



**UNIVERSIDAD MICHOACANA
DE SAN
NICOLAS DE HIDALGO**



Facultad de Ingeniería Civil

**Tesina: “Análisis y diseño de una vivienda
con sistema de piso de vigueta y bovedilla”**

**PARA OBTENER EL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL**

PRESENTA:

PIC. Gonzalo Moreno Cuara

ASESOR:

M. I. Enrique Omar Navarro Caballero

DEDICATORIAS:

DIOS:

Doy gracias a Dios porque es el principal, por haberme llenado mi vida de dicha y bendiciones, por ponerme en este sendero de la ingeniería y concederme terminar mi carrera así mismo le pido por un buen trabajo, un buen accionar laboral y por mi familia que son los protagonistas de lo que ahora soy y seré, espero nunca decepcionarlos.

PAPAS GONZALO Y LETY:

Agradezco a mis padres por todo su cariño, consejos, comprensión, apoyo incondicional en fin por eso y todo lo que me han brindado no solo en la carrera sino que a lo largo de mi vida

HERMANA LETY:

Porque aparte de ser mi hermana eres mi mejor amiga por apoyarme en las buenas y en las malas, por siempre escucharme, sé que siempre contare contigo y tú conmigo.

TIOS COKE, DOMI, TERE Y BERTHA:

Por darme su cariño animo en los momentos difíciles por ser mis tíos que se han involucrado y estuvieron al pendiente de mi desarrollo.

ASESOR OMAR:

Por su tiempo, apoyo y transmitir sus conocimientos para poder yo seguir adelante, por ser una pieza importante en este proyecto.

INGENIEROS:

Por la amistad que me han brindado por su apoyo y las puertas que me han abierto.

MAESTROS:

Por su disposición, conocimientos y ayuda brindada durante toda mi carrera.

AMIGOS:

Por su confianza y lealtad, porque de una u otra forma ya sea con una palabra o una palmada han sido parte de este proyecto.

A TI:

Por consultar esta tesina espero te sirva como apoyo.

Gonzalo Moreno Cuara



INDICE:

DEDICATORIAS:	2
INTRODUCCIÓN.....	4
OBJETIVO	6
GENERALIDADES.....	7
CAPITULO I: PROPUESTA ARQUITECTONICA Y ESTRUCTURACIÓN DEL PROYECTO.....	11
CAPITULO II: ANALISIS Y DISEÑO DE LOSAS DE VIGUETA Y BOVEDILLA	20
CAPITULO III: ANALISIS Y DISEÑO DE TRABES	36
CAPITULO IV: REVISIÓN ESTRUCTURAL DE MUROS	66
CAPITULO V: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACIÓN	82
CONCLUSIÓN	91
GLOSARIO.....	92
BIBLIOGRAFÍA.....	94

Gonzalo Moreno Cuara



INTRODUCCIÓN

El concepto de la vivienda, la casa en términos populares, se refiere a una estructura de material preparada para alojar a los individuos o familias de manera permanente o durante largos períodos de tiempo. Constituye el escenario donde se desarrolla la vida de sus ocupantes, se trata de un espacio condicionado por las necesidades y economía de éstos. Paralelamente, las características particulares de cada tipo de vivienda influirán decisivamente en las costumbres, la intimidad y la rutina vital de sus usuarios.

En el desarrollo de este trabajo se elaboró el diseño de una casa habitación de interés social, y para que esta pueda ser resistente a las fuerzas sísmicas se requiere de un coeficiente sísmico óptimo a lo que nos llevara a minimizar los costos a corto y largo plazo ya que si no es tomado en cuenta el coeficiente puede excederse o tener escasos en el material y mano de obra, así como también si llega a ocurrir un daño grave a la vivienda provocando una reparación o demolición del inmueble esto sería un impacto demasiado costoso, aun más si se presentara un colapso de la estructura durante el sismo sería devastador si aparte de los daños materiales hubiera pérdidas humanas.

El estado de Michoacán se encuentra dentro de una zona altamente sísmica esto se debe a que se encuentra en una zona costera lo cual significa que está cerca de dos placas cuyas separaciones y choques provocan movimientos telúricos por lo que es importante realizar un diseño sísmico a la casa habitación para que esta no se vea perjudicada por las fuerzas sísmicas ya que estará expuesta a ellas.

Las pérdidas humanas y económicas causadas por terremotos en zonas altamente sísmicas, se deben principalmente al hecho de que estos eventos son impredecibles en intensidad y tiempo de ocurrencia. Si a esto le sumamos construcciones de mala calidad que no cumplen con el reglamento de construcción ni las normas técnicas del concreto los resultados llegan a ser devastadores como en ocasiones ah ocurrido alrededor del planeta. Los criterios de diseño sísmico de estructuras que se usan en la actualidad se basan en un coeficiente de diseño que considera parcial y subjetivamente los daños potenciales y las consecuencias que podrían ocurrir si se presentara el evento sísmico para así poder evitar pérdidas tanto humanas como materiales.

Por lo que es importante elaborar un diseño estructural para evitar fallas por ignorancia o por mal cálculo, ya que se ah visto que a la postre es más barato invertir en un buen calculo que pagar las consecuencias de una falla o un posible colapso de la estructura. Para ello, se deberán hacer los cálculos pertinentes apoyados en los reglamentos de diseño vigente, tales como el Manual de obras civiles de Comisión Federal de Electricidad,

Gonzalo Moreno Cuara



Reglamento de Construcción del Distrito Federal (RCDF) y sus normas técnicas complementarias.

Los materiales que sean utilizados en la construcción son los que existen en la región con una losa conformada por el sistema de vigueta y bovedilla para darle un giro a lo más tradicional que se usa como son las losas macizas y aligeradas o reticulares, haciendo ver que también es un tipo de losa confiable ya que mucha gente cree que no es igual de resistente.

Gonzalo Moreno Cuara



OBJETIVO

El objetivo del presente trabajo es desarrollar el diseño estructural de una casa habitación para hacer ver que es necesario realizarlo y que no es un gasto de más, al contrario es una inversión que a la postre llega a ser insignificante en comparación de los daños que se pueden originar si este no se hace. Esto nos permitirá garantizar que ésta soportará las cargas a las que va a estar sujeta en las diferentes etapas de su vida útil sin sufrir daño alguno.

Gonzalo Moreno Cuara



GENERALIDADES

El estado actual de la sismología no permite aún predecir cuándo ocurrirá un terremoto, pero si se sabe que esto seguirá ocurriendo y se conocen cuáles son las zonas de nuestra región más peligrosas sísmicamente. Lo que si podemos es mitigar sus efectos con construcciones adecuadas, medidas preventivas, actuaciones prudentes y protectoras. Consecuentemente, es necesario tomar conciencia de la peligrosidad de los terremotos y prever un conjunto de medidas para prevenir sus efectos destructores. Está comprobado que la aplicación de medidas de prevención y autoprotección disminuye significativamente los daños. Por esta razón resulta obligado dar a conocer una serie de recomendaciones encaminadas a la reducción de daños a personas y construcciones.

La mayoría de las normas de diseño de una estructura sismorresistente en América Latina tienen como objetivo fundamental el proporcionar los requerimientos mínimos para diseñar estructuras que ante sismos menores no sufran daños; con sismos moderados los daños se limiten a los elementos no estructurales y ante sismos fuertes se evite el colapso totales o parciales en las construcciones, que puedan poner en peligro la seguridad de las personas durante sismos muy severos, de ocurrencia extraordinaria así la prioridad de las normas de Construcciones está en evitar pérdidas de vidas humanas.

El análisis de la información sismológica existente, tanto en los catálogos sísmicos como en las fuentes históricas, junto con la información geológica disponible en cada país, permite elaborar mapas de regionalización sísmica figura en donde se divide al país en zonas de igual sismicidad. A cada zona corresponden parámetros específicos para la evaluación de las fuerzas sísmicas.

Para fines de evaluar las fuerzas sísmicas las construcciones se clasifican de acuerdo con su uso y sus características estructurales.

En cuanto al uso, la mayoría de las normas distinguen a los edificios importantes, ya sea porque en ellos existan grandes concentraciones de personas, o porque su supervivencia resulte vital para responder a las situaciones de emergencia provocadas por los sismos. Cabe mencionar que las casa habitación también son importantes por lo cual se debe tener cuidado en su diseño estructural implementando un coeficiente sísmico adecuado para que esta no falle.

El coeficiente sísmico define el porcentaje del peso total de la estructura que se debe considerar como cortante actuante en su base con fines de diseño. Para una región sísmica específica la mayoría de las normas proporcionan valores del coeficiente sísmico en función de las características estructurales, del uso del inmueble y del tipo de suelo. De

Gonzalo Moreno Cuara



acuerdo al tipo de suelo, en general se distingue cuando menos entre suelos compresibles y suelos firmes. Los valores del coeficiente sísmico para suelos compresibles suelen ser mayores que para los firmes, ya que consideran la amplificación que sufren las ondas sísmicas en este tipo de suelos. En varios casos el coeficiente sísmico es también función del periodo fundamental de la estructura, por lo cual estos reglamentos proporcionan expresiones para su cálculo aproximado.

En cuanto al diseño estructural se divide en tres etapas para tener una secuencia y una buena elaboración, las cuales son:

- ❖ Estructuración: Se seleccionan los materiales de los elementos de la estructura para poder conocer el peso de la misma y sus resistencias, así como la forma general de ésta, el proyectista utiliza la experiencia y conocimientos de la teoría estructural para realizar el pre-dimensionamiento de los elementos de la estructura.
- ❖ Análisis: Se determina la respuesta de la estructura ante las diferentes acciones a las que estará sometida. La etapa de análisis se subdivide en:
 - Modelación de la estructura: Se analiza la estructura y se establecen las propiedades de los materiales y características geométricas de las secciones.
 - Determinación de las acciones de diseño: Se determinan las acciones que actuarán en la estructura por lo que es necesario conocer los sistemas constructivos, la ubicación de la estructura y toda la información que ayude a la determinación de las solicitaciones que puedan, eventual o permanentemente, actuar sobre la estructura, ya que de esta manera podremos tener una mejor evaluación de las acciones.
 - Determinación de los elementos mecánicos de diseño: 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 (vigas, muros, columnas, etc.). Cabe hacer una aclaración; al aplicar los métodos de cálculo, se obtendrán resultados exactos, pero solo para el modelo teórico elegido, no así para la estructura real; de ahí la importancia de evaluar adecuadamente las acciones y el modelo que la estructura en cuestión tendrá.
- ❖ Dimensionamiento: Se obtienen las dimensiones de los elementos estructurales que conforman la estructura y se verifica si está cumple con los requisitos de seguridad establecidos, las dimensiones se ponen en planos constructivos con sus especificaciones.



La información deberá ser plasmada en los planos en forma clara, precisa y sencilla procurando que estén lo más detallados posibles; para que el constructor pueda entenderlos y la obra pueda desarrollarse según el criterio con el cual se desarrolló el proyecto.

Cuando el proyecto está elaborado se lleva a cabo su construcción y para que esta sea exitosa deberá de tener una buena supervisión de obra ya que esta 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 ya que en esta etapa suelen ocurrir muchos descuidos por una mala supervisión, si ocurriera alguno sería en vano tener un buen diseño y cálculo estructural.

Todo esto se lleva a cabo con el fin de tener una estructura que cumpla con las condiciones de servicio y que su propósito en específico por el cual fue construida se realice.

SEGURIDAD ESTRUCTURAL

El diseño estructural es para generar seguridad de que la estructura con los estudios que se han hecho y la experiencia que se tiene tanto en sismos como en cargas muertas y vivas que se presenten dentro de esta tenga un buen comportamiento y no falle la estructura, esto genera seguridad en la gente que lo utilice.

Las normas de diseño sismorresistente exigen la revisión de la seguridad de las estructuras ante la combinación de las cargas muertas con las vivas y con los efectos de sismo. Las cargas vivas consideradas suelen ser un porcentaje de los valores máximos probables, para tomar en cuenta el efecto accidental del sismo. El factor de carga utilizado es también un valor menor que el recomendado para combinaciones de cargas que no incluyan acciones accidentales. En aquellas normas en que el diseño se basa en el uso de esfuerzos permisibles, la naturaleza accidental del sismo permite incrementar los valores propuestos de dichos esfuerzos.

- **Estado límite de falla:** En las normas en que se diseña con base en la revisión de estados límite debe verificarse que la resistencia de diseño sea mayor o igual que la acción de diseño. En aquellos casos en que el diseño se basa en el empleo de esfuerzos permisibles debe verificarse que no se excedan los valores especificados de los mismos.
- **Estado límite de servicio:** Las normas de diseño sismorresistente exigen la verificación de los desplazamientos para que los mismos no generen efectos de segundo orden, ni creen una sensación de inseguridad, ni propicien el daño de los elementos no estructurales. En general, se proporcionan valores límite al desplazamiento de los entrepisos que, para aquellos códigos que manejan coeficientes sísmicos reducidos por inelasticidad, son del orden de 0.002 veces la altura del entrepiso cuando los elementos

Gonzalo Moreno Cuara



no estructurales están ligados a la estructura y de 0.004 cuando dichos elementos se encuentran desligados de ésta. En las normas que manejan coeficientes sísmicos elásticos, los valores son del orden de 0.008 y 0.016 respectivamente. Asimismo, se dan recomendaciones para que la separación entre edificios vecinos sea tal que no exista riesgo de golpeteo con los desplazamientos previstos.

El propósito de la seguridad estructural es garantizar la seguridad de las personas que lo ocupen pero para esto hay que estar pendiente de las diversas etapas del proceso constructivo y a recomendar que se realice una supervisión detallada durante el mismo.

Gonzalo Moreno Cuara



CAPITULO I: PROPUESTA ARQUITECTONICA Y ESTRUCTURACIÓN DEL PROYECTO

Gonzalo Moreno Cuara



PROPUESTA ARQUITECTONICA Y ESTRUCTURACIÓN DEL PROYECTO

Para empezar con los cálculos del diseño estructural se deberá contar con los planos arquitectónicos de la casa habitación, así como información de la zona y tipo de terreno.

A continuación se muestran los planos arquitectónicos de la vivienda que se pretende diseñar, en los cuales se muestran los elementos que conforman cada nivel de la estructura.

Planta alta:

- 3 Recamaras
- 1 baño

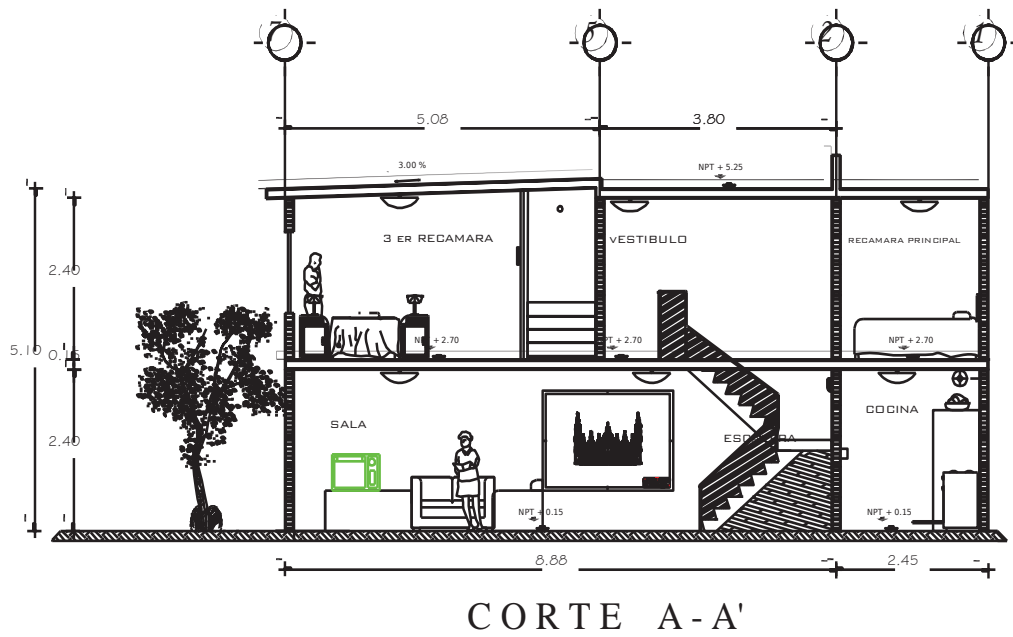
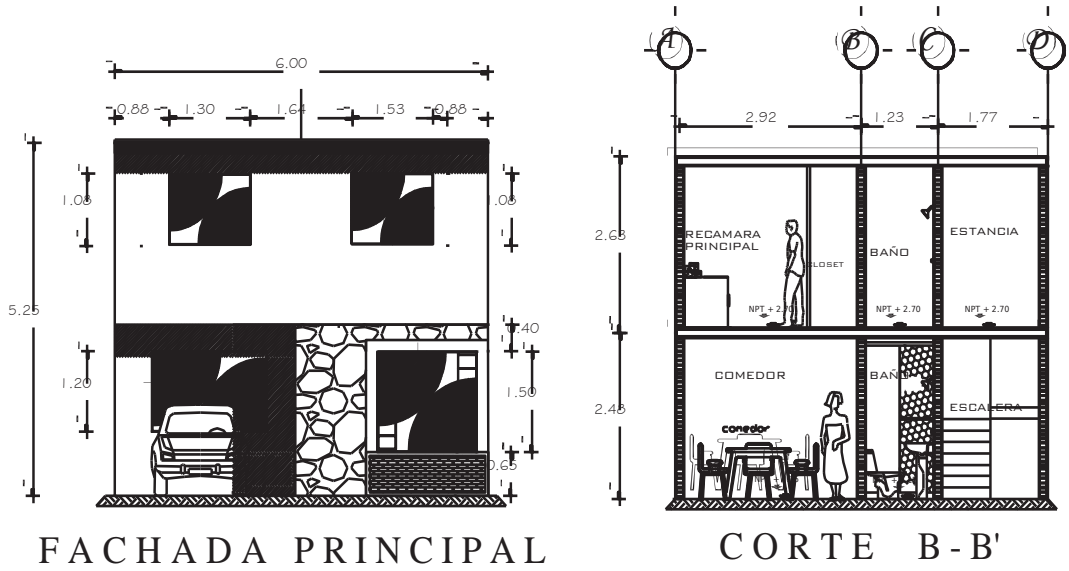
Planta baja:

- Jardín
- Cochera para un auto
- Sala
- Estudio
- Comedor
- Cocina
- 1 baño
- Patio de servicio

