	0	220	0		
		corto largo	751	912	730	800	670	760	610	710	550	650	490	600	430	540		
		corto largo	185	200	430	520	430	520	430	520	430	520	430	520	430	520		
	Neg. en borde cont.	largo	570	710	570	710	570	710	570	710	570	710	570	710	570	710		
	Neg. en borde disc.	corto largo	570	0	480	0	420	0	370	0	310	0	270	0	220	0		
	Positivo	corto largo	330	0	220	0	220	0	220	0	220	0	220	0	220	0		
		corto largo	1100	1670	960	1060	840	950	730	850	620	740	540	660	430	520		
		corto largo	200	250	430	540	430	540	430	540	430	540	430	540	430	540		
	Neg. en bordes discontinuos	corto largo	570	0	550	0	530	0	470	0	430	0	380	0	330	0		
	Positivo	corto largo	330	0	330	0	330	0	330	0	330	0	330	0	330	0		
		corto largo	1100	1670	830	1380	800	1330	720	1190	640	1070	570	950	500	830		
		corto largo	200	250	500	830	500	830	500	830	500	830	500	830	500	830		

¹ Para franjas extremas multiplíquense los coeficientes por 0.60

² Caso I. Losa colada monolíticamente con sus apoyos

³ Caso II. Losa no colada monolíticamente con sus apoyos

Así los coeficientes multiplicados por $10^{-4} w_u a_1$, dan momentos flexionantes por unidad de ancho.

$$M_u = C 10^{-4} w_u a_1^2$$

Donde:

C es el coeficiente de momento flexionante para franjas centrales
 $w_u = 1.3 CM + 1.5 CV_{máx}$ es la carga última de diseño en condiciones de servicio (kg/m²)
 a_1 es el claro corto del tablero (m)

Obsérvese que se incluyen coeficiente para losas construidas monolíticamente con las vigas de apoyo y para losas apoyadas sobre vigas de acero. Esto se debe a que, en el primer caso, las vigas proporcionan cierta restricción a la losa contra giro, mientras que el segundo caso la losa puede girar libremente.

Se deberán satisfacer las siguientes limitaciones:

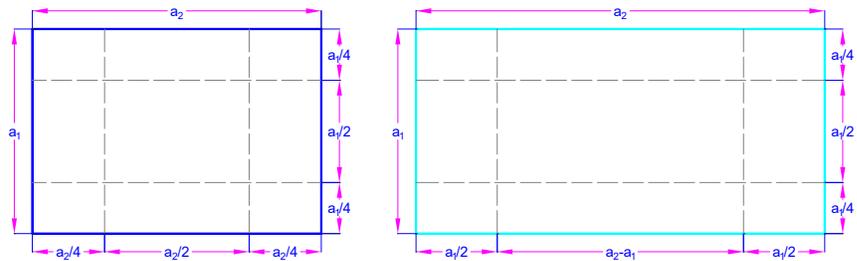
1. Los tableros son aproximadamente rectangulares.
2. La distribución de las cargas es aproximadamente uniforme en cada tablero.
3. Los momentos negativos en el apoyo común de dos tableros adyacentes difieren entre sí en una cantidad no mayor que 50% del menor de ellos.
4. La relación entre carga viva y muerta no es mayor de 2.5 para losas monolíticas con sus apoyos, ni mayor de 1.5 en otros casos.

Para valores intermedios de relación m , entre el claro corto, a_1 , y el claro largo, a_2 , se interpolará linealmente.

Secciones críticas y franjas de refuerzo

Para momento flexionante negativo, las secciones críticas se tomarán en los bordes del tablero, y para positivo, en las medias.

Para colocación del refuerzo, la losa se considerará dividida, en cada dirección, en dos franjas extremas y una central. Para relaciones de claro corto a largo mayores de 0.5, las franjas centrales tendrán un ancho igual a la mitad del claro perpendicular a ellas, y cada franja extrema, igual a la cuarta parte del mismo. Para relaciones a_1/a_2 menores de 0.5, la franja central perpendicular al lado largo tendrá un ancho igual a $(a_2 - a_1)$, y cada franja extrema igual a $a_1/2$.



A fin de doblar varillas y aplicar los requisitos de anclaje del acero se supondrán líneas de inflexión en un sexto del claro corto desde los bordes del tablero para momento positivo, y a un quinto del claro corto desde los bordes del tablero para momento negativo. Como el acero positivo se coloca en dos capas, la altura d para la capa superior es menor que la de la capa inferior en un diámetro de barra. Puesto que los momentos en la dirección larga son los más pequeños, resulta económico colocar el acero en esa dirección por encima de las barras de la dirección corta.

Distribución de momentos entre tableros adyacentes

Existe la posibilidad de que los momentos en un borde común a dos tableros adyacentes resulten distintos en cada tablero. En estos casos, las normas especifican que se distribuyan las 2/3 partes del momento de desequilibrio entre los tableros adyacentes si estos son monolíticos con sus apoyos o la totalidad de dicho momento si no lo son. Para la distribución se supondrá que la rigidez del tablero es proporcional a d^3/a_1 .

Refuerzo mínimo

Tanto el refuerzo por flexión como el de contracción y cambios de temperatura deben satisfacer los requisitos de cuantía y separación. En la práctica se ha de buscar que las separaciones sean lo más cercanas a los valores teóricos, pero al mismo tiempo convienen modularlas para obtener distribuciones regulares y armados sencillos. El acero por contracción y temperatura se coloca en forma de barras rectas en el lecho inferior de la losa por encima del refuerzo por flexión. También se puede colocar parte de este refuerzo inmediatamente debajo del refuerzo para momento negativo.

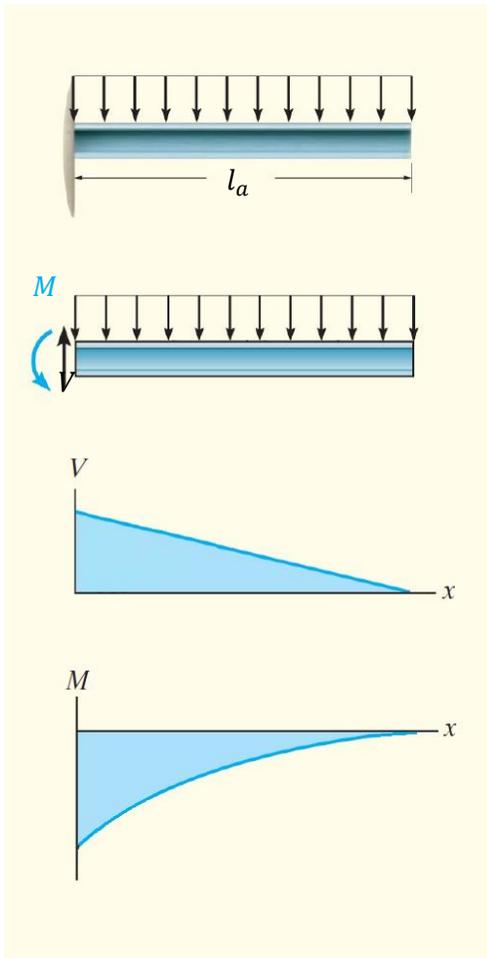
Cargas lineales

Los efectos de cargas lineales debidas a muros que apoyan sobre una losa pueden tomarse en cuenta con cargas uniformemente repartidas equivalentes. En particular, al dimensionar una losa perimetralmente apoyada, la carga uniforme equivalente en un tablero que soporta un muro paralelo a unos de sus lados, se obtiene dividiendo el peso del muro entre el área del tablero y multiplicando el resultado por el factor correspondiente de la siguiente tabla:

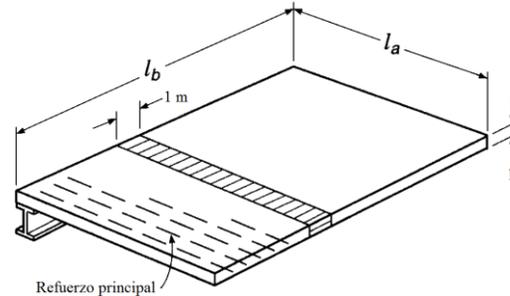
Relación de lados $m = a_1/a_2$	0.5	0.8	1.0
Muro paralelo al lado corto	1.3	1.5	1.6
Muro paralelo al lado largo	1.8	1.7	1.6

Estos factores pueden usarse en relaciones de carga lineal a carga total no mayores de 0.5. Se interpolará linealmente entre los valores tabulados. La carga equivalente obtenida se sumará a la propiamente uniforme que actúa en ese tablero.

3.2.3 Losas en cantiliver



Las losas en una dirección se comportan esencialmente como vigas. Puede considerarse que la losa es una viga cuyo ancho es la longitud del apoyo, o bien, como se hace más frecuente, puede suponerse que la losa está formada por una serie de vigas paralelas e independientes de un metro de ancho que se flexionan uniformemente.



El diseño de estas losas es, por consiguiente, similar al de las vigas. Se recomienda iniciar el diseño fijando un valor de peralte que garantice que no ocurran deflexiones excesivas, ya que esto es el factor que suele regir en el diseño.

Una vez determinado el espesor total de la losa, se calcula el peralte efectivo restando el recubrimiento del espesor.

El cálculo de los momentos flexionantes y de las fuerzas cortantes puede realizarse después, considerando que la losa es una viga continua de un metro de ancho con carga uniforme.

Ya habiendo determinado el peralte efectivo, d , y los momentos flexionantes, se calcula el refuerzo necesario con las ecuaciones de flexión de vigas. El refuerzo obtenido se coloca en la dirección del claro

considerado. En dirección perpendicular es necesario colocar también refuerzo para resistir los esfuerzos producidos por contracción del concreto y por cambios de temperatura, y por la falta de uniformidad de la carga. Ya que la losa no puede acortarse libremente en dirección perpendicular al claro, se agrietaría si no se colocase este último refuerzo. Tanto el refuerzo por flexión como el de contracción y cambios de temperatura, deben satisfacer ciertos requisitos de cuantía y separación. Se obtienen los momentos actuantes debido a las cargas de servicio como una viga en cantiliver.

3.2.4 Losas no apoyadas perimetralmente

Método de las franjas

El método de las franjas es un método de límite inferior que se basa en el cumplimiento de los requisitos de equilibrio en toda la losa. Mediante este método, se determina inicialmente un campo de momentos que cumple los requisitos de equilibrio; después, se diseña el refuerzo de la losa en cada punto para este campo de momentos. Si se puede encontrar una distribución de momentos que satisfaga tanto el equilibrio como las condiciones de frontera para determinada distribución de cargas externas, y si la capacidad a momentos de fluencia de la losa no se excede en ninguna parte, entonces la distribución de cargas externas representará un límite inferior de la capacidad de carga real.

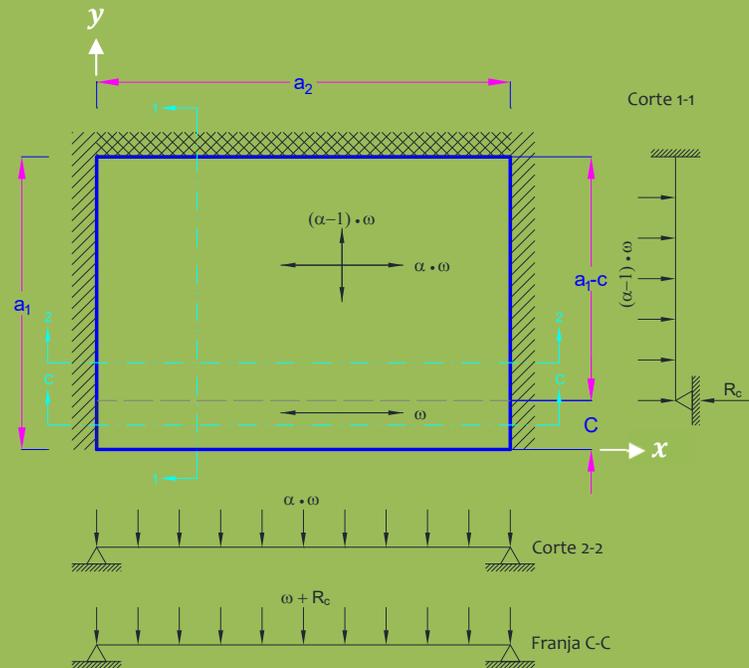
Bandas fuertes

El planteamiento utilizando bandas resistentes le da considerablemente mayor fuerza al método. Una banda resistente es una franja de la losa de un ancho razonable que contiene una concentración de refuerzo y, por lo tanto, actúa como una viga dentro de una losa. Si fuera preciso, se puede aumentar el espesor de esta franja de losa, para

permitir que el refuerzo dentro de ella pueda resistir más el momento de diseño requerido. El planteamiento que utilice bandas resistentes es útil también en algunas losas con bordes libres (sin apoyo) para ayudar a redistribuir los momentos. Las losas que contengan aberturas se pueden tratar con la provisión de bandas resistentes alrededor de la abertura.

La transmisión de cargas en losas de concreto irregulares, se realiza por flexión en lugar que por fuerzas axiales. Si se proporciona una distribución de refuerzo capaz de resistir un campo de momentos que cumplen con el equilibrio bajo el sistema de cargas impuesto, la resistencia será igual o mayor que la necesaria, de acuerdo con el teorema del límite inferior. Si del número infinito de campos de momentos que cumplen con el equilibrio se eliminan los que incluyen momentos torsionantes, se llega a la conclusión que la carga aplicada en cada área unitaria de losa es transmitida a los apoyos por dos franjas de ancho unitario que llevan una fracción α de la carga en una dirección y el resto $(1 - \alpha)$ en la otra. Para fines prácticos la fracción α se considera unitario en ciertas zonas específicas, lo que define franjas que equivalen a vigas que transmiten la carga cada una en una dirección. Para que el diseño resulte económico deben elegirse las franjas y la porción de cargas aplicadas a ella de manera que los momentos flexionantes que se generan por la transmisión de carga a los apoyos sea mínimos.

Se muestra una losa con un extremo libre y con carga uniforme, ω , para la cual no se cuenta con una solución del tipo de los métodos de los coeficientes comúnmente usados para el diseño de losa de concreto. Con base en el criterio propuesto, puede considerarse una franja C relativamente estrecha paralela al borde libre, la cual actúa como una viga que sirve de apoyo al resto de la losa que resulta ahora apoyada en su perímetro. De forma simple puede considerarse que la fracción de la carga que transmite en cada dirección es constante y que se diseña a base de franjas de ancho unitario sujetas a las condiciones de carga mostradas en los cortes 1-1 y 2-2. En la franja de ancho c , toda la carga se transmite en la dirección x , como se aprecia en el corte 3-3, deberá considerarse además de la carga exterior ω , la reacción de las franjas 1-1, la cual puede suponerse uniformemente distribuida en el ancho c .



La fracción α debe ser menor que 0.5, ya que la rigidez en la dirección y es mayor por ser el claro más corto y uno de los extremos un empotramiento.

Distribución de cargas

La elección de las franjas y de las fracciones de carga que se transmiten en cada dirección debe basarse en las rigideces relativas de los distintos tramos, de lo contrario se llega a soluciones excesivamente conservadoras y costosas. Teóricamente, la carga w puede dividirse arbitrariamente entre las direcciones X y Y . Diferentes proporciones llevarán naturalmente a patrones diversos de refuerzo y no todas serán igualmente apropiadas. El objetivo es llegar a una distribución de acero que sea segura y económica y que evite problemas a nivel de cargas de servicio, asociados con agrietamientos o deflexiones excesivas.

En general, para una solución que utilice bandas resistentes es posible un gran número de distribuciones para la transferencia de carga. Cada caso de diseño debe tratarse según sus características y el proyectista debe tener una cierta habilidad en el manejo de la teoría elástica de distribución de momentos para asegurarse de que tendrá por resultado una distribución razonable de los momentos.

3.3 Elementos sujetos a carga axial y flexión

3.3.1 Muros de mampostería

Es importante recordar que las cargas laterales producen no sólo fuerzas cortantes en los muros, sino también momentos flexionantes en el plano del muro lo que frecuentemente requiere la colocación de refuerzo vertical en los extremos del muro. Los resultados experimentales han demostrado que el criterio general para el cálculo de la capacidad en flexocompresión de elementos de concreto reforzado es válido para la mampostería.

Para evitar la complejidad de la determinación de la capacidad con el criterio general, se admite el uso de expresiones, las que se deducen de algunas hipótesis simplificativas sobre las condiciones y de la suposición que el diagrama de interacción para flexocompresión está formado por tramos rectos entre el punto de flexión pura y el de falla balanceada, así como entre éste y el de carga axial.

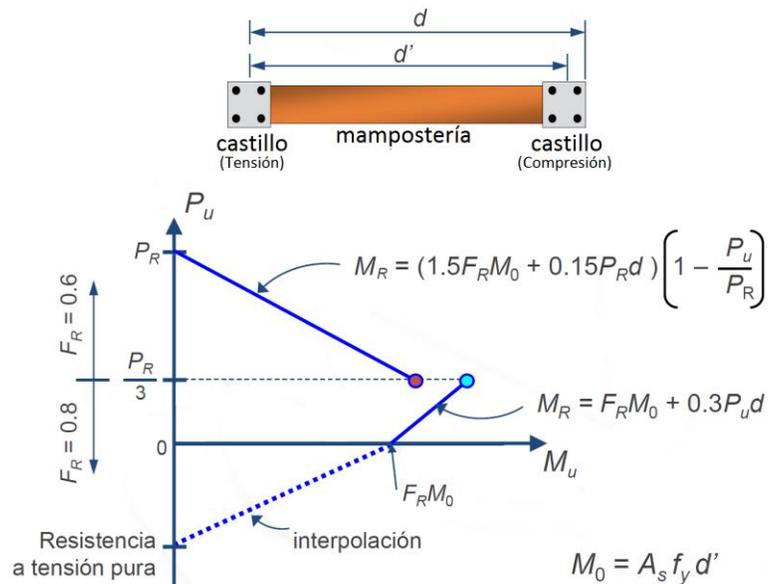
En las expresiones para el cálculo del momento resistente, M_R interviene la carga axial resistente P_R , para la determinación de esta última podrá tomarse en cuenta en forma aditiva.

Método general de diseño

La resistencia a flexión pura o flexocompresión en el plano de un muro confinado con elementos externos o internos se calculará con base en la hipótesis para la obtención de resistencia a flexocompresión. La resistencia de diseño se obtendrá afectando la resistencia por el factor de resistencia correspondiente.

Método optativo

Para muros con barras longitudinales colocadas simétricamente en sus castillos extremos, sean estos externos o internos, las fórmulas simplificadas siguientes dan valores suficientemente aproximados y conservadores del momento flexionante resistente de diseño.



El momento flexionante resistente de diseño de la sección, M_R , se calculará de acuerdo con las siguientes ecuaciones:

$$M_R = F_R M_0 + 0.3 P_u d \quad \text{si } 0 \leq P_u \leq \frac{P_R}{3}$$

$$M_R = (1.5 F_R M_0 + 0.15 P_R d) \left(1 - \frac{P_u}{P_R}\right) \quad \text{si } P_u > \frac{P_R}{3}$$

Donde:

$M_0 = A_s f_y d'$ es la resistencia a flexión pura del muro
 A_s es el área total de acero de refuerzo longitudinal colocada en cada uno de los castillos extremos del muro
 d' distancia entre los centroides del acero colocado en ambos extremos del muro
 d es la distancia entre el centroide del acero de tensión y la fibra a compresión máxima
 P_R es la carga axial resistente a compresión
 F_R se tomará igual a 0.8, si $P_u \leq P_R/3$ e igual a 0.6 en caso contrario

Para cargas axiales de tensión será válido interpolar entre la carga axial resistente a tensión pura y el momento flexionante M_0 , afectando el resultado por $F_R = 0.8$.

3.3.2 Columnas

Toda sección sujeta a compresión axial y flexión en una dirección se dimensionará para la combinación más desfavorable de dichas acciones incluyendo los efectos de esbeltez. El dimensionamiento puede hacerse a partir de las hipótesis generales para la obtención de resistencia a flexocompresión o bien con diagramas de interacción.

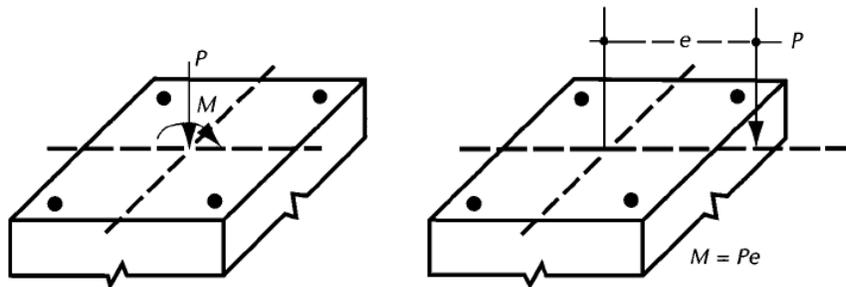
Excentricidad mínima

La excentricidad de diseño no será menor que $0.05 h$ o que 20 mm , donde h es la dimensión de la sección en la dirección en que se considera la flexión.

Flexocompresión uniaxial

Un diagrama de interacción es la representación gráfica del lugar geométrico de las combinaciones de carga axial y momento flexionante que hacen que un elemento alcance su resistencia. Así, si se cuenta con el diagrama de interacción de un elemento dado donde se conocen todas las combinaciones de carga axial y momento que puede soportar.

El diagrama de interacción de un elemento puede obtenerse a partir de las hipótesis para la obtención de resistencias, se obtiene determinando varios puntos que lo definan. El procedimiento para encontrar un punto cualquiera es, esencialmente, el mismo usado en flexión para calcular las fuerzas de compresión y tensión, una vez supuesta la profundidad del eje neutro. Sin embargo, no es necesario hacer varios tanteos hasta igualar ambas fuerzas, ya que su diferencia representa la fuerza normal, P , y el momento con respecto al eje geométrico representa el momento flexionante, M , que corresponden al estado de deformaciones determinado por la profundidad supuesta del eje neutro. Por lo tanto, para cada estado de deformaciones se obtiene un valor de P y uno de M , que definen un punto del diagrama de interacción.

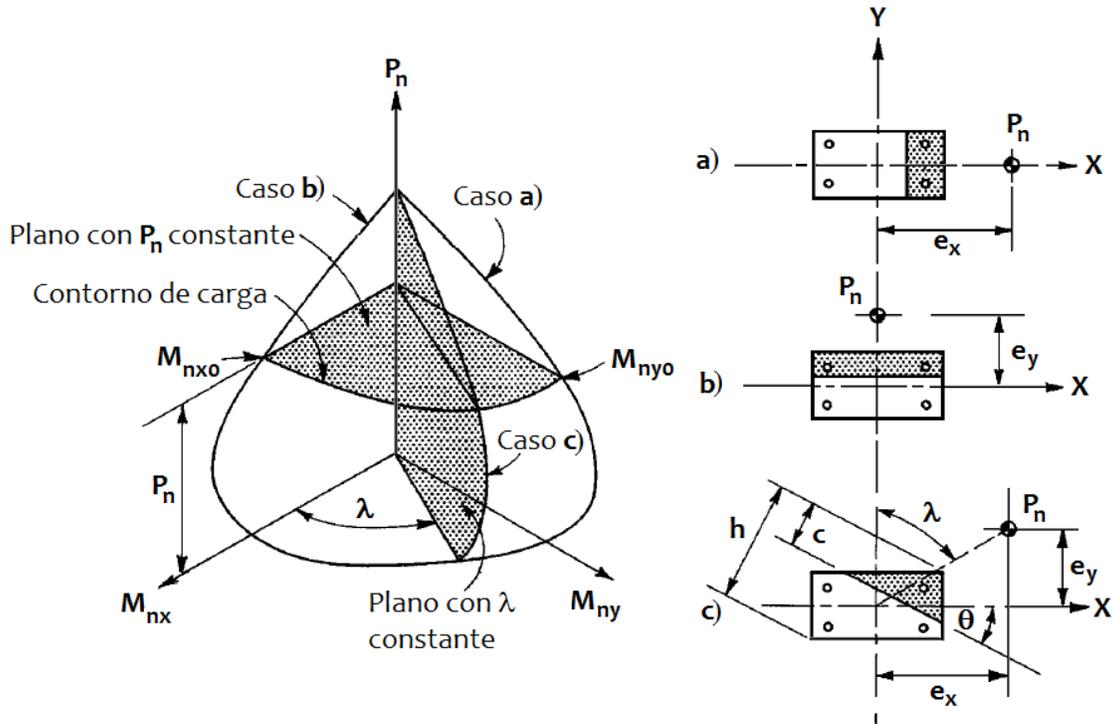


Elementos equivalente sujetos a flexocompresión

Se puede definir un diagrama en forma aproximada estimando los siguientes puntos, o puntos cercanos a ellos:

- | | |
|----|--|
| a) | El punto P_{oc} , que corresponde a carga axial de compresión pura, para el cual se supone un estado de deformaciones unitarias de compresión uniforme (en secciones simétricas). |
| b) | El punto D , que corresponde a la falla balanceada, para la cual se supone un estado de deformaciones unitarias definido por ε_{cu} en la fibra extrema de compresión y por ε_y en el acero de tensión. Este estado de deformaciones es el que tiene cuando, simultáneamente, el concreto alcanza su deformación máxima útil y el acero su límite de fluencia. |
| c) | El punto M que corresponde a momento sin carga axial, para el cual se supone un estado de deformaciones semejante a los obtenidos para el cálculo de resistencia a flexión. |
| d) | Un punto adicional entre los puntos P_{oc} y D , y otros puntos entre los D y M . |
| e) | Un punto final T definido únicamente por la resistencia a tensión de las barras de acero. |

Flexocompresión biaxial



Son aplicables las hipótesis para la obtención de resistencia a flexocompresión.

Para secciones cuadradas o rectangulares también puede usarse la expresión siguiente:

$$P_R = \frac{1}{\frac{1}{P_{Rx}} + \frac{1}{P_{Ry}} - \frac{1}{P_{R0}}}$$

Donde:

P_R es la carga normal resistente de diseño, aplicada con las excentricidades e_x y e_y

P_{R0} es la carga axial resistente de diseño, suponiendo $e_x = e_y = 0$

P_{Rx} es la carga normal resistente de diseño, aplicada con una excentricidad e_x en un plano de simetría

P_{Ry} es la carga normal resistente de diseño, aplicada con una excentricidad e_y en el otro plano de simetría

La ecuación es válida para $P_R/P_{R0} \geq 0.1$ los valores de e_x y e_y deben incluir los efectos de esbeltez y no serán menores que la excentricidad mínima.

Para valores de $P_R/P_{R0} < 0.1$, se usará la ecuación siguiente:

$$\frac{M_{ux}}{M_{Rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{Ry}} \leq 1.0$$

Donde:

M_{ux} y M_{uy} son los momentos de diseño alrededor de los ejes X y Y

M_{Rx} y M_{Ry} son los momentos resistentes de diseño alrededor de los mismos ejes

3.4 Elementos sujetos a fuerza cortante

3.4.1 Muros de mampostería

La resistencia a cargas laterales, V_R , será proporcionada por la mampostería, V_{mR} , se acepta que parte de la fuerza cortante sea resistida por acero de refuerzo horizontal o por mallas de alambre soldado, V_{sR} , de modo que:

$$V_R = V_{mR} + V_{sR}$$

Cuando la carga vertical que actúe sobre el muro sea de tensión se aceptará que el acero de refuerzo horizontal o mallas de alambre soldado resistan la totalidad de la carga lateral.

No se considerará incremento alguno de la fuerza cortante resistente por efecto de las dalas y castillos de muros confinados.

Fuerza cortante resistida por la mampostería

La fuerza cortante de diseño debida a la mampostería V_{mR} , se calculará con la siguiente ecuación:

$$V_{mR} = F_R [(0.5v'_m A_T + 0.3P) \cdot f] \leq 1.5 F_R v'_m A_T f$$

Donde:

A_T es el área transversal del muro incluyendo a los castillos, pero sin transformar su área transversal

La carga axial P se deberá tomar positiva en compresión y deberá considerar las acciones permanentes, variables con intensidad instantánea, y accidentales que conduzcan al menor valor y sin multiplicar por el factor de carga. Si la carga vertical P es de tensión, se despreciará la contribución de la mampostería V_{mR} .

El factor f se determinará como:

$$f = \begin{cases} 1.5 & \text{si } \frac{H}{L} \leq 0.2 \\ 1.0 & \text{si } \frac{H}{L} \geq 1.0 \end{cases}$$

Para los casos intermedios H/L , se interpolará linealmente.

Fuerza cortante resistida por el acero de refuerzo horizontal

La fuerza cortante resistente debida al refuerzo horizontal, V_{sR} , se calculará con:

$$V_{sR} = F_R \eta \rho_h f_{yh} A_T$$

Donde:

f_{yh} es el esfuerzo de fluencia de acero de refuerzo horizontal

El valor de η se determinará como sigue:

- a) Si el muro está sujeto a una carga axial P de compresión

$$\eta = \frac{V_{mR}}{F_R \rho_h f_{yh} A_T} (k_0 k_1 - 1) + \eta_s$$

Donde:

$$\rho_h = \frac{A_{sh}}{s_{ht} t}$$

s_{ht} es la separación del acero de refuerzo horizontal en el muro

$$k_0 = \begin{cases} 1.3 & \text{si } H/L \leq 1.0 \\ 1.0 & \text{si } H/L \geq 1.5 \end{cases}$$

$$k_1 = 1 - \alpha \rho_h f_{yh}$$

$$\eta_s = \begin{cases} 0.75 & \text{si } f'_m \geq 90 \text{ kg/cm}^2 \\ 0.55 & \text{si } f'_m \leq 60 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

El valor de k_1 no será menor que $(1 - 0.1 f_{an} f'_m \alpha)$, donde f_{an} es el cociente del área neta y el área bruta de la pieza.

Para casos intermedios de h/L y f'_m se interpolará linealmente para obtener los valores de k_0 y η_s , respectivamente;
 $\alpha = (0.045 \text{ kg/cm}^2)^{-1}$

Cuando el valor de $\rho_h f_{yh} > 0.1 f_{an} f'_m$ el valor de η_s se multiplicará por $0.1 f_{an} f'_m / (\rho_h f_{yh})$

b) Si el muro está sujeto a una carga axial P de tensión

$$\eta = k_1 \eta_s$$

Típos de acero de refuerzo horizontal

Se permitirá el uso de acero de refuerzo horizontal colocado en las juntas de mortero para resistir fuerza cortante. El refuerzo consistirá de barras corrugadas o alambres corrugados laminados en frío que sean continuos a lo largo del muro.

