



UNIVERSIDAD DON VASCO A.C.

**INCORPORADA A LA UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO No. 8727-15**

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

**“PROYECTO ESTRUCTURAL DE CASA HABITACION
EN EL FRACCIONAMIENTO SANTA CRUZ”**

**TESIS PROFESIONAL PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL**

PRESENTA:

MARCOS RAÚL SUÁREZ CAMPOS

ASESOR:

ING. SANDRA NATALIA PARRA MACÍAS



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

GRACIAS:

A Dios: por el maravilloso don de la vida, ese precioso regalo que me ha dado para cuidarlo y disfrutarlo, gracias por guiar mi vida y por gozar de su amor único e incomparable.

A mis Padres: Ana Maria Campos Tejeda y Raúl Suárez Ortiz, por su amor, ejemplo, apoyo, entrega, sacrificio, que a lo largo de mi vida me han demostrado y hoy les digo: los quiero mucho.

A mis hermanos: que han sido la alegría de mi vida y de la familia, por los momentos bonitos que hemos pasado y por demostrarme su apoyo.

A mis amigos de la carrera: por su amistad, cariño, ejemplo, apoyo,

confianza y por los momentos alegres que pasamos juntos.

A la Universidad Don Vasco A.C. por darme la oportunidad de prepararme profesionalmente y cumplir mis metas.

A mis Profesores de mi carrera: por transmitirme todos sus conocimientos para lograr lo que soy, por su entrega, dedicación, esfuerzo, apoyo, alegría amistad, que a lo largo de mi preparación me lo transmitieron.

A el Ing. Anastasio Blanco Simiano: por el apoyo y la oportunidad de culminar mis estudios profesionales, por sus enseñanzas y por la amistad brindada.

INDICE

INTRODUCCIÓN

1. CONCEPTOS BÁSICOS DEL DISEÑO ESTRUCTURAL	5
1.1 Objetivos del diseño estructural.	5
1.2 Proceso de diseño estructural.....	6
1.3 Seguridad estructural.	8
1.4 Optimización estructural.	10
1.5 Criterios de diseño.	12
1.6 Reglamentos de diseño.	13
2. LAS ACCIONES Y EFECTOS EN LAS ESTRUCTURAS	16
2.1 Clasificación de las acciones	17
2.2 Carga muerta.	18
2.3 Carga viva.	20
2.4 Cargas accidentales.....	24
2.5 Efectos del viento.....	31
2.6 Combinación de acciones.	32
2.7 Acciones ultimas.	34
3. MATERIALES ESTRUCTURALES	35
3.1 Materiales estructurales más comunes en la construcción.....	36
4. ESTRUCTURACIÓN DEL PROYECTO ARQUITECTÓNICO	41
4.1 Importancia de la estructuración.	41
4.2 Sistemas estructurales.....	42
4.3 Recomendaciones para lograr una estructura estable en zona sísmica.....	46
5. DISTRIBUCION DE CARGAS EN LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES	48
6. MÉTODOS DE ANALISIS ESTRUCTURAL	51
6.1 Método de Cross.....	51
6.2 Método de Rigieses.	53

7. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOS ELEMENTOS RESISTENTES	56
7.1 Trabes de concreto reforzado.	56
7.2 Columnas de concreto reforzado.	66
7.3 Losas.	75
7.3.1 Macizas.	75
7.3.2 Encasetonadas o reticulares.	86
7.3.3 Sistemas de Vigüeta y Bovedilla.	89
7.4 Muros de mampostería.	95
Por cargas permanentes.	100
Por sismo.	102
8. DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN	107
8.1 Introducción.	107
8.2 tipos de terreno.	108
8.3 clasificación de las cimentaciones.	114
8.4 diseño de zapatas aisladas.	115
8.4.1 Zapatas aisladas sujetas a carga axial.	115
8.4.2 Zapatas aisladas a carga axial y momento.	119
8.4.3 Zapatas de borde.	126
8.4.4 Zapatas de esquina.	130
8.5 Zapatas corridas bajo columnas.	135
8.6 Zapatas corridas bajo muros.	140
8.7 Zapatas corridas de piedra braza.	142
8.8 Losas de cimentación.	145
9. MEMORIA DE CÁLCULO Y ESPECIFICACIONES	149
10. CONCLUSIONES	195
11. BIBLIOGRAFÍA	197
12. PLANOS ESTRUCTURALES	198

INTRODUCCIÓN

A lo largo de la historia, el esfuerzo constructivo del hombre se ha manifestado en todas las épocas y en todos los lugares del mundo, dominando fenómenos naturales, enfrentándose y venciendo obstáculos y adversidades nunca antes imaginados. El hombre ha aprendido a construir estructuras que tienen la finalidad de cubrir sus necesidades, las cuales, además de cumplir con la función para las que fueron creadas deben de ofrecer, de preferencia, comodidad, buena apariencia y utilidad.

Las estructuras al desarrollar la función para las que fueron creadas estarán sujetas a ciertas cargas y deben de ser capaces de soportarlas, por lo que es de vital importancia que estén bien diseñadas.

El Diseño Estructural abarca las diversas actividades que desarrolla el proyectista, para determinar la forma, dimensiones y características detalladas de una estructura, o sea, que tiene como función absorber las solicitaciones que se presentan durante las distintas etapas de su existencia.

Cuando se trata de casas habitación es muy común escuchar la siguiente frase “una casa habitación no se calcula, se receta”; los que están de acuerdo con esta frase argumentan las siguientes dos razones:

- 1. No vale la pena hacer el gasto de un buen cálculo.**
- 2. Las cargas que se presentan son tan pequeñas que no pueden causar la falla a la estructura.**

Estas dos razones de inicio no parecen ser malas, sin embargo, es fácil demostrar que son erróneas. Respecto a la primera, es cierto que un buen cálculo cuesta, lo cual genera un gasto. Sin embargo, también es cierto que con un buen cálculo se tendrán grandes ahorros en la obra negra, pues la finalidad del diseño es determinar las dimensiones óptimas de los elementos estructurales, lo que conduce, la mayoría de las veces, a un ahorro sustancial de materiales.

Respecto a la segunda razón, si se toma como falla el colapso total o parcial de la estructura, en realidad, en casas habitación se presentan pocas. Sin embargo, estructuralmente hablando, las fallas también son todas aquellas diferencias entre lo que se espera de un proyecto y lo que en realidad sucede. Si se midiera la posición, forma y condiciones de los elementos estructurales, se encontraría una cantidad de fallas muy grandes, por ejemplo; una columna desplomada, agrietamiento en muros, losa flechada, fallas típicas que pueden ser por errores en el proceso constructivo, pero también en ocasiones se presentan por deficiencias en el diseño.

De acuerdo con lo anterior, se concluye entonces que el análisis y diseño de una casa habitación en realidad sí vale la pena, ya que se disminuyen considerablemente las fallas, reduciendo así el riesgo de que se presente un colapso y de paso se reduce el costo de la obra.

El presente trabajo tiene como propósito el proveer las herramientas necesarias para hacer un buen análisis y diseño de casas habitación apegado a los reglamentos de construcción, de manera práctica y racionalmente sencilla.

El no analizar y diseñar una casa habitación, es una causa de que la estructura presente fallas que lleguen al colapso total, como se muestra en las siguientes ilustraciones.



Al mezclar tabique con adobe, no existe una liga adecuada entre los dos materiales.



Falta de confinamiento. (falla por cortante)



Falla por cortante



Falta de confinamiento. (falla por cortante)



CAPITULO 1

CONCEPTOS BÁSICOS DEL DISEÑO ESTRUCTURAL

CONCEPTOS BÁSICOS DEL DISEÑO ESTRUCTURAL.

1.1 OBJETIVOS DEL DISEÑO ESTRUCTURAL

- Determinar las características físicas de una estructura.
- Garantizar que la estructura soportará las cargas a las que va a estar sujeta sin sufrir daño alguno.
- Producir estructuras que den un mejor rendimiento, es decir, que sean seguras y económicas.

Una construcción u obra puede concebirse como un sistema, entendiéndose por sistema un conjunto de subsistemas y elementos que se combinan en forma ordenada para cumplir con una determinada función. Un edificio, por ejemplo, está integrado por varios subsistemas: el de los elementos arquitectónicos para encerrar espacios, el estructural, las instalaciones eléctricas, las sanitarias, las de acondicionamiento de aire y los elevadores. Todos estos subsistemas interactúan de modo que en su diseño debe de tenerse en cuenta la relación que existe entre ellos.

En particular, el ingeniero estructural no debe olvidar que, como lo expresó Eduardo Torroja “las obras no se construyen para que resistan. Se construyen para alguna otra finalidad o función que lleva, como consecuencia esencial, el que la construcción mantenga su forma y condiciones a lo largo del tiempo. Su resistencia es una condición fundamental, pero no es la finalidad única, ni siquiera la finalidad primaria.” (Meli Piralla, 2000, 16)

1.2 PROCESO DE DISEÑO ESTRUCTURAL

El diseño es un proceso creativo mediante el cual se definen las características de un sistema de manera que cumpla en forma óptima con sus objetivos. Para facilitar el proceso del diseño estructural resulta útil considerar tres aspectos fundamentales, que se mencionan a continuación: la estructuración, el análisis, y el dimensionamiento.

Estructuración: En esta parte del proceso se determinan los materiales de los que va a estar construida la estructura, la forma global de esta, el arreglo de sus elementos constructivos y sus dimensiones y características más esenciales. En esta etapa se necesita que el proyectista tenga un grado de experiencia y conocimientos de la teoría estructural, ya que se requiere realizar el llamado predimensionamiento de los elementos de la estructura.

Análisis: Dentro de esta actividad se tendrá que determinar la respuesta que arroja la estructura ante las diferentes acciones a las que estará sometida. La etapa de análisis se subdivide en:

- a) **Modelación de la estructura.** Se idealizará la estructura real por medio de un modelo teórico factible de ser analizado con los procedimientos de cálculo disponibles. En esta idealización es necesario establecer las propiedades de los materiales y características geométricas de las secciones. Un ejemplo es la idealización de un edificio de columnas, vigas y losas de concreto por medio de un sistema de marcos planos formados por barras de propiedades equivalentes.

b) Determinación de las cargas de diseño. En esta parte del análisis se determinan las cargas que actúan en la estructura y para ello es necesario conocer los sistemas constructivos, la ubicación de la estructura y, en general, toda la información que ayude a la determinación de las solicitaciones que puedan eventual o permanentemente actuar sobre la estructura. Cabe aquí hacer notar que en esta etapa se suelen tener grandes incertidumbres y se llegan a cometer errores graves, es frecuente, sin embargo, que quede como responsabilidad del proyectista la determinación del valor de diseño de alguna carga o al menos la obtención de datos ambientales, locales que definan la acción del diseño.

c) Determinación de los efectos de las acciones de diseño en el modelo de estructura elegido. En esta etapa se aplican los diferentes procedimientos y métodos de cálculo para obtener las fuerzas internas o elementos mecánicos tales como las fuerzas axiales, los cortantes, los momentos flexionantes y de torsión a los que van a estar sometidos los diferentes componentes de la estructura. Cabe mencionar que al aplicar los métodos de cálculo, se tendrán resultados exactos, pero sólo para el modelo teórico elegido, no así para la estructura real, de ahí la importancia de evaluar bien las acciones y el modelo que la estructura tendrá.

Dimensionamiento: En esta etapa se define el detalle de la estructura y se revisa si cumplen con los requisitos de seguridad establecidos. Además, se elaboran

los planos y especificaciones de construcción de la estructura. Es importante resaltar la necesidad de transmitir adecuadamente a los constructores la información de los resultados obtenidos, en forma clara, precisa y sencilla; es decir, los planos deberán tener toda la información procurando que ésta sea lo más detallada posible sin olvidar nada, de tal forma que se pueda entender y la obra pueda desarrollarse según el criterio con el cual se desarrollo el proyecto. Una vez que el proyecto está determinado, el siguiente paso es la construcción del mismo, pero esta fase se tendrá especial cuidado con un aspecto que es fundamental para lograr la calidad de la obra esperada. Este aspecto es la supervisión, ya que ésta será la responsable de la buena ejecución de los trabajos a desarrollar al vigilar y controlar que se cumplan todas las especificaciones y normas que del proyecto resultaron.

Una etapa final es la puesta en servicio, ya que es la culminación de los objetivos que únicamente se marcaron para atender una necesidad, es decir, realizar una construcción con algún propósito específico.

1.3 SEGURIDAD ESRTUCTURAL

El diseño estructural tiene como objeto proporcionar soluciones que por medio del aprovechamiento óptimo de los materiales, de las técnicas constructivas disponibles, y cumpliendo con las restricciones impuestas por los otros aspectos del proyecto, den lugar a un buen comportamiento de la estructura en condiciones normales de funcionamiento de la construcción y a una seguridad adecuada contra la ocurrencia de algún tipo de falla.

La respuesta de la estructura está representada por el conjunto de parámetros físicos que describen su comportamiento ante las acciones. La respuesta debe estar comprendida dentro de ciertos valores llamados límites, para garantizar tanto el adecuado funcionamiento como la estabilidad de la estructura. Con base en lo anterior, se puede establecer el concepto de estado límite que es la etapa del comportamiento a partir de la cual la respuesta de la estructura se considera inaceptable.

- a) **Estado límite de falla:** está relacionado con la seguridad de la estructura y corresponde a situaciones de falla parcial o total de la estructura. Se revisa que las combinaciones de acciones más desfavorables sea menor o igual a la resistencia. La falla de una sección a cortante, flexión, carga axial o cualquier combinación de esos efectos se llaman fuerzas internas, constituyen un estado límite de falla, así como la inestabilidad o falta de equilibrio global de la estructura.

- b) **Estado límite de servicio:** se relaciona con aquellas situaciones que afectan el correcto funcionamiento de la estructura, pero no ponen en peligro la estabilidad de la misma, como pueden ser deformaciones, vibraciones, entre otras, es decir, efectos que provocan en el usuario inseguridad e impiden el confiable uso de la estructura.

En términos de los conceptos aquí definidos, el objetivo del diseño estructural puede replantearse como sigue: proporcionar una seguridad adecuada ante la aparición de estados límite de falla para las acciones más desfavorables que puedan

presentarse durante la vida útil de la construcción y procurar que en las condiciones normales de operación no se sobrepasen los estados límite de servicio.

Se define como resistencia de un elemento con respecto a un efecto determinado al valor de tal efecto capaz de conducir a la estructura a un estado límite de falla. Puede hablarse de tantas resistencias como estados límites de falla puedan presentarse; por ejemplo, la resistencia a flexión será el momento flexionante máximo que una sección es capaz de resistir, por lo tanto, se puede hablar también de resistencia al cortante, a la torsión y a la fuerza axial.

1.4 OPTIMACION ESTRUCTURAL

Para impedir que la estructura llegue a un estado límite de falla, el proyectista recurre a factores de seguridad cuyos valores dependen de varios factores, como son:

- a)** La porción de la estructura afectada por la falla. Así, la falla en una viga secundaria acarrea, a lo más, el colapso de una zona reducida.
- b)** El costo de lo que pueda dañarse en la construcción por la falla en cuestión. Así, las consecuencias de la falla de un piso que contenga equipo muy valioso son muchas veces superiores a las de otro destinado a almacenar chatarra.
- c)** El número de personas cuya seguridad se pone en peligro. Por ejemplo, el número de personas afectadas por la falla de las gradas de un estadio.

- d) Las consecuencias de la interrupción del servicio que proporciona la construcción. La falla de una subestación, es en este sentido más grave que la de una casa habitación.
- e) La forma de falla en cuanto a si ésta es frágil o dúctil. Es importante aquí distinguir entre un modo de falla frágil, o sea, aquel que ocurre en forma brusca y sin aviso, y un modo de falla dúctil, en la cual al llegar una sección o un elemento a un estado límite, ésta no pierde bruscamente la capacidad de carga y presenta un colapso, sino que es capaz de mantener su carga máxima para deformaciones mayores que las que correspondieron inicialmente a la ocurrencia del estado límite.

La seguridad se debe ponderar contra el costo de la estructura para, así, lograr una confiabilidad adecuada al menor costo posible, especialmente si la estructura se va a repetir varias veces.

Los factores de seguridad se fijan en los reglamentos de diseño para los casos más usuales. Sin embargo, el proyectista deberá juzgar de acuerdo con su criterio, si la estructura que está analizando no difiere de lo usual para decidir si se emplean factores de seguridad mayores. Los valores de diseño de las acciones son especificados por los reglamentos y determinados por razonamientos estadísticos y probabilísticos.

1.5 CRITERIOS DE DISEÑO

Para poder tratar adecuadamente el problema de la seguridad, es necesario plantear el diseño en términos que permitan identificar claramente contra qué se pretende tener seguridad, dónde se deben aplicar factores de seguridad y qué efectos estos pretenden cubrir. El planteamiento de estados límite es el indicado en este caso, ya que se puede comparar la resistencia de cada estado límite contra la acción respectiva.

Si se maneja adecuadamente el concepto de resistencia y el de acción, se podría llegar a diseñar con un factor de seguridad óptimo (FS), el que puede expresarse como:

$$FS = \frac{R}{S}$$

Donde:

R = Valor de la resistencia esperada.

S = Valor de la acción o carga de servicio.

En los reglamentos, por sencillez, se definen en forma rígida los factores de seguridad mediante factores parciales. Esto se debe a la incertidumbre que se tiene al evaluar las resistencias y las acciones.

En este sentido, los reglamentos manejan las incertidumbres a través de factores de reducción aplicados a los valores de los esfuerzos de los materiales y las incertidumbres en las acciones o cargas, mediante los llamados factores de carga.

El planteamiento de los estados límite conduce en forma directa a la que se denominará Criterio de Diseño por Resistencia Última, en donde se plantea lo siguiente:

$$F_R(R) \geq F_C(S)$$

Es decir, la resistencia R se multiplica por un factor de reducción, el cual genera un valor conservador. En el otro lado de la desigualdad se presentan las cargas de servicio S obtenidas del análisis, y éstas se multiplican por un factor de carga que toma en cuenta la probabilidad de que el efecto de las acciones se incremente cuando éstas se combinan.

1.6 REGLAMENTOS DE DISEÑO

El buen funcionamiento de las estructuras se debe, en gran parte, a la elaboración de un buen proyecto realizado por la experiencia del proyectista y el cumplimiento de las normas establecidas para cada caso estudiado.

Los reglamentos para el diseño de estructuras son documentos legales que tienen como función proteger a la sociedad contra el colapso o mal funcionamiento estructural de las construcciones. Los reglamentos generalmente son elaborados por comités formados por grupos de especialistas en la materia y revisados por personas e instituciones interesadas, por lo tanto, un reglamento refleja el punto de vista de sus redactores, así como los conocimientos que se tengan en el momento de su elaboración.

Existen en general dos de reglamento en lo relativo al diseño estructural:

- 1) Reglamentos funcionales: estos son los que fijan los requisitos de seguridad y funcionamiento; el proyectista tiene la libertad para cumplirlos de acuerdo con su criterio y su experiencia.

- 2) Reglamentos prescriptivos: estos describen en todo detalle los procedimientos que deben seguirse para lograr el grado de seguridad deseado.

En su gran mayoría, los reglamentos de diseño vigentes son prescriptivos. Los reglamentos, dependiendo de su alcance, pueden abarcar diversos aspectos de la ingeniería estructural, ya sean de acuerdo con el tipo de estructura o de material.

Un ejemplo de estos reglamentos son los siguientes:

Código ACI	American Concrete Institute.
Código AISC	American Institute of Steel Construction.
Código AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials.
Código UBC	Uniform Building Code (proyecto de edificios)
Código CEB	Comité Européen Du Béton (concreto)

Existen, por otro lado, reglamentos que rigen una gran variedad de aspectos industriales y, entre ellos, los estructurales, ejemplo de estos son las normas alemanas DIN que regulan una gran cantidad de procesos industriales.

En México existen varios códigos que reglamentan diversos aspectos del diseño estructural; así, existe el Manual de Obras Civiles editado por la Comisión Federal de Electricidad y la edición del código ACI. Sin embargo, el reglamento específico para las construcciones urbanas más frecuentemente empleado es el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (**RCDF**), que además sirve de modelo para reglamentaciones en lugares del interior de la Republica Mexicana. El RCDF vigente consta de un cuerpo principal que en su título VI se refiere a aspectos específicos del diseño estructural. Para abarcar los diversos materiales estructurales fueron emitidas las Normas Técnicas Complementarias (**NTC**) de fácil actualización desde el punto de vista legal.

Estas normas se dividen en:

NTC Concreto reforzado	NTC Acero
NTC Madera	NTC Cimentaciones
NTC Viento	NTC Sismo
NTC Prevención de incendios	NTC Mampostería

El RCDF en general tiene equivalencia con reglamentos de otros países, lo que permite considerar que el criterio de diseño visto en este texto puede ser de consulta en otras partes, por ejemplo, en el caso del concreto tenemos el ACI, en el acero el AISC, etc.



CAPITULO 2

LAS ACCIONES Y SUS EFECTOS EN LAS ESTRUCTURAS

LAS ACCIONES Y SUS EFECTOS EN LAS ESTRUCTURAS.

Conviene tratar ahora algunos aspectos básicos para el planteamiento y justificación de los procedimientos de diseño especificados por reglamentos. En el análisis y diseño de una estructura se deben considerar todas las acciones que pueden actuar en ella durante su vida útil. Aparentemente esta es la etapa más sencilla en el diseño de una estructura, sin embargo, ofrece el inconveniente de la incertidumbre que se tiene en su determinación.

Para definir los tipos de cargas que se presentan en las estructuras, se cuenta con la ayuda de los reglamentos de diseño, donde se especifican en general las cargas más usuales en las estructuras. Sin embargo, en ocasiones se tienen que emplear algunos criterios u otros métodos para la determinación de los valores de las acciones que no son tan comunes y que no se encuentran en las normas.

Es importante definir, por lo tanto, qué es una acción y qué acciones deben considerarse en el diseño, cómo se clasifican, cuáles son los modelos para analizar sus efectos, cuál es su magnitud y cómo se combinan, para así poder tomar en cuenta el efecto en su conjunto.

Las acciones se deben a fenómenos físicos generalmente complejos y para poder evaluar su efecto en la estructura se requiere de un modelo de dichas acciones, los cuales consisten en representar las acciones como sistemas de fuerzas, concentradas, lineales, distribuidas uniformemente o no uniformemente, por deformaciones impuestas, por sistemas de fuerzas equivalentes o por excitación dinámica.

Se pueden modelar las cargas que actúan sobre los diferentes elementos estructurales con una aproximación aceptable, aunque a veces estas simplificaciones resultan burdas en comparación con el fenómeno real y pueden conducir a errores.

2.1 CLASIFICACION DE LAS ACCIONES

Siguiendo este criterio, el RCDF distingue los siguientes tipos de acciones:

- a) **Acciones permanentes (cargas muertas):** Son aquellas que actúan en la estructura en forma continua y cuya intensidad se puede considerar no variante con respecto al tiempo. Dentro de estas acciones se encuentran las cargas muertas, que son debidas al peso propio de la estructura y a empujes estáticos, ya sea de tierras, líquidos o granos que tengan un carácter permanente. En este tipo de acciones también se encuentran las deformaciones y los desplazamientos impuestos, debidos a efectos del preesfuerzo o movimientos diferenciales permanentes de los apoyos, así como equipos y maquinaria fija, etc.

- b) **Acciones variables (cargas vivas):** Son aquellas que actúan sobre la estructura con una intensidad variable con respecto al tiempo, pero que alcanzan valores significativos durante periodos grandes. En este grupo se tiene a las cargas vivas, que son las que se originan por el funcionamiento de

la estructura y que no tienen carácter permanente, pudiendo ser: las personas, el mobiliario, el equipo y por los cambios de temperatura.

c) Acciones accidentales: Son aquellas que no se deben al funcionamiento normal de la estructura, pero que toman valores muy significativos sólo durante breves periodos de tiempo en la vida útil de la construcción. Se tiene como ejemplo, el viento, las explosiones, el oleaje, sismos, etc.

2.2 CARGAS MUERTAS

Se llama carga muerta al conjunto de de acciones que son originadas por el peso propio de la construcción, que es la estructura misma y los elementos no estructurales como son muros divisorios, pisos, recubrimientos, muros de fachada, instalaciones, etc., es decir, todos aquellos elementos que conservan una posición fija en la construcción, por tal motivo la carga muerta es la principal acción permanente que actúa en la estructura.

Es muy común que las cargas muertas puedan calcularse con mucha exactitud. Sin embargo, aunque estas acciones son las que cuentan con un menor grado de incertidumbre, las diferencias suelen presentarse entre los valores calculados en el proyecto y los reales en ocasiones llegan a ser considerables, debido a que las dimensiones de los elementos especificados en los planos no son las mismas que resultan en la construcción, y a la variación de los pesos volumétricos de los materiales utilizados.

En algunas construcciones se ha calculado la carga muerta real y se han encontrado diferencias de hasta un 20% de las consideradas en el cálculo de la estructura.

Hay ocasiones en que se realizan los cálculos de estructuras sin que se cuente con un proyecto arquitectónico detallado con respecto al tipo y posición de los elementos no estructurales, con muros divisorios y recubrimientos. Lo cual introduce incertidumbres considerables en el valor de la carga. En estos casos es necesario hacer suposiciones conservadoras en relación con las cargas debidas a tales elementos.

Los pesos volumétricos de los materiales de construcción más comunes se encuentran especificados en los Reglamentos de Construcción de cada estado o región. Cuando se utilicen estos pesos volumétricos se debe tener presente que en algunos casos la carga muerta es favorable a la estabilidad de la estructura, como en la revisión al volteo por viento, empuje de suelos o de flotación por subpresiones de agua. Por esta razón se presentan dos valores de pesos volumétricos para los materiales de construcción, uno máximo, que deberá considerarse cuando el efecto de la carga muerta sea desfavorable, y otro mínimo, que se toma en cuenta cuando éste sea favorable.

El **RCDF** especifica que en las losas de concreto de peso volumétrico normal, coladas en el lugar, deberá incrementarse 20 Kg/cm² al peso propio que resulte de las dimensiones nominales de la losa y una cantidad igual deberá aumentarse al peso calculado con las dimensiones nominales del firme que se coloque sobre una

losa de concreto; de tal manera que en las losas de concreto coladas en el lugar que lleven una capa de mortero, el incremento total será de 40kg/cm².

Lo anterior se debe a que el peso por unidad de área de las losas de concreto es generalmente mayor que el que se calcula a partir de su espesor nominal especificado en los planos, ya que los espesores de las losas son casi siempre superiores a los indicados en los planos, puesto que las irregularidades y desniveles en las cimbras se suelen corregir emparejando al nivel superior de la losa. Algo semejante ocurre con los pisos y firmes que se colocan sobre dichas losas.

2.3 CARGAS VIVAS

Son las cargas gravitacionales que obran en una construcción y que a diferencia de las cargas muertas, no tienen el carácter de permanentes. Su principal característica es que son variables con el tiempo y como se mencionó antes, corresponden al peso de las personas, muebles, equipos, mercancías, máquinas, etc. Como se puede apreciar, una persona no ocupa un lugar determinado dentro de una habitación, o bien, los objetos que se almacenan pueden variar de posición. En este sentido, es imposible considerar una carga determinada en un sitio dado, al mismo tiempo que resulta poco práctico considerar todas las posibles condiciones de carga.

En vista del carácter aleatorio de este tipo de cargas, se utiliza una solución probabilística para definir una carga uniforme que dentro de ciertos márgenes de

seguridad sea equivalente a la esperanza de cargas concentradas o repartidas aplicadas en la estructura.

Intuitivamente se puede pensar que la carga viva depende del destino que vaya a tener la construcción y en caso de edificios también dependerá de la magnitud del área tributaria.

Los edificios urbanos cumplen con diversas funciones; en un mismo edificio pueden existir áreas destinadas a usos muy diversos, por lo cual, deben especificarse diversas cargas vivas correspondientes a los casos que se puedan presentar.

En el RCDF se manejan tres valores de la carga viva, mismos que se definen a continuación:

1.- Carga viva máxima W_m : Ésta carga se deberá emplear en el diseño de los elementos de una estructura sujeta a la acción de las cargas verticales gravitacionales, así como en el cálculo de asentamientos inmediatos del suelo y en el diseño de las cimentaciones.

2.- Carga instantánea W_a : Ésta se utilizará para el diseño de las estructuras cuando estén sujetas a la acción del sismo o del viento.

3.- Carga media W : Ésta se deberá emplear para el cálculo de asentamientos diferidos, así como para el cálculo de flechas diferidas.

TABLA DE CARGAS VIVAS UNITARIAS, EN kg/m²

Destino de piso o cubierta	w	wa	wm	Observaciones
a) Habitación (casa-habitación, departamentos, viviendas, dormitorios, cuartos de hotel, internados de escuelas, cuarteles, cárceles, correccionales, hospitales y similares)	70	90	170	(1)
b) Oficinas, despachos y laboratorios	100	180	250	(2)
c) Comunicación para peatones (pasillos, escaleras, rampas, vestíbulos y pasajes de acceso libre al público)	40	150	350	(3),(4)
d) Estadios y lugares de reunión sin asientos individuales	40	350	450	(5)
e) Otros lugares de reunión (templos, cines, teatros, gimnasios, salones de baile, restaurantes, bibliotecas, aulas, salas de juego y similares)	40	250	350	(5)
f) Comercios, fábricas y bodegas	0.8Wm	0.9Wm	Wm	(6)
g) Cubiertas y azoteas con pendiente no mayor de 5%	15	70	100	(4),(7)
h) Cubiertas y azoteas con pendiente mayor de 5%	5	20	40	(4)(7)(8)
i) Volados en vía pública (marquesinas balcones y similares)	15	70	300	
j) Garages y estacionamientos (para automóviles exclusivamente)	40	100	250	(9)

OBSERVACIONES A LA TABLA DE CARGAS VIVAS UNITARIAS

1. Para elementos con área tributaria mayor de 36 m², Wm podrá reducirse, tomándola igual a $100 + 420A^{(-1/2)}$ (A es el área tributaria en m²). 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.

Para sistemas de piso ligeros con cubierta rigidizante, se considerará en lugar de W_m , cuando sea más desfavorable, una carga concentrada de 250 kg. para el diseño de los elementos de soporte y de 100 kg. para el diseño de la cubierta, en ambos casos ubicadas en la posición más desfavorable.

Se considerarán sistemas de piso ligeros aquellos formados por tres o más miembros aproximadamente paralelos y separados entre sí no más de 80 cm. y unidos con una cubierta de madera contrachapada, de duelas de madera bien clavadas u otro material que proporcione una rigidez equivalente.

2. Para elementos con área tributaria mayor de 36 m², W_m podrá reducirse, tomándola igual a $180 + 420A^{(-1/2)}$ (A es el área tributaria, en m²). Cuando sea más desfavorable se considerará en lugar de W_m , una carga de 1,000 kg. aplicada sobre un área de 50 x 50 cm. en la posición más crítica.

Para sistemas de piso ligeros con cubierta rigidizante, definidos como en la nota (1), se considerará en lugar de W_m , cuando sea más desfavorable, una carga concentrada de 500 kg. para el diseño de los elementos de soporte y de 150 kg. para el diseño de la cubierta, ubicadas en la posición más desfavorable.

3. En áreas de comunicación de casas de habitación y edificios de departamentos se considerará la misma carga viva que en el caso a) de la tabla.

4. 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./ml actuando al nivel de pasamanos y en la dirección más desfavorable.

5. En estos casos deberá prestarse particular atención a la revisión de los estados límite de servicio relativos a vibraciones.

6. Atendiendo al destino del piso se determinará con los criterios del artículo 187, la carga unitaria, W_m , que no será inferior a 350 kg./m² y deberá especificarse en los planos estructurales y en placas colocadas en lugares fácilmente visibles de la edificación.

7. Las cargas vivas especificadas para cubiertas y azoteas no incluyen las cargas producidas por tinacos y anuncios, ni las que se deben a equipos 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.

8. Además, en el fondo de los valles de techos inclinados se considerará una carga, debida al granizo, de 30 kg. por cada metro cuadrado de proyección horizontal del techo que desagüe hacia el valle. Esta carga se considerará como una acción accidental para fines de revisión de la seguridad y se le aplicarán los factores de carga correspondientes según el artículo 194.

9. Más una concentración de 1,500 kg. en el lugar más desfavorable del miembro estructural de que se trate.

2.4 CARGAS ACCIDENTALES

Las cargas accidentales se presentan de manera ocasional o accidental y se deben principalmente a la acción del viento y efectos sísmicos en las estructuras.

De las acciones accidentales, la más importante para el diseño de casas habitación es el sismo. El efecto de los sismos en una construcción, a diferencia de las cargas vivas y las cargas muertas, no puede ser estudiado como una acción permanente o semi-permanente. El objetivo del diseño sísmico es lograr las tres características que rigen el buen comportamiento de las estructuras: resistencia, rigidez y ductilidad.

En estructuras de mampostería, como es el caso de una casa habitación, la resistencia es proporcionada por los muros alineados en cada dirección, que deben resistir la acción completa debida al sismo. Las otras dos características son obtenidas por las propiedades intrínsecas del material. Las casas habitación son sistemas rígidos por naturaleza, por lo cual, no es necesario considerar los daños que sufran los elementos no estructurales debidos a los desplazamientos sísmicos.

En el diseño por sismo del sistema estructural se debe establecer el valor de las acciones sísmicas producidas por el movimiento del terreno, por lo cual, se mencionan a continuación los criterios de evaluación de dichas acciones.

Origen de los sismos

Los sismos o temblores son vibraciones de la corteza terrestre generados por distintos fenómenos, como la actividad volcánica, el colapso de cavernas subterráneas y hasta por explosiones. Sin embargo, los sismos más fuertes y dañinos son los de origen tectónico, que se deben al movimiento de las grandes placas que componen la corteza terrestre. Este movimiento de las placas tectónicas provoca que justo en los bordes, donde hacen contacto unas con otras, se generen fuerzas de fricción, acumulándose grandes esfuerzos en los materiales. Cuando dichos esfuerzos sobrepasan la resistencia de la roca, o cuando se vence la fuerza de fricción, se produce la ruptura violenta y la liberación repentina de la energía acumulada.

La energía liberada se propaga en forma de ondas que viajan en todas direcciones. Entre estas ondas sísmicas están las ondas P o de compresión y ondas S o de cortante, que se transmiten en el medio terráqueo y que sufren reflexiones y refracciones hasta llegar a la superficie, donde dan origen a otro tipo de ondas (superficiales) llamadas ondas Love y ondas Rayleigh en honor a sus descubridores.

Detección de los sismos



Las ondas son detectadas por aparatos llamados sismógrafos o acelerógrafos, los que registran los cambios de aceleración en función del tiempo y cuyos registros se proporcionan las características del sismo, que son:

- a) Distancia del epicentro.
- b) Magnitud de las aceleraciones sísmicas.
- c) El contenido de frecuencias.
- d) Los valores de los periodos característicos del movimiento sísmico del terreno (T).
- e) La duración del evento.

De los puntos anteriores se destacan dos: el contenido de frecuencias, que se refiere a la rapidez del cambio de dirección del movimiento, y el periodo característico, que está directamente asociado al contenido de frecuencias y es importante para definir qué tipo de estructuras serán las más afectadas, ya que entre más cercanos sean los periodos dominantes del movimiento del suelo y el periodo de vibrar de la estructura, mayores serán los efectos del sismo.

Influencia de la estratigrafía en las propiedades dinámicas

El movimiento en la superficie del terreno en un sitio dado puede diferir radicalmente del que se presenta en otro. Esto se debe a alteraciones de las ondas sísmicas debidas a efectos geológicos, topográficos y la rigidez del subsuelo. El considerar estas alteraciones, conocidas como efectos de sitio, ha sido cada vez más reconocido, sobre todo en los últimos años, y ha conducido a la necesidad de hacer estudios de microzonificación sísmica.

La presencia de estratos de suelo blando altera de forma significativa las características de las ondas sísmicas. La intensidad del sismo aumenta en estos sitios debido a que las ondas de periodo corto, al llegar a dichos estratos, se amplifican y aumenta su periodo, provocando mayores daños en las estructuras que los que se presentan en zonas de terreno firme.