Gonzalo Moreno Cuara



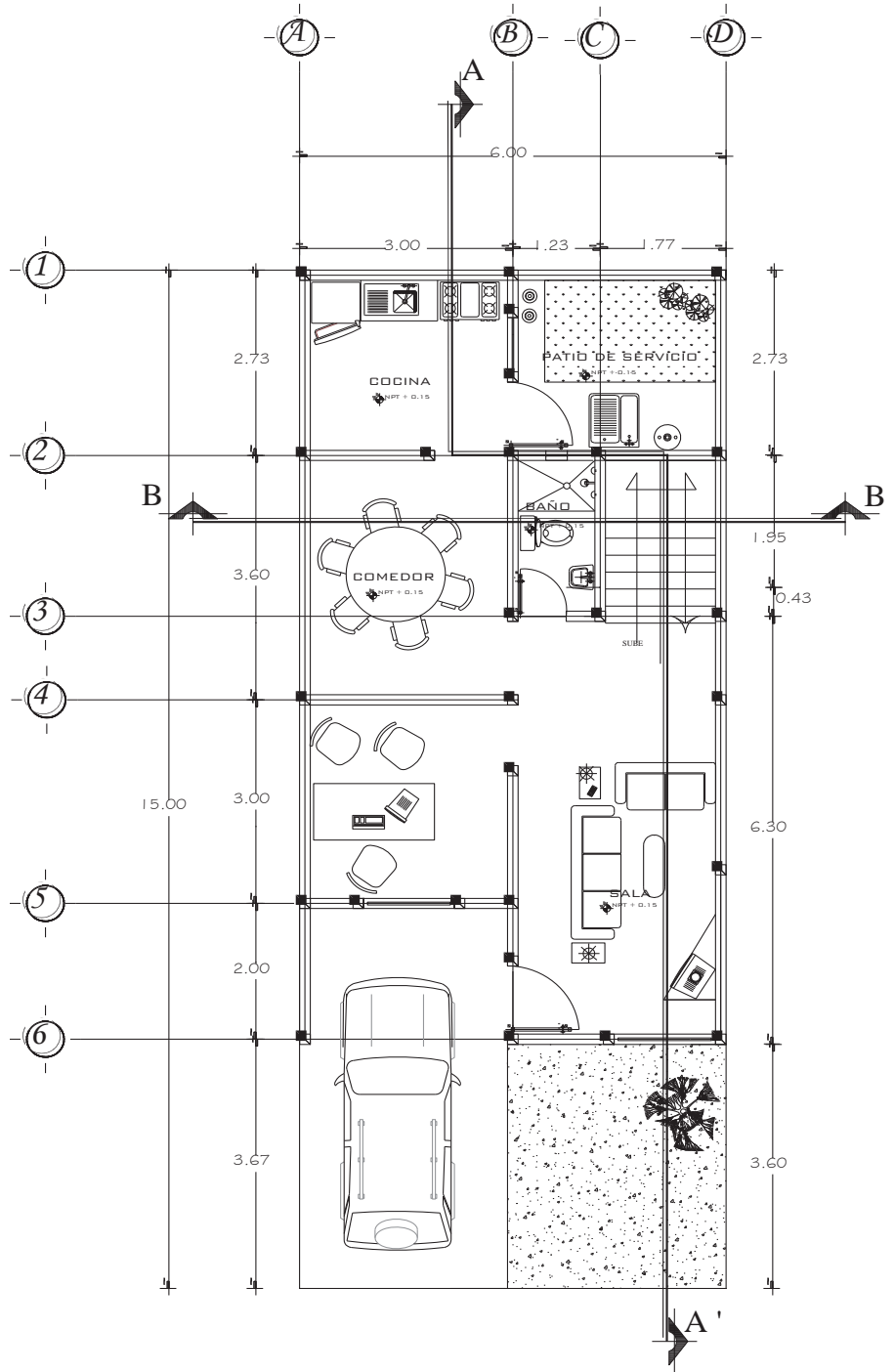
FACHADA Y CORTES



Gonzalo Moreno Cuara



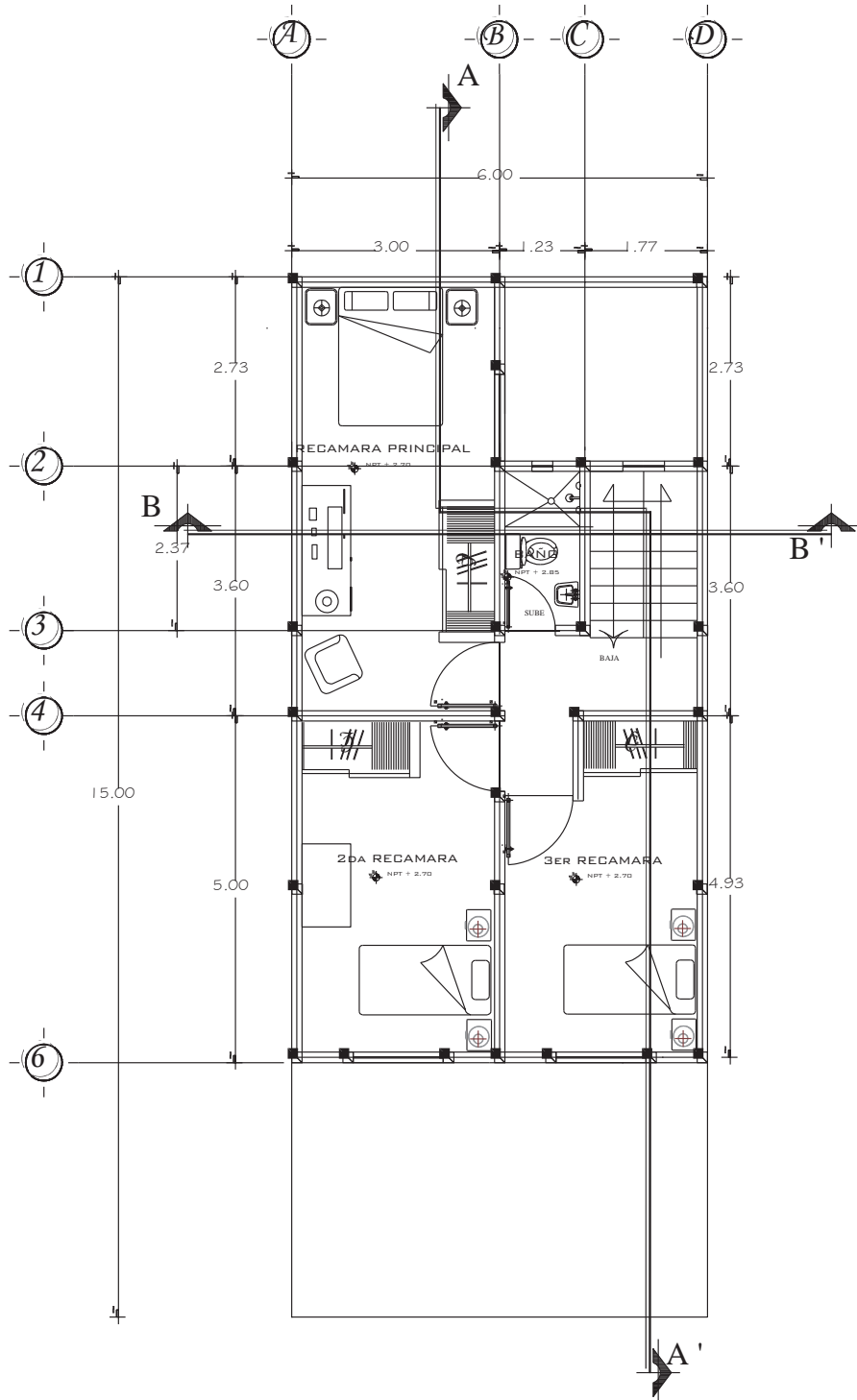
PLANTA ALTA



Gonzalo Moreno Cuara



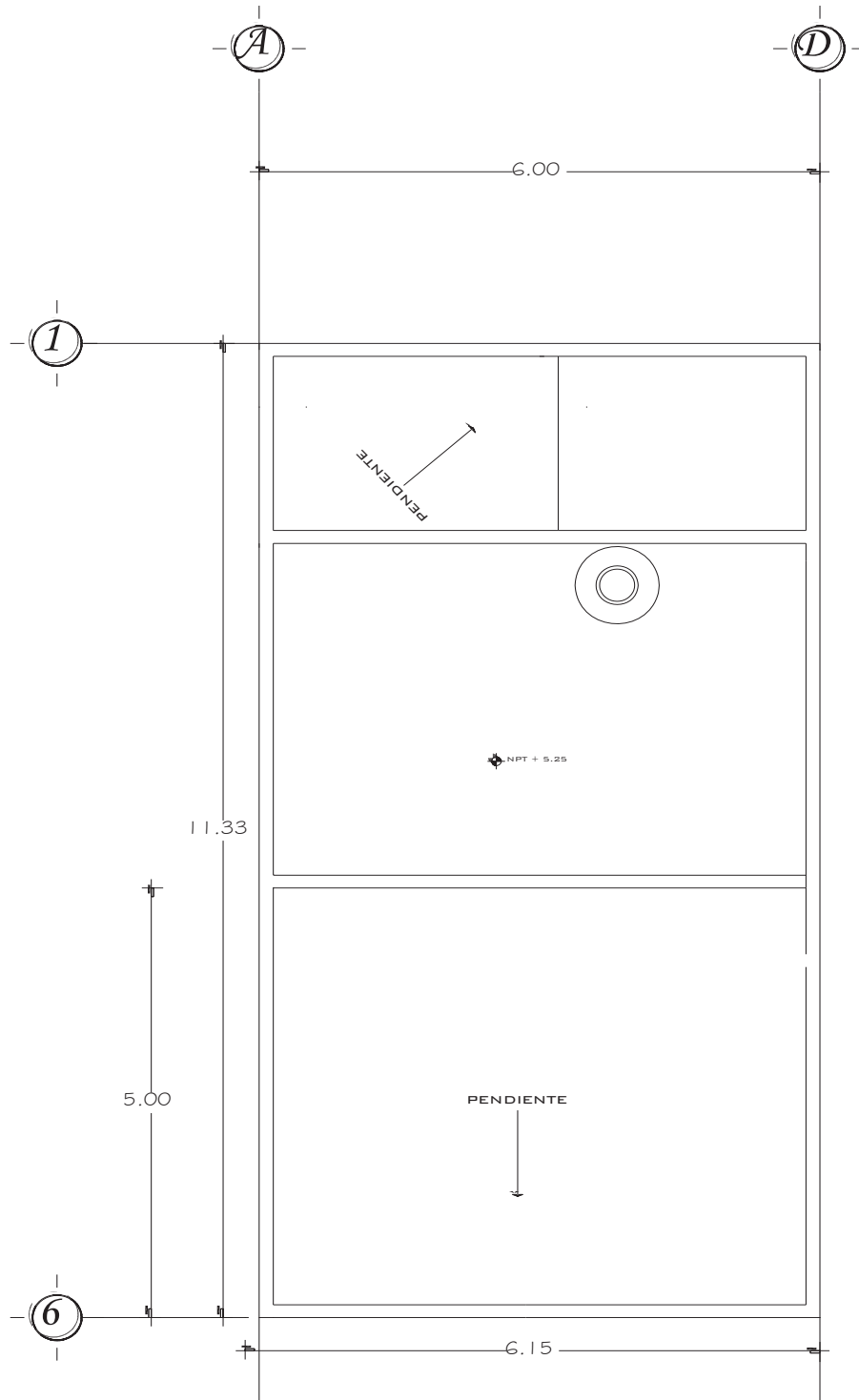
PLANTA BAJA



Gonzalo Moreno Cuara



LOSA DE AZOTEA



Gonzalo Moreno Cuara



ESTRUCTURACION DEL PROYECTO

La estructuración de la vivienda que se va a diseñar se propone de la siguiente manera:

Las losas tanto de entrepiso como de azotea serán con el sistema de vigueta y bovedilla con espesor total de 20 cm de los cuales 15 cm es el espesor de la vigueta y 5 cm es el espesor de la capa de concreto reforzado con la malla electro soldada.

Para el entrepiso se colocara una losa maciza para el área del baño para que se puedan poner las instalaciones hidráulicas del baño de la segunda planta, en la losa de la segunda planta proponemos tener el tinaco y nos sugieren poner losa maciza para poder soportar la carga pero en este caso no es necesario colocar losa maciza ya que el tinaco descarga su peso por medio de los muros laterales del baño por lo tanto es confiable usar el sistema de vigueta y bovedilla en esa área.

Los muros serán tabique rojo recosido con dimensiones de 7x12x22 juntado con mortero Tipo I con un recubrimiento de mortero de 2 cm, serán muros confinados los cuales cumplirán con lo siguiente:

Castillos:

Habrán castillos en los extremos de los muros e intersecciones con otros muros, y en puntos intermedios del muro a una separación no mayor que $1.5H$ ni 4 m. El concreto de castillos tendrá una resistencia a compresión, $f'c=150 \text{ kg/cm}^2$, tendrán un espesor igual al del muro. El refuerzo longitudinal del castillo y la dala estará anclado en los elementos que limitan al muro de manera que pueda alcanzar su esfuerzo de fluencia. La separación de los estribos, s , no excederá de $1.5 t$ ni de 20 cm.

Dalas:

Habrán una dala en todo extremo horizontal de muro excepto en lugares donde haya trabes. El concreto de la dala tendrá una resistencia a compresión, $f'c=150 \text{ kg/cm}^2$, tendrán un espesor igual al del muro. El refuerzo longitudinal de la dala estará anclado en los elementos que limitan al muro de manera que pueda alcanzar su esfuerzo de fluencia. La separación de los estribos, s , no excederá de $1.5 t$ ni de 20 cm.

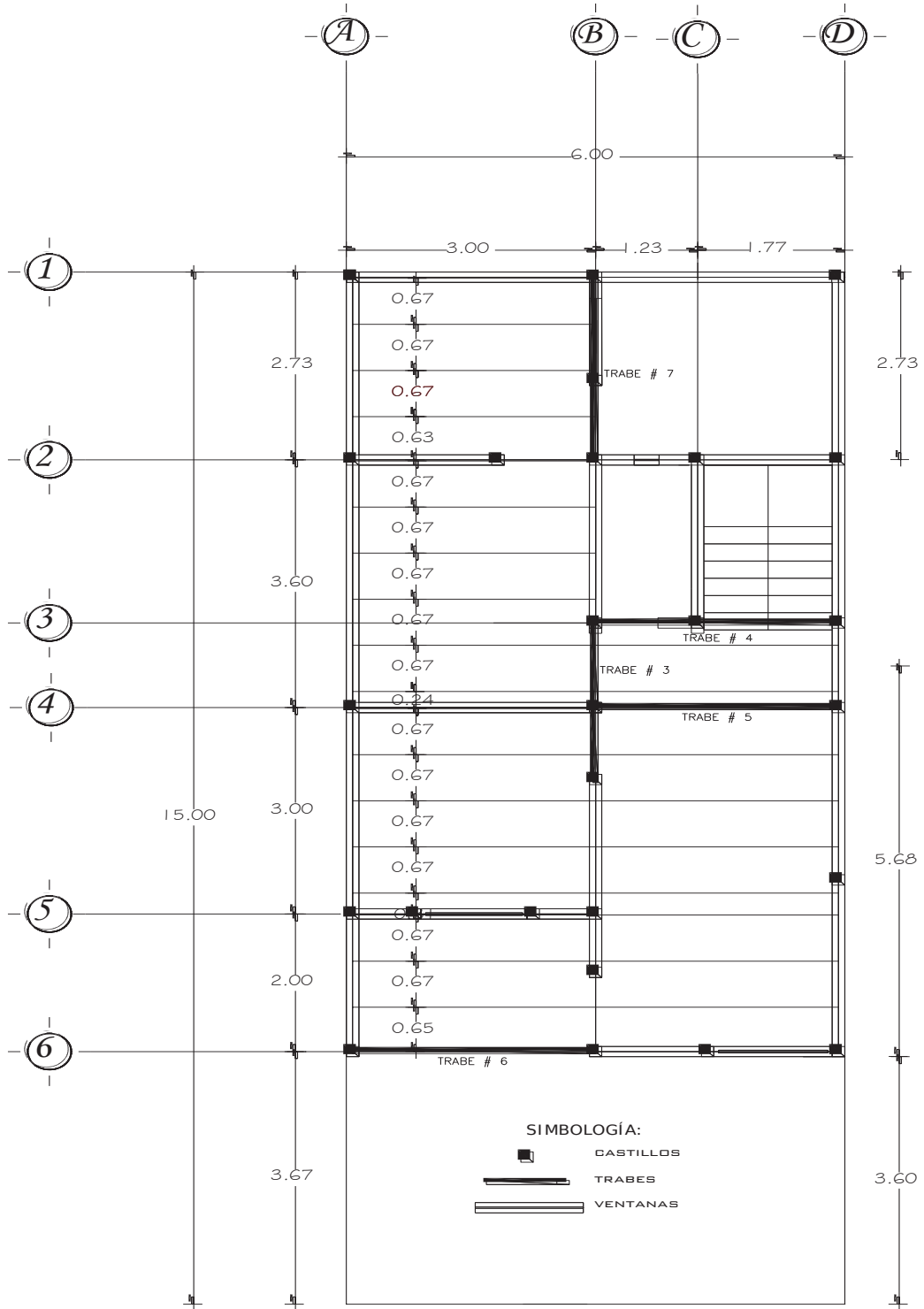
Se propone usar trabes para la división de tableros, así podemos tener un mejor soporte y menos área de carga.

La cimentación será a base de zapatas corridas de mampostería de piedra juntada con mortero tipo I.

Gonzalo Moreno Cuara



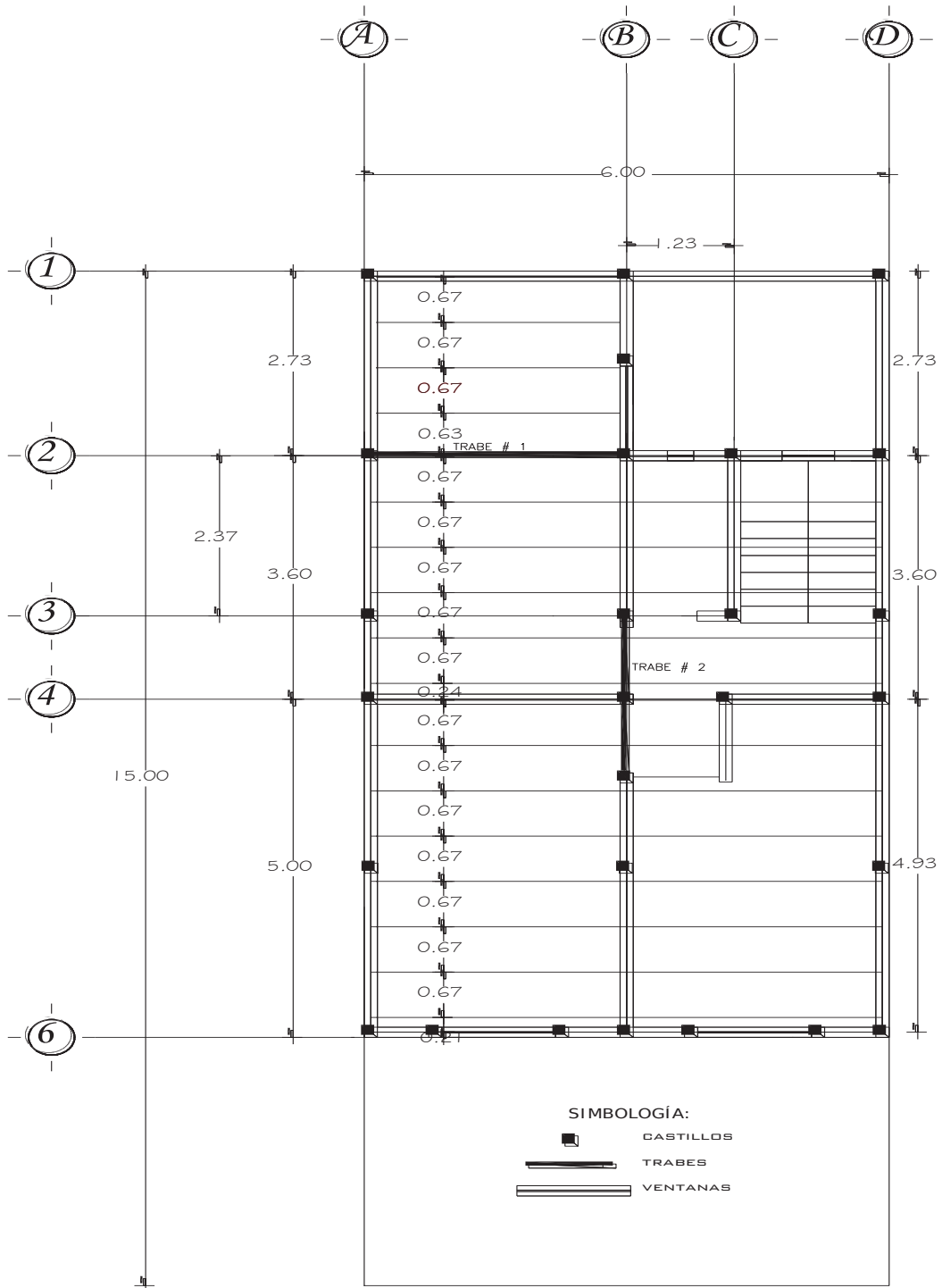
LOSA PLATA BAJA



Gonzalo Moreno Cuara



LOSA PLATA ALTA



Gonzalo Moreno Cuara



CAPITULO II: ANALISIS Y DISEÑO DE LOSAS DE VIGUETA Y BOVEDILLA

Gonzalo Moreno Cuara



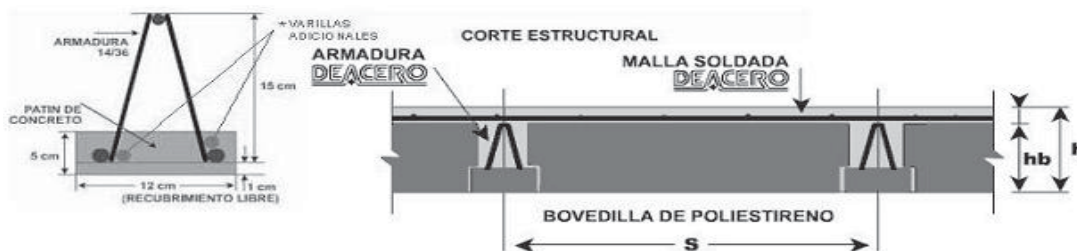
ANÁLISIS Y DISEÑO DE LOSAS DE VIGUETA Y BOVEDILLA

El sistema de losa prefabricada, o de Vigueta y Bovedilla comenzó en la década de los 60's y 70's. Este sistema constructivo consiste en la división del claro total de la losa en pequeñas losas modulares cuyo ancho sería la separación que hay entre viguetas por el claro menor de la losa. El sistema se compone de cuatro elementos básicos que son:

1. **La vigueta:** Es un elemento estructural compuesto por una armadura de acero tridimensional y un patín de concreto colocado en la parte inferior y a todo lo largo de la misma. La función del patín es servir de apoyo a las bovedillas y sirve de cimbra a la hora de colar la losa tiene un peso entre 12 y 14 kg. La vigueta es la parte más importante del sistema de losa vigueta-bovedilla, ya que es el elemento estructural responsable de la resistencia de la losa y es el que transmite la carga a las trabes principales o a los muros de carga.
2. **Las bovedillas:** Son elementos que sirven como relleno para aligerar la losa. También funcionan como cimbra consiste en semibloques de barro, concreto ligero o poliestireno, logrando así un sistema de excelentes propiedades estructurales térmicas, acústicas y económicas.

Una vez armadas y colocadas en la obra, la vigueta las bovedillas, se complementa el sistema con:

3. **Malla electrosoldada:** Que sirve como refuerzo y trabaja por temperatura para que el concreto no se agriete.
4. **Una capa de concreto:** Sobre el sistema se cuela ($f'c > 200\text{kg/cm}^2$), cuyo espesor puede variar según el uso de la losa, entre 3 y 5 cm su finalidad es formar una capa de compresión, creando losas monolíticas.



Gonzalo Moreno Cuara



El sistema permite cubrir una amplia gama de necesidades tanto en la construcción residencial, de interés social e industrial.

Ventajas:

- Cumple con las normas nacionales.
- Fácil instalación.
- Ligereza.
- Aislamiento térmico.
- Aislamiento acústico.
- No requiere de mano de obra especializada.
- Alta Resistencia.
- Ahorro de la cimbra hasta en un 80%.
- Ligera. Su peso es 40% menor al de los sistemas tradicionales.
- Monolítica, pues el alma de la vigueta, la capa de compresión y las cadenas o trabes forman una unidad.
- Agiliza el proceso de construcción.

Usos:

El sistema es utilizado ampliamente para losas de entrepiso o azotea de casa habitación, comercios, edificios de departamentos y oficinas, así como en construcciones industriales y almacenes.

ANÁLISIS Y DISEÑO DE LAS LOSAS DE AZOTEA Y ENTREPISO CON VIGUETA Y BOVDILLA:

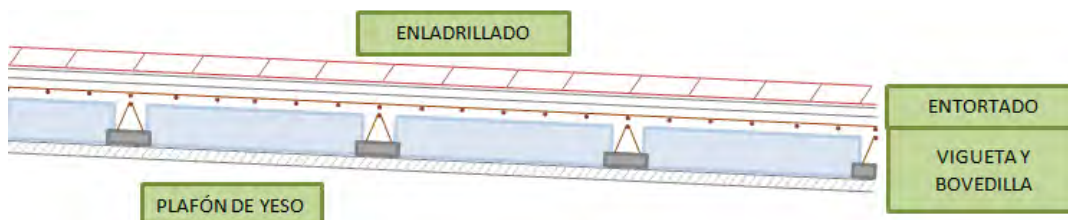
Una vez propuesta la estructuración se realiza el análisis de cargas, considerando el peso propio del sistema vigueta y bovedilla por metro cuadrado, generalmente este peso lo proporciona el fabricante. También debe tomarse en cuenta el peso de los acabados, la carga viva correspondiente y la carga adicional. Una vez determinado el peso por metro cuadrado de la losa se selecciona el tipo de vigueta requerida para soportar dichas cargas.

Gonzalo Moreno Cuara



***ANÁLISIS DE CARGAS**

a) Losa de azotea:



PESO DE LAS LOSA DE AZOTEA	PESO ESPECÍFICO	ESPEJOR	PESO POR m ² con cargas accidentales	PESO POR m ² con cargas gravitacionales
Losa de vigueta y bovedilla	---	---	0.17 t/m ²	0.17 t/m ²
Plafón de yeso	1.5	0.02	0.03 t/m ²	0.03 t/m ²
Entortado	2.1	0.03	0.063 t/m ²	0.063 t/m ²
Enladrillado	1.5	0.02	0.03 t/m ²	0.03 t/m ²
Peso muerto adicional			0.04 t/m ²	0.04 t/m ²
Carga viva			0.07 t/m ²	0.10 t/m ²
TOTAL =			0.40 t/m²	0.43 t/m²

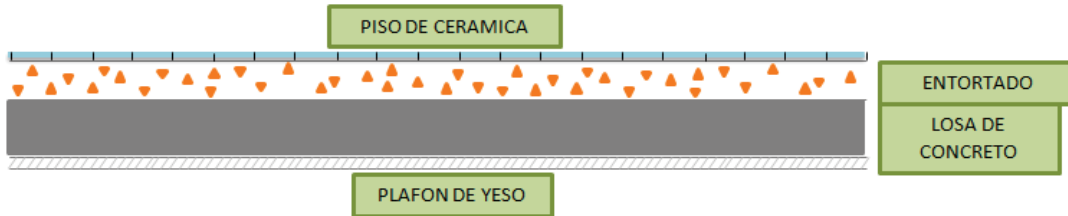
b) Losa de entrepiso:



PESO DE LAS LOSAS DE ENTREPISOS	PESO ESPECÍFICO	ESPEJOR	PESO POR m ² con cargas accidentales	PESO POR m ² con cargas gravitacionales
Plafón de yeso	1.5	0.02	0.03 t/m ²	0.03 t/m ²
Losa de vigueta y bovedilla	---	----	0.17 t/m ²	0.17 t/m ²
entortado	2.1	0.03	0.063 t/m ²	0.063 t/m ²
Piso de cerámica	1.8	0.05	0.09 t/m ²	0.09 t/m ²
Peso muerto adicional			0.04 t/m ²	0.04 t/m ²
Carga viva (departamentos)			0.09 t/m ²	0.17 t/m ²
TOTAL =			0.483 t/m²	0.563 t/m²



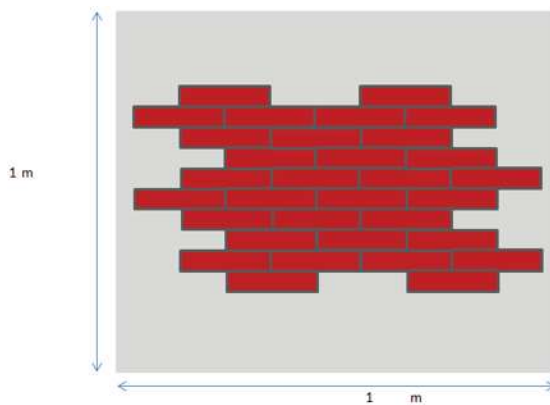
c) Losa de entrepiso del baño:



PESO DE LAS LOSA DE AZOTEA	PESO ESPECÍFICO	ESPESOR	PESO POR m ² con cargas accidentales	PESO POR m ² con cargas gravitacionales
Losa de concreto	2.4	0.1	0.24 t/m ²	0.24 t/m ²
Relleno	1.6	0.1	0.16 t/m ²	0.16 t/m ²
Plafón de yeso	1.5	0.02	0.03 t/m ²	0.03 t/m ²
Entortado	2.1	0.03	0.063 t/m ²	0.063 t/m ²
Piso de ceramica	0.045	-----	0.045 t/m ²	0.045 t/m ²
Peso muerto adicional			0.04 t/m ²	0.04 t/m ²
Carga viva			0.09 t/m ²	0.17 t/m ²
TOTAL =			0.668 t/m²	0.748 t/m²

d) Calculo de peso de muro por m²:

ANÁLISIS DE CARGAS DE MUROS DE TABIQUE DE BARRO ROJO RECOCIDO CON DIVERSOS RECUBRIMIENTOS					CARGA W kg/m ²	CARGA W' kg/m			
CROQUIS	RECUBRIMIENTO					ALTURA EN MUROS			
					2.7	2.6	2.5	2.4	
	MORTERO - MORTERO				240	648	624	600	576
	MATERIAL	MORTERO	TABIQUE	MORTERO					
	ESPESOR	0.02	0.12	0.02					
	P. VOL	1500	1500	1500					
	W kg/cm ²	30	180	30					

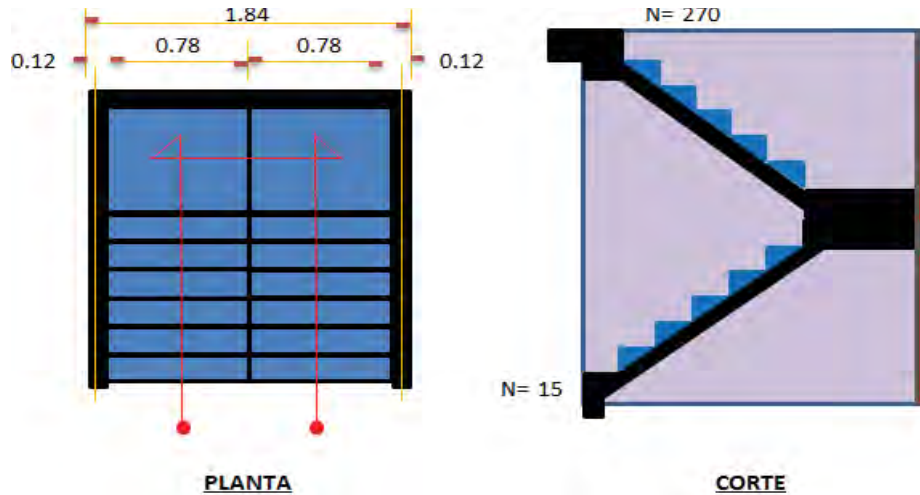


Peso de muros por m²= 0.24 t/m²

Gonzalo Moreno Cuara



e) Peso de la escalera:



*Cálculo del peso de la escalera por m² de su proyección horizontal:

Estimación del peralte:

Tenemos que subir a 2.70-0.15= 2.55 escogemos un peralte de: 18 cm

$$\text{No de escalones} = \frac{\text{altura}}{\text{peralte}} = 14 = 14 \text{ escalones}$$

La huella será de: 25 cm

Espesor de la losa se considera h = 10 cm

Peso de la rampa de escalera (concreto armado) plafón de yeso y escalones de tabique.