No se permite el uso de armadura planas de alambres de acero soldados por resistencia eléctrica (escaleras) para resistir fuerza cortante inducida por sismo.

Separación del acero de refuerzo horizontal

La separación máxima del refuerzo horizontal, s_h , no excederá de cuatro hiladas ni de 450 mm.

Cuantías mínimas y máxima del acero de refuerzo horizontal

El producto de la cuantía de refuerzo horizontal y el esfuerzo de fluencia especificado, $\rho_h f_{yh}$, no será inferior que 3 kg/cm^2 .

El valor máximo de $\rho_h f_{yh}$ será $0.15 f_{an} f'_m$ pero no menor que 3 kg/cm^2 ni mayor que $0.5 h_j f_{yh} / s_h$, donde h_j es el espesor de la junta horizontal.

Fuerza resistida por malla de alambre soldado

Tipo de refuerzo y de mortero

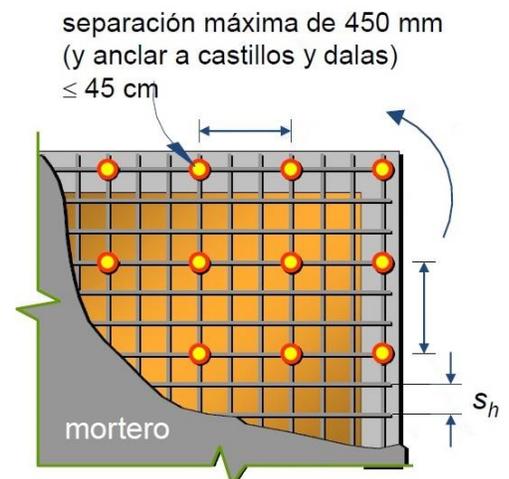
Se permitirá el uso de mallas de alambre soldado para resistir la fuerza cortante. Las mallas deberán tener, en ambas direcciones, la misma área de refuerzo por unidad de longitud.

El refuerzo de fluencia para diseño, f_{yh} , no deberá ser mayor que 5000 kg/cm^2 .

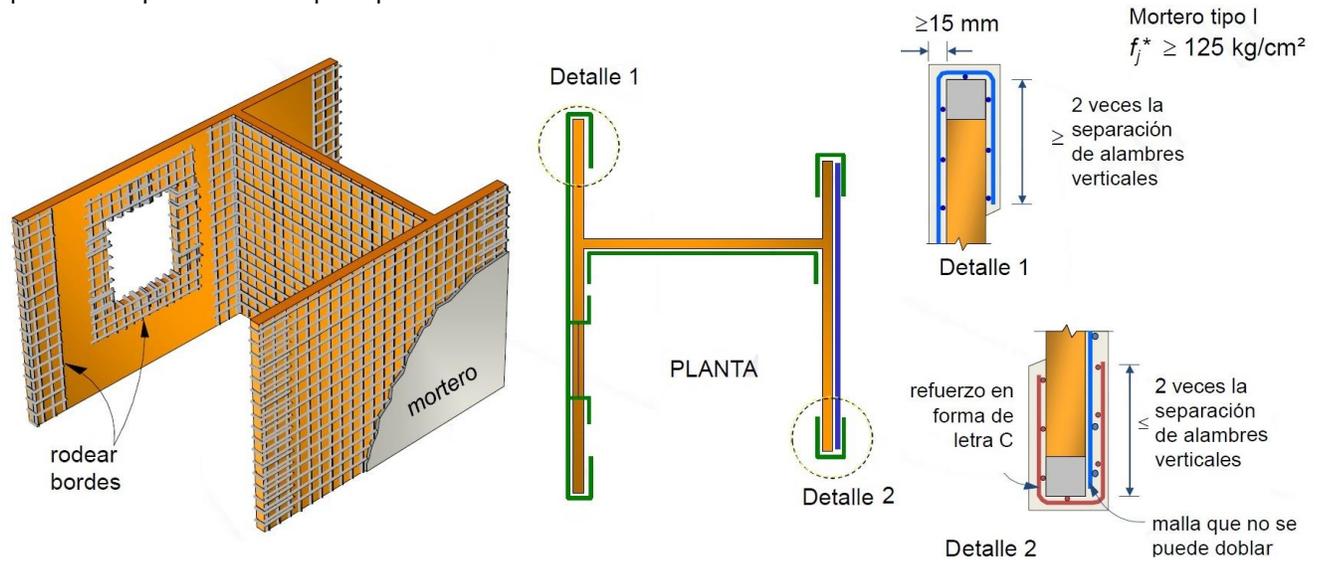
Las mallas deberán ser recubiertas por una capa de mortero tipo I con espesor mínimo de 1.5 cm

Las mallas se anclarán y detallarán como se señala a continuación.

Las mallas de alambre soldado se deberán anclar a la mampostería, así como a los castillos y dalas si existen, de manera que pueda alcanzar su esfuerzo especificado de fluencia. Las mallas deberán rodear los bordes verticales de muros y los bordes de las aberturas. Si la malla de alambre soldado se coloca sobre una cara del muro, la porción de malla que rodea los bordes se extenderá al menos dos veces la separación entre alambres trasversales.



Si el diámetro de los alambres de la malla no permite doblarla alrededor de bordes verticales de muros y aberturas, se aceptará colocar un refuerzo en forma de letra “C” hecho con malla de calibre no inferior al 10 (3.43 mm de diámetro) que se traslape con la malla principal.



Cuantías mínimas y máxima de refuerzo

Para fines de cálculo, sólo se considerará la cuantía de los alambres horizontales. Si la malla se coloca con los alambres inclinados, en el cálculo de la cuantía se considerarán las componentes horizontales.

En el cálculo de la cuantía sólo se incluirá el espesor de la mampostería del muro t . Las cuantías mínima y máxima serán las consideradas para el refuerzo horizontal del apartado anterior.

Diseño de la malla

La fuerza cortante que resistirá la malla se obtendrá para el refuerzo horizontal. No se considerará contribución a la resistencia por el mortero. Se debe usar $\eta_s = 0.5$.

Método optativo

Este procedimiento sólo podrá utilizarse en el diseño de estructuras del Tipo I.

Fuerza resistida por la mampostería

La fuerza cortante resistente de diseño, V_{mR} , se determinará como sigue:

$$V_{mR} = F_R(0.5v'_m A_T + 0.3P) \leq 1.5F_R v'_m A_T$$

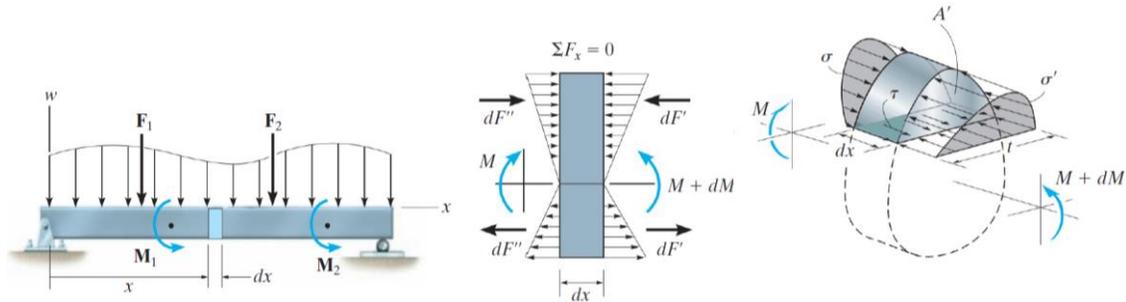
Donde:

P se deberá tomar positiva en compresión

La carga vertical P que actúa sobre el muro deberá considerar las acciones permanentes, variables con intensidad instantánea y accidentales que conduzcan el menor valor y sin multiplicar por el factor de carga.

Si la carga vertical P es de tensión, se despreciará la contribución de V_{mR} .

3.4.2 Vigas y cerramientos



Distribución de esfuerzos elásticos debido a fuerza cortante

La resistencia a fuerza cortante de un elemento sujeto a flexión o a flexocompresión para elementos sin presfuerzo será la suma de la fuerza cortante que toma el concreto, V_{CR} , y de la fuerza cortante que toma el acero de refuerzo para cortante, V_{SR} .

$$V_R = V_{CR} + V_{SR}$$

Requisitos generales

Cuando una reacción comprima directamente la cara del miembro que se considera, las secciones situadas a menor de una distancia d del paño de apoyo pueden dimensionarse para la misma fuerza cortante de diseño que actúa a la distancia d . Cuando el apoyo es de naturaleza tal que no se inducen esfuerzos de compresión, la sección crítica debe tomarse en el paño de apoyo. Cuando la reacción de una viga causa compresión en el extremo de un miembro en la misma dirección que la fuerza cortante externa, la resistencia por cortante de esa parte del miembro aumenta.

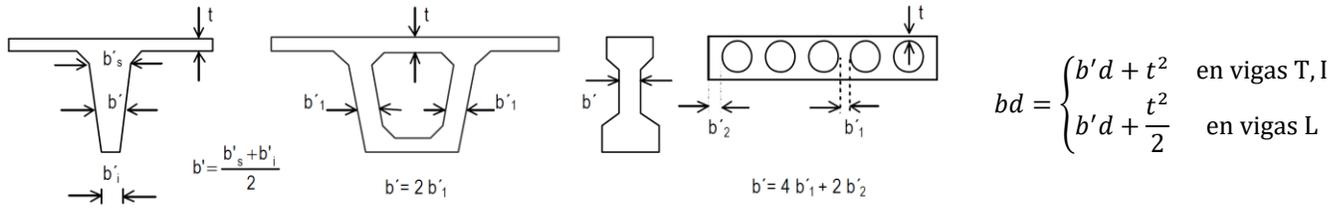
	<p>Existen esfuerzos verticales de compresión cerca del apoyo y la sección crítica se presenta a una distancia d de la cara de apoyo.</p>
	<p>El elemento horizontal está colgado del elemento vertical que trabaja a tensión; como no hay esfuerzos de compresión en el elemento horizontal, la sección crítica debe considerarse en la cara interior del elemento vertical.</p>
	<p>Existe una carga concentrada cerca del apoyo que hace que el valor de la fuerza cortante dentro de la distancia d sea mucho mayor que en el resto de la viga; la sección crítica debe tomarse también en la cara del apoyo.</p>

Anclaje del refuerzo transversal

Los estribos deben rematar en una esquina con dobleces de 135° , seguidos de tramos rectos de no menor de $6d_b$ de largo, ni menos de 8 cm. En cada esquina del estribo debe quedar por lo menos una barra longitudinal. El refuerzo en el alma debe llegar tan cerca a las caras de compresión y tensión como lo permita el recubrimiento.

Dimensionamiento

Para secciones L, T o I, se usará el ancho del alma b' , en lugar de b en todas las ecuaciones para evaluar la resistencia a fuerza cortante que toma el concreto. Si el patín está en compresión, al producto $b'd$ pueden sumarse las cantidades t^2 en vigas T e I, y $t^2/2$ en vigas L, siendo t el espesor del patín.



Fuerza cortante resistida por el concreto

En elementos sin presfuerzo con relación claro a peralte total mayor que 5, $L/h \geq 5$, la fuerza cortante que toma el concreto en condiciones de servicio, V_{cR} , se calculará con el siguiente criterio:

$$\begin{aligned} \text{si } \rho < 0.015 & \quad V_{cR} = F_R(0.2 + 20\rho)\sqrt{f'_c}bd \\ \text{si } \rho \geq 0.015 & \quad V_{cR} = F_R0.5\sqrt{f'_c}bd \end{aligned}$$

Si $L/h < 4$ y las cargas y reacciones comprimen directamente las caras superior e inferior de la viga, V_{cR} será el valor obtenido con la siguiente ecuación:

$$V_{cR} = F_R \left(3.5 - 2.5 \frac{M}{Vd} \right) 0.5 \sqrt{f'_c} b d$$

Si las cargas y reacciones no comprimen directamente las caras superior e inferior de la viga, se aplicará la ecuación $V_{cR} = F_R0.5\sqrt{f'_c}bd$. Para relaciones L/h comprendidas entre 4 y 5, V_{cR} se hará variar linealmente entre los valores dados por las ecuaciones anteriores, según sea el caso.

En todo caso V_{cR} deberá cumplir con:

$$V_{cR} \leq F_R1.5\sqrt{f'_c}bd$$

Fuerza cortante resistida por el acero

Este refuerzo debe estar formado por estribos cerrados perpendiculares u oblicuos al eje de la pieza, barra dobladas o una combinación de estos elementos. También puede usarse malla de alambre soldado. Para estribos de columnas, vigas principales y arcos, no se usará acero de f_y mayor que 4200 kg/cm^2 . Para diseño, el esfuerzo de fluencia de la malla no se tomará mayor que 4200 kg/cm^2 . No se tendrán en cuenta estribos que formen un ángulo con el eje de la pieza menor de 45° , ni barras dobladas en que dicho ángulo sea menor de 30° .

La fórmula para calcular el refuerzo transversal es la que se obtiene de la analogía de la armadura.

$$V_{sR} = \frac{F_R A_v f_y d (\text{sen}\theta + \text{cos}\theta)}{s}$$

Donde:

A_v es el área transversal del refuerzo por tensión diagonal comprendido en una distancia s
 θ es el ángulo que dicho refuerzo forma con el eje de la pieza

V_{sR} es la fuerza cortante de diseño que toma el acero transversal ($V_{sR} = V_u - V_{cR}$)

Para secciones circulares se sustituirá el peralte efectivo, d , por el diámetro de la sección, D .

Refuerzo mínimo

En vigas sin presfuerzo debe suministrarse un refuerzo mínimo por tensión diagonal cuando la fuerza cortante de diseño, V_u , sea menor que V_{cR} . El área de refuerzo mínimo para vigas será la calculada con la siguiente expresión:

$$A_{v,min} = 0.30 \sqrt{f'_c} \frac{b s}{f_y}$$

Este refuerzo estará formado por estribos verticales de diámetro número de 7.9 mm (numero 2.5), cuya separación no excederá de medio peralte efectivo, $d/2$.

Separación del refuerzo transversal

La separación del refuerzo trasversal dependerá de la relación entre V_u y V_{cR} como sigue:

- Cuando V_u sea mayor que V_{cR} , la separación, s , del refuerzo se determinará con: $s = \frac{F_R A_v f_y d (\sin\theta + \cos\theta)}{V_{sR}}$
La separación, s , no deber ser menor de 60 mm.
- Si V_u es mayor que V_{cR} pero menor o igual que $1.5 F_R b d \sqrt{f'_c}$
Entonces la separación de estribos perpendiculares al eje del elemento no deberá ser mayor que $0.5 d$.
- Si V_u es mayor que $1.5 F_R b d \sqrt{f'_c}$
Entonces la separación de estribos perpendiculares al eje del elemento no deberá ser mayor que $0.25 d$.

El primer estribo se coloca en general a una distancia $s/2$ del apoyo.

Limitación para V_u

En ningún caso se permitirá que V_u sea superior a: $2.5 F_R b d \sqrt{f'_c}$

3.4.3 Columnas

Limitación para la fuerza cortante de diseño

En ningún caso se permitirá que la fuerza cortante de diseño, V_u , sea superior al siguiente valor:

$$V_u < F_R 2 \sqrt{f'_c} b d$$

El requisito de que V_u no exceda de $2 F_R b d \sqrt{f'_c}$ tiene por objeto evitar que el miembro falle por compresión del concreto antes que fluya el acero de refuerzo en el alma.

Requisitos para refuerzo transversal

El refuerzo transversal de toda columna no será menor que el necesario por resistencia a fuerza cortante y torsión.

Separación

Todas las barras o paquetes de barras longitudinales deben restringirse contra el pandeo con estribos o zunchos con separación no mayor que:

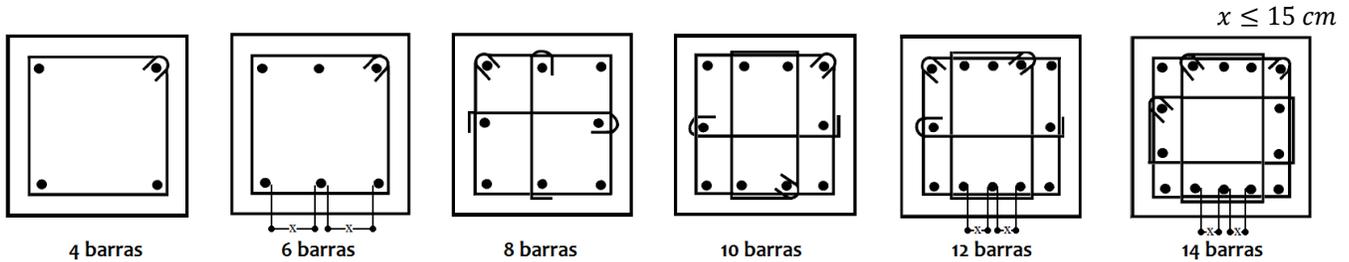
- $850/\sqrt{f_y}$ veces el diámetro de la barra o de la barra más del delgada del paquete.
- 48 diámetros de la barra del estribo.
- La mitad de la menor dimensión de la columna.

La separación máxima de estribos se reducirá a la mitad de la antes indicada; arriba y debajo de cada unión de columna con traveses o losas, medida a partir del respectivo plano de intersección; en una longitud no menor que:

- La dimensión transversal máxima de la columna.
- Un sexto de su altura libre.
- 600 mm.

Estribos y grapas

Los estribos se dispondrán de manera que cada barra longitudinal de esquina y una de cada dos consecutivas de la periferia tenga un soporte lateral suministrado por el doblé de un estribo con un ángulo interno no mayor de 135° . En cada esquina del estribo debe quedar por lo menos una barra longitudinal. Además, ninguna barra que no tenga soporte lateral debe distar más de 150 mm (libres) de una barra soportada lateralmente. Cuando seis o más varillas estén repartidas uniformemente sobre una circunferencia se pueden usar anillos circulares rematados.



Separación entre barras y restricción al pandeo

En ningún caso se usarán estribos o anillos de diámetro menores de 7.9 mm (numero 2.5). El esfuerzo de diseño de los estribos no será superior a 4200 kg/cm^2 . Para dar restricción lateral a barras que no sean de esquina, pueden usarse grapas formadas por barras rectas, cuyos extremos terminen en un doblé a 135° alrededor de la barra o paquete restringido, seguido de un tramo recto con longitud no menor que 6 veces el diámetro de la barra de la grapa ni menor que 8 cm. Las grapas se colocarán perpendiculares a las barras o paquetes que restringen y a la cara más próxima del miembro en cuestión.

3.4.4 Losas apoyadas perimetralmente

La fuerza cortante no es un factor importante en la mayoría de las losas, sin embargo, debe revisarse, y en caso de que la sección de concreto no pueda resistir la fuerza cortante, debe aumentarse dicha sección, ya que por razones constructivas no es posible usar refuerzo por cortante en estas losas.

Revisión de la resistencia a fuerza cortante

El ancho de un elemento tiene un efecto favorable sobre su resistencia a fuerza cortante. Se supondrá que la sección crítica se encuentra a un peralte efectivo del paño. La fuerza cortante que actúa en un ancho unitario se calculará, a menos que se haga un análisis más preciso, con la siguiente expresión:

$$V_u = \left(\frac{a_1}{2} - d \right) \left(0.95 - 0.5 \frac{a_1}{a_2} \right) w_u$$

Cuando hayas bordes continuos y bordes discontinuos, V_u se incrementará en 15%.

En elementos anchos como losas, zapatas y muros en los que el ancho, b , no sea menor que cuatro veces el peralte efectivo, d , el espesor no sea mayor de 600 mm y la relación M/Vd no exceda de 2.0, la fuerza resistente, V_{CR} debe calcularse con la siguiente ecuación, independientemente de la cuantía de refuerzo. La resistencia de la losa a fuerza cortante se supondrá igual a:

$$V_R = 0.5 F_R b d \sqrt{f'_c}$$

Si el espesor es mayor de 600 mm, o la relación M/Vd excede de 2.0, la resistencia a fuerza cortante se valorará con el criterio que se aplica a vigas.

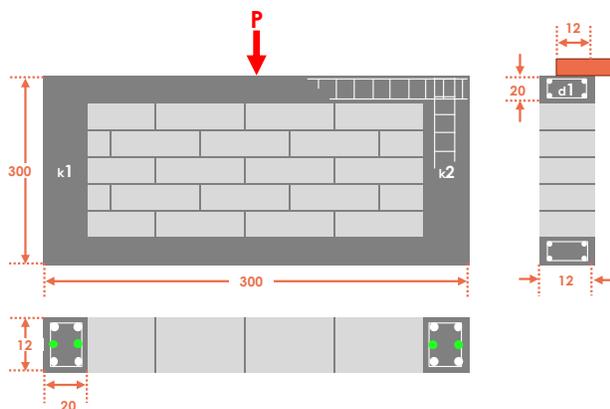
3.5 Resumen de los resultados

MUROS DE MAMPOSTERÍA

Resistencia a COMPRESIÓN en muros de mampostería confinada

DATOS MURO 6

Resistencia de diseño a compresión de la mampostería	$f'_m =$	15 kg/cm ²
Resistencia a compresión del concreto	$f'_c =$	200 kg/cm ²
Espesor del muro	$t =$	12 cm
Largo del muro	$L =$	300 cm
Altura del muro entre ejes	$H =$	300 cm
Longitud de apoyo de losa en el muro	$b =$	12 cm
Factor de altura efectiva del muro	$k =$	0.8
Altura de la cadena	$h =$	20 cm
Ancho del castillo	$b =$	20 cm
Restricción en muro	Muro RESTRINGIDO en extremos	
Tipo de muro	Muro central	



Acero longitudinal en castillo k_1		Acero longitudinal en castillo k_2	
Acero convencional			
Fluencia del acero	$f_y = 4200$ kg/cm ²	Fluencia del acero	$f_y = 4200$ kg/cm ²
Número de varilla	No 3	Número de varilla	No 3
Cantidad de varilla	2 var	Cantidad de varilla	2 var
Área de acero	$A_s = 1.425$ cm ²	Área de acero	$A_s = 1.425$ cm ²
Acero del armex			
Fluencia del acero	$f_y = 5000$ kg/cm ²	Fluencia del acero	$f_y = 5000$ kg/cm ²
Diámetro de varilla	$\phi = 0.635$ cm	Diámetro de varilla	$\phi = 0.635$ cm
Cantidad de varilla	4 var	Cantidad de varilla	4 var
Área de acero	$A_s = 1.267$ cm ²	Área de acero	$A_s = 1.267$ cm ²

RESULTADOS

Área de la sección	$A_T =$	3600	cm ²
Excentricidad de la carga de la losa en el muro	$e_c =$	2.00	cm
Excentricidad accidental	$e_{ac} =$	0.50	cm
Excentricidad total	$e' =$	2.50	cm
Altura libre del muro	$H' =$	280	cm
Separación de elementos que rigidizan transversalmente el muro	$L' =$	280.00	cm
Factor de reducción por esbeltez y excentricidad	$F_E =$	0.90	
Alternativamente	$P_R =$	36.94	T
Resistencia a compresión del muro	$P_R =$	42.46	T

Condiciones de diseño

$H'/t <$	25	Relación altura libre a espesor del muro	Cumple	✓
$t >$	10.0 cm	Espesor del muro estructural	Cumple	✓
$A_{s\text{mín}} =$	1.37 cm ²	Cuanfía mínima de acero longitudinal en k_1	Cumple	✓

DATOS							RESULTADOS							Condiciones	
Muro	Largo del muro	Altura libre del muro	Longitud de apoyo de losa	Restricción en muro	Tipo de muro	Factor de altura efectiva del muro	Área de la sección	Excentricidad total	Separación entre catillos	Factor de esbeltez y excentricidad	Resistencia a compresión	Fuerza última	$P_R > P_u$	Espesor del muro	Cuántía mínima en k_t
No	L	H'	b			k	A_T cm ²	e' cm	L' cm	F_R	P_R T	P_u T		≥ 10	A_{min}
	cm	cm	cm												
1	200	280	12	Restringido	Exterior	1	2400	2.50	180	0.90	32.74	7.63	✓	Cumple	Cumple
2	200	280	12	Restringido	Exterior	1	2400	2.50	180	0.90	32.74	12.79	✓	Cumple	Cumple
3	110	280	12	Restringido	Exterior	1	1320	2.50	90	0.90	24.00	4.61	✓	Cumple	Cumple
4	210	280	12	Restringido	Central	0.8	2520	0.50	190	0.90	33.72	11.51	✓	Cumple	Cumple
5	410	280	12	Restringido	Exterior	1	4920	2.50	390	0.78	46.24	16.79	✓	Cumple	Cumple
6	300	280	12	Restringido	Central	0.8	3600	0.50	280	0.90	42.46	33.25	✓	Cumple	Cumple
7	200	280	12	Restringido	Central	0.8	2400	0.50	180	0.90	32.74	7.88	✓	Cumple	Cumple
8	120	280	12	Restringido	Central	0.8	1440	0.50	100	0.90	24.97	6.21	✓	Cumple	Cumple
9	300	220	12	Restringido	Exterior	1	3600	2.50	280	0.86	40.77	19.47	✓	Cumple	Cumple
10	170	280	12	Restringido	Exterior	1	2040	2.50	150	0.90	29.83	7.17	✓	Cumple	Cumple
11	110	280	12	Restringido	Exterior	1	1320	2.50	90	0.90	24.00	7.50	✓	Cumple	Cumple
12	250	220	12	Restringido	Exterior	1	3000	2.50	230	0.90	37.60	11.77	✓	Cumple	Cumple
13	130	220	12	Restringido	Exterior	1	1560	2.50	110	0.90	25.94	6.97	✓	Cumple	Cumple
14	90	280	12	Restringido	Exterior	1	1080	2.50	70	0.90	22.05	4.08	✓	Cumple	Cumple
15	110	280	12	Restringido	Exterior	1	1320	2.50	90	0.90	24.00	8.16	✓	Cumple	Cumple
16	150	280	12	Restringido	Exterior	1	1800	2.50	130	0.90	27.88	5.66	✓	Cumple	Cumple
17	210	280	12	Restringido	Central	0.8	2520	0.50	190	0.90	33.72	13.86	✓	Cumple	Cumple
18	300	280	12	Restringido	Exterior	1	3600	2.50	280	0.90	42.46	15.90	✓	Cumple	Cumple
19	300	280	12	Restringido	Central	0.8	3600	0.50	280	0.90	42.46	12.58	✓	Cumple	Cumple
20	400	280	12	Restringido	Exterior	1	4800	2.50	380	0.80	46.24	20.72	✓	Cumple	Cumple
21	110	280	12	Restringido	Exterior	1	1320	2.50	90	0.90	24.00	11.98	✓	Cumple	Cumple
22	300	220	12	Restringido	Exterior	1	3600	2.50	280	0.86	40.77	23.46	✓	Cumple	Cumple
23	100	220	12	Restringido	Exterior	1	1200	2.50	80	0.90	23.02	7.64	✓	Cumple	Cumple
24	90	220	12	Restringido	Exterior	1	1080	2.50	70	0.90	22.05	6.32	✓	Cumple	Cumple
25	300	220	12	Restringido	Exterior	1	3600	2.50	280	0.86	40.77	11.58	✓	Cumple	Cumple
26	310	220	12	Restringido	Exterior	1	3720	2.50	290	0.85	40.87	16.15	✓	Cumple	Cumple
27	310	230	12	Restringido	Exterior	1	3720	2.50	290	0.86	41.72	3.41	✓	Cumple	Cumple
28	200	230	12	Restringido	Exterior	1	2400	2.50	180	0.90	32.74	5.63	✓	Cumple	Cumple
29	110	230	12	Restringido	Exterior	1	1320	2.50	90	0.90	24.00	3.19	✓	Cumple	Cumple
30	110	255	12	Restringido	Exterior	1	1320	2.50	90	0.90	24.00	2.63	✓	Cumple	Cumple
31	210	255	12	Restringido	Central	0.8	2520	0.50	190	0.90	33.72	4.75	✓	Cumple	Cumple
32	410	280	12	Restringido	Exterior	1	4920	2.50	390	0.78	46.24	8.63	✓	Cumple	Cumple
33	300	280	12	Restringido	Central	0.8	3600	0.50	280	0.90	42.46	19.14	✓	Cumple	Cumple
34	210	280	12	Restringido	Exterior	1	2520	2.50	190	0.90	33.72	4.52	✓	Cumple	Cumple
35	300	280	12	Restringido	Exterior	1	3600	2.50	280	0.90	42.46	9.93	✓	Cumple	Cumple
36	170	255	12	Restringido	Exterior	1	2040	2.50	150	0.90	29.83	4.79	✓	Cumple	Cumple
37	120	255	12	Restringido	Exterior	1	1440	2.50	100	0.90	24.97	2.15	✓	Cumple	Cumple
38	110	255	12	Restringido	Exterior	1	1320	2.50	90	0.90	24.00	5.19	✓	Cumple	Cumple
39	250	230	12	Restringido	Exterior	1	3000	2.50	230	0.90	37.60	4.76	✓	Cumple	Cumple
40	130	230	12	Restringido	Exterior	1	1560	2.50	110	0.90	25.94	3.05	✓	Cumple	Cumple
41	110	280	12	Restringido	Exterior	1	1320	2.50	90	0.90	24.00	3.74	✓	Cumple	Cumple
42	150	255	12	Restringido	Exterior	1	1800	2.50	130	0.90	27.88	3.24	✓	Cumple	Cumple
43	110	255	12	Restringido	Central	0.8	1320	0.50	90	0.90	24.00	5.20	✓	Cumple	Cumple
44	220	280	12	Restringido	Exterior	1	2640	2.50	200	0.90	34.69	2.03	✓	Cumple	Cumple
45	300	280	12	Restringido	Exterior	1	3600	2.50	280	0.90	42.46	8.89	✓	Cumple	Cumple
46	200	280	12	Restringido	Central	0.8	2400	0.50	180	0.90	32.74	7.33	✓	Cumple	Cumple
47	400	280	12	Restringido	Exterior	1	4800	2.50	380	0.80	46.24	9.24	✓	Cumple	Cumple
48	110	280	12	Restringido	Exterior	1	1320	2.50	90	0.90	24.00	6.68	✓	Cumple	Cumple
49	310	255	12	Restringido	Exterior	1	3720	2.50	290	0.90	43.44	8.07	✓	Cumple	Cumple
50	300	280	12	Restringido	Exterior	1	3600	2.50	280	0.90	42.46	5.38	✓	Cumple	Cumple
51	310	255	12	Restringido	Exterior	1	3720	2.50	290	0.90	43.44	7.61	✓	Cumple	Cumple
52	290	215	12	Restringido	Exterior	1	3480	2.50	270	0.87	40.24	6.17	✓	Cumple	Cumple
53	300	215	12	Restringido	Exterior	2	3600	2.50	280	0.71	33.50	3.34	✓	Cumple	Cumple
54	220	215	12	Restringido	Exterior	1	2640	2.50	200	0.90	34.69	5.10	✓	Cumple	Cumple
55	138	215	12	Restringido	Exterior	2	1656	2.50	118	0.90	26.72	0.07	✓	Cumple	Cumple

Las resistencias por compresión axial debida a cargas gravitacionales son suficientes para soportar la carga máxima.