El más claro ejemplo de lo anterior se presenta en el Valle de México. Por estar lejos de la costa del Pacífico, donde se generan los sismos de mayor magnitud en nuestro país, esta área se ubica en una región de peligro sísmico moderado (zona B). Sin embargo, las condiciones geológicas de la zona provocan una amplificación generalizada de las ondas sísmicas en toda la región.

Efectos del sismo en las estructuras

Al ocurrir un sismo, la base del edificio tiende a seguir el movimiento del terreno, mientras que, por inercia, la masa del edificio se opone a ser desplazada. Debido a lo anterior se generan las fuerzas de inercia que ponen en riesgo la seguridad de la estructura.

Estas fuerzas de inercia que pueden evaluarse con la siguiente expresión:

$$F_I = m a$$

en donde:

F_I = Fuerza sísmica o de inercia

m = Masa de la construcción

a = Aceleración sísmica

Esta fuerza de inercia (sísmica) produce efectos mecánicos en la estructura (flexiones, cortantes, torsiones) que pueden hacerla fallar y para los cuales debe existir una resistencia adecuada. Sin embargo, el fenómeno es más complejo, ya que interviene también la respuesta dinámica de la estructura ante el fenómeno sísmico, así como las características de rigidez, amortiguamiento y ductilidad de la estructura.

En estructuras rígidas y poco esbeltas (por ejemplo las construidas a base de mampostería), la fuerza sísmica calculada con la expresión anterior rige el diseño y se considera que su principal efecto es de cortante, siendo el de flexión de menor importancia. Sin embargo, la excentricidad de los elementos resistentes (muros) de las construcciones de este tipo, así como la de las cargas, puede producir torsiones altas. En ausencia de torsiones y flexiones importantes, es posible calcular el cortante V_b que actúa en la base de la construcción a partir de la expresión anterior,

como:

$$F = ma \quad ; \quad m = \frac{W}{g}$$
$$\therefore F = \frac{W}{g} a \quad \text{ó} \quad F = \frac{a}{g} W$$

Expresado de otra manera:

$$V_b = C_S W$$

Donde:

$$V_b = \text{Cortante basal}$$

$$C_S = a / g = \text{Coeficiente sísmico (adimensional)}$$

$$W = \text{Peso de la construcción}$$

En la expresión anterior puede observarse que el coeficiente sísmico, C_S , equivale a la relación entre la aceleración del suelo por la acción de un sismo y a la aceleración de la gravedad.

Para estructuras menos rígidas, su comportamiento dinámico ante la acción del sismo hace que exista la posibilidad de la resonancia, fenómeno que tiene como efecto en las estructuras una amplificación excesiva de la respuesta de aquellas estructuras que tienen algún periodo de oscilación muy parecido al de la excitación, lo que puede llevarlas al colapso total, sobre todo cuando la duración del evento es grande.

Para establecer el comportamiento dinámico de una estructura dada, se elabora un modelo matemático muy simplificado de la misma. Una característica importante de la estructura es su periodo de oscilación de los distintos modos en que puede vibrar. Otras características importantes de las que depende la respuesta de la estructura son el amortiguamiento y la ductilidad.

El amortiguamiento que tiene una estructura depende de los materiales empleados en la construcción, de las conexiones y de los elementos no estructurales. Un valor de amortiguamiento relativamente pequeño reduce considerablemente la respuesta sísmica de la estructura. Las estructuras suelen

tener amortiguamientos del orden del 3 al 10% del crítico, siendo menor el de las estructuras de acero soldadas y mayor el de las estructuras de concreto y mampostería. Un valor razonable de amortiguamiento es el 5% y muchas consideraciones de diseño están basadas en este valor.

Se define como **ductilidad** a la capacidad de la estructura para soportar grandes deformaciones inelásticas sin fallar ni reducir su capacidad de carga. Es una propiedad muy deseable en las estructuras situadas en zonas sísmicas, pues conduce a diseños más económicos por tener presente la capacidad de disipación de energía que tienen las estructuras dúctiles.

Espectros de respuesta

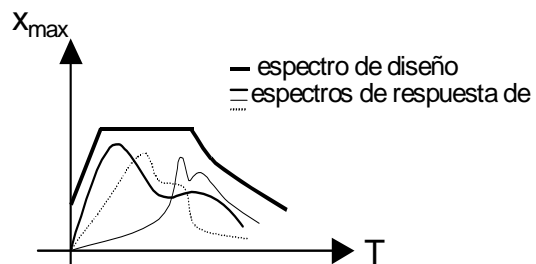
El espectro de respuesta es una medida del efecto que una carga produce en un conjunto de estructuras. Se define como la relación entre los periodos de un sistema de un grado de libertad y la respuesta máxima que produce la carga estudiada.

Conocidos los acelerogramas de temblores intensos, es posible estimar la respuesta de modelos teóricos simples en función del tiempo y, por consiguiente, la respuesta máxima que puede ocurrir en un instante dado. La gráfica que relaciona las respuestas máximas y los periodos de dichos modelos se conoce como espectro de respuesta.

Un espectro de respuesta puede estar referido a desplazamientos máximos, velocidades máximas o aceleraciones máximas.

Espectros de diseño

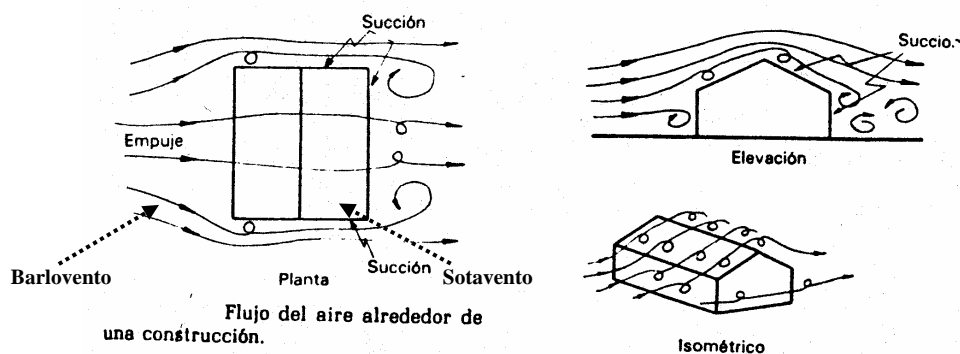
Los espectros de diseño son envolventes de los espectros de respuesta. Un espectro de diseño busca cubrir los valores máximos de los espectros de respuesta correspondientes a los diferentes temblores que pueden afectar las estructuras de un sitio en particular.



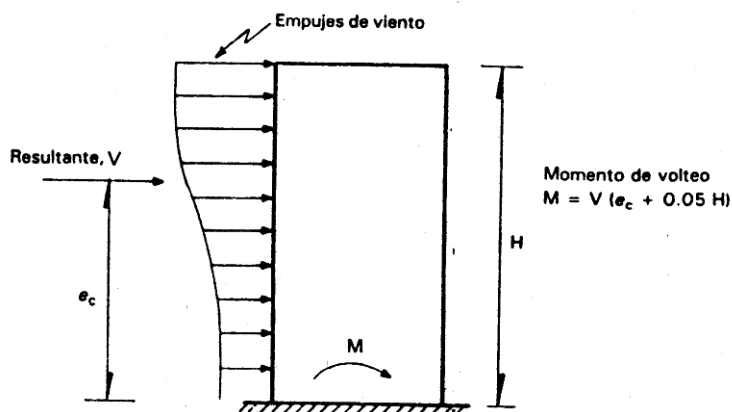
2.5 EFECTOS DEL VIENTO

Los vientos son movimientos horizontales de masas de aire debidos a diferencias de presión en las distintas zonas de la atmósfera y a la rotación terrestre. Estos movimientos ocurren constantemente, sin embargo, para el diseño estructural interesan inicialmente los vientos que tienen velocidades muy grandes y que se asocian a fenómenos atmosféricos excepcionales. Por esta razón, en el diseño, el viento es considerado como una acción accidental.

En la siguiente figura se muestra cómo es la trayectoria de las líneas de acción del flujo de aire en construcciones de paredes cerradas.



Tal como se puede observar en la siguiente figura, el viento produce un empuje sobre la cara de barlovento y succiones en la cara de sotavento y el techo. En edificios altos el efecto de volteo debido al empuje del viento se considera como se muestra en la siguiente figura.



Momento de volteo en un edificio por las fuerzas laterales de viento.

2.6 COMBINACIÓN DE ACCIONES

Hasta aquí se ha considerado independientemente el efecto de las distintas acciones. Sin embargo, en un instante dado de la vida útil de la construcción, estarán presentes diferentes acciones simultáneamente. Los reglamentos 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.

Las combinaciones pueden clasificarse en comunes y excepcionales; las comunes son aquellas que incluyen exclusivamente acciones permanentes y variables; las excepcionales son las que incluyen alguna acción accidental.

Según el RCDF, en las combinaciones comunes, intervendrán:

- a) Todas las acciones permanentes.
- b) Una acción la variable con su valor máximo.
- c) Otras posibles acciones variables que tengan una probabilidad no despreciable de ocurrir simultáneamente con la primera.

En las combinaciones excepcionales de acciones intervendrán:

- a) Todas las acciones permanentes.
- b) Una sola acción accidental.
- c) Las acciones variables que tienen la probabilidad significativa de estar presentes en el instante en que ocurre la acción accidental.

En las edificaciones comunes las acciones se reducen a las siguientes:

- a) La carga muerta, como única acción permanente.
- b) La carga viva, como única acción variable.
- c) Los efectos de sismo o viento como posible acciones accidentales.

Las combinaciones de diseño resultan entonces:

- a) Carga muerta + carga viva (ésta con su valor máximo)
- b) Carga muerta + carga viva + sismo (viento).

2.7 ACCIONES ÚLTIMAS

El **RCDF** establece el empleo de unos factores denominados de carga (F_c), los cuales deberán multiplicar a las combinaciones de las acciones calculadas convirtiéndolas en cargas o acciones últimas, las que se emplearán en el diseño.

Estos factores de carga toman un valor de 1.4 para la combinación de acciones de cargas muertas más vivas en estructuras del grupo B, para estructuras del grupo A, el factor toma el valor de 1.5.

Para combinación de acciones que incluyan cargas muertas, vivas y accidentales, el valor del factor de carga es 1.1.

F_c = factor de carga 1.5 \rightarrow ($CM + CV$) *Estructura tipo A* (Art. 194. RCDF)
 1.4 \rightarrow ($CM + CV$) *Estructura tipo B*
 1.1 \rightarrow ($CM + CV + CA$)



CAPITULO 3

MATERIALES ESTRUCTURALES

MATERIALES ESTRUCTURALES.

Es muy importante conocer las características de los materiales estructurales para saber si van a ser capaces de soportar las cargas que actuarán sobre ellos. Los materiales más comunes utilizados en las construcciones para soportar cargas y proporcionar resistencia y estabilidad son: acero, concreto, piedras naturales, tabiques y madera, entre otros.

Características de los materiales estructurales:

Resistencia máxima

- Compresión
- Tensión
- Cortante
- Módulo de elasticidad
- Deformación máxima

Es importante además:

- Propiedades de impermeabilidad y durabilidad ante la intemperie.
- Aislamiento térmico y acústico.
- Resistencia al fuego.

La resistencia es la propiedad más importante del material, ya que define la fuerza que será capaz de soportar un elemento estructural antes de que falle. A éste se le conoce como esfuerzo.

3.1 MATERIALES ESTRUCTURALES MÁS COMUNES EN LA CONSTRUCCIÓN.

Mampostería

- Piedras naturales
- Tabiques
- Block de cemento

Concreto

Acero estructural

Mampostería: La mampostería es el material que más se emplea en la construcción de viviendas, tanto unifamiliares como multifamiliares, y se ha encontrado que las estructuras más altas con este material son del orden de cinco niveles, aunque existen casos de mayor altura. También se emplea en la construcción de muros de contención, así como en muros de ornamentación, de división y en la construcción de cimientos, chimeneas, entre otros elementos.

Cuando se trata de alternativas de mampostería, los tres tipos más populares son la piedra natural, el ladrillo y el block de cemento.

Tabique: El ladrillo es considerado como uno de los mejores, ya que ofrece muchas ventajas. Es muy agradable a la vista, durable, resistente al fuego y al paso del tiempo. Se puede encontrar casi en cualquier parte, existen muchas variedades para escoger y tiene un costo accesible.

Piedra natural: La piedra es otra alternativa atractiva aunque costosa. Desafortunadamente en la piedra no existe la misma disponibilidad que en el ladrillo, ya que no todos los tipos de piedra son funcionales en un trabajo de albañilería. Algunas son muy suaves y otras son muy porosas, de cualquier manera hay otras alternativas que no son tan costosas.

Block de cemento: El block de cemento es otra de las alternativas que resulta atractiva y económica. Es muy resistente sobre todo a la intemperie, duradero, versátil por ser modular y permitir el paso de las instalaciones por el interior de los muros. Aunque su apariencia no es tan agradable como la del ladrillo se puede encontrar en diversos colores, texturas y terminados.

Para unir las piezas de mampostería se utilizan conglomerantes, que son materiales capaces de adherirse a otros y dar cohesión al conjunto. En construcción se da el nombre de mortero a la mezcla de uno o más conglomerantes y arena.

Amasada con agua, la mezcla da lugar a una pasta plástica o fluida que después fragua y endurece a consecuencia de procesos químicos que en ella se producen.

El mortero se adhiere a las superficies más o menos irregulares de los ladrillos o bloques y da al conjunto cierta compacidad y resistencia a la compresión. Los morteros se denominan según el conglomerante utilizado: mortero de cal, o de yeso.

Las propiedades del mortero que más influyen en el comportamiento estructural de los elementos de mampostería son su deformabilidad y adherencia a las piezas. De la deformabilidad dependen las deformaciones totales del elemento y, en parte, su resistencia a carga vertical. La adherencia entre el mortero y las piezas

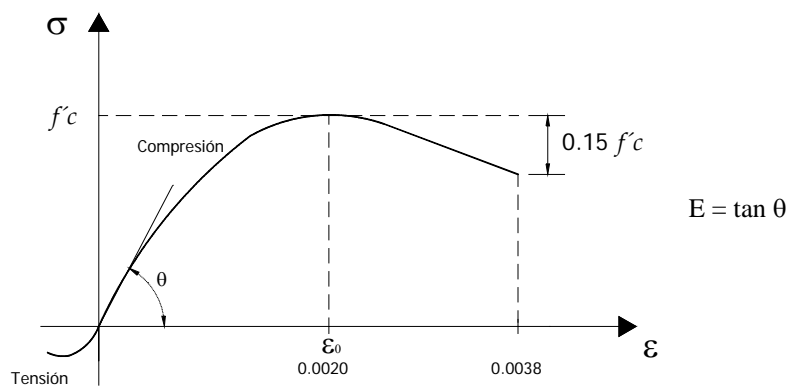
es fundamental para la resistencia por cortante del elemento. Además, es importante que el mortero tenga una trabajabilidad adecuada para que pueda ser colocado de forma tal que permita el asentamiento correcto de las piezas y, así evitar concentraciones de esfuerzos y excentricidades. La resistencia a la compresión del mortero no tiene una influencia importante en el comportamiento de la mampostería.

Las pruebas que se realizan a la mampostería son:

- Resistencia a compresión
- Resistencia a cortante

Concreto: El concreto es un material que se obtiene mezclando cemento, agregados y agua en determinadas proporciones. Se elabora en estado plástico, por lo que se emplean moldes mientras adquiere resistencia suficiente para que la estructura se autososte. Esta característica aporta algunas ventajas como la “moldeabilidad”, permitiendo al proyectista gran libertad en la elección de formas, incluso estructuras como los cascarones, que con otro material serían muy difíciles de obtener.

La curva esfuerzo-deformación del concreto se muestra en la siguiente figura:



Curva esfuerzo-deformación para el concreto en compresión axial.

El módulo de elasticidad depende de los agregados, el peso volumétrico del concreto y la velocidad con que se aplica la carga. El intervalo de comportamiento lineal es pequeño, ya que para esfuerzos mayores al 40% de f'_c ocurre un microagrietamiento que reduce la rigidez del material.

El esfuerzo máximo de compresión se presenta para deformaciones unitarias cercanas al 0.002 y la falla por aplastamiento para deformaciones entre 0.003 y 0.004, mientras que la resistencia a tensión es tan sólo del orden del 10% de su resistencia a compresión.

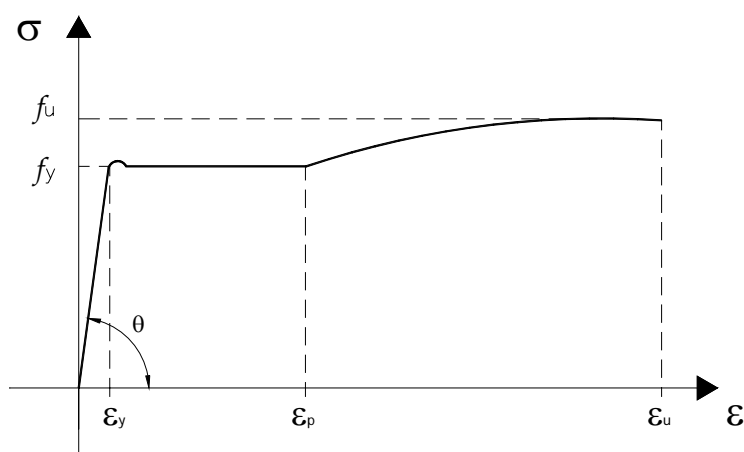
Las pruebas que se realizan al concreto son la de revenimiento, resistencia a la compresión y la de resistencia a la tensión.

Acero de refuerzo: Para reducir el comportamiento frágil del concreto se emplea acero de refuerzo, sobre todo en aquellas zonas donde se prevé que se desarrollarán tensiones, logrando así restringir el desarrollo de las grietas originadas por la baja resistencia a tensión del concreto.

Mediante el confinamiento con acero transversal (estribos) se aumenta su capacidad y se proporciona ductilidad, lográndose así no sólo aumentar su resistencia a la compresión, sino también incrementar su capacidad de deformación.

El acero de refuerzo se usa generalmente en forma de barras o varillas, que generalmente tienen corrugaciones en la superficie para mejorar su adherencia.

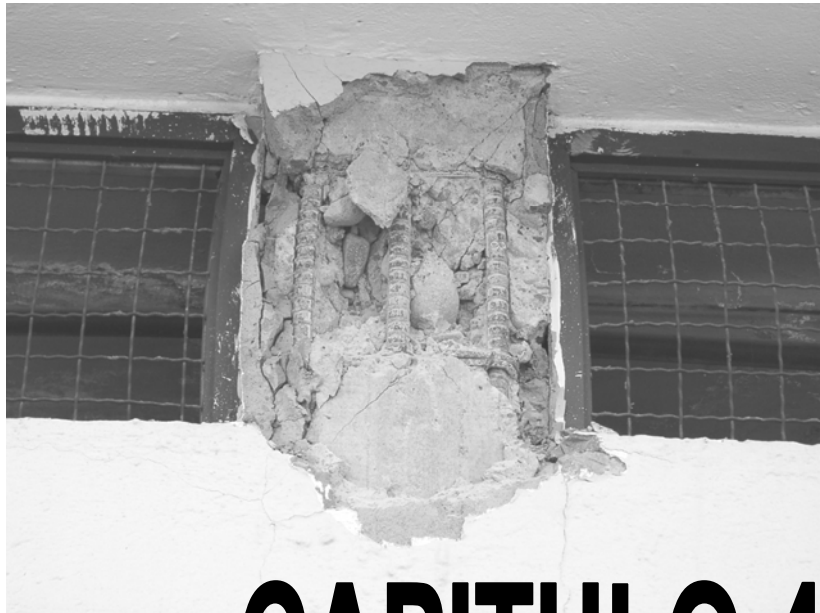
La curva esfuerzo-deformación del acero se muestra en la siguiente figura:



Curva esfuerzo-deformación para el acero de refuerzo.

Esta curva se caracteriza por tener una zona inicial en la que los esfuerzos y las deformaciones tienen una variación lineal, seguida de una región plástica donde aumentan considerablemente las deformaciones sin incrementos apreciables en los esfuerzos. Luego viene una región de endurecimiento en la que el esfuerzo nuevamente aumenta con la deformación y finalmente viene la zona en la que el esfuerzo decae hasta llegar a la falla.

El módulo de elasticidad es de aproximadamente 2×10^6 kg/cm². El esfuerzo de fluencia (f_y) es el que corresponde al punto donde inicia la zona plástica y generalmente se presenta para una deformación unitaria de fluencia (ϵ_y) de 0.002. La deformación unitaria plástica (ϵ_p) que precede al endurecimiento es de 10 a 20 veces mayor, por lo que es necesario que el miembro desarrolle grandes deformaciones para llegar a este punto.



CAPITULO 4

ESTRUCTURACIÓN DEL PROYECTO ARQUITECTONICO

ESTRUCTURACIÓN DEL PROYECTO ARQUITECTÓNICO.

4.1 IMPORTANCIA DE LA ESTRUCTURACION.

Es la etapa donde se selecciona el sistema estructural, y es la parte más importante en el proceso del diseño.

En esta etapa se seleccionan:

- Los materiales que van a constituir la estructura.
- El sistema estructural principal.
- El arreglo y dimensiones preliminares de los elementos estructurales más importantes.

El objetivo debe ser el adoptar la solución más óptima entre un conjunto de posibles opciones de estructuración de tal manera que la estructura tenga el mejor comportamiento ante las cargas que le serán impuestas. Es difícil dar recomendaciones generales para la selección del sistema estructural.

En cada caso intervienen aspectos particulares que deben ser evaluados por el proyectista con base en sus conocimientos sobre la eficiencia de diferentes materiales, elementos estructurales y arreglos de éstos ante diversas condiciones de carga.

Las características estructurales más importantes de un sistema son:

El sistema debe **resistir** de manera eficiente las diversas condiciones de carga a las que puede estar sometido.

Debe poseer la **rigidez** para las diferentes direcciones en que las cargas pueden actuar, tanto verticales como horizontales.

Conviene que posea **ductilidad**, en el sentido de que posea capacidad para deformarse sosteniendo su carga máxima y, de preferencia, posea una reserva de capacidad antes del colapso.

En cualquier estructura es muy importante tener presentes los aspectos antes mencionados, ya que de lo contrario se pueden presentar problemas de torsión que generarán daños en nuestras estructuras, los cuales pueden evitarse si se hace un estudio consiente en la etapa de estructuración.

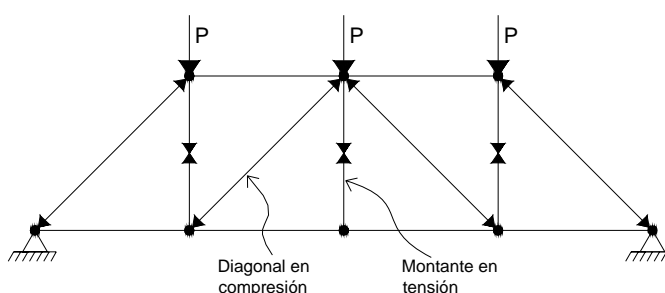
4.2 SISTEMAS ESTRUCTURALES

Una estructura está formada generalmente por un arreglo de elementos básicos. Este sistema debe aprovechar las características de cada elemento y lograr la forma más eficiente del sistema estructural global, cumpliendo con las restricciones impuestas por el funcionamiento de la construcción.

A continuación se describen de manera general los sistemas estructurales más utilizados:

- 1.- Sistemas formados por barras
- 2.- Sistemas a base de placas
- 3.- Sistemas combinados

Sistemas formados por barras: Con arreglos de barras pueden formarse esquemas estructurales muy diversos, entre los que se encuentran las armaduras y los marcos. Los sistemas tipo armadura son muy útiles en estructuras donde se tienen que salvar grandes claros, ya que permiten un ahorro de material bastante considerable. En estos sistemas las cargas externas se resisten esencialmente por fuerzas axiales en los miembros.



Los marcos son sistemas elementales para transmitir cargas de un techo o piso a la cimentación. Se obtienen superponiendo vigas (trabes) sobre postes (columnas).

Este sistema es conocido como poste y dintel y es uno de los más primitivos utilizados por el hombre. En los marcos la transmisión de las cargas implica la aparición de flexión y cortante.

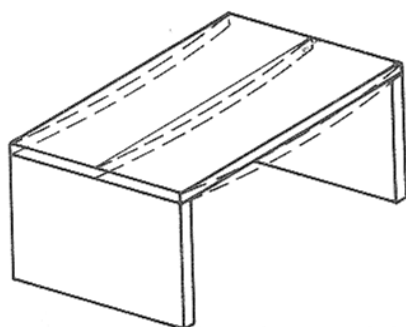
Sistemas a base de placas: Mediante arreglos de placas verticales (muros) y horizontales (losas) se pueden formar sistemas que se denominan tipo cajón.

En estos sistemas las cargas verticales son transmitidas a la cimentación como fuerzas axiales en los muros y los momentos flexionantes transmitidos por las losas se consideran pequeños.

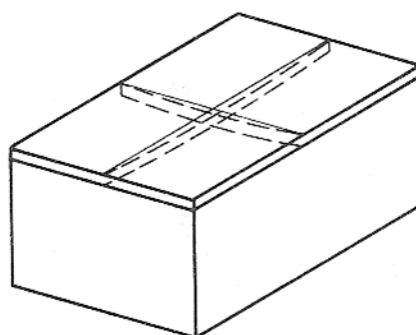
Una desventaja de estos sistemas es que la falta de continuidad en los apoyos lo hace muy vulnerable ante acciones accidentales que pueden introducir tensiones verticales o esfuerzos cortantes en la conexión.

Una desventaja de estos sistemas es que la falta de continuidad en los apoyos lo hace muy vulnerable ante acciones accidentales que pueden introducir tensiones verticales o esfuerzos cortantes en la conexión.

Cuando la losa está apoyada sólo en una dirección, la principal limitación es la escasa resistencia a cargas laterales las que deben ser resistidas por flexión normal al plano de los muros, los cuales presentan baja resistencia a estas sollicitaciones, ya que cuentan con poco peralte (espesor). El arreglo ideal, en estos casos, es un sistema de tipo cajón tridimensional en el cual la losa se apoya en dos direcciones con lo que la rigidez y resistencia ante cargas verticales aumenta considerablemente, pero la principal ventaja es que al existir elementos verticales (muros) en dos direcciones ortogonales las fuerzas laterales son absorbidas por los elementos orientados en la direcciones de la carga.



a) Placa en una dirección



b) Placa apoyada en dos direcciones

Sistemas combinados: Existen sistemas estructurales que se forman de la combinación de los elementos barra y placas, ya sean planas o curvas. Estos sistemas buscan sacar el mayor provecho posible de las ventajas que ofrecen estos elementos al ponerlos a actuar en conjunto.

Para obtener una estructuración adecuada se pueden aplicar las siguientes reglas:

- a) Estudiar el plano arquitectónico cuidadosamente y establecer la disposición de los muros y de los locales que contenga la construcción.
- b) Observar la coincidencia de muros situados en niveles sucesivos para así poder plantear los muros que serán de carga y los divisorios.
- c) Definir las aberturas -puertas, ventanas, etc.- que contenga cada muro para juzgar si es necesaria la colocación de una trabe que cubra el claro o si se considera una línea resistente.
- d) Analizar si es posible plantear tableros de mediana dimensión en planta baja para evitar un excesivo gasto en tramos de cimentación. Un tablero puede cubrir claros pequeños (medios baños, alacenas, etc.) mediante la disposición de muros divisorios.
- e) Es recomendable repetir en azotea las trabes que se planteen en entrepiso con carga de muro para así aligerar la carga sobre éstas.

4.3 RECOMENDACIONES PARA LOGRAR UNA ESTRUCTURA ESTABLE EN ZONA SISMICA.

1.- Regularidad en planta

- a) Geometría
- b) Masa
- c) Rigidez y resistencia

2.- Regularidad en elevación

- a) Geometría
- b) Rigidez

3.- Evitar pesos innecesarios.

- ($F = m a$)

4.- Evitar que el periodo del sismo sea semejante al de la estructura.

5.- Evitar influencia de elementos “no estructurales”.

6.- Evitar que las conexiones sean excéntricas.

7.- Evitar fallas por penetración.

8.- Procurar que la falla se presente

en las vigas y no en columnas.

(Columna fuerte – viga débil)

9.- Hiperestaticidad.

Entre más hiperestática sea la estructura es
menos fácil que falle



CAPITULO 5

DISTRIBUCIÓN DE CARGAS EN LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

DISTRIBUCIÓN DE CARGAS EN LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES.

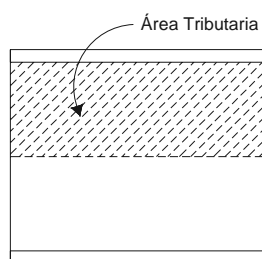
La distribución o canalización de cargas no es más que la forma en que las cargas se transmiten a través de los elementos estructurales desde la azotea hasta la cimentación.

La transmisión de cargas principia con el cálculo de la carga W por metro cuadrado de la losa de azotea y entrepiso. Se deberá calcular la carga que se transmite hacia el borde de cada tablero en que se divide la estructura. Para este cálculo se toma en cuenta el área tributaria que le corresponde a cada borde del tablero. De hecho, la forma de dicha área tributaria indica la manera en que teóricamente varían las cargas en cada borde (triangular, trapecial, rectangular). Sin embargo, se ha demostrado que la carga actúa de manera muy uniforme en el perímetro del tablero, por lo que la carga transmitida se considera uniformemente distribuida en el borde correspondiente.

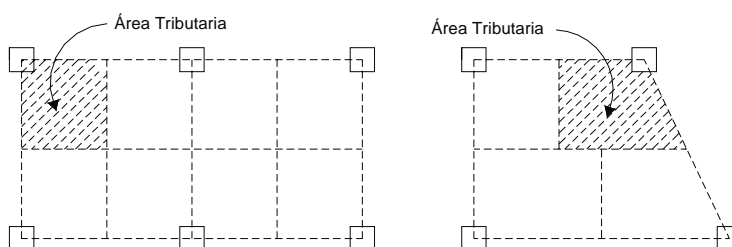
Se entiende por área tributaria aquella área que multiplicada por la carga uniforme W define la carga total actuando sobre el elemento de borde del tablero. El concepto proviene del análisis de estructuras en las que no hay continuidad en los apoyos, a través de los cuales sólo se transmite fuerza cortante. En este caso la reacción en cada apoyo es la suma de las cargas aplicadas desde el apoyo hasta el centro del claro o más propiamente hasta el punto donde la fuerza cortante es nulo.

Para determinar el área tributaria se pueden seguir las reglas basadas en la localización de las líneas en que la fuerza cortante sería nula si sólo hubiera transmisión de momentos en una dirección:

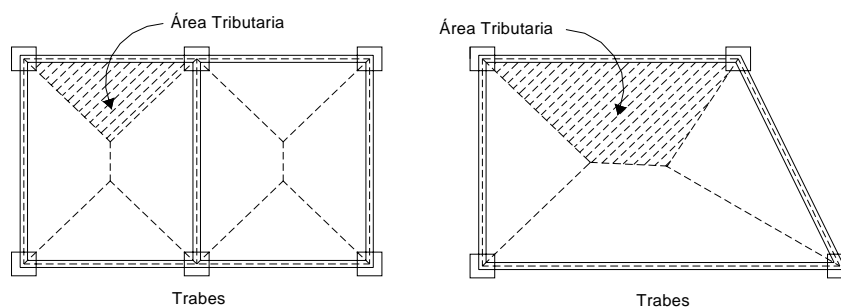
- En elementos que trabajan en una dirección el área está limitada por los centros de claros entre elementos.



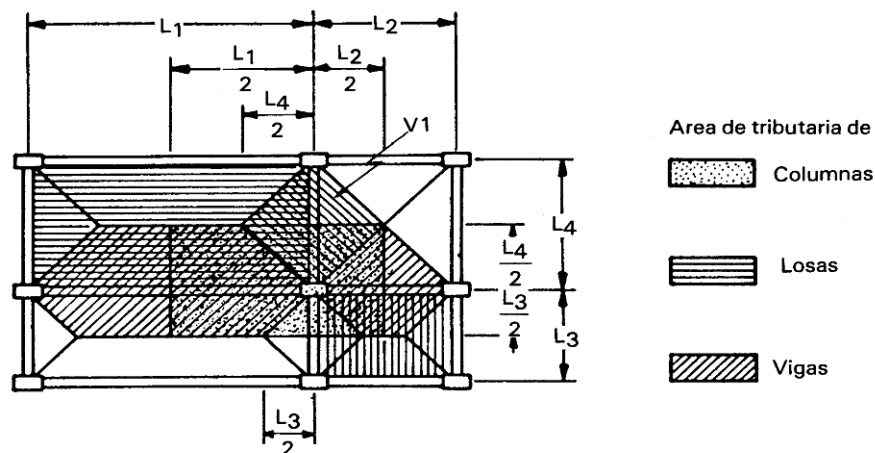
- En columnas, el área tributaria está limitada por las líneas medias de los tableros adyacentes.



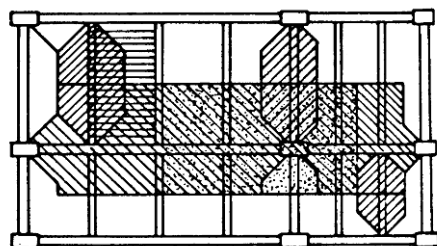
- El área tributaria de dos elementos adyacentes se separa por las bisectrices de los ángulos que éstos forman.



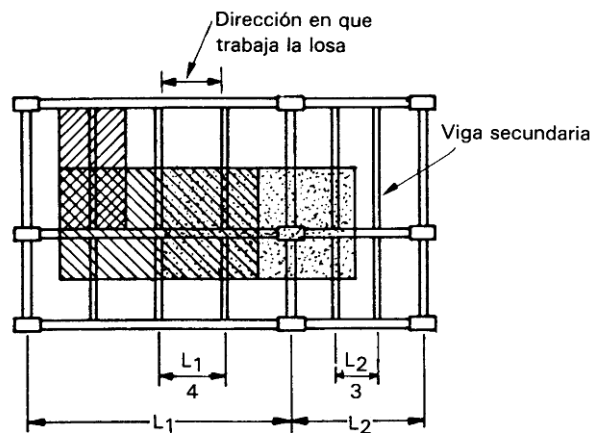
Otros ejemplos de áreas tributarias de sistemas de piso típicos se muestran en la siguiente figura:



a) Sistema de piso con losa en dos direcciones, vigas principales y columnas.



c) Sistema de piso con losa en dos direcciones, vigas secundarias y principales y columnas.



b) Sistema de piso con vigas principales, vigas secundarias y losa en una sola dirección.



CAPITULO 6

MÉTODOS DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL

MÉTODOS DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL.

6.1 MÉTODO DE CROSS

Este método fue introducido por Hardy Cross en la Universidad de Illinois en 1924 y publicado en 1932. Se trata de un procedimiento numérico iterativo en el que en cada fase del cálculo (ciclo) se usa el resultado anterior para corregir la siguiente fase, de tal manera que el error se acerque a cero, pudiendo llegar a resultados con la exactitud deseada. En general, el método converge rápidamente con pocos ciclos.

El Método de Cross es un método de aproximaciones sucesivas que consiste en suponer una estructura virtual, cuyos nodos son absolutamente rígidos, es decir, no se admiten giros ni desplazamientos en los extremos de las barras que concurren a un nodo (empotramiento ideal). El comportamiento de la estructura real se obtiene permitiendo giros y desplazamientos en cada ciclo, disminuyendo paulatinamente la rigidez supuesta.

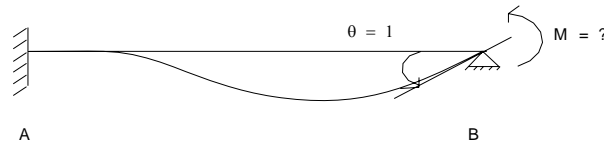
Este método sirve para calcular los momentos en los extremos de las barras, ya sea en los apoyos de las vigas continuas o en los nodos de los marcos. Una vez determinados los momentos en los nodos, el cálculo de las fuerzas cortantes y fuerzas normales deben realizarse por medio de procedimientos convencionales.