Peso de total del escalón en volumen

$$WE = \text{Peso total} * \text{Peso volumétrico} = \frac{P H B}{2} * P. Vol. M$$

Ahora

$$WE = \frac{WE}{\text{área}} = \text{Peso del escalón en superficie (m}^2\text{)}$$

$$WE = \frac{P H B}{2} * P. Vol. * \frac{1}{H B}$$

$$WE = \frac{P}{2} * P. VOL$$

Gonzalo Moreno Cuara

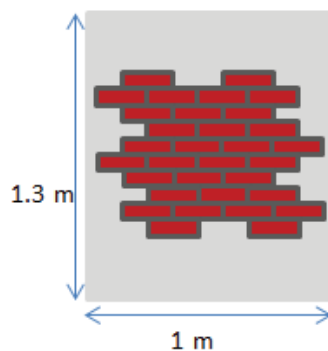
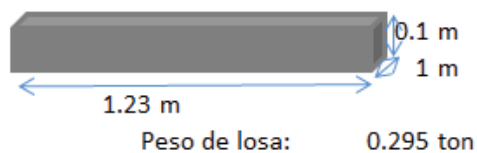
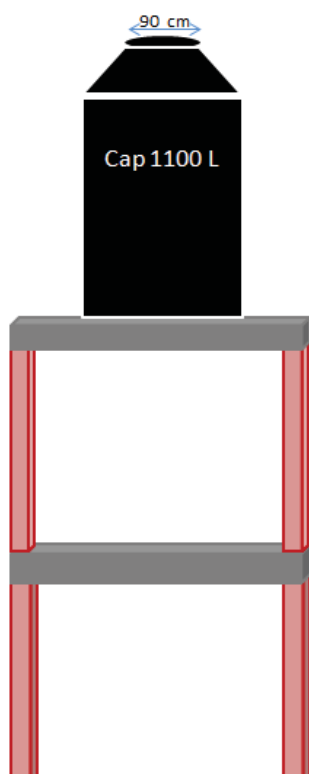


MATERIAL	ESPESOR (m ²)	PESO VOL. (kg/m ³)	W (kg/m ²)
Losa de concreto armado	0.10	2400	240
Plafón de yeso	0.02	1500	30
Escalones	0.09	1500	135
Carga muerta adicional (RCDF)			40
Carga muerta		Wm=	445
Carga viva			170
CARGA TOTAL			615

Área total de la escalera: 3.72 m²

Peso total de la escalera: 2287.80 kg = 2.29 ton

f) Peso del tinaco:



Peso de los muros: 0.624 ton

Peso propio= 27 kg
 Peso agua= 1100 kg
 Peso losa= 295.2 kg
 Peso muros= 624 kg
 2046.2 kg

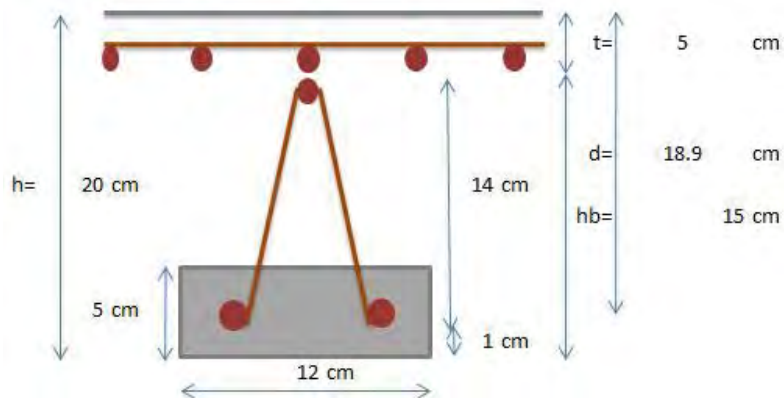
Gonzalo Moreno Cuara



***Diseño de vigueta para losa de azotea:**

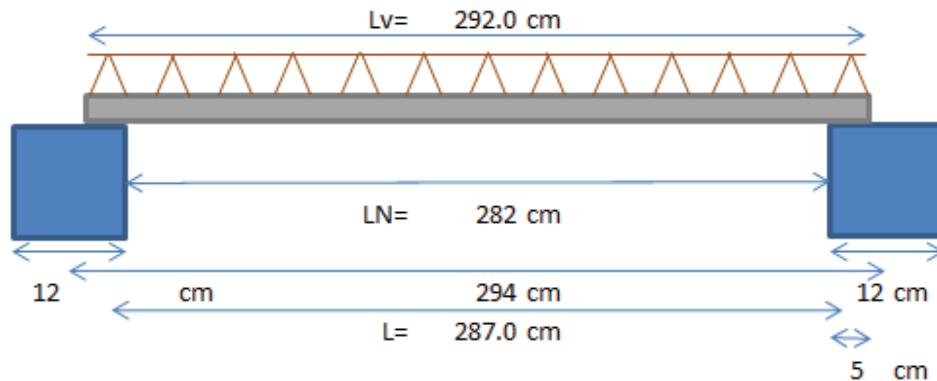
Datos:

- S= 67 cm
- Longitud a ejes= 294 cm = 2.94 m
- Espesor de la losa= 20 cm
- $f_y = 6000 \text{ kg/cm}^2$
- $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$
- $f''_c = 136 \text{ kg/cm}^2$



*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 (Lv), es la longitud a ejes de apoyos más las longitudes de apoyo de la vigueta (por lo menos de 5cm en cada apoyo).
- Longitud de diseño (L), es la longitud de la vigueta menos la mitad de la longitud de apoyo en cada extremo.



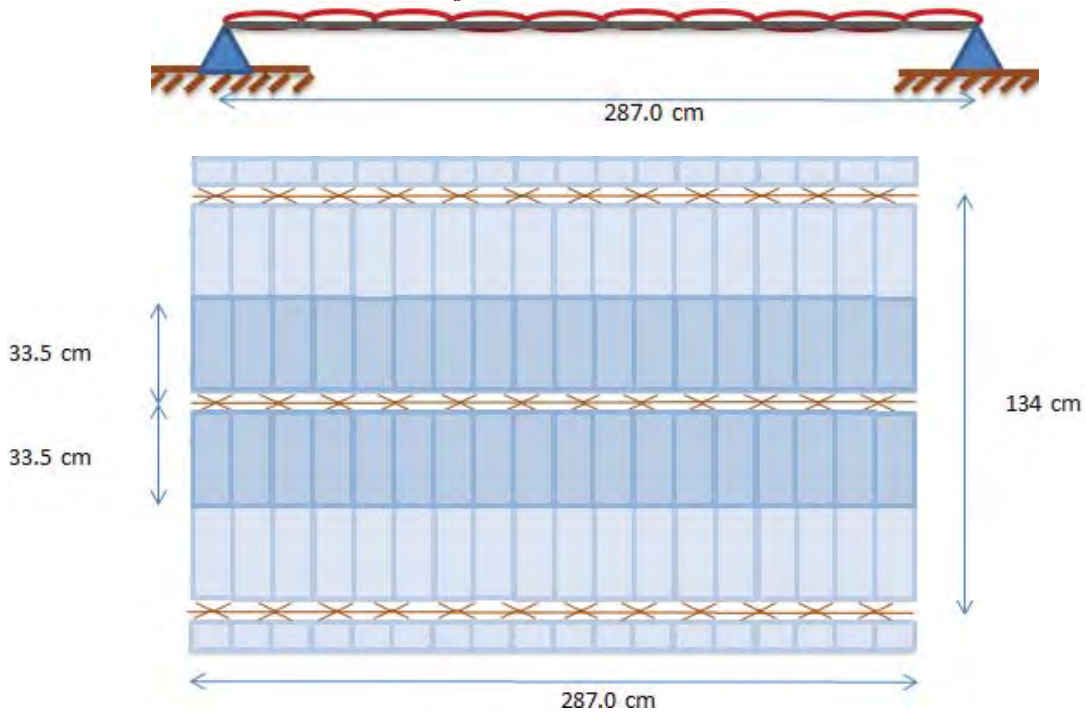
Gonzalo Moreno Cuara



* Ancho de la viga T:

- a) $BE = 16t + BV = 92 \text{ cm}$
- b) $BE = S = 67 \text{ cm}$ RIGE
- c) $BE = LN/4 = 70.5 \text{ cm}$

*Momento de diseño: $M = \frac{wL^2}{8}$



$$w = \frac{\text{Atrib} * ws}{L}$$

$$w = 0.29 \text{ t/m}$$

$$M_{\max} = 0.299 \text{ t-m}$$

$$M_u = F.C. * M_{\max}$$

$$M_u = 0.418 \text{ t-m} = 41818.12 \text{ kg-cm}$$

*Área de acero requerida:

$$\rho = 1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{FRBE d^2 f''c} \times \frac{f''c}{f_y}}$$

$$\rho = 0.000326577$$

$$A_s = \rho B E d = 0.41 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{astotal}} (\text{mm}^2) = 54$$

vigueta tipo 14-54

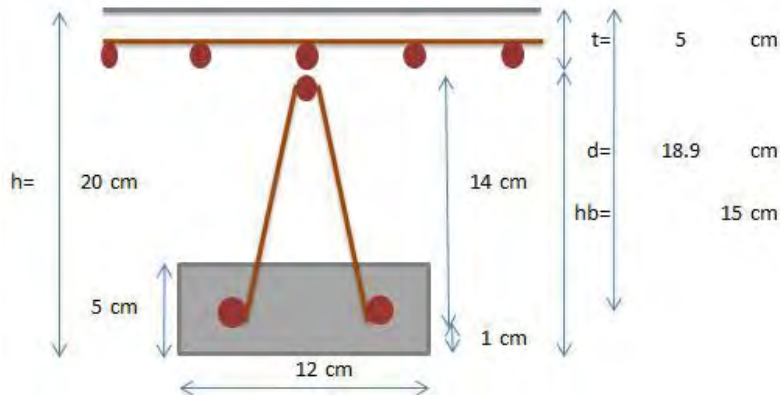
Gonzalo Moreno Cuara



***Diseño de vigueta para losa de entrepiso:**

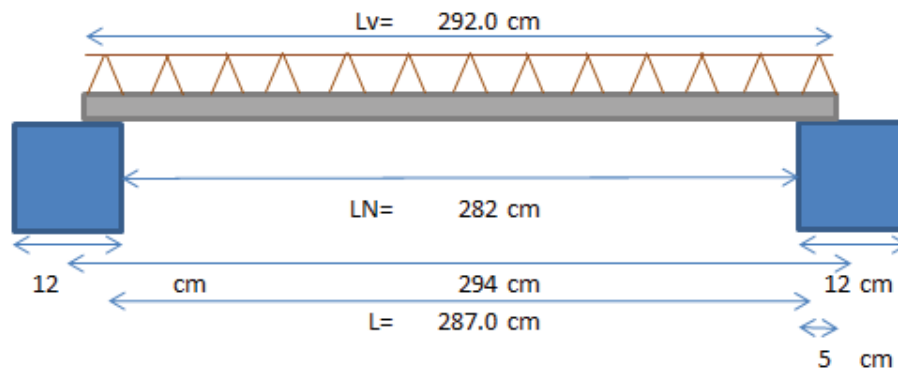
Datos:

- S= 67 cm
- Longitud a ejes= 294 cm = 2.94 m
- Espesor de la losa= 20 cm
- $f_y = 6000 \text{ kg/cm}^2$
- $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$
- $f''_c = 136 \text{ kg/cm}^2$



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 (Lv), es la longitud a ejes de apoyos más las longitudes de apoyo de la vigueta (por lo menos de 5cm en cada apoyo).
- Longitud de diseño (L), es la longitud de la vigueta menos la mitad de la longitud de apoyo en cada extremo.



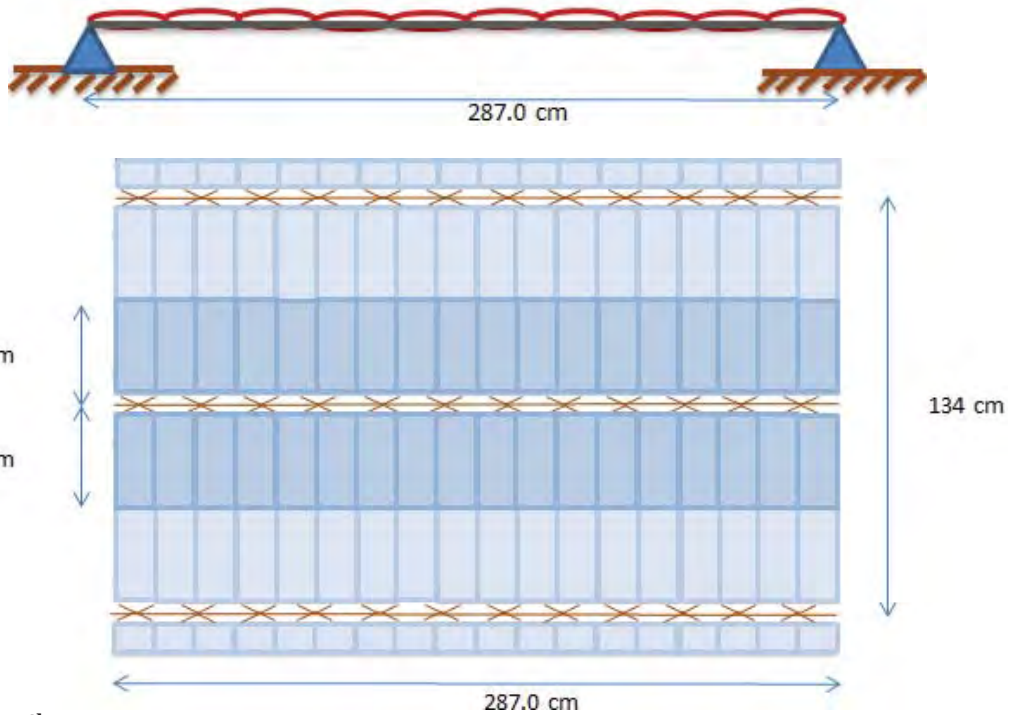
Gonzalo Moreno Cuara



* Ancho de la viga T:

- a) $BE = 16t + BV = 92 \text{ cm}$
- b) $BE = S = 67 \text{ cm}$ RIGE
- c) $BE = LN/4 = 70.13 \text{ cm}$

*Momento de diseño: $M = \frac{wL^2}{8}$



$$w = \frac{\text{Atrib} * ws}{L}$$

$$w = 0.377 \text{ t/m}$$

$$M_{\max} = 0.388 \text{ t-m}$$

$$M_u = F.C. * M_{\max}$$

$$M_u = 0.544 \text{ t-m} = 54373.21 \text{ kg-cm}$$

*Área de acero requerida:

$$\rho = 1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{FRBE d^2 f''c} \times \frac{f''c}{f_y}}$$

$$\rho = 0.00042556$$

$$A_s = \rho B E d = 0.54$$

Astotal (mm²)= 54 vigueta tipo 14-54

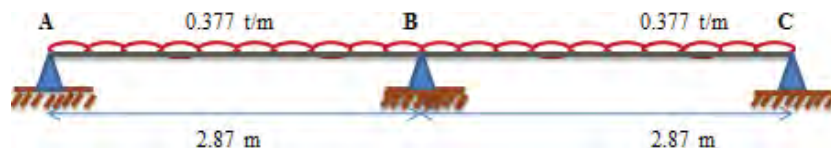
Gonzalo Moreno Cuara



* Refuerzo de vigueta por momento negativo:

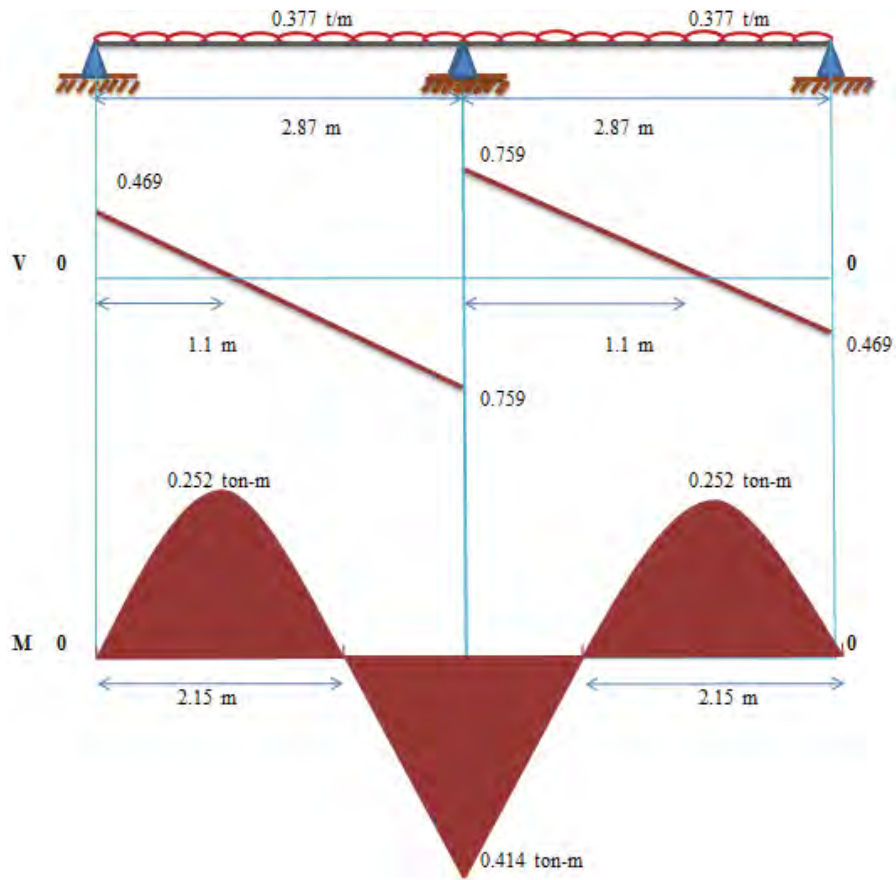
Este refuerzo se requiere para dar resistencia al momento negativo que se presenta en el muro central y para tener continuidad en la losa entre una vigueta y otra.

Área tributaria correspondiente a la primera sección= 1.92 m²
 Área tributaria correspondiente a la segunda sección= 1.92 m²



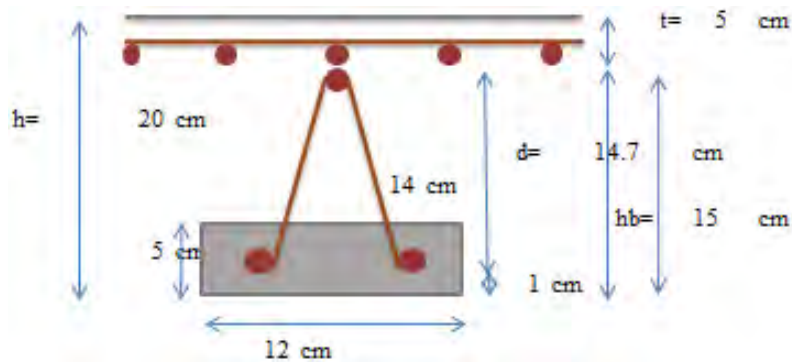
h= 20 cm
 b= 12 cm

Análisis de la viga con ayuda del programa SAP 2000



Gonzalo Moreno Cuara





* Ancho de la viga T:

$$S = 67 \text{ cm} = 0.67 \text{ m}$$

$$\text{longitud a ejes} = 294 \text{ cm} = 2.94 \text{ m}$$

$$\text{espesor de la losa} = 20 \text{ cm}$$

$$f_y = 6000 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$f''_c = 136 \text{ kg/cm}^2$$

$$w = \frac{\text{Atrib} * w_s}{L}$$

$$w = 0.377 \text{ t/m}$$

$$M_{\max} = 0.414 \text{ t-m}$$

$$M_u = F.C. * M_{\max}$$

$$M_u = 0.580 \text{ t-m} = 57960 \text{ kg-cm}$$

*Área de acero requerida:

$$\rho = 1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{FRBEd^2 f'_c} * \frac{f'_c}{f_y}}$$

$$\rho = 0.0007557$$

$$A_s = \rho B E d$$

$A_s = 0.74$ Esta es el área de acero requerida para la parte superior de la vigueta

La varilla superior tiene un área de acero de= 0.32

*Cálculo del área de acero adicional para reforzar la parte superior de la vigueta

Se ve que la parte superior requiere de más acero

$$A_{\text{faltante}} = 0.42$$

Este acero faltante es con un $f_y = 6000 \text{ kg/cm}^2$

Gonzalo Moreno Cuara



Se reforzara con una varilla de 3/8" con un $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$A_s \cdot f_y = R$

Por lo que tenemos lo siguiente:

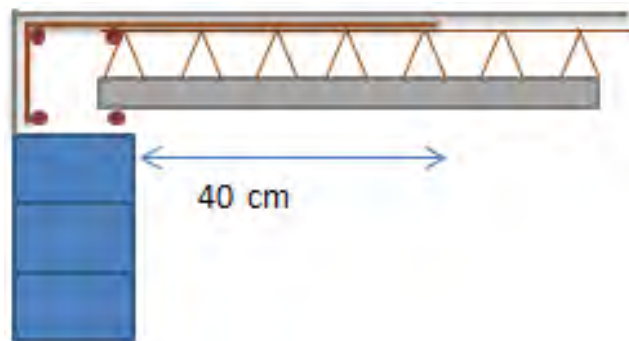
Afaltante=	0.42	cm ²	$f_y = 6000$	kg/cm ²	R=	2520	Kg
Afaltante=	0.6	cm ²	$f_y = 4200$	kg/cm ²	R=	2520	Kg

El área de la varilla de 3/8" es de= 0.713 cm²

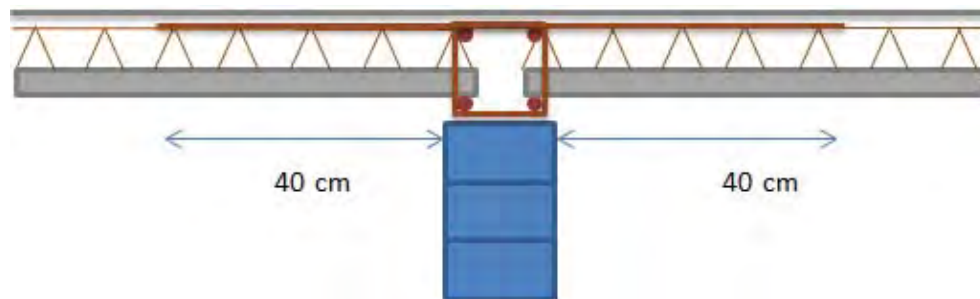
Por lo tanto es suficiente una varilla de 3/8" para reforzar la parte superior

*Recomendación

1.- Anclar las viguetas a la dala con bastones # 3.