Resistencia a FLEXOCOMPRESIÓN en muros de mampostería confinada

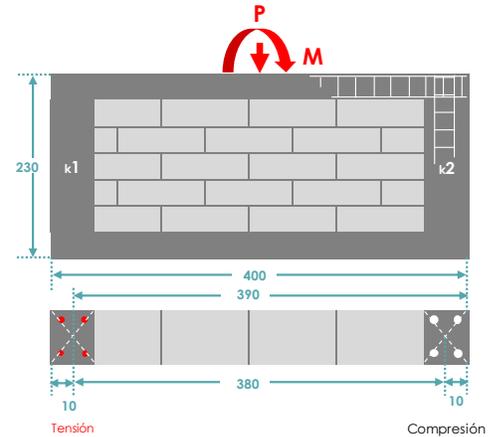
Método optativo

DATOS MURO 20

Carga vertical actuante última	$P_U =$	18.43	Ton
Resistencia a la compresión de muro	$P_R =$	46.24	Ton
Largo del muro	$L =$	400	cm
Distancia del paño exterior del castillo al centro de acero en tensión	$r =$	10	cm
Distancia del paño exterior del castillo al centro de acero en compresión	$r' =$	10	cm
Momento flexionante último actuante	$M_U =$	19.45	Ton

Acero en tensión			
VARILLA	$f_y = 4200$ kg/cm ²	ARMEX	$f_y = 5000$ kg/cm ²
Número de varilla	No 3	Diámetro	$\varnothing = 0.64$ cm
Cantidad de varilla	2 var	Cantidad de varilla	4 var
Área total	$A_{sv} = 1.43$ cm ²	Área total	$A_{sa} = 1.27$ cm ²

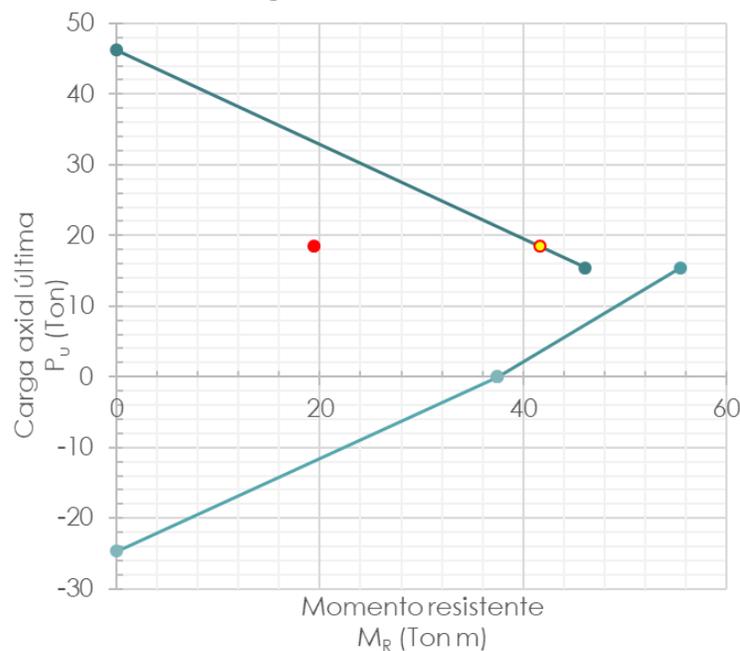
Acero en compresión			
VARILLA	$f_y = 4200$ kg/cm ²	ARMEX	$f_y = 5000$ kg/cm ²
Número de varilla	No 3	Diámetro	$\varnothing = 0.64$ cm
Cantidad de varilla	2 var	Cantidad de varilla	4 var
Área total	$A_{sv} = 1.43$ cm ²	Área total	$A_{sa} = 1.27$ cm ²



RESULTADOS

Peralte efectivo	$d =$	390	cm
Distancia entre centroides del acero de tensión y compresión	$d' =$	380	cm
Ordenada con el máximo momento flexionante	$P_R/3 =$	15.41	T
Resistencia a tensión pura	$T =$	24.64	T
Momento resistente del acero en tensión	$M_o =$	46.81	T m
Resistencia a flexión del muro	$M_R =$	41.62	T m

Diagrama de interacción



DATOS					
Muro	Carga vertical actuante última	Resistencia a compresión	Largo del muro	Dist al acero tensión	Dist al acero compresión
No	P_u	P_R	L	r	r'
	Ton	Ton	cm	cm	cm
1	8.4	32.7	200	10	10
2	13.6	32.7	200	10	10
3	4.9	24.0	110	10	10
4	5.5	33.7	210	10	10
5	11.5	46.2	410	10	10
6	29.4	42.5	300	10	10
7	7.1	32.7	200	10	10
8	3.9	25.0	120	10	10
9	15.5	40.8	300	10	10
10	7.3	29.8	170	10	10
11	6.4	24.0	110	10	10
12	10.7	37.6	250	10	10
13	6.8	25.9	130	10	10
14	5.7	22.1	90	10	10
15	8.0	24.0	110	10	10
16	6.8	27.9	150	10	10
17	12.1	33.7	210	10	10
18	17.8	42.5	300	10	10
19	10.1	42.5	300	10	10
20	18.4	46.2	400	10	10
21	10.5	24.0	110	10	10
22	15.3	40.8	300	10	10
23	6.6	23.0	100	10	10
24	6.2	22.1	90	10	10
25	6.3	40.8	300	10	10
26	9.1	40.9	310	10	10
27	1.6	41.7	310	10	10
28	5.0	32.7	200	10	10
29	2.8	24.0	110	10	10
30	2.8	24.0	110	10	10
31	4.3	33.7	210	10	10
32	4.8	46.2	410	10	10
33	12.0	42.5	300	10	10
34	4.8	33.7	210	10	10
35	8.5	42.5	300	10	10
36	3.0	29.8	170	10	10
37	2.4	25.0	120	10	10
38	3.1	24.0	110	10	10
39	4.4	37.6	250	10	10
40	2.7	25.9	130	10	10
41	3.7	24.0	110	10	10
42	3.6	27.9	150	10	10
43	3.4	24.0	110	10	10
44	1.4	34.7	220	10	10
45	4.0	42.5	300	10	10
46	5.1	32.7	200	10	10
47	8.0	46.2	400	10	10
48	5.3	24.0	110	10	10
49	7.0	43.4	310	10	10
50	3.2	42.5	300	10	10
51	4.9	43.4	310	10	10
52	4.1	40.2	300	10	10
53	3.1	33.5	210	10	10
54	4.8	34.7	220	10	10
55	0.2	26.7	138	10	10

RESULTADOS							
Peralte efectivo	Distancia entre centroides de aceros	Ordenada de resist máx a flexión	Resistencia a tensión pura	Momento resistente del acero en tensión	Resistencia a flexión del muro	Momento último	$M_R > M_u$
d	d'	$P_R/3$	T	M_o	M_R	M_u	
cm	cm	T	T	T m	T m	T	
190	180	10.91	24.64	22.17	22.52	5.66	✓
190	180	10.91	24.64	22.17	17.10	7.07	✓
100	90	8.00	24.64	11.09	10.35	1.98	✓
200	190	11.24	24.64	23.41	22.02	7.94	✓
400	390	15.41	24.64	48.05	52.29	6.41	✓
290	280	14.15	24.64	34.49	15.18	8.54	✓
190	180	10.91	24.64	22.17	21.80	5.08	✓
110	100	8.32	24.64	12.32	11.15	2.76	✓
290	280	13.59	24.64	34.49	30.17	16.92	✓
160	150	9.94	24.64	18.48	18.27	4.18	✓
100	90	8.00	24.64	11.09	10.79	2.24	✓
240	230	12.53	24.64	28.33	30.40	11.42	✓
120	110	8.65	24.64	13.55	13.30	3.92	✓
80	70	7.35	24.64	8.62	8.27	2.56	✓
100	90	8.00	24.64	11.09	11.26	3.62	✓
140	130	9.29	24.64	16.02	15.66	5.31	✓
200	190	11.24	24.64	23.41	19.98	9.62	✓
290	280	14.15	24.64	34.49	28.71	13.47	✓
290	280	14.15	24.64	34.49	36.37	10.97	✓
390	380	15.41	24.64	46.81	41.62	19.45	✓
100	90	8.00	24.64	11.09	7.64	1.69	✓
290	280	13.59	24.64	34.49	30.53	11.74	✓
90	80	7.67	24.64	9.86	9.67	1.46	✓
80	70	7.35	24.64	8.62	8.38	1.29	✓
290	280	13.59	24.64	34.49	33.09	7.06	✓
300	290	13.62	24.64	35.73	36.77	9.54	✓
300	290	13.91	24.64	35.73	30.03	4.13	✓
190	180	10.91	24.64	22.17	20.59	2.65	✓
100	90	8.00	24.64	11.09	9.71	2.91	✓
100	90	8.00	24.64	11.09	9.72	1.36	✓
200	190	11.24	24.64	23.41	21.33	3.67	✓
400	390	15.41	24.64	48.05	44.24	9.47	✓
290	280	14.15	24.64	34.49	38.05	6.46	✓
200	190	11.24	24.64	23.41	21.60	6.22	✓
290	280	14.15	24.64	34.49	34.98	8.33	✓
160	150	9.94	24.64	18.48	16.20	2.86	✓
110	100	8.32	24.64	12.32	10.66	1.55	✓
100	90	8.00	24.64	11.09	9.81	1.52	✓
240	230	12.53	24.64	28.33	25.80	2.64	✓
120	110	8.65	24.64	13.55	11.83	2.33	✓
100	90	8.00	24.64	11.09	9.97	2.24	✓
140	130	9.29	24.64	16.02	14.31	2.72	✓
100	90	8.00	24.64	11.09	9.88	3.14	✓
210	200	11.56	24.64	24.64	20.62	6.02	✓
290	280	14.15	24.64	34.49	31.08	9.18	✓
190	180	10.91	24.64	22.17	20.67	6.09	✓
390	380	15.41	24.64	46.81	46.82	10.72	✓
100	90	8.00	24.64	11.09	10.47	1.98	✓
300	290	14.48	24.64	35.73	34.87	6.66	✓
290	280	14.15	24.64	34.49	30.42	3.81	✓
300	290	14.48	24.64	35.73	31.50	5.77	✓
290	280	13.41	24.64	34.49	31.85	6.83	✓
200	190	11.17	24.64	23.41	21.16	3.03	✓
210	200	11.56	24.64	24.64	21.66	5.79	✓
128	118	8.91	24.64	14.54	13.46	1.11	✓

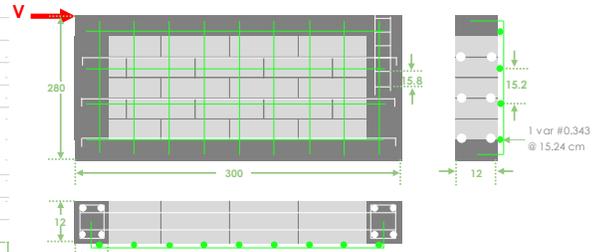
Las resistencias a flexocompresión de los muros es suficiente para soportar la combinación máxima.

Resistencia a CORTANTE en muros de mampostería confinada

NTC 2017 considerando la contribución del acero en piezas macizas

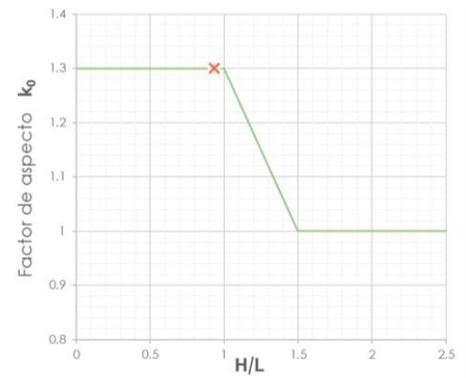
DATOS MURO 18

Resistencia de diseño a compresión diagonal de la mampostería	$v'_{m'} =$	2	kg/cm ²
Resistencia de diseño a compresión de la mampostería	$f'_{m'} =$	15	kg/cm ²
Carga vertical actuante nominal	$P =$	9.55	T
Esesor del muro	$t =$	12	cm
Largo del muro	$L =$	300	cm
Altura del muro	$H =$	280	cm
Factor de area=Aneta/Abruta	$f_{an} =$	1	
Altura del bloque	$h_p =$	20	cm
Esesor de junta horizontal	$h_j =$	1.5	cm
Tipo de acero horizontal			
Esuerzo de fluencia del acero horizontal	$f_{yh} =$	5000	kg/cm ²
Diámetro de acero horizontal del muro	$\phi =$	0.343	cm
Cantidad de varilla horizontal		1	varillas
Separación de refuerzo horizontal	$s_h =$	15.24	cm
Ancho del castillo	$b =$	20	cm
Esuerzo de fluencia del estribo en castillo	$f_{ye} =$	5000	kg/cm ²
Diámetro del estribo	$N_o =$	0.41	cm
Cantidad de estribos		2	ramales
Separación de estribos	$s =$	15.8	cm



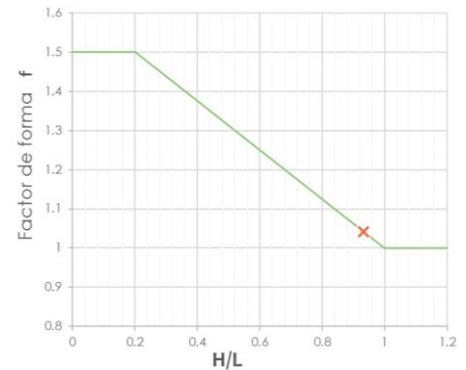
RESULTADOS

Área de la sección	$A_f =$	3600	cm ²
Área de acero del estribo	$A_s =$	0.26	cm ²
Área de acero horizontal	$A_{sh} =$	0.0924	cm ²
Cuantía de acero de refuerzo horizontal	$\rho_h =$	0.0005	
Valor independiente	$\rho_h f_{yh} =$	2.53	kg/cm ²
Relación de aspecto	$H/L =$	0.93	
Factor de forma	$f =$	1.04	
Factor parcial de eficiencia para malla	$\eta_s =$	0.50	
Factor parcial de eficiencia modificada	$\eta_s =$	0.33	
Factor de relación de aspecto	$k_0 =$	1.30	
Factor reductor de cuantía de refuerzo	$k_1 =$	0.89	
Factor de eficiencia para malla	$\eta =$	0.45	
Fuerza cortante resistida por la mampostería	$V_{mr} =$	4.71	T
Fuerza cortante resistida por el acero de refuerzo horizontal	$V_{sr} =$	2.89	T
Resistencia a cortante del muro	$V_k =$	7.60	T



Condiciones de diseño

$V_{m'} \geq 7.875$ T	Falla por cortante de la mampostería	Cumple	✓
$s \leq 80$ cm	Separación máxima de acero horizontal	Cumple	✓
$s \leq 45$ cm		Cumple	✓
$k_1 < 0.9325$	Factor reductor mínimo de cuantía	Corregir	*
$\rho_h f_{yh} > 1.5$	Esuerzo de fluencia de diseño	Corregir	*
$f_{yh} < 6000$ kg/cm ²	Esuerzo de fluencia de diseño	Cumple	✓
$\rho_h f_{yh min} = 3$ kg/cm ²	Cuantía mínima de acero horizontal	Error	*
$\rho_{smax} = 2.25$ kg/cm ²	Cuantía máxima de acero horizontal	Error	*
$\rho_{smax} = 24.6$ kg/cm ²		Cumple	✓
$s \leq 18$ cm	Separación máxima de estribos en castillo	Cumple	✓
$s \leq 20$ cm		Cumple	✓
$A_{smin} = 0.158$ cm ²	Área mínima de estribos	Cumple	✓
$t > 10$ cm	Esesor del muro estructural	Cumple	✓
$H/t = 23.33$	Relación altura libre a esesor de mampostería	Cumple	✓



Sólo se consideran las cargas muertas y viva instantánea de un análisis de bajada de cargas convencionales para obtener el valor de la carga actuante axial, se omite sumar la aportación de la compresión debida al sismo.

Los resultados indican que hay pocos muros donde la mampostería resiste la fuerza cortante actuante, por lo que será necesario colocar acero horizontal que tome la demás fuerza sísmica.

DATOS DE LA MAMPOSTERÍA

RESULTADOS MAMPOSTERÍA SIN REFORZAR

REFUERZO

RESULTADOS MAMPOSTERÍA CON REFORZO

Muro	Carga vertical actuante nominal	Largo del muro	Altura del muro	Relación altura y largo	Factor de forma	Área de la sección	Cortante resistida por mamposa		CFE	TLAX	$V_R > V_u$	
							V_{mt}	V_u			CFE	TLAX
No	P	L	H	H/L	f	A_T	V_{mt}	V_u				
	T	cm	cm			cm ²	T	T				
1	5.45	200	280	1.4	1.0	2400	2.8	4.5	2.4	*	✓	
2	7.74	200	280	1.4	1.0	2400	3.3	4.9	2.6	*	✓	
3	2.79	110	280	2.5	1.0	1320	1.5	2.2	1.1	*	✓	
4	8.15	210	280	1.3	1.0	2520	3.5	4.9	2.6	*	✓	
5	12.72	410	280	0.7	1.2	4920	7.3	9.8	5.2	*	✓	
6	23.08	300	280	0.9	1.0	3600	7.7	7.0	3.7	✓	✓	
7	6.07	200	280	1.4	1.0	2400	3.0	4.0	2.1	*	✓	
8	4.28	120	280	2.3	1.0	1440	1.9	2.6	1.5	*	✓	
9	14.18	300	220	0.7	1.2	3600	6.4	8.9	4.9	*	✓	
10	5.40	170	280	1.6	1.0	2040	2.6	3.4	1.8	*	✓	
11	5.34	110	280	2.5	1.0	1320	2.0	2.2	1.2	*	✓	
12	8.90	250	220	0.9	1.1	3000	4.3	7.9	4.2	*	✓	
13	4.22	130	220	1.7	1.0	1560	2.0	3.5	1.4	*	✓	
14	1.91	90	280	3.1	1.0	1080	1.2	2.5	1.4	*	*	
15	3.94	110	280	2.5	1.0	1320	1.8	3.1	1.7	*	✓	
16	3.74	150	280	1.9	1.0	1800	2.0	4.5	2.4	*	*	
17	10.35	210	280	1.3	1.0	2520	3.9	6.0	3.6	*	✓	
18	9.55	300	280	0.9	1.0	3600	4.7	9.1	5.0	*	*	
19	8.61	300	280	0.9	1.0	3600	4.5	7.0	3.8	*	✓	
20	14.12	400	280	0.7	1.2	4800	7.5	7.8	4.3	*	✓	
21	6.87	110	280	2.5	1.0	1320	2.4	1.7	1.0	✓	✓	
22	13.92	300	220	0.7	1.2	3600	6.4	7.9	4.3	*	✓	
23	6.43	100	220	2.2	1.0	1200	2.2	2.1	1.1	✓	✓	
24	4.44	90	220	2.4	1.0	1080	1.7	1.7	1.0	*	✓	
25	9.04	300	220	0.7	1.2	3600	5.2	5.8	3.1	*	✓	
26	9.24	310	220	0.7	1.2	3720	5.4	6.1	3.2	*	✓	
27	2.99	310	230	0.7	1.2	3720	3.8	4.7	2.5	*	✓	
28	3.17	200	230	1.2	1.0	2400	2.3	3.2	1.8	*	✓	
29	1.81	110	230	2.1	1.0	1320	1.3	1.6	1.1	*	✓	
30	1.62	110	255	2.3	1.0	1320	1.3	1.5	0.8	*	✓	
31	3.50	210	255	1.2	1.0	2520	2.5	3.3	1.9	*	✓	
32	5.15	410	280	0.7	1.2	4920	5.4	8.3	4.9	*	✓	
33	12.02	300	280	0.9	1.0	3600	5.3	5.4	3.2	*	✓	
34	7.08	210	280	1.3	1.0	2520	3.2	3.2	2.1	✓	✓	
35	4.40	300	280	0.9	1.0	3600	3.6	5.4	3.4	*	✓	
36	2.42	170	255	1.5	1.0	2040	1.9	3.0	1.7	*	✓	
37	1.89	120	255	2.1	1.0	1440	1.4	1.5	0.8	*	✓	
38	1.32	110	255	2.3	1.0	1320	1.2	1.7	0.9	*	✓	
39	3.94	250	230	0.9	1.1	3000	3.1	5.9	3.2	*	*	
40	1.90	130	230	1.8	1.0	1560	1.5	2.6	1.5	*	*	
41	1.98	110	280	2.5	1.0	1320	1.3	2.1	1.2	*	✓	
42	1.58	150	255	1.7	1.0	1800	1.6	3.5	2.0	*	*	
43	3.59	110	255	2.3	1.0	1320	1.7	2.8	1.9	*	*	
44	6.57	220	280	1.3	1.0	2640	3.2	4.1	2.3	*	✓	
45	4.33	300	280	0.9	1.0	3600	3.6	7.5	4.2	*	*	
46	7.19	200	280	1.4	1.0	2400	3.2	2.6	2.1	✓	✓	
47	6.33	400	280	0.7	1.2	4800	5.6	8.7	5.2	*	✓	
48	3.79	110	280	2.5	1.0	1320	1.7	1.9	1.2	*	✓	
49	6.01	310	255	0.8	1.1	3720	4.3	6.7	3.9	*	✓	
50	4.45	300	280	0.9	1.0	3600	3.6	4.1	2.2	*	✓	
51	4.43	310	255	0.8	1.1	3720	3.9	4.8	2.6	*	✓	
52	3.82	300	215	0.7	1.2	3600	3.9	4.1	2.1	*	✓	
53	1.55	210	215	1.0	1.0	2520	2.1	1.5	0.8	✓	✓	
54	3.03	220	215	1.0	1.0	2640	2.5	3.9	2.1	*	✓	
55	1.10	138	215	1.6	1.0	1656	1.4	1.3	0.7	✓	✓	

Tipo de acero	Área de acero horizontal	Cuantía por esfuerzo fluencia	Eficiencia	Cortante del refuerzo horizontal		Cortante resistent total		$V_R > V_u$	
				V_{RH}	V_R	CFE	TLAX		
Espacio/Calibre	A_{sh}	$\rho_s f_y$	η	V_{RH}	V_R				
	cm ²	kg/cm ²		T	T				
Malla 6x6-10/10	0.13	3.63	0.20	1.2	4.1	*	No		
Malla 6x6-10/10	0.13	3.63	0.20	1.2	4.5	*	No		
Malla 6x6-10/10	0.13	3.63	0.18	0.6	2.1	*	No		
Malla 6x6-10/10	0.13	3.63	0.22	1.4	4.9	*	No		
Malla 6x6-10/10	0.13	3.63	0.33	4.1	11.5	✓	No		
Malla 6x6-10/10	0.00	0.00	0.00	0.0	7.7	No	No		
Malla 6x6-10/10	0.13	3.63	0.20	1.2	4.2	✓	No		
Malla 6x6-10/10	0.13	3.63	0.17	0.6	2.5	*	No		
Malla 6x6-10/10	0.13	3.63	0.36	3.3	9.7	✓	No		
Malla 6x6-10/10	0.13	3.63	0.17	0.9	3.5	✓	No		
Malla 6x6-10/10	0.13	3.63	0.17	0.6	2.6	✓	No		
Malla 6x6-10/10	0.13	3.63	0.33	2.5	6.7	*	No		
Malla 6x6-10/10	0.13	3.63	0.17	0.7	2.7	*	No		
Malla 6x6-10/10	0.13	3.63	0.18	0.5	1.6	*	✓		
Malla 6x6-10/10	0.13	3.63	0.17	0.6	2.3	*	No		
Malla 6x6-10/10	0.13	3.63	0.18	0.8	2.9	*	✓		
Malla 6x6-10/10	0.13	3.63	0.22	1.4	5.4	*	No		
Malla 6x6-10/10	0.13	3.63	0.32	2.9	7.6	*	✓		
Malla 6x6-10/10	0.13	3.63	0.31	2.8	7.4	✓	No		
Malla 6x6-10/10	0.13	3.63	0.34	4.1	11.6	✓	No		
Malla 6x6-10/10	0.00	0.00	0.00	0.0	2.4	No	No		
Malla 6x6-10/10	0.13	3.63	0.35	3.2	9.6	✓	No		
Malla 6x6-10/10	0.00	0.00	0.00	0.0	2.2	No	No		
Malla 6x6-10/10	0.13	3.63	0.17	0.5	2.1	✓	No		
Malla 6x6-10/10	0.13	3.63	0.33	3.0	8.1	✓	No		
Malla 6x6-10/10	0.13	3.63	0.33	3.1	8.5	✓	No		
Malla 6x6-10/10	0.13	3.63	0.29	2.7	6.5	✓	No		
Malla 6x6-10/10	0.13	3.63	0.26	1.6	3.9	✓	No		
Malla 6x6-10/10	0.13	3.63	0.18	0.6	1.9	✓	No		
Malla 6x6-10/10	0.13	3.63	0.18	0.6	1.9	✓	No		
Malla 6x6-10/10	0.13	3.63	0.24	1.6	4.1	✓	No		
Malla 6x6-10/10	0.13	3.63	0.30	3.7	9.2	✓	No		
Malla 6x6-10/10	0.13	3.63	0.33	3.0	8.3	✓	No		
Malla 6x6-10/10	0.00	0.00	0.00	0.0	3.2	No	No		
Malla 6x6-10/10	0.13	3.63	0.29	2.7	6.2	✓	No		
Malla 6x6-10/10	0.13	3.63	0.18	0.9	2.9	*	No		
Malla 6x6-10/10	0.13	3.63	0.18	0.7	2.1	✓	No		
Malla 6x6-10/10	0.13	3.63	0.18	0.6	1.8	✓	No		
Malla 6x6-10/10	0.13	3.63	0.29	2.2	5.3	*	✓		
Malla 6x6-10/10	0.13	3.63	0.18	0.7	2.2	*	✓		
Malla 6x6-10/10	0.13	3.63	0.18	0.6	1.9	*	No		
Malla 6x6-10/10	0.13	3.63	0.18	0.8	2.4	*	✓		
Malla 6x6-10/10	0.13	3.63	0.17	0.6	2.3	*	✓		
Malla 6x6-10/10	0.13	3.63	0.24	1.6	4.8	✓	No		
Malla 6x6-10/10	0.13	3.63	0.29	2.6	6.2	*	✓		
Malla 6x6-10/10	0.00	0.00	0.00	0.0	3.2	No	No		
Malla 6x6-10/10	0.13	3.63	0.30	3.7	9.3	✓	No		
Malla 6x6-10/10	0.13	3.63	0.17	0.6	2.3	✓	No		
Malla 6x6-10/10	0.13	3.63	0.30	2.9	7.2	✓	No		
Malla 6x6-10/10	0.13	3.63	0.29	2.7	6.3	✓	No		
Malla 6x6-10/10	0.13	3.63	0.29	2.8	6.7	✓	No		
Malla 6x6-10/10	0.13	3.63	0.30	2.7	6.6	✓	No		
Malla 6x6-10/10	0.00	0.00	0.00	0.0	2.1	No	No		
Malla 6x6-10/10	0.13	3.63	0.29	1.9	4.4	✓	No		
Malla 6x6-10/10	0.00	0.00	0.00	0.0	1.4	No	No		

Como la diferencia entre resistencia y fuerza actuante es mínima, se acepta como favorable el diseño de acero horizontal.

COLUMNAS

Compresión simple, CARGA AXIAL PURA

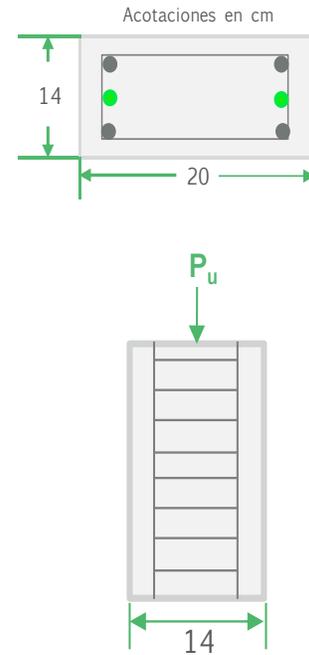
Estado límite de falla. Método plástico

Sección rectangular con refuerzo longitudinal, estribos y recubrimiento		
Resistencia del concreto	$f_c =$	200 kg/cm ²
Esfuerzo de fluencia	$f_y =$	4200 kg/cm ²
Base de la sección	$b =$	20 cm
Altura de a sección	$h =$	14 cm
Número de varilla	$N_o =$	4
Cantidad de varilla		4 barras
Carga axial actuante	$P_u =$	6.09 T

Condiciones de diseño	
Lado menor > 20 cm	Error
Lado mayor < 4 (Lado menor)	Correcto
Mínimo 4 barras longitudinales	Correcto

Resultados		
Diaméto de la varilla	$D =$	1.27 cm
Área de acero del refuerzo longitudinal	$A_s =$	5.07 cm ²
Área total de la sección	$A_g =$	280 cm ²

Revisión del refuerzo longitudinal		Correcto	
Cuantía de acero longitudinal	$\rho =$	5.07 cm ²	
Cuantía mínima	$\rho =$	2.80 cm ²	
Cuantía máxima	$\rho =$	16.80 cm ²	
Carga última de diseño mínima		Correcto	
Carga mínima	$P_u >$	5.60 T	



NTC-2017		
Resistencia nominal	$P_{ro} =$	68.02 T
Resistencia última	$P_{RO} =$	44.21 T

DATOS								RESULTADOS					Condiciones			
Columna	Nivel	Base de la sección	Altura de la sección	Número de varilla	Cantidad de varilla	Var de armex	Cantidad de varilla	Área de acero del refuerzo	Área total de la sección	Cuantía de acero longitudinal	Carga mínima	Resistencia a última	Carga axial actuante	$P_R > P_u$	Refuerzo longitudinal	Carga última mínima
No		b	h	No	barras	ϕ	barras	A_s	A_g	ρ	P_u	P_R	P_u			
		cm	cm			cm		cm ²	cm ²	cm ²	T	T	T			
2A	PB	20	14	4	4	0.64	0	5.1	280	5.1	5.6	44.21	1.55	✓	Correcto	Error
7A	PB	20	14	4	4	0.64	0	5.1	280	5.1	5.6	44.21	6.38	✓	Correcto	Correcto
8D	2P	20	14	4	4	0.64	0	5.1	280	5.1	5.6	44.21	0.83	✓	Correcto	Error
6E	2P	20	14	4	4	0.64	0	5.1	280	5.1	5.6	44.21	0.16	✓	Correcto	Error

El refuerzo por compresión axial es suficiente para soportar la carga máxima.