Se estudiarán básicamente las estructuras con nodos indesplazables linealmente. Para poder aplicar el método de Cross se necesita conocer algunos conceptos fundamentales, los cuales son:

- 1) Rigidez angular
- 2) Factor de transporte

- 3) Factor de distribución
4) Momentos de empotramiento

1) **Rigidez angular:** La rigidez angular es el momento flexionante que hay que aplicar en el extremo de una barra para producir en dicho extremo un giro unitario.



$$K_{BA} = \frac{4EI}{L}$$



$$K_{AB} = \frac{3EI}{L}$$



2) Factor de transporte

El factor de transporte se calcula con:

$$t_{AB} = 0 \qquad t_{BA} = \frac{1}{2}$$

3) **Factor de distribución:** El problema fundamental en la distribución de momentos en los nodos a los que concurren dos o más barras, fue estudiado por Ritter, encontrado que el factor de distribución de momentos se determina con la siguiente expresión,

$$D_{ij} = \frac{K_{ij}}{\sum K_i} \qquad D_{BA} + D_{BC} = 1.0$$

$$D_{BA} = \frac{K_{BA}}{K_{BA} + K_{BC}}$$

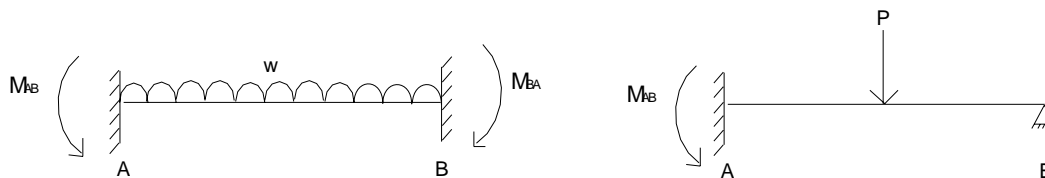
$$D_{AB} = \frac{K_{AB}}{K_{AB} + K_{apoyo}}$$

$$D_{BC} = \frac{K_{BC}}{K_{BA} + K_{BC}}$$

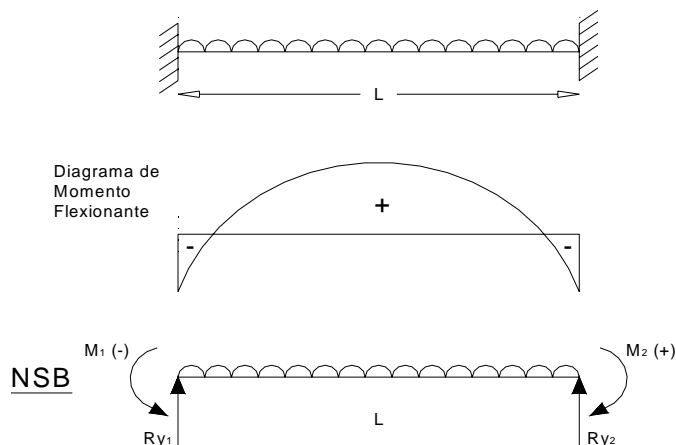
$$D_{CB} = \frac{K_{CB}}{K_{CB} + K_{apoyo}}$$

4) Momentos de empotramiento

- Barra A-B



Convención de Signos: En algunos procedimientos de análisis estructural se suelen introducir como incógnitas a los momentos que actúan sobre los nodos. Es decir, los momentos que la barra ejerce sobre el nodo, ya sea tratando de deformarlo u oponiéndose a que el nodo la deforme. Estos momentos no son los acostumbrados momentos flexionantes, por lo que sus signos a veces corresponden y a veces no. Por lo anterior se plantea la siguiente convención de signos mejor conocida como convención “Nodo Sobre Barra”.



6.2 MÉTODO DE LAS RIGIDECES

Este método permite analizar estructuras modeladas con elementos barra, por ejemplo vigas, armaduras, marcos, retículas y estructuras en el espacio. El método también se conoce como método de los desplazamientos debido a que en su formulación las incógnitas son precisamente los desplazamientos.

Las ventajas que se tienen al emplear este método son: es aplicable a estructuras estáticamente determinadas e indeterminadas y proporciona los desplazamientos y las fuerzas directamente, pero, quizás la ventaja más importante es que puede programarse con facilidad, razón por la cual los programas de computadora que comercialmente se venden para análisis estructural lo utilizan.

El método consiste básicamente en definir la relación fuerza-desplazamiento de cada elemento usando las propiedades de los materiales que los componen y relacionándolos entre sí mediante los conceptos de equilibrio y compatibilidad. A continuación se determinan los desplazamientos desconocidos de los nodos.

Finalmente, se calculan las fuerzas internas y externas de la estructura mediante las relaciones fuerza-desplazamiento para cada barra.

Este trabajo formula ecuaciones que consideran deformaciones producidas por los momentos flectores, fuerzas cortantes y fuerzas axiales aplicadas en el plano x-y considerando que los elementos están restringidos en sus dos extremos.

VIGAS CONTINUAS: Las vigas continuas están fundamentalmente sometidas a flexión y a fuerzas cortantes. Las deformaciones axiales que se presentan son pequeñas y tienen poca influencia sobre la respuesta de la estructura por lo que pueden despreciarse.

ARMADURAS: En el análisis de armaduras se supone que los nudos están articulados; por lo que cada elemento presenta deformaciones axiales a causa del desplazamiento relativo de los nudos.

MARCOS PLANOS: Éstas son estructuras formadas por vigas y columnas. En el análisis de estas estructuras se considera que están presente tres elementos mecánicos: fuerza normal, fuerza cortante y momentos flexionante en cada extremo de la barra.



CAPITULO 7

DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOS ELEMENTOS RESISTENTES

DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOS ELEMENTOS RESISTENTES.

7.1 TRABES DE CONCRETO REFORZADO

FLEXION SIMPLE

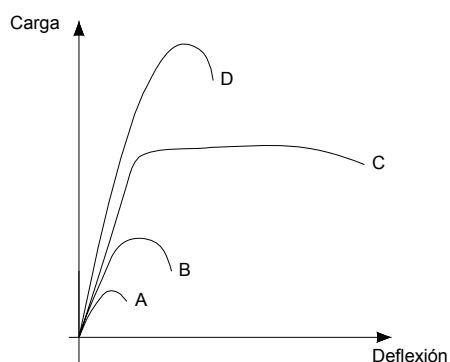
La flexión se presenta en elementos estructurales como vigas y losas, generalmente acompañada de fuerza cortante. Sin embargo, la resistencia a flexión de un miembro puede estimarse con suficiente precisión sin considerar el efecto de la fuerza cortante.

Cuando a una viga de concreto reforzado se le aplica la carga máxima, la falla se puede presentar de diferentes maneras, de acuerdo con la cantidad de acero longitudinal que tenga, presentándose tres casos:

- a) **Vigas subreforzadas:** La cantidad de acero longitudinal es pequeña y, por lo tanto, fluye. Se producen deflexiones considerables antes de alcanzar el colapso, apareciendo grietas importantes en la zona de tensión. El comportamiento del miembro es dúctil.
- b) **Vigas sobreforzadas:** La cantidad de acero de tensión es grande y, en consecuencia, no fluye, la zona de aplastamiento del concreto a compresión es mayor que en el caso anterior y las grietas en la zona de tensión son menores. El elemento falla por aplastamiento del concreto y se presenta una falla frágil.
- c) **Sección balanceada:** El acero y el concreto alcanzan la fluencia al mismo tiempo, por lo que presenta una falla dúctil.

Cabe mencionar que la existencia de acero longitudinal en la zona de compresión, adecuadamente restringido por refuerzo transversal (estribos), aumenta la ductilidad y resistencia del elemento considerablemente.

Comportamiento de elementos de concreto reforzado sujeto a flexión simple.



A – sin acero

B – muy poco acero

C – acero balanceado

D – mucho acero

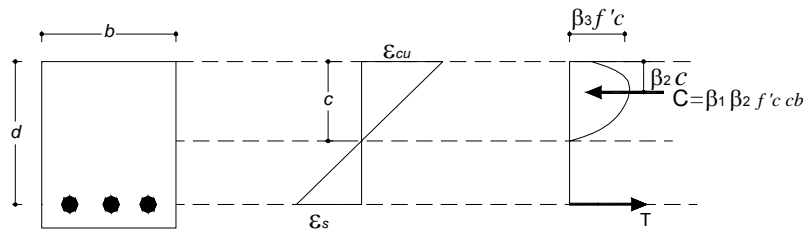
Resistencia de elementos sujetos a flexión simple.

Para determinar la resistencia de un elemento sujeto a flexión es necesario plantear algunas hipótesis.

Hipótesis en las que se basa el diseño por flexión:

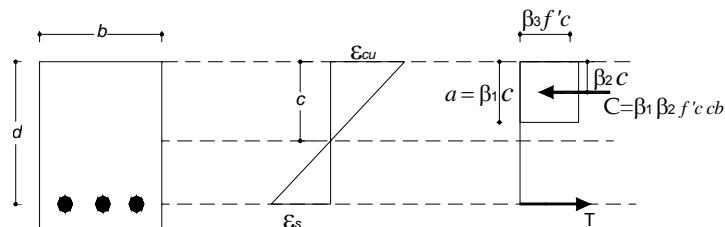
- a) La distribución de deformaciones unitarias en la sección transversal de un elemento es plana.
- b) Se conoce la distribución de los esfuerzos de compresión del elemento.

- c) No existen corrimientos relativos en el acero y el concreto que lo rodea, es decir, existe una adherencia perfecta entre el concreto y el acero.
- d) El concreto no resiste esfuerzos de tensión.
- e) Se considera que el concreto trabaja a una deformación útil $\epsilon_{cu} = 0.003$.



La figura anterior muestra el estado de la deformación y de los esfuerzos de una sección rectangular sujeta a flexión. Se puede apreciar que mientras las deformaciones tienen una distribución lineal, la distribución de los esfuerzos es similar a la curva esfuerzo-deformación del concreto a compresión.

El área del diagrama de esfuerzos y la posición de la resultante se pueden definir mediante expresiones matemáticas complejas. Sin embargo, con el fin de desarrollar métodos de cálculo más sencillos, se ha simplificado considerando una distribución rectangular de esfuerzos.

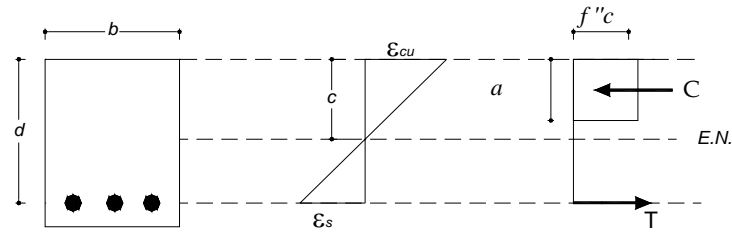


β_1 = Relación entre el esfuerzo promedio y el esfuerzo máximo en la zona de compresión.

β_2 = Posición de la resultante de compresión.

β_3 = Relaciona el esfuerzo máximo en flexión con la resistencia de los cilindros de control.

Propuesta de las NTC del RCDF



$$\epsilon_{cu} = 0.003$$

ϵ_s = deformación del acero

E.N. = Eje Neutro

c = profundidad del eje neutro

$$f^*c = 0.8 f'c$$

$$f''c = 0.8 f^*c$$

$$a = \beta_1 c$$

$$\beta_1 = 0.85$$

$$C = f''c a b$$

$$T = A_s f_s = \rho b d f_y$$

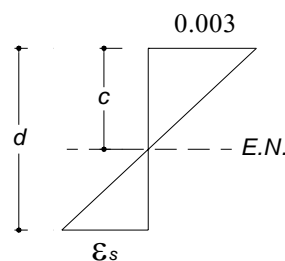
$$f_s = E_s \epsilon_s$$

Procedimiento para el cálculo del momento resistente

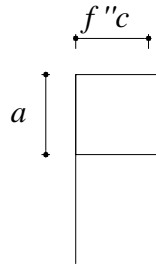
Existen 3 procedimientos para el cálculo del momento resistente (M_R) de una sección rectangular simplemente armada: tanteos, ecuación y gráfica.

a) Por tanteos

1. Se elige un estado de deformaciones definido por $\epsilon_{cu} = 0.003$ y un valor propuesto de la profundidad del eje neutro.



2. Se determina el estado de esfuerzos.



3. Se calcula la fuerza de compresión en el concreto.

$$C = f''c \cdot a \cdot b$$

4. Se calcula la deformación en el acero por triángulos semejantes y se compara con la deformación de fluencia ($\epsilon_y = 0.002$).

$$\text{Si } \epsilon_s \geq \epsilon_y \quad \Rightarrow \quad f_s = f_y$$

$$\text{Si } \epsilon_s < \epsilon_y \quad \Rightarrow \quad f_s = \epsilon_s E_s$$

5. Se calcula la fuerza de tensión del acero. $T = A_s \cdot f_s$

6. Si $C \neq T$, se propone otro valor para la profundidad del eje neutro y se repite el proceso.

Si $C = T$, la profundidad del eje neutro es correcta y se calcula el M_R .

$$M_R = T \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

b) Por la ecuación

Este procedimiento es aplicable únicamente para secciones subreforzadas, y consiste en aplicar una ecuación que proporciona directamente el momento nominal resistente.

Por equilibrio $C = T$ ó $f''c \cdot a \cdot b = A_s \cdot f_s$

Dado que es una sección subreforzada, el acero de tensión fluye, por lo que $f_s = f_y$ y también $A_s = \rho b d$

Despejando a:
$$a = \frac{\rho \cdot d \cdot f_y}{f''c}$$

Tomando momentos respecto al acero de tensión: $M_n = C \left(d - \frac{a}{2} \right)$

Pero, $C = f''c \cdot a \cdot b$, por lo tanto,
$$M_n = f''c \cdot a \cdot b \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

Si multiplicamos el término por $\frac{d}{d}$ $\left(d - \frac{a}{2} \right)$

$$\left(d - \frac{a}{2} \right) \frac{d}{d} = d \left(\frac{d}{d} - \frac{a}{2d} \right) = d \left(1 - \frac{a}{2d} \right)$$

Entonces:

Sustituyendo a
$$M_n = f''c \cdot \frac{\rho \cdot d \cdot f_y}{f''c} \cdot b \cdot d \left(1 - \frac{\rho \cdot d \cdot f_y}{2d f''c} \right)$$

$$M_n = f''c \cdot b d^2 \frac{\rho \cdot f_y}{f''c} \left(1 - \frac{1}{2} \frac{\rho \cdot f_y}{f''c} \right)$$

Haciendo $q = \frac{\rho \cdot f_y}{f''c}$ (q es la relación entre el esfuerzo del acero y el del concreto)

$$M_n = f''c \cdot b d^2 q (1 - 0.5q)$$

El momento resistente se obtiene entonces afectando el M_n con un factor de reducción F_R , quedando la ecuación de la siguiente manera:

$$M_R = F_R f''c \cdot b d^2 q (1 - 0.5q)$$

para flexión, las NTC indican un valor de $F_R = 0.9$ (NTC-2001 sec. 1.6)

c) Por la gráfica o tabla

En este procedimiento se obtiene el momento resistente directamente a partir de la cuantía de acero ρ con la ayuda de una gráfica que es la representación de la ecuación anterior.

Secciones rectangulares doblemente armadas

Existen dos formas de calcular el momento resistente en una viga doblemente armada:

a) Por tanteos

1. Se elige un valor de la profundidad del eje neutro.
2. Se determina el estado de esfuerzos.
3. Se calcula la fuerza de compresión en el concreto.

$$C = C_1 + C_2$$

$$C_1 = f''_c \cdot a \cdot b \quad (\text{concreto})$$

$$C_2 = f'_s \cdot A_s \quad (\text{acero de compresión})$$

para determinar f'_s se calcula la deformación del acero a compresión ϵ'_s

$$\text{Si } \epsilon'_s \geq \epsilon_y \quad \Rightarrow \quad f'_s = f_y$$

$$\text{Si } \epsilon'_s < \epsilon_y \quad \Rightarrow \quad f'_s = \epsilon'_s E_s$$

4. Se calcula la fuerza de tensión del acero.

$$T = A_s \cdot f_s$$

5. Si $C \neq T$, se propone otro valor para la profundidad del eje neutro y se repite el proceso.

Si $C = T$, la profundidad del eje neutro es correcta y se calcula el M_R tomando momentos respecto al eje neutro.

b) Por la ecuación

La ecuación para el cálculo del momento resistente en vigas doblemente armadas se obtiene de manera similar que para las simplemente armadas

$$M_n = f''c \cdot b d^2 q (1 - 0.5q)$$

El momento resistente se obtiene entonces afectando el M_n con un factor de reducción F_R , quedando la ecuación de la siguiente manera:

$$M_R = F_R \left[(A_s - A_s') f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) + A_s' f_y (d - d') \right]$$

Donde:
$$a = \frac{(A_s - A_s') f_y}{f''c \cdot b}$$

a = Profundidad del bloque equivalente de esfuerzos.

A_s = Área del acero a tensión.

A_s' = Área del acero a compresión.

d' = Distancia entre el centroide del acero a compresión y la fibra extrema a compresión.

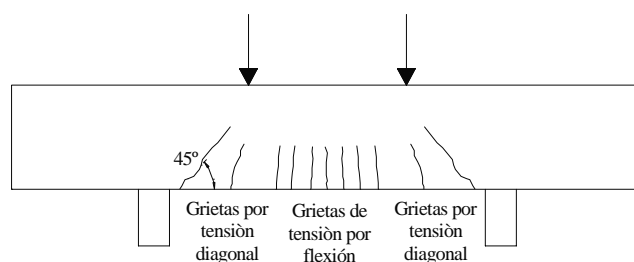
Esta ecuación es válida sólo si el acero a compresión fluye cuando se alcanza la resistencia de la sección. Esto se cumple si

Donde:

$$\rho' = \frac{A_s'}{b \cdot d} \qquad \rho - \rho' \geq \frac{6000 \beta_1 d' f'' c}{6000 - f_y d f_y}$$

FUERZA CORTANTE

El efecto de la fuerza cortante en elementos de concreto, es el desarrollo de esfuerzos de tensión inclinados con respecto al eje longitudinal del miembro, los cuales pueden originar la falla del elemento antes de que alcance su resistencia máxima a flexión.



Refuerzo por tensión diagonal.

Las NTC del RCDF proponen el siguiente criterio para la obtención del refuerzo transversal (estribos) en trabes de concreto reforzado:

1. Se calcula la fuerza cortante que toma el concreto.

$$\text{Si } \rho < 0.015 \qquad V_{CR} = F_R b d (0.2 + 20 \rho) \sqrt{f^* c}$$

$$\text{Si } \rho \geq 0.015 \qquad V_{CR} = 0.5 F_R b d \sqrt{f^* c}$$

Estas ecuaciones son aplicables siempre y cuando el peralte total de la viga no sea mayor de 70 cm, en caso contrario el V_{CR} obtenido deberá afectarse por un factor obtenido con la siguiente expresión:

$$1 - 0.0004 (h - 700)$$

Este factor no deberá tomarse mayor que 1.0 ni menor que 0.8; además la dimensión h estará en mm.

2. Se compara el V_U con el V_{CR} .

Si $V_U \leq V_{CR}$ se colocara el refuerzo mínimo $A_{V_{min}} = 0.25\sqrt{f^*c} \frac{b s}{f_y}$

Si $V_U > V_{CR}$ se colocara el refuerzo a una separación calculada con la siguiente expresión:

$$s = \frac{F_R A_v f_y d}{V_{sR}} (\text{sen}\theta + \text{cos}\theta)$$

Donde:

A_v = Área transversal del refuerzo por tensión diagonal comprendido en una distancia

θ = Ángulo que dicho refuerzo forma con el eje de la pieza.

V_{sR} = Fuerza cortante de diseño que toma el acero transversal.

$$V_{sR} = V_u - V_{cR}$$

Limitaciones:

$$- s \geq 6 \text{ cm}$$

$$- \text{Si } 1.5F_R b d \sqrt{f^*c} > V_u > V_{cR} \quad S_{max} = 0.5d$$

$$- \text{Si } 1.5F_R b d \sqrt{f^*c} < V_u \quad S_{max} = 0.25d$$

Vigas continuas

Las vigas continuas tienen la característica de que en algunos tramos se presenta momento positivo y en otros momento negativo, por lo que el acero de refuerzo.

7.2 COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO

FLEXOCOMPRESIÓN

Es la acción combinada de flexión y de compresión. El caso más común donde se presenta es en las columnas.

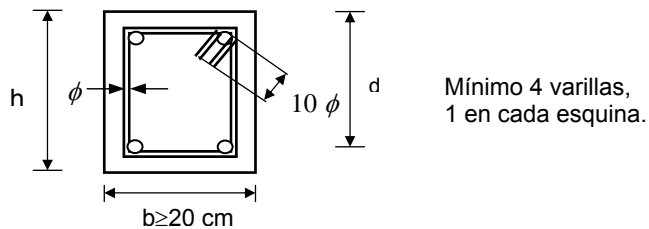
Clasificación:

a) Según la forma de su sección transversal:

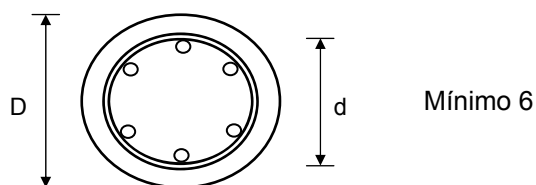
- Columnas circulares.
- Columnas rectangulares.
- Cualquier otra forma.

b) Según su armado transversal:

- Columna con estribos:

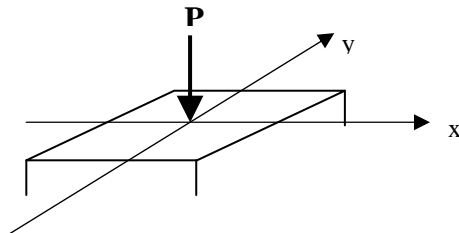


- Columnas con zunchos:



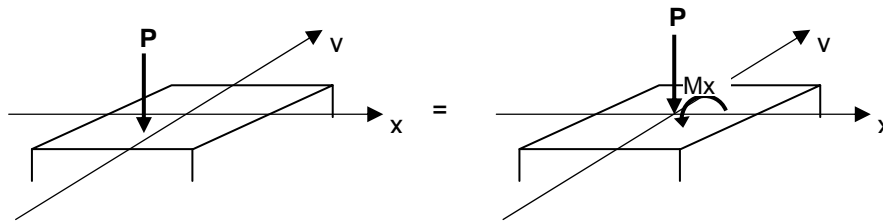
c) Según su carga:

- Carga axial

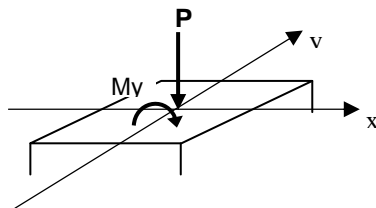


La carga P coincide con el eje de la columna.
(estas columnas no existen en la realidad)

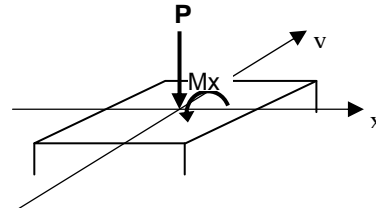
- La carga P excéntrica.



d) Según el sentido de la flexión.

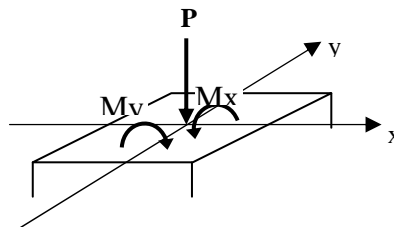


Flexión alrededor del eje y



Flexión alrededor del eje x

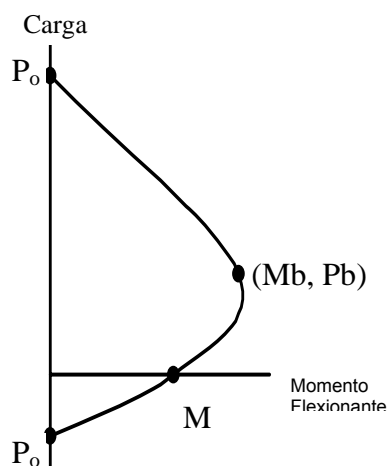
e) Columna real



COLUMNAS SUJETAS A LA ACCIÓN COMBINADA DE FLEXIÓN Y COMPRESIÓN (COLUMNA REAL)

Un elemento puede alcanzar su resistencia bajo innumerables combinaciones de carga axial y momento flexionante. Estas combinaciones varían desde una carga axial máxima de tensión o compresión, y un momento nulo, hasta un momento n, aunado a una carga axial nula.

El lugar geométrico de las combinaciones de carga axial y momento flexionante se representa por medio de un diagrama de interacción.



RECOMENDACIONES PARA EL DISEÑO DE COLUMNAS

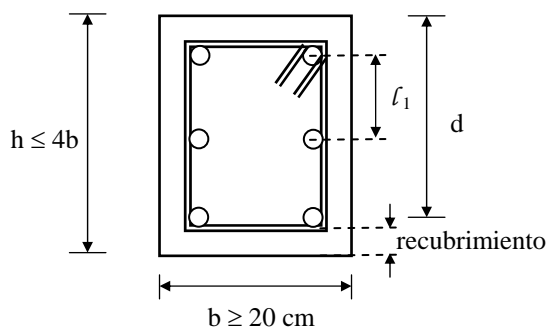
$$f'_c = 0.68 f_c$$

$$f'_c \geq 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$b \geq 20 \text{ cm}$$

$$h \leq 4b$$

$$F_R = 0.8 \quad \text{Núcleo confinado.}$$



$$F_R = 0.7 \quad \text{Núcleo no confinado.}$$

Recubrimiento mínimo:

- 1.25 x (tamaño nominal del agregado)
- 1.0 x (diámetro de la barra)
- 1.5 x (diámetro de la barra mas grande del paquete)

En la práctica: $rec = 3 \text{ cm}$

Separación entre barras longitudinales

$$l_1 \geq \begin{cases} 1.5(\phi \text{ de la barra}) \\ 1.5(T.M.A) \\ 4 \text{ cm} \end{cases}$$

Porcentaje de acero

$$\rho_{\min} = \frac{20}{f_y}$$

$$\rho_{\max} = 0.06$$

En la práctica: $0.01 < \rho < 0.035$

REFUERZO POR TENSIÓN DIAGONAL SEGÚN EL RCDDF:

Calculo de V_{CR}

Se presentan dos casos:

1. Cuando $P_u < F_R(0.7f^*c Ag + 2000 A_s)$

En este caso V_{CR} se obtiene de la siguiente manera:

- Si $\rho < 0.015$

$$V_{CR} = F_R b d (0.2 + 20\rho) \sqrt{f^*c} \left(1 + 0.007 \frac{P_u}{A_g} \right)$$
- Si $\rho > 0.015$

Donde:
$$V_{CR} = 0.5 F_R b d \sqrt{f^*c} \left(1 + 0.007 \frac{P_u}{A_g} \right)$$

ρ = Área de las barras de la cara más próxima a la cara de tensión o a la de compresión para secciones rectangulares; y $0.33A_s$ en columnas circulares.

$$A_g = bh \quad F_R = 0.8 \text{ para cortante}$$

$$\text{Cuando } P_u > F_R(0.7f^*c A_g + 2000A_s)$$

En este caso V_{CR} se hará variar linealmente en función de P_u , hasta cero para

$$P_u = F_R(A_g f^*c + A_s f_y)$$

Calculo de los estribos:

$$\text{Cuando } V_u < V_{CR}$$

$$\text{Se colocará el refuerzo mínimo } \Rightarrow E \# 2.5 @ \frac{d}{2}$$

En secciones circulares sustituir d por D

$$\text{Cuando } V_u > V_{CR} :$$

$$\text{La separación de los estribos será } \Rightarrow S = \frac{F_R A_v f_y d}{V_u - V_{CR}} (\text{sen } \theta + \text{cos } \theta)$$

cumpliendo con:

$$S \leq \frac{F_R A_v f_y}{3.5b}$$

Donde: θ = Ángulo del refuerzo con el eje de la pieza.

A_v = Área transversal del refuerzo.

Limitaciones:

- $S \geq 6 \text{ cm}$
- Si $1.5 F_R db \sqrt{f^*c} > V_u > V_{CR} \Rightarrow S_{\max} = 0.5 d$
- Si $1.5 F_R db \sqrt{f^*c} < V_u \Rightarrow S_{\max} = 0.25 d$
- En ningún caso se permite que $V_u > 2F_R bd \sqrt{f^*c}$

REFUERZO TRANSVERSAL PARA COLUMNAS

Además de proporcionar resistencia al cortante, el refuerzo transversal debe ser tal que confine adecuadamente el núcleo de concreto.

Para considerar que el núcleo está confinado los estribos o grapas deben cumplir con:

$$l_{\max} \leq 15\text{cm} \dots\dots\dots 1$$

$$\text{Anillos cerrados} \quad \theta \leq 135^\circ$$

Separación entre estribos:

$$Sep = \frac{F_R A_v f_y d}{V_u - V_{CR}} (\text{sen}\theta + \text{cos}\theta) \dots\dots\dots 2$$

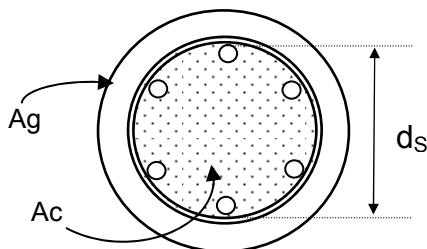
$$S_{\max} \leq \left[\frac{850}{\sqrt{f_y}} \right] \phi \text{ refuerzo longitudinal} \dots\dots\dots 3$$

$$S_{\max} \leq 48\phi \text{ estribo} \dots\dots\dots 4$$

$$S_{\max} \leq \frac{1}{2} \text{ de la menor dimensión de la columna} \dots\dots\dots 5$$

$$Sh = \frac{As\pi d_s}{\rho' A_c} \leq 7\text{cm} \dots\dots\dots 6$$

Donde: As = Área de refuerzo en espiral.
 d_s = Diámetro interno de la espiral.
 Sh = Paso de la espiral.



$$\rho' \geq \begin{cases} 0.45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y} \\ 0.12 \left(\frac{f'_c}{f_y} \right) \end{cases}$$

LONGITUD EN LA ZONA CONFINADA (l_c)

s_1 se obtiene con las expresiones 1, 2, 3, 4, 5 y 6.

s_2 se obtiene con las expresiones 2, 3, 4 y 5.

$$l_c \geq \begin{cases} *dimensión\ mayor\ de\ la\ columna \\ *Altura\ libre / 6 \\ *60\ cm \end{cases}$$

Secuencia de cálculo empleando el método de Bresler

1. Determinar P_u , M_{ux} y M_{uy}

$$P_u = F.C. P_s ; \quad M_{ux} = F.C. M_{cx}; \quad M_{uy} = F.C. M_{cy}$$

Donde: M_{cx} = Momento amplificado = $F_a(M_x)$

M_{cy} = Momento amplificado = $F_a(M_y)$

$F_a = 1.0$ para columnas cortas

2.- Se propone un porcentaje de acero (ρ) de la columna.

$$\rho_{supuesto} : A_s / bh \quad A_s = \rho_{supuesto} (bh)$$

$$q = \rho_{supuesto} f_y / f'_c ; \quad f'_c = 0.68 f'_c$$

$$0.01 < \rho_{practico} \leq 0.035$$

$$\text{según reglamento } \frac{20}{f_y} \leq \rho \leq 0.06$$

3.- Calcular P_{R0} :

$$P_{R0} = F_R [f'_c b h (1 - \rho) + f_y b h \rho]$$

$F_R = 0.8$ Si hay estribos o zunchos que confinen bien el núcleo y/o cuando la falla es por tensión.

$F_R = 0.7$ Estribos o zunchos que no confinen bien el núcleo y/o la falla es por compresión.

4.- Calcular P_{Rx} :
$$P_{Rx} = F_R K_x b h f''c$$

Donde: K_x se obtiene de los diagramas de interacción para diseño.

A dichas graficas se entra con: $\frac{d_x}{h_x}$; f_y ; $\frac{e_x}{h_x}$; q ; distribución del acero.

5.- Calcular P_{Ry}

$$P_{Ry} = F_R (K_y) (b) (h) (f''c)$$

Donde: K_y se obtiene de los diagramas de interacción para diseño.

A dichas graficas se entra con: $\frac{d_y}{h_y}$; f_y ; $\frac{e_y}{h_y}$; q ; distribución del acero.

6.- Sustituir P_{R0} , P_{Rx} y P_{Ry} en:

$$P_R = \frac{1}{\frac{1}{P_{Rx}} + \frac{1}{P_{Ry}} - \frac{1}{P_{R0}}} \quad \text{Esta ecuación es aplicable si } \frac{P_R}{P_{R0}} \geq 0.1$$

Si $P_R > P_u$ Proponer un ρ menor

Si $P_R < P_u$ Proponer un ρ mayor

7.- Tratar de cumplir con:

$$P_R \approx P_u$$

8.- Verificar que: $\frac{P_R}{P_{R0}} \geq 0.1$ de lo contrario usar:

$$\frac{M_{ux}}{M_{Rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{Ry}} \leq 1.0$$

Donde:

P_R = Carga nominal de diseño considerando las excentricidades e_x y e_y .

P_{Rx} = Carga nominal de trabajo considerando la excentricidad e_x .

P_{Ry} = Carga nominal de trabajo considerando la excentricidad e_y .

P_{R0} = Carga axial considerando que no hay excentricidades.

M_{ux} y M_{uy} = Momentos de diseño alrededor de los ejes x y y .

M_{Rx} y M_{Ry} = Momentos resistentes de diseño alrededor de los ejes x y y .

$$M_{Rx} = P_{Rx}(e_x) \quad M_{Ry} = P_{Ry}(e_y)$$

Nota: Las excentricidades tienen que cumplir con: e no será menor que:

$$0.05h \geq 2cm$$

Donde:

h = Es la dimensión de la sección en la dirección en que se considera la flexión.

$$e_x = \frac{\text{momento que sigue la dirección del eje } x}{P_u}$$

$$e_y = \frac{\text{momento que sigue la dirección del eje } y}{P_u}$$

7.3 LOSAS.

Clasificación:

A) De acuerdo a la flexión:

- Losas en una dirección.
- Losas en dos direcciones.

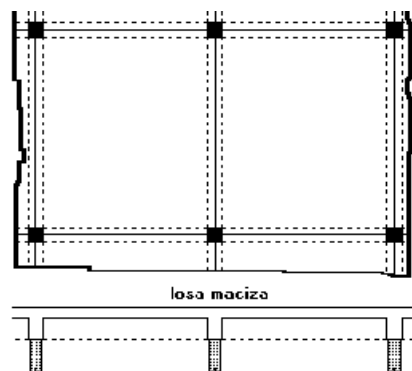
B) De acuerdo a sus apoyos:

- Losas perimetralmente apoyadas.
- Losas apoyadas sobre columnas.

C) De acuerdo al tipo de material:

- Losas macizas.
- Losas aligeradas.
- Losas de vigueta y bovedilla.

7.3.1 LOSAS DE CONCRETO REFORZADO



Definición: Las losas son elementos estructurales bidimensionales, en los que una dimensión es pequeña comparada con las otras dos. Las cargas que actúan sobre las losas son esencialmente verticales, por lo que su comportamiento está dominado por la flexión.

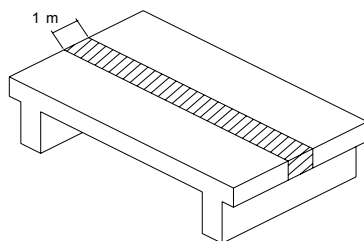
Tipos de Losas: Las losas pueden estar soportadas perimetral e interiormente por vigas monolíticas de mayor peralte, por vigas de otros materiales independientes o integradas a la losa; o soportadas por muros de concreto, mampostería o de otro material, en cuyo caso se les llama Losas perimetralmente apoyadas.

Las losas también pueden apoyarse directamente sobre las columnas, llamándose en este caso Losas apoyadas sobre columnas o Losas Planas, que en su forma tradicional no son adecuadas para zonas de alto riesgo sísmico como las existentes en el país, pues no disponen de capacidad resistente suficiente para desarrollar gran ductilidad. Pueden utilizarse capiteles y ábacos para mejorar la integración de las losas planas con las columnas, y para mejorar la resistencia de las losas al punzonamiento.