2.- Colocar bastones del # 3 sobre viguetas en apoyos que reciban viguetas de los dos lados.



Gonzalo Moreno Cuara



*Losa de entrepiso de baño

$f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$
 $f^*c = 160 \text{ kg/cm}^2$
 $f''c = 136 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 $f_s = 2520 \text{ kg/cm}^2$

Peralte mínimo

$$d_{min} = (\text{Perímetro}/170)(0.032(\sqrt[4]{f_s \cdot w}))$$

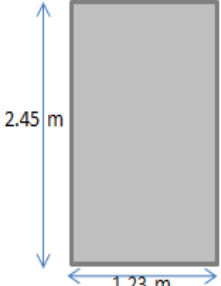
se toma la segunda fórmula ya que nuestro concreto es con un $f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$

Se toma el tablero más desfavorable que en este caso es el tablero I

Perímetro: 1104 cm
 $d_{min} = 7.7$
 $h_{min} = 7.7 + 2 = 9.70 \text{ cm}$

Por lo tanto la losa de 10 cm es suficiente

$h = 10 \text{ cm}$
 $d = 8 \text{ cm}$



TABLERO	MOMENTO	CLARO	COEFICIENTE	M_u (ton-m)	M_u ajustado (ton-m)	S (cm)
I a1 = 1.23 a2 = 2.45 m = 0.50 w = 0.748	Negativo en bordes interiores	Corto	0	0.000		
		Largo	0	0.000		
	Negativo en bordes discontinuos	Corto	0	0.000		
		Largo	0	0.000		
	Positivo	Corto	1380	0.219		
		Largo	830	0.131		

$$M_u = 0.219 \text{ t-m}$$

$$M_u = 2.19E+04 \text{ kg-cm}$$

*Diseño por flexión

$$\rho = 1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{FRbd^2 f''c}} * \frac{f''c}{f_y}$$

$$A_s = 0.73 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = \frac{660x1}{f_y(100 + x1)} * b$$

Gonzalo Moreno Cuara



$$A_{st} = 1.43 \text{ cm}^2$$

$A_s < A_{st}$ por lo tanto se usará A_{st}

Proponiendo varillas del # 3 $a_0 = 0.713 \text{ cm}^2$

$$S = \frac{100a_0}{A_{st}}$$

$$S = 49.91 \text{ cm}$$

$$S_{\max} = 50 \text{ cm}$$

$$3.5X_1 = 35 \text{ cm}$$

$$S > S_{\max}$$

*Revisión por cortante

$$V = (a_1/2 - d)(0.95 - 0.5(a_1/a_2))w$$

$$V = 0.28 \text{ ton}$$

$$V_u = 1.4 * V$$

$$V_u = 0.39 \text{ ton} = 391.60 \text{ kg}$$

$$VCR = 0.5FRbd\sqrt{f * c}$$

$$VCR = 4047.72 \text{ kg}$$

$VCR > V_u$ por lo tanto se acepta

Gonzalo Moreno Cuara



CAPITULO III: ANALISIS Y DISEÑO DE TRABES

Gonzalo Moreno Cuara



ANÁLISIS Y DISEÑO DE TRABES

En ingeniería se denomina viga o trabe a un elemento constructivo lineal (elemento barra) que se ubican en posición horizontal o ligeramente inclinada y que por la manera que recibe las cargas trabaja a flexión y cortante. Se utilizan para apoyar las losas de los sistemas de pisos de las estructuras.

Para determinar cómo trabaja y hacer un procedimiento de diseño de una trabe, es necesario conocer el comportamiento de un elemento sometido a flexión.

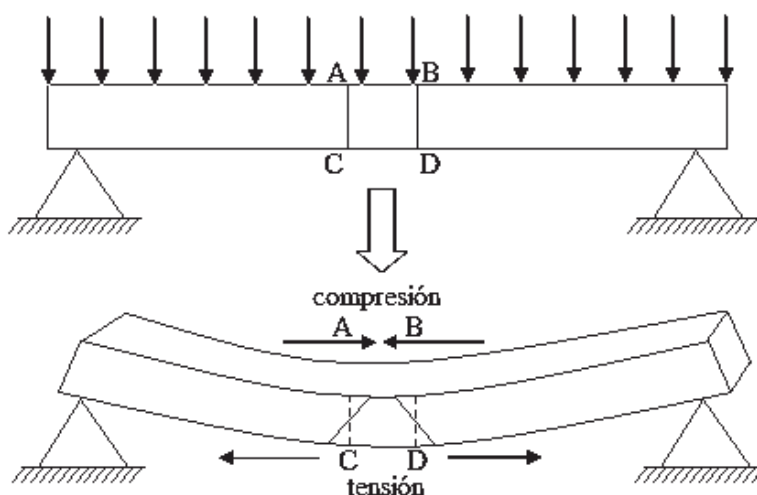


Fig. 6.1 Comportamiento de la trabe.

El esfuerzo de flexión provoca esfuerzos de tensión y compresión, produciéndose las máximas en el cordón inferior y en el cordón superior respectivamente. En las zonas cercanas a los apoyos se producen esfuerzos cortantes o punzonamiento.

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 sobrerreforzadas: 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.

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.

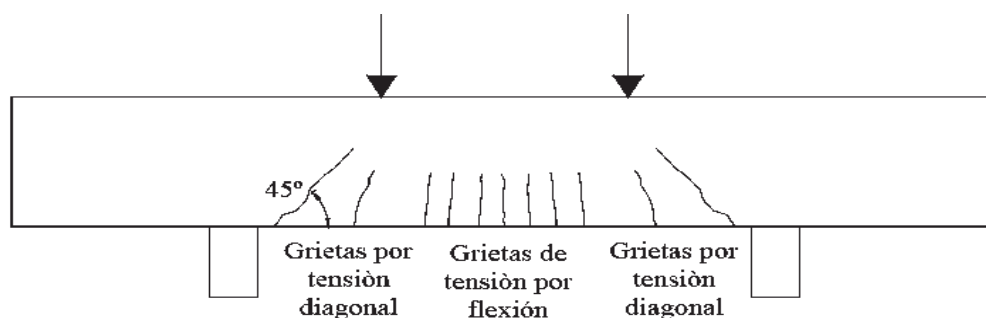


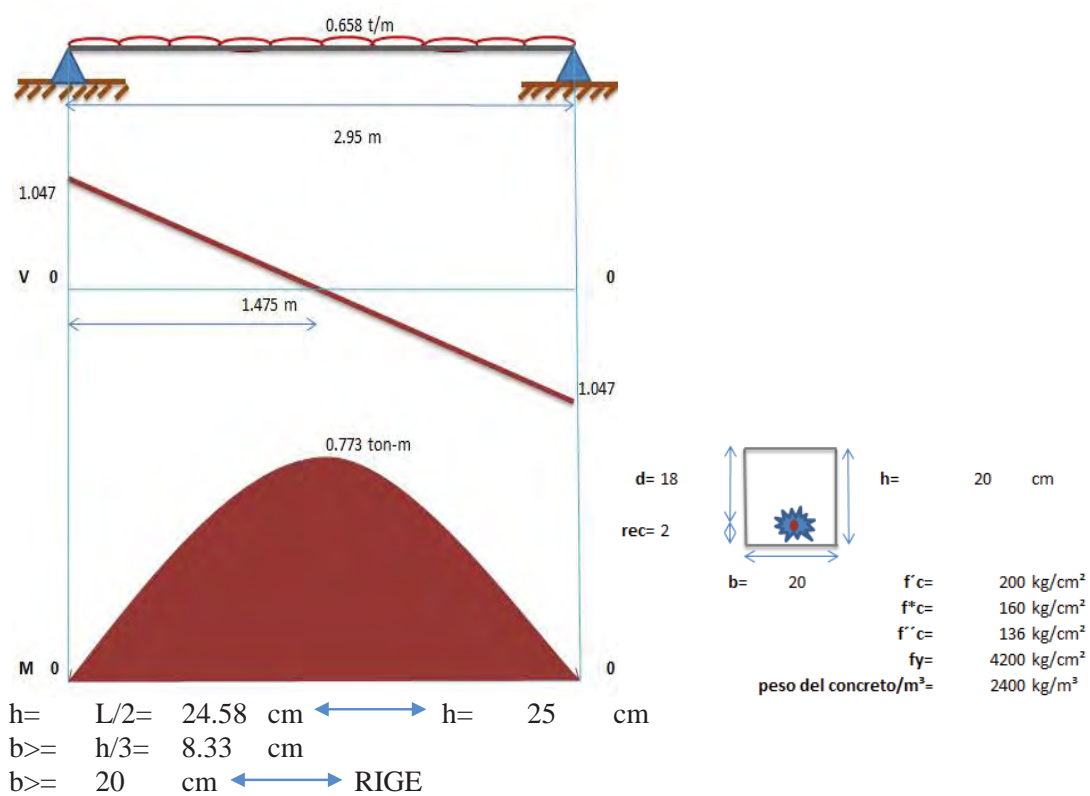
Fig.6.2 Grietas que se presentan en una trabe.



ANÁLISIS Y DISEÑO DE TRABES

* Trabe # 1

Área tributaria correspondiente a la trabe = 4.48 m²
 Análisis de la viga con ayuda del programa SAP 2000



$M_{max} = 0.773 \text{ ton-m}$
 Momento de diseño (M_u)
 $M_u = F_c M_{max}$
 $M_u = 1.0822 \text{ ton-m}$

Lo óptimo es q $M_u = MR$

$$M_u = FRf''cbd^2q(1-0.5q)$$

$$\frac{M_u}{FRf''cbd^2} = q - 0.5q^2$$

$$\frac{M_u}{FRf''cbd^2} = q - 0.5q^2$$

$$0.5q^2 - q + \frac{M_u}{FRf''cbd^2} = 0$$

Gonzalo Moreno Cuara



$$\begin{aligned} a &= 0.5 \\ b &= -1 \\ c &= 0.136 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_1 &= 1.853 \\ q_2 &= 0.147 \end{aligned} \quad \longleftrightarrow \quad \text{SOLUCIÓN}$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{qf''c}{f_y} \\ \rho &= 0.0048 \\ \rho_{\min} &= 0.0024 \\ \rho_{\max} &= 0.0121 \end{aligned}$$

Comparando con ρ_b

$$\begin{aligned} \rho_b &= 0.0162 \\ \rho &\leq \rho_b \text{ por lo tanto si fluye} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s &= \rho b d \\ A_s &= 1.717 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$2 \text{ VARILLAS DEL } \# 4 = 2.54 \text{ cm}^2$$

$$\begin{aligned} A_{s\min} &\text{ en L. A.} \\ A_s &= \rho_{\min} b d \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\min} &= \frac{0.7\sqrt{f'c}}{f_y} \\ \rho_{\min} &= 0.0024 \\ A_s &= 0.8485 \text{ cm}^2 \\ 2 \text{ VARILLAS DEL } \# 4 &= 2.54 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

*Cortante de diseño V_u

$$V_u = 1465.80 \text{ kg}$$

Calculando el cortante resistente del concreto (VCR)

$$\begin{aligned} \rho &< 0.15 \\ VCR &= F_r b d (0.2 + 20\rho) \sqrt{F * c} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{real} &= \frac{A_{sreal}}{b d} \\ \rho_{real} &= 0.0048 \\ VCR &= 1076.08 \text{ kg} \end{aligned}$$

Gonzalo Moreno Cuara



*Comparando V_u con V_{CR} y calculando V_{SR}

$V_u > V_{CR}$ por lo tanto se requiere refuerzo por tensión diagonal

$$V_{SR} = V_u - V_{CR}$$

$$V_{SR} = 389.72 \text{ kg}$$

Se proponen estribos # 2.5 \longleftrightarrow $a_0 = 0.49 \text{ cm}^2 \cdot 2 \text{ ramas}$

$$A_v = \# \text{ramas} \cdot a_0$$

$$A_v = 0.98 \text{ cm}^2$$

$$A_{vmin} = 0.25 \sqrt{f'c} \frac{b}{f_y} s$$

$$A_{vmin} = 0.136 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{F_r A_v f_{yd}}{V_{SR}}$$

$$S = 152.085 \text{ cm} = 290 \text{ cm}$$

$$1.5 F_r b d \sqrt{f'c} = 5464.42$$

*Comparando con S_{min} y S_{max}

$$S_{min} = 6 \text{ cm}$$

$$S_{max} = 0.5d \longleftrightarrow \text{si } V_{cr} < V_u < 1.5 F_r b d \sqrt{f'c}$$

$$0.25d \longleftrightarrow \text{si } V_u > 1.5 F_r b d \sqrt{f'c}$$

$$S_{max} = 0.5d = 9 \text{ cm RIGE}$$

USAR ESTRIBOS # 2.5 @ 10 cm

*ARMADO DE LA TRABE:

$$\text{TRABE} = 20 \times 25 \text{ cm}$$

$$f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$2 \text{ VARILLAS DEL } \# 4 = \text{L.B.}$$

$$\text{USAR ESTRIBOS } \# 2.5 @ 10 \text{ cm}$$

$$2 \text{ VARILLAS DEL } \# 4 = \text{L. A.}$$



*Peso de las trabes

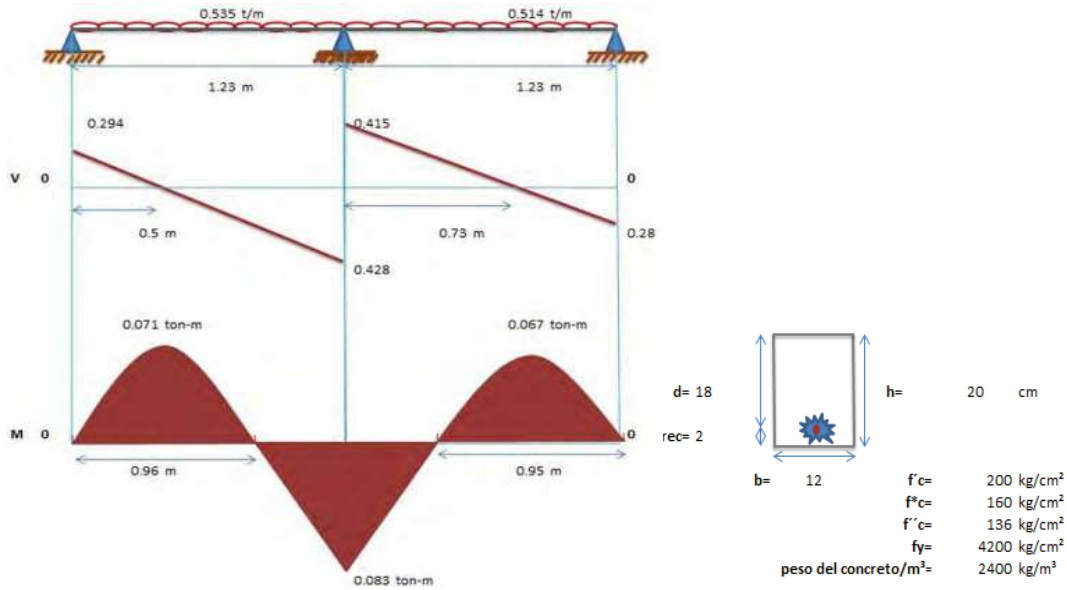
$$W_t = 28320 \text{ kg/m} = 28.32 \text{ ton}$$

Gonzalo Moreno Cuara



*** Trabe # 2**

Área tributaria correspondiente a la primera sección= 1.52 m²
 Área tributaria correspondiente a la segunda sección= 1.46 m²
 Análisis de la viga con ayuda del programa SAP 2000



$h = L/12 = 61.5 \text{ cm} \longleftrightarrow h = 20 \text{ cm}$
 $b \geq h/3 = 6.67 \text{ cm}$
 $b \geq 12 \text{ cm} \longleftrightarrow \text{RIGE}$

***Tramo A - B**

$M_{max} = 0.071 \text{ ton-m}$
 Momento de diseño (M_u)
 $M_u = F_c M_{max}$
 $M_u = 0.0994 \text{ ton-m}$

Lo óptimo es que $M_u = MR$

$M_u = FRf''cbd^2q(1-0.5q)$

$\frac{M_u}{FRf''cbd^2} = q - 0.5q^2$
 $0.5q^2 - q + \frac{M_u}{FRf''cbd^2} = 0$

$a = 0.5$
 $b = -1$
 $c = 0.021$

$q_1 = 1.979$
 $q_2 = 0.021 \longleftrightarrow \text{SOLUCIÓN}$

Gonzalo Moreno Cuara



$$\rho = \frac{qf''c}{f_y}$$

$$\rho = 0.00068$$

Comparando con ρ_b

$$\rho_b = 0.0162$$

$$\rho_{min} = 0.0024$$

$$\rho_{max} = 0.0121$$

$\rho \leq \rho_b$ por lo tanto si fluye

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.148 \text{ cm}^2$$

$$2 \text{ VARILLAS DEL } \# 3 = 1.426 \text{ cm}^2$$

Asmin en L. A.

$$A_s = \rho_{min} b d$$

$$\rho_{min} = \frac{0.7\sqrt{f'c}}{f_y}$$

$$\rho_{min} = 0.0024$$

$$A_s = 0.509 \text{ cm}^2$$

$$2 \text{ VARILLAS DEL } \# 3 = 1.426 \text{ cm}^2$$

* Apoyo B

Se presenta un $M_{max(-)} = 0.083 \text{ ton-m}$

Momento de diseño (M_u)

$$M_u = F_c M_{max}$$

$$M_u = 0.116 \text{ ton-m}$$

Lo óptimo es q $M_u = MR$

$$M_u = FRf''cbd^2q(1-0.5q)$$

$$\frac{M_u}{FRf''cbd^2} = q - 0.5q^2$$

$$0.5q^2 - q + \frac{M_u}{FRf''cbd^2} = 0$$

$$a = 0.5$$

$$b = -1$$

$$c = 0.024$$

$$q_1 = 1.975$$

$$q_2 = 0.025 \quad \leftarrow \text{SOLUCIÓN}$$

$$\rho = \frac{qf''c}{f_y}$$

$$\rho = 0.00080$$

Gonzalo Moreno Cuara



Comparando con ρ_b

$$\rho_b = 0.0162$$

$$\rho_{min} = 0.0024$$

$$\rho_{max} = 0.0121$$

$\rho \leq \rho_b$ por lo tanto si fluye

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.1729 \text{ cm}^2$$

$$2 \text{ VARILLAS DEL } \# 3 = 1.426 \text{ cm}^2$$

Asmin en L. A.

$$A_s = \rho_{min} b d$$

$$\rho_{min} = \frac{0.7 \sqrt{f'c}}{f_y}$$

$$\rho_{min} = 0.0024$$

$$A_s = 0.5091 \text{ cm}^2$$

$$2 \text{ VARILLAS DEL } \# 3 = 1.426 \text{ cm}^2$$

*Tramo B - C

$$M_{max} = 0.067 \text{ ton-m}$$

Momento de diseño (M_u)

$$M_u = F_c M_{max}$$

$$M_u = 0.0938 \text{ ton-m}$$

Lo óptimo es q $M_u = MR$

$$M_u = F R f' c b d^2 q (1 - 0.5q)$$

$$\frac{M_u}{F R f' c b d^2} = q - 0.5q^2$$

$$0.5q^2 - q + \frac{M_u}{F R f' c b d^2} = 0$$

$$a = 0.5$$

$$b = -1$$

$$c = 0.0197$$

$$q_1 = 1.98$$

$$q_2 = 0.020 \quad \leftarrow \text{SOLUCIÓN}$$

$$\rho = \frac{q f' c}{f_y}$$

$$\rho = 0.00064$$

Comparando con ρ_b

$$\rho_b = 0.0162$$

Gonzalo Moreno Cuara



$$\rho_{min} = 0.0024$$

$$\rho_{max} = 0.0121$$

$\rho \leq \rho_b$ por lo tanto si fluye

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.1392 \text{ cm}^2$$

$$2 \text{ VARILLAS DEL } \# 3 = 1.426 \text{ cm}^2$$

Asmin en L. A.

$$A_s = \rho_{min} b d$$

$$\rho_{min} = \frac{0.7 \sqrt{f'c}}{f_y}$$

$$\rho_{min} = 0.0024$$

$$A_s = 0.5091 \text{ cm}^2$$

$$2 \text{ VARILLAS DEL } \# 3 = 1.426 \text{ cm}^2$$

*Cortante de diseño V_u

$$V_u = 599.20 \text{ kg}$$

*Calculando el cortante resistente del concreto (VCR)

$$\rho < 0.15$$

$$VCR = Fr b d (0.2 + 20\rho) \sqrt{F'c}$$

$$\rho_{real} = \frac{A_{sreal}}{b d}$$

$$\rho_{real} = 0.0007$$

$$VCR = 467.04 \text{ kg}$$

*Comparando V_u con VCR y calculando VSR

$V_u > VCR$ por lo tanto se requiere refuerzo por tensión diagonal

$$VSR = V_u - VCR$$

$$VSR = 132.16 \text{ kg}$$

Se proponen estribos # 2.5 \longleftrightarrow $a_0 = 0.49 \text{ cm}^2$ 2 ramas

$$A_v = \# \text{ramas} * a_0$$

$$A_v = 0.98 \text{ cm}^2$$

$$A_{vmin} = 0.25 \sqrt{f'c} * c \frac{b}{f_y} s$$

$$A_{vmin} = 0.081 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{Fr A_v f_y d}{VSR}$$

$$S = \frac{448.459}{448.459} \text{ cm} = 290 \text{ cm}$$

$$1.5 Fr b d \sqrt{f'c} = 3278.65$$

Gonzalo Moreno Cuara



*Comparando con S_{min} y S_{max}

$$S_{min} = 6 \text{ cm}$$

$$S_{max} = 0.5d \begin{cases} \leftarrow \text{si } V_{cr} < V_u < 1.5F_r b d \sqrt{f' * c} \\ \leftarrow \text{si } V_u > 1.5F_r b d \sqrt{f' * c} \end{cases}$$

$$S_{max} = 0.5d = 9 \text{ cm} \quad \text{RIGE}$$

USAR ESTRIBOS # 2.5 @ 8 cm

*ARMADO DE LA TRABE:

TRABE = 14*20 cm

$f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$

$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

2 VARILLAS DEL # 3 = L.B

USAR ESTRIBOS # 2.5 @ 8 cm

2 VARILLAS DEL # 3 = L. A.



POR LO TANTO CON LA DALA DE CERRAMIENTO ES SUFICIENTE PARA SOPORTAR LA CARGA POR LO CUAL NO HAY NECESIDAD DE METER UNA TRABE

Gonzalo Moreno Cuara

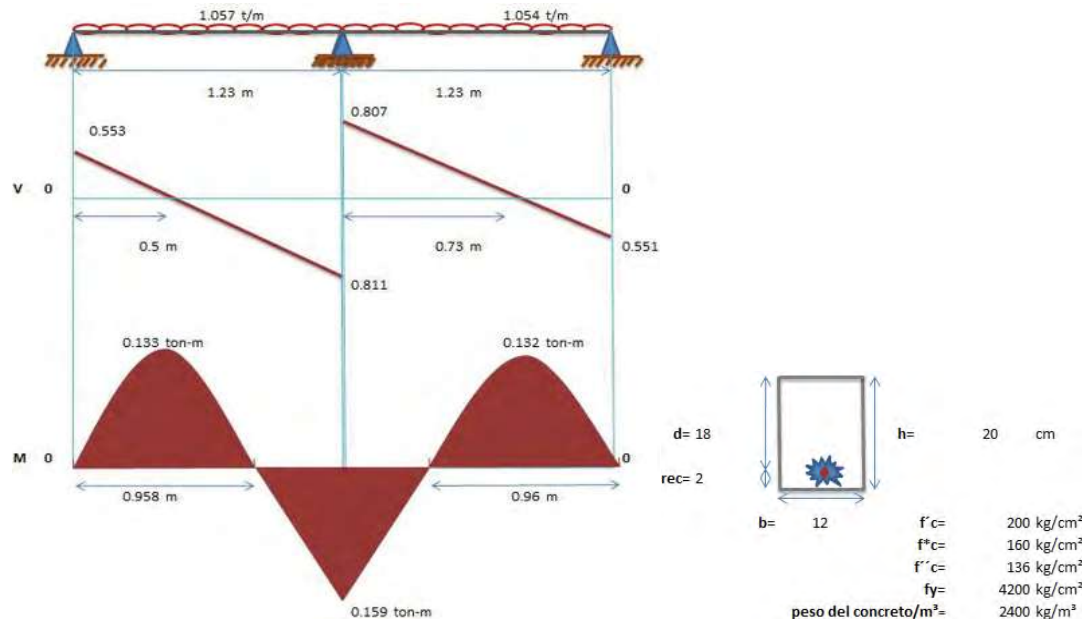


*** Trabe # 3**

Área tributaria correspondiente a la primera sección= 1.14 m²

Área tributaria correspondiente a la segunda sección= 1.18 m²

Análisis de la viga con ayuda del programa SAP 2000



$h = L/12 = 10.25 \text{ cm}$ $h = 20 \text{ cm}$
 $b \geq h/3 = 6.66 \text{ cm}$
 $b \geq 12 \text{ cm}$ \longleftrightarrow RIGE

***Tramo A - B**

$M_{max} = 0.133 \text{ ton-m}$
 Momento de diseño (M_u)
 $M_u = F_c M_{max}$
 $M_u = 0.186 \text{ ton-m}$

Lo óptimo es q $M_u = MR$

$M_u = FRf''cbd^2q(1-0.5q)$

$\frac{M_u}{FRf''cbd^2} = q - 0.5q^2$

$0.5q^2 - q + \frac{M_u}{FRf''cbd^2} = 0$

$a = 0.5$
 $b = -1$
 $c = 0.0391$

$q_1 = 1.96$
 $q_2 = 0.04$ \longleftrightarrow SOLUCIÓN

Gonzalo Moreno Cuara



$$\rho = \frac{qf''c}{f_y}$$

$\rho = 0.00129$

Comparando con ρ_b

$\rho_b = 0.0162$
 $\rho_{min} = 0.0024$
 $\rho_{max} = 0.0121$

$\rho \leq \rho_b$ por lo tanto si fluye

$A_s = \rho b d$
 $A_s = 0.2792 \text{ cm}^2$

2 VARILLAS DEL # 3 = 1.426 cm²

Asmin en L. A.

$A_s = \rho_{min} b d$

$$\rho_{min} = \frac{0.7\sqrt{f'c}}{f_y}$$

$\rho_{min} = 0.0024$

$A_s = 0.5091 \text{ cm}^2$

2 VARILLAS DEL # 3 = 1.426 cm²

* Apoyo B

Se presenta un $M_{max(-)} = 0.159 \text{ ton-m}$

Momento de diseño (M_u)

$M_u = F_c M_{max}$

$M_u = 0.2226 \text{ ton-m}$

Lo óptimo es q $M_u = MR$

$M_u = FRf''cbd^2q(1-0.5q)$

$$\frac{M_u}{FRf''cbd^2} = q - 0.5q^2$$

$$0.5q^2 - q + \frac{M_u}{FRf''cbd^2} = 0$$

$a = 0.5$

$b = -1$

$c = 0.0468$

$q_1 = 1.952$

$q_2 = 0.048$ ←→ SOLUCIÓN

$$\rho = \frac{qf''c}{f_y}$$

$\rho = 0.00155$

Gonzalo Moreno Cuara



Comparando con ρ_b

$$\rho_b = 0.0162$$

$$\rho_{min} = 0.0024$$

$$\rho_{max} = 0.0121$$

$\rho \leq \rho_b$ por lo tanto si fluye

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.3352 \text{ cm}^2$$

$$2 \text{ VARILLAS DEL } \# 3 = 1.42 \text{ cm}^2$$

Asmin en L. A.

$$A_s = \rho_{min} b d$$

$$\rho_{min} = \frac{0.7 \sqrt{f'c}}{f_y}$$

$$\rho_{min} = 0.0024$$

$$A_s = 0.51 \text{ cm}^2$$

$$2 \text{ VARILLAS DEL } \# 3 = 1.42 \text{ cm}^2$$

*Tramo B - C

$$M_{max} = 0.132 \text{ ton-m}$$

Momento de diseño (M_u)

$$M_u = F_c M_{max}$$

$$M_u = 0.1848 \text{ ton-m}$$

Lo optimo es q $M_u = MR$

$$M_u = F R f' c b d^2 q (1 - 0.5q)$$

$$\frac{M_u}{F R f' c b d^2} = q - 0.5q^2$$

$$0.5q^2 - q + \frac{M_u}{F R f' c b d^2} = 0$$

$$a = 0.5$$

$$b = -1$$

$$c = 0.039$$

$$q_1 = 1.9604$$

$$q_2 = 0.0396 \leftarrow \text{SOLUCIÓN}$$

$$\rho = \frac{q f' c}{f_y}$$

$$\rho = 0.00128$$

Comparando con ρ_b

$$\rho_b = 0.0162$$

Gonzalo Moreno Cuara



$$\rho_{min} = 0.0024$$

$$\rho_{max} = 0.0121$$

$\rho \leq \rho_b$ por lo tanto si fluye

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.2771 \text{ cm}^2$$

$$2 \text{ VARILLAS DEL } \# 3 = 1.426 \text{ cm}^2$$

Asmin en L. A.

$$A_s = \rho_{min} b d$$

$$\rho_{min} = \frac{0.7 \sqrt{f'c}}{f_y}$$

$$\rho_{min} = 0.0024$$

$$A_s = 0.5091 \text{ cm}^2$$

$$2 \text{ VARILLAS DEL } \# 3 = 1.426 \text{ cm}^2$$

*Cortante de diseño V_u

$$V_u = 1135.40 \text{ kg}$$

*Calculando el cortante resistente del concreto (VCR)

$$\rho < 0.15$$

$$VCR = F_r b d (0.2 + 20\rho) \sqrt{f'c}$$

$$\rho_{real} = \frac{A_{sreal}}{b d}$$

$$\rho_{real} = 0.0013$$

$$VCR = 493.67 \text{ kg}$$

*Comparando V_u con VCR y calculando VSR

$V_u > VCR$ por lo tanto se requiere refuerzo por tensión diagonal

$$VSR = V_u - VCR$$

$$VSR = 641.73 \text{ kg}$$

Se proponen estribos # 2.5 \longleftrightarrow $a_0 = 0.49 \text{ cm}^2$ 2 ramas

$$A_v = \# \text{ramas} * a_0$$

$$A_v = 0.98 \text{ cm}^2$$

$$A_{vmin} = 0.25 \sqrt{f'c} \frac{b}{f_y} s$$

$$A_{vmin} = 0.0813 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{F_r A_v f_y d}{VSR}$$

$$S = 92.36 \text{ cm} = 90 \text{ cm}$$

$$1.5 F_r b d \sqrt{f'c} = 3278.65$$

Gonzalo Moreno Cuara



*Comparando con S_{min} y S_{max}

$$S_{min} = 6 \text{ cm}$$

$$S_{max} = 0.5d \quad \longleftrightarrow \quad \text{si } V_{cr} < V_u < 1.5F_r b d \sqrt{f' * c}$$

$$0.25d \quad \longleftrightarrow \quad \text{si } V_u > 1.5F_r b d \sqrt{f' * c}$$

$$S_{max} = 0.5d = 9 \text{ cm} \quad \text{RIGE}$$

USAR ESTRIBOS # 2.5 @ 9 cm

*ARMADO DE LA TRABE:

Para los tres momentos más grandes

TRABE = 14x20 cm

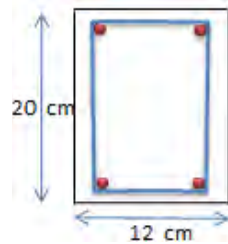
$f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$

$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

2 VARILLAS DEL # 3 = L.B

USAR ESTRIBOS # 2.5 @ 8 cm

2 VARILLAS DEL # 3 = L. A.



2 VAR #3 20 cm

USAR ESTRIBOS # 2.5 @ 9 cm

2 VARILLAS DEL # 3 =

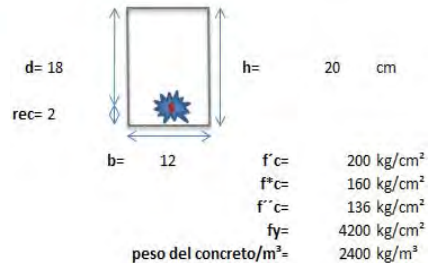
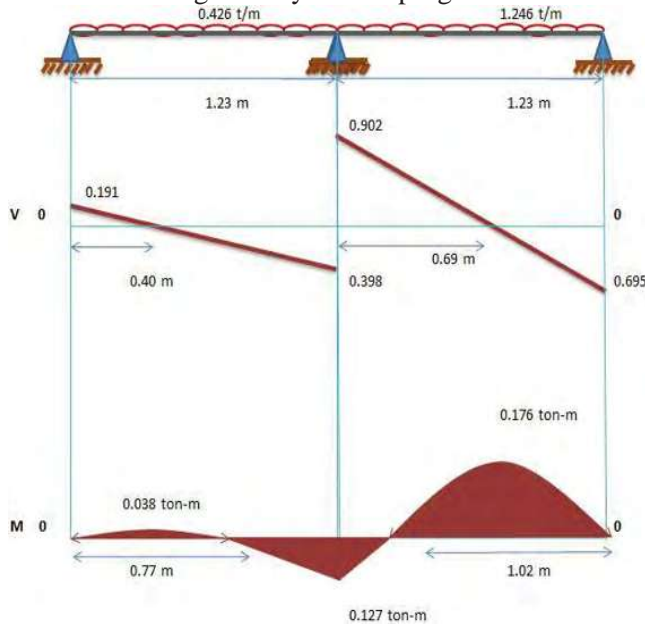
POR LO TANTO CON LA DALA DE CERRAMIENTO ES SUFICIENTE PARA
 SOPORTAR LA CARGA POR LO CUAL NO HAY NECESIDAD DE METER UNA
 TRABE

Gonzalo Moreno Cuara



*** Trabe # 4**

Área tributaria correspondiente a la primera sección= 0.93 m²
 Área tributaria correspondiente a la segunda sección= 0.69 m²
 Mitad de peso de la escalera= 1.144 ton
 Análisis de la viga con ayuda del programa SAP 2000



$h = L/2 = 10.25 \text{ cm} \longleftrightarrow h = 25 \text{ cm}$
 $b \geq h/3 = 8.33 \text{ cm}$
 $b \geq 12 \text{ cm} \longleftrightarrow \text{RIGE}$

***Tramo A - B**

$M_{\max} = 0.038 \text{ ton-m}$
 Momento de diseño (M_u)
 $M_u = F_c M_{\max}$
 $M_u = 0.0532 \text{ ton-m}$

Lo optimo es q $M_u = MR$

$M_u = F R f'' c b d^2 q (1 - 0.5q)$

$\frac{M_u}{F R f'' c b d^2} = q - 0.5q^2$

$0.5q^2 - q + \frac{M_u}{F R f'' c b d^2} = 0$

$a = 0.5$

$b = -1$

$c = 0.0112$

$q_1 = 1.989$

$q_2 = 0.011 \longleftrightarrow \text{SOLUCIÓN}$

Gonzalo Moreno Cuara



$$\rho = \frac{qf''c}{f_y}$$

$$\rho = 0.0003640$$

Comparando con ρ_b

$$\rho_b = 0.01619$$

$$\rho_{min} = 0.00236$$

$$\rho_{max} = 0.01214$$

$\rho \leq \rho_b$ por lo tanto si fluye

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.079 \text{ cm}^2$$

$$2 \text{ VARILLAS DEL } \# 3 = 1.426 \text{ cm}^2$$

Asmin en L. A.
 $A_s = \rho_{min} b d$

$$\rho_{min} = \frac{0.7\sqrt{f'c}}{f_y}$$

$$\rho_{min} = 0.002357023$$

$$A_s = 0.509116882 \text{ cm}^2$$

$$2 \text{ VARILLAS DEL } \# 3 = 1.426 \text{ cm}^2$$

* Apoyo B

Se presenta un $M_{max(-)} = 0.127 \text{ ton-m}$

Momento de diseño (M_u)

$$M_u = F_c M_{max}$$

$$M_u = 0.1778 \text{ ton-m}$$

Lo optimo es q $M_u = MR$

$$M_u = FRf''cbd^2q(1-0.5q)$$

$$\frac{M_u}{FRf''cbd^2} = q - 0.5q^2$$

$$0.5q^2 - q + \frac{M_u}{FRf''cbd^2} = 0$$

$$a = 0.5$$

$$b = -1$$

$$c = 0.0374$$

$$q_1 = 1.962$$

$$q_2 = 0.0381 \leftarrow \text{SOLUCIÓN}$$

$$\rho = \frac{qf''c}{f_y}$$

$$\rho = 0.00123$$

Gonzalo Moreno Cuara



Comparando con ρ_b

$$\rho_b = 0.0161$$

$$\rho_{min} = 0.0023$$

$$\rho_{max} = 0.0121$$

$\rho \leq \rho_b$ por lo tanto si fluye

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.509116882 \text{ cm}^2$$

$$2 \text{ VARILLAS DEL } \# 3 = 1.426 \text{ cm}^2$$

Asmin en L. A.

$$A_s = \rho_{min} b d$$

$$\rho_{min} = \frac{0.7 \sqrt{f'_c}}{f_y}$$

$$\rho_{min} = 0.00235$$

$$A_s = 0.509 \text{ cm}^2$$

$$2 \text{ VARILLAS DEL } \# 3 = 1.426 \text{ cm}^2$$

*Tramo B - C

$$M_{max} = 0.176 \text{ ton-m}$$

Momento de diseño (M_u)

$$M_u = F_c M_{max}$$

$$M_u = 0.246 \text{ ton-m}$$

Lo optimo es q $M_u = MR$

$$M_u = F_r f'_c b d^2 q (1 - 0.5q)$$

$$0.5q^2 - q + \frac{M_u}{F_r f'_c b d^2} = 0$$

$$0.5q^2 - q + \frac{M_u}{F_r f'_c b d^2} = 0$$

$$a = 0.5$$

$$b = -1$$

$$c = 0.0518$$

$$q_1 = 1.947$$

$$q_2 = 0.053 \quad \longleftrightarrow \text{ SOLUCIÓN}$$

$$\rho = \frac{q f'_c}{f_y}$$

$$\rho = 0.0017$$

Comparando con ρ_b

$$\rho_b = 0.016190476$$

$$\rho_{min} = 0.002357023$$

Gonzalo Moreno Cuara



$$\rho_{max} = 0.012142857$$

$\rho \leq \rho_b$ por lo tanto si fluye

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.372034394 \text{ cm}^2$$

$$2 \text{ VARILLAS DEL } \# 3 = 1.426 \text{ cm}^2$$

Asmin en L. A.

$$A_s = \rho_{min} b d$$

$$\rho_{min} = \frac{0.7 \sqrt{f'c}}{f_y}$$

$$\rho_{min} = 0.0023$$

$$A_s = 0.509 \text{ cm}^2$$

$$VCR = 1.426 \text{ cm}^2$$

*Comparando V_u con VCR y calculando VSR

$$V_u = 1262.8 \text{ kg}$$

*Calculando el cortante resistente del concreto (VCR)

$$\rho < 0.15$$

$$VCR = F_r b d (0.2 + 20\rho) \sqrt{F'c}$$

$$\rho_{real} = \frac{A_{sreal}}{b d}$$

$$\rho_{real} = 0.000364$$

$$VCR = 453.06 \text{ kg}$$

*Comparando V_u con VCR y calculando VSR

$V_u > VCR$ por lo tanto se requiere refuerzo por tensión diagonal

$$VSR = V_u - VCR$$

$$VSR = 809.73 \text{ kg}$$

Se proponen estribos # 2.5 \longleftrightarrow $a_0 = 0.49 \text{ cm}^2$ 2 ramas

$$A_v = \# \text{ramas} * a_0$$

$$A_v = 0.98 \text{ cm}^2$$

$$A_{vmin} = 0.25 \sqrt{f'c} \frac{b}{f_y} s$$

$$A_{vmin} = 0.0813 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{F_r A_v f_y d}{VSR}$$

$$S = 73.19 \text{ cm} = 70 \text{ cm}$$

$$1.5 F_r b d \sqrt{f'c} = 3278.65$$



*Comparando con S_{min} y S_{max}

$$S_{min} = 6 \text{ cm}$$

$$S_{max} = 0.5d \begin{cases} \leftarrow \text{si } V_{cr} < V_u < 1.5F_r b d \sqrt{f' * c} \\ \leftarrow \text{si } V_u > 1.5F_r b d \sqrt{f' * c} \end{cases}$$

$$0.25d$$

$$S_{max} = 0.5d = 8.5 \text{ cm RIGE}$$

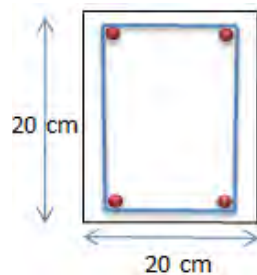
USAR ESTRIBOS # 2.5 @ 8 cm

POR LO TANTO CON LA DALA DE CERRAMIENTO ES SUFICIENTE PARA SOPORTAR LA CARGA POR LO CUAL NO HAY NECESIDAD DE METER UNA TRABE PERO POR SER LA QUE SOPORTA LA ESCALERA SE LE METERA UNA TRABE CON LAS MINIMAS DIMENCIONES

*ARMADO DE LA TRABE:

Para los tres momentos más grandes

TRABE = 20x20 cm
 $f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 2 VARILLAS DEL # 4 L.B
 USAR ESTRIBOS # 2.5 @ 8 cm
 2 VARILLAS DEL # 4 L. A.



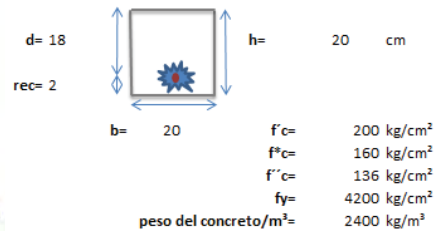
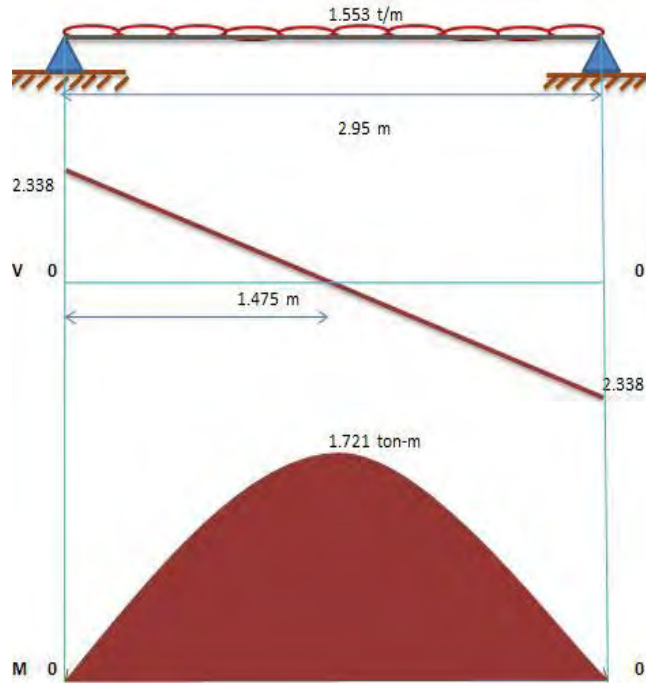
2 VAR #4
 USAR ESTRIBOS # 2.5 @ 8 cm
 2 VARILLAS DEL # 4

Gonzalo Moreno Cuara



*** Trabe # 5**

Área tributaria correspondiente a la trabe= 3.56 m²
 Análisis de la viga con ayuda del programa SAP 2000



$h = L/2 = 24.58 \text{ cm} \longleftrightarrow h = 25 \text{ cm}$
 $b \geq h/3 = 8.33 \text{ cm}$
 $b \geq 20 \text{ cm} \longleftrightarrow \text{RIGE}$

$M_{max} = 1.721 \text{ ton-m}$
 Momento de diseño (M_u)
 $M_u = F_c M_{max}$
 $M_u = 2.409 \text{ ton-m}$

Lo óptimo es que $M_u = MR$
 $M_u = FR f'' c b d^2 q (1 - 0.5q)$
 $\frac{M_u}{FR f'' c b d^2} = q - 0.5q^2$
 $0.5q^2 - q + \frac{M_u}{FR f'' c b d^2} = 0$

$a = 0.5$
 $b = -1$
 $c = 0.304$

$q_1 = 1.626$
 $q_2 = 0.374 \longleftrightarrow \text{SOLUCIÓN}$

Gonzalo Moreno Cuara



$$\rho = \frac{qf''c}{f_y}$$

$$\rho = 0.012095652$$

$$\rho_{min} = 0.0024$$

$$\rho_{max} = 0.0121$$

Comparando con ρ_b

$$\rho_b = 0.016190476$$

$\rho < \rho_b$ por lo tanto si fluye

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 4.35 \text{ cm}^2$$

$$2 \text{ VARILLAS DEL } \# 4 \text{ y } 1 \text{ VARILLA DEL } \# 5 = 4.52 \text{ cm}^2$$

Asmin en L. A.

$$A_s = \rho_{min} b d$$

$$\rho_{min} = \frac{0.7\sqrt{f'c}}{f_y}$$

$$\rho_{min} = 0.002357023$$

$$A_s = 0.848528137 \text{ cm}^2$$

$$2 \text{ VARILLAS DEL } \# 4 = 2.54 \text{ cm}^2$$

*Cortante de diseño V_u

$$V_u = 3273.2 \text{ kg}$$

*Calculando el cortante resistente del concreto (VCR)

$$\rho < 0.15$$

$$VCR = F_r b d (0.2 + 20\rho) \sqrt{F * c}$$

$$\rho_{real} = \frac{A_{sreal}}{b d}$$

$$\rho_{real} = 0.0121$$

$$VCR = 1609.86 \text{ kg}$$

*Comparando V_u con VCR y calculando VSR

$V_u > VCR$ por lo tanto se requiere refuerzo por tensión diagonal

$$VSR = V_u - VCR$$

$$VSR = 1663.33 \text{ kg}$$

Se proponen estribos # 2.5 $\longleftrightarrow a_0 = 0.49 \text{ cm}^2 \quad 2 \text{ ramas}$

$$A_v = \# \text{ramas} * a_0$$

$$A_v = 0.98 \text{ cm}^2$$

$$A_{vmin} = 0.25 \sqrt{f * c} \frac{b}{f_y} s$$

Gonzalo Moreno Cuara



$$A_{vmin} = 0.1355 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{FrAvfyd}{VSR}$$

$$S = \frac{35.63345905 \text{ cm}}{1.5Frbd\sqrt{f * c}} = 35 \text{ cm}$$

$$1.5Frbd\sqrt{f * c} = 6678.73$$

*Comparando con Smin y Smax

$$S_{min} = 6 \text{ cm}$$

$$S_{max} = 0.5d \begin{cases} \leftarrow \text{si } V_{cr} < V_u < 1.5Frbd\sqrt{f * c} \\ \leftarrow \text{si } V_u > 1.5Frbd\sqrt{f * c} \end{cases}$$

$$0.25d$$

$$S_{max} = 0.5d = 9 \text{ cm RIGE}$$

USAR ESTRIBOS # 2.5 @ 9 cm

*ARMADO DE LA TRABE:

$$\text{TRABE} = 20 * 20 \text{ cm}$$

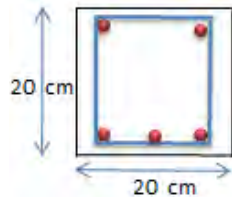
$$f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

2 VARILLAS DEL # 4 y 1 VARILLA DEL # 5= L.B

USAR ESTRIBOS # 2.5 @ 9 cm

2 VARILLAS DEL # 4 = L. A.



2 VAR #4

USAR ESTRIBOS # 2.5 @ 9 cm

2 VARILLAS DEL # 4 y 1 VARILLA DEL # 5

*Peso de las trabes

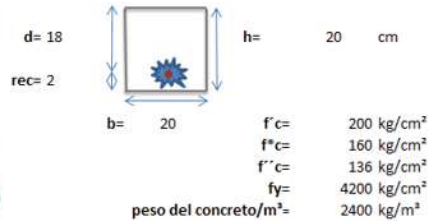
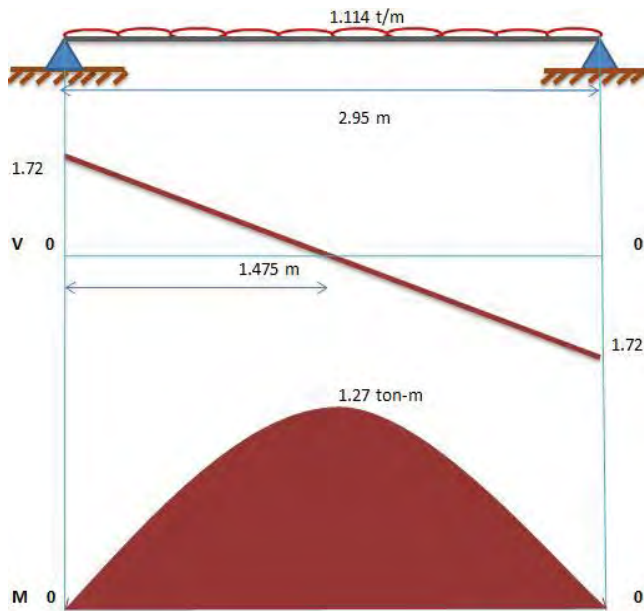
$$W_t = 28320.00 \text{ kg/m} = 28.32 \text{ ton}$$

Gonzalo Moreno Cuara



*** Trabe # 6**

Área tributaria correspondiente a la trabe= 2.07 m²
 Análisis de la viga con ayuda del programa SAP 2000



$h = L/12 = 24.58 \text{ cm} \longleftrightarrow h = 25 \text{ cm}$
 $b \geq h/3 = 8.33 \text{ cm}$
 $b \geq 20 \text{ cm} \longleftrightarrow \text{RIGE}$

$M_{max} = 1.27 \text{ ton-m}$
 Momento de diseño (M_u)
 $M_u = F_c M_{max}$
 $M_u = 1.778 \text{ ton-m}$

Lo óptimo es q $M_u = MR$
 $M_u = FRf''cbd^2q(1-0.5q)$
 $\frac{M_u}{FRf''cbd^2} = q - 0.5q^2$
 $0.5q^2 - q + \frac{M_u}{FRf''cbd^2} = 0$

$a = 0.5$
 $b = -1$
 $c = 0.224$

$q_1 = 1.7427$
 $q_2 = 0.2572 \longleftrightarrow \text{SOLUCIÓN}$

Gonzalo Moreno Cuara



$$\rho = \frac{qf''c}{f_y}$$

$$\rho = 0.00833$$

$$\rho_{min} = 0.0024$$

$$\rho_{max} = 0.0121$$

Comparando con ρ_b

$$\rho_b = 0.0161$$

$\rho < \rho_b$ por lo tanto si fluye

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 2.99 \text{ cm}^2$$

$$2 \text{ varillas del } \# 4 + 1 \text{ varilla del } \# 3 = 3.253 \text{ cm}^2$$

Asmin en L. A.

$$A_s = \rho_{min} b d$$

$$\rho_{min} = \frac{0.7\sqrt{f'c}}{f_y}$$

$$\rho_{min} = 0.002357023$$

$$A_s = 0.848528137 \text{ cm}^2$$

$$2 \text{ VARILLAS DEL } \# 4 = 2.54 \text{ cm}^2$$

*Cortante de diseño V_u

$$V_u = 2408 \text{ kg}$$

*Calculando el cortante resistente del concreto (VCR)

$$\rho < 0.15$$

$$VCR = F_r b d (0.2 + 20\rho) \sqrt{F'c}$$

$$\rho_{real} = \frac{A_{sreal}}{b d}$$

$$\rho_{real} = 0.00833$$

$$VCR = 1335.53 \text{ kg}$$

*Comparando V_u con VCR y calculando VSR

$V_u > VCR$ por lo tanto se requiere refuerzo por tensión diagonal

$$VSR = V_u - VCR$$

$$VSR = 1072.47 \text{ kg}$$

Se proponen estribos # 2.5 \longleftrightarrow $a_0 = 0.49 \text{ cm}^2$ 2 ramas

$$A_v = \# \text{ramas} * a_0$$

$$A_v = 0.98 \text{ cm}^2$$

$$A_{vmin} = 0.25 \sqrt{f'c} \frac{b}{f_y} s$$

$$A_{vmin} = 0.135526185 \text{ cm}^2$$

Gonzalo Moreno Cuara



$$S = \frac{FrAvfyd}{VSR}$$

$$S = 55.26 \text{ cm} = 55 \text{ cm}$$

$$VCR = 5464.41$$

*Comparando con Smin y Smax

$$S_{min} = 6 \text{ cm}$$

$$S_{max} = 0.5d \begin{cases} \text{si } Vcr < Vu < 1.5Frbd\sqrt{f * c} \\ 0.25d \text{ si } Vu > 1.5Frbd\sqrt{f * c} \end{cases}$$

$$S_{max} = 0.5d = 9 \text{ cm RIGE}$$

USAR ESTRIBOS # 2.5 @ 9 cm

*Armado de la trabe: TRABE = 20*20 cm

$$f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

2 varillas del # 4 + 1 varilla del # 3 = L.B

USAR ESTRIBOS # 2.5 @ 9 cm

2 VARILLAS DEL # 4 = L. A.



*Peso de las trabes

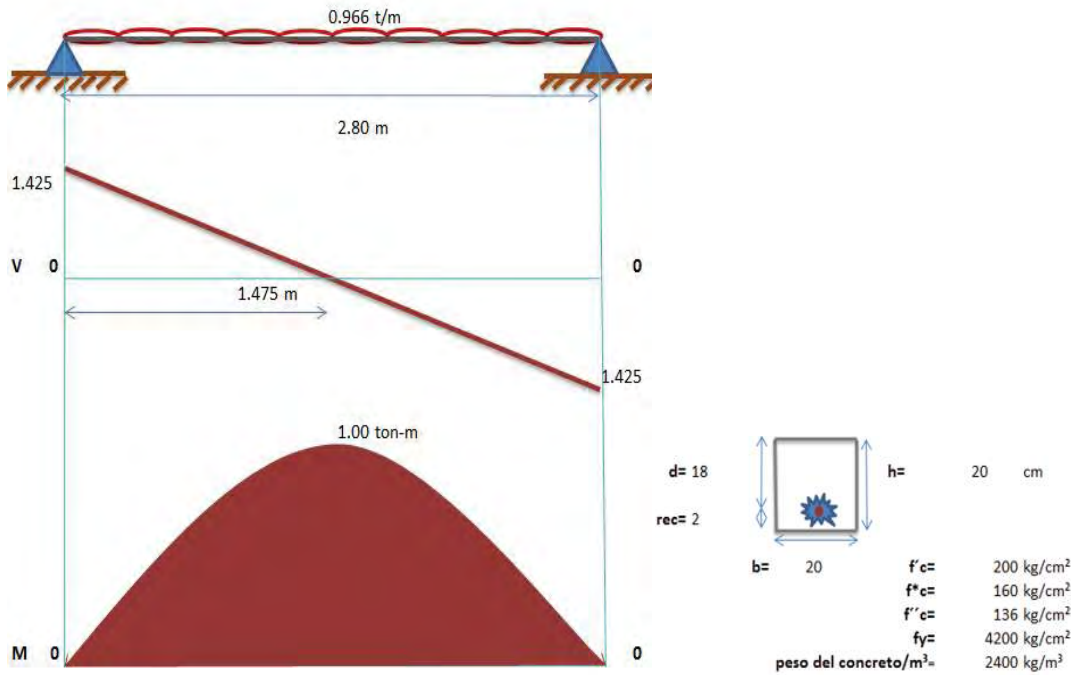
$$Wt = 28320 \text{ kg/m} = 28.32 \text{ ton}$$



*** Trabe # 7**

Área tributaria correspondiente a la trabe= 1.93 m²

Análisis de la viga con ayuda del programa SAP 2000



$h = L/2 = 23.33 \text{ cm} \longleftrightarrow h = 25 \text{ cm}$
 $b \geq h/3 = 8.33 \text{ cm}$
 $b \geq 20 \text{ cm} \longleftrightarrow \text{RIGE}$

$M_{max} = 1 \text{ ton-m}$
 Momento de diseño (M_u)
 $M_u = F_c M_{max}$
 $M_u = 1.4 \text{ ton-m}$

Lo óptimo es que $M_u = MR$
 $M_u = FRf''cbd^2q(1-0.5q)$
 $\frac{M_u}{FRf''cbd^2} = q - 0.5q^2$
 $0.5q^2 - q + \frac{M_u}{FRf''cbd^2} = 0$

$a = 0.5$
 $b = -1$
 $c = 0.1765$

$q_1 = 1.804$
 $q_2 = 0.196 \longleftrightarrow \text{SOLUCIÓN}$

Gonzalo Moreno Cuara



$$\rho = \frac{qf''c}{f_y}$$

$$\rho = 0.006335349$$

Comparando con ρ_b

$$\rho_b = 0.016190476$$

$\rho < \rho_b$ por lo tanto si fluye

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 2.280725722 \text{ cm}^2$$

$$2 \text{ VARILLAS DEL } \# 4 = 2.54 \text{ cm}^2$$

Asmin en L. A.

$$A_s = \rho_{min} b d$$

$$\rho_{min} = \frac{0.7\sqrt{f'c}}{f_y}$$

$$\rho_{min} = 0.0023$$

$$A_s = 0.84 \text{ cm}^2$$

$$2 \text{ VARILLAS DEL } \# 4 = 2.54 \text{ cm}^2$$

*Cortante de diseño V_u

$$V_u = 1995 \text{ kg}$$

*Calculando el cortante resistente del concreto (VCR)

$$\rho < 0.15$$

$$VCR = F_r b d (0.2 + 20\rho) \sqrt{F' * c}$$

$$\rho_{real} = \frac{A_{sreal}}{b d}$$

$$\rho_{real} = A_{sreal} / b d$$

$$\rho_{real} = 0.006335349$$

$$VCR = 1190.175205 \text{ kg}$$

*Comparando V_u con VCR y calculando VSR

$V_u > VCR$ por lo tanto se requiere refuerzo por tensión diagonal

$$VSR = V_u - VCR$$

$$VSR = 804.82 \text{ kg}$$

Se proponen estribos # 2.5 \longleftrightarrow $a_0 = 0.49 \text{ cm}^2 \quad 2 \text{ ramas}$

$$A_v = \# \text{ramas} * a_0$$

$$A_v = 0.98 \text{ cm}^2$$

$$A_{vmin} = 0.25 \sqrt{f' * c} \frac{b}{f_y} s$$

$$A_{vmin} = 0.1355 \text{ cm}^2$$

Gonzalo Moreno Cuara



$$S = \frac{FrAvfyd}{VSR}$$

$$S = \frac{73.64385437 \text{ cm}}{2.42} = 30 \text{ cm}$$

$$VCR = 5464.415797$$

*Comparando con Smin y Smax

$$S_{min} = 6 \text{ cm}$$

$$S_{max} = 0.5d \begin{cases} \leftarrow \text{si } Vcr < Vu < 1.5Frbd\sqrt{f * c} \\ \leftarrow \text{si } Vu > 1.5Frbd\sqrt{f * c} \end{cases}$$

$$0.25d$$

$$S_{max} = 0.5d = 9 \text{ cm RIGE}$$

USAR ESTRIBOS # 2.5 @ 9 cm

*ARMADO DE LA TRABE:

TRABE = 20*20 cm

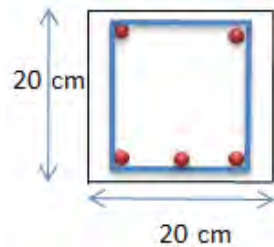
f'c = 200 kg/cm²

fy = 4200 kg/cm²

2 VARILLAS DEL # 4 = L.B

USAR ESTRIBOS # 2.5 @ 9 cm

2 VARILLAS DEL # 4 = L. A.



2 var # 4 20 cm

USAR ESTRIBOS # 2.5 @ 9 cm

2 VARILLAS DEL # 4 =

*Peso de las trabes

$$W_t = 26880.00 \text{ kg/m} = 26.88 \text{ ton}$$

Gonzalo Moreno Cuara



CAPITULO IV: REVISIÓN ESTRUCTURAL DE MUROS

Gonzalo Moreno Cuara



REVISIÓN POR CARGAS VERTICALES

Todos los edificios transmiten las cargas a las cimentaciones a través de sus elementos verticales, ya sean columnas o muros de carga. En construcciones pequeñas, como las casa habitación, resulta más económico el uso de la estructura tradicional de muros de carga.

Los muros de carga se conocen como muros portantes y son las paredes que en determinada construcción tienen función estructural. En otras palabras son las paredes que soportan otros elementos de la construcción. Cuando se habla de muros de carga, hay que reconocer que el material más empleado para esta tarea es el ladrillo, por ser un material resistente y duradero.

Al practicar un hueco en un muro, se están desviando las cargas hacia los extremos, provocando una sobrepresión en esos puntos críticos y poniendo en riesgo de colapso al edificio. Esta situación produciría el hundimiento de esa zona y el de las plantas superiores. Para prevenir esta situación, deben considerarse estos factores en el proceso de diseño y revisión del muro.

Por lo que es importante que si la estructura fue diseñada en base a muros de carga estos se respeten para así tener la resistencia tanto de los elementos que está cargando, así como a las fuerzas sísmicas que se puedan presentar, ya que a menudo se nos hace fácil realizar modificaciones a la casa habitación sin saber realmente la función de los elementos que están en ella sin, ver que se puede ocasionar accidentes terroríficos como fallas en la estructura.

Esto implica la necesidad de hacer una revisión por cargas verticales en el cual el RCDF establece que la resistencia de un muro a carga vertical debe ser mayor o igual a la carga última aplicada sobre el ($P_R \geq P_U$).

Donde P_U es la carga vertical última aplicada y se obtiene de multiplicar la carga vertical por el factor de carga F_c .

$$P_U = F_c P$$

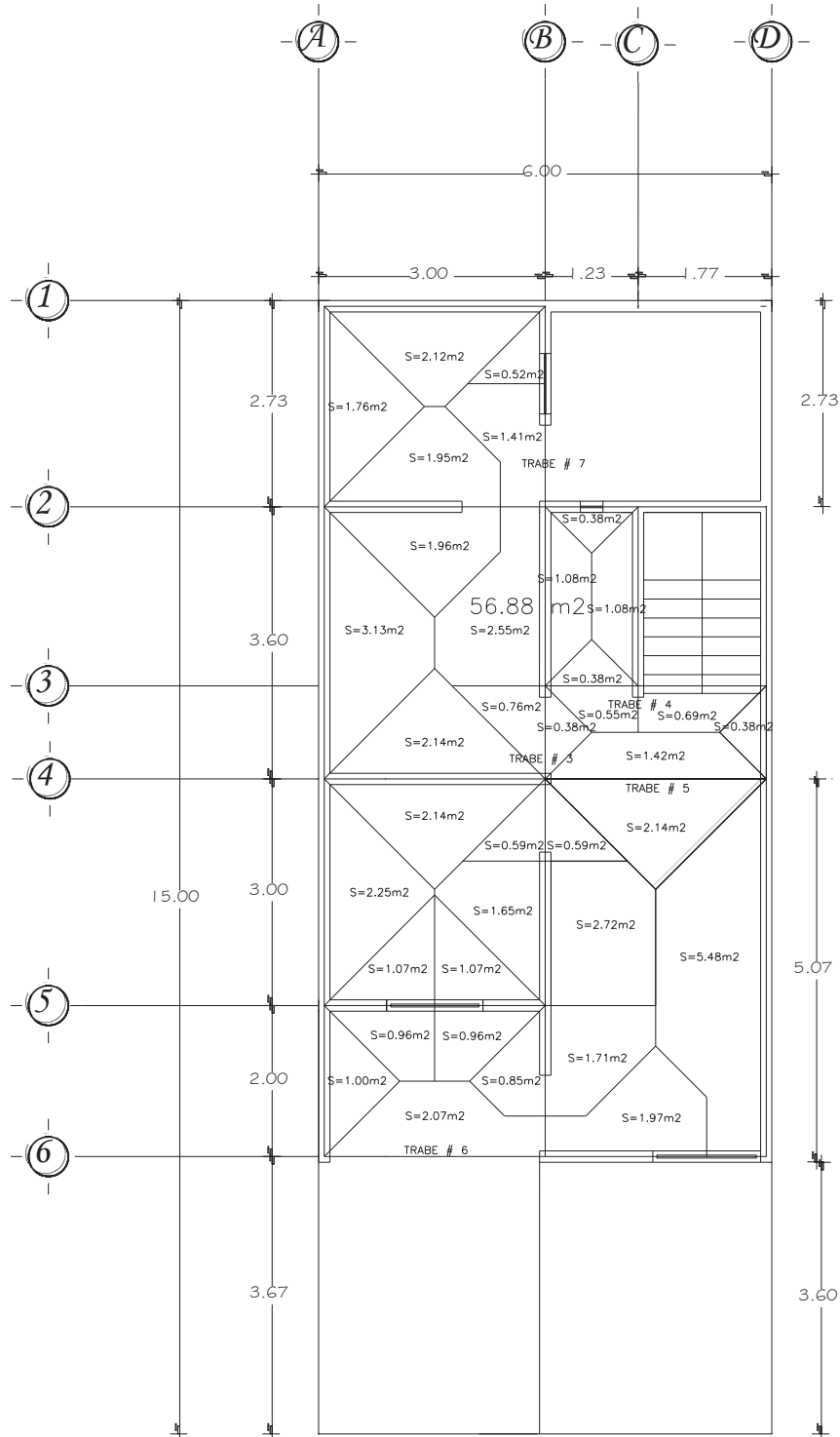
Y P_R es la carga vertical resistente del muro y se obtiene mediante la fórmula que nos da el FCDF.

$$P_R = F_R F_E (f_m * + 4) A_T$$

Gonzalo Moreno Cuara



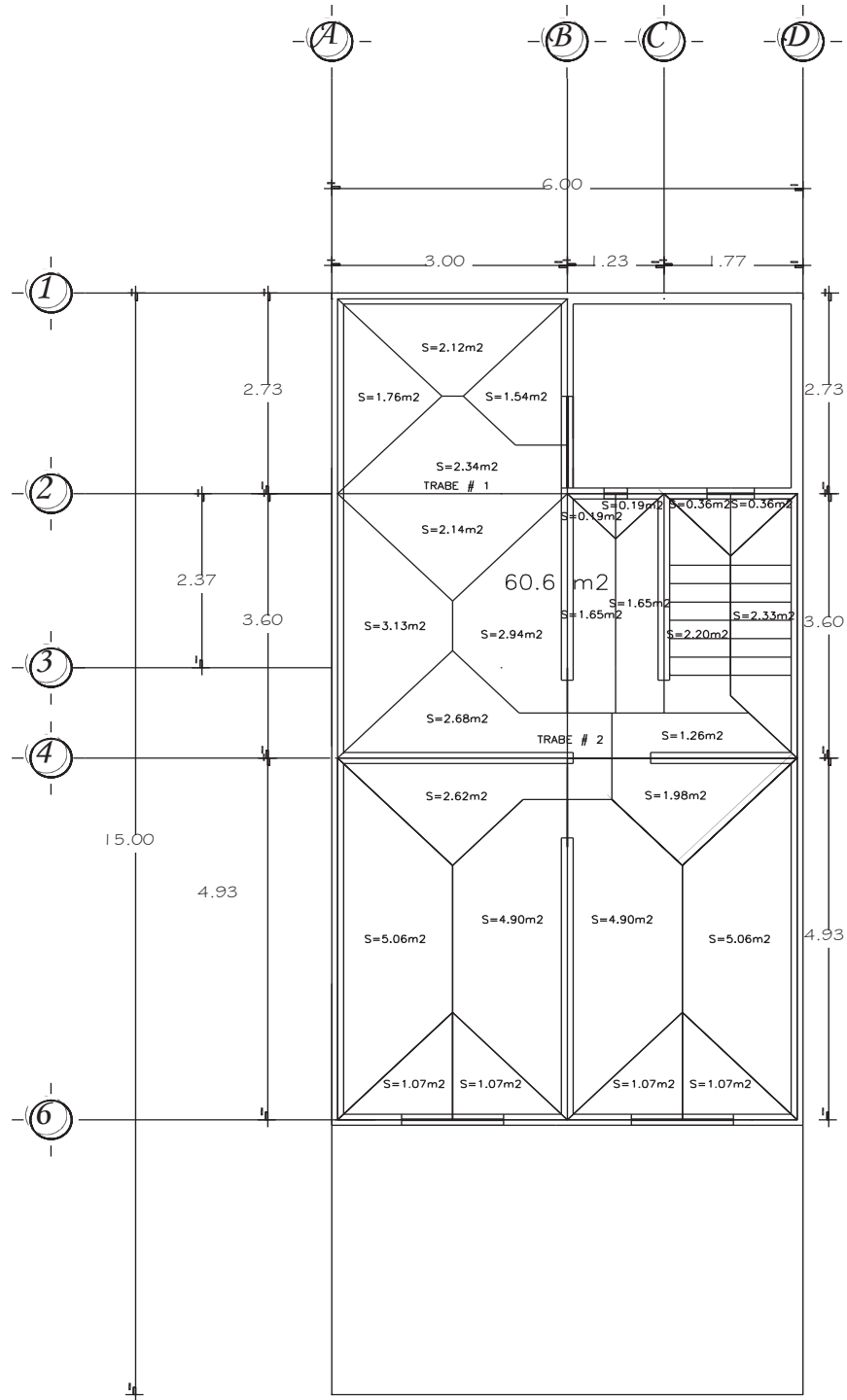
AREAS TRIBUTARIAS PLATA BAJA



Gonzalo Moreno Cuara



AREAS TRIBUTARIAS PLATA BAJA



Gonzalo Moreno Cuara



Calculando las cargas verticales de azotea y entrepiso

Azotea:

Carga total de la azotea= 433 kg/m²

Peso por m² de muro= 240 kg/m²

Altura del muro= 2.4 m

FR= 0.6

F*m= 15

F.C.=1.4

MURO	LONG. (cm)	ESPESOR (cm)	ÁREA TRIBUTA	CARGA TOTAL	PESO PROPIO	CARGA VERTICAL		FE	CARGA VERTICA	COMPRO- VACION
						P (kg)	Pu (kg)			
1	293	12	2.12	917.96	1687.68	2605.640	3647.896	1.00	40082.4	PASA
2	47	12	0.19	82.27	270.72	352.990	494.186	1.00	6429.6	PASA
2'	100	12	0.55	238.15	576	814.150	1139.810	1.00	13680.0	PASA
2''	55	12	0.36	155.88	316.8	472.680	661.752	1.00	7524.0	PASA
4	293	12	5.3	2294.9	1687.68	3982.580	5575.612	1.00	40082.4	PASA
4A-B	300	12	3.24	1402.92	1728	3130.920	4383.288	1.00	41040.0	PASA
6	81	12	1.07	463.31	466.56	929.870	1301.818	1.00	11080.8	PASA
6'	163	12	2.14	926.62	938.88	1865.500	2611.700	1.00	22298.4	PASA
6''	81	12	1.07	463.31	466.56	929.870	1301.818	1.00	11080.8	PASA
A1-2	266	12	1.76	762.08	1532.16	2294.240	3211.936	1.00	36388.8	PASA
A2-4	360	12	3.13	1355.29	2073.6	3428.890	4800.446	1.00	49248.0	PASA
A4-6	493	12	5.06	2190.98	2839.68	5030.660	7042.924	1.00	67442.4	PASA
B	133	12	1.54	666.82	766.08	1432.900	2006.060	1.00	18194.4	PASA
B2-3	254	12	4.59	1987.47	1463.04	3450.510	4830.714	1.00	34747.2	PASA
B'	384	12	9.8	4243.4	2211.84	6455.240	9037.336	1.00	52531.2	PASA
C	254	12	3.85	1667.05	1463.04	3130.090	4382.126	1.00	34747.2	PASA
D2-4	360	12	2.33	1008.89	2073.6	3082.490	4315.486	1.00	49248.0	PASA
D4-6	493	12	5.06	2190.98	2839.68	5030.660	7042.924	1.00	67442.4	PASA
4410		53.16		23018.28	25401.6	48419.88				

Entrepiso:

Carga total de la azotea= 563 kg/m²

Peso por m² de muro= 240 kg/m²

Altura del muro= 2.4 m

FR= 0.6

F*m= 15

F.C.=1.4

MURO	LONG. (cm)	ESPESOR (cm)	ÁREA TRIBUTA	CARGA TOTAL	PESO PROPIO	PESO DEL NIVEL 2	CARGA VERTICAL		FE	CARGA VERTICA	COMPRO- VACION
							P (kg)	Pu (kg)			
1	293	12	2.12	1193.56	1687.68	2688.584	5569.82	7797.75	1.00	40082.4	PASA
2	183	12	3.91	2201.33	1054.08	4958.662	8214.07	11499.70	1.00	25034.4	PASA
2B-D	293	12	0.38	213.94	1687.68	481.916	2383.54	3336.95	1.00	40082.4	PASA
4	300	12	4.28	2409.64	1728.00	5427.896	9565.54	13391.75	1.00	41040.0	PASA
5	83	12	2.03	1142.89	478.08	2574.446	4195.42	5873.58	1.00	11354.4	PASA
5'	83	12	2.03	1142.89	478.08	2574.446	4195.42	5873.58	1.00	11354.4	PASA
6	150	12	1.97	1109.11	864.00	2498.354	4471.46	6260.05	1.00	20520.0	PASA
A1-2	266	12	1.76	990.88	1532.16	2232.032	4755.07	6657.10	1.00	36388.8	PASA
A2-4	360	12	3.13	1762.19	2073.60	3969.466	7805.26	10927.36	1.00	49248.0	PASA
A4-6	300	12	2.25	1266.75	1728.00	2853.450	5848.20	8187.48	1.00	41040.0	PASA
A5-6	200	12	1	563.00	1152.00	1268.200	2983.20	4176.48	1.00	27360.0	PASA
B	133	12	3.13	1762.19	766.08	3969.466	6497.74	9096.83	1.00	18194.4	PASA
B2-3	240	12	2.25	1266.75	1382.40	2853.450	5502.60	7703.64	1.00	32832.0	PASA
B'	384	12	1	563.00	2211.84	1268.200	4043.04	5660.26	1.00	52531.2	PASA
C	252	12	1.08	608.04	1451.52	1369.656	3429.22	4800.90	1.00	34473.6	PASA
D	123	12	0.38	213.94	708.48	481.916	1404.34	1966.07	1.00	16826.4	PASA
D4-6	500	12	5.48	3085.24	2880.00	6949.737	12914.98	18080.97	1.00	68400.0	PASA
4143		38.18		21495.34	23863.68	48419.88	93778.90				

Gonzalo Moreno Cuara



REVISIÓN POR CARGAS LATERALES

El método que se pondrá en práctica en este trabajo se utiliza para revisar estructuras de mampostería por medio de sismo sin tomar en cuenta algunos parámetros como desplazamientos horizontales, torsión y los momentos de volteo este método se enfoca básicamente a verificar que la suma de los cortantes resistentes sea mayor que la suma del cortante total actuante ($V_r > V_u$).

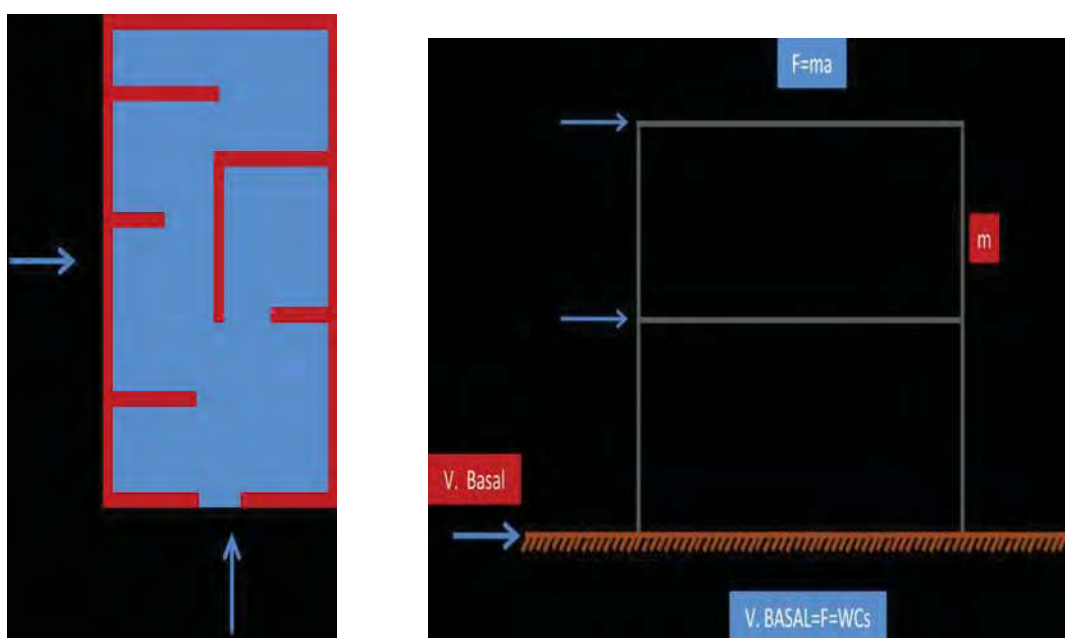


Fig. 7.1 Cargas laterales y verticales.

Para emplear este método se utilizara una casa habitación; de la cual se presentan las plantas de azotea y entepiso, así mismo el corte arquitectónico y la fachada principal que de ahí se sacaran las medidas que se ocupan para este método.

Además se hará caso omiso de los desplazamientos horizontales, momentos torsionantes y momentos de volteo. Se verificará únicamente que en cada piso la suma de las resistencias al cortante de los muros de carga, proyectadas en la dirección en la que se considera la aceleración, sea cuando menos igual a la fuerza cortante total que obre en dicho piso

Gonzalo Moreno Cuara



La casa habitación deberá cumplir con ciertas normas para que este método de análisis estructural se pueda llevar a cabo.

Normas para el método simplificado

- En cada planta, al menos el 75% de las cargas verticales estarán soportadas por muros ligados entre sí mediante losas corridas. Dichos muros deberán ser de concreto, de mampostería de piezas macizas o mampostería de piezas huecas que satisfagan las condiciones. En este punto se ve en el plano que el 90% de muros de carga ligados entre sí ligados con una losa de vigueta y bovedilla con muros de piezas macizas.
- En cada nivel existirán al menos dos muros perimetrales de carga paralelos o que formen entre si un ángulo no mayor de 20 grados estando cada muro ligado por las losas antes mencionadas en una longitud de por lo menos 50% de la dimensión del edificio, medida en las direcciones de dichos muros. Se analizo el muro de carga del eje "A", el cual tiene una longitud de 11.40 m por ser un muro corrido sin interrupción de ventanas.
- La relación entre longitud y anchura de la planta del edificio no excederá de 2.0, a menos que, para fines de análisis sísmico, se pueda suponer dividida dicha planta en tramos independientes cuya relación entre longitud y anchura satisfagan esta restricción.

Longitud=11.40 m

Anchura= 6 m

$11.40/6.0 = 1.90 < 2$ por lo tanto si cumple con este punto

- La relación entre la altura y la dimensión mínima de la base del edificio no excederá de 1.5 y la altura del edificio no será mayor de 13 m.

Altura=5.25 m

Base=6 m

$5.25/6.0 = 0.875 < 1.5$ por lo tanto si cumple con este punto

La altura del edificio es de 5.25 m es menor que 13m, si cumple.

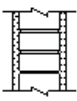
Una vez cumplidos todos los requisitos y restricciones que deben cumplirse se deduce que se puede aplicar el método simplificado para el cálculo de cargas laterales.

Gonzalo Moreno Cuara



Descripción del desarrollo del proyecto

Dicho proyecto se ejecutara en el municipio de Uruapan en el estado de Michoacán; tal construcción de la obra se realizara a base de muros de carga de mampostería con piezas macizas; como lo son los tabiques de barro recocido con medidas de 7x12x22 cm. juntado con un mortero tipo I; se puede considerar que el muro tendrá un espesor de 16 cm. Considerando el recubrimiento de mortero-mortero.

ANÁLISIS DE CARGAS DE MUROS DE TABIQUE DE BARRO ROJO RECOCIDO CON DIVERSOS RECUBRIMIENTOS						CARGA W kg/m²	CARGA W kg/m			
CROQUIS	RECUBRIMIENTO						ALTURA EN MUROS			
							2.7	2.6	2.5	2.4
	MORTERO - MORTERO					240	648	624	600	576
	MATERIAL		MORTERO	TABIQUE	MORTERO					
	ESPEJOR		0.02	0.12	0.02					
	P. VOL		1500	1500	1500					
	W kg/cm²		30	180	30					

De la siguiente tabla 2.9 del capítulo 5; de las normas técnicas complementarias del reglamento de construcción del D.F, se han obtenidos los datos y propiedades físicas y mecánicas del material de construcción de los muros.

$$V_m^* = 3.5 \text{ Kg/cm}^2$$

Tabla 2.9 Resistencia de diseño a compresión diagonal (V_m^*) para el tipo de mampostería indicado, sobre área bruta		
Pieza	Tipo de mortero	V_m^* Kg/cm ²
Tabique de barro recocido ($f_p^* \geq 60 \text{ Kg/cm}^2$)	I	35

Tal sitio de construcción se localiza en la zona sísmica "C" ubicada en el mapa de la regionalización sísmica de la república mexicana extendido por el Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad.

Gonzalo Moreno Cuara





Fig. 7.2 Mapa de zonas sísmicas.

Para tal caso no se cuenta con un estudio de mecánica de suelo del sitio de construcción, por lo tanto se está considerando un tipo de suelo más desfavorable siendo este un suelo tipo III.

Utilizando la tabla de los coeficientes sísmicos de las normas técnicas complementarias de CFE

Coeficientes sísmicos reducidos para el método simplificado; construcciones del grupo B							
Zona sísmica	Tipo de terreno	Muros de piezas macizas o Diafragmas de madera contrachapada			Muros de piezas huecas o Diafragmas de duelas de madera		
		Hc4 (m)	4zHs7 (m)	7zHs13 (m)	Hc4 (m)	4zHs7 (m)	7zHs13 (m)
		A	I II III	0.04 0.06 0.07	0.04 0.07 0.08	0.04 0.08 0.10	0.05 0.07 0.08
B	I II III	0.06 0.13 0.13	0.07 0.15 0.16	0.07 0.18 0.19	0.08 0.15 0.15	0.09 0.18 0.19	0.09 0.22 0.23
C	I II III	0.18 0.32 0.32	0.18 0.32 0.32	0.18 0.32 0.32	0.24 0.43 0.43	0.24 0.43 0.43	0.24 0.43 0.43
D	I II III	0.25 0.43 0.43	0.25 0.43 0.43	0.25 0.43 0.43	0.33 0.57 0.57	0.33 0.57 0.57	0.33 0.57 0.57

Tabla. 7.1 Tabla de coeficientes sísmicos.

Considerando los aspectos de la altura de la estructura la cual es de 5.25 m, los muros que son de mampostería de piezas macizas, la zona sísmica "C" y un suelo tipo III.

De la tabla anterior tenemos un valor de coeficiente sísmico de 0.32

Gonzalo Moreno Cuara



Calculo de fuerzas sísmicas y cortantes

Área de la losa de azotea=60.60 m²

Considerando una carga gravitacional para esta área de 430 Kg/m².

- Tenemos que $W_1=60.60 \text{ m}^2 * 430 \text{ Kg/m}^2 = 24,422 \text{ Kg}$.

$$W_1 = 24.422 \text{ Ton.}$$

Área de la losa de entrepiso de vigueta y bovedilla= 53.756 m²

Área de la losa de entrepiso maciza= 3.124 m²

Considerando una carga gravitacional para esta área de 563 Kg/m².

Considerando una carga gravitacional para esta área de 748 Kg/m².

- Tenemos que $W_2=53.756 \text{ m}^2 * 563 \text{ Kg/m}^2 + 3.124 \text{ m}^2 * 748 \text{ Kg/m}^2 = 28,051 \text{ Kg}$.

$$W_2 = 28.051 \text{ Ton.}$$

Considerando una carga gravitacional para un m² de muro de 240 Kg/m².

- Tenemos que para planta alta $W_3=2.4 \text{ m}^2 * 49.54 \text{ m}^2 * 240 \text{ Kg/m}^2 = 28,535 \text{ Kg}$.

$$W_3 = 28.535 \text{ Ton.}$$

- Tenemos que para planta baja $W_4=2.4 \text{ m}^2 * 41.04 \text{ m}^2 * 240 \text{ Kg/m}^2 = 23,639 \text{ Kg}$.

$$W_4 = 23.639 \text{ Ton.}$$

- Tenemos un tinaco $W_5=1,984 \text{ Kg}$.

$$W_5 = 2.046 \text{ Ton.}$$

$$W_{\text{TOTAL}} = 106.693 \text{ Ton.}$$

Contando con el coeficiente sísmico que es de 0.32 y la carga total que es;

$$W_1 + W_2 + W_3 + W_4 + W_5 = 106.693 \text{ Ton.}$$



Revisión por sismo

Entrepiso:

Se considera un coeficiente sísmico de:

$C_s = 0.32$

Se considera un peso de:

$W_{tot} = 106.693 \text{ ton}$

Se tiene que el cortante en la basal es igual a:

$V_{basal} = 0.32 * 106.693 \text{ Ton.} = 34.14 \text{ Ton.}$

Cálculo de Cortante Último.

Se está tomando un factor de carga de 1.1 por que se está considerado una construcción de tipo B.

$V_u = F.C * \text{CORTANTE ULTIMO}$

$V_u = 1.1 * 34.14 \text{ Ton} = 37. \text{ Ton}$

PLANTA BAJA SENTIDO "X"						PLANTA BAJA SENTIDO "Y"					
MURO	LONGIT UD (m)	ALTURA (m)	ESPESOR R (m)	FAE	AREA EQUIVALE NTE (m ³)	MURO	LONGIT UD (m)	ALTURA (m)	ESPESOR (m)	FAE	AREA EQUIVALE NTE (m ³)
1	3	2.40	0.12	1.00	0.36	A	11.23	2.40	0.12	1.00	1.35
2	1.8	2.40	0.12	1.00	0.21	B	0.62	2.40	0.12	0.12	0.01
2B-D	3	2.40	0.12	1.00	0.36	B ₂₋₃	2.4	2.40	0.12	1.00	0.29
3	0.5	2.40	0.12	0.08	0.00	B'	2.95	2.40	0.12	1.00	0.35
4	3	2.40	0.12	1.00	0.36	C	2.4	2.40	0.12	1.00	0.29
5	0.8	2.40	0.12	0.20	0.02	D	8.60	2.40	0.12	1.00	1.03
5'	0.8	2.40	0.12	0.20	0.02						
6	1.5	2.40	0.12	0.69	0.12						
LTX=	14.40			Σ =	1.46	LTY=	28.20			Σ =	3.32

$F_R = 0.7$

$V * m = 35 \text{ ton/m}^2$

$AT_x = 1.46 \text{ m}^2$

$P_x = 36.07$

$L_x = 14.40$

$LT = 42.60$

$VR_x = 25.478 \text{ ton} < V_u$
 NO PASA

$VR_{Radiconal} = 16.707 \text{ ton}$

$VR_{xtotal} = 42.186 \text{ ton} > V_u$
 PASA

$F_R = 0.7$

$V * m = 35 \text{ ton/m}^2$

$AT_y = 3.32 \text{ m}^2$

$P_y = 70.63$

$L_y = 28.20$

$LT = 42.60$

$VR_y = 55.482 \text{ ton} > V_u$
 PASA

Gonzalo Moreno Cuara



*Reforzando muros de ejes "X" con malla electro soldada para primer nivel.

Muro 1

1) Calculo de VRM

$$VRM = FR(0.5V \cdot mAT + 0.3P)$$

$$FR = 0.7$$

$$V \cdot m = 3.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$AT = 3600 \text{ cm}^2$$

$$L = 3 \text{ m} = 300$$

$$LT = 42.60 \text{ m} = 4260$$

$$W = 106.693 \text{ ton} = 106693.06 \text{ kg}$$

$$P = (L/LT)W_{TOTAL} = 7513.59 \text{ kg}$$

$$VRM = 5987.85$$

2) Calculo del VRS:

$$VRS = FR \cdot \pi \cdot \rho \cdot f_{yh} \cdot AT$$

$$FR = 0.7$$

$$\pi = 0.6 \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{si } \rho f_{yh} \leq 6 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{si } \rho f_{yh} \geq 9 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right.$$

$$0.2$$

$$f_{yh} = 5000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho_{min} \geq \left\{ \begin{array}{l} 3/f_{yh} = 0.0006 \quad \text{RIGE} \\ VRM / FR f_{yh} AT = 0.0004752 \end{array} \right.$$

$$\rho_{max} \leq \left\{ \begin{array}{l} 12/f_{yh} = 0.0024 \\ 0.3f \cdot m / f_{yh} = 0.0009 \quad \text{RIGE} \end{array} \right.$$

$$\rho_h = Ash / Sht$$

Malla

$$6 \times 6 \text{ 08/08}$$

$$ash = 0.132 \text{ cm}^2$$

$$sh = 15$$

$$\rho_h = 0.0007367$$

Malla

$$6 \times 6 \text{ 06/06}$$

$$ash = 0.187 \text{ cm}^2$$

$$\rho_h = 0.001039$$

$$\rho_h f_{yh} = 3.683 \text{ kg/cm}^2 < 6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{por lo tanto } \pi = 0.6$$

$$VRS = 5569.2 \text{ kg}$$

3) Resistencia total:

$$VR = 11557.055$$

Gonzalo Moreno Cuara



Muro 4

1) Calculo de VRM

$$VRM = FR(0.5V*mAT+0.3P)$$

$$FR= 0.7$$

$$V*m= 3.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$AT= 3600 \text{ cm}^2$$

$$L= 3 \text{ m} = 300$$

$$LT= 42.60 \text{ m} = 4260$$

$$W= 106.693 \text{ ton} = 106693.06 \text{ kg}$$

$$P=(L/LT)WTOTAL= 7513.59 \text{ kg}$$

$$VRM = 5987.85$$

2) Calculo del VRS:

$$VRS=FR\pi\rho hfyAT$$

$$FR= 0.7$$

$$\pi= 0.6 \left\{ \begin{array}{l} \text{si } \rho hfy \leq 6 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{si } \rho hfy \geq 9 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right.$$

$$fy= 5000 \text{ kg/cm}^2$$

$$fy= 5000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho_{min} \geq \left\{ \begin{array}{l} 3/fyh \\ VRm/FRfyhAT \end{array} \right. = \begin{array}{l} 0.0006 \\ 0.0004752 \end{array} \quad \text{RIGE}$$

$$\rho_{max} \leq \left\{ \begin{array}{l} 12/fyh \\ 0.3f*m/fyh \end{array} \right. = \begin{array}{l} 0.0024 \\ 0.0009 \end{array} \quad \text{RIGE}$$

$$\rho h= Ash/Sht$$

Malla

6x6 08/08

$$ash= 0.132 \text{ cm}^2$$

sh= 15

$$\rho h= 0.0007367$$

Malla

6x6 06/06

$$ash= 0.187 \text{ cm}^2$$

$$\rho h= 0.001039$$

$$\rho hfy=3.683 \text{ kg/cm}^2 < 6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{por lo tanto } \pi= 0.6$$

$$VRS= 5569.2 \text{ kg}$$

$$VRStotal= 11138.4$$

se multiplica por dos ya que será reforzado por

ambos lados

3) Resistencia total:

$$VR= 17126.255$$

Gonzalo Moreno Cuara



Azotea:

Utilizando el método estático para comprobar que el segundo nivel resiste a un evento sísmico.

Se considera un coeficiente sísmico de:

$C_s = 0.32$

Se considera un peso de:

$W_{2\text{nivel}} = 55.00 \text{ ton}$

Se tiene que el cortante en la basal es igual a:

$V_{\text{basal}} =$ Por medio del método estático

$V_{\text{basal}} = 23.23$

Cálculo de Cortante Último.

Se está tomando un factor de carga de 1.1 por que se está considerado una construcción de tipo B.

$V_u =$ Por medio del método estático

$V_u = 25.55 \text{ Ton}$

METODO ESTATICO						
NIVEL	Wi	hi	Wi hi	Fi	Vi	Vu
2	55.00	4.8	264.01	23.23	23.23	25.55
1	51.69	2.4	124.06	10.91	34.14	37.36
	106.69		388.07			

PLANTA ALTA SENTIDO "X"						PLANTA ALTA SENTIDO "Y"					
MURO	LONGIT UD (m)	ALTURA (m)	ESPESO R (m)	FAE	AREA EQUIVALE NTE (m ³)	MURO	LONGIT UD (m)	ALTURA (m)	ESPESOR (m)	FAE	AREA EQUIVALE NTE (m ³)
1	3	2.40	0.12	1.00	0.36	A	11.23	2.40	0.12	1.00	1.35
2	1.90	2.40	0.12	1.00	0.23	B	1.33	2.40	0.12	0.54	0.09
2'	0.67	2.40	0.12	0.14	0.01	B ₂₋₃	2.4	2.40	0.12	1.00	0.29
3	0.5	2.40	0.12	0.08	0.00	B'	3.84	2.40	0.12	1.00	0.46
4	3	2.40	0.12	1.00	0.36	C	2.4	2.40	0.12	1.00	0.29
4 _{A-B}	1.8	2.40	0.12	1.00	0.21	D	8.60	2.40	0.12	1.00	1.03
6	0.81	2.40	0.12	0.20	0.02	LTY=	29.80			Σ =	3.50
6'	1.63	2.40	0.12	0.82	0.16						
6''	0.81	2.40	0.12	0.20	0.02						
LTX=	14.12			Σ =	1.38						

$FR = 0.7$

$V^*m = 35 \text{ ton/m}^2$

$AT_x = 1.38 \text{ m}^2$

$P_x = 34.14$

$L_x = 14.12$

$LT = 14.12$

$FR = 0.7$

$V^*m = 35 \text{ ton/m}^2$

$AT_y = 3.50 \text{ m}^2$

$P_y = 72.06$

$L_y = 29.80$

$LT = 14.12$

$VR_x = 24.042 \text{ ton} < V_u$
 NO PASA

$VR_y = 58.044 \text{ ton} > V_u$
 PASA

$VR_{\text{radiconal}} = 5.569 \text{ ton}$

$VR_{\text{total}} = 29.611 \text{ ton} > V_u$
 PASA

Gonzalo Moreno Cuara



*Reforzando muros de ejes "X" con malla electro soldada para el segundo nivel.

Muro 4

1) Calculo de VRM

$$VRM = FR(0.5V \cdot mAT + 0.3P)$$

$$FR = 0.7$$

$$V \cdot m = 3.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$AT = 3600 \text{ cm}^2$$

$$L = 3 \text{ m} = 300$$

$$LT = 14.12 \text{ m} = 1412$$

$$W = 55.003 \text{ ton} = 55003.04$$

$$P = (L/LT)W_{TOTAL} = 11686.1983 \text{ kg}$$

$$VRM = 6864.101643$$

2) Calculo del VRS:

$$VRS = FR \cdot \pi \cdot \rho \cdot f_{yn} \cdot AT$$

$$FR = 0.7$$

$$\pi = 0.6 \begin{cases} \text{si } \rho f_{yn} \leq 6 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{si } \rho f_{yn} \geq 9 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

$$0.2$$

$$f_{yn} = 5000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho_{min} \geq \begin{cases} 3/f_{yh} & = 0.0006 \\ VR_m / FR f_{yh} AT & = 0.000547 \end{cases} \quad \text{RIGE}$$

$$\rho_{max} \leq \begin{cases} 12/f_{yh} & = 0.0024 \\ 0.3f \cdot m / f_{yh} & = 0.0009 \end{cases} \quad \text{RIGE}$$

$$\rho_h = Ash / Sht$$

Malla

6x6 08/08

$$ash = 0.1326 \text{ cm}^2$$

$$sh = 15$$

$$\rho_h = 0.000736667$$

Malla

6x6 06/06

$$ash = 0.187 \text{ cm}^2$$

$$\rho_h = 0.001038889$$

$$\rho_h f_{yh} = 3.683333333 \text{ kg/cm}^2 < 6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{por lo tanto } \pi = 0.6$$

$$VRS = 5569.2 \text{ kg}$$

3) Resistencia total:

$$VR = 12433.30164$$

Gonzalo Moreno Cuara



Con esto comprobamos por el método simplificado para el primer nivel así como el estático para el segundo nivel apoyado por los reglamentos de construcción y las normas técnicas del concreto que rigen en México vemos que nuestra casa con los refuerzos que le pusimos no tendrá problema alguno con las fuerzas de sismo.

Gonzalo Moreno Cuara



CAPITULO V: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACIÓN

Gonzalo Moreno Cuara



ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACIÓN

La cimentación es la parte más importante de una construcción y en la cual no debe ahorrarse ni en materiales ni en cuidados. 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.

Se denomina cimentación al conjunto de elementos estructurales cuya misión es transmitir las cargas de la edificación al suelo. Debido a que la resistencia del suelo es, generalmente, menor que los pilares o muros que soportará, el área de contacto entre el suelo y la cimentación será proporcionalmente más grande que los elementos soportados excepto en suelos rocosos muy coherentes.

Puesto que la función de los muros portantes es transmitir las cargas al terreno, es necesario que estos muros estén dotados de cimentación, un ensanchamiento del muro al contacto con el terreno que evita que el muro "punzone" o se clave en el terreno. La cimentación de los muros de carga adopta la forma de zapata lineal o zapata corrida, estructuralmente funcionan como viga flotante que recibe cargas lineales o puntuales separadas.

Son cimentaciones de gran longitud en comparación con su sección transversal. Las zapatas corridas están indicadas como cimentación de un elemento estructural longitudinalmente continuo, como un muro, en el que pretendemos los asientos en el terreno. También este tipo de cimentación hace de arriostramiento, puede reducir la presión sobre el terreno y puede puentear defectos y heterogeneidades en el terreno. Otro caso en el que resultan útiles es cuando se requerirían muchas zapatas aisladas próximas, resultando más sencillo realizar una zapata corrida.

Las zapatas corridas se aplican normalmente a muros. Pueden tener sección rectangular, escalonada o estrechada cónicamente. Sus dimensiones están en relación con la carga que han de soportar, la resistencia a la compresión del material y la presión admisible sobre el terreno. Por practicidad se adopta una altura mínima para los cimientos de hormigón de 3 dm aproximadamente. Si las alturas son mayores se les da una forma escalonada teniendo en cuenta el ángulo de reparto de las presiones.

Gonzalo Moreno Cuara



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 por lo que es muy importante que esta no falle ya que un asentamiento de una estructura podría dejar inservible el inmueble.

Para el diseño de una cimentación debemos 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 factores:

Tipo de terreno

Tipo de construcción

Los asentamientos que se puedan producir

Las dimensiones de la cimentación

Tiempo de carga en la construcción

Las vibraciones que puedan afectar a la construcción

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.

Cimentación

Diseñando la cimentación con zapata corrida de mampostería para los ejes de centro de la casa habitación y por lo que se tomara el eje con más carga.

Tramo eje 5:

$$\begin{aligned} P &= 4.99 \text{ t/m} \\ q_r &= 10 \text{ t/m}^3 \\ \gamma_s &= 1.4 \text{ t/m}^3 \\ \gamma_c &= 2.6 \text{ t/m}^3 \end{aligned}$$

1) Descarga Total:

$$P_t = P + W_s$$

$$W_s = (2/3\gamma_c + 1/3\gamma_s)BH = 1.584 \text{ t/m}$$

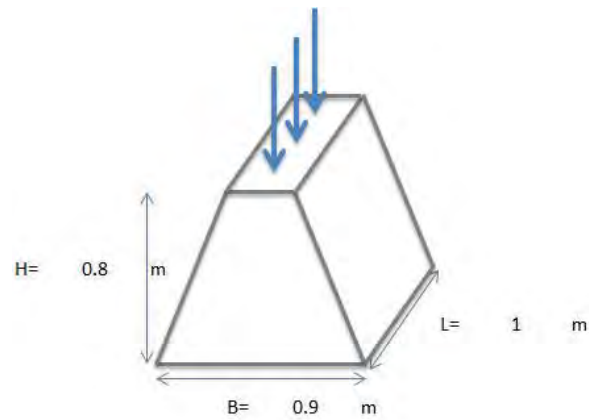
Gonzalo Moreno Cuara



Se recomienda:

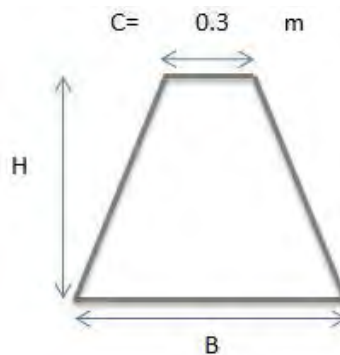
H= 0.8 m

B= 0.9 m



PT= 6.574

2) Dimensionamiento:



$$B = F_c P_T / q_r = 0.92036 = 0.95 \text{ m}$$

$$V = (B - C) / 2 = 0.325 \text{ m}$$

$$H = 1.5v = 0.4875 \text{ m} < H_{\min} = 60 \text{ cm}$$

Se recomienda H= 0.9 m

*Revisión del peso real:

Wzapata= 1.4625 t/m

Wrelleno= 0.4095 t/m

Wreal= 1.872 t/m

Gonzalo Moreno Cuara



$W_{real} < W_s$ por lo tanto se acepta la zapata

3) Revisión por cortante:

$$V_u \leq V_R$$

$$V_u = F_c P = 6.986 \text{ ton} = 6986 \text{ kg}$$

$$V_R = A_{cr} V^* = 7200 \text{ kg}$$

$$A_{cr} = 2LH = 1.8 \text{ m}^2 = 18000 \text{ cm}^2$$

$$V^* = 0.4 \text{ kg/cm}^2 \text{ Mortero tipo III}$$

$V_R > V_u$ por lo tanto se acepta

Diseñando la cimentación con zapata corrida de mampostería para los ejes de lindero de la casa habitación y por lo que se tomara el eje con más carga.

Tramo eje A2-4:

$$P = 2.14 \text{ t/m}$$

$$q_r = 10 \text{ t/m}^3$$

$$\gamma_s = 1.4 \text{ t/m}^3$$

$$\gamma_c = 2.6 \text{ t/m}^3$$

1) Descarga Total:

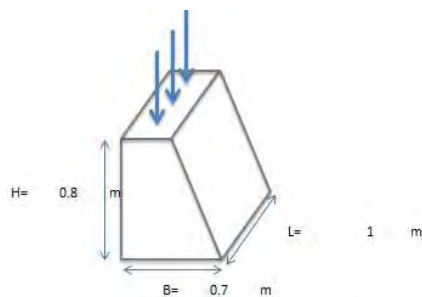
$$P_t = P + W_s$$

$$W_s = (3/4\gamma_c + 1/4\gamma_s)BH = 1.288 \text{ t/m}$$

Se recomienda:

$$H = 0.8 \text{ m}$$

$$B = 0.7 \text{ m}$$

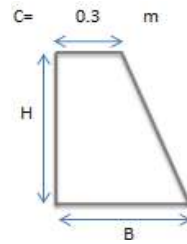


$$P_T = 3.428$$

2) Dimensionamiento:

Gonzalo Moreno Cuara





$$B = FcPT/qr = 0.47992 = 0.7 \text{ m}$$

$$V = B - C = 0.4 \text{ m}$$

$$H = 1.5v = 0.6 \text{ m} < H_{\min} = 60 \text{ cm}$$

Se recomienda $H = 0.80 \text{ m}$

*Revisión del peso real:

$$W_{\text{zapata}} = 0.975 \text{ t/m}$$

$$W_{\text{relleno}} = 0.21 \text{ t/m}$$

$$W_{\text{real}} = 1.185 \text{ t/m}$$

$W_{\text{real}} < W_s$ por lo tanto se acepta la zapata

3) Revisión por cortante:

$$V_u \leq V_R$$

$$V_u = FcP = 2.996 \text{ ton} = 2996 \text{ kg}$$

$$V_R = A_{cr}V^* = 3000 \text{ kg}$$

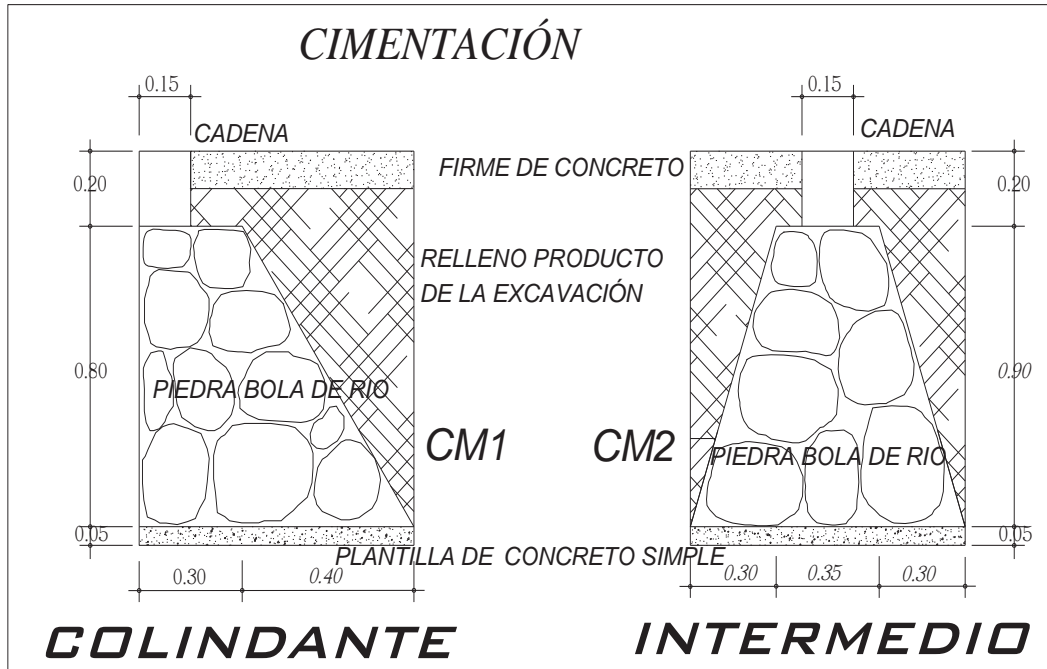
$$A_{cr} = 2LH = 0.75 \text{ m}^2 = 7500 \text{ cm}^2$$

$$V^* = 0.4 \text{ kg/cm}^2 \text{ Mortero tipo III}$$

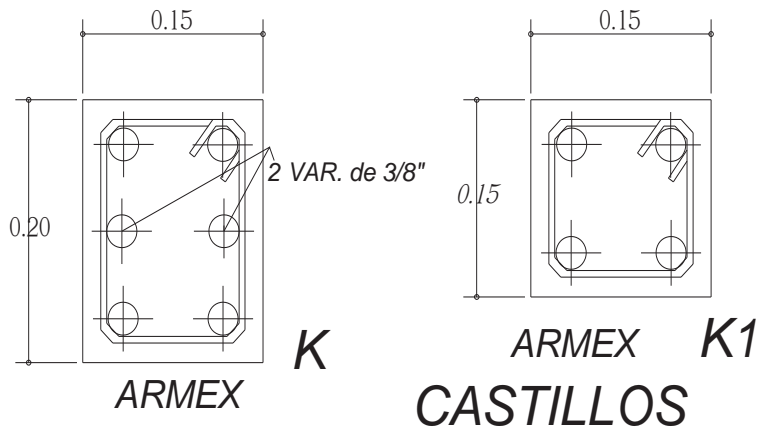
$V_R > V_u$ por lo tanto se acepta



CIMENTACION



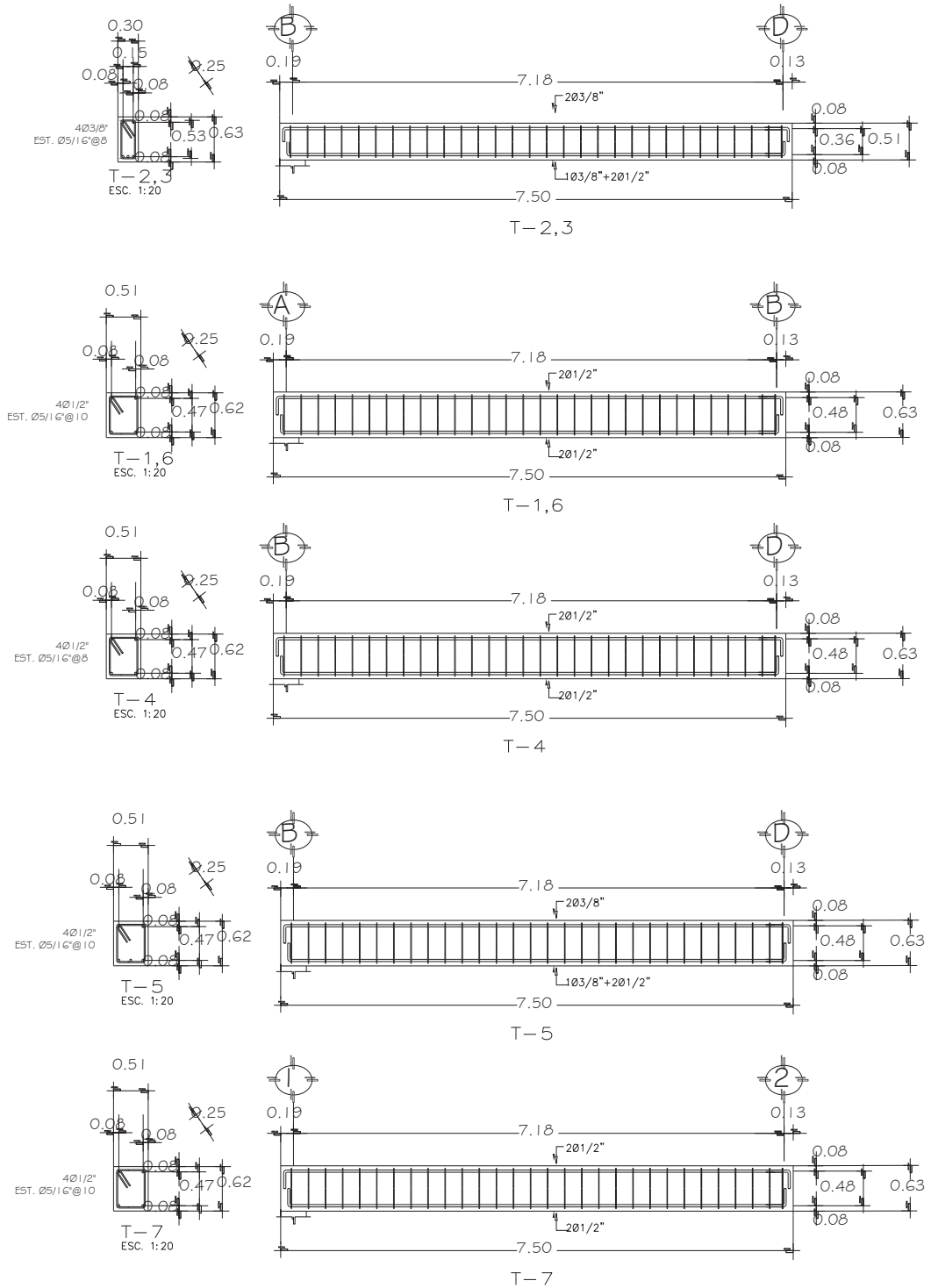
DALAS Y CASTILLOS



Gonzalo Moreno Cuara



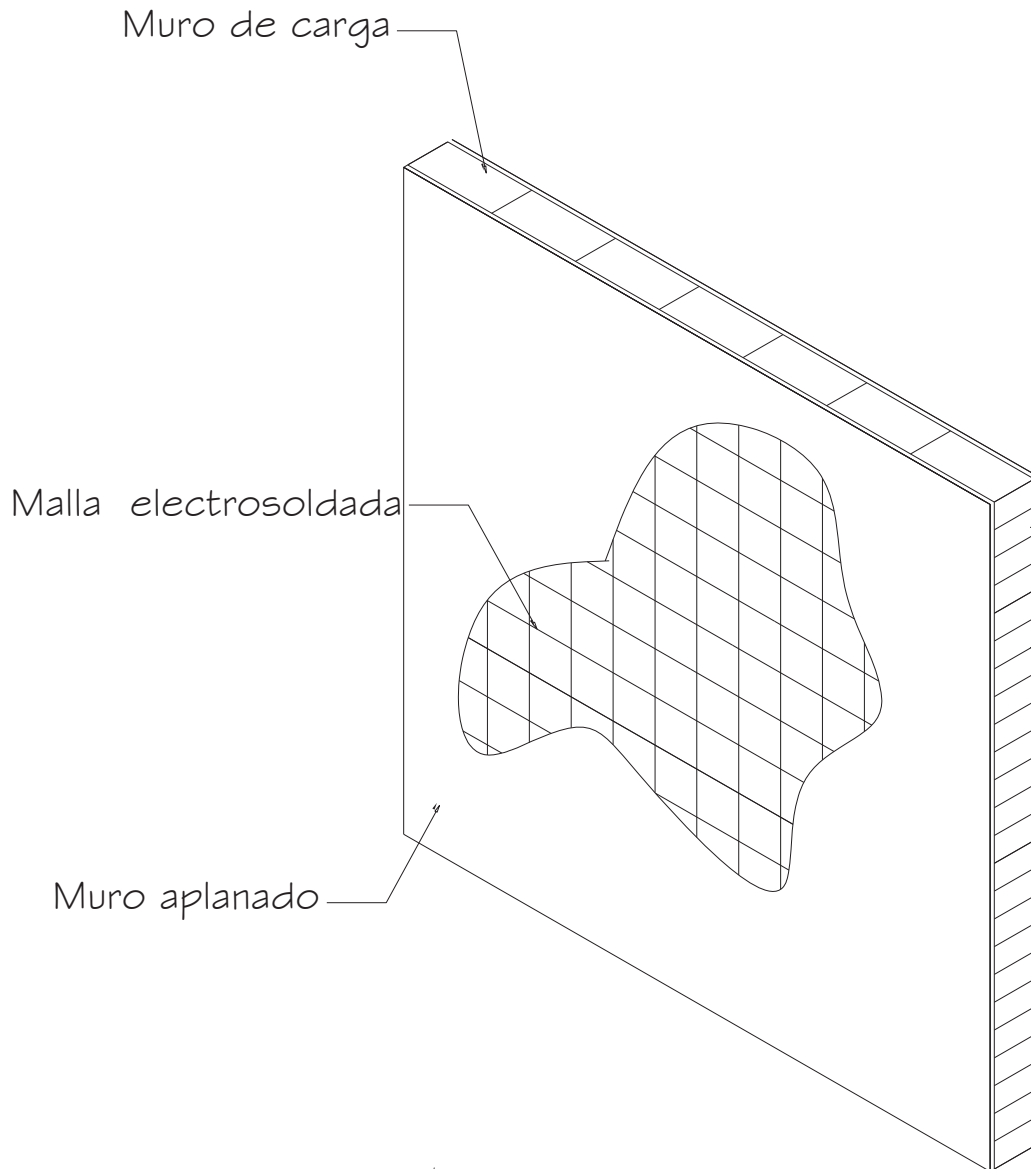
TRABES



Gonzalo Moreno Cuara



MURO DE REFUERZO



Gonzalo Moreno Cuara



CONCLUSIÓN

Con esta tesina diseñamos y calculamos todos los elementos que se presentan en la casa habitación como son desde el diseño de la casa plasmándolo en planos como el cálculo de losas, muros, escalera y traveses, así también se comprobó por medio de diseño sísmico que sería resistente a las fuerzas sísmicas que se presenten eventualmente.

Los planos deberán de estar bien claros para que cualquier persona que lleve a cabo la obra los sepa interpretar bien y no ocurran errores de interpretación, porque de nada servirá un buen cálculo y diseño estructural si en la obra no se lleva a cabo los resultados que se obtuvieron.

Hablamos de la importancia que tiene hacer un buen cálculo estructural ya que no es solo el construir por construir ya que si se hace una mala construcción el inmueble queda inseguro y el patrimonio podría quedar hecho escombros repercutiendo así en el bolsillo con el derrumbe de este o con el exceso de material y lo más importante es de salvar la vida de las personas que se encuentren dentro.

Por todo esto es bueno contratar a un Ingeniero Civil ya que no se trata de cualquier cosa sino de asegurar la vida de los que lo utilicen y el patrimonio de quien construye así como asegurarle una construcción de que con lo justo de material sin exceder ni escasear se tendrán construcciones seguras.

Gonzalo Moreno Cuara



GLOSARIO

- A** área tributaria, m²
- As** área de refuerzo longitudinal en tensión en acero de elementos a flexión; también, área total del refuerzo longitudinal en columnas; o también, área de las barras principales en ménsulas, cm² (mm²)
- AT** área bruta de la sección transversal del muro o segmento de muro, que incluye a los castillos
- d** peralte efectivo en la dirección de flexión; es decir, distancia entre el centroide del acero de tensión y la fibra extrema de compresión, cm (mm)
- ec** excentricidad con que se transmite la carga de la losa a muros extremos
- e'** excentricidad calculada para obtener el factor de reducción por excentricidad y esbeltez
- FAE** factor de área efectiva de muros de carga
- FE** factor de reducción por efectos de excentricidad y esbeltez
- FC** factor de carga
- fc** resistencia media a compresión del concreto, kg/cm² (MPa)
- fc'** resistencia especificada del concreto a compresión, kg/cm² (MPa)
- fc''** magnitud del bloque equivalente de esfuerzos del concreto a compresión, kg/cm² (MPa)
- fc*** resistencia nominal del concreto a compresión, kg/cm² (MPa)
- fm*** resistencia de diseño a compresión de la mampostería, referida al área bruta
- FR** factor de resistencia
- fy** esfuerzo especificado de fluencia del acero de refuerzo, kg/cm² (MPa)
- h** peralte total de un elemento, o dimensión transversal de un miembro paralela a la flexión o a la fuerza cortante; también, altura de entrepiso eje a eje, cm (mm)
- L** claro de un elemento; también, longitud de un muro o de un tablero de muro en la

Gonzalo Moreno Cuara



dirección de la fuerza cortante de diseño; o también, en concreto presforzado, longitud del tendón desde el extremo donde se une al gato hasta el punto x , cm (mm).

M	momento flexionante que actúa en una sección, kg-cm (N-mm)
M_{máx}	momento flexionante máximo correspondiente al nivel de carga para el cual se estima la deflexión, kg-cm (N-mm)
M_R	momento flexionante resistente de diseño, kg-cm (N-mm)
M_u	momento flexionante de diseño, kg-cm (N-mm)
P	carga axial total que obra sobre el muro, sin multiplicar por el factor de carga
P_u	carga axial total que obra sobre el muro multiplicada por el factor de carga
PR	resistencia de diseño del muro a carga vertical
p	cuantía del acero de refuerzo longitudinal a tensión
s	separación del refuerzo transversal, cm (mm)
V	fuerza cortante que actúa en una sección, kg (N)
V_{RC}	fuerza cortante de diseño que toma el concreto, kg (N)
V_{mR}	fuerza cortante de diseño que toma la mampostería
V_{sR}	fuerza cortante de diseño que toma el acero de refuerzo transversal, kg (N)
V_u	fuerza cortante de diseño, kg (N)
vm*	resistencia de diseño a compresión diagonal de muretes, sobre área bruta medida a lo largo de la diagonal paralela a la carga
w	carga uniformemente distribuida, kg/m ² (kN/m ²)



BIBLIOGRAFÍA

- MANUAL DE APUNTES “ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE CASA HABITACION” ALMAROSA SÁNCHEZ IBARRA, BERTHA ALEJANDRA OLMOS NAVARRETE, ENRIQUE OMAR NAVARRO CABALLERO.
- ALIGERAMIENTO DE LOSAS CON EL SISTEMA DE BOVEDILLA DE POLIESTIRENO CRISTÓBAL MORALES SANDOVAL.
- NORMAS TECNICAS DEL CONCRETO
- REGLAMENTO DE CONSTRUCCION DEL DISTRITO FEDERAL
- REGLAMENTO DE CONSTRUCCION DE CFE
- WWW.DEACERO.COM
- WWW.PRELOSA.COM

Gonzalo Moreno Cuara