ELEMENTOS A FLEXOCOMPRESIÓN UNIAIXIAL

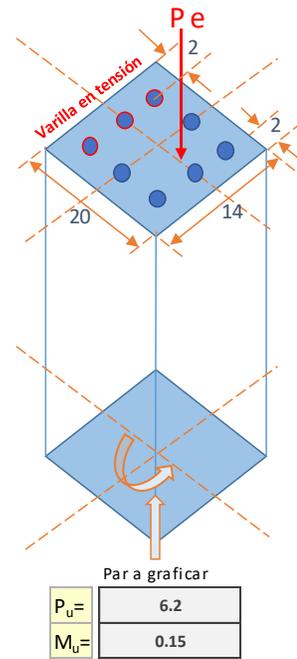
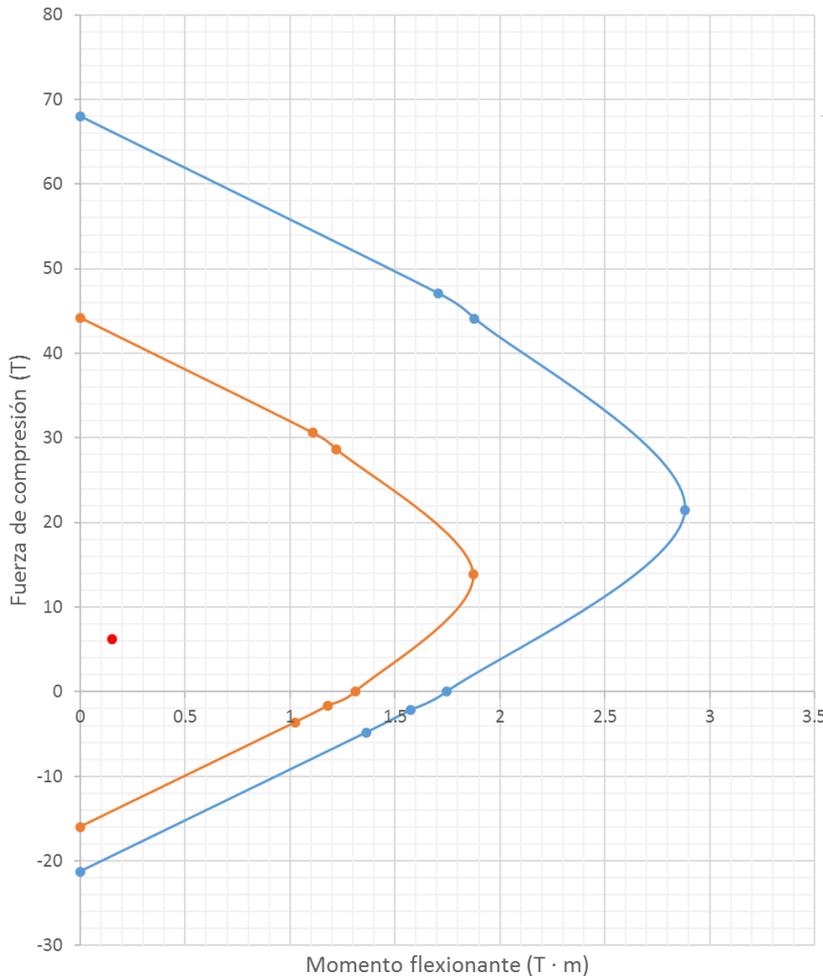
Con refuerzo simétrico

DATOS			
Ancho de la sección	b=	14	cm
Peralte de la sección	h=	20	cm
Resistencia a la compresión	f'c=	200	kg/cm ²
Resistencia a la fluencia	fy=	4200	kg/cm ²
Módulo de elasticidad del acero	Es=	2000000	kg/cm ²
Recubrimiento inferior	r=	2	cm
Recubrimiento superior	d'=	2	cm
Varilla en tensión			
Cantidad de varilla		2	var
Número de la barra	#	4	
Varilla en compresión			
Cantidad de varilla		2	var
Número de la barra	#	4	

RESULTADOS			
Resistencia nominal del concreto	f'c=	170.00	kg/cm ²
Coefficiente del concreto	β=	0.850	
Peralte efectivo	d=	18.00	cm
Área de acero en tensión	A _s =	2.53	cm ²
Área de acero en centro	A _{sc} =	0.00	cm ²
Área de acero en compresión	A _s '=	2.53	cm ²
Área de acero longitudinal	A _s =	5.07	cm ²
en vigas Σ F _x =0			
Área balanceada en tensión	A _{sb} =	5.10	cm ²

CONDICIONES DE DISEÑO			
Acero mínimo longitudinal A _{smin} =	2.80	cm ²	Cumple
Acero máximo longitudinal A _{smax} =	16.80	cm ²	Cumple
Refuerzo mínimo a flexión A _{smin} =	0.59	cm ²	Cumple
Refuerzo máximo a flexión A _{smax} =	4.59	cm ²	Cumple

Carga axial en compresión	Eje neutro c (cm)	Concreto ε _c	Acero compresión ε _{s'}	Acero tensión ε _s	Esfuerzo concreto f'c (kg/cm ²)	Acero compresión f _c (kg/cm ²)	Acero a tensión f _s (kg/cm ²)	Concreto F _c (T)	Acero a compresión F _{c'} (T)	Acero a tensión F _s (T)	Suma de fuerzas Σ F (T)	Carga axial de diseño F _u (T)	Suma de momentos M _n (T-m)	Momento último M _u (T-m)
COMPRESIÓN PURA		0.003	0.0030	0.0030	170	4200	4200	46.74	10.64	10.64	68.02	44.21		
	18.00	0.003	0.0027	0.0000	170	4200	0	36.41	10.64	0.00	47.05	30.59	1.71	1.11
	17.00	0.003	0.0026	0.0002	170	4200	353	34.39	10.64	0.89	44.13	28.69	1.88	1.22
FALLA BALANCEADA	10.59	0.003	0.0024	0.0021	170	4200	10.64	21.42	10.64	10.64	21.43	13.92	2.88	1.87
	2.91	0.003	0.0009	0.0156	170	1876	4200	5.89	4.75	10.64	0.00	0.00	1.75	1.31
FLEXIÓN PURA		0.003	0.0007	0.0181	170	1303	4200	5.17	3.30	10.64	2.17	-1.63	1.58	1.18
	2.55	0.003	0.0003	0.0215	170	545	4200	4.45	1.38	10.64	-1.81	-3.61	1.37	1.02
	2.20	0.003	0.0021	0.0021	0	4200	4200	0.00	10.64	10.64	-11.28	-15.96		
TENSIÓN PURA														



- Flexocompresión uniaxial nominal
- Flexocompresión resistente
- Par actuante

Flexocompresión biaxial

Método gráfico

Datos			
Resistencia a compresión del concreto	$f'_c =$	200.00	kg/cm ²
Resistencia a la fluencia de acero	$f_y =$	4200.00	kg/cm ²
Recubrimiento del acero	$r =$	2.00	cm
Dimensión paralela al eje x	$b =$	14.00	cm
Dimensión paralela al eje y	$h =$	20.00	cm
Carga axial última	$P_u =$	6.20	T
Momento en dirección x	$M_{ux} =$	0.06	T m
Momento en dirección y	$M_{uy} =$	0.15	T m

Se deberá cumplir que: $e_x/b < e_y/h$ Cumple

Resultados			
Excentricidad en x	$e_x = e_u =$	0.97	cm
Excentricidad en y	$e_y =$	2.42	cm
	$e_x/b =$	0.07	
	$e_y/h =$	0.12	
	$K =$	0.2	
Resistencia de compresión de diseño del concreto	$f'_c =$	136.00	
	$R_x =$	0.01	
	$R_y =$	0.04	
	$R_x/R_y =$	0.40	
Cuantía de acero	$q =$	0.00	
Área de acero necesaria	$A_s =$	0	cm ²

Datos para interpolar cuantías

K=	0.2
d/h=	0.90
d/b=	0.86
$e_y/h =$	0.1

Ingresar de gráficas q

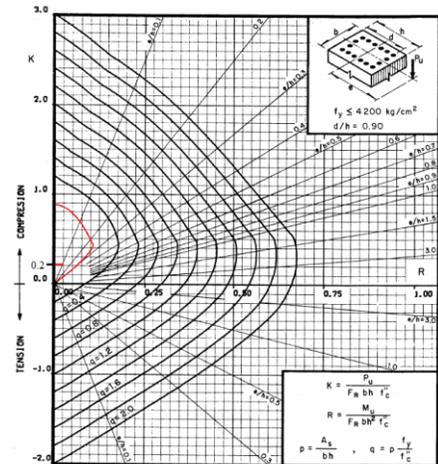
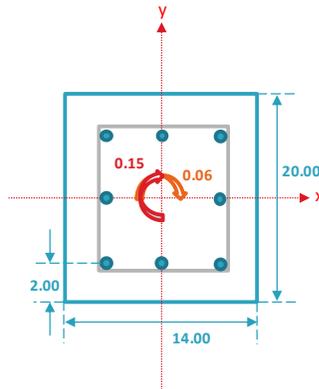
$R_x/R_y = 0.40$

R_x/R_y	q
0	0
0.5	0
1	0

Ingresar de gráficas

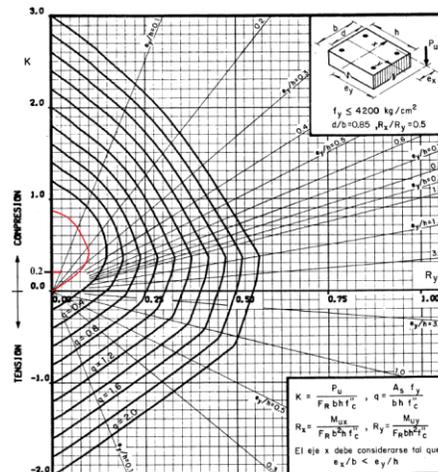
Fig. 10

Fig. 27



A_s = Área total de refuerzo
 $f'_c = 0.85 f'_c$, si $f'_c \leq 280$ kg/cm²; $f'_c = (1.05 - \frac{f'_c}{1400}) f'_c$, si $f'_c > 280$ kg/cm²
 F_R = Factor de reducción de resistencia
 P_u = Carga axial última
 M_{ux} = Momento flector último

Fig 10



A_s = Área total de refuerzo
 $f'_c = 0.85 f'_c$, si $f'_c \leq 280$ kg/cm²; $f'_c = (1.05 - \frac{f'_c}{1400}) f'_c$, si $f'_c > 280$ kg/cm²
 F_R = Factor de reducción de resistencia
 P_u = Carga axial última
 M_{uy} = Momento flector último en dirección y = $P_u \cdot e_y$
 M_{ux} = Momento flector último en dirección x = $P_u \cdot e_x$

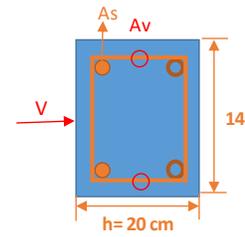
Fig 27

Según las gráficas para flexocompresión, no es necesario refuerzo longitudinal, por lo tanto, se colocará el acero mínimo necesario.

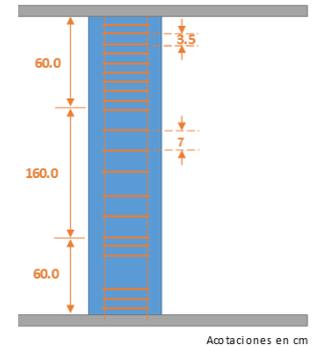
Fuerza cortante en columnas

Columnas rectangulares sin carga axial y sin presfuerzo

DATOS	Base de la sección	b=	14	cm
	Dimensión transversal paralela a V	h=	20	cm
	Altura libre de la columna	H=	280	cm
	Recubrimiento	r=	2	cm
	Resistencia a la compresión del concreto	f'c=	200	kg/cm ²
	Resistencia a la fluencia del acero longitudinal	fy=	4200	kg/cm ²
	Resistencia a la fluencia del acero transversal	fyt=	2300	kg/cm ²
	Cortante último de diseño	Vu=	2	T
	Separación de estribos	s=	7	cm
	Acero longitudinal en tensión	Barras=	2	No= 4
Acero transversal	Ramales=	2	No= 2	



RESULTADOS	Peralte efectivo	d=	18	cm
	Área de acero transversal	Av=	0.63	cm ²
	Área de acero longitudinal en tensión	As=	2.53	cm ²
	Cuántia de acero en tensión	ρ=	0.0101	
	Fuerza cortante que toma el concreto	VcR=	1.07	T
	Fuerza cortante que toma el acero	VsR=	2.81	T
	Fuerza cortante	V=	3.88	T



CONDICIONES DE DISEÑO	En ningún caso	Vu ≥	5.35	Cumple	
	En todo caso	VcR ≤	4.01	Cumple	
	Evitar el pandeo de barras longitudinales	db(850/Vfy)	16.66		
	Separación máxima de estribos	S _{máx} =	48 db	7.00	Correcto
			d _{min} /2	7.00	
	Separación máxima de estribos según Vu	S _{máx} =	9.00	Correcto	
			D _{máx}	20.0	
	Longitud mínima de S _{máx} /2	Z ₂ =	H/6	46.67	60.0
				60.00	
	En columnas, vigas principales y arcos	fs ≤	4200	Correcto	
Diametro del refuerzo transversal	No >	2.50	Incorrecto: aumentar No de acero transversal		
Separación mínima de estribos	S _{mín} =	6 cm	Correcto		
Relación claro peralte	L/H <	4	Correcto		

DATOS													RESULTADOS										
Col	Niv	Dir	Base de la sección	Dimensión paralela a V	Altura libre	Recubrimiento	Resistencia a la compresión	Resistencia del acero longitudinal	Resistencia del acero transversal	Separación de estribos	Acero longitudinal en tensión	Acero transversal	Peralte efectivo	Área de acero transversal	Área de acero longitudinal en tensión	Cuántia de acero en tensión	Fuerza cortante que toma el concreto	Fuerza cortante que toma el acero	Fuerza cortante	Cortante último	V _R > V _U		
			b	h	H	r	f'c	fy	fyt	s	Cant	No	Ramal	No	d	Av	As	ρ	VcR	VsR	V _R	V _U	
			cm	cm	cm	cm	kg/c	kg/c	kg/c	cm				cm	cm ²	cm ²		T	T	T	T		
2A	PB	x	14	20	280	2	200	4200	2300	7	2	4	2	2	18	0.63	2.53	0.01	1.07	2.81	3.88	0.16	✓
		y	20	14	280	2	200	4200	2300	7	2	4	2	2	12	0.63	2.53	0.01	1.05	1.87	2.92	0.16	✓
7A	PB	x	14	20	280	2	200	4200	2300	7	2	4	2	2	18	0.63	2.53	0.01	1.07	2.81	3.88	0.12	✓
		y	20	14	280	2	200	4200	2300	7	2	4	2	2	12	0.63	2.53	0.01	1.05	1.87	2.92	0.12	✓
8D	2P	x	20	14	215	2	200	4200	2300	7	2	4	2	2	12	0.63	2.53	0.01	1.05	1.87	2.92	0.55	✓
		y	14	20	215	2	200	4200	2300	7	2	4	2	2	18	0.63	2.53	0.01	1.07	2.81	3.88	0.55	✓
6E	2P	x	14	20	215	2	200	4200	2300	7	2	4	2	2	18	0.63	2.53	0.01	1.07	2.81	3.88	1.44	✓
		y	20	14	215	2	200	4200	2300	7	2	4	2	2	12	0.63	2.53	0.01	1.05	1.87	2.92	1.44	✓

La resistencia a fuerza cortante de la columna es mayor al cortante último actuante.

VIGAS Y CERRAMIENTOS

Flexión simple, MOMENTO FLEXIONANTE

Estado límite de falla. Método plástico

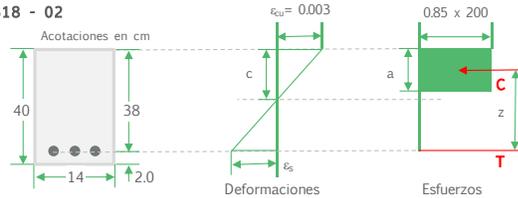
DATOS VIGA E 8-9' PB

Sección rectangular simplemente armada (AC 318 - 02)	
Método de tanteos	
Proponer eje neutro	$c = 7.89$ cm
Resistencia del concreto	$f_c = 200$ kg/cm ²
Esfuerzo de fluencia	$f_y = 4200$ kg/cm ²
Base de la sección	$b = 14$ cm
Peralte de la sección	$h = 40$ cm
Número de varilla	$N_o = 4$
Cantidad de varilla	3 barras
Recubrimiento libre inferior	$r = 2.0$ cm
Condiciones de diseño	
Refuerzo mínimo	Correcto
Refuerzo máximo	Correcto
Número de varilla > 4	Correcto
Altura < 6 (Base)	Correcto
Mínimo 2 barras longitudinales	Correcto

Resultados	
Relación esfuerzo prom y máx en compresión	$\beta_1 = 0.85$
Área balanceada	$A_b = 10.77$ cm ²
Área de acero del refuerzo de tensión	$A_s = 3.80$ cm ²
Peralte efectivo	$d = 38.00$ cm
Prof. del bloque equivalente de esfuerzos en comp.	$a = 6.71$ cm
Deformación en el acero	$\epsilon_s = 0.0114$
Deformación unitaria máx útil del acero	$\epsilon_y = 0.0021$
Revisión del acero	
Fluye	
Esfuerzo actuando en el acero de tensión	$f_s = 4200$ kg/cm ²
Brazo de par interno	$z = 34.65$ cm
Fuerza de compresión en concreto	$C = 15.96$ T
Fuerza de tensión en acero	$T = 15.96$ T
Revisión del eje neutro (C = T)	
Correcto	

ACI 318 - 02	
Momento nominal	$M_n = 5.53$ T·m
Momento de diseño	$M_R = 4.98$ T·m

Hipótesis ACI 318 - 02



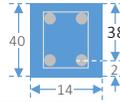
DATOS												RESULTADOS					Condiciones				
Viga	Eje neutro	Resistencia del concreto	Esfuerzo de fluencia	Base de la sección	Peralte de la sección	Número de varillas	Cantidad de varillas	Recubrimiento libre inferior	Esfuerzo promedio en compresión	Área de acero refuerzo	Área balanceada	Peralte efectivo	Prof. bloque equivalente	Fuerza de compresión en concreto	Momento de diseño	Momento último	$M_R > M_u$	Refuerzo mínimo	Refuerzo máximo		
																				β_1	A_s cm ²
Vigas	2 A-A' PB	2.96	200	4200	14	30	3	2	2	0.85	1.43	7.93	28	2.51	5.99	1.44	0.97	✓	Cumple	7.14	Cumple
	4 B-D PB	5.26	200	4200	14	30	4	2	2	0.85	2.53	7.93	28	4.47	10.64	2.47	1.63	✓	Cumple	7.14	Cumple
	4 D-E PB	2.96	200	4200	14	30	3	2	2	0.85	1.43	7.93	28	2.51	5.99	1.44	1.35	✓	Cumple	7.14	Cumple
	8 D-E PB	2.96	200	4200	14	30	3	2	2	0.85	1.43	7.93	28	2.51	5.99	1.44	0.56	✓	Cumple	7.14	Cumple
	A 2-3 PB	2.96	200	4200	14	30	3	2	2	0.85	1.43	7.93	28	2.51	5.99	1.44	0.40	✓	Cumple	7.14	Cumple
	A 5'-7 PB	2.96	200	4200	14	30	3	2	2	0.85	1.43	7.93	28	2.51	5.99	1.44	0.87	✓	Cumple	7.14	Cumple
	A 7-8 PB	2.96	200	4200	14	40	3	2	2	0.85	1.43	10.77	38	2.51	5.99	1.98	1.33	✓	Cumple	9.69	Cumple
	D 6-8 PB	2.96	200	4200	14	30	3	2	2	0.85	1.43	7.93	28	2.51	5.99	1.44	0.87	✓	Cumple	7.14	Cumple
	E 8-9 PB	7.89	200	4200	14	40	4	3	2	0.85	3.80	10.77	38	6.71	15.96	4.98	3.16	✓	Cumple	9.69	Cumple
	1 B-C 1P	2.96	200	4200	14	30	3	2	2	0.85	1.43	7.93	28	2.51	5.99	1.44	0.84	✓	Cumple	7.14	Cumple
	4 B-D 1P	5.26	200	4200	14	30	4	2	2	0.85	2.53	7.93	28	4.47	10.64	2.47	1.48	✓	Cumple	7.14	Cumple
	8 D-E 1P	2.96	200	4200	14	30	3	2	2	0.85	1.43	7.93	28	2.51	5.99	1.44	1.16	✓	Cumple	7.14	Cumple
	8 E-G 1P	2.96	200	4200	14	30	3	2	2	0.85	1.43	7.93	28	2.51	5.99	1.44	1.36	✓	Cumple	7.14	Cumple
	A 5'-7 1P	2.96	200	4200	14	30	3	2	2	0.85	1.43	7.93	28	2.51	5.99	1.44	1.03	✓	Cumple	7.14	Cumple
	C 4-8 1P	7.89	200	4200	14	30	4	3	2	0.85	3.80	7.93	28	6.71	15.96	3.54	3.07	✓	Cumple	7.14	Cumple
	D 6-8 1P	2.96	200	4200	14	30	3	2	2	0.85	1.43	7.93	28	2.51	5.99	1.44	0.86	✓	Cumple	7.14	Cumple
E 4-7 1P	7.89	200	4200	14	30	4	3	2	0.85	3.80	7.93	28	6.71	15.96	3.54	2.60	✓	Cumple	7.14	Cumple	
6 D-E 2P	2.96	200	4200	14	30	3	2	2	0.85	1.43	7.93	28	2.51	5.99	1.44	1.39	✓	Cumple	7.14	Cumple	
8 D-D' 2P	2.96	200	4200	14	30	3	2	2	0.85	1.43	7.93	28	2.51	5.99	1.44	1.18	✓	Cumple	7.14	Cumple	
E 4-6 2P	5.26	200	4200	14	30	4	2	2	0.85	2.53	7.93	28	4.47	10.64	2.47	1.47	✓	Cumple	7.14	Cumple	
Cerramientos	1 B'-C PB	5.26	200	4200	14	20	4	2	2	0.85	2.53	5.10	18	4.47	10.64	1.51	0.98	✓	Cumple	4.59	Cumple
	8 D-E PB	2.96	200	4200	14	20	3	2	2	0.85	1.43	5.10	18	2.51	5.99	0.90	0.38	✓	Cumple	4.59	Cumple
	B 3'-4 PB	2.96	200	4200	14	20	3	2	2	0.85	1.43	5.10	18	2.51	5.99	0.90	0.80	✓	Cumple	4.59	Cumple
	E 5'-6 PB	2.96	200	4200	14	20	3	2	2	0.85	1.43	5.10	18	2.51	5.99	0.90	0.62	✓	Cumple	4.59	Cumple
	E 7-8 PB	2.96	200	4200	14	20	3	2	2	0.85	1.43	5.10	18	2.51	5.99	0.90	0.32	✓	Cumple	4.59	Cumple
	G 5-6 PB	2.96	200	4200	14	20	3	2	2	0.85	1.43	5.10	18	2.51	5.99	0.90	0.55	✓	Cumple	4.59	Cumple
	G 6-7 PB	2.96	200	4200	14	20	3	2	2	0.85	1.43	5.10	18	2.51	5.99	0.90	0.70	✓	Cumple	4.59	Cumple
	I' 10-11 PB	2.96	200	4200	14	20	3	2	2	0.85	1.43	5.10	18	2.51	5.99	0.90	0.73	✓	Cumple	4.59	Cumple
	2 A-A' 1P	5.26	200	4200	14	20	4	2	2	0.85	2.53	5.10	18	4.47	10.64	1.51	1.23	✓	Cumple	4.59	Cumple
	4 A-A' 1P	2.96	200	4200	14	20	3	2	2	0.85	1.43	5.10	18	2.51	5.99	0.90	0.25	✓	Cumple	4.59	Cumple
	7 F'-G 1P	5.26	200	4200	14	20	4	2	2	0.85	2.53	5.10	18	4.47	10.64	1.51	1.16	✓	Cumple	4.59	Cumple
	B 3'-4 1P	2.96	200	4200	14	20	3	2	2	0.85	1.43	5.10	18	2.51	5.99	0.90	0.69	✓	Cumple	4.59	Cumple
	E 7-8 1P	5.26	200	4200	14	20	4	2	2	0.85	2.53	5.10	18	4.47	10.64	1.51	0.94	✓	Cumple	4.59	Cumple
	G 5-6 1P	2.96	200	4200	14	20	3	2	2	0.85	1.43	5.10	18	2.51	5.99	0.90	0.72	✓	Cumple	4.59	Cumple
	I' 10-11 1P	2.96	200	4200	14	20	3	2	2	0.85	1.43	5.10	18	2.51	5.99	0.90	0.77	✓	Cumple	4.59	Cumple

Cortante y momento flexionante

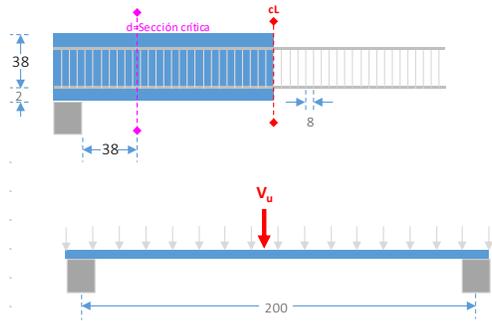
Método simplificado

Las cargas y reacciones no confinan

VIGA E TRAMO 8-9'



Datos			
Resistencia del concreto	$f'c=$	200	kg/cm ²
Resistencia del acero de refuerzo transversal (estribos)	$f_y=$	2300	kg/cm ²
Resistencia del acero de refuerzo longitudinal (acero tensión)	$f_y=$	4200	kg/cm ²
Ancho de la sección	$b=$	14	cm
Peralte de la sección	$h=$	40	cm
Claro de la viga	$L=$	200	cm
Recubrimiento libre en lecho inferior	$r=$	2	cm
Número de varilla de refuerzo longitudinal en tensión	#	4.0	
Cantidad de varillas longitudinales en tensión		3	
Número de varilla de refuerzo transversal (estribos)	#	2.0	
Número de ramales		2	
Separación de estribos	$s=$	8	cm
Ingresar del programa o análisis, la carga de diseño $V_u=$ 7.03 T			



RESULTADOS		
$d=$	38.00	cm
$A_s=$	3.80	cm ²
$\rho=$	0.00714	
$A_v=$	0.63	cm ²
$V_{CR}=$	1.93	T
$V_{SR}=$	5.19	T
$V_R=$	7.12	T
Cortante de diseño del elemento		

Condiciones de diseño		
Claro/Peralte Total	= 5.0	C/PT > 5 Cumple
En ningún caso $V_u \geq$	14.11	T Cumple
En todo caso $V_u \leq$	8.5	T Cumple
No se usará acero >	4200.00	kg/cm ² Cumple
Estribos verticales, $N_v \geq$	2.5	No Cumple
Espaciamiento máximo $S_{max}=$	19.00	cm Cumple
Espaciamiento mínimo $S_{min}=$	6.0	cm Correcto
Área mínima de estribos $A_{vmin}=$	0.11	cm ² Cumple
Si $V_u > V_{CR}$, Verificar que $s <$	19.0	cm Bien