Según la geometría de la losa y el tipo de apoyo, las losas pueden tener flexión en una dirección (Losas Unidireccionales) o en dos direcciones (Losas Bidireccionales). Las losas unidireccionales son aquellas que están apoyadas en sólo dos lados paralelos, o cuando, aunque se apoyan en sus cuatro lados (sobre vigas o sobre muros), la relación largo/ancho es mayor o igual a 2. Las losas bidireccionales son aquellas que están apoyadas en todo su perímetro y que tienen una relación largo/ancho menor que 2.

DISEÑO DE LOSAS DE CONCRETO

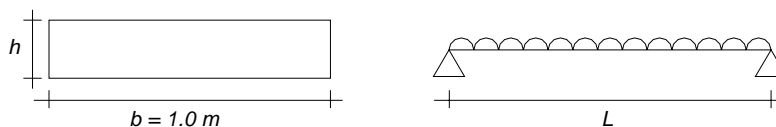
Losas Unidireccionales: Las losas unidireccionales se comportan básicamente como vigas anchas, por lo que se suelen diseñar como tales, tomando una franja de ancho unitario (un metro).



Se inicia el diseño fijando un peralte que garantice que no se presentarán deflexiones excesivas, para lo cual recomienda usar la siguiente expresión:

$$h = \frac{1}{24} \quad d = h - \text{recubrimiento}$$

El cálculo de los momentos flexionantes y las fuerzas cortantes se realiza considerando la losa como una viga simplemente apoyada con un ancho de 1 m. y carga uniformemente distribuida.



El acero de refuerzo necesario se calcula con las ecuaciones de flexión en vigas simplemente armadas.

$$M_R = F_R f'' c \cdot b d^2 q (1 - 0.5q)$$

El refuerzo obtenido deberá ser mayor que el mínimo y se coloca en la dirección paralela a la franja,

$$A_{S \min} = \frac{0.7 \sqrt{f'c}}{f_y} b d$$

En la dirección perpendicular se coloca acero mínimo por temperatura.

$$A_{st} = \frac{660x_1}{f_y(x_1 + 100)}$$

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

Para calcular la separación de las barras se puede aplicar la siguiente expresión:

$$s = \frac{100a_0}{A_s}$$

La separación del refuerzo por cambios volumétricos no excederá de 50 cm ni de $3.5 x_1$.

Losas Bidireccionales: Para el diseño de losas que trabajan en dos direcciones las NTC proponen usar el método de los coeficientes, siempre y cuando se satisfagan las siguientes limitaciones:

- a) los tableros son aproximadamente rectangulares;
- b) la distribución de las cargas es aproximadamente uniforme en cada tablero;
- c) los momentos flexionantes negativos en el apoyo común de dos tableros adyacentes difieren entre sí en una cantidad no mayor que 50 por ciento del menor de ellos; y
- d) 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.

En caso de no cumplir con alguno de estos requisitos se deberá utilizar otro método para su diseño, como el método de las líneas de fluencia, el método de las franjas o el de igualación de flechas.

Aplicación del método de los coeficientes:

1. Revisión del peralte mínimo.

Se recomienda iniciar el diseño fijando un peralte que garantice que no se presentarán deflexiones excesivas, para lo cual las NTC proponen utilizar la siguiente expresión:

$$d_{\min} = \frac{\text{perimetro}}{250} \quad \text{para concreto clase I}$$

$$d_{\min} = \frac{\text{perimetro}}{170} \quad \text{para concreto clase II}$$

Siempre y cuando $f_s \leq 2520 \text{ kg/cm}^2$ y $w \leq 380 \text{ kg/m}^2$, donde $f_s = 0.6 f_y$. Para otras

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

aciones de f_s y w , el peralte efectivo mínimo se obtendrá multiplicando por

En este cálculo, la longitud de lados discontinuos se incrementará 50 por ciento si los apoyos de la losa no son monolíticos con ella, y 25 por ciento cuando lo sean.

2. Obtención de los coeficientes.

Los coeficientes se obtienen de la tabla 6.1 (página 50) de las NTC-2001, para lo cual se requiere conocer:

50

PROPUESTA DE NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO

ABRIL 2001

Tabla 6.1 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 ³	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II
Interior Todos los bordes continuos	Neg. en bordes interiores	corto	998	1018	553	565	489	498	432	438	381	387	333	338	288	292
		largo	516	544	409	431	391	412	371	388	347	361	320	330	288	292
	Positivo	corto	630	668	312	322	268	276	228	236	192	199	158	164	126	130
		largo	175	181	139	144	134	139	130	135	128	133	127	131	126	130
De borde Un lado corto discontinuo	Neg. en bordes interiores	corto	998	1018	568	594	506	533	451	478	403	431	357	388	315	346
		largo	516	544	409	431	391	412	372	392	350	369	326	341	297	311
	Neg. en bordes dis. discontinuo	largo	326	0	258	0	248	0	236	0	222	0	206	0	190	0
		Positivo	corto	630	668	329	356	292	306	240	261	202	219	167	181	133
		largo	179	187	142	149	137	143	133	140	131	137	129	136	129	135
De borde Un lado largo discontinuo	Neg. en bordes interiores	corto	1060	1143	583	624	514	458	453	481	397	420	346	364	297	311
		largo	587	687	465	545	442	513	411	470	379	426	347	384	315	346
	Neg. en bordes dis. discontinuo	corto	651	0	362	0	321	0	283	0	250	0	219	0	190	0
		Positivo	corto	751	912	334	366	285	312	241	263	202	218	164	175	129
		largo	185	200	147	158	142	153	138	149	135	146	134	145	133	144
De esquina Dos lados adyacentes discontinuos	Neg. en bordes interiores	corto	1060	1143	598	653	530	582	471	520	419	464	371	412	324	364
		largo	600	713	475	564	455	541	429	506	394	457	360	410	324	364
	Neg. en borde discontinuos	corto	651	0	362	0	321	0	277	0	250	0	219	0	190	0
		largo	326	0	258	0	248	0	236	0	222	0	206	0	190	0
	Positivo	corto	751	912	358	416	306	354	259	298	216	247	176	199	137	153
		largo	191	212	152	168	146	163	142	158	140	156	138	154	137	153
Extremo Tres bordes discontinuos un lado lar- go continuo	Neg. en borde cont.	corto	1060	1143	970	1070	890	1010	810	940	730	870	650	790	570	710
		largo	651	0	370	0	340	0	310	0	280	0	250	0	220	0
	Neg. en bordes disc. discontinuos	corto	220	0	220	0	220	0	220	0	220	0	220	0	220	0
		largo	751	912	730	800	670	760	610	710	550	650	490	600	430	540
	Positivo	corto	185	200	430	520	430	520	430	520	430	520	430	520	430	520
		largo	570	710	570	710	570	710	570	710	570	710	570	710	570	710
Extremo Tres bordes discontinuos un lado cor- to continuo	Neg. en borde cont.	corto	570	0	480	0	420	0	370	0	310	0	270	0	220	0
		largo	330	0	220	0	220	0	220	0	220	0	220	0	220	0
	Neg. en borde disc. discontinuos	corto	1100	1670	960	1060	840	950	730	850	620	740	540	660	430	520
		largo	200	250	430	540	430	540	430	540	430	540	430	540	430	540
	Positivo	corto	570	0	550	0	530	0	470	0	430	0	380	0	330	0
		largo	330	0	330	0	330	0	330	0	330	0	330	0	330	0
Aislado Cuatro lados discontinuos	Neg. en bordes discontinuos	corto	1100	1670	830	1380	800	1330	720	1190	640	1070	570	950	500	830
		largo	200	250	500	830	500	830	500	830	500	830	500	830	500	830

¹ Para las 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.

- La relación entre los lados del tablero $m = \frac{a_1}{a_2} = \frac{\text{lado corto}}{\text{lado largo}}$.
- La forma del apoyo del tablero: caso I monolítico caso II = no monolítico.
- Condiciones de continuidad de los bordes.

Para obtener el coeficiente se entra a la tabla con el valor de m , estableciendo el tipo de apoyo y las condiciones de continuidad. En caso de que el valor de m no se encuentre de manera directa en la tabla se deberá realizar una interpolación.

3. Cálculo de los momentos últimos.

Con los coeficientes obtenidos se calcula el valor del momento por unidad de ancho en la franja central del tablero, de la siguiente manera:

$$M = Coef \times 10^{-4} \cdot w \cdot a_1^2$$

Cuando los momentos obtenidos en el borde común de dos tableros adyacentes sean distintos, se distribuirán dos tercios del momento de desequilibrio entre los dos tableros si éstos 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: $k = \frac{d^3}{a_1}$ y el factor de distribución se obtiene como: $f_d = \frac{ki}{\Sigma ki}$

4. Diseño por flexión.

Con el momento último obtenido en este método se calcula el área de acero y la separación de las varillas que habrán de cubrirla.

El refuerzo obtenido deberá ser mayor que el mínimo por temperatura.

$$A_{st} = \frac{660 x_1}{f_y(x_1 + 100)}$$

Para calcular la separación de las barras se puede aplicar

La separación no excederá de 50 cm ni de $3.5 x_1$. $s = \frac{100 a_0}{A_s}$

5. Revisión del peralte por cortante.

Debe verificarse que el cortante resistente V_{CR} sea mayor o igual al cortante último V_u .

Donde: $V_{CR} = 0.5 F_R b d \sqrt{f^* c}$

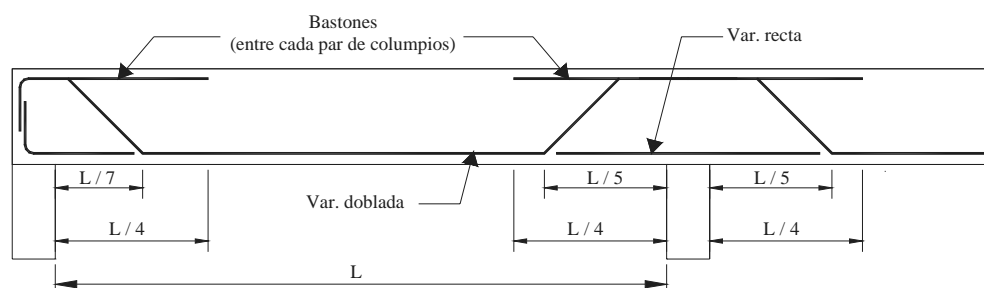
$$V_u = \left(\frac{a_1}{2} - d \right) \left[\frac{w_u}{1 + \left(\frac{a_1}{a_2} \right)^6} \right]$$

6. Armado de la losa.

Para el armado de la losa, un aspecto importante a considerar es garantizar que el acero se coloque en las zonas donde se desarrollarán los esfuerzos de tensión. Para cumplir con este aspecto, se disponen dobleces llamados columpios, de tal manera que la varilla quede colocada en la parte inferior en los centros de los claros, que es donde se presentan los momentos positivos y en la parte superior en las zonas de los apoyos, lugar donde se tendrán momentos negativos.

Se acostumbra configurar la parrilla de cada dirección con pares de varillas, una recta en el lecho inferior y la siguiente doblada con los columpios. Sin embargo, de esta manera se pierde una varilla que debería ir sobre el apoyo en la zona de momento negativo, para compensar la situación se disponen bastones en dicha zona.

Para llevar a cabo lo mencionado en el párrafo anterior y cumplir con los requisitos dispuestos en reglamento se debe respetar lo siguiente:

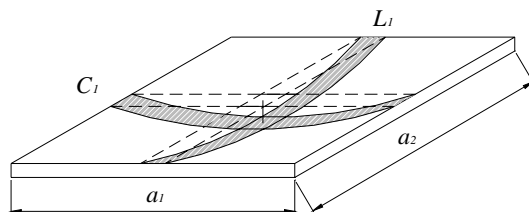


Diseño de losas bidireccionales por el método de igualación de flechas.

También se conoce como método de las rigideces relativas o de factores de distribución de carga. Es un método aproximado para el diseño de losas y fue muy usado durante mucho tiempo.

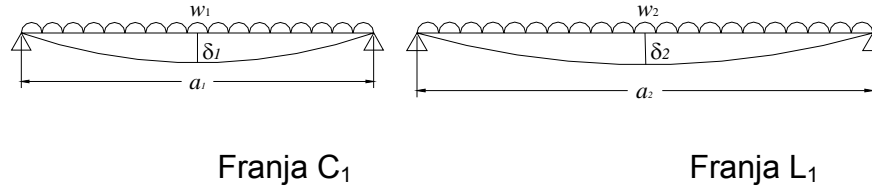
Este método se basa en lo siguiente:

- Supóngase la siguiente losa perimetralmente apoyada,



En la losa se han señalado las franjas centrales C_1 y L_1 , correspondientes al claro corto y al claro largo respectivamente. Debido a la carga uniformemente

distribuida w , la losa se flexiona de tal manera que su flecha máxima se presenta en el centro. Se observa individualmente cada una de las franjas señaladas,



la deflexión δ es:

$$\delta = \frac{5 w l^4}{384 E I}$$

De acuerdo a la primer figura, $\delta_1 = \delta_2$, por lo tanto

$$\delta_1 = \frac{5 w_1 a_1^4}{384 E I} = \delta_2 = \frac{5 w_2 a_2^4}{384 E I}$$

simplificando lo anterior, $w_1 a_1^4 = w_2 a_2^4$

$$\frac{w_1}{w_2} = \frac{a_2^4}{a_1^4}$$

pero, $w = w_1 + w_2$, ó $w_1 = w - w_2$

$$\frac{w - w_2}{w_2} = \frac{a_2^4}{a_1^4}; \quad \rightarrow \quad \frac{w}{w_2} - \frac{w_2}{w_2} = \frac{a_2^4}{a_1^4}; \quad \rightarrow \quad \frac{w}{w_2} - 1 = \frac{a_2^4}{a_1^4}; \quad \rightarrow \quad \frac{w}{w_2} = \frac{a_2^4}{a_1^4} + 1$$

si llamamos $w_b = \frac{w_2}{w}$, entonces, $\frac{w}{w_2} = \frac{1}{w_b}$

sustituyendo $\frac{1}{w_b} = \frac{a_2^4}{a_1^4} + 1$,

por lo tanto, $w_b = \frac{1}{\frac{a_2^4}{a_1^4} + 1}$ ó $w_b = \left[\frac{a_2^4}{a_1^4} + 1 \right]^{-1}$

de manera similar, $w_a = \frac{1}{\frac{a_1^4}{a_2^4} + 1}$ ó $w_b = \left[\frac{a_1^4}{a_2^4} + 1 \right]^{-1}$

de esta manera, $w_1 = w_a(w)$ y $w_2 = w_b(w)$

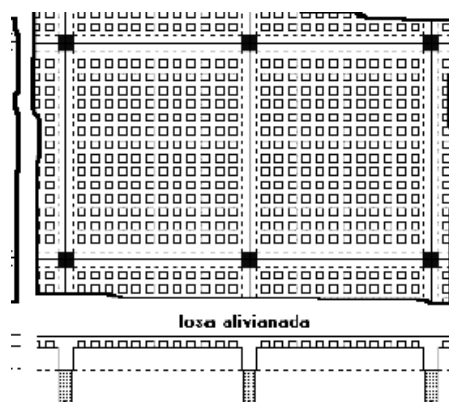
De igual manera se obtuvieron los valores de los coeficientes para repartir la carga w en losas de tableros con otras condiciones de apoyo, los cuales se presentan en la tabla N° 3 del ACI.

Procedimiento de análisis por el método de igualación de flechas.

El análisis de la losa se hace como si se tratara de una viga continua, cuyos apoyos son los muros y su carga es la fracción de la carga w que trabaja en esa dirección. Los apoyos extremos se consideran empotrados si la losa es monolítica con los apoyos y articulados si no lo es:

1. Se calcula el peralte mínimo igual que con el método de los coeficientes.
2. Se obtienen los factores de distribución de carga para cada tablero (Tabla N° 3 – ACI).
3. Se toma una franja de ancho unitario y se aísla como si fuera una viga continua, indicando los apoyos y las cargas correspondientes en cada tramo.
4. Se analiza la viga (cross o rigideces) para obtener los diagramas de fuerza cortante y momento flexionante.
5. Con los momentos máximo positivo y negativo se calcula el acero necesario por flexión y con el cortante máximo se revisa la resistencia a cortante.

7.3.2 LOSAS RETICULARES



Son losas formadas por nervaduras y bloques de material ligero o alvéolos formados por moldes removibles. Este tipo de losas es utilizado para salvar grandes claros, o para soportar cargas lineales o concentradas sobre ella.

También es utilizada para apoyarse directamente sobre columnas (evitando las trabes que normalmente irían si se construyera con losa maciza). Este tipo de estructura no es recomendable para edificios de más de 5 niveles.

Clasificación:

- Losas Perimetrales
- Losas apoyadas directamente sobre columnas

Tipos de Bloques:

- Casetón o bloque de concreto ligero
- Tiene un peso de entre 8 y 10 kg / pza.
- Dos bloques forman un casetón de 40 x 40, este bloque es el más comercial; su limitación es el espesor que se obtiene de la losa ($H = 20 + 5 = 25\text{cm}$).



capa de compresión

Bloque de “Espuma de Poliestireno”

Es un derivado del petróleo. Los casetones se forman uniendo mediante vapor a altas temperaturas esferas de aproximadamente 1mm de diámetro.

Algunas de las ventajas que ofrecen estos aligeradores son:

- Material aislante y térmico.
- Se puede cortar con facilidad.
- Se puede obtener cualquier peralte deseado.
- Se vende por m^3 de cualquier dimensión.
- Peso 17 Kg. / m^3 (se desprecia su peso).

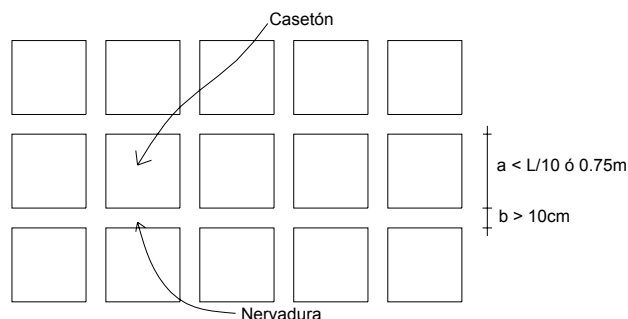
La principal desventaja es su elevado costo.

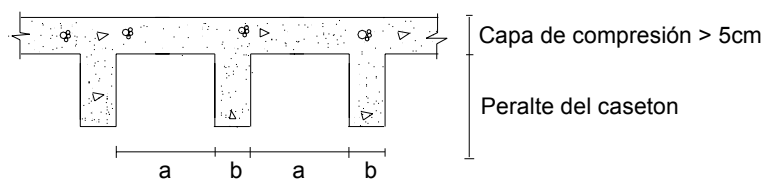
- Bloque de Vidrio
- Bloque de Barro

ESPECIFICACIONES PARA LOSAS NERVADAS:

- La distancia entre nervaduras no será mayor de 75 cm.
- El ancho de las nervaduras no será menor de 10 cm.
- El patín de compresión no deberá tener un espesor menor de 5 cm.
- El peralte de las nervaduras no será mayor de 3 veces el ancho.

PLANTA





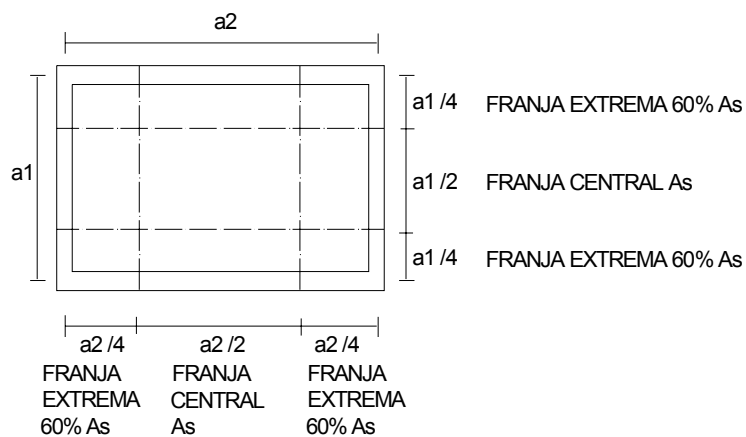
CORTE

Por economía: $b \leq 16 \text{ cm}$

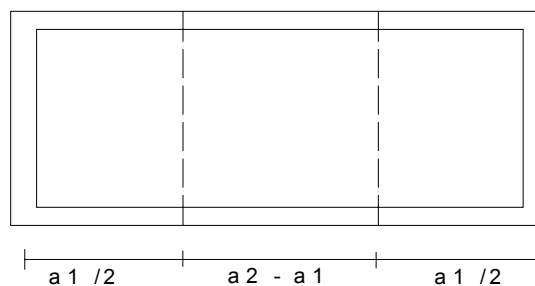
Y las nervaduras que pasan sobre las columnas: Ancho $\leq 2b$ ó 40cm

El reglamento del DF especifica que el área de acero calculada para los momentos máximos puede reducirse en las franjas extremas de acuerdo con lo siguiente:

Si $\frac{a_1}{a_2} > 0.5$ entonces:



Si $\frac{a_1}{a_2} < 0.5$ entonces:

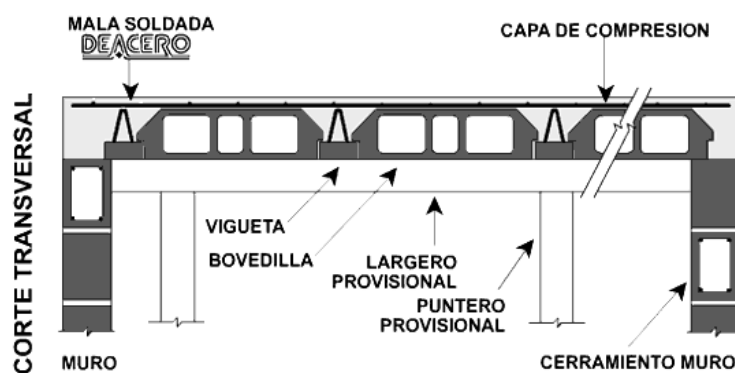


7.3.3 LOSA DE VIGUETA Y BOVEDILLA

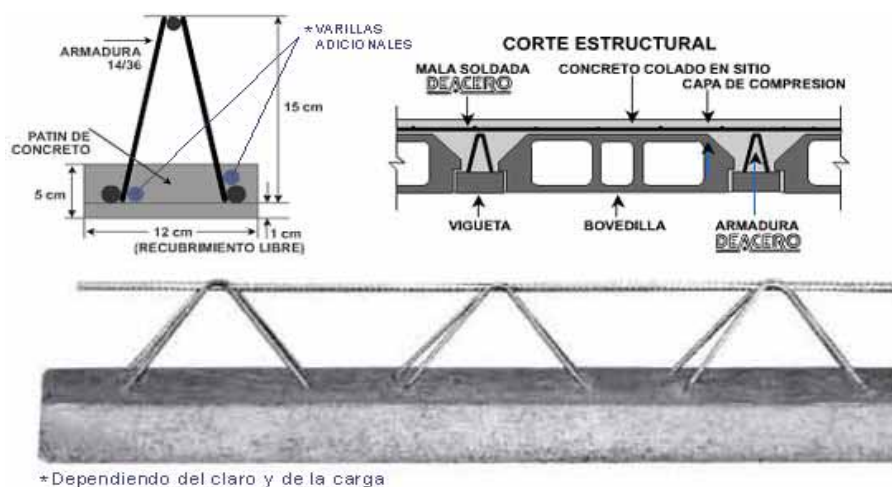
El sistema de losa vigueta-bovedilla es un sistema compuesto básicamente por dos elementos prefabricados, la vigueta y la bovedilla, productos de fabricación sencilla y de costo relativamente bajo, por lo cual presenta ciertas ventajas al usarse en construcción de viviendas.

Los elementos que componen el sistema de losa vigueta-bovedilla son:

- Vigueta prefabricada.
- Bovedilla.
- Capa de compresión.
- Acero de refuerzo de la capa de compresión.



Vigueta: Es un elemento compuesto por una armadura de acero tridimensional. Consta de tres varillas longitudinales corrugadas, una superior y dos inferiores, unidas por varillas diagonales lisas en forma de zig-zag, soldadas por resistencia eléctrica a cada 20 cm. La varilla superior y las diagonales se fabrican con acero de grado 50 y las varillas inferiores con acero de grado 60. De esta armadura se cuelan las dos varillas inferiores hasta una altura de 5 cm., formando un patín de concreto, que a la postre servirá para que se apoyen las bovedillas.

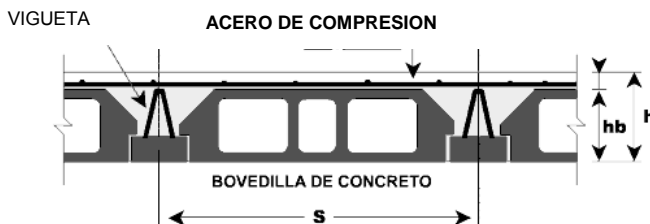


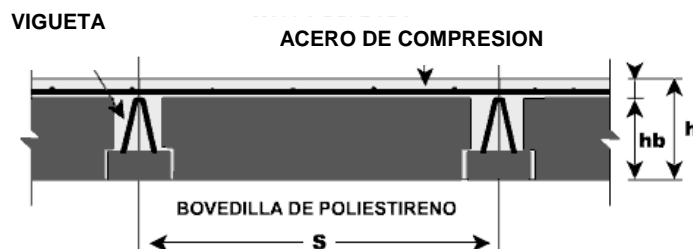
Es el elemento más importante del sistema, ya que es estructuralmente el responsable de soportar la losa. La resistencia del concreto del patín, es de $f'c = 200$ kg/cm² y la vigueta tiene un peso por metro lineal entre 12 y 14 kg.

Bovedilla: Las bovedillas son elementos aligerantes del sistema y pueden ser de diversos materiales, como cemento-arena, poliestireno y barro.

Se apoya directamente en las viguetas. Su función es eliminar la cimbra de contacto y aligerar la losa. No contribuye a la resistencia de la losa.

Las dimensiones de la bovedilla dependen de la carga que se quiera soportar en la losa, generalmente oscila entre 60 y 75 cm. medida de centro a centro de viguetas y su altura depende del claro de la losa v existen desde 10 hasta 20 cm.





Claro máximo recomendado $S = 67$ cm.

Capa de compresión: Es la capa de concreto colado en obra que queda encima de las bovedillas, su espesor varía de 3 a 6 cm siendo 5 cm el espesor más recomendado. La capa de compresión actúa como una pequeña losa apoyada sobre las viguetas prefabricadas.

Cuando se realiza el colado, las diagonales de la armadura funcionan como conectores entre el concreto recién colado y el patín de la viga con la capa de compresión. La resistencia del concreto de la capa de compresión colado en obra será por lo menos de $f'c = 200$ kg/cm².

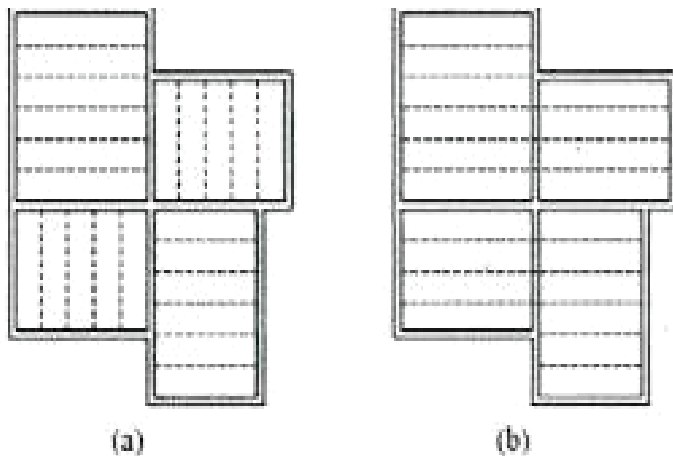
Se requiere colocar acero de refuerzo en la capa de compresión para resistir los esfuerzos de flexión que se llegan a presentar, así como evitar agrietamientos por cambios volumétricos debidos a variaciones de temperatura. Este acero de refuerzo es el mismo requerido por contracción y temperatura (A_{st}).

Este acero, generalmente se proporciona a través de malla electrosoldada. Para espesores de 3 a 4 cm se recomienda usar malla 6x6-10/10 Y para espesores de 5 a 6 cm se utiliza la 6x6-08/08

Apuntalamiento: El sistema requiere de apuntalamiento provisional mientras el concreto colado en obra alcanza una resistencia adecuada. Se recomienda un mínimo de siete días.

Procedimiento de diseño de sistemas de losas de vigueta y bovedilla.

Estructuración: En esta etapa se propone el acomodo de las viguetas, así como su separación. En los ejes donde hay muro es recomendable colocar viguetas para crear una línea resistente. Se sugiere que las viguetas se coloquen en el sentido corto de cada tablero (Fig. a), aunque a veces resulta más práctico correr las viguetas en un solo sentido, sobre todo si se tienen claros relativamente pequeños (Fig. b).



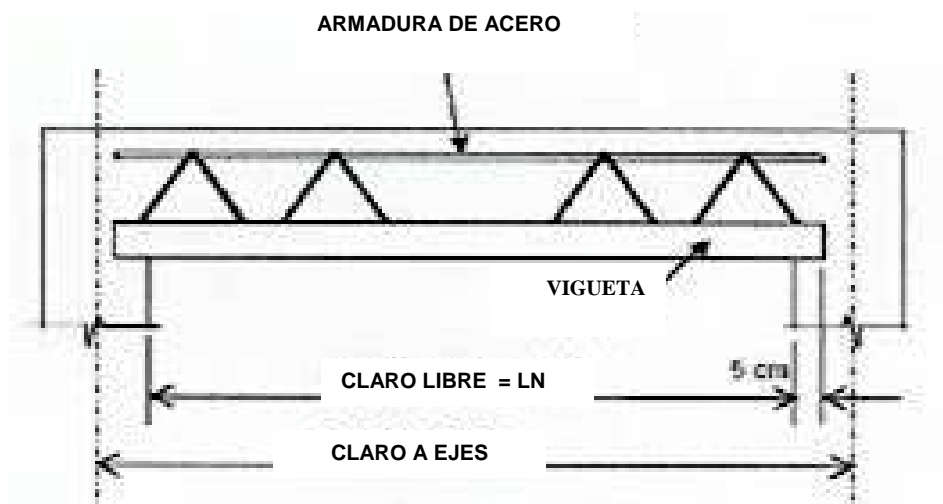
En los tableros donde se tengan instalaciones como las del baño, o en los que se presenten cargas concentradas considerables (tinaco, tanque estacionario, etc.) no se recomienda colocar este sistema.

Análisis de Carga: Una vez propuesta la estructuración se realiza el análisis de cargas, considerando el peso propio del sistema vigueta y bovedilla por metro

cuadrado, generalmente este peso lo proporciona el fabricante. También debe tomarse en cuenta el peso de los acabados, la carga viva correspondiente y la carga adicional. Una vez determinado el peso por metro cuadrado de la losa se selecciona la vigueta requerida en las tablas que proporciona el fabricante.

Diseño de la Vigueta: Datos de diseño. En esta etapa se determina la longitud de diseño de la vigueta y el ancho de la viga T, de acuerdo a lo siguiente:

Longitud de diseño.

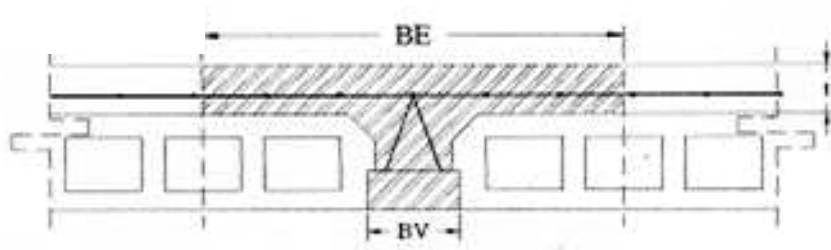


Claro libre entre apoyos (LN), es la distancia medida de eje a eje de los muros en que se apoya la vigueta. Claro a ejes de apoyos, es la distancia de paño a paño de los apoyos.

Longitud de la vigueta, es la longitud a ejes de apoyos más las longitudes de apoyo de la Vigueta (por lo menos de 5 cm. en cada apoyo).

Longitud de diseño (L), es la longitud de la vigueta, menos la mitad de la longitud de apoyo en cada extremo.

Ancho de la Viga T.



Para determinar el ancho de la viga T se calcula las siguientes expresiones:

- a) $BE = 16t + BV$ donde t es el espesor de la capa de compresión y BV es el ancho de viga.
- b) $BE = S$ donde S es la separación entre viguetas.
- c) $BE = LN / 4$ donde LN es el claro libre.

El ancho de la viga T, BE será el menor de los calculados.

Cálculo del momento y revisión del área de acero. Se calcula el momento máximo positivo considerando el sistema como una viga simplemente apoyada, es decir,

$$M = \frac{wl^2}{8}$$

Con momento de diseño se determina el porcentaje de acero necesario y se revisa que el A_s coincida con la de la viga seleccionada.

$$p = \frac{qf''c}{fy}$$

Donde:

$$q = 1 - \sqrt{1 - \frac{2M_R}{F_R B E d^2 f''C}}$$

$A_s = \rho B E d$ Donde d es el peralte efectivo = $H - (\text{rec. Libre} - \frac{1}{2} \emptyset)$, siendo H el espesor total de la losa \emptyset el diámetro de las varillas interiores.

Revisión por cortante. Se verifica que el $V_{cr} > V_u$, donde :

$$V_{cr} = 0.5 F_R B E d \sqrt{f^* c} \qquad V_u = w l / 2$$

7.4 DISEÑO DE MUROS DE MAMPOSTERIA

Aspectos Generales.

Los muros de mampostería son elementos estructurales empleados frecuentemente en la construcción de diversas edificaciones, tales como estructuras de retención (de agua y de tierras), de almacenamiento (bodegas, silos, tanques), pero su mayor uso se presenta en viviendas.

Los muros comunmente están constituidos por piezas de mampostería unidas por un material cementante llamado mortero. Cabe mencionar que ambos materiales deben cumplir con los requisitos generales establecidos en los reglamentos.

Las piezas de mampostería más empleadas en la construcción de los muros pueden ser de dos tipos:

1. Tabiques o ladrillos de barro o arcilla.
2. Bloques, tabiques o tabicones de concreto (cemento-arena).

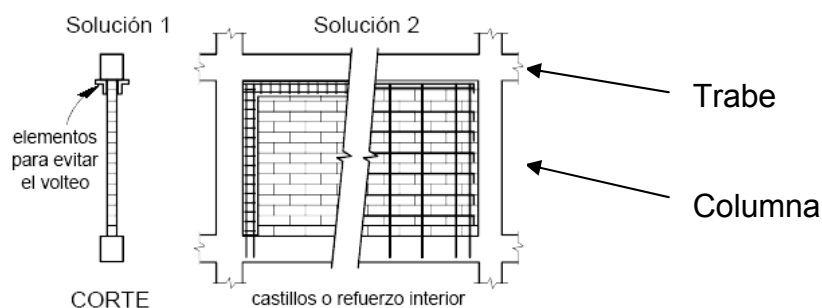
Ambos tipos de piezas se pueden clasificar en huecas o macizas de acuerdo con ciertas características definidas en el reglamento.

- Piezas Huecas: son aquellas que en su sección transversal más desfavorable tienen un área mínima de al menos el 45% del área total y las paredes de las piezas no deben tener espesores menores de 1.5 cm.
- Piezas Macizas: son aquellas que en su sección transversal más desfavorable tienen un área mínima de por lo menos el 75% del área total y las paredes de las piezas no deben tener espesores menores de 2.0 cm.

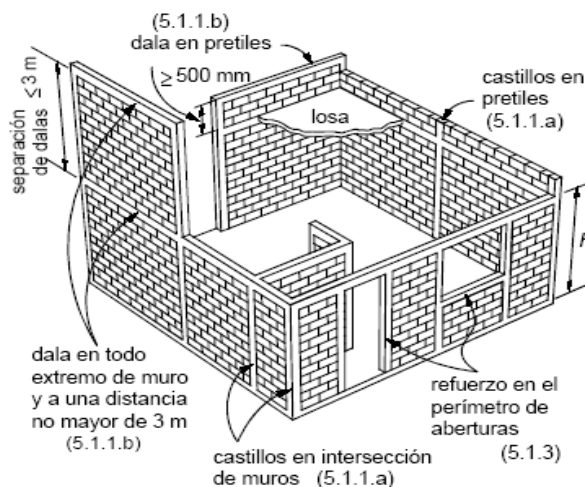
De acuerdo con su funcionamiento se puede tener muros de carga, muros de contención, muros divisorios y bardas.