Datos															
Viga	Eje	Tramo	Nivel	Resisten	Resisten	Resisten	Ancho	Peralte	Claro	Recubr	Refuerzo	Refuerzo	Separa		
				cia del	cia de	cia del	de la	de la	imiento	longitudin	estribos	ción de			
				concreto	estribos	acero	de la	de la	de la	inferior	al en		ción de		
				f_c	f_y	f_y	b	h	L	r	# Cant	# Ramal	s		
				kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	cm	cm	cm	cm			cm		
Vigas	2	A-A'	PB	200	2300	4200	14	30	60	2	3	2	2.0	2	14
	4	B-D	PB	200	2300	4200	14	30	290	2	4	2	2.0	2	14
	4	D-E	PB	200	2300	4200	14	30	210	2	3	2	2.0	2	14
	8	D-E	PB	200	2300	4200	14	30	210	2	3	2	2.0	2	14
	A	2-3	PB	200	2300	4200	14	30	110	2	3	2	2.0	2	14
	A	5'-7	PB	200	2300	4200	14	30	210	2	3	2	2.0	2	14
	A	7-8	PB	200	2300	4200	14	40	100	2	3	2	2.0	2	10
	D	6-8	PB	200	2300	4200	14	30	210	2	3	2	2.0	2	14
	E	8-9'	PB	200	2300	4200	14	40	200	2	4	3	2.0	2	8
	1	B-C	1P	200	2300	4200	14	30	190	2	3	2	2.0	2	14
	4	B-D	1P	200	2300	4200	14	30	290	2	4	2	2.0	2	14
	8	D-E	1P	200	2300	4200	14	30	210	2	3	2	2.0	2	14
	8	E-G	1P	200	2300	4200	14	30	290	2	3	2	2.0	2	14
	A	5'-7	1P	200	2300	4200	14	30	210	2	3	2	2.0	2	14
	C	4-8	1P	200	2300	4200	14	30	500	2	4	3	2.0	2	14
D	6-8	1P	200	2300	4200	14	30	210	2	3	2	2.0	2	14	
E	4-7	1P	200	2300	4200	14	30	400	2	4	3	2.0	2	14	
6	D-E	2P	200	2300	4200	14	30	210	2	3	2	2.0	2	14	
8	D-D'	2P	200	2300	4200	14	30	82	2	3	2	2.0	2	14	
E	4-6	2P	200	2300	4200	14	30	290	2	4	2	2.0	2	14	
Cerramientos	1	B'-C	PB	200	2300	4200	14	20	110	2	4	2	2.0	2	8
	8	D-E	PB	200	2300	4200	14	20	130	2	3	2	2.0	2	8
	B	3'-4	PB	200	2300	4200	14	20	100	2	3	2	2.0	2	8
	E	5'-6	PB	200	2300	4200	14	20	100	2	3	2	2.0	2	8
	E	7-8	PB	200	2300	4200	14	20	100	2	3	2	2.0	2	8
	G	5-6	PB	200	2300	4200	14	20	130	2	3	2	2.0	2	8
	G	6-7	PB	200	2300	4200	14	25	110	2	3	2	2.0	2	8
	I'	10-11	PB	200	2300	4200	14	20	130	2	3	2	2.0	2	8
	2	A-A'	1P	200	2300	4200	14	25	60	2	4	2	2.0	2	8
	4	A-A''	1P	200	2300	4200	14	20	100	2	3	2	2.0	2	8
	7	F'-G	1P	200	2300	4200	14	20	100	2	4	2	2.0	2	8
	B	3'-4	1P	200	2300	4200	14	20	100	2	3	2	2.0	2	8
	E	7-8	1P	200	2300	4200	14	20	100	2	4	2	2.0	2	8
	G	5-6	1P	200	2300	4200	14	20	130	2	3	2	2.0	2	8
	I'	10-11	1P	200	2300	4200	14	20	130	2	3	2	2.0	2	8

RESULTADOS					Condiciones de diseño				
Resisten	Cortante	Cortante	Cortante	$V_R > V_u$	En ningún	S_{max}	S_{min}	A_{vmin}	
diseño	del	de	último		caso $V_u \geq$	cm	cm	cm ²	
V_{CR}	V_{SR}	V_R	V_u		T				
T	T	T	T						
1.13	2.19	3.32	2.61	✓	10	Cumple	Cumple	Correcto	Cumple
1.37	2.19	3.55	3.31	✓	10	Cumple	Cumple	Correcto	Cumple
1.13	2.19	3.32	2.73	✓	10	Cumple	Cumple	Correcto	Cumple
1.13	2.19	3.32	1.49	✓	10	Cumple	Cumple	Correcto	Cumple
1.13	2.19	3.32	0.93	✓	10	Cumple	Cumple	Correcto	Cumple
1.13	2.19	3.32	2.04	✓	10	Cumple	Cumple	Correcto	Cumple
1.43	4.15	5.58	4.40	✓	14	Cumple	Cumple	Correcto	Cumple
1.13	2.19	3.32	2.12	✓	10	Cumple	Cumple	Correcto	Cumple
1.93	5.19	7.12	7.03	✓	14	Cumple	Cumple	Correcto	Cumple
1.13	2.19	3.32	1.11	✓	10	Cumple	Cumple	Correcto	Cumple
1.37	2.19	3.55	2.66	✓	10	Cumple	Cumple	Correcto	Cumple
1.13	2.19	3.32	1.89	✓	10	Cumple	Cumple	Correcto	Cumple
1.13	2.19	3.32	2.08	✓	10	Cumple	Cumple	Correcto	Cumple
1.13	2.19	3.32	1.48	✓	10	Cumple	Cumple	Correcto	Cumple
1.84	2.19	3.62	3.56	✓	10	Cumple	Cumple	Correcto	Cumple
1.13	2.19	3.32	1.50	✓	10	Cumple	Cumple	Correcto	Cumple
1.64	2.19	3.62	3.53	✓	10	Cumple	Cumple	Correcto	Cumple
1.13	2.19	3.32	1.43	✓	10	Cumple	Cumple	Correcto	Cumple
1.13	2.19	3.32	1.81	✓	10	Cumple	Cumple	Correcto	Cumple
1.37	2.19	3.55	1.54	✓	10	Cumple	Cumple	Correcto	Cumple
0.84	2.46	3.53	2.09	✓	7	Cumple	Cumple	Correcto	Cumple
0.84	2.46	3.30	1.10	✓	7	Cumple	Cumple	Correcto	Cumple
0.84	2.46	3.30	0.96	✓	7	Cumple	Cumple	Correcto	Cumple
0.84	2.46	3.30	1.53	✓	7	Cumple	Cumple	Correcto	Cumple
0.84	2.46	3.30	1.26	✓	7	Cumple	Cumple	Correcto	Cumple
0.84	2.46	3.30	1.14	✓	7	Cumple	Cumple	Correcto	Cumple
0.99	3.14	4.13	3.70	✓	9	Cumple	Cumple	Correcto	Cumple
0.84	2.46	3.30	1.72	✓	7	Cumple	Cumple	Correcto	Cumple
1.22	3.14	4.36	3.84	✓	9	Cumple	Cumple	Correcto	Cumple
0.84	2.46	3.30	0.58	✓	7	Cumple	Cumple	Correcto	Cumple
1.07	2.46	3.53	2.54	✓	7	Cumple	Cumple	Correcto	Cumple
0.84	2.46	3.30	1.38	✓	7	Cumple	Cumple	Correcto	Cumple
1.07	2.46	3.53	2.13	✓	7	Cumple	Cumple	Correcto	Cumple
0.84	2.46	3.30	1.30	✓	7	Cumple	Cumple	Correcto	Cumple
0.84	2.46	3.30	1.51	✓	7	Cumple	Cumple	Correcto	Cumple

La resistencia de las vigas y cerramientos a momento flexionante y cortante es la necesaria para resistir la carga externa.

LOSAS

Caso I. Colada monolíticamente y rectangulares

Losa apoyada perimetralmente

Método de los coeficientes NTC-2017 CDMX

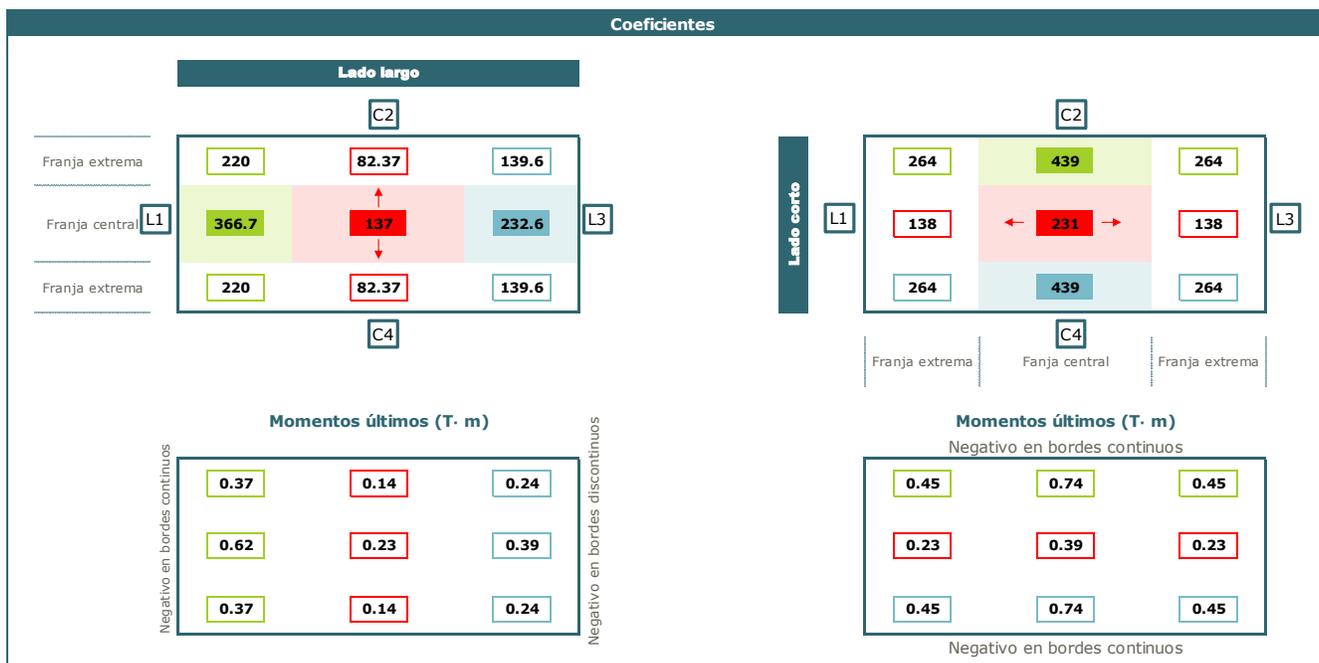
Datos		LOSA VI - PB		Resultados		
PERALTE PROPUESTO DE LA LOSA		h=	10.0	PERALTE EFECTIVO	d=	7.50
RESISTENCIA A COMPRESIÓN DEL CONCRETO		fc'=	200.0	CARGA MUERTA	w_M=	0.56
RESISTENCIA A LA FLUENCIA DEL ACERO		fy=	4,200.0	CARGA ÚLTIMA DE DISEÑO DE LOSA	w_{Lu}=	1.01
PESO VOLUMÉTRICO DEL CONCRETO REFORZADO		PV=	2.4	CARGA ÚLTIMA DE DISEÑO DE LOSA Y MURO	w_{Tu}=	3.84
LADO CORTO		a₁=	2.1	RELACIÓN CLARO CORTO A LARGO	m=	0.72
LADO LARGO		a₂=	2.9	RELACIÓN DE LADOS SUPERIOR	m_{sup}=	0.80
ACERO POR CONTRACCIÓN		a_s	3.0	RELACIÓN DE LADOS INFERIOR	m_{inf}=	0.70
		No	3.0	SEPARACIÓN DE REFUERZO VOLUMÉTRICO	s=	33.33
				ÁREA MÍNIMA DE ACERO	a_s=	0.0238
ANÁLISIS DE CARGA		Condiciones de diseño				
CARGA VIVA MÁXIMA		CV_{máx}=	0.190	ACERO MÍNIMO POR CONTRACCIÓN	a_{s1}=	0.014
CARGA ÚLTIMA DE DISEÑO DE MURO 46		w_{Mu}=	2.830	DOS LECHOS DE REFUERZO SI	H>	15
CARGA MUERTA TOTAL		w_L=	0.561	ACERO MÍNIMO POR CONTRACCIÓN LOSAS EXPUESTAS	a_{s2}=	0.021
				SEPARACIÓN DE BARRAS	s_{máx}=	35

Se hará el diseño del **tablero VI** de planta baja, el cuál soporta el peso del muro estructural #46. Dicho muro cuya longitud es de 1.9 m, tiene una carga muerta de $CM = 6.73 T$ y una carga viva máxima de $CV_{máx} = 0.82 T$ según los datos del análisis estructural. Además, la carga última de la losa es de $w_{Lu} = 1.01 T/m^2$, la cual considera carga viva máxima y peso muerto más acabados, por sus respectivos factores de carga.

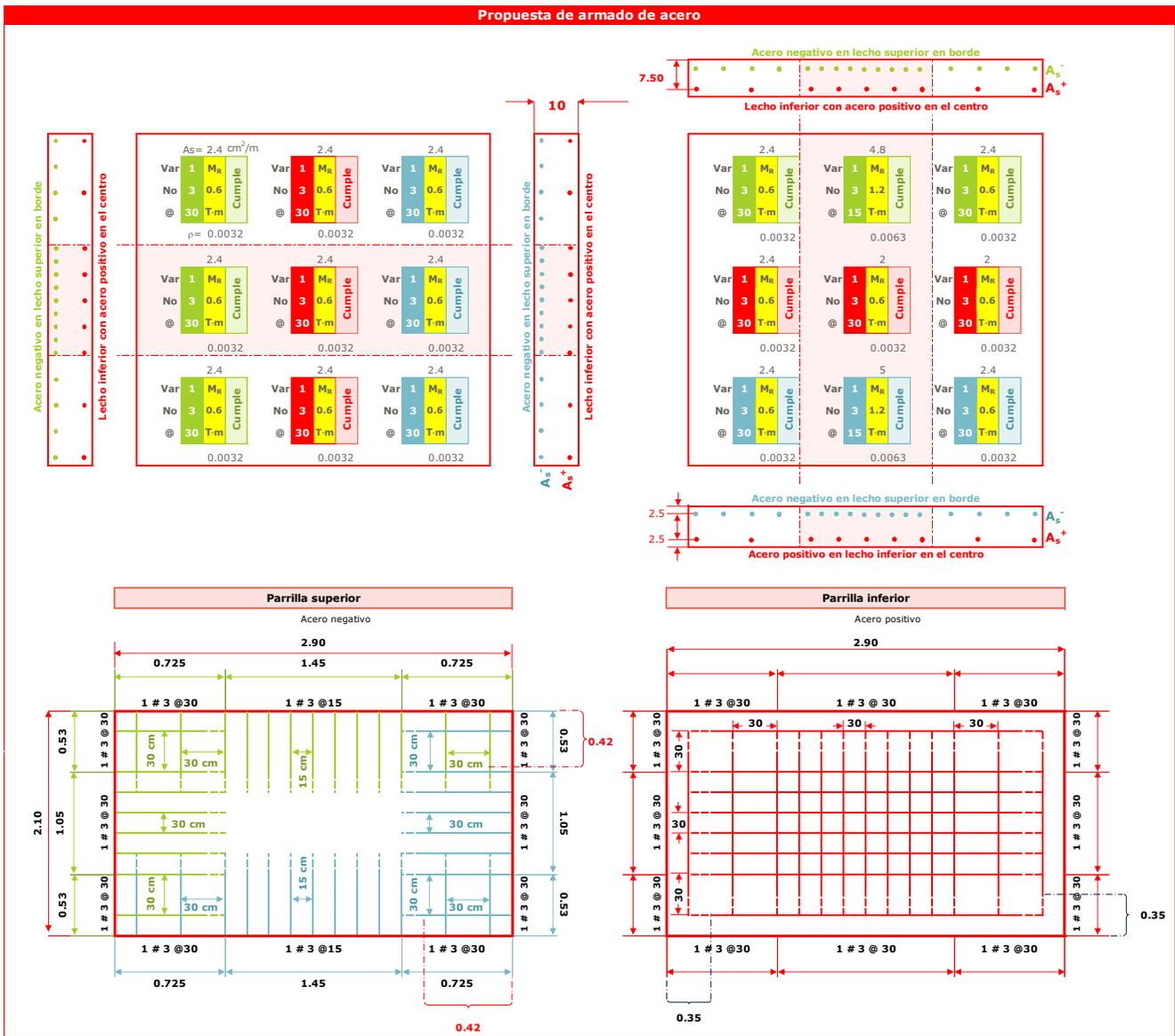
La carga total de diseño del muro será: $1.3 CM + 1.5 CV_{máx} = 10 T$

Entonces la carga por unidad de área losa del muro será: $w_{muro} = \frac{10 T}{(2.1 m)(2.9 m)} = 1.64 T/m^2$

Para obtener el factor de carga equivalente se tendrá que interpolar, ya que la relación de lados es igual a $m = 0.72$, por lo tanto, por ser un muro paralelo al lado largo se tiene como factor $f = 1.734$. Finalmente, la carga uniforme equivalente última de diseño del muro es de $w_{Mu} = 2.83 T/m^2$.



Se deberá revisar una vez más el espesor de la losa para la omisión del cálculo de deflexiones para la nueva carga que ahora incluye al muro #46. Habiendo sido satisfactorio para el peralte ya propuesto de 10 cm.



Resumen de resultados

N	Tablero	COEFICIENTE PARA M-							
		Claro L-1	Central	Claro C-2	Central	Claro L-3	Central	Claro C-4	Central
Planta baja	I	D	240	D	292	C	438	C	491
	II	C	324	D	190	D	190	C	324
	III	D	233	C	458	C	420	D	270
	IV	D	296	C	809	C	469	C	809
	V	D	190	C	324	C	324	D	190
	VI	C	367	C	439	D	233	C	439
	VII	D	330	D	415	D	330	D	415
Primer baja	I	D	240	D	292	C	438	C	491
	II	C	401	D	255	D	225	C	429
	III	D	233	C	458	C	420	D	270
	IV	C	473	C	826	D	299	C	826
	V	D	220	C	984	D	220	C	984
	VI	D	233	C	458	C	420	D	270
	VII	C	442	C	701	D	279	C	701
	VIII	D	330	D	415	D	330	D	415
2P	I	D	330	D	460	D	330	D	491

COEFICIENTE PARA M+	
Central Largo	Central Corto
143	275
137	137
142	248
168	498
137	137
137	231
500	619
143	275
140	225
142	248
170	510
391	733
142	248
159	422
500	619
500	701

N	Tablero	MOMENTO ÚLTIMO NEGATIVO (T m)				M _{U+} (T m)	
		Central L-1	Central C-2	Central L-3	Central C-4	Central Largo	Central Corto
Planta baja	I	0.10	0.12	0.18	0.20	0.06	0.11
	II	0.71	0.42	0.42	0.71	0.30	0.30
	III	0.15	0.30	0.27	0.17	0.09	0.16
	IV	0.03	0.08	0.05	0.08	0.02	0.05
	V	0.12	0.21	0.21	0.12	0.09	0.09
	VI	0.62	0.74	0.23	0.74	0.23	0.39
	VII	0.80	1.00	0.80	1.00	1.21	1.50
Primer baja	I	0.05	0.06	0.08	0.09	0.03	0.05
	II	0.33	0.21	0.19	0.36	0.12	0.19
	III	0.09	0.19	0.17	0.11	0.06	0.10
	IV	0.03	0.05	0.02	0.05	0.01	0.03
	V	0.08	0.37	0.08	0.37	0.15	0.28
	VI	0.11	0.21	0.19	0.12	0.06	0.11
	VII	0.02	0.03	0.01	0.03	0.01	0.02
	VIII	0.53	0.67	0.53	0.67	0.81	1.00
2P	I	0.10	0.13	0.10	0.13	0.15	0.05

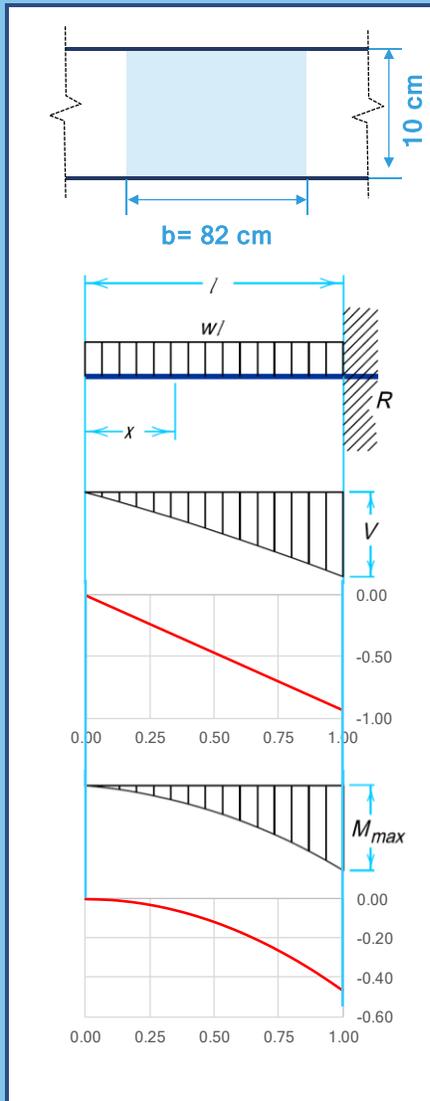
N	Tablero	ACERO NEGATIVO												ACERO POSITIVO					
		Central L-1		Central C-2		Central L-3		Central C-4		Central Largo		Central Corto		Central Largo		Central Corto			
		M _R	M _R >M _U																
Planta baja	I	1 # 3 @ 30	0.65	✓	1 # 3 @ 30	0.65	✓	1 # 3 @ 30	0.65	✓	1 # 3 @ 30	0.65	✓	1 # 3 @ 30	0.65	✓	1 # 3 @ 30	0.65	✓
	II	1 # 3 @ 30	0.83	✓	1 # 3 @ 30	0.83	✓	1 # 3 @ 30	0.83	✓	1 # 3 @ 30	0.83	✓	1 # 3 @ 30	0.83	✓	1 # 3 @ 30	0.83	✓
	III	1 # 3 @ 30	0.65	✓	1 # 3 @ 30	0.65	✓	1 # 3 @ 30	0.65	✓	1 # 3 @ 30	0.65	✓	1 # 3 @ 30	0.65	✓	1 # 3 @ 30	0.65	✓
	IV	1 # 3 @ 30	0.65	✓	1 # 3 @ 30	0.65	✓	1 # 3 @ 30	0.65	✓	1 # 3 @ 30	0.65	✓	1 # 3 @ 30	0.65	✓	1 # 3 @ 30	0.65	✓
	V	1 # 3 @ 30	0.65	✓	1 # 3 @ 30	0.65	✓	1 # 3 @ 30	0.65	✓	1 # 3 @ 30	0.65	✓	1 # 3 @ 30	0.65	✓	1 # 3 @ 30	0.65	✓
	VI	1 # 3 @ 30	0.65	✓	1 # 3 @ 15	1.24	✓	1 # 3 @ 30	0.65	✓	1 # 3 @ 15	1.24	✓	1 # 3 @ 30	0.65	✓	1 # 3 @ 30	0.65	✓
	VII	1 # 3 @ 30	1.10	✓	1 # 3 @ 30	1.10	✓	1 # 3 @ 30	1.10	✓	1 # 3 @ 30	1.10	✓	1 # 3 @ 15	2.14	✓	1 # 3 @ 15	2.14	✓
Primer baja	I	1 # 3 @ 25	0.55	✓	1 # 3 @ 25	0.55	✓	1 # 3 @ 25	0.55	✓	1 # 3 @ 25	0.55	✓	1 # 3 @ 25	0.55	✓	1 # 3 @ 25	0.55	✓
	II	1 # 3 @ 25	0.82	✓	1 # 3 @ 25	0.82	✓	1 # 3 @ 25	0.82	✓	1 # 3 @ 25	0.82	✓	1 # 3 @ 25	0.82	✓	1 # 3 @ 25	0.82	✓
	III	1 # 3 @ 25	0.61	✓	1 # 3 @ 25	0.61	✓	1 # 3 @ 25	0.61	✓	1 # 3 @ 25	0.61	✓	1 # 3 @ 25	0.61	✓	1 # 3 @ 25	0.61	✓
	IV	1 # 3 @ 15	0.43	✓	1 # 3 @ 15	0.43	✓	1 # 3 @ 15	0.43	✓	1 # 3 @ 15	0.43	✓	1 # 3 @ 15	0.43	✓	1 # 3 @ 15	0.43	✓
	V	1 # 3 @ 25	0.77	✓	1 # 3 @ 25	0.77	✓	1 # 3 @ 25	0.77	✓	1 # 3 @ 25	0.77	✓	1 # 3 @ 25	0.77	✓	1 # 3 @ 25	0.77	✓
	VI	1 # 3 @ 25	0.77	✓	1 # 3 @ 25	0.77	✓	1 # 3 @ 25	0.77	✓	1 # 3 @ 25	0.77	✓	1 # 3 @ 25	0.77	✓	1 # 3 @ 25	0.77	✓
	VII	1 # 3 @ 15	0.34	✓	1 # 3 @ 15	0.34	✓	1 # 3 @ 15	0.34	✓	1 # 3 @ 15	0.34	✓	1 # 3 @ 15	0.34	✓	1 # 3 @ 15	0.34	✓
	VIII	1 # 3 @ 20	1.49	✓	1 # 3 @ 20	1.49	✓	1 # 3 @ 20	1.49	✓	1 # 3 @ 20	1.49	✓	1 # 3 @ 20	1.49	✓	1 # 3 @ 20	1.49	✓
2P	I	1 # 3 @ 25	0.55	✓	1 # 3 @ 25	0.55	✓	1 # 3 @ 25	0.55	✓	1 # 3 @ 25	0.55	✓	1 # 3 @ 25	0.55	✓	1 # 3 @ 25	0.55	✓

Datos													RESULTADOS		
Tablero	Claro corto	Claro largo	Peralte	Área	Perímetro	Recubrimiento	Carga última	Cortante último	Resistencia del concreto	Ancho de la sección	Peralte de la sección	Recubrimiento libre en lecho inferior	Peralte efectivo del refuerzo longitudinal	Resistencia a diseño del concreto	V _R > V _U
	a ₁	a ₂	h	A	P	r	w _U	V _U	f _c	b	h	r	d	V _{eR}	
	m	m	cm	m ²	m ²	cm	T/m ²	T/m	kg/cm ²	cm	cm	cm	cm	T	
I	2.0	3.0	10	6.0	5.2	2.5	1.01	0.58	200	100	10	2.5	8	3.98	✓
II	4.9	5.0	12	24.5	10.4	2.5	0.91	0.99	200	100	12	2.5	9.5	5.04	✓
III	2.9	4.0	10	11.6	6.8	2.5	0.77	0.62	200	100	10	2.5	7.5	3.98	✓
IV	2.1	5.0	10	10.5	5.9	2.5	0.85	0.61	200	100	10	2.5	7.5	3.98	✓
V	2.9	2.9	10	8.4	5.6	2.5	0.77	0.48	200	100	10	2.5	7.5	3.98	✓
VI	2.1	2.9	10	6.1	5.2	2.5	1.01	0.58	200	100	10	2.5	7.5	3.98	✓
VII	4.9	5.9	15	28.9	12.8	2.5	1.01	1.25	200	100	15	2.5	12.5	6.63	✓
I	2.0	3.0	8	6.0	4.4	2.5	0.48	0.28	200	100	8	2.5	5.5	2.92	✓
II	3.9	5.0	10	19.5	8.3	2.0	0.55	0.57	200	100	10	2.0	8	4.24	✓
III	2.9	4.0	8	11.6	6.2	2.0	0.48	0.40	200	100	8	2.0	6	3.18	✓
IV	1.0	5.0	5	5.0	2.6	2.0	0.58	0.23	200	100	5	2.0	3	1.59	✓
V	2.1	5.0	10	10.5	6.4	2.5	0.85	0.62	200	100	10	2.5	7.5	3.98	✓
VI	2.9	4.0	10	11.6	7.2	2.5	0.55	0.44	200	100	10	2.5	7.5	3.98	✓
VII	1.0	2.9	5	2.9	2.3	2.5	0.39	0.14	200	100	5	2.5	2.5	1.33	✓
VIII	4.9	5.9	14	28.9	11.7	2.5	0.67	0.84	200	100	14	2.5	11.5	6.10	✓
I	2.1	2.9	8	6.1	5.3	2.5	0.66	0.39	200	100	8	2.5	5.5	2.92	✓

La resistencia de las losas apoyadas perimetralmente tanto a fuerza cortante como a momento flexionante es mayor a la carga última.

Losa en cantiliver

Cortante y momento último Análisis por ancho metro



Datos	V-I	1P	
Carga muerta total	CM=	0.37	T/m ²
Carga viva máxima	CV _{máx} =	0.30	T/m ²
Longitud de viga	l=	1.00	m
Espesor de viga	e=	10.00	cm
Módulo de elasticidad	E=	2000000	kg/cm ²

Resultados			
Carga última	w _u =	0.93	T/m
Inercia de la sección	I=	0.0000833	m ⁴
Cortante máximo último	V _u =	0.93	T
Momento máximo último	M _u =	0.47	T m
Deflexión máxima	Δ _{máx} =	0.007012	cm

x (l)	x (m)	V _x (T)	M _x (T m)	Δ _x (m)
0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000701
0.10	0.10	-0.09	0.00	0.0000608
0.20	0.20	-0.19	-0.02	0.0000515
0.30	0.30	-0.28	-0.04	0.0000423
0.40	0.40	-0.37	-0.07	0.0000333
0.50	0.50	-0.47	-0.12	0.0000248
0.60	0.60	-0.56	-0.17	0.0000171
0.70	0.70	-0.65	-0.23	0.0000103
0.80	0.80	-0.75	-0.30	0.0000049
0.90	0.90	-0.84	-0.38	0.0000013
1.00	1.00	-0.93	-0.47	0.0000000

Nivel	Losa	Longitud	Ancho	Espesor	Cortante máximo	Momento máximo
		(m)	(m)	e (cm)	(T m)	(T m)
PB	Voladizo 1	0.7	3.1	10.00	0.65	0.23
PB	Voladizo 2	0.7	1.9	10.00	0.65	0.23
PB	Voladizo 4	0.7	2	10.00	0.65	0.23
PB	Voladizo 5	0.7	2	10.00	0.65	0.23
1P	Voladizo 1	1	0.82	10.00	0.93	0.47

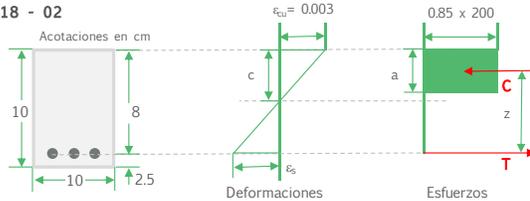
Flexión simple, MOMENTO FLEXIONANTE

Estado límite de falla. Método plástico

Sección rectangular simplemente armada (AC 318 - 02)		
Método de tanteos		
Proponer eje neutro	$c=$	0.62 cm
Resistencia del concreto	$f_c=$	200 kg/cm ²
Esfuerzo de fluencia	$f_y=$	4200 kg/cm ²
Base de la sección	$b=$	100 cm
Peralte de la sección	$h=$	10 cm
Número de varilla	$N_o=$	3
Cantidad de varilla		3 barras
Recubrimiento libre inferior	$r=$	2.5 cm

Condiciones de diseño		
Refuerzo mínimo		Correcto
Refuerzo máximo		Correcto
Número de varilla > 4		Error
Altura < 6 (Base)		Correcto
Mínimo 2 barras longitudinales		Correcto

Hipótesis ACI 318 - 02



Resultados		
Relación esfuerzo prom y máx en compresión	$\beta_1=$	0.85
Área balanceada	$A_b=$	15.18 cm ²
Área de acero del refuerzo de tensión	$A_s=$	2.14 cm ²
Peralte efectivo	$d=$	7.50 cm
Prof. del bloque equivalente de esfuerzos en comp.	$a=$	0.53 cm
Deformación en el acero	$\epsilon_s=$	0.0332
Deformación unitaria máx útil del acero	$\epsilon_y=$	0.0021
Revisión del acero Fluye		
Esfuerzo actuando en el acero de tensión	$f_s=$	4200 kg/cm ²
Brazo de par interno	$z=$	7.24 cm
Fuerza de compresión en concreto	$C=$	8.98 T
Fuerza de tensión en acero	$T=$	8.98 T
Revisión del eje neutro (C = T) Correcto		

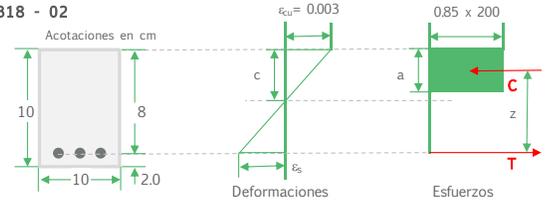
ACI 318 - 02		
Momento nominal	$M_n=$	0.65 T·m
Momento de diseño	$M_R=$	0.5847 T·m

Voladizos 1,2,4 y 5 de PB

Sección rectangular simplemente armada (AC 318 - 02)		
Método de tanteos		
Proponer eje neutro	$c=$	0.62 cm
Resistencia del concreto	$f_c=$	200 kg/cm ²
Esfuerzo de fluencia	$f_y=$	4200 kg/cm ²
Base de la sección	$b=$	100 cm
Peralte de la sección	$h=$	10 cm
Número de varilla	$N_o=$	3
Cantidad de varilla		3 barras
Recubrimiento libre inferior	$r=$	2.0 cm

Condiciones de diseño		
Refuerzo mínimo		Correcto
Refuerzo máximo		Correcto
Número de varilla > 4		Error
Altura < 6 (Base)		Correcto
Mínimo 2 barras longitudinales		Correcto

Hipótesis ACI 318 - 02



Resultados		
Relación esfuerzo prom y máx en compresión	$\beta_1=$	0.85
Área balanceada	$A_b=$	16.19 cm ²
Área de acero del refuerzo de tensión	$A_s=$	2.14 cm ²
Peralte efectivo	$d=$	8.00 cm
Prof. del bloque equivalente de esfuerzos en comp.	$a=$	0.53 cm
Deformación en el acero	$\epsilon_s=$	0.0356
Deformación unitaria máx útil del acero	$\epsilon_y=$	0.0021
Revisión del acero Fluye		
Esfuerzo actuando en el acero de tensión	$f_s=$	4200 kg/cm ²
Brazo de par interno	$z=$	7.74 cm
Fuerza de compresión en concreto	$C=$	8.98 T
Fuerza de tensión en acero	$T=$	8.98 T
Revisión del eje neutro (C = T) Correcto		

ACI 318 - 02		
Momento nominal	$M_n=$	0.69 T·m
Momento de diseño	$M_R=$	0.6251 T·m

Voladizo en 1P

Con el acero propuesto, la resistencia del elemento es suficiente para soportar el momento flexionante.

Losas con bordes libres

Método de las bandas fuertes

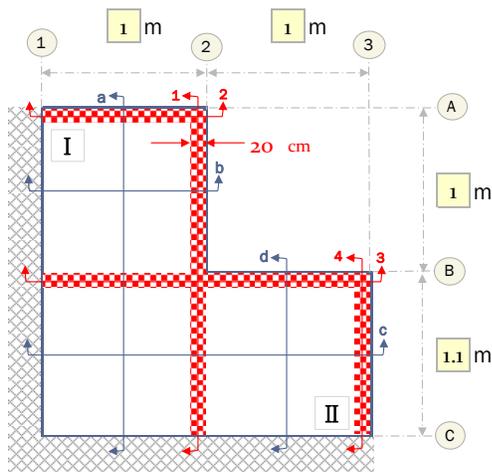
Datos

Carga muerta	$w_m =$	0.421	T/m ²
Carga viva máxima	$w_{m\acute{a}x} =$	0.3	T/m ²
Ancho de la banda fuerte	$b =$	20	cm
Grosor de la losa	$e =$	12	cm
Recubrimiento inferior y superior	$r =$	2	cm
Resistencia del concreto	$f_c =$	200	kg/cm ²
Resistencia del acero	$f_y =$	4200	kg/cm ³

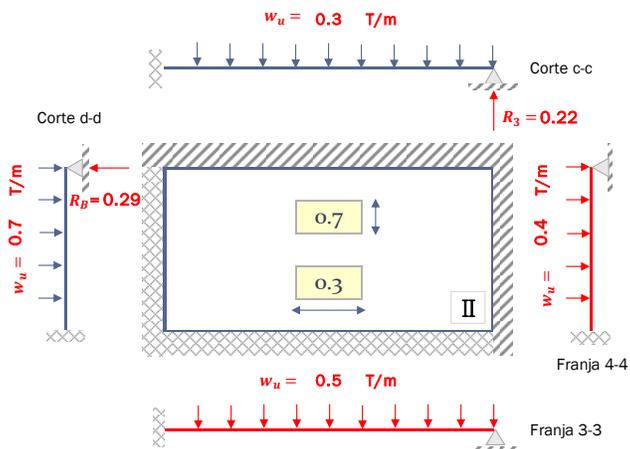
Resultados

Carga última de diseño	$w_u =$	1.00	T/m ²
Carga aplicada en 0.2 m	$w_u =$	0.20	T/m

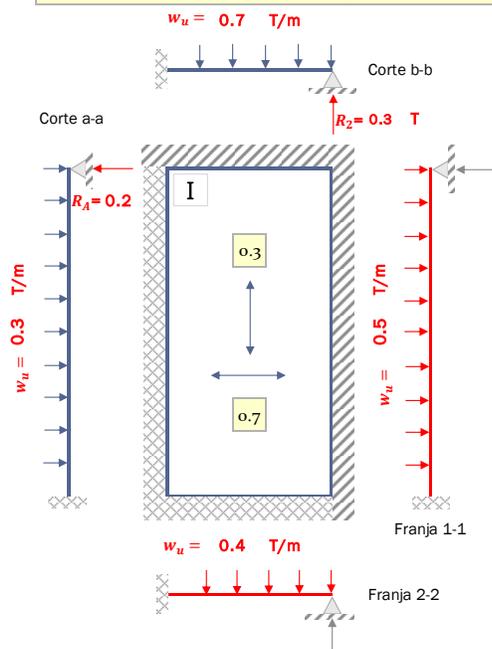
Insertar distancias del tablero



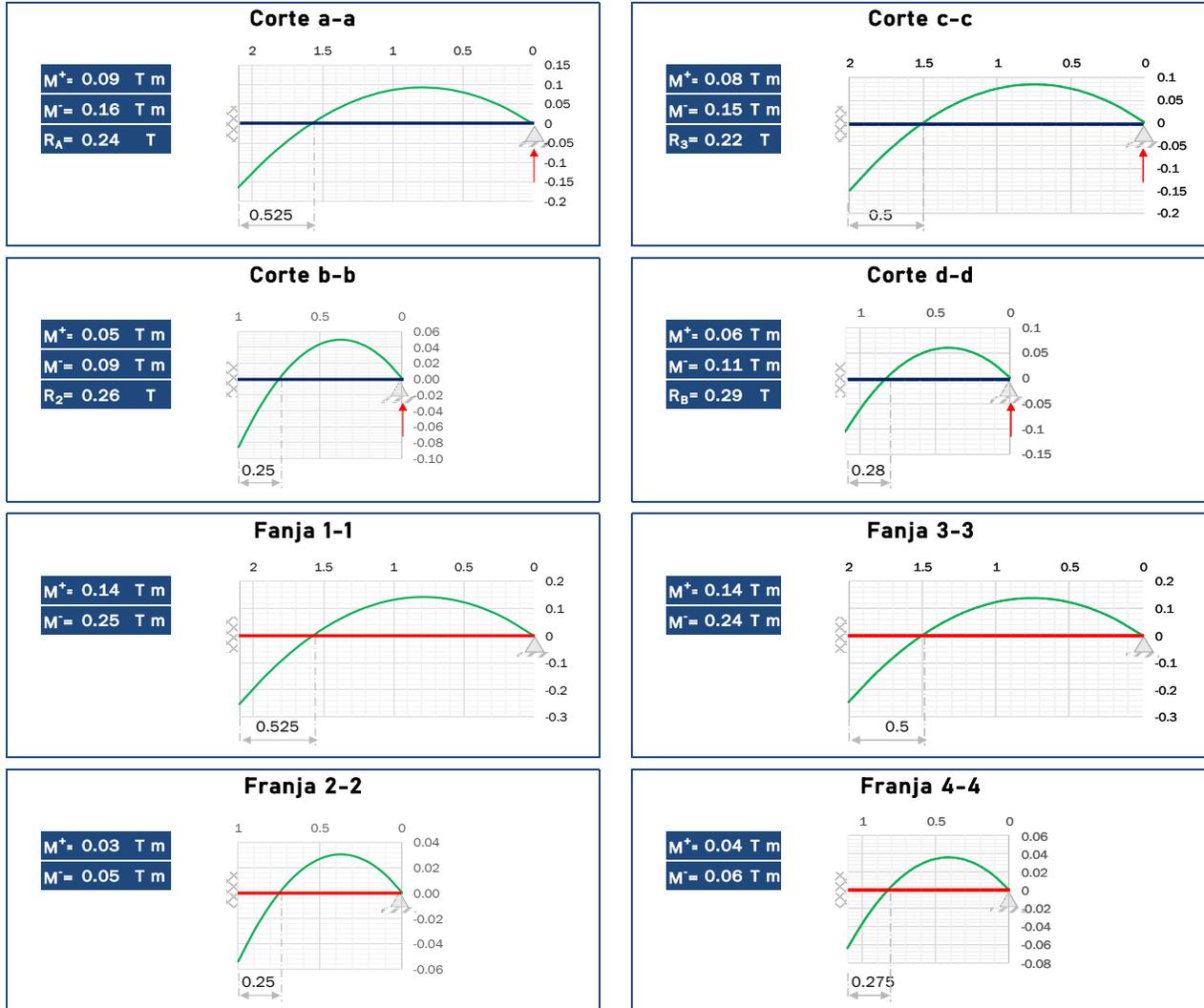
Distribución de la carga T-II



Distribución de la carga T-I



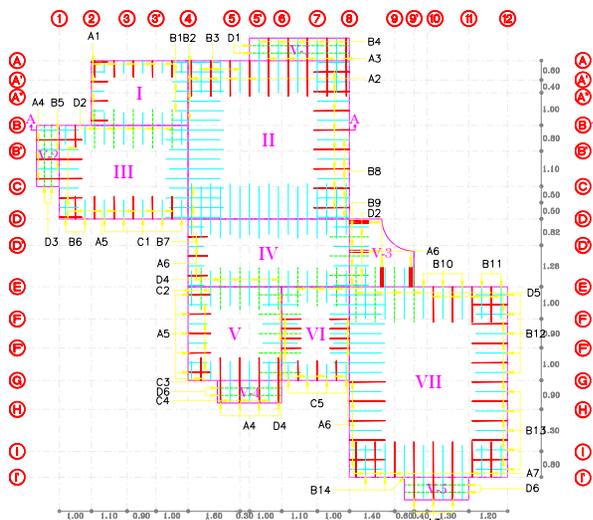
Momento últimos



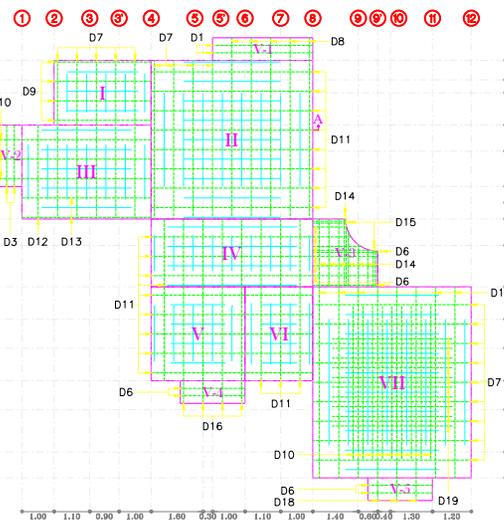
Acero de refuerzo

Franja	Lecho	b cm	Cantidad var/m	Número	Separación cm	A_s cm ²	ρ	q	M_R	$M_R > M_u$
									Ton m	
a-a	Acero positivo	100	3	3	33.33	2.14	0.002	0.05	0.787	✓
	Acero negativo	100	3	3	33.33	2.14	0.002	0.05	0.787	✓
b-b	Acero positivo	100	3	3	33.33	2.14	0.002	0.05	0.787	✓
	Acero negativo	100	3	3	33.33	2.14	0.002	0.05	0.787	✓
1-1	Acero positivo	20	2	3	10.00	1.43	0.007	0.18	0.491	✓
	Acero negativo	20	2	3	10.00	1.43	0.007	0.18	0.491	✓
2-2	Acero positivo	20	2	3	10.00	1.43	0.007	0.18	0.491	✓
	Acero negativo	20	2	3	10.00	1.43	0.007	0.18	0.491	✓
c-c	Acero positivo	100	3	3	33.33	2.14	0.002	0.05	0.787	✓
	Acero negativo	100	3	3	33.33	2.14	0.002	0.05	0.787	✓
d-d	Acero positivo	100	3	3	33.33	2.14	0.002	0.05	0.787	✓
	Acero negativo	100	3	3	33.33	2.14	0.002	0.05	0.787	✓
3-3	Acero positivo	20	2	3	10.00	1.43	0.007	0.18	0.491	✓
	Acero negativo	20	2	3	10.00	1.43	0.007	0.18	0.491	✓
4-4	Acero positivo	20	2	3	10.00	1.43	0.007	0.18	0.491	✓
	Acero negativo	20	2	3	10.00	1.43	0.007	0.18	0.491	✓

La resistencia de la losa a momento flexionante es capaz de soportar la carga exterior aplicada.



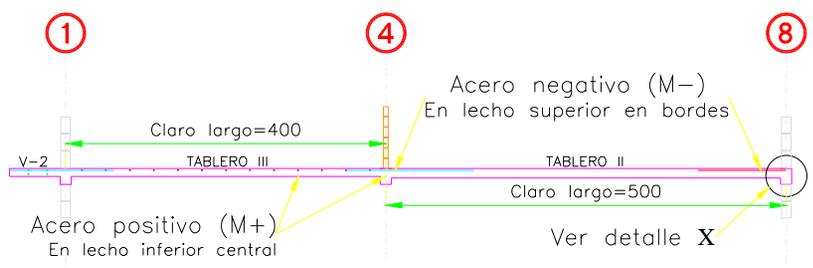
PARRILLA SUPERIOR



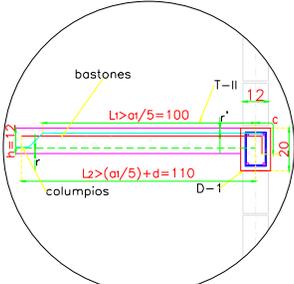
PARRILLA INFERIOR

Lista de varillas		CROQUIS								
VAR	DM/CM	a	b	c	d	e	f	g	h	
A1	3	9								
A2	3	12								
A3	3	9								
A4	3	7								
A5	3	18								
A6	3	22								
A7	3	23								
B1	3	23	40	210	150		7	5	5	
B2	3	4	160	286	100		10	7	7	
B3	3	8	160	276	160		10	7	7	
B4	3	5	170	276	160		10	7	7	
B5	3	3	150	270	170		7	5	5	
B6	3	2	60	146	60		7	5	5	
B7	3	6	60	270	170		7	5	5	
B8	3	6	170	286	100		10	7	7	
B9	3	4	50	290	110		14	10	10	
B10	3	3	160	270	100		14	10	10	
B11	3	2	160	270	100		14	10	10	
B12	3	3	160	270	100		14	10	10	
B13	3	5	100	270	100		14	10	10	
B14	3	5	100	270	100		14	10	10	
C1	3	5	40	110	100	160	60	7	5	5
C2	3	2	160	100	110	160	60	7	5	5
C3	3	4	60	160	110	100	160	7	5	5
C4	3	3	160	100	110	160	130	7	5	5
C5	3	4	160	100	160	160	50	7	5	5
D1	3	4	310							
D2	3	11	120							
D3	3	4	190							
D4	3	10	160							
D5	3	4	170							
D6	3	15	200							
D7	3	18	490							
D8	3	5	560							
D9	3	10	360							
D10	3	12	470							
D11	3	17	260							
D12	3	2	400							
D13	3	2	400							
D14	3	6	210							
D15	3	4	110							
D16	3	4	550							
D17	3	5	590							
D18	3	10	690							
D19	3	10	570							

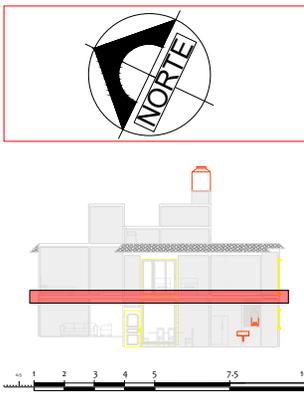
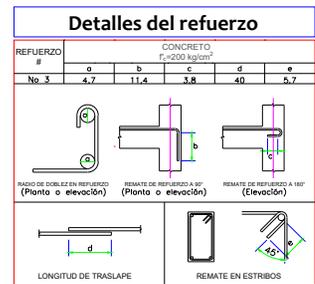
- ### Notas
- Acotaciones en centímetros.
 - Los cortes a ejes y patios deberán verificarse con los planos arquitectónicos.
 - Cotas de coordenadas y niveles en metros.
 - Calibre de varillas en números de octavos de pulgada.
 - Concreto de $f_c=200 \text{ kg/cm}^2$ y revestimiento de 5 a 10 cm y Tamaño Máximo del Agregado 3/4".
 - Acero de refuerzo $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$.
 - Acero de refuerzo $\phi 2$ $f_y=2300 \text{ kg/cm}^2$.
 - Electrosoldados $f_y=5000 \text{ kg/cm}^2$.
 - No traspasar más del 40% de acero en una misma sección.
- CONCRETO**
- La colocación del concreto se realizará evitando la segregación del mismo y se compactará por medio de vibración. Es recomendable descimbrar hasta los 28 días después del colado.
 - El concreto se mantendrá en ambiente húmedo al menos durante siete días si se emplea cemento normal.
- ACERO DE REFUERZO**
- Los recubrimientos libres a la cara exterior del acero longitudinal mínimos serán de 2 cm.
 - Todos las varillas longitudinales se deberán anclar en los elementos de apoyo mediante un tramo recto, con un gancho a 90 grados o bien con un gancho de 180 grados.
 - Las anclajes siempre se deberán hacer a los patios extremos.
-
- Se tendrá especial cuidado en la limpieza de las varillas, para evitar que tengan óxido suelto antes de depositar el concreto. Los empalmes serán traspasados y se localizarán según convenio, procurando en lo posible, que queden cuatropedados.
 - Análisis estático estructural. Normatividad gravitacional NTC-CDM 2017.



CORTE A-A

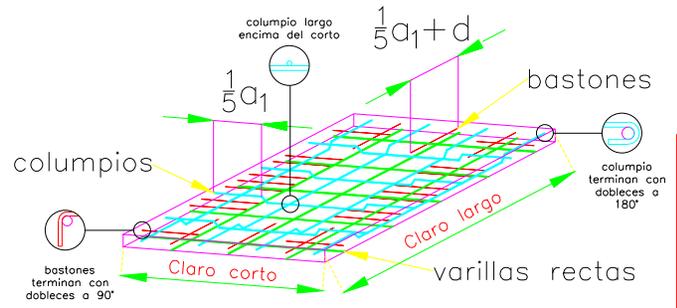


DETALLE Y



Materiales

Acero de var #3 de 4200 kg/cm² _____ 545.23 kg
 Concreto de $f_c=250 \text{ kg/cm}^2$ en: _____ 12.58 m³
 Losas _____



ISOMÉTRICO

ESPESES Y RECUBRIMIENTOS DE LOSA. ESPACIAMIENTO MÍNIMO DE REFUERZO:

TABLERO No	ESPESES e (cm)	RECUBRIMIENTO r' (cm)	r (cm)	ESPACIAMIENTO ϕ_{a1} (cm)	ϕ_{a2} (cm)	ÁREA (m ²)	VOLUMEN (m ³)
I	10	2.5	2.5	30	30	6	0.60
II	12	2.5	2.5	30	30	24.5	2.94
III	10	2.5	2.5	30	30	11.6	1.16
IV	10	2.5	2.5	30	30	10.5	1.05
V	10	2.5	2.5	30	30	8.41	0.84
VI	10	2.5	2.5	15	30	6.09	0.61
VII	15	2.5	2.5	30	15	28.91	4.34
V-1	10	2.5	2.5	30	NO NECESITA	2.17	0.22
V-2	10	2.5	2.5	30	NO NECESITA	1.33	0.13
V-3	12	2.5	2.5	30	NO NECESITA	3.41	0.41
V-4	10	2.5	2.5	30	NO NECESITA	1.4	0.14
V-5	10	2.5	2.5	30	NO NECESITA	1.4	0.14
TOTAL						105.72	12.58

- ### Notas para losas
- Durante el colado el acero de refuerzo permanecerá en la posición de proyecto. Para ello se recomienda el uso de silletras y varillas secundarias de amarre.
- Acero de refuerzo en losos:
- Para el lecho superior, el acero del claro corto se deberá colocar por encima del correspondiente al claro largo.
 - Para el lecho inferior, el acero del claro corto se deberá colocar por debajo del correspondiente al claro largo.
-
- Es importante establecer un proceso de curado eficiente que garantice la perfecta y continua y hidratación del cemento.

Datos del proyecto

TÍTULO

LOSAS EN PB

TIPO DE PLANO

PLANO ESTRUCTURAL

FECHA

14 DE OCTUBRE DE 2019 PLANO NO

UBICACIÓN

ATLAX NO 608, 90402, SANTA MARÍA TEXCALAC CENTRO, APIZACO, TLAXCALA

ESCALA

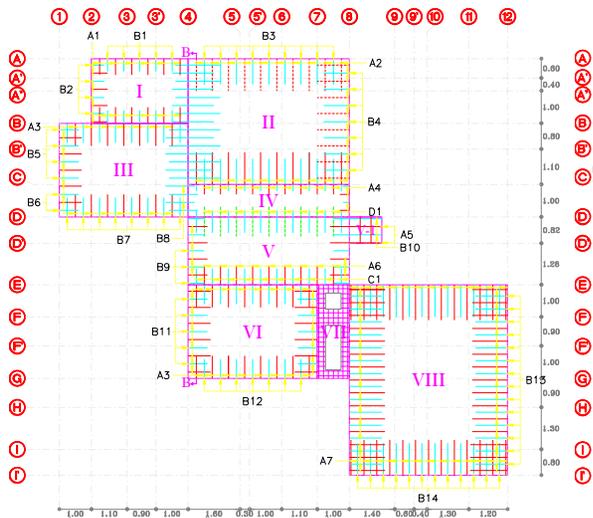
1:1

ACOTACIONES EN

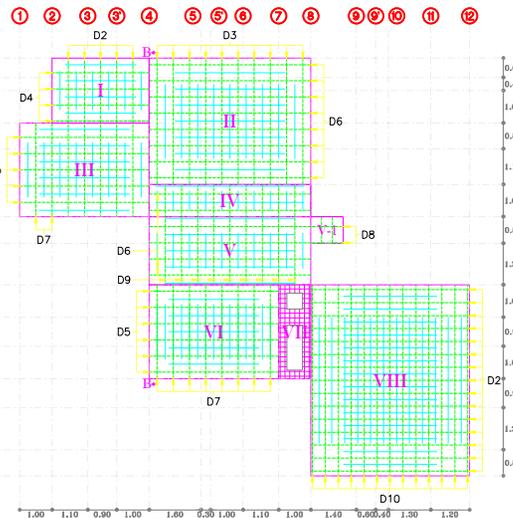
CENTÍMETROS

PROYECTO/DIBUJO/DISEÑO

GERARDO A. DE LA TORRE TÉLLEZ



PARRILLA SUPERIOR



PARRILLA INFERIOR

Lista de varillas		a	b	c	d	e	f	g	h	
AW	3	16								
A2	3	28								
A3	3	47								
A4	3	11								
A5	3	21								
A6	3	15								
A7	3	56								
B1	3	56	40							
B2	3	4	40	214	140		4	3	3	
B3	3	3	80	200	80		7	5	5	
B4	3	3	130	330	80		7	5	5	
B5	3	3	80	274	160		4	3	3	
B6	3	2	60	274	90		4	3	3	
B7	3	6	60	144	60		7	5	5	
B8	3	6	90	450	20		7	5	5	
B9	3	3	50	390	50		7	5	5	
B10	3	2	50	390	150		7	5	5	
B11	3	5	60	270	60		7	5	5	
B12	3	7	60	160	60		7	5	5	
B13	3	14	100	272	100		13	9	9	
B14	3	7	110	352	110		13	9	9	
C1	3	10	20	50	70	100	50	7	5	5
D1	3	9								
D2	3	20								
D3	3	10								
D4	3	4								
D5	3	11								
D6	3	12								
D7	3	10								
D8	3	2								
D9	3	10								
D10	3	13								

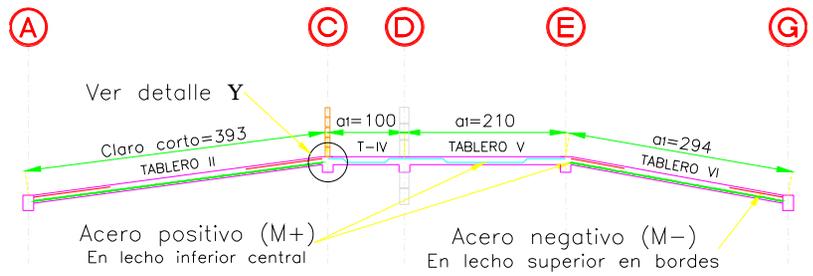
Notas

- Acotaciones en centímetros.
- Los cortes a ejes y patios deberán verificarse con los planos arquitectónicos.
- Cotas de coordenadas y niveles en metros.
- Cable de varillas en números de octavos de pulgado.
- Concreto de $f_c=200 \text{ kg/cm}^2$ y revestimiento de 5 a 10 cm y tamaño Máximo del Agregado 3/4".
- Acero de refuerzo $f_y=5000 \text{ kg/cm}^2$.
- Acero de refuerzo $f_y=2300 \text{ kg/cm}^2$.
- Electrosoldados $f_y=5000 \text{ kg/cm}^2$.
- No traspasar más del 40% de acero en una misma sección.

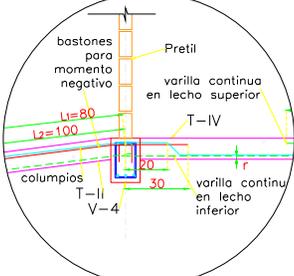
- CONCRETO**
- La colocación del concreto se realizará evitando la segregación del mismo y se compactará por medio de vibración. Es recomendable descimbrar hasta los 28 días después del colado.
 - El concreto se mantendrá en ambiente húmedo al menos durante siete días si se emplea cemento normal.

ACERO DE REFUERZO

- Los recubrimientos libres a la cara exterior del acero longitudinal mínimos serán de 2 cm.
 - Todos las varillas longitudinales se deberán anclar en los elementos de apoyo mediante un tramo recto, con un gancho a 90 grados o bien con un gancho de 180 grados.
 - Los anclajes siempre se deberán hacer a los patos extremos.
-
- Se tendrá especial cuidado en la limpieza de las varillas, para evitar que tengan óxido suelto suelto antes de depositar el concreto. Los empalmes serán traspados y se localizarán según convenio, procurando en lo posible, que queden cuatropedados.
 - Análisis estática estructural. Normatividad gravitacional NTC-CDMX 2017.



CORTE B-B



DETALLE Y

Detalles del refuerzo		CONCRETO $f_c=200 \text{ kg/cm}^2$				
REFUERZO #	a	b	c	d	e	
No 3	4,7	11,4	3,8	40	5,7	

LONGITUD DE TRASLAPE

REMATO EN ESTRIBOS

Materiales	
Acero de var #3 de 4200 kg/cm ²	520.63 kg
Concreto de $f_c=250 \text{ kg/cm}^2$ en:	10.35 m ³

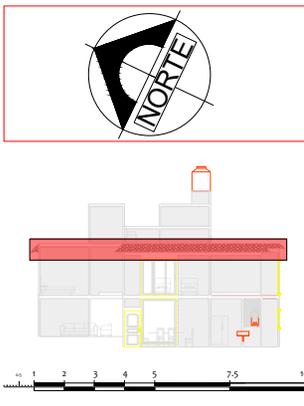
Notas para losas

Durante el colado el acero de refuerzo permanecerá en la posición de proyecto. Para ello se recomienda el uso de silletras y varillas secundarias de amarre.

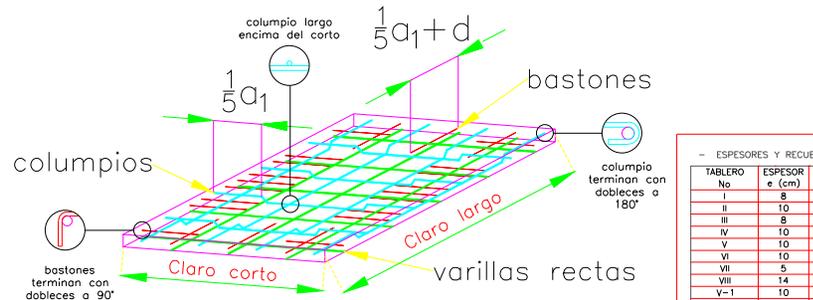
Acero de refuerzo en losos:

- Para el lecho superior, el acero del claro corto se deberá colocar por encima del correspondiente al claro largo.
- Para el lecho inferior, el acero del claro corto se deberá colocar por debajo del correspondiente al claro largo.

— Es importante se establezca un proceso de curado eficiente que garantice la perfecta y continua y hidratación del cemento.