De acuerdo con la manera en que trabajan se clasifican en muros diafragma, muros de mampostería confinados y muros de mampostería reforzados.

1. Muros diafragma: son aquellos que se encuentran rodeados en su perímetro por vigas y columnas, proporcionándole a los marcos una mayor rigidez contra la acción de cargas horizontales.



2. Muros de mampostería confinados: son aquellos que se encuentran rodeados por dalas y castillos cuya función es ligar al muro proporcionándole un confinamiento que le permita un mejor comportamiento.

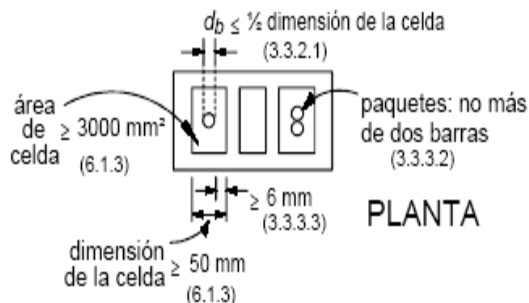


Los castillos y dalas deben cumplir con los siguientes requisitos:

- 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 $1.5 H$, ni 4 m .
- b) Existirá una dala en todo extremo horizontal del muro, a menos que este último este ligado a un elemento de concreto reforzado de al menos 10 cm de peralte. Además, existirán dalas en el interior del muro a una separación no mayor de 3 m y en la parte superior de parapetos o pretilos cuya altura sea superior a 50 cm .
- c) Las dalas y castillos tendrán una dimensión mínima igual al espesor del muro, t .
- d) El concreto de las dalas y castillos tendrán una resistencia a la compresión, f'_c , no menor de 150 Kg./cm^2 .
- e) El refuerzo longitudinal del castillo y la dala estará formado por lo menos de

tres barras con área al menos igual a $0.2 \frac{f'_c}{f_y} t^2$.

- f) El refuerzo longitudinal del castillo y la dala estará anclado en los elementos que limitan al muro de manera que pueda desarrollar su esfuerzo de fluencia.
- g) Los castillos y dalas estarán reforzados transversalmente por estribos cerrados y con un área A_{sc} , al menos igual a $\frac{1000 s}{f_y h_c}$, donde s es la separación de los estribos y ésta no excederá de $1.5t$ ni de 20 cm; h_c es la dimensión del castillo o dala en el plano del muro.
- h) Cuando la resistencia de diseño a la compresión diagonal, v_m^* sea superior a 6 kg/cm², se suministrará refuerzo transversal con área igual a la calculada con la ecuación del inciso anterior.
- i) Existirán elementos de refuerzo con las mismas características que las dalas y castillos en el perímetro de toda abertura cuya dimensión horizontal exceda de la cuarta parte de la longitud del muro o separación entre castillos, o de 60 cm. También se colocarán elementos verticales y horizontales de refuerzo en aberturas con altura igual a la del muro.
- j) El espesor de los muros, t , no será menor que 10 cm y la relación altura libre a espesor del muro, H/t , no excederá de 30 .
3. Muros de mampostería reforzados: son aquellos que se encuentran constituidos por piezas huecas y se les colocan varillas de refuerzo tanto vertical como horizontalmente.



Refuerzo para muros de mampostería. La determinación de la resistencia a la compresión y a la tensión diagonal de los muros se obtiene mediante ensayos de laboratorio en pilas y muretes realizados de acuerdo con las especificaciones que marcan los reglamentos.

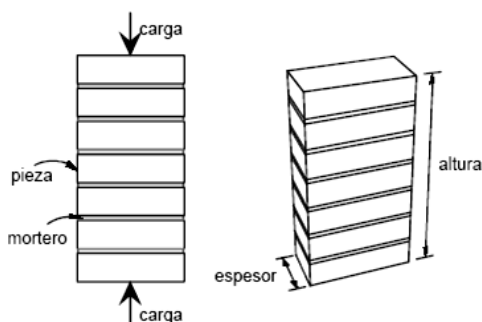


Figura 2.2 Pila para prueba en compresión

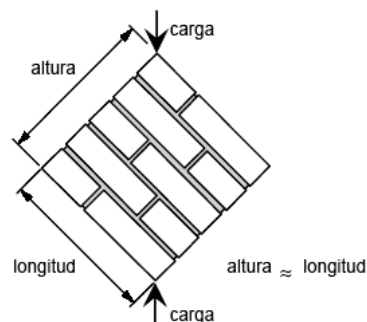


Figura 2.3 Murete para prueba en compresión diagonal

Tomado de las NTC-2001 para diseño y construcción de estructuras de mampostería (pags. 9 y 10).

Cuando no se realizan ensayos experimentales podrán emplearse los valores de f_m^* que se presentan en las tablas 2.8. y 2.9 de las NTC para diseño y construcción de estructuras de mampostería.

El diseño de muros de mampostería consiste en revisar si la densidad y espesor de muros es adecuada para resistir las cargas axiales, momentos flexionantes y cortantes actuantes. De no ser así se debe incrementar los espesores

de los muros o colocar el refuerzo transversal necesario, ya sea mediante varillas verticales y horizontales o utilizando malla de acero electrosoldada.

Muros sujetos a cargas verticales.

El RCDF establece que la resistencia de un muro a carga vertical debe ser mayor o igual a la carga última aplicada sobre él, es decir:

$$P_R \geq P_u$$

donde P_u es la carga vertical última aplicada, la cual resulta de multiplicar la carga vertical (CM + CV) por el factor de carga F_C correspondiente; y P_R es la carga vertical resistente del muro, la cual se obtiene utilizando expresiones establecidas en reglamento, en las cuales intervienen los siguientes factores:

F_R : es el factor de reducción, que de acuerdo a reglamento vale 0.6 para muros confinados o reforzados interiormente y 0.3 para muros no confinados ni reforzados interiormente.

F_E : es el factor de reducción por excentricidad y esbeltez del muro.

f^*m : es el esfuerzo de diseño a la compresión de la mampostería.

A_T : es el área del muro en planta.

Muros sujetos a cargas laterales (sismo).

El RCDF establece que la resistencia de un muro a cortante debe ser mayor o igual al cortante último aplicado sobre él, es decir:

$$V_R \geq V_u$$

donde V_u es la fuerza cortante última aplicada, la cual resulta de multiplicar el cortante producido por la acción del sismo por el factor de carga F_C correspondiente; y V_R es el cortante resistente del muro, que se obtiene mediante la aplicación de las expresiones establecidas en reglamento:

$$V_R = F_R(0.5 v_m^* A_T + 0.3P) \leq 1.5F_R v_m^* A_T$$

donde:

F_R : es el factor de reducción, que de acuerdo a reglamento vale 0.7 para muros diafragma, muros confinados y muros con refuerzo interior y 0.4 para muros no confinados ni reforzados interiormente.

v_m^* : es la resistencia de diseño a compresión diagonal de la mampostería empleada.

P : es la carga vertical soportada por el muro, se deberá tomar positiva en compresión.

A_T : es el área de la sección transversal del muro.

El área transversal A_T se afecta por el factor F_{AE} , que está dado por:

$$F_{AE} = 1 \quad \text{si } \frac{H}{L} \leq 1.33$$

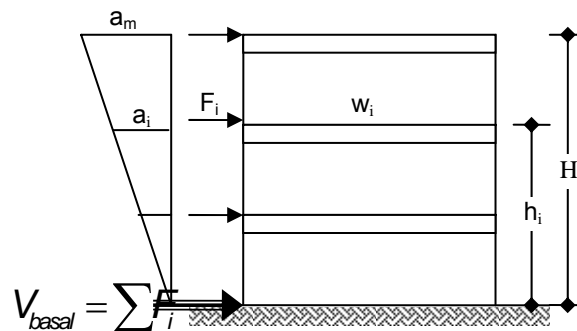
$$F_{AE} = \left(1.33 \frac{L}{H}\right)^2 \quad \text{si } \frac{H}{L} > 1.33$$

donde H es la altura libre del muro y L es la longitud efectiva del muro.

Para obtener el cortante producido por la acción del sismo el reglamento permite emplear métodos de análisis dinámicos o estáticos.

Método dinámico de análisis sísmico: Este método consiste en resolver la ecuación de movimiento para lo cual es necesario determinar algunas de las propiedades de la estructura, tales como rigidez, periodo, amortiguamiento, frecuencia natural, modos de vibrar, etc. así como el espectro de diseño correspondiente.

Método estático de análisis sísmico: En este método se parte de la hipótesis de que la distribución de aceleraciones en los diferentes niveles de la estructura es lineal, partiendo desde cero en la base hasta una aceleración máxima (a_m) en la azotea.



De acuerdo con la segunda ley de Newton $F = ma$, y además $m = \frac{w}{g}$; por lo tanto la fuerza en cada nivel (F_i) resulta ser:

$$F_i = \frac{w_i}{g} a_i$$

Por otro lado, por triángulos semejantes :

$$a_i = \frac{h_i}{H} a_m$$

entonces,

$$F_i = \frac{w_i}{g} \frac{h_i}{H} a_m$$

El cortante basal es:

$$V_{basal} = \sum F_i = \frac{a_m}{gH} \sum w_i h_i$$

despejando,

$$a_m = \frac{gH}{\sum w_i h_i} V_{basal}$$

y sustituyendo:

$$F_i = \frac{w_i h_i}{g H \sum w_i h_i} V_{basal} = \frac{w_i h_i}{\sum w_i h_i} V_{basal}$$

De reglamento:

$$V_{basal} = C_s W_{total}$$

Entonces:

$$F_i = C_s W_{total} \frac{w_i h_i}{\sum w_i h_i}$$

donde: W_{total} es el peso total de la estructura y C_s es el coeficiente sísmico que se obtiene de reglamento y el cual puede o no ser reducido por el factor de comportamiento sísmico (Q), resultando:

$$F_i = \frac{C}{Q} W_{total} \frac{w_i h_i}{\sum w_i h_i}$$

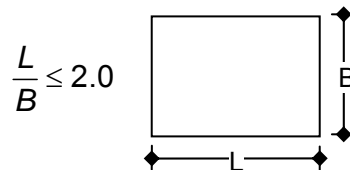
Nota: dado que la mampostería tiene muy poca resistencia a tensión, ante la acción de cargas cíclicas presenta un comportamiento poco dúctil, por lo que los valores que pueden ser considerados para Q son pequeños (1, 1.5 y 2).

Para estructuras a base de muros de carga el reglamento permite una variante del método estático que se conoce como método simplificado de análisis sísmico.

Método simplificado de análisis sísmico.

Para poder aplicar este método el reglamento establece que la estructura debe cumplir con los siguientes requisitos:

- a) Que al menos el 75% de las cargas verticales están soportadas por muros ligados entre sí mediante losas monolíticas u otros sistemas de pisos suficientemente resistentes y rígidos al corte.
- b) Deben existir muros perimetrales con una longitud mínima del 50% del total de la construcción en cada dirección.
- c) La relación entre longitud y ancho de la planta del edificio no excede de 2 a menos que, para fines de análisis sísmico, se pueda suponer dividida dicha planta en tramos independientes cuya relación longitud a ancho satisfaga esta restricción.



- d) La relación entre la altura y la dimensión mínima de la base del edificio no excede de 1.5 y la altura del edificio no es mayor de 13 m.

$$\frac{H}{B} \leq 1.5 \quad H \leq 13$$

Las fuerzas laterales por sismo se obtienen utilizando la misma expresión que en el método estático:

$$F_i = \frac{C}{Q} W_{total} \frac{w_i h_i}{\sum w_i h_i}$$

El valor del coeficiente C/Q se obtiene directamente de tablas que vienen en reglamento.

La fuerza cortante en cada entrepiso será la suma de las fuerzas actuantes en los niveles superiores. Luego se revisa que el cortante en cada entrepiso sea resistido por los muros de dicho entrepiso actuando en colaboración.

En este método no es necesario revisar los desplazamientos horizontales, los momentos torsionantes y de volteo.

PROCEDIMIENTO DE REVISIÓN POR SISMO APLICANDO EL MÉTODO SIMPLIFICADO DEL RCDF

1. Verificar que la estructura cumpla con los requisitos de regularidad establecidos en el reglamento.
2. Determinar el grupo al que pertenece la construcción y el tipo de terreno donde estará ubicada .
3. Seleccionar el coeficiente sísmico que le corresponde.
4. Calcular el peso total de la estructura W_{TOTAL} mediante un análisis de cargas.
5. Obtener el cortante sísmico en la base de la estructura con:

$$V_{basal} = C_s W_{total}$$

6. Obtener el cortante último,

$$V_u = F_C V_{basal}$$

7. Calcular el cortante resistente de los muros de planta baja en las dos direcciones:

$$V_{Rx} = F_R (0.5 v_m^* A_T + 0.3 P_x) \leq 1.5 F_R v_m^* A_T$$

$$V_{Ry} = F_R (0.5 v_m^* A_T + 0.3 P_y) \leq 1.5 F_R v_m^* A_T$$

donde P_x y P_y son las cargas verticales soportadas por los muros de planta baja en la dirección x y dirección y respectivamente, las cuales pueden obtenerse con las siguientes expresiones:

$$P_x = \frac{L_x}{L_T} W_{TOTAL} \qquad P_y = \frac{L_y}{L_T} W_{TOTAL}$$

L_x y L_y son las longitudes de los muros en planta baja en x y y respectivamente.

8. Comparar el cortante último con el cortante resistente en cada dirección,

verificando que se cumpla que: $V_{Rx} \geq V_u$ $V_{Ry} \geq V_u$

NOTA: En el procedimiento descrito sólo se revisan los cortantes en planta baja, ya que el cortante es mayor en este nivel y en casas habitación regularmente la densidad de muros en planta baja es similar a la de los niveles superiores.



CAPITULO 8

DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN

DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN.

8.1 INTRODUCCION

Cuando se habla de cimentaciones se habla también de la parte más importante de una construcción y en la cual no debe ahorrarse ni materiales ni cuidado, es un grave error reducir, por economía, las dimensiones, calidad y proporciones de los materiales a emplear en las cimentaciones, ya que será muy costoso pretender subsanar los defectos originados por estas deficiencias.

La función de una cimentación es brindar al edificio una base rígida y capaz de transmitir al suelo las acciones que se generen, sin que se produzcan fallas o deformaciones excesivas en el terreno. De una cimentación correcta depende el éxito de una estructura.

Definición de términos:

- a) Estructura: Es el conjunto de elementos que tiene la función de soportar las solicitaciones permanentes y accidentales a las que va estar sometido un edificio durante su vida útil.
- b) Superestructura: Comprende los elementos destinados a formar los espacios útiles del edificio.
- c) Subestructura o Cimentación: Son los elementos de transición de la superestructura al suelo.

Las cimentaciones de un edificio deben cumplir con:

- Transmitir al terreno las cargas estáticas.
- Transmitir las cargas dinámicas.
- Que los asentamientos no superen los límites admisibles.

- Prevenir los asentamientos por sobreconsolidación.
- Prevenir la licuefacción del suelo en caso de sismos.
- Trabajar en conjunto, limitando los desplazamientos diferenciales, horizontales y verticales, entre los apoyos.

Cuando los suelos reciben las cargas de la estructura, se comprimen en mayor o en menor grado, y producen asentamientos de los diferentes elementos de la cimentación y, por consiguiente, de toda la estructura. Tanto la capacidad de carga como dichos asentamientos dependen de las propiedades mecánicas del subsuelo y de la forma, tamaño y rigidez de la cimentación.

Dado que durante el diseño de la cimentación es difícil controlar o mejorar las propiedades mecánicas del subsuelo, los asentamientos tanto absolutos como diferenciales se deben controlar mediante las características de los elementos que forman la cimentación.

Cuando es factible elegir el sitio donde se ubicará el edificio, es conveniente sea en un terreno firme, libre de problemas de las amplificaciones locales del movimiento del terreno que suelen presentarse en los terrenos blandos, y de asentamientos excesivos y pérdida de capacidad de apoyo que ocurre en algunas arenas poco compactas.

8.2 Tipos de terreno

El suelo constituye el material de ingeniería más heterogéneo y más impredecible en su comportamiento, es por ello que los coeficientes de seguridad que suelen utilizarse son al menos de 3 con relación a la resistencia. La presencia de

diferentes tipos de suelos y de distintos tipos de estructuras da lugar a la existencia de distintos tipos de cimentaciones.

Los terrenos que pueden encontrarse al proyectar una cimentación se pueden clasificar en:

Terreno vegetal: Se entiende por terreno vegetal a la capa o porción donde se desarrolla la vida de los vegetales de superficie, o en la que se encuentren las raíces de los mismos. Es un tipo de terreno absolutamente prohibido para cimentar una estructura, por pequeña que sea. Se exige siempre su remoción o excavación total hasta alcanzar el terreno natural. Un sondeo indicará a qué distancia de la superficie dejan de encontrarse raíces vegetales, vivas o en descomposición, y así, conocer exactamente hasta dónde excavar para remover la capa de suelo vegetal.

Rellenos: Esta clase de terrenos, comúnmente originados por intervención humana, se comporta de forma parecida al terreno vegetal. Por la gran cantidad de huecos y por su falta de homogeneidad, sufren asentamientos grandes y desiguales, siendo necesario, profundizar las cimentaciones hasta que alcancen el terreno natural. Los rellenos se reconocen con facilidad porque en ellos se encuentran restos de mampostería, mortero, otros restos de obras, o bien, cenizas u otros residuos de materia orgánica.

Terrenos naturales: Se pueden dividir en dos grandes grupos, arcillosos y arenosos.

Suelos Arcillosos: En mecánica de suelos se define como arcilla a las partículas de cualquier sustancia inorgánica menores a 0.02 mm tamaño para el cual empiezan a tener influencia las acciones fisicoquímicas.

Los terrenos arcillosos son, en principio, los más peligrosos para cimentar. En ellos se pueden producir grandes asentamientos a largo plazo. En este tipo de terrenos las pruebas de carga son inútiles para conocer su comportamiento. Lo que más influye en la duración del asentamiento es el contenido de agua del estrato y su permeabilidad, así como la del terreno adyacente, pues si una arcilla con un elevado contenido de agua es sometida a una carga, su asentamiento instantáneo es casi nulo, ya que el agua (que es incompresible) es quien soporta la carga. La presión hace que el agua trate de fluir desocupando huecos, pero este flujo es más lento y más difícil cuanto más impermeable sea el estrato, por lo que se comprende que en terrenos de arcilla muy pura y gran espesor el equilibrio demore muchos años en ser alcanzado.

De lo anterior se deduce que puede cimentarse en terrenos arcillosos, pero cuidando que las cargas estén uniformemente repartidas en la planta del edificio, dando a las bases las dimensiones necesarias para que la carga por unidad de superficie sea la misma, procurando que si se van a presentar asentamientos, estos sean uniformes y no diferenciales.

Suelos arenosos: Se incluyen en esta categoría no sólo los terrenos formados por partículas de tamaño superior a las partículas de arcilla, sino los que contengan una cantidad o porcentajes de arcilla bajo. La aplicación de las cargas en estos terrenos produce rápidamente un asentamiento, que termina cuando se llega a

la posición de equilibrio. En general son buenos para cimentar. En este tipo de terreno es posible realizar una prueba de carga para conocer el asentamiento.

Capacidad de carga: Para el diseño de una cimentación se debe conocer la capacidad de carga del terreno, esta capacidad se determina generalmente mediante un estudio de mecánica de suelos.

La carga admisible depende principalmente de los asentamientos, los cuales deben ser compatibles con la capacidad de deformación de la estructura.

En las cargas permisibles influyen los siguientes elementos:

- Tipo de terreno
- La construcción
- Los elementos que se puedan producir
- Las dimensiones de la cimentación
- Tiempo de carga en la construcción
- Las vibraciones que puedan afectar a la construcción

Asentamientos admisibles: Los asentamientos admisibles son los asentamientos (totales y diferenciales) máximos que tolera la estructura, incluyendo entrepisos y muros, sin que se produzcan daños, como agrietamiento, descensos o giros que inutilicen la obra.

Se define como distorsión angular al cociente entre el asentamiento diferencial de dos columnas vecinas y la distancia de eje a eje. Se acepta que si la distorsión es menor a $1/500$ no aparecen grietas o fisuras en los muros de cierre, que hasta $1/360$,

se producen sólo grietas pequeñas en los cerramientos, hasta 1/250 no es visible a simple vista; para 1/180 pueden aparecer lesiones en la estructuras de concreto armado, y para 1/150 pueden dañarse las estructuras metálicas.

Para evitar los asentamientos diferenciales debe procurarse que las presiones del terreno bajo las zapatas sean las mismas. Sin embargo, como el terreno no es de calidad uniforme, hay inevitablemente asentamientos diferenciales que pueden alcanzar a 2/3 del asentamiento total. Puede admitirse un asentamiento total entre 2 y 4 cm para estructuras con mampostería, y entre 4 y 7 cm para estructuras con pórticos de concreto armado o metálicos.

El asentamiento total depende, entre otros factores, de:

- La distribución de los distintos estratos de suelo y sus espesores.
- Las características geotécnicas de cada suelo, en especial el índice de poros y el coeficiente de compresibilidad.
- La distribución de presiones en el terreno.

Distribución de presiones en el terreno: La distribución de presiones del terreno sobre la base de una zapata (que interesa para comprobar que no se supera la presión admisible se 'este y para calcular los esfuerzos en la zapata), depende fundamentalmente del tipo de suelo y de la rigidez de la zapata.

En el caso de la zapata rígida, con carga centrada, la distribución de presiones no puede ser uniforme, ya que en los bordes de la misma habría un salto y la ley de distribución sería discontinua. Para suelos cohesivos (arcillas), la ley es la representada en la figura (a); para suelos sin cohesión (arenas), mayor en el centro

que cerca de los bordes, debido a que el suelo situado debajo de los mismos resiste menos puesto que puede fluir lateralmente. En el caso de zapata flexible, las presiones en las proximidades de los bordes disminuyen en ambos tipos de suelos, debido a la deformación de la zapata, y aumentan las presiones en el centro.

Para el cálculo de las zapatas, estas distribuciones de las presiones se idealizan como uniformes lineales, figura (e).

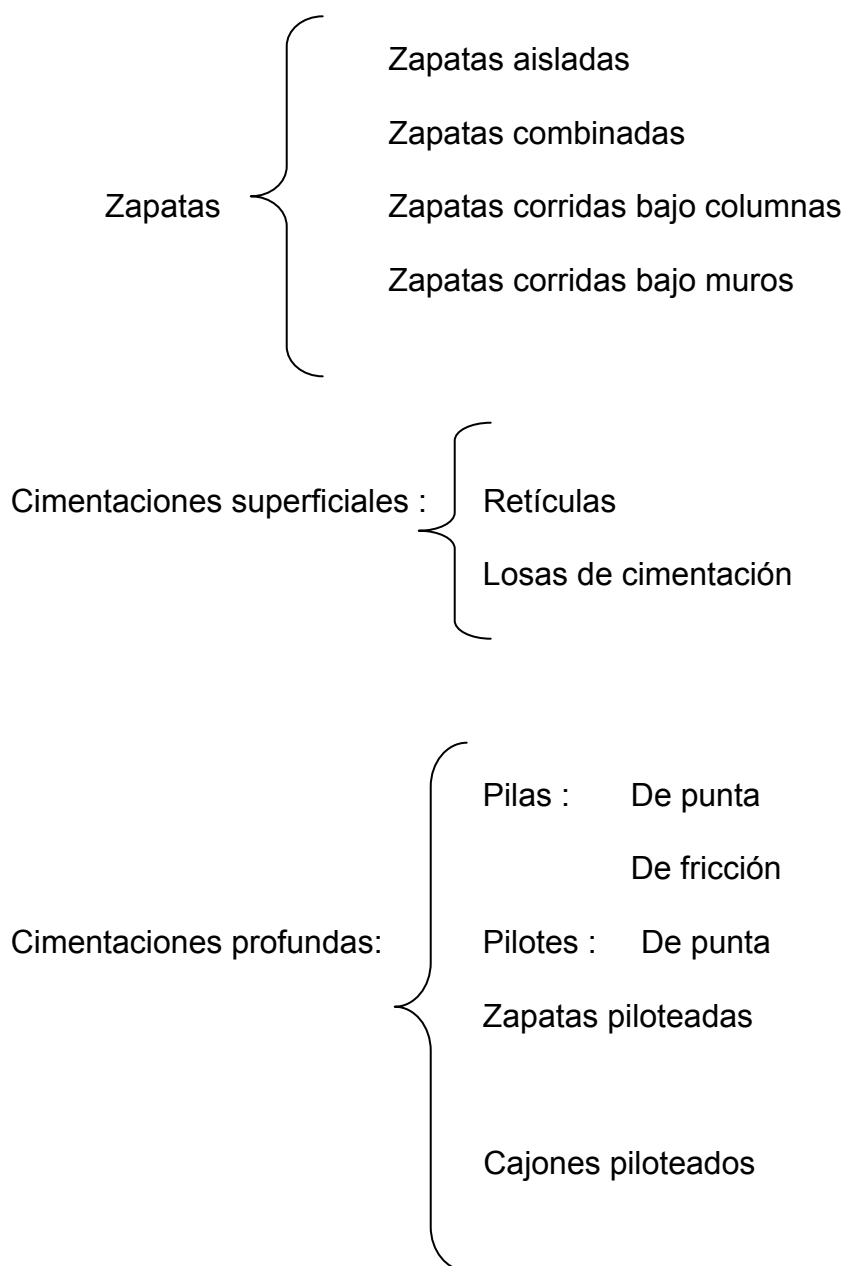
Efectos del sismo: La respuesta de una estructura que está sometida a un sismo, depende de las características dinámicas de la estructura y de las características del sismo. Estas últimas dependen de las propiedades dinámicas del terreno y la distancia al epicentro. Del tipo de terreno dependen las frecuencias predominantes en las ondas del sismo y la distancia es importante por que las frecuencias más altas se van atenuando a medida que la distancia al foco es mayor.

Es evidente que la naturaleza del terreno tiene una gran importancia en los colapsos de estructuras durante los terremotos. Se ha observado en general, que en suelos firmes las construcciones han sufrido menos daños que las estructuras cimentadas en suelos blandos. Un factor a considerar es que la correlación entre el daño y la duración del sismo es mayor en los suelos blandos.

El sismo origina fuerzas horizontales en la estructura, las cuales causan un momento de volteo. Este efecto produce esfuerzos axiales en columnas y muros, así como fuerzas adicionales de tensión o compresión en la cimentación.

8.3 Clasificación de las cimentaciones

La forma más común de clasificar las cimentaciones es en función de la profundidad de los estratos resistentes de suelos, las cimentaciones se clasifican en cimentaciones superficiales y cimentaciones profundas



8.4 DISEÑO DE ZAPATAS AISLADAS

8.4.1 ZAPATAS AISLADAS SUJETAS A CARGA AXIAL.

1. Cálculo de la Descarga Total de la Cimentación.

$$P_T = P + W_S$$

Donde: P_T = Descarga total.

P = Descarga de la superestructura.

W_S = Peso propio supuesto de la zapata (se propone de 0.2P a 0.3P)

$$W_S = \begin{cases} 0.2P \rightarrow D_f \leq 1.5m \\ 0.3P \rightarrow D_f > 1.5m \end{cases}$$

Siendo D_f la profundidad de cimentación.

2. Dimensionamiento de la Zapata.

$$A_z = \frac{P_T}{q_r}$$

Donde: A_z = Área de la zapata.

q_r = Esfuerzo de diseño del terreno.

3. Cálculo de las Presiones de Contacto.

$$q = \frac{P_T}{A_z} \leq q_r$$

Donde: q = Presión de contacto del terreno.

4. Cálculo de la Presión Neta Última.

$$q_n = \frac{P}{Az} \quad ; \quad q_{nu} = Fc(q_n)$$

Donde: q_n = Presión neta del terreno.

q_{nu} = Presión neta última del terreno.

$$Fc = \text{Factor de carga} \quad \left\{ \begin{array}{l} 1.5 \rightarrow (CM + CV) \text{ Estructura tipo A} \\ 1.4 \rightarrow (CM + CV) \text{ Estructura tipo B} \quad (\text{Art. 194. RCDF}) \\ 1.1 \rightarrow (CM + CV + CA) \end{array} \right.$$

5. Cálculo del Peralte Necesario para Resistir Cortante como Viga Ancha.

$$d = \frac{q_{nu} \lambda}{v_{CR} + q_{nu}}$$

Donde: d = Peralte.

$$\ell = \text{Vuelo de la zapata.} \quad l = \frac{L - C_1}{2}$$

C_1 = Dimensión más larga del dado.

v_{CR} = Esfuerzo cortante resistente del concreto.

$$v_{CR} = 0.5F_R \sqrt{f^*c} \quad (2.5.1.2 \text{ NTC pag. 21})$$

$$F_R = \text{Factor de resistencia} = 0.8 \quad (1.6 \text{ NTC pag. 16})$$

$$\therefore v_{CR} = 0.4\sqrt{f^*c}$$

6. Cálculo del Peralte Necesario para Resistir Cortante por Penetración.

Se obtiene resolviendo la siguiente ecuación cuadrática:

$$[q_{nu} + 4v_{CR}]d^2 + [(q_{nu} + 2v_{CR})(C_1 + C_2)]d + q_{nu}C_1C_2 - Pu = 0$$

Donde: d = peralte

v_{CR} = resistencia de diseño del concreto

$$v_{CR} = F_R \sqrt{f^*c} \quad \text{ó} \quad F_R(0.5 + \gamma)\sqrt{f^*c} \quad (2.5.9.3 \text{ NTC pag. } 26)$$

$F_R = 0.8$ para CM+CV

$F_R = 0.7$ para CM+CV+CA

C_1 = Dimensión mayor del dado.

C_2 = Dimensión menor del dado.

Pu = Carga última aplicada. $Pu = Fc (P)$

De los dos peraltes calculados en los pasos 5 y 6 se toma el mayor, y se calcula el espesor total como:

$$H = d + \text{recubrimiento}$$

Comprobación de que el peso propio supuesto no exceda al peso real

$$W_{\text{plantilla}} = B \times L \times \text{Espesor} \times \text{Peso volumétrico del material}$$

$$W_{\text{losa}} = B \times L \times \text{Espesor} \times \text{Peso volumétrico del material}$$

$$W_{\text{dado}} = C_1 \times C_2 \times \text{Altura} \times \text{Peso volumétrico del material}$$

$$W_{\text{relleno}} = [(B \times L) - (C_1 \times C_2)] \text{ Altura} \times \text{Peso volumétrico del material.}$$

El peso propio supuesto no debe exceder al peso real en más de un 10%, es decir:

$$W_s \geq 1.1 W_{real}$$

7. Diseño por Flexión.

Se calcula el acero necesario para el lado largo y para el lado corto.

$$\rho = \frac{f''c}{fy} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2Mu}{F_R bd^2 f''c}} \right] ; \quad A_s = \rho bd$$

Donde: ρ = Porcentaje de acero.

A_s = Área de acero necesaria.

b = Ancho de la sección (se toma un ancho unitario de 1m = 100cm).

d = Peralte de la sección.

M_u = Momento último. : $M_u = \frac{q_{nu} \lambda^2}{2}$

Una vez obtenida el área de acero necesaria se elige el diámetro de las varillas que se van a utilizar y se calcula la separación a la que se van a colocar:

$$s = \frac{100a_0}{A_s}$$

Donde: s = Separación entre varillas.

a_0 = Área de acero de una varilla.

Economía del concreto: Se puede economizar concreto dando pendiente a la zapata, siempre y cuando se cumpla con el peralte necesario en la sección crítica y con el recubrimiento mínimo en el extremo.

Acero por temperatura: Cuando el espesor total (H) de la zapata sea mayor que 30 cm se recomienda colocar acero por temperatura en el lecho superior. La cantidad de acero por temperatura se calcula con la siguiente expresión:

$$A_{ST} = \frac{660x_1}{fy(x_1 + 100)} (1.5)(1.5) (100) \quad (\text{pág. 42 NTC-2002})$$

donde: x_1 = dimensión media del miembro medida perpendicularmente al refuerzo principal. 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.

8. Croquis de Armado: Se deben dibujar también lado corto y planta.

8.4.2 ZAPATAS AISLADAS SUJETAS A CARGA AXIAL Y MOMENTO.

En zapatas en las que además de carga axial existen momentos en una o dos direcciones la distribución de presiones no es uniforme, lo que hace complicado obtener una presión neta última con la cual se pueda diseñar la zapata. Sin embargo, empleando la teoría de Meyerhof y haciendo algunas consideraciones se ha desarrollado un método simplificado que resulta sencillo y muy práctico.

El método consta de los siguientes pasos:

1. Cálculo de la Descarga Total de la Cimentación.

En este caso además de la descarga de la superestructura y el peso propio de la zapata se tiene un momento, el cual hay que transformar en una carga equivalente.

Igualando los esfuerzos:

$$\frac{P}{A} = \frac{\phi M}{S} \quad P = \left(\frac{\phi A}{S} \right) M$$

es decir $P = (Factor) M$

Se ha determinado que $Factor \approx 1.5$

Por lo tanto el momento (M) se transforma en una carga equivalente P_{equiv} con:

$$P_{equiv} = 1.5M$$

Para determinar la descarga total se toman en cuenta tres condiciones.

a) Cargas estáticas o permanentes (CM +CV)

$$P_T = P_E + W_S + P_{equiv}$$

Donde: P_T = descarga total.

P_E = Descarga de la superestructura en condiciones de carga estática.

W_S = Peso propio supuesto de la zapata (se propone de $0.2P_E$ a $0.3P_E$).

P_{equiv} = Carga equivalente debida al momento.

$$P_{equiv} = 1.5(M_{EX} + M_{EY}).$$

M_{EX} = Momento en sentido 'x' en condiciones de carga estática.

M_{EY} = Momento en sentido 'y' en condiciones de carga estática.

b) Cargas estáticas más cargas por Sismo en 'x' (CM +CV + SISMO X)

$$P_T = P_E + P_{SX} + 0.3P_{SY} + W_S + P_{equiv}$$

Donde: P_T = Descarga total.

P_{SX} = Cargas debido a sismo en 'x'.

P_{SY} = Cargas debido a sismo en 'y'.

W_S = Peso propio supuesto de la zapata (se propone de 0.2P a 0.3P tomando $P = P_E + P_{SX} + 0.3P_{SY}$).

P_{equiv} = Carga equivalente debida a los momentos.

$$P_{equiv} = 1.5(M_{EX} + M_{EY} + M_{SX} + 0.3M_{SY}).$$

M_{SX} = Momento debido al sismo en sentido 'x'.

M_{SY} = Momento debido al sismo en sentido 'y'.

c) Cargas estáticas más cargas por Sismo en 'y' (CM +CV + SISMO Y)

$$P_T = P_E + 0.3P_{SX} + P_{SY} + W_S + P_{equiv}$$

Donde: W_S = Peso propio supuesto de la zapata (se propone de 0.2P a 0.3P
tomando $P = P_E + 0.3P_{SX} + P_{SY}$).