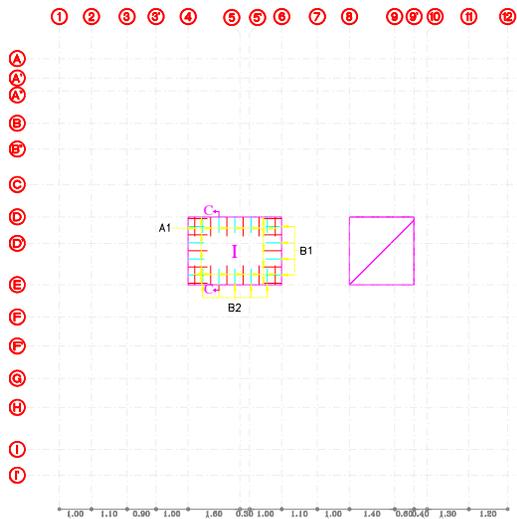


Datos del proyecto	
TÍTULO	LOSAS EN 1P
TIPO DE PLANO	PLANO ESTRUCTURAL
FECHA	14 DE OCTUBRE DE 2019
UBICACIÓN	ATLAX NO 608, 90402, SANTA MARÍA TEXCALAC CENTRO, APIZACO, TLAXCALA
ESCALA	1:1
ACOTACIONES EN	CENTÍMETROS
PROYECTO/DIBUJO/DISEÑO	GERARDO A. DE LA TORRE TÉLLEZ

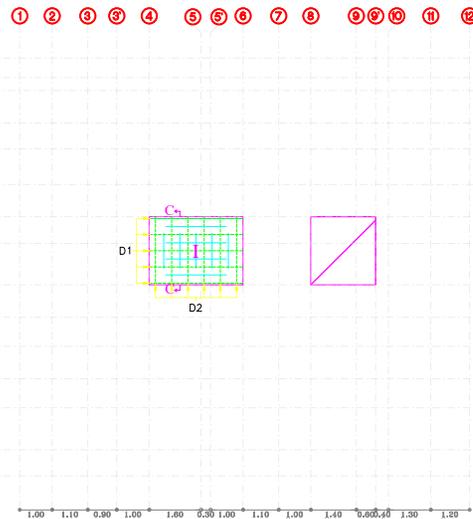


ISOMÉTRICO

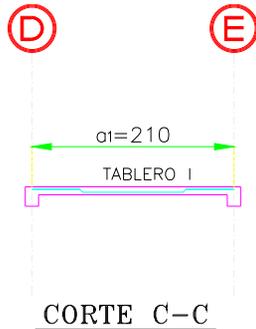
— ESPESORES Y RECUBRIMIENTOS DE LOSA. ESPACIAMIENTO MÍNIMO DE REFUERZO:							
TABLERO No	ESPESOR e (cm)	RECUBRIMIENTO r' (cm)	ESPACIAMIENTO Φ_A (cm)	ESPACIAMIENTO Φ_B (cm)	ÁREA (m ²)	VOLUMEN (m ³)	
I	8	2,5	2,5	25	25	6	0,48
II	10	2,5	2,5	25	25	19,5	1,95
III	8	2,5	2,5	25	25	11,6	0,93
IV	10	2,5	2,5	15	15	5	0,5
V	10	2,5	2,5	25	25	10,5	1,05
VI	10	2,5	2,5	25	25	11,6	1,16
VII	5	2,5	2,5	15	15	2,9	0,15
VIII	14	2,5	2,5	20	20	28,91	4,05
V-1	10	2,5	2,5	25	NO NECESITA	1,33	0,08
TOTAL						97,34	10,35



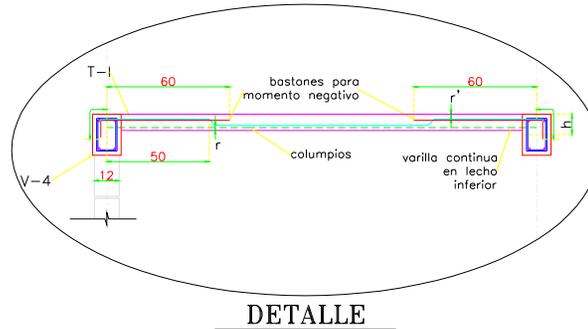
PARRILLA SUPERIOR



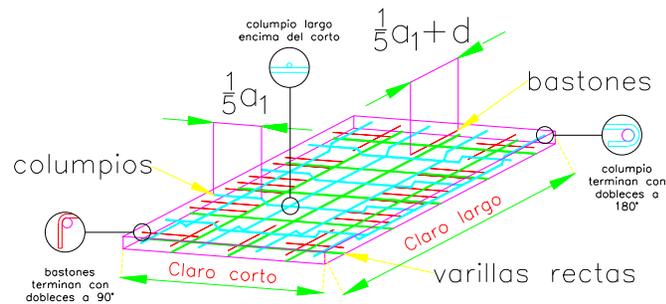
PARRILLA INFERIOR



CORTE C-C



DETALLE



ISOMÉTRICO

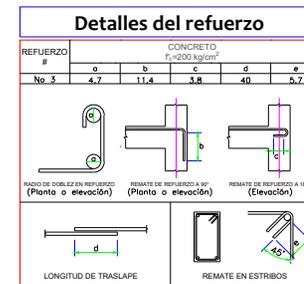
ESPESES Y RECUBRIMIENTOS DE LOSA. ESPACIAMIENTO MÍNIMO DE REFUERZO:

TABLERO No	ESPESOR e (cm)	RECUBRIMIENTO r' (cm)	RECUBRIMIENTO r (cm)	ESPACIAMIENTO Φ_{As} (cm)	ESPACIAMIENTO Φ_{As} (cm)	ÁREA (m ²)	VOLUMEN (m ³)
I	8	2.5	2.5	25	25	6.09	0.49
TOTAL						6.09	0.49

Lista de varillas

VARILLAS	DIM (CM)	CROQUIS	a	b	c	d	e	f	g	h
A1	3	22	60	11						
B1	3	4	50	184	50		4	3	3	
B2	3	5	50	104	50		4	3	3	
D1	3	5	290							
D2	3	6	210							

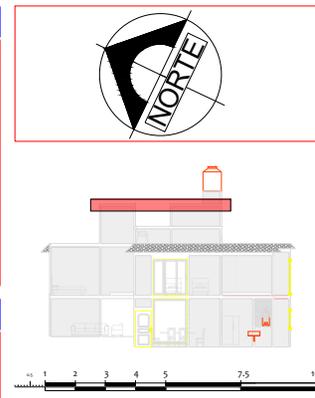
- Notas**
- Acotaciones en centímetros.
 - Los cotos a ejes y patios deberán verificarse con los planos arquitectónicos.
 - Cotos de coordenadas y niveles en metros.
 - Colore de varillas en números de octavos de pulgada.
 - Concreto de $f_c=200 \text{ kg/cm}^2$ y revestimiento de 5 a 10 cm y tamaño Máximo del Agregado 3/4".
 - Acero de refuerzo $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$.
 - Acero de refuerzo $\Phi 2 f_y=2300 \text{ kg/cm}^2$.
 - Electrosoldados $f_y=5000 \text{ kg/cm}^2$.
 - No traspasar más del 40% de acero en una misma sección.
- CONCRETO**
- La colocación del concreto se realizará evitando la segregación del mismo y se compactará por medio de vibración. Es recomendable desmoldar hasta los 28 días después del colado.
 - El concreto se mantendrá en ambiente húmedo al menos durante siete días si se emplea cemento normal.
- ACERO DE REFUERZO**
- Los recubrimientos libres a la cara exterior del acero longitudinal mínimos serán de 2 cm.
 - Todos las varillas longitudinales se deberán anclar en los elementos de apoyo mediante un tramo recto, con un gancho a 90 grados o bien con un gancho de 180 grados.
 - Las anclajes siempre se deberán hacer a paños extremos.
-
- Se tendrá especial cuidado en la limpieza de las varillas, para evitar que tengan óxido suelta suelta antes de depositar el concreto. Los empalmes serán traspasados y se localizarán según convenio, procurando en lo posible, que queden cuatropasados.
 - Análisis estático estructural. Normatividad gravitacional NTC-CDMX 2017.



Materiales

Acero de var #3 de 4200 kg/cm² _____ 36.63 kg
 Concreto de $f_c=250 \text{ kg/cm}^2$ en: _____ 0.49 m³
 Losas _____

- Notas para losas**
- Durante el colado el acero de refuerzo permanecerá en la posición de proyecto. Para ello se recomienda el uso de silletras y varillas secundarias de amarre.
- Acero de refuerzo en losos:
- Para el lecho superior, el acero del claro corto se deberá colocar por encima del correspondiente al claro largo.
 - Para el lecho inferior, el acero del claro corto se deberá colocar por debajo del correspondiente al claro largo.
-
- Es importante establecer un proceso de curado eficiente que garantice la perfecta y continua y hidratación del cemento.



Datos del proyecto

TÍTULO: **LOSAS EN 2P**

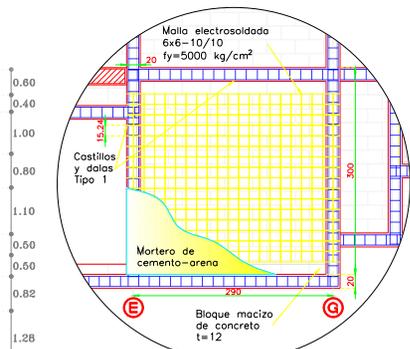
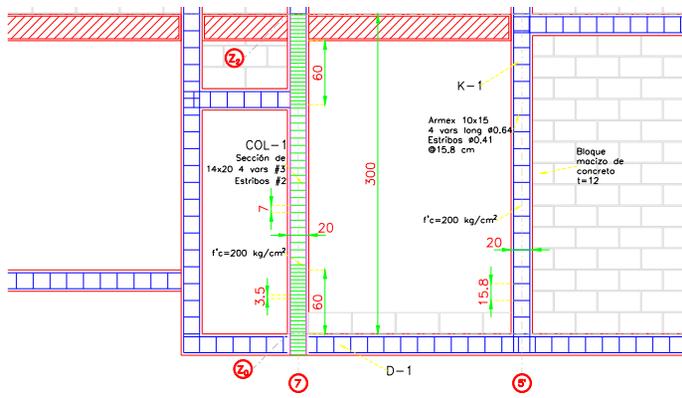
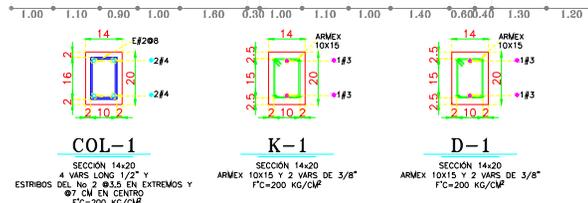
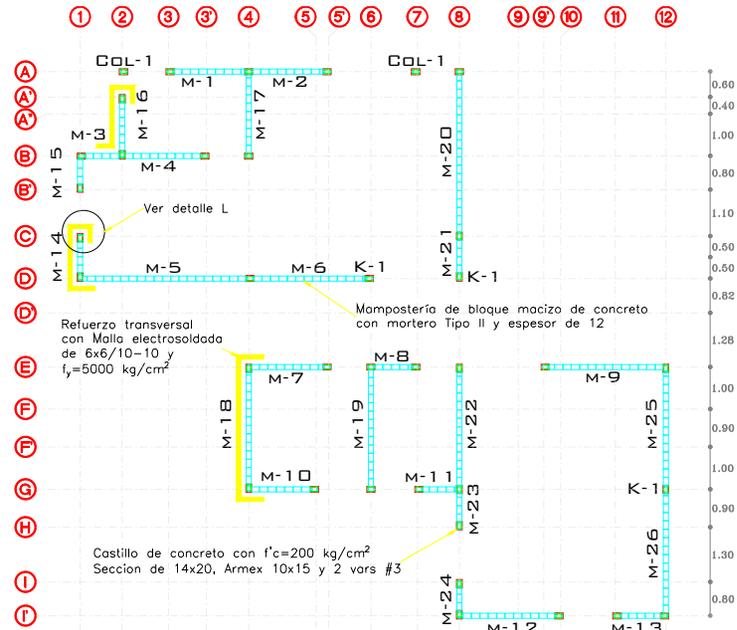
TIPO DE PLANO: **PLANO ESTRUCTURAL**

FECHA: **14 DE OCTUBRE DE 2019** PLANO NO: **3-EL**

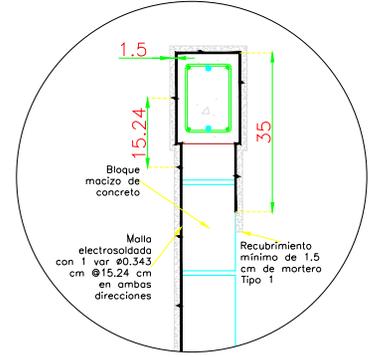
UBICACIÓN: **ATLAX NO 608, 90402, SANTA MARÍA TEXCALAC CENTRO, APIZACO, TLAXCALA**

ESCALA: **1:1** ACOTACIONES EN: **CENTÍMETROS**

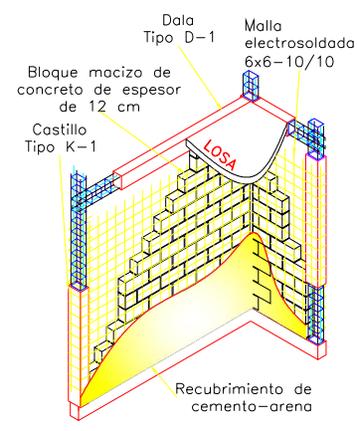
PROYECTO/DIBUJO/DISEÑO: **GERARDO A. DE LA TORRE TÉLLEZ**



MURO-18



DETALLE L



ISOMÉTRICO

Detalles del refuerzo

REFUERZO	CONCRETO				
	a	b	c	d	e
Cal 8	5.8	7.7	2.6	4.0	3.8
No 2	1.7	7.6	2.5	4.0	3.8
No 3	4.7	11.4	5.8	4.0	3.7

REINTE DE REFUERZO A MP (Planta o elevación)

REINTE DE REFUERZO A MP (Elevación)

LONGITUD DE TRASLAPE

REINTE EN ESTRIBOS

Materiales

Acero de var No 3 de 4200 kg/cm² 108.86 kg

Malla electrosoldada de $f_y=5000$ kg/cm² 8.10 m

Armex 10x15 $f_y=5000$ kg/cm² 97.20 m

Concreto de $f'_c=250$ kg/cm² en:

Columnas y castillos 2.72 m³

Notas para muros

- Pieza de bloque macizo de concreto de 12x20x40 cm con peso volumétrico de 1.7 T/m³.
 - Las piezas empleadas deben estar limpias y sin rajaduras.
 - Las piezas a base de cemento se deberán estar secas al colocarse. Se aceptará un rociado leve de las superficies sobre las que se colocará el mortero.
 - Cementantes: Cemento Portland Compuesto clase 30R y cal hidratada
 - Arena con módulo de finura de 2.3 y peso volumétrico de 1.6 T/m³.
 - Mortero Tipo II con resistencia nominal a la compresión de $f'_m=75$ kg/cm² recomendando la siguiente proporción:
- | Cemento | Cal | Arena |
|---------|-------|-------|
| 1 | 0 a 1 | 4 |
- Se acepta el mezclado en seco de los sólidos hasta alcanzar un color homogéneo, el cual sólo se podrá utilizar en un lapso de 24 hrs. El tiempo de mezclado, una vez agregado agua, no debe ser menor que 4 min, ni el necesario para alcanzar 120 revoluciones.
 - Si el mortero empieza a endurecerse, podrá remezclarse hasta que vuelva a tomar la consistencia deseada agregando agua. Sólo se aceptará un remezclado.
 - Los morteros a base de cementos portland ordinario deberán usarse dentro del lapso de 2.5 h a partir del mezclado inicial.
 - Refuerzo horizontal en malla electrosoldada de 6x6/10-10 con $f_y=5000$ kg/cm².
 - Resistencia a compresión de la mampostería confinada de $f'_m=15$ kg/cm² y resistencia a compresión diagonal de $v'_m=2$ kg/cm²
 - Módulo de elasticidad de mampostería de $E_m=12,000$ kg/cm² para cargas de corta duración.
 - Módulo de coeficiente de diseño de la mampostería $G_m=4,800$ kg/cm².
- Procedimientos de construcción

Juntas de mortero. El mortero en las juntas cubrirá totalmente las caras horizontales y verticales de la pieza. Para piezas de fabricación mecanizada, el espesor de las juntas horizontales no excederá de 12 mm si se coloca refuerzo horizontal, ni de 10 mm sin refuerzo horizontal. Si se usan de fabricación artesanal, el espesor de las juntas no excederá de 15 mm. El espesor mínimo será de 6 mm.

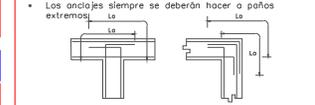
Apreajo. Se aceptará que la mampostería se deje dentado a bien, que se coloquen conexiones metálicas o refuerzo horizontal. El colado del castillo se hará una vez construido el muro o parte de él que correspondiera. Los cálculos son aplicables sólo si las piezas se colocan en forma cuatropeada.

Construcción de muros. El desplazo del muro no excederá de 0.004 H ni de 15 mm. No se permite colocar tuberías y ductos en castillos. No se podrán colocar tuberías hidrosanitarias dentro de los muros que tengan una función estructural. En una jornada de trabajo de 24 h no podrá construirse más del 70% de la altura del muro.

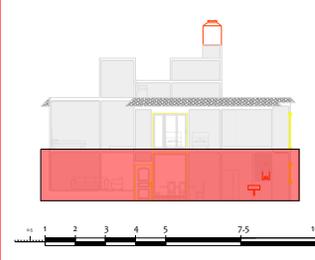
Notas

- Acotaciones en centímetros.
 - Los cortes a ejes y patios deberán verificarse con los planos arquitectónicos.
 - Cortes de coordenadas y niveles en metros.
 - Colore de varillas en números de octavos de pulgada.
 - Concreto de $f'_c=200$ kg/cm² y revestimiento de 5 a 10 cm y tamaño Máximo del Agregado 3/4"
 - Acero de refuerzo $f_y=4200$ kg/cm².
 - Acero de refuerzo Ø2 $f_y=2300$ kg/cm².
 - Electrosoldados $f_y=5000$ kg/cm².
 - No traspasar más del 40% de acero en una misma sección.
- CONCRETO
- La colocación del concreto se realizará evitando la segregación del mismo y se compactará por medio de vibración.
 - El concreto se mantendrá en ambiente húmedo al menos durante siete días si se emplea cemento normal. Es recomendable desmoldar hasta los 28 días después del colado.

- ACERO DE REFUERZO
- Los recubrimientos libres a la cara exterior del acero longitudinal mínimos serán de 2 cm
 - Todos los varillas longitudinales se deberán anclar en los elementos de apoyo mediante un tramo recto, con un gancho a 90 grados o bien con un gancho de 180 grados.
 - Los anclajes siempre se deberán hacer a paños extremos

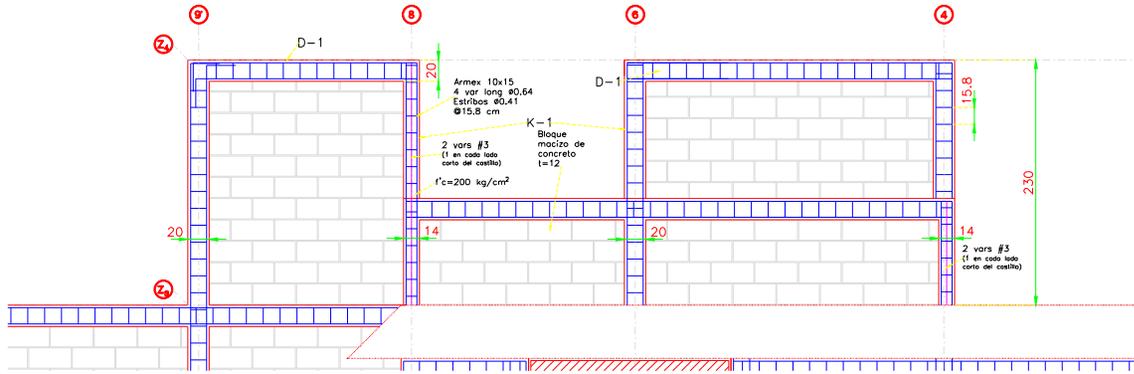
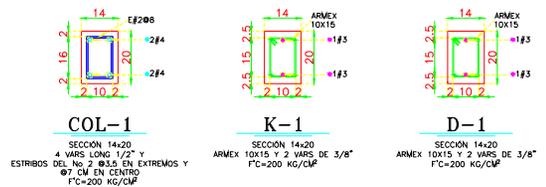
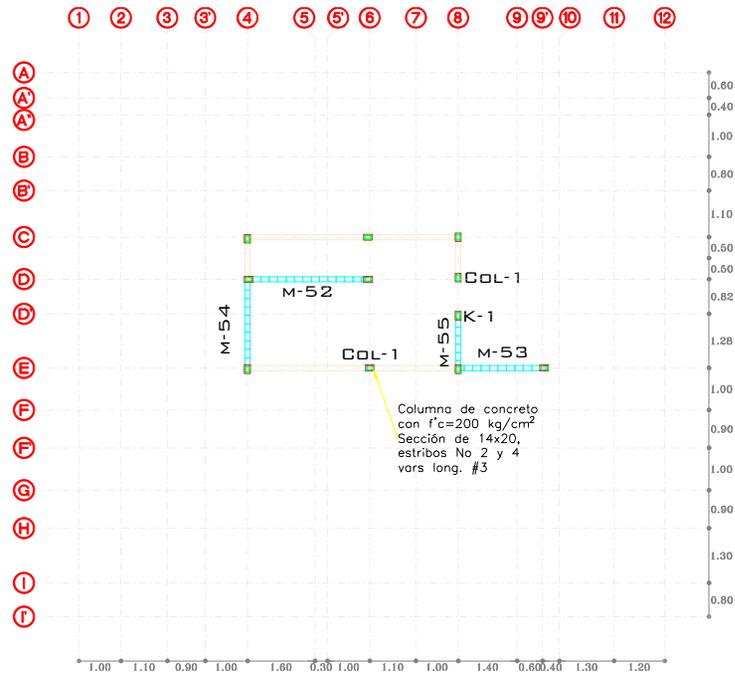


- Se tendrá especial cuidado en la limpieza de las varillas, para evitar que tengan óxido suelto antes de depositar el concreto. Los empalmes serán traspasados y se localizarán según convenga, procurando en la posible, que queden cuatropeados
- Análisis dinámico estructural. Normatividad sísmica NTC-Tlaxcala 2018. Tipo de suelo II.



Datos del proyecto

TÍTULO		1-E_M
MUROS EN PB		
TIPO DE PLANO	PLANO ESTRUCTURAL	
FECHA	14 DE OCTUBRE DE 2019	PLANO NO
UBICACIÓN	ATLAX NO 608, 90402, SANTA MARÍA TEXCALAC CENTRO, APIZACO, TLAXCALA	
ESCALA	1:1	ACOTACIONES EN
		CENTÍMETROS
PROYECTO/DIBUJO/DISEÑO	GERARDO A. DE LA TORRE TÉLLEZ	



ELEVACIÓN

Detalles del refuerzo

REFUERZO	CONCRETO				
	a	b	c	d	e
Cal 8	3.8	7.7	2.6	4.0	3.8
No 2	1.7	7.6	2.5	4.0	3.8
No 3	4.7	11.4	5.8	4.0	5.7

Materiales

Acero de var No 3 de 4200 kg/cm² 22.62 kg
 Malla electrosoldada de fy=5000 kg/cm² 0.00 m
 Armax 10x15 fy=5000 kg/cm² 20.20 m

Concreto de f'c=250 kg/cm² en:
 Columnas y castillos 0.57 m³

Notas para muros

- Pieza de bloque macizo de concreto de 12X20X40 cm con peso volumétrico de 1.7 T/m³.
- Las piezas empleadas deben estar limpias y sin rajaduras.
- Las piezas a base de cemento se deberán estar secas al colocarse. Se aceptará un rascado leve de las superficies sobre las que se colocará el mortero.
- Cementantes: Cemento Portland Compuesto clase 30R y cal hidratada
- Arena con módulo de finura de 2.3 y peso volumétrico de 1.6 T/m³.
- Mortero Tipo II con resistencia nominal a la compresión de f'c=75 kg/cm² recomendando la siguiente proporción:

Cemento	Cal	Arena
1	0 a 1	4

- Se acepta el mezclado en seco de los sólidos hasta alcanzar un color homogéneo, el cual sólo se podrá utilizar en un lapso de 24 hrs. El tiempo de mezclado, una vez agregado agua, no debe ser menor que 4 min, ni el necesario para alcanzar 120 revoluciones.
- Si el mortero empieza a endurecerse, podrá remezclarse hasta que vuelva a tomar la consistencia deseada agregando agua. Sólo se aceptará un remezclado
- Los morteros a base de cementos portland ordinario deberán usarse dentro del lapso de 2.5 h a partir del mezclado inicial.
- Refuerzo horizontal en malla electrosoldada de 6x6/10-10 con fy=5000 kg/cm².
- Resistencia a compresión de la mampostería confinada de f'm=15 kg/cm² y resistencia a compresión diagonal de v'm=2 kg/cm²
- Módulo de elasticidad de mampostería de Em=12,000 kg/cm² para cargas de corta duración.
- Módulo de coeficiente de diseño de la mampostería Gm=4,800 kg/cm².

Procedimientos de construcción

Notas

- Acotaciones en centímetros.
- Los cortes a ejes y patios deberán verificarse con los planos arquitectónicos.
- Cortes de coordenadas y niveles en metros.
- Cable de varillas en números de octavos de pulgada.
- Concreto de f'c=200 kg/cm² y revestimiento de 5 a 10 cm y tamaño Máximo del Agregado 3/4"
- Acero de refuerzo fy=4200 kg/cm²
- Acero de refuerzo Ø2 fy=2300 kg/cm²
- Electrosoldados fy=5000 kg/cm².
- No traspasar más del 40% de acero en una misma sección.

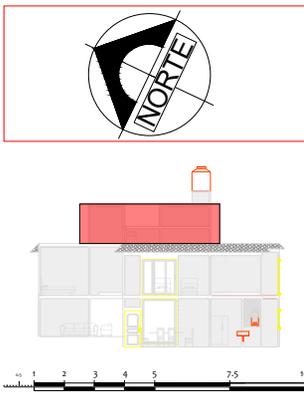
CONCRETO

- La colocación del concreto se realizará evitando la segregación del mismo y se compactará por medio de vibración.
- El concreto se mantendrá en ambiente húmedo al menos durante siete días si se emplea cemento normal. Es recomendable desmoldar hasta los 28 días después del colado.

ACERO DE REFUERZO

- Los recubrimientos libres a la cara exterior del acero longitudinal mínimos serán de 2 cm
- Todos las varillas longitudinales se deberán anclar en los elementos de apoyo mediante un tramo recto, con un gancho a 90 grados o bien con un gancho de 180 grados.
- Las anclajes siempre se deberán hacer a patas extremas

- Se tendrá especial cuidado en la limpieza de las varillas, para evitar que tengan óxido suelto suelto antes de depositar el concreto. Los empalmes serán traspasados y se localizarán según convega, procurando en lo posible, que queden cuatropedados
- Análisis dinámico estructural. Normatividad sísmica NTC-Tlaxcala 2018. Tipo de suelo II.