P_{equiv} = Carga equivalente debida a los momentos.

$$P_{equiv} = 1.5(M_{EX} + M_{EY} + 0.3M_{SX} + M_{SY})$$

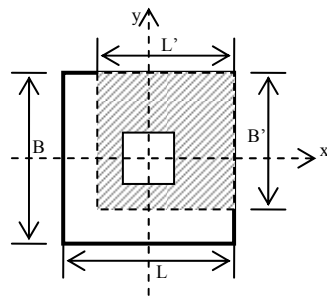
2. Dimensionamiento de la Zapata.

$$A_z = \frac{P_T}{q_r}$$

Donde: A_z = rea de la zapata

q_r = Esfuerzo de diseño del terreno

3. Cálculo de las Presiones de Contacto.



$$L' = L - 2e_x \quad e_x = \frac{M_x}{P + W_S}$$

$$B' = B - 2e_y \quad e_y = \frac{M_y}{P + W_S}$$

$$q = \frac{P + W_S}{B' L'} \leq q_r$$

4. Cálculo de la Presión Neta Última.

$$q_n = \frac{P}{B' L'} \quad q_{nu} = Fc(q_n)$$

Donde: q_n = Presión neta del terreno

q_{nu} = Presión neta última del terreno

Fc = Factor de carga (Art. 194. RCDF)

1.5 → (CM + CV) Estructura tipo A

1.4 → (CM + CV) Estructura tipo B

1.1 → (CM + CV + CA)

5. Cálculo del Peralte Necesario para Resistir Cortante como Viga Ancha.

$$d = \frac{q_{nu} \lambda}{v_{CR} + q_{nu}} \quad \text{Donde:} \quad \lambda = \text{volado mayor} \left\{ \begin{array}{l} \frac{L - C_x}{2} \\ \frac{B - C_y}{2} \end{array} \right. \quad \text{y} \quad v_{CR} = 0.4 \sqrt{f^* c}$$

6. Cálculo del Peralte Necesario para Resistir Cortante por Penetración.

Debido a la acción del momento se complica obtener una expresión general para calcular este peralte, sin embargo existe una propuesta empírica que ha mostrado muy buenos resultados. Dicha propuesta consiste en resolver la misma ecuación cuadrática obtenida para zapatas sujetas a carga y una vez obtenido el peralte modificarlo de la siguiente forma:

$$[q_{nu} + 4v_{CR}]d^2 + [(q_{nu} + 2v_{CR})(C_x + C_y)]d + q_{nu}C_xC_y - Pu = 0$$

Peralte = d + 5 cm si hay momento en un sentido y CM + CV

Peralte = d + 10 cm si hay momento en un sentido y CM + CV + CA

Peralte = d + 10 cm si hay momento en dos sentido y CM + CV

Peralte = d + 15 cm si hay momento en dos sentido y CM + CV + CA

Para verificar que el peralte obtenido es adecuado se revisa la resistencia al corte según el reglamento, con la siguiente expresión:

$$v_U \leq v_{CR}$$

donde: v_{CR} = Resistencia de diseño del concreto

$$v_{CR} = F_R \sqrt{f^* c} \quad \text{ó} \quad F_R (0.5 + \gamma) \sqrt{f^* c} \quad (2.5.9.3 \text{ NTC pag. 26})$$

$F_R = 0.8$ para CM+CV y 0.7 para CM+CV+CA

v_U = esfuerzo cortante último

$$v_U = \frac{V_U}{b_0 d} \quad \rightarrow \quad \text{si no hay transmisión de momento}$$

$$v_U = \frac{V_U}{b_0 d} + \frac{\alpha_x M_{UX} C_{AB}}{J_{CX}} \quad \rightarrow \quad \text{si sólo hay transmisión de momento en x}$$

$$v_U = \frac{V_U}{b_0 d} + \frac{\alpha_y M_{UY} C_{BD}}{J_{CY}} \quad \rightarrow \quad \text{Si sólo hay transmisión de momento en y}$$

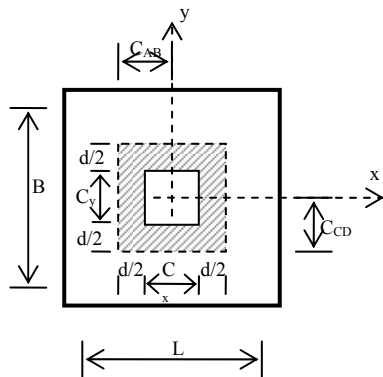
$$v_U = \frac{V_U}{b_0 d} + \frac{\alpha_x M_{UX} C_{AB}}{J_{CX}} + \frac{\alpha_y M_{UY} C_{BD}}{J_{CY}} \quad \rightarrow \quad \text{Si hay transmisión de momento en ambos sentidos}$$

Para revisar si hay transmisión de momento:

$$M_{UX} > 0.2 V_U d \quad \text{Hay transmisión de momento en x}$$

$$M_{UY} > 0.2 V_U d \quad \text{Hay transmisión de momento en y}$$

$$V_U = P_U - q_{nu} A_f$$



$$A_f = (C_x + d)(C_y + d)$$

$$b_0 = 2[(C_x + d) + (C_y + d)]$$

$$C_{AB} = \frac{C_x + d}{2} \quad ; \quad C_{CD} = \frac{C_y + d}{2}$$

$$\alpha_x = 1 - \frac{1}{1 + 0.67 \sqrt{(C_x + d)/(C_y + d)}}$$

$$\alpha_y = 1 - \frac{1}{1 + 0.67 \sqrt{(C_y + d)/(C_x + d)}}$$

- Espesor total.

$$H = d + \text{recubrimiento}$$

- Comprobación de que el peso propio real no exceda al peso supuesto.

7. Diseño por Flexión.

Se calcula el acero necesario para el lado largo y para el lado corto

$$Mu = \frac{q_{nu} l^2}{2}$$

$$\rho = \frac{f''c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2Mu}{F_R b d^2 f''c}} \right]$$

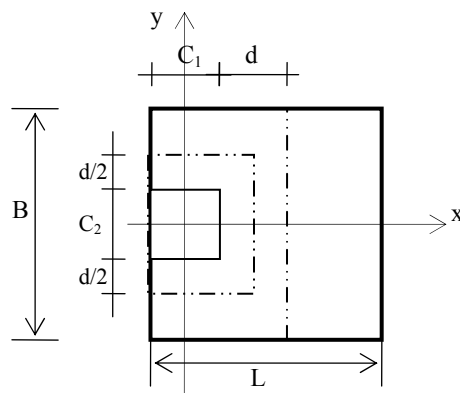
$$As = \rho b d$$

$$s = \frac{100a_0}{A_s}$$

- Economía del concreto
- Acero por temperatura

8. Croquis de Armado.

8.4.3 ZAPATAS DE BORDE.



El procedimiento de diseño es el siguiente:

1. Cálculo de la Descarga Total de la Cimentación.

Cargas estáticas o permanentes (CM +CV)

$$P_T = P_E + W_S + P_{equiv}$$

Donde: P_T = Descarga total

P_E = Descarga de la superestructura en condiciones de carga estática.

W_S = Peso propio supuesto de la zapata (se propone de $0.2P_E$ a $0.3P_E$).

P_{equiv} = Carga equivalente debida al momento.

$$P_{equiv} = 1.5(M_{EX})$$

M_{EX} = Momento en sentido 'x' en condiciones de carga estática.

2. Cargas estáticas más cargas por Sismo (CM +CV + SISMO)

$$P_T = P_E + P_{SX} + W_S + P_{equiv}$$

Donde: P_{SX} = Cargas debido a sismo en 'x'

W_S = Peso propio supuesto de la zapata (se propone de 0.2P a

0.3P tomando $P = P_E + P_{SX}$)

P_{equiv} = Carga equivalente debida a los momentos.

$$P_{equiv} = 1.5(M_{EX} + M_S)$$

M_S = Momento debido al sismo

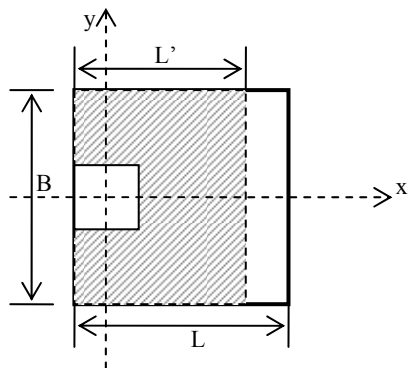
3. Dimensionamiento de la Zapata.

$$A_z = \frac{P_T}{q_r}$$

Donde: A_z = Área de la zapata

q_r = Esfuerzo de diseño del terreno

4. Cálculo de las Presiones de Contacto.



$$L' = L - 2e_x \quad e_x = \frac{Mx}{P + W_S}$$

$$q = \frac{P + W_S}{BL'} \leq q_r$$

5. Cálculo de la Presión Neta Última.

$$q_n = \frac{P}{B'L'} \quad q_{nu} = Fc(q_n)$$

6. Cálculo del Peralte Necesario para Resistir Cortante como Viga Ancha.

$$d = \frac{q_{nu} \lambda}{v_{CR} + q_{nu}} \quad \text{Donde:} \quad \lambda = \text{volado mayor} \begin{cases} L - C_1 \\ \frac{B - C_2}{2} \end{cases} \quad \text{y}$$

$$v_{CR} = 0.4\sqrt{f^*c}$$

7. Cálculo del Peralte Necesario para Resistir Cortante por Penetración.

Para este tipo de zapatas la ecuación que resulta para obtener el peralte es la siguiente:

$$\left[\frac{q_{nu}}{2} + 2v_{CR} \right] d^2 + \left[\left(\frac{q_{nu}}{2} + v_{CR} \right) (2C_1 + C_2) \right] d + q_{nu} C_1 C_2 - Pu = 0$$

y al igual que en zapatas con momento, una vez obtenido el peralte modificarlo de la siguiente forma:

$$\text{Peralte} = d + 5 \text{ cm} \quad \text{para CM + CV}$$

$$\text{Peralte} = d + 10 \text{ cm} \quad \text{para CM + CV + CA}$$

Para verificar que el peralte obtenido es adecuado se revisa la resistencia al corte según el reglamento, con la siguiente expresión: $V_U \leq V_{CR}$

Donde: v_{CR} = Resistencia de diseño del concreto.

$$v_{CR} = F_R \sqrt{f^* c} \quad \text{ó} \quad F_R (0.5 + \gamma) \sqrt{f^* c} \quad (2.5.9.3 \text{ NTC pag. 26})$$

$F_R = 0.8$ para CM+CV y 0.7 para CM+CV+CA

v_U = Esfuerzo cortante último.

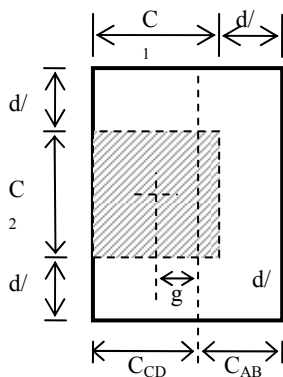
$$v_U = \frac{V_U}{b_0 d} \quad \rightarrow \quad \text{si no hay transmisión de momento}$$

$$v_U = \frac{V_U}{b_0 d} + \frac{\alpha (M_U - V_U g) C_{AB}}{J_C} \quad \rightarrow \quad \text{si hay transmisión de momento}$$

Para revisar si hay transmisión de momento:

$$M_{UX} > 0.2 V_U d \quad \text{Hay transmisión de momento}$$

$$V_U = P_U - q_{nu} A_f$$



$$A_f = (C_1 + d/2)(C_2 + d)$$

$$b_0 = 2(C_1 + d/2) + (C_2 + d)$$

$$C_{AB} = \frac{(C_1 + d/2)^2 d}{b_0 d}$$

$$\alpha = 1 - \frac{1}{1 + 0.67 \sqrt{(C_1 + d)/(C_2 + d)}}$$

$$J_C = \frac{d(C_1 + d/2)^3}{6} + \frac{(C_1 + d/2)d^3}{6} + (C_2 + d)dC_{AB}$$

- Espesor total

$$H = d + \text{recubrimiento}$$

- Comprobación de que el peso propio real no exceda al peso supuesto.

8. Diseño por Flexión.

Se calcula el acero necesario en ambos sentidos.

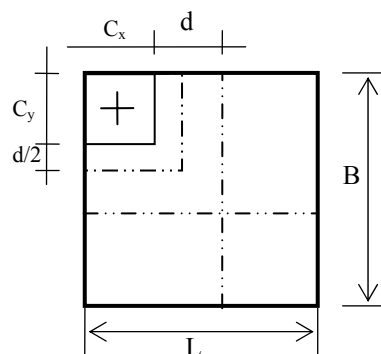
$$Mu = \frac{q_{nu} l^2}{2}$$

$$\rho = \frac{f''c}{fy} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2Mu}{F_R bd^2 f''c}} \right] \quad As = \rho bd \quad s = \frac{100a_0}{A_s}$$

- Economía del concreto.
- Acero por temperatura.

9. Croquis de Armado.

8.4.4 ZAPATAS DE ESQUINA.



El procedimiento de diseño es el siguiente:

1. Cálculo de la Descarga Total de la Cimentación.

Cargas estáticas o permanentes (CM +CV)

$$P_T = P_E + W_S + P_{equiv}$$

Donde: P_T = Descarga total.

P_E = Descarga de la superestructura en condiciones de carga estática.

W_S = Peso propio supuesto de la zapata (se propone de $0.2P_E$ a $0.3P_E$).

P_{equiv} = Carga equivalente debida al momento.

$$P_{equiv} = 1.5(M_{EX} + M_{EY})$$

M_{EX} = Momento en sentido 'x' en condiciones de carga estática.

M_{EY} = Momento en sentido 'y' en condiciones de carga estática.

2. Cargas estáticas más cargas por Sismo en 'x' (CM +CV + SISMO X)

$$P_T = P_E + P_{SX} + 0.3P_{SY} + W_S + P_{equiv}$$

Donde: P_T = Descarga total

P_{SX} = Cargas debido a sismo en 'x'.

P_{SY} = Cargas debido a sismo en 'y'.

W_S = Peso propio supuesto de la zapata (se propone de $0.2P$ a $0.3P$

tomando $P = P_E + P_{SX} + 0.3P_{SY}$)

P_{equiv} = Carga equivalente debida a los momentos.

$$P_{equiv} = 1.5(M_{EX} + M_{EY} + M_{SX} + 0.3M_{SY})$$

M_{SX} = Momento debido al sismo en sentido 'x'.

M_{SY} = Momento debido al sismo en sentido 'y'.

3. Cargas estáticas más cargas por Sismo en 'y' (CM +CV + SISMO Y)

$$P_T = P_E + 0.3P_{SX} + P_{SY} + W_S + P_{equiv}$$

Donde: W_S = Peso propio supuesto de la zapata (se propone de 0.2P a 0.3P tomando $P = P_E + 0.3P_{SX} + P_{SY}$)

P_{equiv} = Carga equivalente debida a los momentos

$$P_{equiv} = 1.5(M_{EX} + M_{EY} + 0.3M_{SX} + M_{SY})$$

4. Dimensionamiento de la Zapata.

$$A_z = \frac{P_T}{q_r}$$

Donde: A_z = Área de la zapata

q_r = Esfuerzo de diseño del terreno

5. Cálculo de las Presiones de Contacto.

$$L' = L - 2e_x \quad e_x = \frac{Mx}{P + Ws}$$

$$B' = B - 2e_y \quad e_y = \frac{My}{P + Ws}$$

$$q = \frac{P + Ws}{B'L'} \leq q_r$$

6. Cálculo de la Presión Neta Última.

$$q_n = \frac{P}{B'L'} \quad ; \quad q_{nu} = Fc(q_n)$$

7. Cálculo del Peralte Necesario para Resistir Cortante como Viga Ancha.

$$d = \frac{q_{nu} \lambda}{v_{CR} + q_{nu}} \quad \text{donde:} \quad \lambda = \text{volado mayor} \begin{cases} L - C_1 \\ B - C_2 \end{cases} \quad \text{y} \quad v_{CR} = 0.4 \sqrt{f^* c}$$

8. Cálculo del Peralte Necesario para Resistir Cortante por Penetración.

Para este tipo de zapatas la ecuación que resulta para obtener el peralte es la siguiente:

$$\left[\frac{q_{nu}}{4} + v_{CR} \right] d^2 + \left[\left(\frac{q_{nu}}{2} + v_{CR} \right) (C_x + C_y) \right] d + q_{nu} C_x C_y - Pu = 0$$

y al igual que en zapatas con momento, una vez obtenido el peralte modificarlo de la siguiente forma:

$$\text{Peralte} = d + 10 \text{ cm} \quad \text{para CM + CV}$$

$$\text{Peralte} = d + 15 \text{ cm} \quad \text{para CM + CV + CA}$$

Se debe verificar que $v_U \leq v_{CR}$

donde: v_{CR} = Resistencia de diseño del concreto

$$v_{CR} = F_R \sqrt{f^* c} \quad \text{ó} \quad F_R (0.5 + \gamma) \sqrt{f^* c} \quad (2.5.9.3 \text{ NTC pag. 26})$$

$$F_R = 0.8 \quad \text{para CM+CV y } 0.7 \quad \text{para CM+CV+CA}$$

v_U = Esfuerzo cortante último.

$$v_U = \frac{V_U}{b_0 d} \quad \rightarrow \quad \text{si no hay transmisión de momento}$$

$$V_U = V_{uB} \quad \rightarrow \quad \text{si si hay transmisión de momento}$$

(V_{uB} se calcula de acuerdo a lo especificado en la página 27 de las NTC)

Para revisar si hay transmisión de momento:

$$M_{UX} > 0.2 V_U d \quad \text{Hay transmisión de momento}$$

$$V_U = P_U - q_{nu} A_f$$

- Espesor total

$$H = d + \text{recubrimiento}$$

- Comprobación de que el peso propio real no exceda al peso supuesto.

Diseño por Flexión.

Se calcula el acero necesario en ambos sentidos.

$$M_u = \frac{q_{nu} \lambda^2}{2}$$

$$\rho = \frac{f''c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{F_R b d^2 f''c}} \right]$$

$$A_s = \rho b d$$

$$s = \frac{100a_0}{A_s}$$

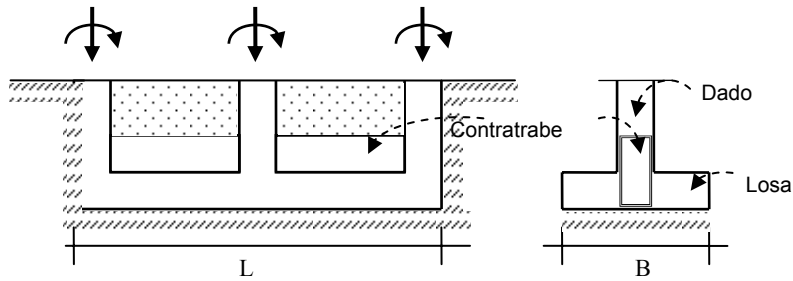
- Economía del concreto

- Acero por temperatura

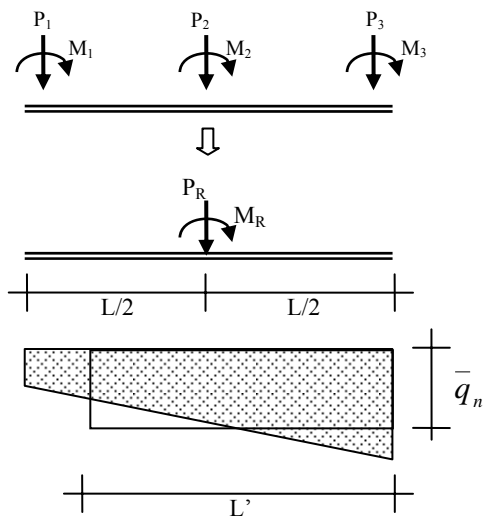
9. Croquis de Armado.

DISEÑO DE ZAPATAS CORRIDAS

8.5 ZAPATAS CORRIDAS BAJO COLUMNAS.



Se hace la siguiente consideración:



1. Cálculo de la Descarga Total de la Cimentación.

$$P_T = P + W_S$$

Donde: P_T = Descarga total.

P = Descarga de la superestructura.

W_S = Peso propio supuesto de la zapata.

$$\text{Se propone } W_s = \left(\frac{\gamma_c + \gamma_s}{2} \right) BLD_f$$

D_f = Profundidad de cimentación.

γ_c = Peso volumétrico del material de la zapata.

γ_s = Peso volumétrico del suelo.

2. Dimensionamiento de la Zapata.

$$A_z = \frac{P_T}{q_r} \qquad A_z = BL' \qquad L' = L - 2e \qquad e = \frac{M}{P + W_s}$$

Cálculo de las Presiones de Contacto.

$$q = \frac{P_T}{BL'} \leq q_r$$

donde: q = Presión de contacto del terreno.

3. Cálculo de la Presión Neta Última.

$$q_n = \frac{P}{BL'} \quad ; \quad q_{nu} = Fc(q_n)$$

donde: q_n = Presión neta del terreno.

q_{nu} = Presión neta última del terreno.

$$Fc = \text{Factor de carga} \quad \left\{ \begin{array}{l} 1.5 \rightarrow (CM + CV) \text{ Estructura tipo A} \\ 1.4 \rightarrow (CM + CV) \text{ Estructura tipo B} \\ 1.1 \rightarrow (CM + CV + CA) \end{array} \right. \quad (\text{Art. 194. RCDF})$$

Diseño de la Losa.

Por cortante:

$$d = \frac{q_{nu} \ell}{v_{CR} + q_{nu}}$$

donde: d = Peralte.

$$\ell = \text{Vuelo de la zapata.} \quad \lambda = \frac{B - c}{2}$$

c = Ancho de la contratrabe.

v_{CR} = Esfuerzo cortante resistente del concreto.

$$v_{CR} = 0.5 F_R \sqrt{f^* c} \quad (2.5.1.2 \text{ NTC pág. 21})$$

$$F_R = \text{factor de resistencia} = 0.8 \quad (1.6 \text{ NTC pág. 16})$$

$$\therefore v_{CR} = 0.4 \sqrt{f^* c}$$

- Espesor total.

$$H = d + \text{recubrimiento}$$

- Revisión del peso real.

Por flexión:

Se calcula el refuerzo en el sentido transversal y en el longitudinal se coloca el refuerzo mínimo por temperatura.

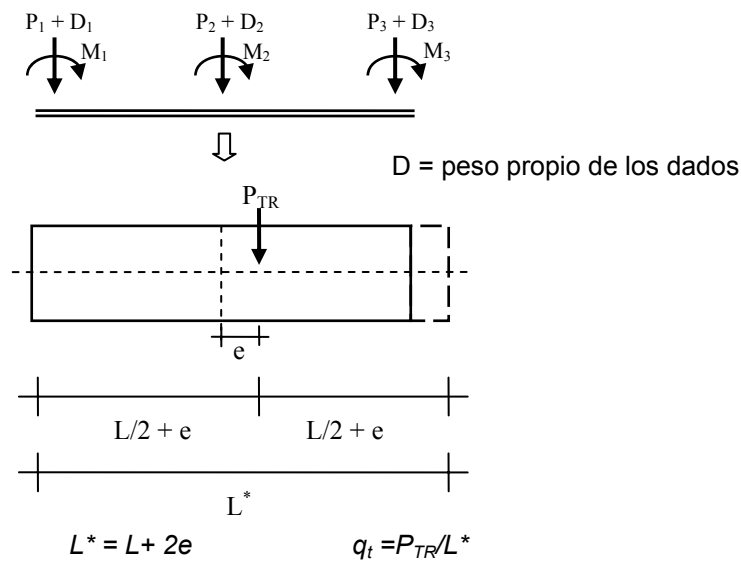
$$Mu = \frac{q_{nu} \ell^2}{2} \quad \rho = \frac{f^* c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2Mu}{F_R b d^2 f^* c}} \right] \quad ; \quad A_s = \rho b d$$

Una vez obtenida el área de acero necesaria se elige el diámetro de las varillas que se van a utilizar y se calcula la separación a la que se van a colocar:

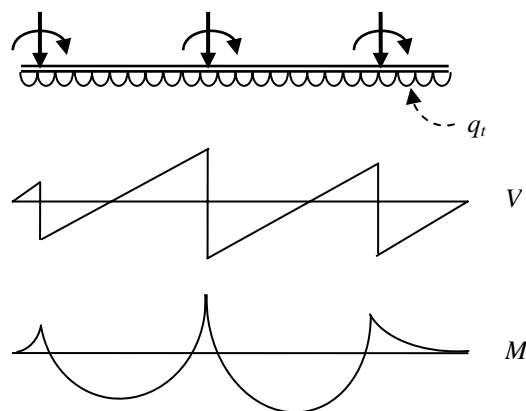
$$s = \frac{100a_0}{A_s}$$

Diseño de la Contratrabe.

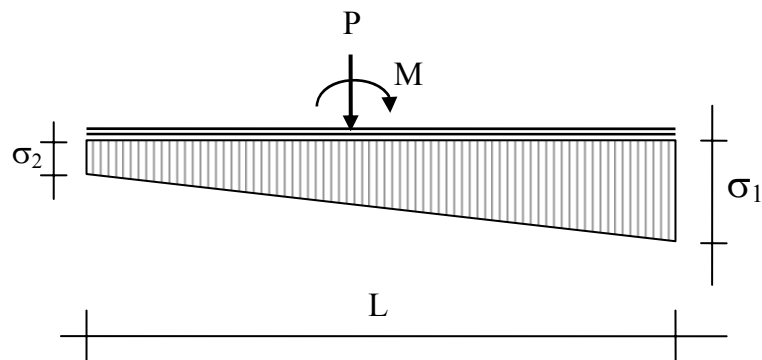
Para facilitar el diseño de la contratrabe se recomienda que de ser posible se modifique la dimensión L de la zapata para que la resultante de las cargas quede en el centro de gravedad, y así tener una presión uniforme.



Se diseña como una viga continua con una carga uniformemente distribuida

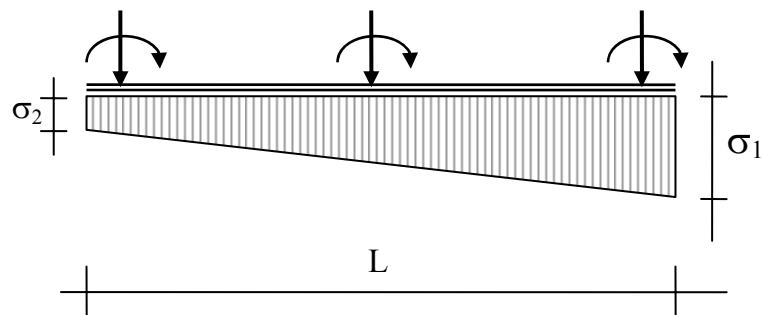


Cuando no se tiene la posibilidad de modificar la dimensión del lado L se tendrá una distribución de presiones lineal.

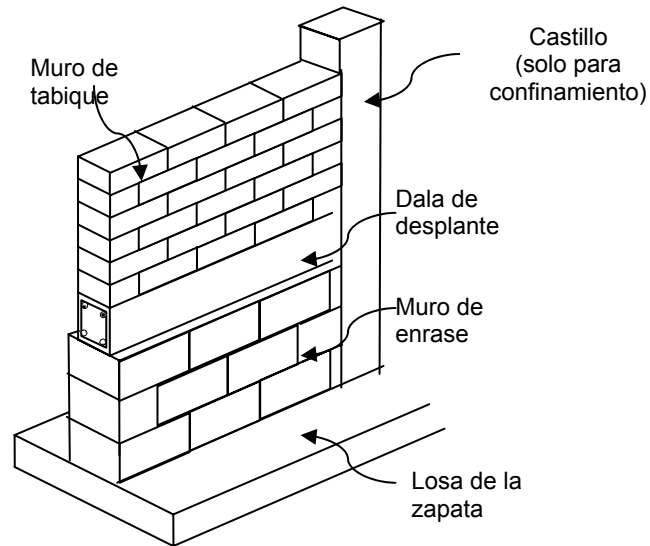


$$\sigma_1 = \frac{P}{BL} + \frac{6M}{BL^2} \quad \sigma_2 = \frac{P}{BL} - \frac{6M}{BL^2}$$

La viga continua tendrá una carga trapezoidal en lugar de uniformemente repartida, lo cual hace más laborioso el cálculo de los diagramas de cortante y momento.



8.6 ZAPATAS CORRIDAS DE CONCRETO BAJO MUROS.



La carga que recae sobre la zapata es uniformemente distribuida, no hay transmisión de momento. Para el diseño se toma un segmento de longitud unitaria.

Procedimiento de diseño:

1. Cálculo de la Descarga Total de la Cimentación.

$$P_T = P + W_S$$

$$W_S = \left(\frac{\gamma_c + \gamma_s}{2} \right) B L D_f$$

D_f = Profundidad de cimentación.

γ_c = Peso volumétrico del material de la zapata.

γ_s = Peso volumétrico del suelo.

2. Dimensionamiento de la Zapata.

$$A_z = \frac{P_T}{q_r} \quad \text{Como } A_z = B \times L \quad \text{y se toma } L = 1.0 \text{ m} \quad \text{por lo tanto} \quad B = \frac{P_T}{q_r}$$

3. Cálculo de las Presiones de Contacto.

$$q = \frac{P_T}{BL} \leq q_r$$

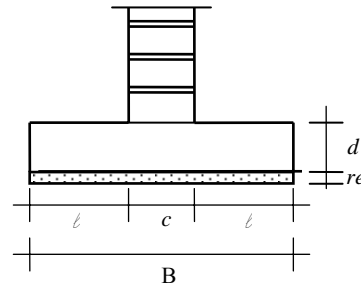
4. Cálculo de la Presión Neta Última.

$$q_n = \frac{P}{BL} \quad ; \quad q_{nu} = Fc(q_n)$$

5. Diseño de la Losa.

a) Por cortante:

$$d = \frac{q_{nu} \ell}{v_{CR} + q_{nu}} \quad \ell = \frac{B - c}{2}$$



donde: d = Peralte.

ℓ = Vuelo de la zapata.

c = Ancho del muro de enrase.

v_{CR} = Esfuerzo cortante resistente del concreto.

$$v_{CR} = 0.5 F_R \sqrt{f^* c} \quad (2.5.1.2 \text{ NTC pág. 21})$$

$$F_R = \text{Factor de resistencia} = 0.8 \quad (1.6 \text{ NTC pág. 16})$$

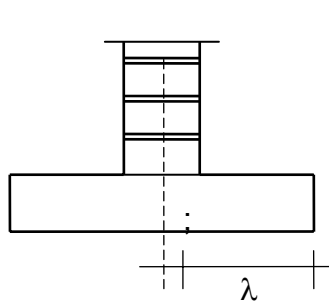
$$\therefore v_{CR} = 0.4 \sqrt{f^* c}$$

- Espesor total. $H = d + \text{recubrimiento}$

- Revisión del peso real.

b) Por flexión:

Se calcula el refuerzo en el sentido transversal y en el longitudinal se coloca el refuerzo mínimo por temperatura.



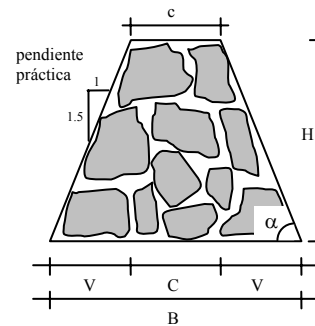
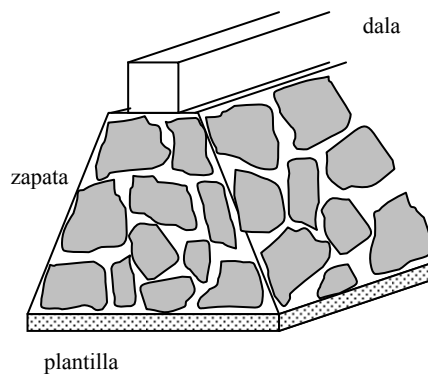
$$\rho = \frac{f''c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2Mu}{F_R b d^2 f''c}} \right]$$

$$Mu = \frac{q_{nu} l^2}{2}$$

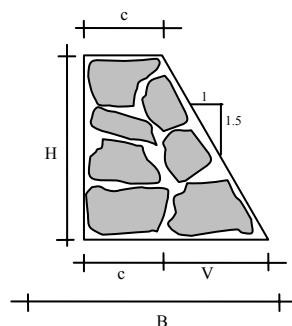
$$As = \rho b d$$

8.7 ZAPATAS CORRIDAS DE MAMPOSTERIA (PIEDRA BRASA).

Las zapatas corridas de mampostería se emplean generalmente en terrenos poco compresibles, ya que si se usan en terrenos blandos resultan dimensiones muy exageradas.

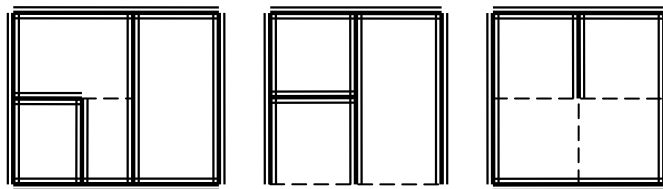


- V = Volado
- c (Corona) ≈ 30 cm.
- B (Base) ≥ 60 cm.
 ≤ 120 cm.
- H (Altura) ≥ 60 cm.
- $\alpha \geq 60^\circ$

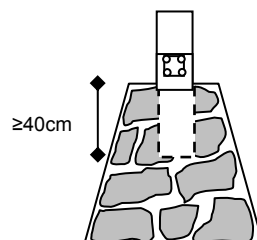


RECOMENDACIONES PARA CIMIENTOS DE MAMPOSTERIA

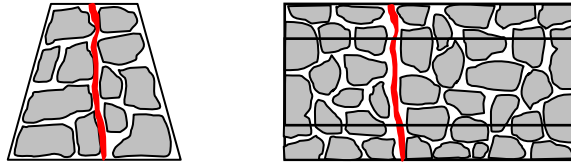
- Usar piedra braza cuyas piezas tengan un peso entre 15 y 30 kg.
- Profundidad de desplante mínima 60 cm. para muros y 50 cm. para bardas perimetrales.
- Ancho de la base $B_{\min} = 60 \text{ cm.}$ y preferentemente $B \leq 1.2m.$
- Ancho de la corona $c \geq 30\text{cm.}$
- Pendiente del escarpio $\alpha \geq 60^\circ$, el reglamento propone una relación 1.5 : 1
- En cimientos de lindero se debe verificar la estabilidad al volteo y a la torsión. Esta revisión se puede omitir si existen cimientos perpendiculares con separaciones establecidas por el reglamento y sus NTC (Pág. 33 Mampostería).
- Ligar los tramos de cimentación interior con dalas de liga o con cimientos de dimensiones mínimas.



- Empotrar los castillos por lo menos 40 cm. en la zapata.



- Evitar planos transversales de falla.



Procedimiento de diseño:

1. Cálculo de la Descarga Total de la Cimentación.

$$P_T = P + W_S$$

Para zapata de centro $W_S = \left(\frac{2}{3} \gamma_c + \frac{1}{3} \gamma_s \right) BH$

Para zapata de linderio $W_S = \left(\frac{3}{4} \gamma_c + \frac{1}{4} \gamma_s \right) BH$

γ_c = Peso volumétrico del material de la zapata

γ_s = Peso volumétrico del suelo

2. Dimensionamiento de la Zapata.

- Ancho de la base (B)

Para zapata de centro $B = \frac{F_c P_T}{q_r}$

- Volado

Para zapata de centro: $V = \frac{B - c}{2}$

Para zapata de lindero: $V = B - c$

- Altura

$$H = 1.5V$$

3. Revisión por cortante.

Se debe cumplir que $V_R \geq V_U$

V_U es el cortante último, y se obtiene como: $V_U = F_C \cdot P$

V_R es el cortante resistente, y se obtiene como: $V_R = Acr \cdot v^*$

Donde:

Acr = área crítica al corte

$$Acr = \begin{cases} 2LH \rightarrow \text{zapatas de centro} \\ LH \rightarrow \text{zapatas de lindero} \end{cases}$$

v^* = esfuerzo cortante resistente de la

mampostería

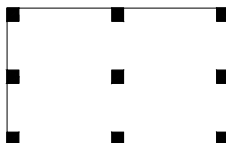
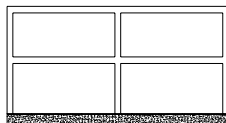
$$v^* \begin{cases} 0.6 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{mampostería unida con mortero de } f'c \geq 50 \text{ kg/cm}^2 \\ 0.4 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{mampostería unida con mortero de } f'c < 50 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

8.8 LOSAS DE CIMENTACIÓN

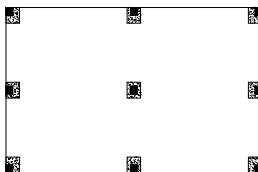
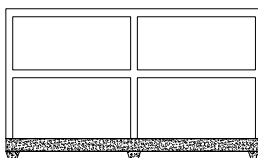
Las losas de cimentación se emplean en suelos pocos resistentes, para integrar superficialmente la cimentación de varias columnas. Cuando la superficie de cimentación supera el 66% del área total, es recomendable utilizar losas de cimentación.

Las losas de cimentación pueden ser de varios tipos, los más comunes son:

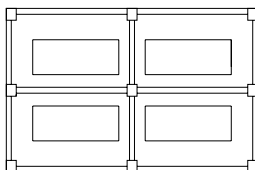
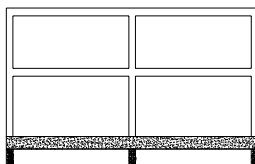
a) Losa plana de espesor uniforme.