Datos del proyecto

TÍTULO
MUROS EN 2P

TIPO DE PLANO
PLANO ESTRUCTURAL

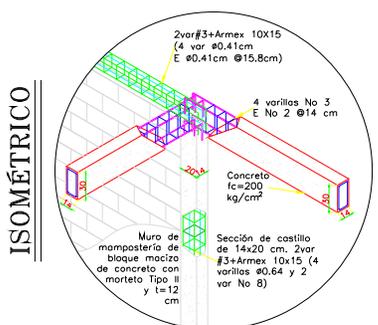
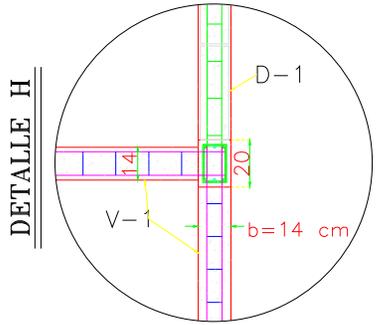
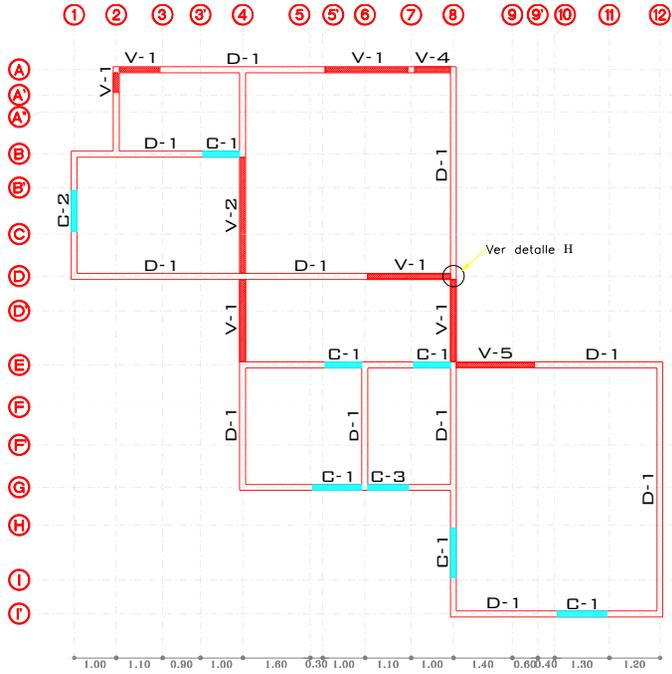
FECHA
14 DE OCTUBRE DE 2019

UBICACIÓN
ATLAX NO 608, 90402, SANTA MARÍA TEXCALAC CENTRO, APIZACO, TLAXCALA

ESCALA
1:11

ACOTACIONES EN
CENTÍMETROS

PROYECTO/DIBUJO/DISEÑO
GERARDO A. DE LA TORRE TÉLLEZ



Detalles del refuerzo

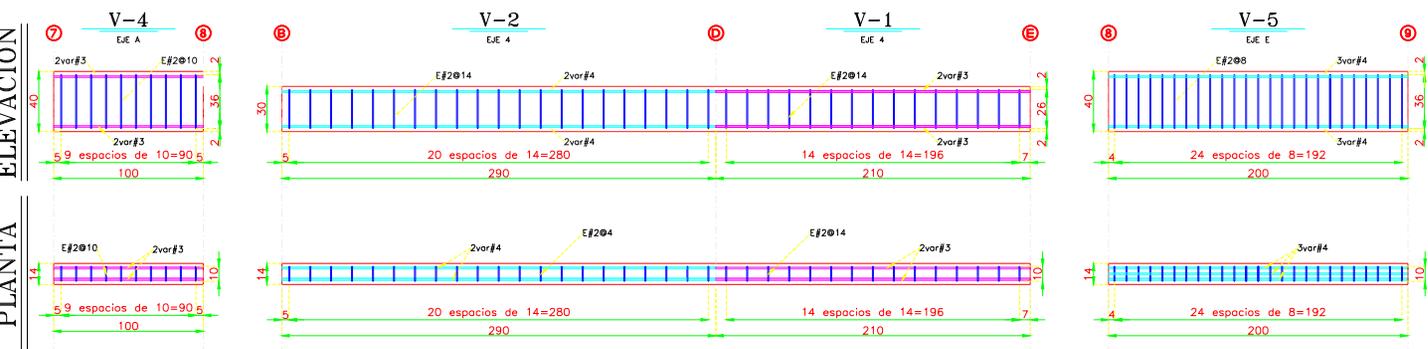
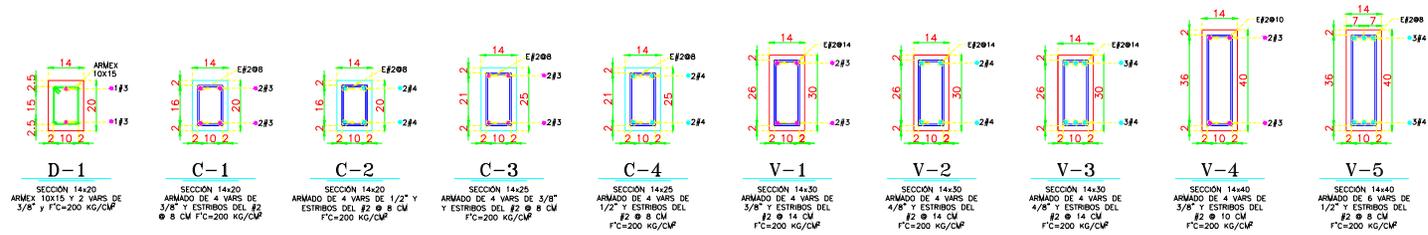
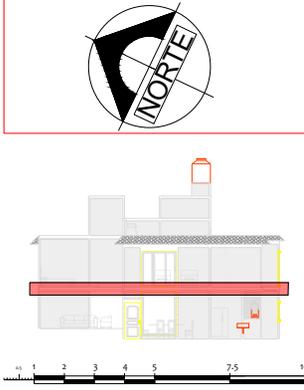
REFUERZO #	CONCRETO				
	a	b	c	d	e
Cal 8	3.8	7.7	2.6	40	3.8
No 2	1.7	7.6	2.5	40	3.8
No 3	4.2	11.4	3.4	40	5.2
No 4	8.6	15.2	5.1	40	10.4

Materiales

Estibas todas las medidas _____ 44.77 kg
 Acero de var No 3 de 4200 kg/cm² _____ 125.73 kg
 Acero de var No 4 de 4200 kg/cm² _____ 32.00 kg
 Armax 10x15 fy=5000 kg/cm² _____ 66.30 m

Concreto de fc=250 kg/cm² en: _____ 1.21 m³
 Dotes y trobes _____

- ### Notas
- Acotaciones en centímetros.
 - Los cotos a ejes y patios deberán verificarse con los planos arquitectónicos.
 - Cotos de coordenadas y niveles en metros.
 - Colore de varillas en números de octavos de pulgado.
 - Concreto de fc=200 kg/cm² y revestimiento de 5 a 10 cm y tamaño Máximo del Agregado 3/4"
 - Acero de refuerzo fy=4200 kg/cm².
 - Acero de refuerzo #2 fy=2300 kg/cm².
 - Electrosoldados fy=5000 kg/cm².
 - No traspasar más del 40% de acero en una misma sección.
- CONCRETO
- La colocación del concreto se realizará evitando la segregación del mismo y se compactará por medio de vibración.
 - El concreto se mantendrá en ambiente húmedo al menos durante siete días si se emplea cemento normal. Es recomendable desmoldar hasta los 28 días después del colado.
- ACERO DE REFUERZO
- Los recubrimientos libres a la cara exterior del acero longitudinal mínimos serán de 2 cm
 - Todos los varillas longitudinales se deberán anclar en los elementos de apoyo mediante un tramo recto, con un gancho a 90 grados o bien con un gancho de 180 grados.
 - Los anclajes siempre se deberán hacer a paños extremos.
-
- Se tendrá especial cuidado en la limpieza de las varillas, para evitar que tengan óxido suelto antes de depositar el concreto. Los empalmes serán traspasados y se localizarán según convenio, procurando en lo posible, que queden cuatropedados.
 - Análisis dinámico estructural. Normatividad sísmica CFE-SISMO 2015. Tipo de suelo general.



Datos del proyecto

TÍTULO
VIGAS EN PB

TIPO DE PLANO
PLANO ESTRUCTURAL

FECHA
14 DE OCTUBRE DE 2019

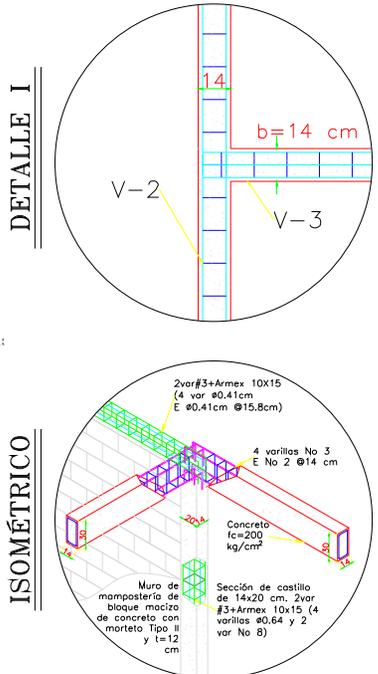
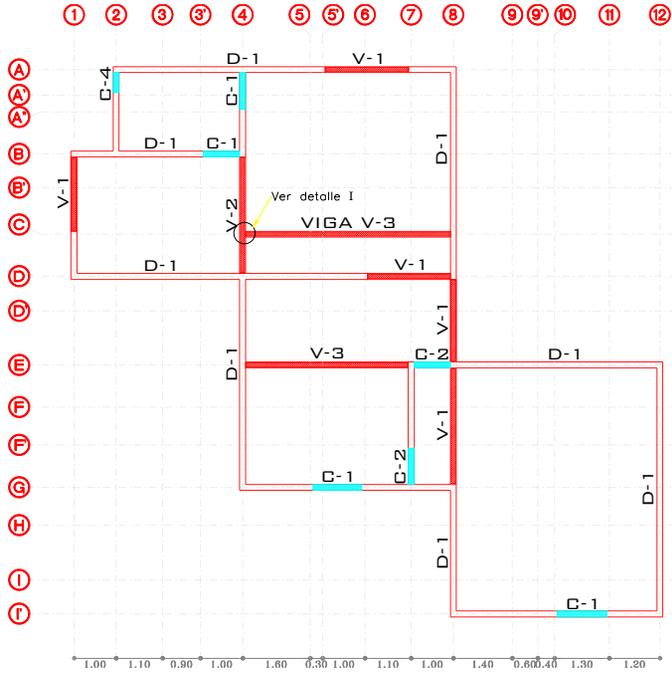
PLANO NO
1-E_v

UBICACIÓN
ATLAX NO 608, 90402, SANTA MARÍA
TEXCALAC CENTRO, APIZACO, TLAXCALA

ESCALA
1:1

ACOTACIONES EN
CENTÍMETROS

PROYECTO/DIBUJO/DISEÑO
GERARDO A. DE LA TORRE TÉLLEZ



Detalles del refuerzo

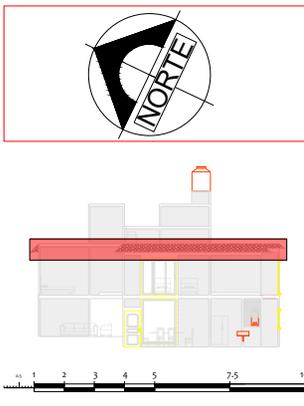
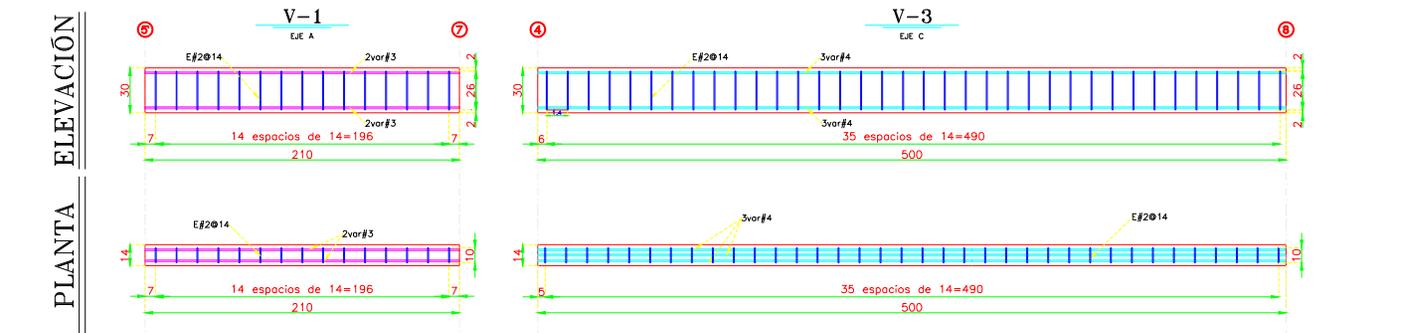
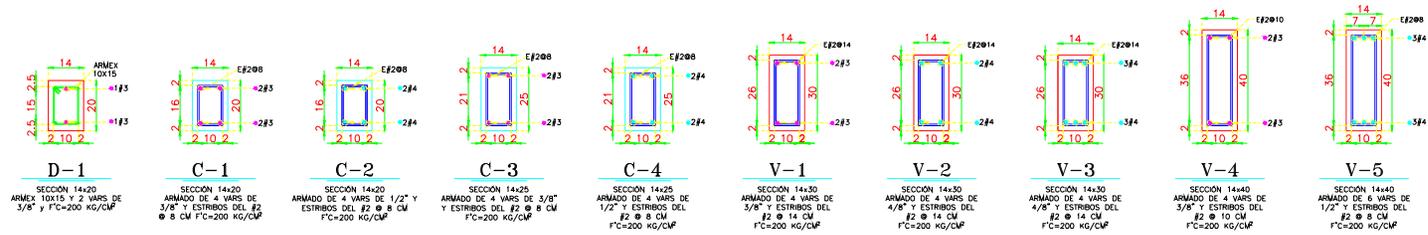
REFUERZO	CONCRETO				
	a	b	c	d	e
Cal 8	3.8	7.7	2.6	40	3.8
No 2	1.7	7.6	2.5	40	3.8
No 3	4.2	11.4	3.8	40	5.7
No 4	6.8	15.2	5.1	40	7.4

Materiales

Estibas todas las medidas _____ 48.41 kg
 Acero de var No 3 de 4200 kg/cm² _____ 112.16 kg
 Acero de var No 4 de 4200 kg/cm² _____ 64.81 kg
 Armex 10x15 fy=5000 kg/cm² _____ 61.26 m

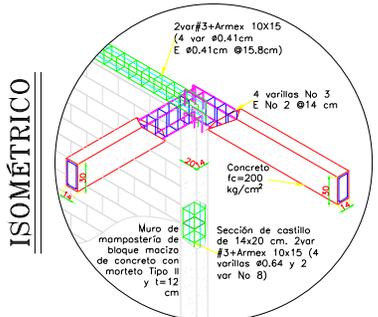
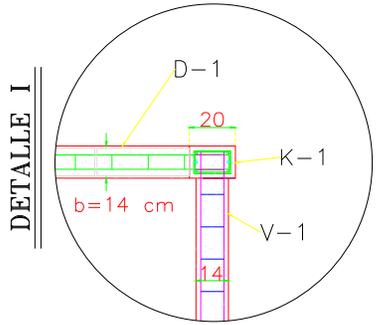
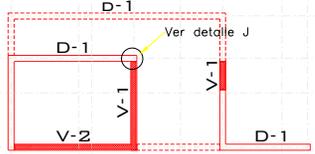
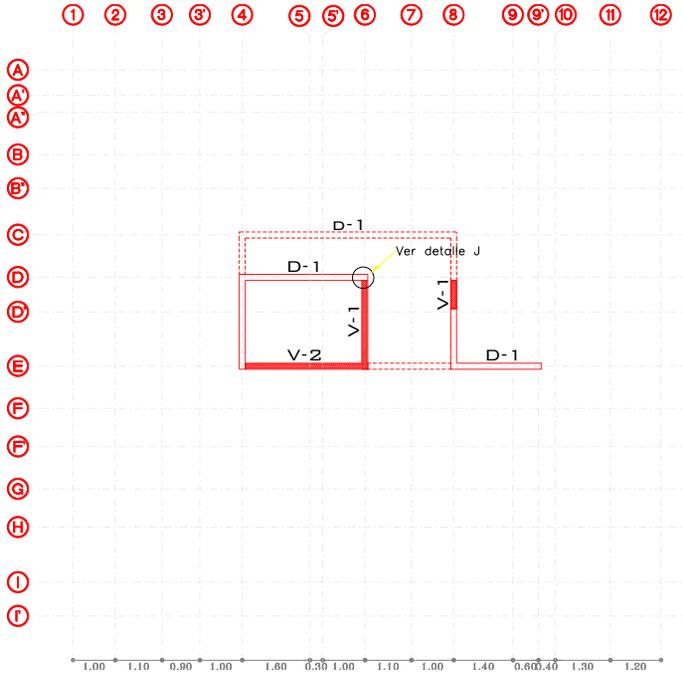
Concreto de k_c=250 kg/cm² en:
 Dales y trabes _____ 1.69 m³

- ### Notas
- Acotaciones en centímetros.
 - Los cotos a ejes y patios deberán verificarse con los planos arquitectónicos.
 - Cotos de coordenadas y niveles en metros.
 - Colore de varillas en números de octavos de pulgada.
 - Concreto de f_c=200 kg/cm² y revestimiento de 5 a 10 cm y tamaño Máximo del Agregado 3/4"
 - Acero de refuerzo fy=4200 kg/cm².
 - Acero de refuerzo Ø2 fy=2300 kg/cm².
 - Electrosoldados fy=5000 kg/cm².
 - No traspasar más del 40% de acero en una misma sección.
- CONCRETO
- La colocación del concreto se realizará evitando la segregación del mismo y se compactará por medio de vibración.
 - El concreto se mantendrá en ambiente húmedo al menos durante siete días si se emplea cemento normal. Es recomendable desmoldar hasta los 28 días después del colado.
- ACERO DE REFUERZO
- Los recubrimientos libres a la cara exterior del acero longitudinal mínimos serán de 2 cm
 - Todos los varillas longitudinales se deberán anclar con los elementos de apoyo mediante un tramo recto, con un gancho a 90 grados o bien con un gancho de 180 grados.
 - Los anclajes siempre se deberán hacer a paños extremos.
-
- Se tendrá especial cuidado en la limpieza de las varillas, para evitar que tengan óxido suelta suelta antes de depositar el concreto. Los empalmes serán traspasados y se localizarán según convenio, procurando en lo posible, que queden contrapuestos
 - Análisis dinámico estructural. Normatividad sísmica CFE-SISMO 2015. Tipo de suelo generat



Datos del proyecto

TÍTULO	VIGAS EN 1P
TIPO DE PLANO	PLANO ESTRUCTURAL
FECHA	14 DE OCTUBRE DE 2019
UBICACIÓN	ATLAX NO 608, 90402, SANTA MARÍA TEXCALAC CENTRO, APIZACO, TLAXCALA
ESCALA	1:1
PROYECTO/DIBUJO/DISEÑO	GERARDO A. DE LA TORRE TÉLLEZ



Detalles del refuerzo

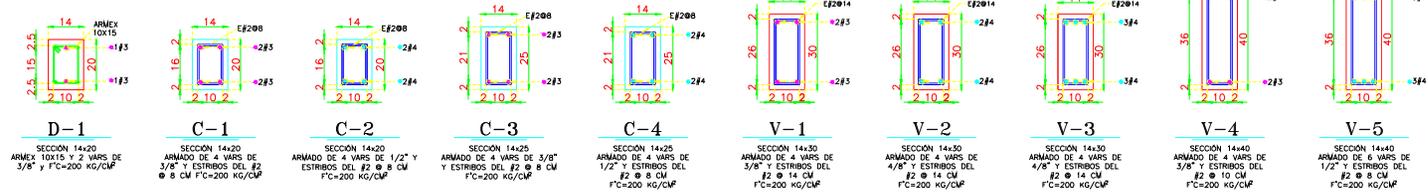
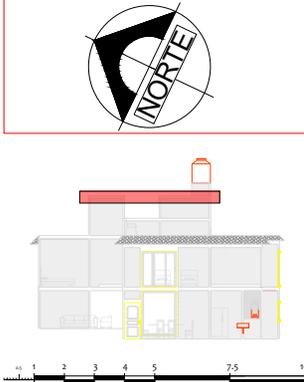
REFUERZO #	CONCRETO				
	a	b	c	d	e
Cal 8	3.8	7.7	2.6	4.0	3.8
No 2	1.7	7.6	2.5	4.0	3.8
No 3	4.2	11.4	3.8	4.0	3.7
No 4	6.4	15.2	5.1	4.0	3.6

Materiales

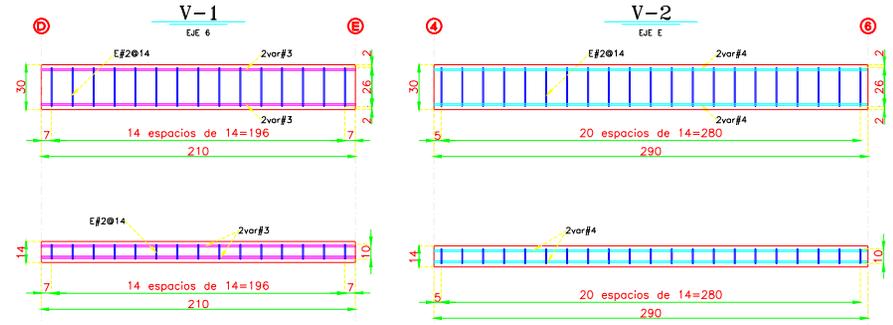
Estribos todos las medidas _____ 8.37 kg
 Acero de var No 3 de 4200 kg/cm² _____ 31.96 kg
 Acero de var No 4 de 4200 kg/cm² _____ 12.72 kg
 Armax 10x15 fy=5000 kg/cm² _____ 21.26 m

Concreto de k_c=250 kg/cm² en: _____ 0.70 m³
 Dolos y trobes _____

- ### Notas
- Acotaciones en centímetros.
 - Los cotos a ejes y patios deberán verificarse con los planos arquitectónicos.
 - Cotos de coordenadas y niveles en metros.
 - Colore de varillas en números de octavos de pulgada.
 - Concreto de f_c=200 kg/cm² y revestimiento de 5 a 10 cm y tamaño Máximo del Agregado 3/4"
 - Acero de refuerzo fy=4200 kg/cm².
 - Acero de refuerzo Ø2 fy=2300 kg/cm².
 - Electrosoldadas fy=5000 kg/cm².
 - No traspasar más del 40% de acero en una misma sección.
- CONCRETO
- La colocación del concreto se realizará evitando la segregación del mismo y se compactará por medio de vibración.
 - El concreto se mantendrá en ambiente húmedo al menos durante siete días si se emplea cemento normal. Es recomendable desmoldar hasta los 28 días después del colado.
- ACERO DE REFUERZO
- Los recubrimientos libres a la cara exterior del acero longitudinal mínimos serán de 2 cm
 - Todos las varillas longitudinales se deberán anclar en los elementos de apoyo mediante un tramo recto, con un gancho a 90 grados o bien con un gancho de 180 grados.
 - Los anclajes siempre se deberán hacer a paños extremos.
-
- Se tendrá especial cuidado en la limpieza de las varillas, para evitar que tengan óxido suelta antes de depositar el concreto. Los empalmes serán traspasados y se localizarán según convenio, procurando en lo posible, que queden contrapuestos
 - Análisis dinámico estructural. Normatividad sísmica CFE-SISMO 2015. Tipo de suelo general.



PLANTA ELEVACIÓN



Datos del proyecto

TÍTULO	VIGAS EN 2P
TIPO DE PLANO	PLANO ESTRUCTURAL
FECHA	14 DE OCTUBRE DE 2019
UBICACIÓN	ATLAX NO 608, 90402, SANTA MARÍA TEXCALAC CENTRO, APIZACO, TLAXCALA
ESCALA	1:1
ACOTACIONES EN	CENTÍMETROS
PROYECTO/DIBUJO/DISEÑO	GERARDO A. DE LA TORRE TÉLLEZ

Conclusiones

4. Conclusiones

No Descripción

- 1 El centro de masas de cada planta puede diferir por la posición de los pesos o la distribución de las cargas, por lo tanto, su centro calculado puede ser diferente al real.
- 2 El método simplificado indica que todos los muros resisten la fuerza cortante de entrepiso de acuerdo a su sección transversal, omitiendo la resistencia de los materiales y las características tridimensionales de todos los elementos estructurales.
- 3 La estructura es irregular porque excede la excentricidad permisible. Pero afortunadamente no excede más del 20% de la dimensión medida paralelamente ya que sería fuertemente irregular.
- 4 El método de columna ancha es deficiente en estructuras irregulares por la pérdida de información de la columna debido a la concentración del muro en un sólo punto. Esto es incorrecto, ya que el muro está soportado por una infinidad de puntos que aportan rigidez y transmiten la carga con mejor precisión.
- 5 Es ideal utilizar una modelación uniforme, siguiendo el mismo patrón de secciones de columnas anchas en toda la estructura, o bien modelar con una sola barra los muros largos. Esto hace que las rigideces relativas sean más consistentes.
- 6 Para la resistencia a flexocompresión del muro, la columna ancha se diseñará por el método optativo sólo si hay castillos en sus extremos. Por facilidad de diseño, el método de columna ancha sólo proporciona datos para diseñar los aceros extremos en la mampostería confinada, por lo que será necesario ubicar la columna ancha entre dos castillos.
- 7 Una desventaja en el diseño a fuerza cortante es la poca disponibilidad de datos del suelo para construir un espectro y con ello reducir la fuerza sísmica según el periodo de la estructura.
- 8 La desventaja de usar los valores indicativos para estructuras tipo casa conlleva a diseñar elementos más robustos y con armados de acero que tal vez no sean necesarios en realidad por que la pieza resiste más. Por lo tanto, es necesario realizar pruebas de laboratorio para reducir márgenes de error.
- 9 La contribución de resistencia a cortante en los muros de mampostería debida al acero depende de la resistencia a compresión de la mampostería, ya que, al utilizar una pieza de baja resistencia el factor de eficiencia no aumenta.
- 10 Es necesario contar con las suficientes pruebas de laboratorio para el análisis del suelo como pruebas índice que reduzcan sobrecostos en la estructura.
- 11 La pieza por no ser industrializada y no cumplir con los lineamientos de calidad, las NTC-Mampostería penalizan su resistencia. De modo que, es necesario utilizar una pieza con mayor resistencia y así evitar armados de acero excesivos.

Bibliografía

- BAZÁN, E. Y MELI, R. (2002). *Diseño sísmico de edificios*. México: Limusa.
- BEALL, C. Y JAFFE, R. (2003). *Concrete and masonry databook*. Estados Unidos: McGraw Hill.
- BEER, F. P. ET AL. (2010). *Mecánica vectorial para ingenieros: Estática*. México: McGraw Hill.
- BEER, F. P. ET AL. (2010). *Mecánica vectorial para ingenieros: Dinámica*. México: McGraw Hill.
- CFE, COMISIÓN FEDERAL DE ELECTRICIDAD (2008). *Manual de Diseño de Obras Civiles*.
- CFE, COMISIÓN FEDERAL DE ELECTRICIDAD (2015). *Manual de Diseño de Obras Civiles*.
- CONAGUA, COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA. *Climatología* <<https://smn.conagua.gob.mx/es/climatologia>>
- ESTEVA, L. (1961). *Comportamiento de muros de mampostería sujetos a carga vertical*. Publicación 46. México: UNAM.
- FUNDACIÓN ICA, (2003). *Edificaciones de mampostería para vivienda*. México: ICA.
- FLORES CORONA, L. (2014). *Introducción al análisis y diseño de estructuras de mampostería utilizando el método de columna ancha*. Taller de evaluación y diseño de estructuras de mampostería. CENAPRED.
- FLORES CORONA, L. (2015). "Normas NMX para estructuras de Mampostería" en *México... cambio para siempre desde 1985*. Cd. Mx, SMIE
- GAMBLE, W.L. Y PARK, R. (1987). *Losas de concreto reforzado*. México: Limusa.
- GOBIERNO DE LA CIUDAD DE MÉXICO (2017). *Normas Técnicas Complementarias*. Gaceta oficial de la Ciudad de México.
- GOBIERNO DEL DISTRITO FEDERAL (2004). *Reglamento de construcciones para el distrito federal*. Gaceta oficial del distrito federal.
- GOBIERNO DEL DISTRITO FEDERAL (2004). *Normas Técnicas Complementarias*. Gaceta oficial del distrito federal.
- GONZÁLEZ CUEVAS, O. M. Y ROBLES FERNÁNDEZ, F. (2005). *Aspectos fundamentales del concreto reforzado*. México: Limusa.
- HARMSSEN, T. E. (2002). *Diseño de estructuras de concreto armado*. Perú: Pontificia Universidad Católica del Perú.
- HERNÁNDEZ, O. (1975). *Recomendaciones para el diseño y construcción de estructuras de mampostería*. Publicación 351. México: UNAM.
- HERNÁNDEZ, O. Y MELI, R. (1977). *Diseño y construcción de estructuras de mampostería*. Publicación 403. México: UNAM.
- HIBBELER, R. C. (2010). *Ingeniería mecánica: Estática*. México: Pearson Prentice Hall.
- HIBBELER, R. C. (2012). *Structural Analysis*. Estados Unidos: Pearson Prentice Hall.
- HIBBELER, R. C. (2015). *Mechanics of materials*. Estados Unidos: Pearson Prentice Hall.
- II, INSTITUTO DE INGENIERÍA. (1977). *Diseño y construcción de estructuras de concreto: con comentarios, ayudas de diseño y ejemplos*. Publicación 401. México: UNAM.
- II, INSTITUTO DE INGENIERÍA. (1991). *Comentarios, ayudas de diseño y ejemplos de las normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto*. Series ES-2. México: UNAM.
- II, INSTITUTO DE INGENIERÍA. (1992). *Comentarios y ejemplos de las normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de mampostería*. Series ES-4. México: UNAM.
- IMCYC, INSTITUTO MEXICANO DEL CEMENTO Y DEL CONCRETO. *El concreto en la obra: problemas, causas y soluciones*. Sección coleccionable. México: IMCYC.
- INEGI, INSTITUTO NACIONAL DE ESTADÍSTICA Y GEOGRAFÍA. *Topografía* <<https://www.inegi.org.mx/temas/topografia/>>
- INSTITUTO DE INGENIERÍA Y ANIPPAC (2000). *Manual de diseño de estructuras prefabricadas y presforzadas*.
- INSTITUTO DE VIVIENDA DEL DISTRITO FEDERAL (2004). *Manual para la presentación de proyectos y diseño de viviendas INVI*.
- KOSMATKA, S. H. ET AL. (2004). *Diseño y control de mezclas de concreto*. Estado Unidos: Portland Cement Association, PCA.
- LÓPEZ CASTRO, A. ET AL. (2003). *Geografía 2*. México: Castillo.
- MARTINEZ HERRERA, J. M. ET AL. (2008). "Modelo de columna ancha para el diseño estructural de viviendas de mampostería" en *XVI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*. Veracruz: SMIE.
- MCCORMAC, J. C. Y BROWN, R. H. (2011). *Diseño de concreto reforzado*. México: Alfaomega.
- MCKENZIE, W.M.C (2001). *Design of structural Masonry*. Estados Unidos: Palgrave.
- MELI, R. (1975). *Comportamiento sísmico de muros de mampostería*. Publicación 352. México: UNAM.
- MELI, R. (1985). *Diseño estructural*. México: Limusa.
- NILSON, A. H. (1999). *Diseño de estructuras de concreto*. Colombia: McGraw Hill.
- PARK, R. Y PAULAY T. (1988). *Estructuras de concreto reforzado*. México: Limusa.
- PÉREZ GAVILÁN, J. J. *Modelación de estructuras de mampostería*. Presentación en diapositivas.
- PÉREZ GAVILÁN, J. J. Y TAVERAS MONTERO, M. A. *Modelos de análisis de estructuras de mampostería: Aspectos reglamentarios y práctica profesional*. Presentación en diapositivas.
- PÉREZ GÓMEZ, J. A. (2013). "Curso de edificaciones de mampostería: Ejemplos de diseño" en *Octavo Simposio Nacional sobre Ingeniería estructural*. Puebla: SMIE.
- PÉREZ GÓMEZ, J. A. (2017). "Diseño práctico de una vivienda de mampostería utilizando el método simplificado" en *Segundo simposio de mampostería*. Chiapas: SMIE.
- PÉREZ GÓMEZ, J. A. Y ZENIL ESCAMILLA, A. (2015). *Ejemplo de análisis y diseño utilizando el método de columna ancha*. Presentación en diapositivas.
- SECRETARÍA DE OBRAS Y SERVICIOS (2008). *Normas de Construcción de la Administración Pública del Distrito Federal*.
- SMIE, SOCIEDAD MEXICANA DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL (2015). *Análisis de estructuras de mampostería*. México: SMIE.
- TAVERAS MONTERO, M. A. (2008). *Revisión de las recomendaciones para modelar y analizar estructuras de mampostería confinada ante carga lateral*. Tesis. México: UNAM.
- UNAM-CEMEX (2017). *Manual de Autoconstrucción y Mejoramiento de la vivienda*.