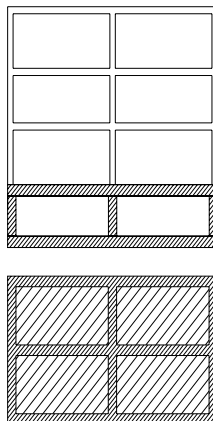


b) Losa plana con mayor espesor bajo columnas



c) Retícula



d) Losa con muro sótano (cajón de cimentación)

El procedimiento más sencillo para el diseño de una losa de cimentación es considerarla como un piso invertido, es decir, suponer que las columnas son apoyos fijos y la losa está cargada con una presión uniforme igual a la carga total por unidad de área transmitida por la estructura.

Para su diseño se puede analizar por franjas ortogonales en el método de marco equivalente o áreas tributarias, por el método de coeficientes, etc. Los errores que se cometen es este método, que ignora hundimientos relativos y considera distribución uniforme de presiones, no son tan grandes cuando se garantiza que la cimentación es muy rígida y las cargas son uniformes.

Uniformidad en cargas: Para considerar que existe uniformidad en las cargas se debe buscar que la resultante de estas coincida con el centro geométrico. Si esto no sucede se puede corregir la distribución lastrando cajones. Si las descargas en diversas porciones son significativamente diferentes se recomienda subdividir en zonas separadas con juntas de construcción desde la cimentación.

Rigidez de la losa: La losa usualmente es rigidizada por medio de contratraves: Por lo que éstas deben tener las dimensiones necesarias para garantizar que las presiones de contacto se distribuyen en la losa de manera que esta se comporte rígidamente, pudiendo despreciar asentamientos diferenciales.

Se ha establecido que si: $\frac{EI n}{E_s BL^2} \geq 0.5$,

el conjunto de contratraves proporcionan la rigidez suficiente para considerar despreciables los asentamientos diferenciales.

E = Módulo de elasticidad del material de las contratraves

I = Momento de inercia de las contratraves

n = Número de contratraves

E_s = Módulo de elasticidad del suelo

B = Ancho de la cimentación

L = Longitud de la cimentación

Esto se debe revisar para ambas direcciones.

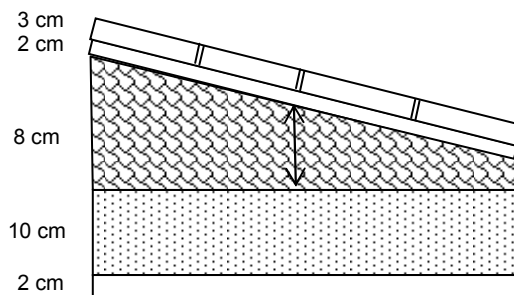
Una vez que se ha cumplido con la uniformidad razonable de las cargas y con las dimensiones de las contratraves que garantizan la rigidez de la losa, se pueden calcular las presiones de contacto con base a una distribución uniforme.

$$q = \Sigma P / Ac$$

En caso de suelos compresibles o cuando no se logre uniformidad en las cargas, la distribución de esfuerzos dista mucho de ser uniforme. En estos casos se recomiendan otros métodos que consideran distribución de presiones escalonadas como el método de las franjas descrito en el libro de Diseño Estructural de Roberto Meli.

ANÁLISIS DE CARGAS LOSA DE AZOTEA

MATERIAL	ESPESOR (m)	PESO VOL. (ton/m ³)	PESO TOT (ton/m ²)
Enladrillado	0.02	1.5	0.030
Mortero	0.03	2.1	0.063
Relleno de tepetate	0.08	1.6	0.128
Losa de concreto	0.12	2.4	0.288
plafón de mortero	0.02	2.1	0.042
		CM =	0.551



Cargas permanentes

$$CM = 0.551 \text{ ton/m}^2$$

$$Cad = 0.040 \text{ ton/m}^2$$

$$CV = \frac{0.100}{1} \text{ ton/m}^2$$

$$CT = \underline{\underline{0.691}} \text{ ton/m}^2$$

Cargas permanentes + accidentales

$$CM = 0.551 \text{ ton/m}^2$$

$$Cad = 0.040 \text{ ton/m}^2$$

$$CV = \frac{0.070}{1} \text{ ton/m}^2$$

$$CT = \underline{\underline{0.661}} \text{ ton/m}^2$$

CARGA EN EL TABLERO DEL TINACO (Tablero VIII)

Se tiene un tinaco Rotoplast con capacidad de 600 lts.

$$\text{Peso propio} = 0.015 \text{ ton}$$

$$\text{Peso agua} = 0.6 \text{ ton}$$

$$\text{Peso base} = \frac{0.044}{1} \text{ ton}$$

$$PT = \underline{\underline{0.659}} \text{ ton}$$

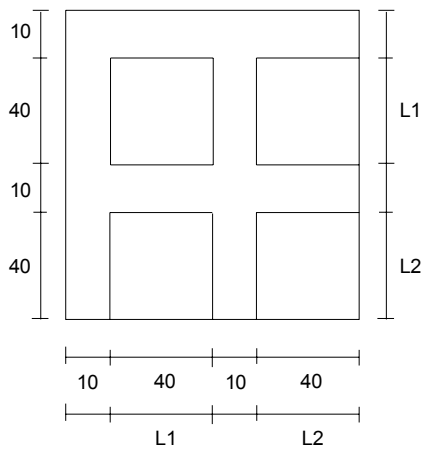
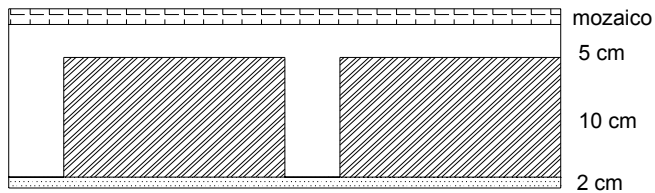
$$\text{Area del tablero} = 1.7 \times 2.25 = 3.825 \text{ m}^2$$

$$\text{Peso del tinaco} = \frac{0.659}{3.87} = 0.172 \text{ ton/m}^2$$

$$CT = \underline{\underline{0.691 + 0.172}} = \underline{\underline{0.863}} \text{ ton/m}^2$$

LOSA DE ENTREPISO

MATERIAL	ESPESOR (m)	PESO VOL. (ton/m ³)	PESO TOT (ton/m ²)
Mozaico	-	-	0.035
Mortero	0.03	2.1	0.063
Losa	0.086	2.4	0.206
Plafón de mortero	0.02	2.1	0.042
Σ CM =			0.346



Espesor equivalente de la losa:

$$d_{eq} = c + 4ND - 4N^2D$$

$$d_{eq} = 0.5 + 4(10)(10) - 4(10)^2(10)$$

$$d_{eq} = 0.086$$

$$CM = 0.346 \text{ ton/m}^2$$

$$Cadic = 0.040 \text{ ton/m}^2$$

$$CV = 0.170 \text{ ton/m}^2$$

$$CT = 0.556 \text{ ton/m}^2$$

$$CM = 0.346 \text{ ton/m}^2$$

$$Cadic = 0.040 \text{ ton/m}^2$$

$$CV = 0.090 \text{ ton/m}^2$$

$$CT = 0.476 \text{ ton/m}^2$$

Datos de diseño:

$f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ $W = 691 \text{ kg/m}^2$

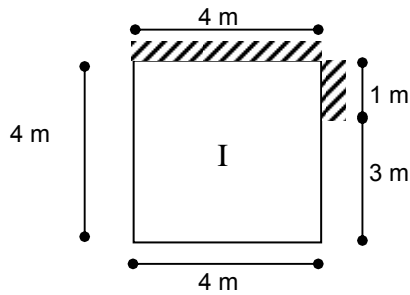
$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ $f_y = 2520 \text{ kg/cm}^2$

A) LOSA DE AZOTEA

REVISIÓN DEL PERALTE MÍNIMO

$$d_{\min} = \frac{\text{perimetro}}{250} (0.032 \sqrt[4]{f_s \cdot W})$$

Se tomara el tablero I que es el más desfavorable



perimetro = $400 + 100 + 1.5(400 + 400 + 300) = 2150$ cm

$$d_{\min} = \frac{2150}{250} (0.032 \sqrt[4]{2520 \cdot 691}) = 10.00 \text{ cm}$$

Espesor total, $H = d_{\min} + \text{recubrimiento} = 12.00$ cm

Se tomará: $d = 10$ cm
 $H = 12$ cm

2

2

Datos de diseño:

$f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$

$W = 556 \text{ kg/m}^2$

$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

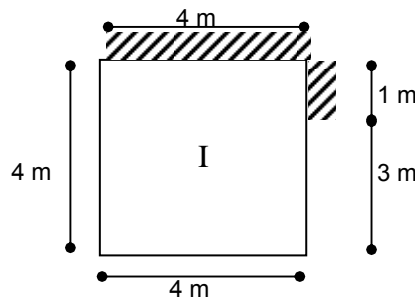
$f_y = 2520 \text{ kg/cm}^2$

B) LOSA DE ENTREPISO

REVISIÓN DEL PERALTE MÍNIMO

$$d_{\min} = \frac{\text{perimetro}}{250} (0.032 \sqrt[4]{f_s \cdot W})$$

Se tomara el tablero I que es el más desfavorable



perimetro = $400 + 100 + 1.5(400 + 400 + 300) = 2150 \text{ cm}$

$$d_{\min} = \frac{2150}{250} (0.032 \sqrt[4]{2520 \cdot 556}) = 9.47 \text{ cm}$$

Espesor total, $H = d_{\min} + \text{recubrimiento} = 11.47 \text{ cm}$

Se tomará: $d = 10 \text{ cm}$
 $H = 12 \text{ cm}$

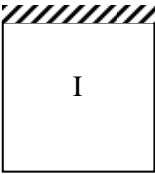


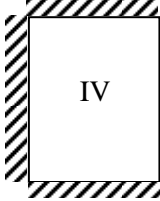

2

para este caso de losa de entrepiso, se diseñara como losa aligerada.

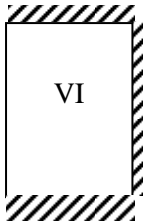



2

2

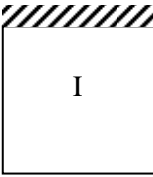


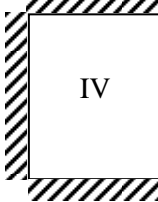

$d = 13 \text{ cm}$
 $H = 15 \text{ cm}$

TABLERO	MOMENTO	CLARO	COEF.	M_u (ton-m)	M_u ajustado (ton-m)
 I a1 = 4 a2 = 4 m = 1.00 w = 0.691	Negativo en bordes interiores	Corto	0	0.000	0.282
		Largo	710	1.099	0.770
	Negativo en bordes discontinuos	Corto	0	0.000	
		Largo	0	0.000	
	Positivo	Corto	520	0.805	
		Largo	540	0.836	
 II a1 = 3 a2 = 4 m = 0.75 w = 0.691	Negativo en bordes interiores	Corto	454.5	0.396	0.492
		Largo	380.5	0.331	0.770
	Negativo en bordes discontinuos	Corto	0	0.000	
		Largo	0	0.000	
	Positivo	Corto	240	0.209	
		Largo	138.5	0.121	
 III a1 = 4 a2 = 4 m = 1.00 w = 0.691	Negativo en bordes interiores	Corto	364	0.563	0.282
		Largo	364	0.563	0.494
	Negativo en bordes discontinuos	Corto	0	0.000	
		Largo	0	0.000	
	Positivo	Corto	153	0.237	
		Largo	153	0.237	
 IV a1 = 3.4 a2 = 3.8 m = 0.89 w = 0.691	Negativo en bordes interiores	Corto	369.6	0.413	0.494
		Largo	388.2	0.434	0.338
	Negativo en bordes discontinuos	Corto	0	0.000	
		Largo	0	0.000	
	Positivo	Corto	179.3	0.201	
		Largo	145.1	0.162	
 V a1 = 1.2 a2 = 3.8 m = 0.32 w = 0.691	Negativo en bordes interiores	Corto	728.1	0.101	0.075
		Largo	471.7	0.066	0.082
	Negativo en bordes discontinuos	Corto	0	0.000	
		Largo	0	0.000	
	Positivo	Corto	254	0.035	
		Largo	148.4	0.021	

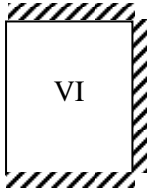



$$M_u = F_c \cdot Coef \times 10^{-4} \cdot w \cdot a_1^2$$

TABLERO	MOMENTO	CLARO	COEF.	Mu (ton-m)	Mu ajustado (ton-m)
 VI a1 = 3.4 a2 = 3.8 m = 0.89 w = 0.691	Negativo en bordes interiores	Corto	369.6	0.084	0.200
		Largo	388.2	0.088	0.082
	Negativo en bordes discontinuos	Corto	0	0.000	
		Largo	0	0.000	
	Positivo	Corto	179.3	0.041	
		Largo	145.1	0.033	
 VII a1 = 1 a2 = 5.6 m = 0.18 w = 0.691	Negativo en bordes interiores	Corto	966.6	0.065	0.108
		Largo	659.4	0.044	0.075
	Negativo en bordes discontinuos	Corto	0	0.000	
		Largo	0	0.000	
	Positivo	Corto	733.4	0.049	
		Largo	196.16	0.013	
 VIII a1 = 2.7 a2 = 3.4 m = 0.79 w = 0.863	Negativo en bordes interiores	Corto	469.6	0.132	0.108
		Largo	461.9	0.130	0.288
	Negativo en bordes discontinuos	Corto	0	0.000	
		Largo	0	0.000	
	Positivo	Corto	252.1	0.071	
		Largo	156.2	0.044	
 IX a1 = 0.65 a2 = 1.73 m = 0.38 w = 0.691	Negativo en bordes interiores	Corto	770.6	0.033	0.040
		Largo	599.8	0.026	0.112
	Negativo en bordes discontinuos	Corto	0	0.000	
		Largo	0	0.000	
	Positivo	Corto	535	0.023	
		Largo	178.6	0.008	

$$Mu = F_c \cdot Coef \times 10^{-4} \cdot w \cdot a_1^2$$

TABLERO	MOMENTO	CLARO	COEF.	Mu (ton-m)	$\frac{Mu}{w \cdot a_1}$ ajustado (ton-m)
 I a1 = 4 a2 = 4 m = 1.00 w = 0.556	Negativo en bordes interiores	Corto	0	0.000	0.227
		Largo	710	0.885	0.673
	Negativo en bordes discontinuos	Corto	0	0.000	
		Largo	0	0.000	
	Positivo	Corto	520	0.648	
		Largo	540	0.673	
 II a1 = 1.5 a2 = 3 m = 0.50 w = 0.556	Negativo en bordes interiores	Corto	624	0.109	0.673
		Largo	454	0.080	0.352
	Negativo en bordes discontinuos	Corto	0	0.000	
		Largo	0	0.000	
	Positivo	Corto	366	0.064	
		Largo	158	0.028	
 III a1 = 4 a2 = 4 m = 1.00 w = 0.556	Negativo en bordes interiores	Corto	364	0.454	0.227
		Largo	364	0.454	0.398
	Negativo en bordes discontinuos	Corto	0	0.000	
		Largo	0	0.000	
	Positivo	Corto	153	0.191	
		Largo	153	0.191	
 IV a1 = 3.4 a2 = 3.8 m = 0.89 w = 0.556	Negativo en bordes interiores	Corto	369.6	0.333	0.398
		Largo	388.2	0.350	0.272
	Negativo en bordes discontinuos	Corto	0	0.000	
		Largo	0	0.000	
	Positivo	Corto	179.3	0.161	
		Largo	145.1	0.131	
 V a1 = 1.2 a2 = 3.8 m = 0.32 w = 0.556	Negativo en bordes interiores	Corto	728.1	0.082	0.045
		Largo	471.7	0.053	0.272
	Negativo en bordes discontinuos	Corto	0	0.000	
		Largo	0	0.000	
	Positivo	Corto	254	0.028	
		Largo	148.4	0.017	

$$Mu = F_c \cdot Coef \times 10^{-4} \cdot w \cdot a_1^2$$

TABLERO	MOMENTO	CLARO	COEF.	M_u (ton-m)	$\frac{w_u}{ajustado}$ (ton-m)
 VI a1 = 3.4 a2 = 3.8 m = 0.89 w = 0.556	Negativo en bordes interiores	Corto	369.6	0.333	0.264
		Largo	388.2	0.350	0.272
	Negativo en bordes discontinuos	Corto	0	0.000	
		Largo	0	0.000	
	Positivo	Corto	179.3	0.161	
		Largo	145.1	0.131	
 VII a1 = 1 a2 = 5.6 m = 0.18 w = 0.556	Negativo en bordes interiores	Corto	966.6	0.075	0.215
		Largo	659.4	0.051	0.269
	Negativo en bordes discontinuos	Corto	0	0.000	
		Largo	0	0.000	
	Positivo	Corto	733.4	0.057	
		Largo	196.16	0.015	
 VIII a1 = 2.7 a2 = 3.4 m = 0.79 w = 0.556	Negativo en bordes interiores	Corto	469.6	0.267	0.215
		Largo	461.9	0.262	0.302
	Negativo en bordes discontinuos	Corto	0	0.000	
		Largo	0	0.000	
	Positivo	Corto	252.1	0.143	
		Largo	156.2	0.089	
 IX a1 = 0.65 a2 = 1.73 m = 0.38 w = 0.556	Negativo en bordes interiores	Corto	770.6	0.025	0.010
		Largo	599.8	0.020	0.219
	Negativo en bordes discontinuos	Corto	0	0.000	
		Largo	0	0.000	
	Positivo	Corto	535	0.018	
		Largo	178.6	0.006	

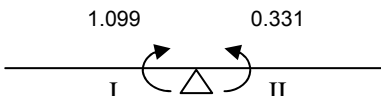
$$M_u = F_c \cdot Coef \times 10^{-4} \cdot w \cdot a_1^2$$

$$k = \frac{d^3}{a_1} \qquad f_d = \frac{ki}{\sum ki}$$

Cálculo de la rigidez en los tableros

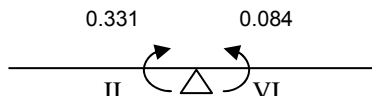
TABLERO	d (cm)	a ₁ (cm)	k (kg/cm ²)
I	10	400	2.500
II	10	300	3.333
III	10	400	2.500
IV	10	340	2.941
V	10	120	8.333
VI	10	340	2.941
VII	10	100	10.000
VIII	10	270	3.704
IX	10	65	15.385

Tablero I con II




	I	II
k	2.500	3.333
f _d	-0.429	-0.571
Me	1.099	-0.331
Md	0.768	
Mdist.	-0.329	-0.439
M aj	0.770	-0.770

Tablero II con VI



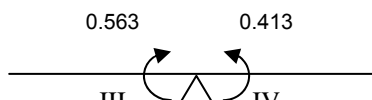
	II	VI
k	3.333	2.941
f _d	-0.531	-0.469
Me	0.331	-0.084
Md	0.247	
Mdist.	-0.131	-0.116
M aj	0.200	-0.200

Tablero VI con VII



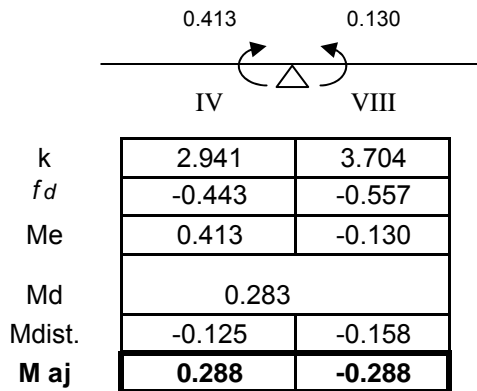
	VI	VII
k	2.941	10.000
f _d	-0.227	-0.773
Me	0.084	-0.044
Md	0.040	
Mdist.	-0.009	-0.031
M aj	0.075	-0.075

Tablero III con IV

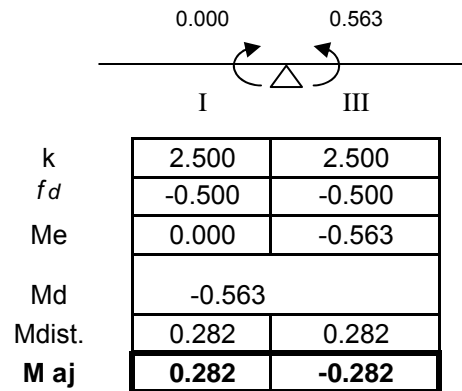


	III	IV
k	2.500	2.941
f _d	-0.459	-0.541
Me	0.563	-0.413
Md	0.150	
Mdist.	-0.069	-0.081
M aj	0.494	-0.494

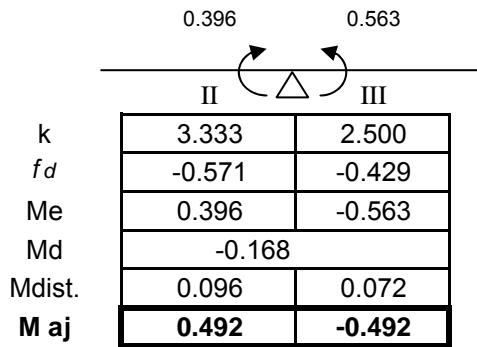
Tablero IV con VIII



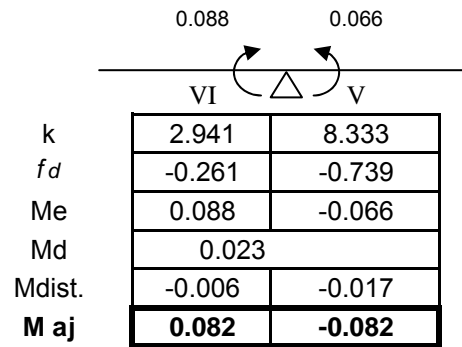
Tablero I con III



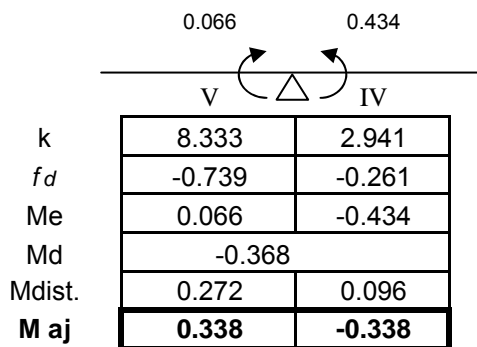
Tablero II con III



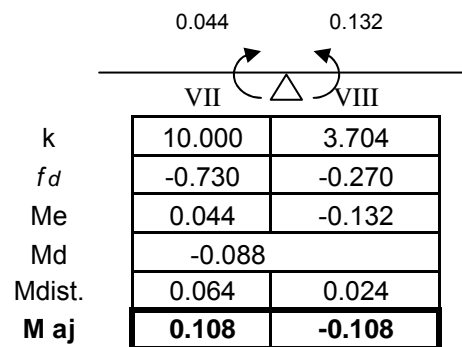
Tablero VI con V

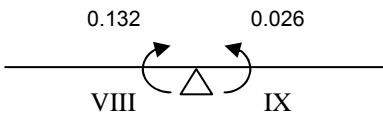


Tablero V con IV

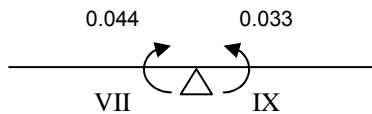


Tablero VII con VIII



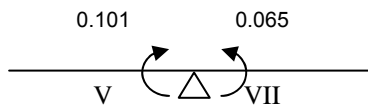


k	3.704	15.385
<i>f_d</i>	-0.194	-0.806
Me	0.132	-0.026
Md	0.106	
Mdist.	-0.021	-0.086
M aj	0.112	-0.112



k	10.000	15.385
<i>f_d</i>	-0.394	-0.606
Me	0.044	-0.033
Md	0.011	
Mdist.	-0.004	-0.006
M aj	0.040	-0.040

Tablero V con VII



k	8.333	10.000
<i>f_d</i>	-0.455	-0.545
Me	0.101	-0.044
Md	0.057	
Mdist.	-0.026	-0.031
M aj	0.075	-0.075

DISEÑO POR FLEXIÓN

Para momento negativo

Se toma el momento mayor, que en este caso corresponde al que se presenta en el lado largo del tablero I

$$Mu = 0.770 \text{ ton-m}$$

$$A_s = \frac{f''c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2Mu}{F_R bd^2 f''c}} \right] bd$$

$$A_s = \frac{170}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2(0.770 \times 10^5)}{0.9(100)(10)^2 170}} \right] 100(10) = 2.09 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2.09 \text{ cm}^2$$

$$k = \frac{d^3}{a_1} \qquad f_d = \frac{ki}{\sum ki}$$

Cálculo de la rigidez en los tableros

TABLERO	d (cm)	a ₁ (cm)	k (kg/cm ²)
I	13	400	5.493
II	13	150	14.647
III	13	400	5.493
IV	13	340	6.462
V	13	120	18.308
VI	13	340	6.462
VII	13	100	21.970
VIII	13	270	8.137
IX	13	65	33.800

Tablero I con II

k	5.493	14.647
f _d	-0.273	-0.727
Me	0.885	-0.109
Md	0.776	
Mdist.	-0.212	-0.564
M aj	0.673	-0.673

Tablero II con VI

k	14.647	6.462
f _d	-0.694	-0.306
Me	0.109	-0.333
Md	-0.223	
Mdist.	0.155	0.068
M aj	0.264	-0.264

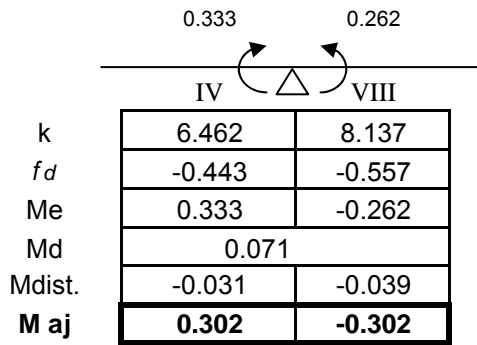
Tablero VI con VII

k	6.462	21.970
f _d	-0.227	-0.773
Me	0.333	-0.051
Md	0.281	
Mdist.	-0.064	-0.217
M aj	0.269	-0.269

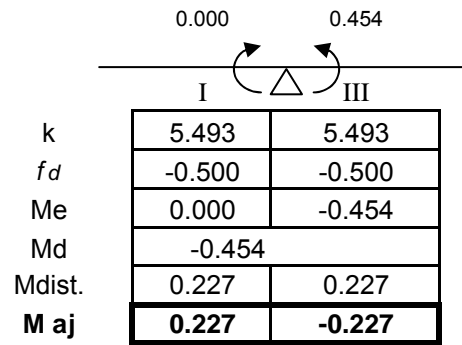
Tablero III con IV

k	5.493	6.462
f _d	-0.459	-0.541
Me	0.454	-0.333
Md	0.121	
Mdist.	-0.056	-0.065
M aj	0.398	-0.398

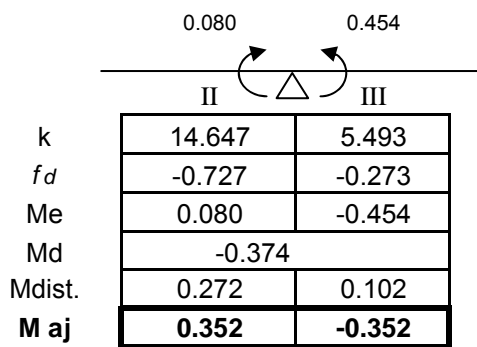
Tablero IV con VIII



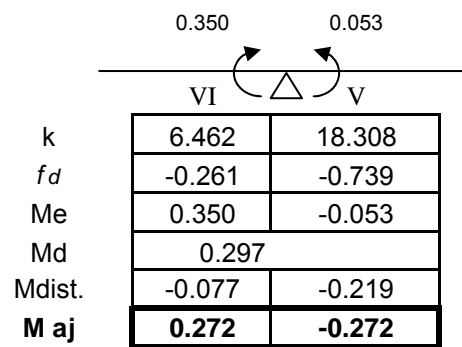
Tablero I con III



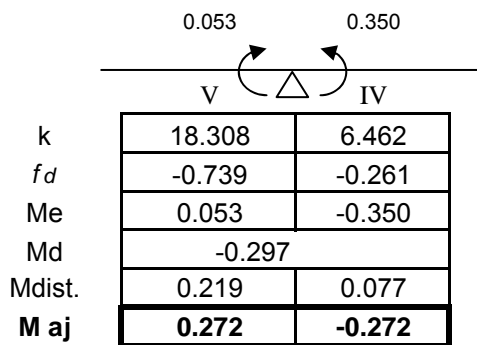
Tablero II con III



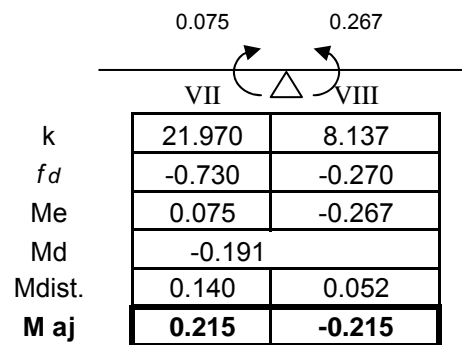
Tablero VI con V



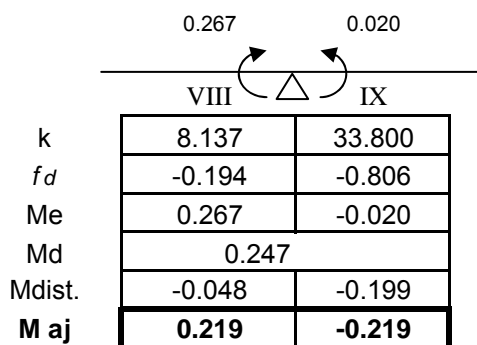
Tablero V con IV



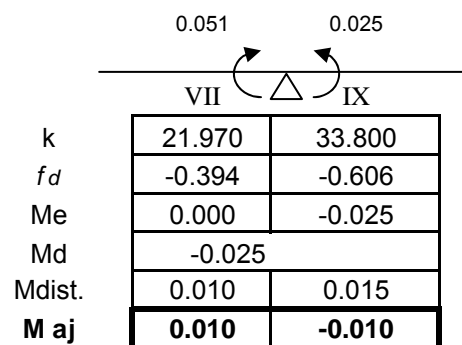
Tablero VII con VIII



Tablero VIII con IX



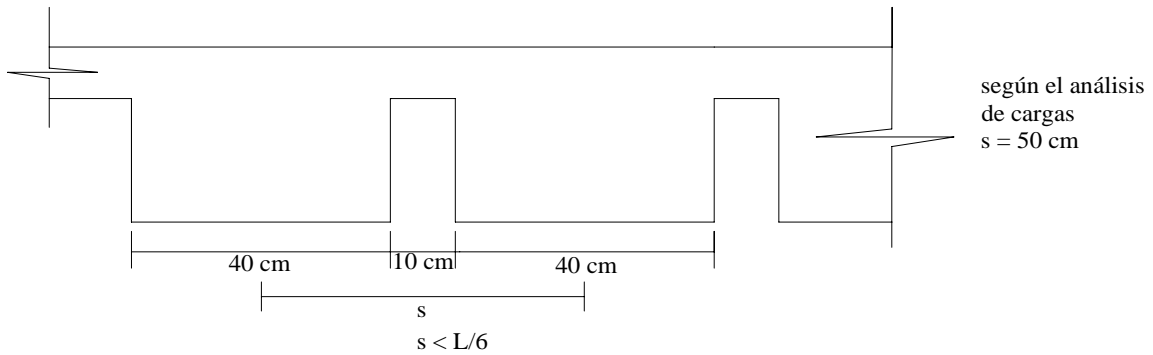
Tablero VII con IX



Tablero V con VII

	0.082	0.051
	V	VII
k	18.308	21.970
fd	-0.455	-0.545
Me	0.082	0.000
Md	0.082	
Mdist.	-0.037	-0.045
M aj	0.045	-0.045

Revisar si se puede analizar como losa maciza:



por reglamento: $s \leq \frac{L}{6}$ $L = 400 \text{ cm.}$
 $s \leq \frac{400}{6} = 66.67$ por lo tanto $s \leq \frac{L}{6}$ OK.

por lo tanto analizaremos la losa como maciza.

Para momento negativo

Se toma el momento mayor, que en este caso corresponde al que se presenta en el lado largo del tablero I

$M_u = 0.673 \text{ ton-m}$

$$A_{req} = \frac{f''c}{fy} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{F_R b d^2 f''c}} \right]$$

$$A_{req} = \frac{170}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2(0.673 \times 10^5)}{0.9(20)(13)^2 170}} \right] = 0.00567 \text{ cm}^2$$

$\rho_{req} = 0.00567 \text{ cm}^2$

Comparación con el área de acero mínimo

156

$$A_{sr} = \frac{660 x_1}{f_y(x_1 + 100)} \quad A_{sr} = \frac{660(10)}{4200(10+100)}(100) = 1.43 \text{ cm}^2$$

$$A_s > A_{s \text{ min}}$$

Por lo tanto se usará $A_s = 2.09 \text{ cm}^2$

Separación

$$s = \frac{100a_0}{A_s}$$

Usando varillas del # 3 $a_0 = 0.71 \text{ cm}^2$

$$S = 33.97 \text{ cm}$$

$$S_{max} = 35 \text{ cm}$$

$$S < S_{max}$$

Se usarán varillas del # # 3 a cada 30.00 cm c.a.c

Para momento positivo

Se toma el momento mayor, que en este caso corresponde al que se presenta en el lado largo del tablero I

$M_u = 0.836 \text{ ton-m}$

$$A_s = \frac{f''c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{F_R b d^2 f''c}} \right] b d$$

$$A_s = \frac{170}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2(0.836 \times 10^5)}{0.9(100)(10)^2 170}} \right] 100(10) = 2.28 \text{ cm}^2$$

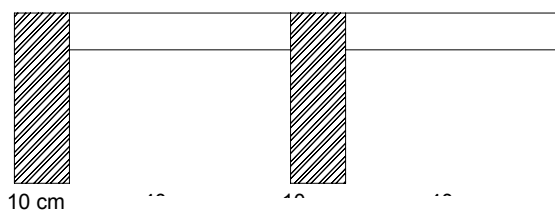
$$A_s = 2.28 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ req}} = \rho_{\text{req}}(b)(d) = 1.474 \text{ cm}^2$$

ρ_{min} POR FLEXIÓN

$$\rho_{\text{min}} = \frac{0.7\sqrt{f'c}}{f_y} = 0.003$$

$$A_{s \text{ min}} = \rho_{\text{min}}(b)(d) = 0.685 \text{ cm}^2$$



sección real

Comparación con el área de acero mínimo

$$A_{st} = \frac{660 x_1}{f_y (x_1 + 100)}$$

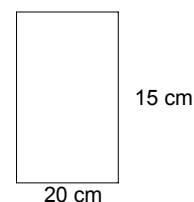
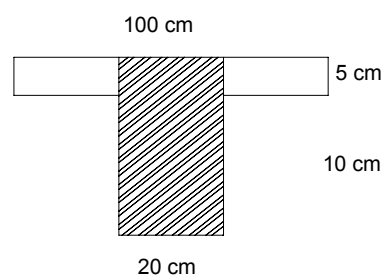
$$A_{st} = \frac{660(15)}{4200(15 + 100)} = 0.0205 \text{ cm}^2/\text{cm.}$$

$$A_{st} = 0.52 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{\text{req}} = 0.0205 \quad \rho_{\text{min}} < \rho_{\text{st}}$$

Por lo tanto se usará $A_{s \text{ req}} = 1.4735 \text{ cm}^2$

esta es el area de acero en la sección practica.



pero el área de acero requerida en cada nervadura, por momento negativo.

$$A_{s \text{ req}} = \frac{A_{s \text{ req}}}{2} = 0.737 \text{ cm}^2$$

proponemos varillas del # 3 $A_o = 0.71$

$$\# \text{ varillas} = \frac{A_{s \text{ req}}}{A_o} = 1.038 \text{ varillas usaremos 2 var \# 3}$$

como nuestro momento positivo es menor que el momento negativo se opta por poner una varilla del # 3 para el diseño por momento positivo.

$$V_u = \left(\frac{a_1}{2} - d \right) \left[0.95 - 0.5 \frac{a_1}{a_2} \right] W * FC$$

$$V_u = \left(\frac{4}{2} - 0.13 \right) \left[0.95 - 0.5 \frac{4}{4} \right] (556)(1.4)$$

V_u = 655 kg.

V_u debe incrementarse un 15% por que el tablero tiene bordes continuos y discontinuos.

1.15 (655.02) = 753.28 kg

$$V_{CR} = 0.5 F_R b d \sqrt{f * c}$$

$$V_{CR} = 0.5(0.8)(20)(13)\sqrt{0.8(250)}$$

V_{cr} = 1471

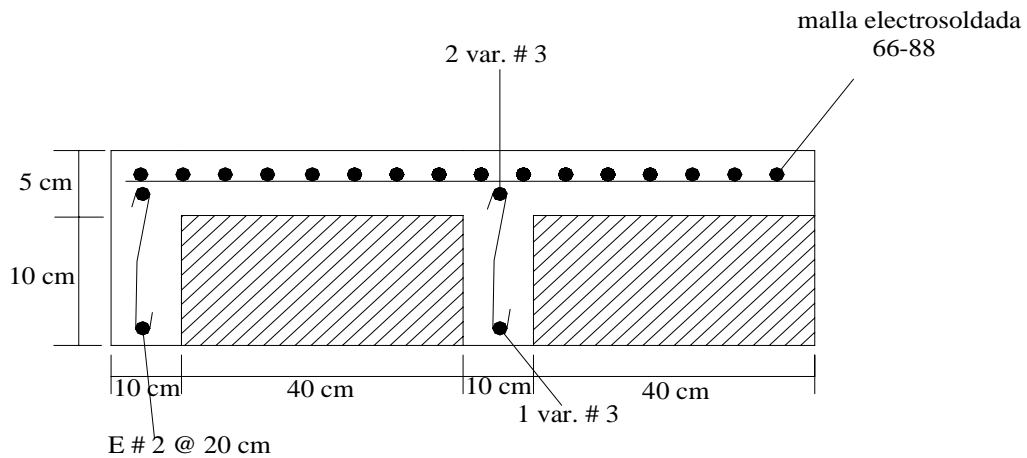
V_u < V_{CR}

por lo tanto no se requiere refuerzo por tensión diagonal pero por armado si se requiere.

se propone Estribos # 2 @ 20 cm.

en zona de compresión se usara una malla de 66 - 80

CROQUIS :



$$A_{sr} = \frac{660 x_1}{f_y(x_1 + 100)} \qquad A_{sr} = \frac{660(10)}{4200(10 + 100)}(100) = 1.43 \text{ cm}^2$$

$$\begin{aligned} A_s \text{ min} &= 1.43 \text{ cm}^2 \\ A_s &> A_s \text{ min} \end{aligned}$$

Por lo tanto se usará $A_s = 2.28 \text{ cm}^2$

Separación

$$s = \frac{100a_0}{A_s}$$

Usando varillas del # 3 $a_0 = 0.71 \text{ cm}^2$

$$\begin{aligned} S &= 31.14 \text{ cm} & S_{max} &= 35 \text{ cm} \\ S &< S_{max} \end{aligned}$$

Se usarán varillas del # 3 a cada 30.00 cm c.a.c

REVISIÓN POR CORTANTE

Se revisará el Tablero I por ser el más desfavorable

$$V_{CR} = 0.5F_R b d \sqrt{f * c} = 5656.85 \text{ kg}$$

$$V_u = \left(\frac{a_1}{2} - d \right) \left[\frac{w_u}{1 + \left(\frac{a_1}{a_2} \right)^6} \right] = 919.03 \text{ kg}$$

$$V_{cr} > V_u$$

∴ Se acepta

CONCLUSIONES

El presente trabajo hace un análisis de las disposiciones de las Normas Técnicas Complementarias para el análisis y diseño de estructuras de concreto y del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal. Da una visión unificada del proceso a través del cual se realiza el proyecto estructural.

Es importante señalar que se cumplió el objetivo general: Proporcionar soluciones que por medio del aprovechamiento óptimo de los materiales, de las técnicas constructivas disponibles y cumpliendo con los otros aspectos del proyecto, den lugar a un buen comportamiento de la estructura en condiciones normales de funcionamiento de la construcción y a una seguridad adecuada contra la ocurrencia de algún tipo de falla. Se presentan con detalle las cargas y acciones que se generan por el propio funcionamiento de la construcción, así como la forma de tomar sus efectos en las estructuras. Se explica el modo en que las propiedades de los materiales y la forma de las estructuras influyen en el comportamiento de las mismas y con qué criterios deben seleccionarse éstas, de manera que se adapten mejor a las necesidades del proyecto particular.

El análisis y diseño estructural de una casa habitación es de vital importancia, ya que disminuyen considerablemente las fallas, reduciendo así el riesgo de que se presente un colapso y reducir el costo de la obra.

Se concluye que:

- El no hacer una buena estructuración es una causa de que se presenten problemas de diseño en una casa habitación.

- El no analizar las diferentes acciones a la que estará sometida la obra, es una causa de que ocurran fallas en nuestra estructura.
- El no dimensionar adecuadamente nuestra estructura es una causa de que la estructura no cumpla con los requisitos de seguridad.
- El no calcular una casa habitación es una causa de que nuestra estructura presente fallas que lleguen al colapso total e incrementen el costo de la obra.

Este trabajo está escrito fundamentalmente para servir de apoyo, a través del cual el estudiante podrá aplicar al proyecto estructural los conocimientos adquiridos en los diversos cursos de teoría de las estructuras, resultara de utilidad para los ingenieros que se dedican a la práctica del diseño estructural.

BIBLIOGRAFÍA

Meli Piralla Roberto. (2001)

Diseño Estructural.

2ª Ed. Editorial Limusa, S.A. de C.V.

González Cuevas Eduardo. (2000)

Aspectos Fundamentales de Concreto Reforzado.

3ª Ed. Editorial Limusa.

Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (2004)

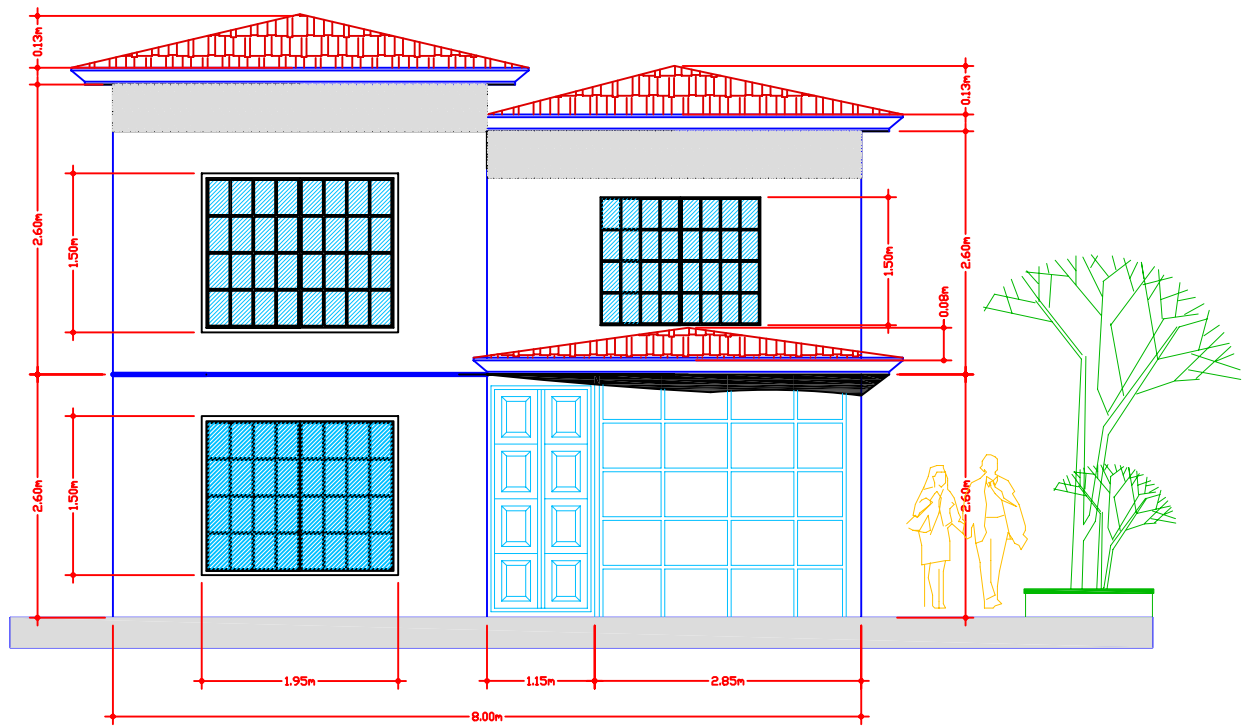
Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones.

Manual de Diseño Estructural Vol. I y II

Fernando Talavera M / Jorge A. Moreno G.

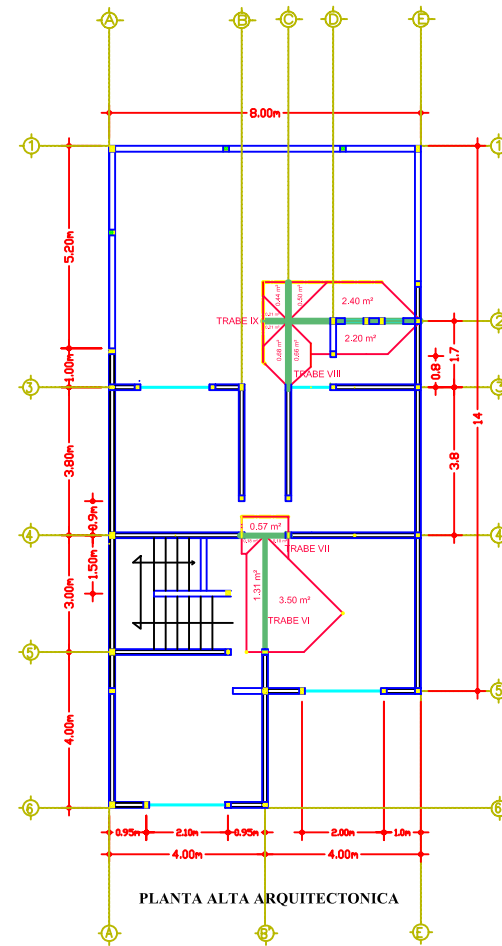
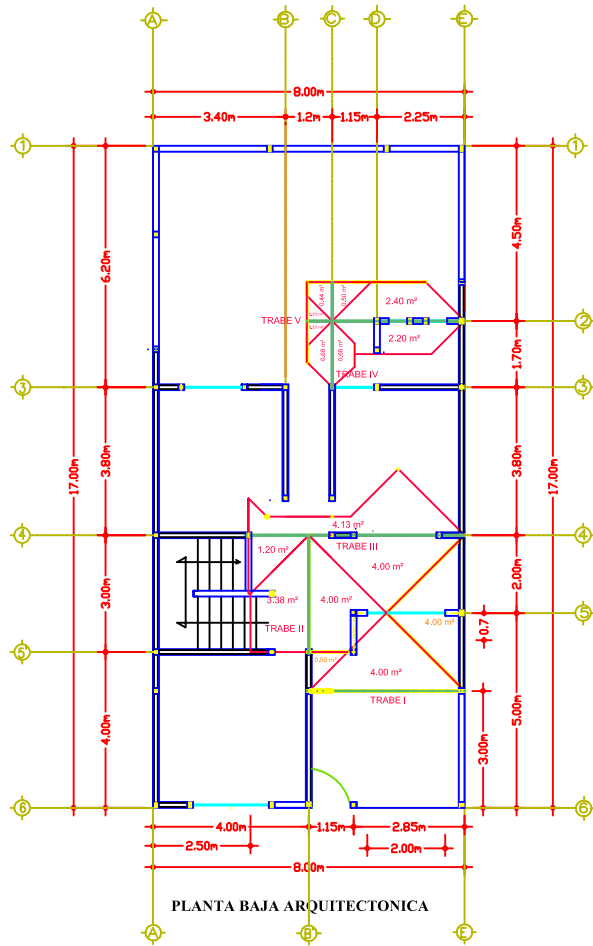
UMSH Editorial Casa Hidalgo.

[www. Deacero.com](http://www.Deacero.com). losa de vigueta y bovedilla.

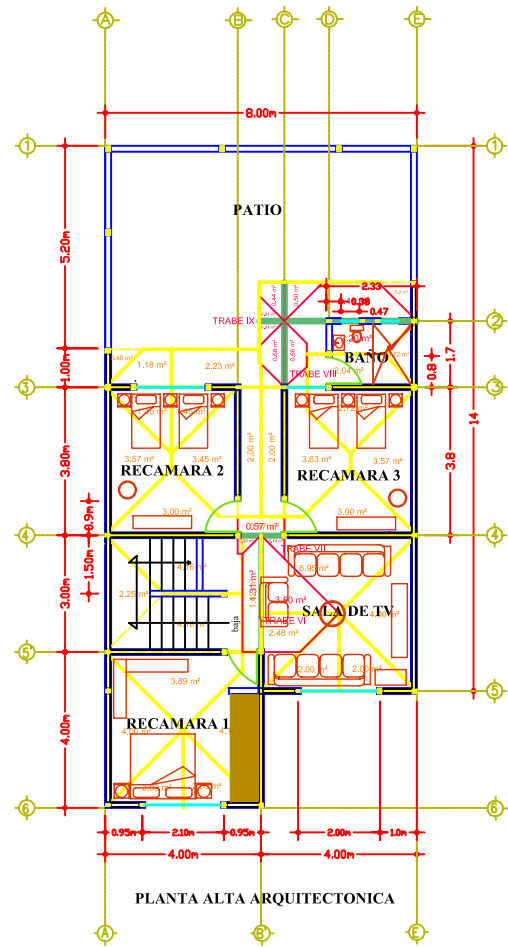
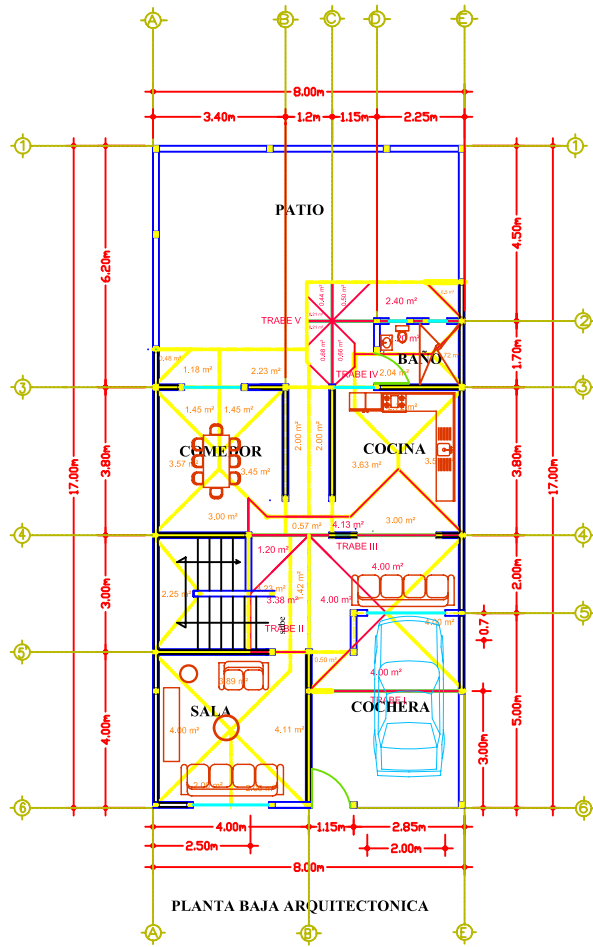


FACHADA PRINCIPAL

PROYECTO ESTRUCTURAL DE CASA HABITACION EN EL FRACCIONAMIENTO SANTA CRUZ		PLANO NO.
PROPIETARIOS:		A-1
FABRICACIONEROS: ROBERT		
NOMBRE: CASA HABITACION		
PROYECTAR: FRACC. SANTA CRUZ		
PLANO: FACHADA PRINCIPAL		
PROYECTADO POR:	REVISADO POR:	FECHA:
ELABORADO POR:	APROBADO POR:	FECHA:
ESCALA:		



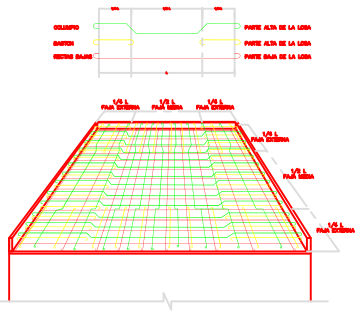
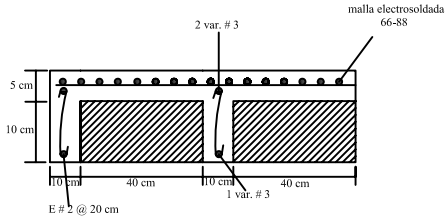
PROYECTO ESTRUCTURAL DE CASA HABITACION EN EL FRACCIONAMIENTO SANTA CRUZ		PLANO NO.
PRELIMINAR		E-3
CASA HABITACION		
FRACC. SANTA CRUZ		
PLANO:	TRUBES	
PROYECTADO POR:	FECHA:	REVISADO POR:
APROBADO POR:	FECHA:	REVISADO POR:
ELABORADO POR:	FECHA:	REVISADO POR:
ELABORADO POR:	FECHA:	REVISADO POR:



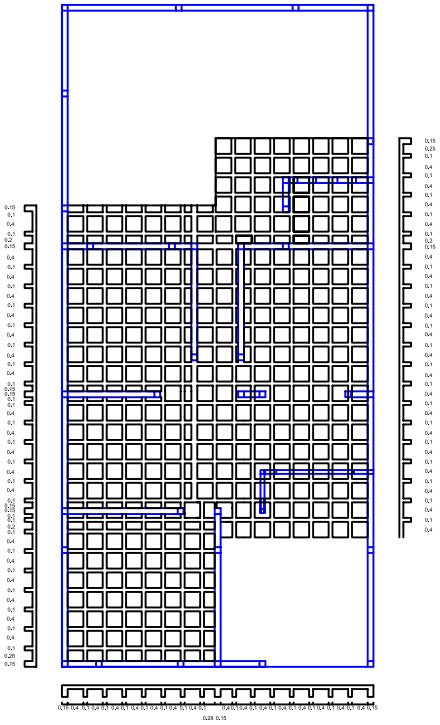
PROYECTO ESTRUCTURAL DE CASA HABITACION EN EL PRACCIONAMIENTO SANTA CRUZ		PLANO NO.
FRENTE TABLA		A-1
INICIADORA TABLA		
TITULO		
AUTOR		
FECHA		
LUGAR		
Escala		
Fecha		
Firma		
Firma		
Firma		

ARMADO DE LOSA DE ENTREPISO

CROQUIS :

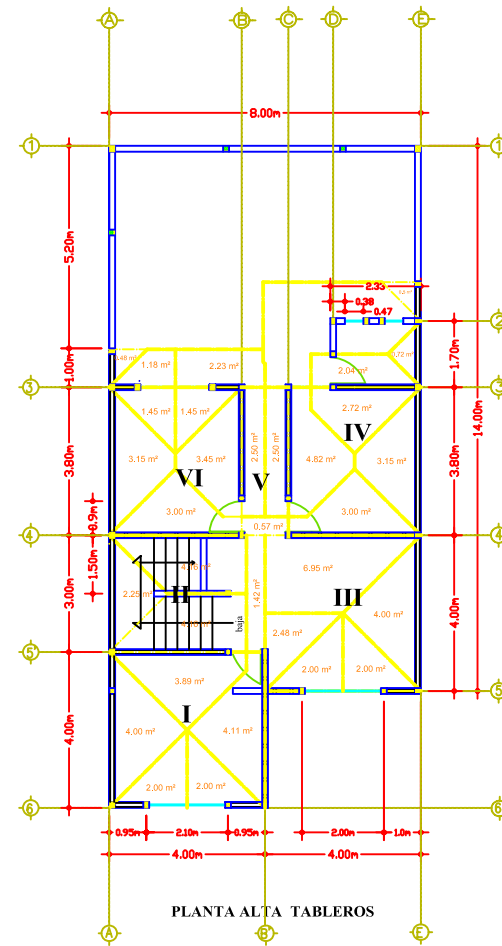
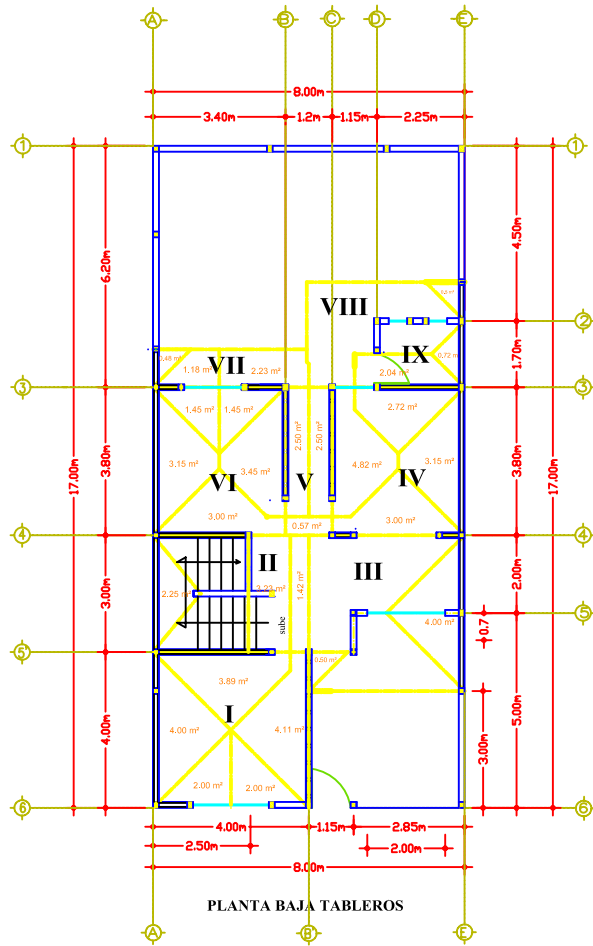


ARMADO DE LOSA DE AZOTEA

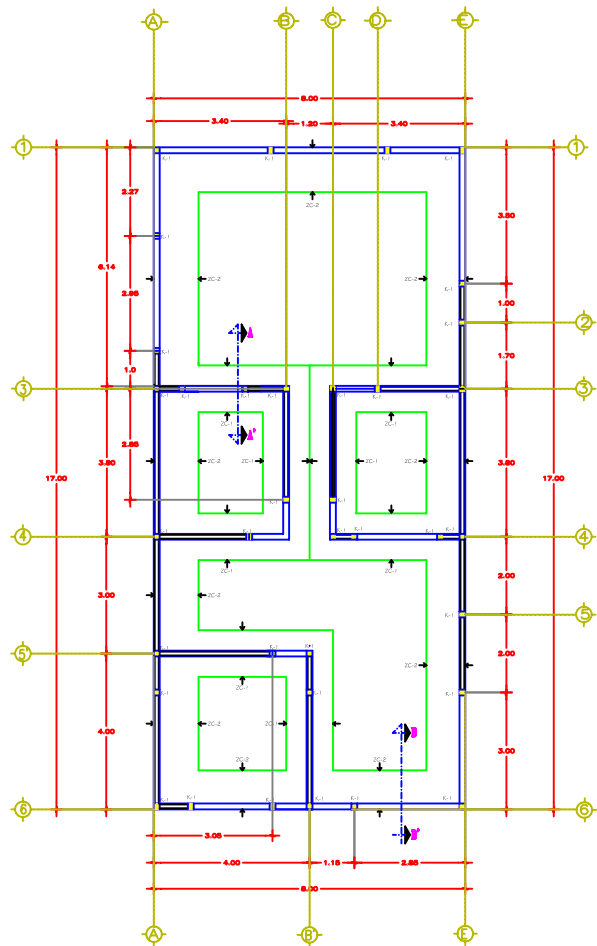


DISTRIBUCIÓN DE CASETONES EN LOSA DE ENTREPISO

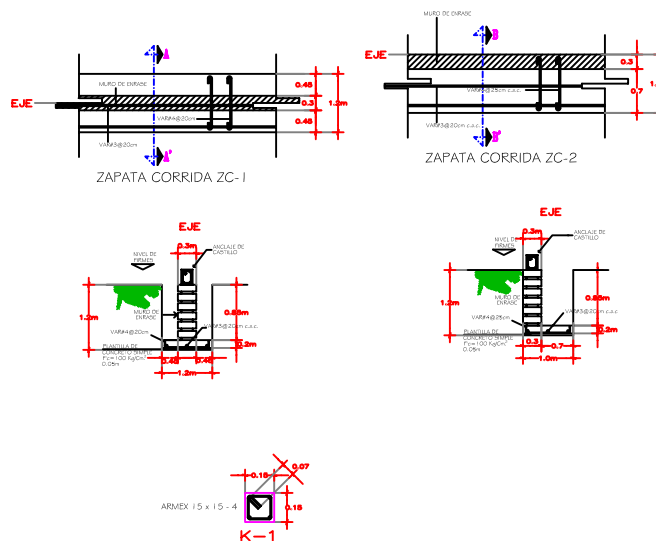
PROYECTO ESTRUCTURAL DE CASA HABITACION EN EL FRACCIONAMIENTO SANTA CRUZ		CLASIFICACION
DISEÑADOR: FREDERICK FERRER		E-2
CLIENTE: CASA HABITACION		
UBICACION: FRACC. SANTA CRUZ		
PLANTAS: LOSA RETICULAR PLANTA BAJA		
PROYECTADO POR: FERRER	PROYECTADO POR: FERRER	PROYECTADO POR: FERRER
PROYECTADO POR: FERRER	PROYECTADO POR: FERRER	PROYECTADO POR: FERRER
PROYECTADO POR: FERRER	PROYECTADO POR: FERRER	PROYECTADO POR: FERRER
PROYECTADO POR: FERRER	PROYECTADO POR: FERRER	PROYECTADO POR: FERRER



PROYECTO CONSTRUCTIVO DE CASA HABITACION EN EL PRACCIONAMIENTO SANTA CRUZ		CLASIFICACION
PREMIER TABLA		A-2
INMOBILIARIA FENAVI		
TITULO		
CATEGORIA		
DESCRIPCION		
AUTORIA		
FECHA		
LUGAR		
Escala		
Fecha		
Firma		
Firma		
Firma		



PLANO DE CIMENTACIÓN



SIMBIOLOGIA
EN CIMENTACIÓN

EJE DE LA DALA DE DESPLANTE
CASTILLO TIPO ARMEX 15x15-4

NOTAS GENERALES:

- 1.- ACOTACIONES EN METROS.
- 2.- TODAS LAS COTAS DEBERÁN VERIFICARSE CON LAS INDICADAS EN LOS PLANOS ARQUITECTÓNICOS.
- 3.- LAS COTAS RIGEN AL DIBUJO.
- 4.- SE COLOCARÁ UN PLANILLA DE CONCRETO $F_c = 100 \text{ kg/m}^2$ CON 5 cm DE ESPESOR PARA DESPLANTAR LA CIMENTACIÓN O UN MATERIAL QUE EVITE LA FILTRACIÓN DEL AGUA DEL CONCRETO AL MURO.

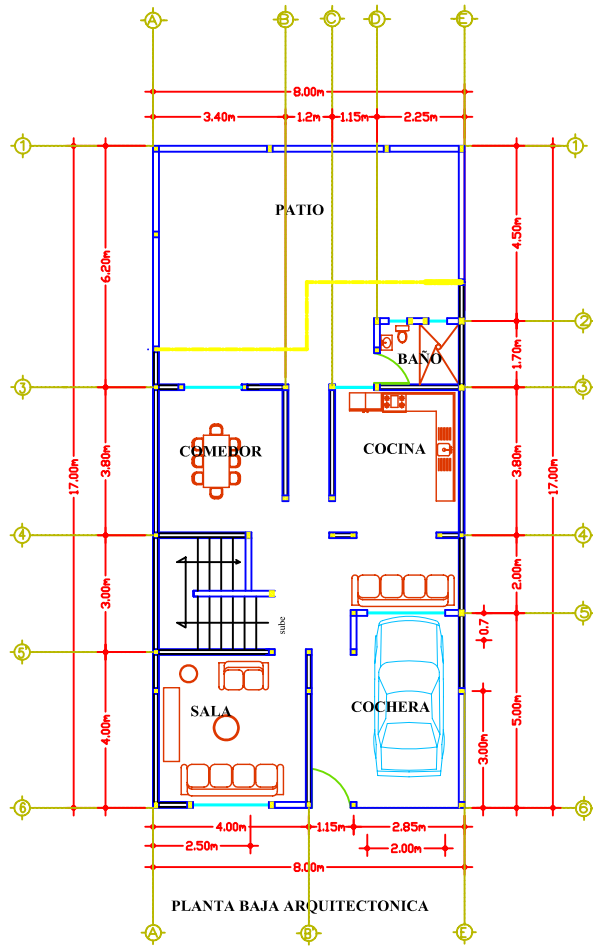
NOTAS DE MATERIALES:

- 1.- CONCRETO $F_c = 200$ EN ZAPATAS Y 150 kg/m^2 EN DALAS Y CASTILLOS. CLASE I DE PESO VOL. MAYOR DE 2,200 kg/m^3 . REVENIMIENTO +1.0 cm. EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES. EL TAMAÑO MÁXIMO DEL AGREGADO SERÁ DE 3/4" (1.91 cm.).
- 2.- ACERO DE REFUERZO ARMEX O SIMILAR $F_y = 6,000 \text{ kg/cm}^2$. MALLA ELECTROSOLDADA ARMEX $F_y = 5,000 \text{ kg/cm}^2$.

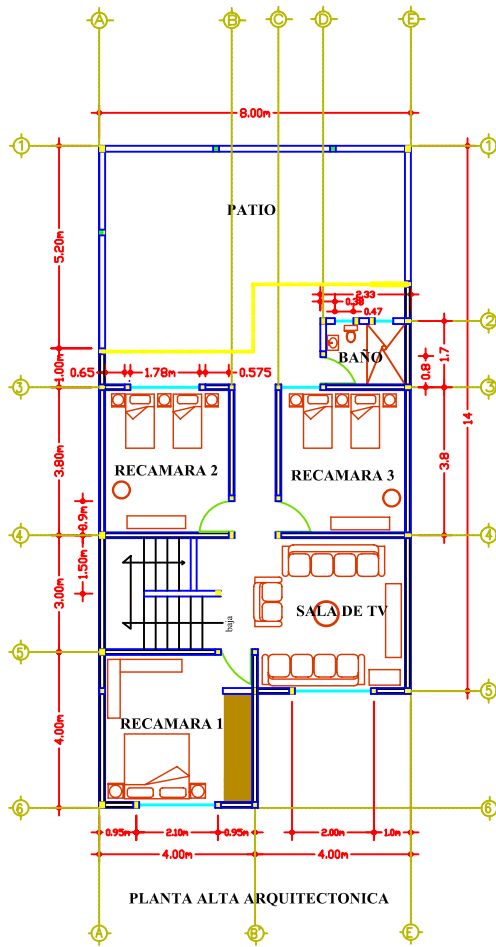
NOTAS DE ARMADOS Y ANCLAJES:

- 1.- LOS REQUERIMIENTOS MÍNIMOS SERÁN LOS ESPECIFICADOS EN LOS PLANOS.
- 2.- SALVO INDICACIÓN CONTRARIA, TODA VARILLA DEBERÁ ESTAR ANCLADA EN SUS EXTREMOS A ESCUADRA EN LA LONGITUD QUE SE INDICA EN LOS PLANOS.

PROYECTO ESTRUCTURAL DE CASA HABITACION EN EL FRACCIONAMIENTO SANTA CRUZ		CLASE NO.
FECHA: 15/05/2024		E-1
TITULO: CASA HABITACION		
UBICACION: FRACC. SANTA CRUZ		
PLAN: CIMENTACION		
PROYECTADO POR:	REVISADO POR:	FECHA:
APROBADO POR:	FECHA:	FECHA:
ELABORADO POR:	FECHA:	FECHA:
REVISADO POR:	FECHA:	FECHA:
APROBADO POR:	FECHA:	FECHA:

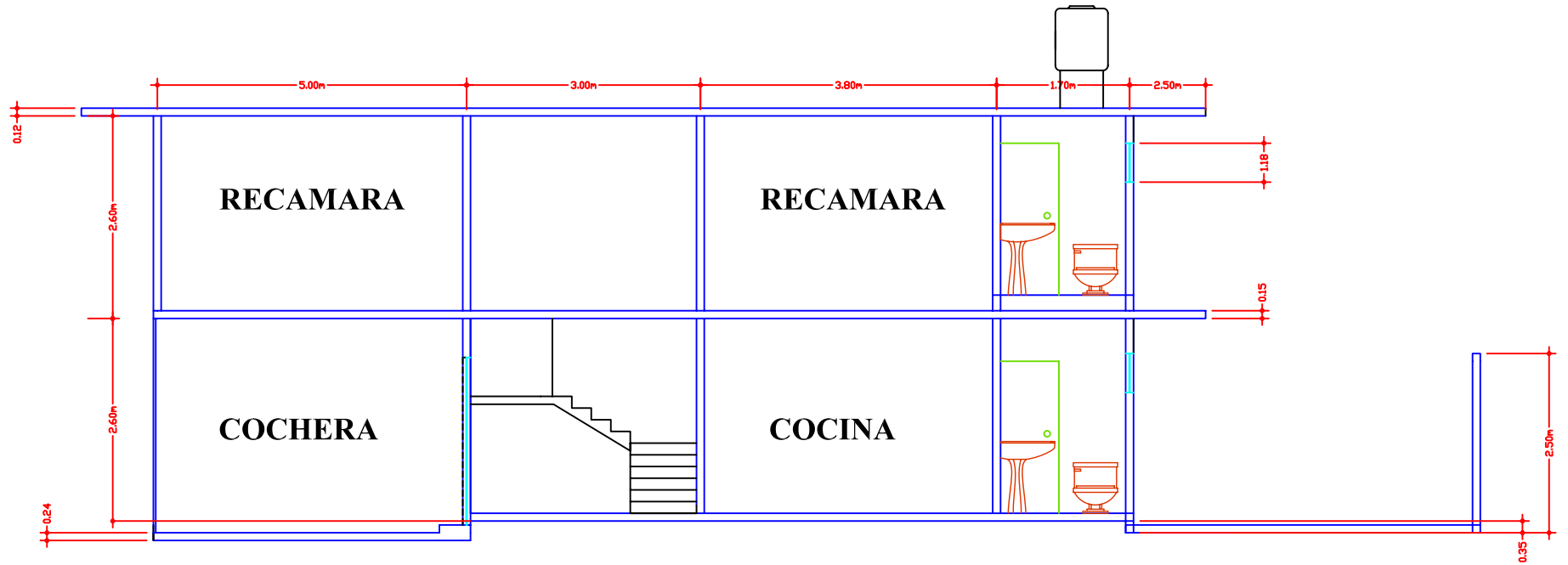


PLANTA BAJA ARQUITECTONICA



PLANTA ALTA ARQUITECTONICA

PROYECTO ESTRUCTURAL DE CASA HABITACION EN EL FRACCIONAMIENTO SANTA CRUZ		PLANO NO.
PRESTARIAS		A-1
INMOBILIARIA ZUAREZ		
OBJETO: CASA HABITACION		
UBICACION: FRACC. SANTA CRUZ		
PLANO: PLANTA ARQUITECTONICA		
PROYECTADO POR	REVISADO POR	FECHA
ELABORADO POR	APROBADO POR	FECHA
1		
2		
3		
4		



CORTE LONGITUDINAL

PROYECTO ESTRUCTURAL DE CASA HABITACION EN EL PRACONDOMINIO SANTA CRUZ		CLASIFICACION
PROYECTANTE: INGENIERIA PERAZZI		C-1
OBJETO: CASA HABITACION		
LOCALIDAD: PRACC- SANTA CRUZ		
PLANO: CORTE LONGITUDINAL		
PROYECTADO POR:	REVISADO POR:	FECHA:
APROBADO POR:	FECHA:	FECHA: