

Propuesta estructural para el nuevo edificio de la Escuela de Matemática de la UCR



El nuevo edificio para la Escuela de Matemática de la UCR

LUIS CARLOS ARCE JIMÉNEZ

Proyecto final de graduación para optar por el grado de
Licenciatura en Ingeniería en Construcción

Diciembre del 2008

INSTITUTO TECNOLÓGICO DE COSTA RICA
ESCUELA DE INGENIERÍA EN CONSTRUCCIÓN

Abstract

This project discusses the analysis and design of the structural components of a three story building. The building uses frames in concrete and brick walls for structure. And, the results of the analysis and design will be shown as the constructive blue-prints.

The University of Costa Rica is expanding the Campus Rodrigo Facio. The building will be at the “Ciudad de las Ingenierías”, it will be used by the “*School of Mathematics*” and it will have, classrooms, offices, library, auditorium, and other spaces.

Key words

Structural design, structural analysis; Mathematics Building

Resumen

Este proyecto describe el análisis y diseño de los componentes estructurales para un edificio de tres plantas, cuyo sistema estructural son marcos de concreto reforzado y muros en mampostería. Además se incluyen los planos estructurales que muestran los resultados del diseño.

La Universidad de Costa Rica está ampliando el Campus Rodrigo Facio. La nueva estructura estará en la “Ciudad de las Ingenierías”, albergará la “*Escuela de Matemática*” y constará de aulas, oficinas, una biblioteca y un auditorio, entre otros.

Palabras claves

Diseño estructural, Análisis estructural, Edificio de Matemáticas

Contenido

PREFACIO	5
RESUMEN EJECUTIVO	7
INTRODUCCIÓN	9
METODOLOGÍA	13
ANÁLISIS ESTRUCTURAL	21
DISEÑO DE CIMIENTOS	25
DISEÑO DE COLUMNAS	29
DISEÑO DE VIGAS	33
DISEÑO DE MUROS	35
DISEÑO DE ENTREPISOS	37
DISEÑO DE ESCALERAS	39
RESULTADOS	41
ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS	61
CONCLUSIONES	63
APÉNDICE 1 DISEÑO BLOQUE A	65
APÉNDICE 2 DISEÑO BLOQUE B	177
APÉNDICE 3 DISEÑO BLOQUE C	251
APÉNDICE 4 CIMIENTOS ESPECIALES	327
APÉNDICE 5 ACERO DE REFUREZO	335
ANEXOS	365
REFERENCIAS	365

Prefacio

Hoy, la Universidad de Costa Rica (UCR), está viviendo una fase de expansión y reorganización en la Sede Central Rodrigo Facio. Está diseñando y construyendo distintos edificios, para sus escuelas e institutos de investigación de la Universidad.

La Oficina Ejecutora del Programa de Inversiones (OEPI), funciona como “consultor universitario”; es decir, se encarga de la planificación, el diseño, la ejecución y el control de las obras que se realizan dentro de la Universidad, y que tengan un costo mayor a los 10,5 millones de colones.

OEPI es la entidad responsable por todos los trabajos para el nuevo edificio de la Escuela de Matemática. La construcción de este proyecto iniciará en la segunda mitad del año 2009, con la licitación pública. Por lo tanto, el diseño y los planos constructivos deben estar listos el presente año, y así poder abrir el cartel de licitación.

Elaborar el diseño y planos constructivos para el edificio de la Escuela de Matemática, es el objetivo general de este *proyecto de graduación*.

Pro último, se le agradece a OEPI, en especial al Arq. Kevin Cotter, por la colaboración brindada y al Ing. Adrian Chaverri por su tutoría para la conclusión de este proyecto.

Resumen Ejecutivo

El tema de este proyecto de graduación se el *diseño estructural del nuevo edificio para la Escuela del Matemática de la Universidad de Costa Rica*; el cual consta de tres niveles y un área aproximada de $1100m^2$.

Objetivos

Objetivo General

Elaborar el diseño estructural y los planos constructivos para el nuevo edificio de la Escuela de Matemática, UCR.

Objetivos Específicos

1. Analizar, por mediante un programa de análisis estructural, el edificio en cuestión.
2. Diseñar los distintos elementos del edificio que se plantea.
3. Plasmar los resultados del diseño en planos constructivos para el edificio.

Descripción de procedimientos

Para el análisis del Edificio, se utilizaron las *Secciones 1 y 2* del Código Sísmico de Costa Rica 2002. Primero se determinó la masa del edificio. Luego se calculó la fuerza sísmica (F_s) que el Código Sísmico de Costa Rica 2002 define. Concluyendo con la revisión de los desplazamientos, según el el *Capítulo 7* del Código Sísmico.

Luego de esto se continuó con el diseño de los distintos elementos del edificio, empezando con las columnas, siguiendo con vigas, muros, cimentaciones, entrepisos y concluyendo con los escaleras. Las consideraciones para el diseño fueron las siguientes:

Diseño de cimentación:

1. se determinó de la profundidad de desplante (tomado de la información de un estudio de suelos);
2. el dimensionamiento geométrico de las placas (ancho y peralte) se realizó por medio de la capacidad de soporte del suelo;
3. se determinó de la cantidad de acero a colocar, por el método recomendado en el ACI318-02;

Diseño de columnas en concreto:

1. se utilizaron los gráficos de compresión axial versus momentos de diseño para la determinación del porcentaje de acero principal;
2. se obtuvo la cantidad de acero para los aros, con el diseño por cortante estipulado por el *CSCR02*.

Diseño de vigas en concreto:

1. con el análisis por flexión, se determinó la cantidad acero principal;
2. la cantidad de acero para los aros, se obtuvo con el diseño por cortante dado por el *CSCR02*.

Diseño de muros en mampostería:

1. con las cargas paralelas al plano, se obtuvo el acero vertical;
2. para determinar el acero horizontal se utilizaron las cargas perpendiculares al plano.

Diseño de entrepiso: se escogió por medio del sistema prefabricado de viguetas con bloques de poliestileno;

Diseño de escaleras: se realizó como si fuera una loza en una dirección.

Productos

Gracias al desarrollo del diseño, se obtuvieron los resultados para cada uno de los elementos. Por lo que se decidió agruparlos de tal manera que su ejecución y entendimiento en la construcción se pudieran dar de una mejor manera.

A manera de ejemplo, para el caso de las vigas por cada elemento analizado hay un análisis y resultado, por lo que todas las vigas que tenían la misma cantidad de acero o similar, se agruparon en un tipo de viga. Esto mismo se hizo para las placas de cimentación, columnas, muros, entrepisos y escaleras.

Introducción

Como se ha mencionado anteriormente, la UCR, está en expansión. Por lo que es necesario hacer los diseños y planos constructivos para los distintos edificios que se realizarán. Uno de estos es el nuevo edificio para la Escuela de Matemática.

Dentro de la Universidad hay un ente encargado de realizar las tareas de un consultor universitario, este es la OEPI (Oficina Ejecutora del Programa de Inversiones). La cual se encarga de la realización de los diseños, planos constructivos y la construcción (por medio de la figura de concesión) de las obras a realizar.

Se decidió colaborar con OEPI para la realización del diseño estructural del nuevo edificio para la Escuela de Matemática. Esto por medio del presente proyecto de graduación.

Para poder realizar el trabajo de graduación, se contó con el previo anteproyecto (distribución arquitectónica) del edificio, el cual fue realizado por OEPI (ver las láminas que se presentan a continuación). Además se contó con el estudio de suelos¹ de la zona donde se colocará el edificio (este fue realizado por Vieto y Asociados S.A.).

Con los dos documentos anteriores se realizó el análisis y diseño estructural de los distintos componentes del edificio. El cual está compuesto de marcos de concreto reforzado y muros de mampostería. Las características de los materiales utilizados en el diseño, son las siguientes:

Cuadro 1: Materiales	
Material	Resistencia
Concreto	210 kg/cm^2
Acero	2800 kg/cm^2
Mampostería	100 kg/cm^2

En el análisis y diseño realizado se consideraron las normas y recomendaciones del *CSCR02* y el *ACI*.

¹Este se encuentra en los anexos de este documento.

Los análisis se realizaron por medio de los programas *SAP 2000* e *ETABS*. Donde se hicieron modelos tridimensionales del edificio y se colocaron las cargas utilizadas. La fuerza sísmica se ubicó en cada uno de los entrepisos y techo en el centro de masa de cada uno. Teniendo en cuenta las combinaciones de carga del *CSCR02*, utilizadas en los análisis de los programas antes mencionados, se obtuvieron las envolventes de diseño.

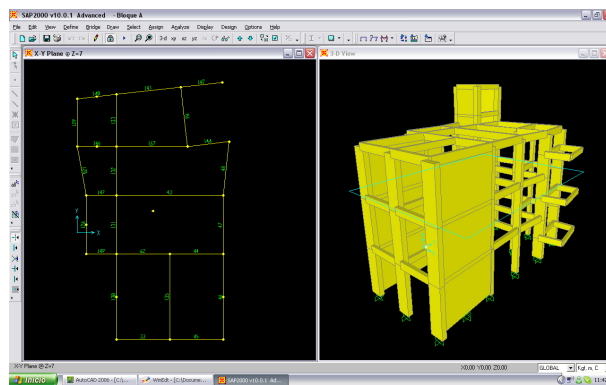


Figura 1: Modelo en *SAP2000*

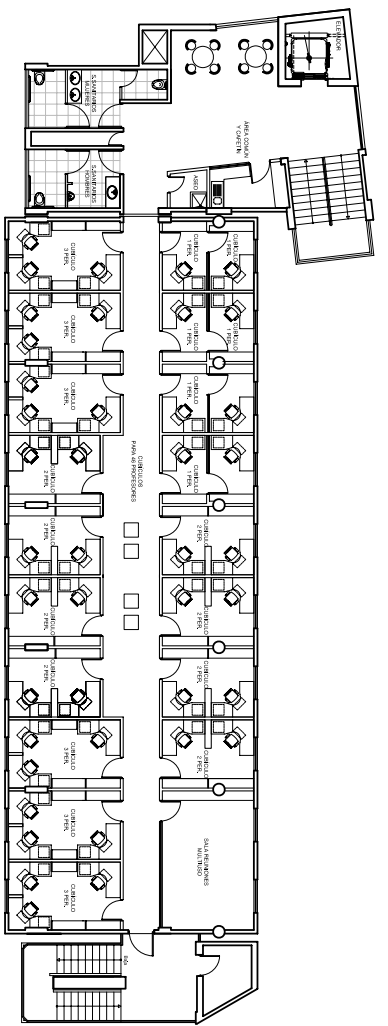
Al hacer los análisis iniciales del edificio se observó que este presentaba una gran rigidez en un extremo. Lo que produciría una gran excentricidad. Dado esto se decidió separarlo en tres bloques (estos se especifican más adelante). Con esto se logró que los bloques calzaran como estructuras regulares (esto se demuestra más adelante).

Con el análisis final se hizo el diseño del edificio contemplando los elementos estructurales tales como los cimientos, columnas, vigas, muros, entrepiso, y escaleras; dejando de lado el diseño estructural del techo. Además en el análisis final del edificio se utilizaron vigas cortas en una de sus secciones, las cuales no fueron diseñadas.

Tampoco se hizo el control de los asentamientos

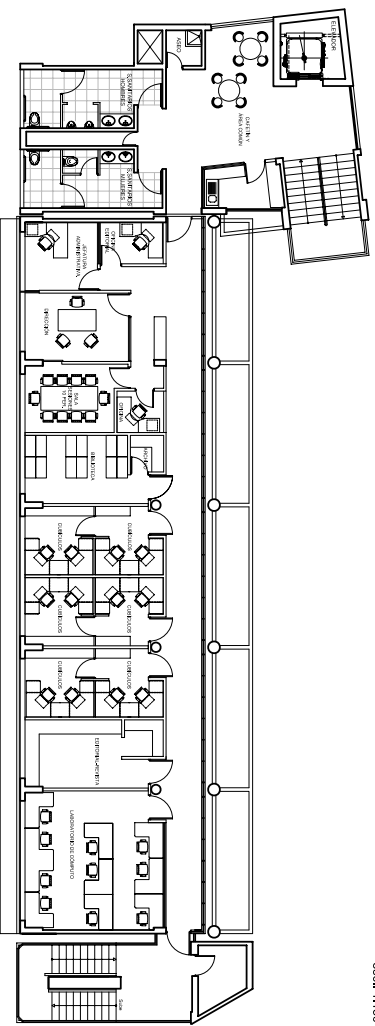
del suelo, por no haber contado con el módulo de elasticidad ni con la relación de Poisson del suelo para hacer la sustitución. Sin embargo, se respetaron las recomendaciones del estudio de suelos.

Al término del diseño, se realizó el dibujo de los planos constructivos del edificio. También se presentan los planos estructurales resultantes del diseño planteado anteriormente.



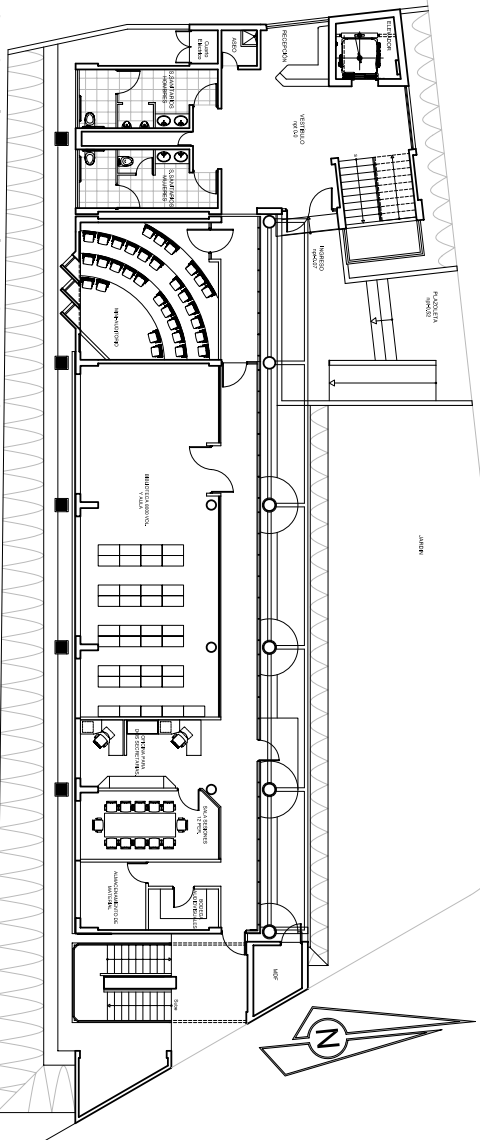
distribución arquitectónica del segundo nivel

esc.: 1:150



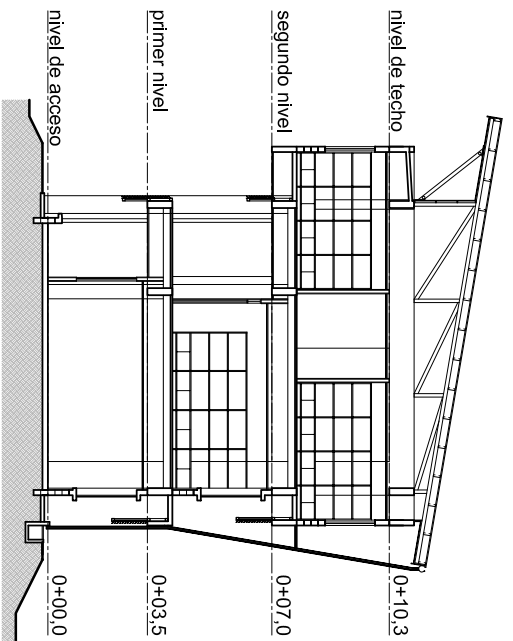
distribución arquitectónica del primer nivel

esc.: 1:150



distribución arquitectónica del nivel de acceso

esc.: 1:150



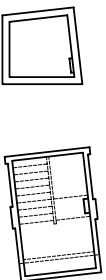
seccion transversal

esc.: 1:100



distribución de sala de maquinas

esc.: 1:150

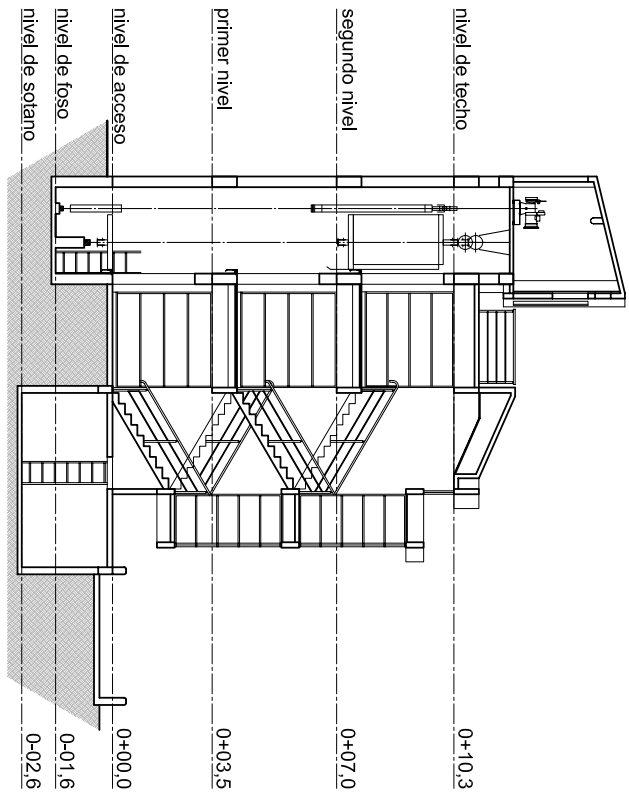


distribución de foso y sotano

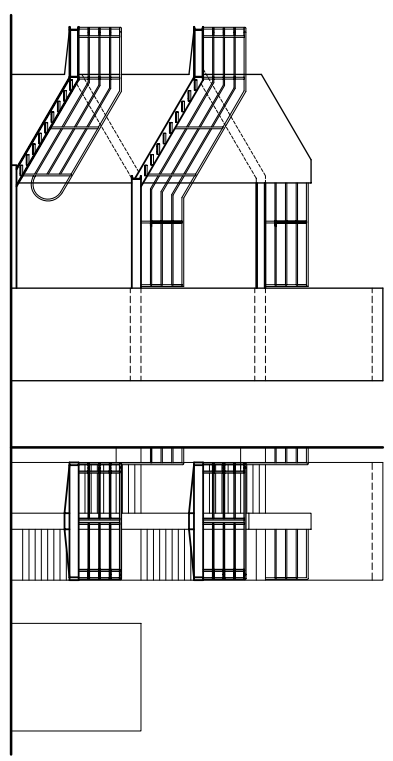
esc.: 1:150

anteproyecto

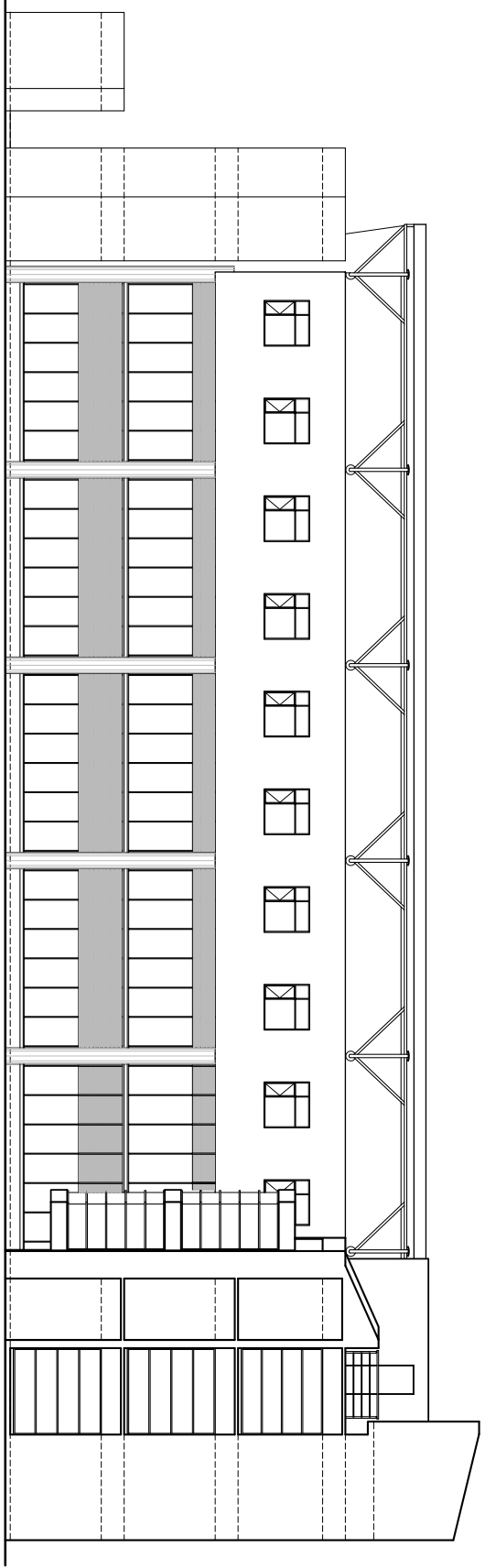
Instituto Tecnológico de Costa Rica Proyecto de Graduación	fecha: Jun. 2008
estudiante: Luis Carlos Acea Jimenez	lámina: 1 de 2
profesor guía: Mg. Adrían Chaverri Cole	
título del proyecto: El nuevo edificio para la Escuela de Matemática de la UCR	
informante: Anteproyecto Administrado por OEPI elaborado por: Kerlin Colter	



seccion transversal de escaleras
esc.: 1:100



vistas de escaleras de emergencia
esc.: 1:100



fachada norte del edificio

esc.: 1:150

anteproyecto

Instituto Tecnológico de Costa Rica Proyecto de Graduación estudiante: Ing. Adrían Chaverri Coto profesor guía: Luis Carlos Ace Jimeñez	tema del proyecto: El nuevo edificio para la Escuela de Matemática de la UCR informacion: Anteproyecto Administrado por OEPI elaborado por: Kerlin Coto	fechas: Jun. 2008	láminas: 2 de 2
---	--	----------------------	--------------------

Metodología

Análisis del Edificio

Para el análisis del Edificio, se utilizaron las *Secciones 1 y 2* del Código Sísmico de Costa Rica 2002.

No se analizó el edificio como un todo, sino que se separó en tres bloques, por razones de rigidez de cada uno de ellos. Los bloques son:

Bloque A: comprende los baños, la recepción y la circulación vertical (núcleo de escaleras y ascensores). Y tiene dimensiones de $14,8 \times 10,5m$.

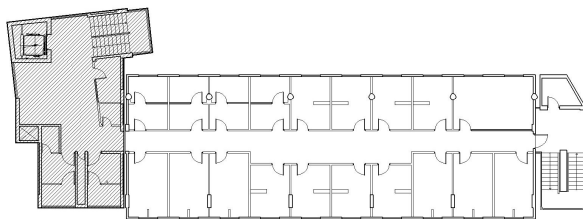


Figura 2: Bloque A

Bloque B: corresponde a los componentes de aulas, la biblioteca y las oficinas. Es el bloque más grande, con dimensiones de $30 \times 10,5m$.

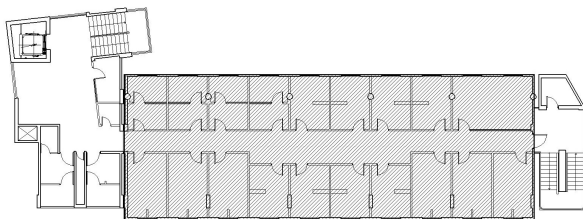


Figura 3: Bloque B

Bloque C: es el más pequeño, puesto que comprende únicamente las escaleras de emergencia.

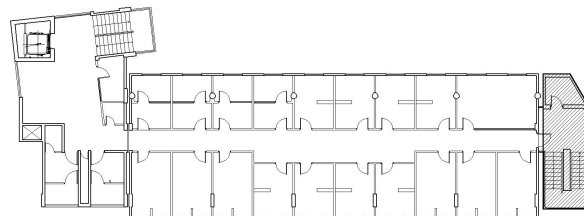


Figura 4: Bloque C

Regularidad

Para la determinación de la regularidad, se utilizó el programa ETABS. Con este se obtuvieron las coordenadas de los centros de rigidez y de masa.

Al tener los centros de rigidez y de masa, se utilizó el *Inciso 4.3.2* del Código Sísmico. Con este inciso se determinó la regularidad en planta. Y con el *Inciso 4.3.1* se calculó la regularidad en altura.

Masa del edificio

Para determinar la masa del edificio se usó el *Capítulo 6* del Código Sísmico. Con esta normativa se determinaron las cargas permanentes y temporales, las cuales se encuentran en el cuadro 2.

Con las cargas antes mencionadas, y los planos suministrados por *OEPI*, se determinó el peso de cada uno de los componentes del edificio, por cada nivel.

Durante el proceso de análisis y diseño de las estructuras, se debieron cambiar las dimensiones de los elementos (de forma iterativa) para poder cumplir con los requerimientos estipulados en el Código Sísmico.

Cuadro 2: Cargas de Servicio	
Cargas Permanentes	
Concreto	2400 kg/m^3
Mampostería	2000 kg/m^3
Cerámica	60 kg/m^2
Divisiones livianas	30 kg/m^2
Entrepiso con viguetas	175 kg/m^2
Vidrio y aluminio	60 kg/m^2
Estructura metálica	25 kg/m^2
Cubierta y accesorios	15 kg/m^2
Cielo raso e instalaciones	20 kg/m^2
Cargas Temporales	
Bodega	500 kg/m^2
Biblioteca	500 kg/m^2
Auditorio	400 kg/m^2
Escaleras	400 kg/m^2
Pasillos	400 kg/m^2
Aulas	250 kg/m^2
Oficinas	250 kg/m^2
Baños	200 kg/m^2
Techo	40 kg/m^2

Fuerza Sísmica

Para la determinación de las acciones sísmicas se utilizó la *Tabla 2.1* del Código Sísmico, con la cual se estableció la zona sísmica a utilizar.

Por otro lado, el estudio de suelos recomienda utilizar el tipo de suelo S_3 , para el cálculo de la fuerza sísmica (F_s).

Con los valores anteriores se determinó la Aceleración Pico Efectiva (a_{ef}), gracias a la *Tabla 2.2*. Esto fue logrado por medio de la correspondencia entre los valores del tipo de suelo y la zona sísmica.

Se debe tener en cuenta que este edificio es para uso educativo, por lo que se ubica en la categoría “*C (Edificaciones de ocupación especial)*”. En vista de esto su factor de importancia igual a 1^2 .

Además, por ser elementos detallados y diseñados conforme al *Capítulo 8 y 9* del CSCR02, se le puede asignar una ductilidad local (DL) óptima para los elementos de la estructura.

Se utilizó el *Artículo 4.3³*, del CSCR02, para hacer la clasificación de la estructura.

En el análisis de las estructuras es necesario un

²Tabla 4.1 del CSCR02.

³Clasificación de las edificaciones según la regularidad

periodo inicial. Este se calcula según el *Inciso 7.4 (e)*, de donde se tomó el periodo para un edificio dual.

Con los datos de la ductilidad (μ) y el periodo se determinó el Factor Espectral Dinámico (FED), utilizando la *Figura 5,7⁴* del Código Sísmico.

Toda esta información se ilustra mejor en el siguiente recuadro.

Zona:	3	Uso:	Educacional
Suelo:	S_3	Grupo :	C
$a_{ef} =$	0,36	$I =$	1
Irreg.:	Moderada	Periodo :	$T = 0,08N$
$SE:$	Dual	$T =$	0,24
$DL.:$	Óptima	$FED =$	0,945
μ	4	$SR =$	2

Teniendo todo lo anterior se puede determinar la fuerza sísmica (F_s), con base en el coeficiente sísmico C , que el Código Sísmico de Costa Rica 2002 define como:

$$C = \frac{a_{ef} \cdot I \cdot FED}{SR} \quad (1)$$

Donde:

- a_{ef} Aceleración pico efectiva
- I Factor de importancia de la estructura
- T Periodo fundamental en segundos
- N Número de pisos
- μ Ductilidad global
- SR Sobre resistencia

Participación de las cargas

Al determinar la participación de las fuerzas actuantes, se tomaron en cuenta las cargas permanentes, temporales y sísmica. Esta última se utilizó en cada sentido ortogonal; sin tomar el 30 % en la otra dirección debido a que es una estructura regular. Por lo que las combinaciones de cargas utilizadas⁵ son las siguientes:

$$C_u = 1,4C_p$$

$$C_u = 1,2C_p + 1,6C_t + 1,6C_e$$

$$C_u = 1,05C_p + f_1C_t + C_{sx}$$

$$C_u = 1,05C_p + f_1C_t + C_{sy}$$

⁴También se utilizó la *Tabla D.7* del Código.

⁵Estas se basan en las ecuaciones plantea por el Código Sísmico en el Artículo 6.2.

$$C_u = 1,05C_p + f_1C_t - C_{sx}$$

$$C_u = 1,05C_p + f_1C_t - C_{sy}$$

$$C_u = 0,95C_p + C_{sx}$$

$$C_u = 0,95C_p + C_{sy}$$

$$C_u = 0,95C_p - C_{sx}$$

$$C_u = 0,95C_p - C_{sy}$$

Donde:

- C_u Carga última
- C_p Carga permanente
- C_t Carga temporal
- C_{sx} Carga sísmica en “x”
- C_{sy} Carga sísmica en “y”
- f_1 Factor de ocupación (se usó 1)

Desplazamientos

Con el peso de la edificación y la fuerza sísmica ya determinados, se procedió a calcular, mediante el método estático, la distribución de fuerza sísmica por cada nivel.

Una vez definida la fuerza sísmica por nivel, se elaboró el modelo del edificio en el programa *SAP 2000*. Luego se determinaron los desplazamientos para compararlos con los límites del *Capítulo 7* del *Código Sísmico*.

Se realizaron varios modelos, modificando las secciones de algunos elementos, hasta lograr que la estructura cumpliera con los requerimientos establecidos. Los desplazamientos normados por *Código* se muestran en la *Tabla 7.2*, la cual, para las condiciones presentadas anteriormente (edificación tipo “C”, limitación severa y sistema estructural dual), tiene un valor de 0,01.

Periodo

Una vez obtenidos los desplazamientos se determinó el periodo T , como lo indica el *Código Sísmico* el en *Inciso 7.4 (f)*.

Diseño de cimentaciones

Para las cimentaciones se deben contemplar dos aspectos: el diseño estructural (cantidad de varillas a utilizar, resistencia del concreto, etc.) y el diseño geotécnico (presiones máximas de la placa y los asentamientos).

Dimensiones de la placa

Para seleccionar las dimensiones de la placa, primero se distribuyó en el suelo el esfuerzo de las cargas temporales y permanentes sin mayorar. De aquí se obtuvo, una primera área, subsecuentemente, las dimensiones de una placa que encierra esta área. Es importante mencionar que las dimensiones escogidas deben cumplir con la rigidez necesaria, especificada en el *Inciso 4.1 (c)* del *Código de Cimentaciones de Costa Rica*.

Después de la primera área, se verificó el en contacto con el suelo fuera más de un 50 %⁶. Este cálculo fue hecho con el *método del área efectiva (Meyerhof)*⁷. Se calculan las presiones en los extremos de la placa, debido a los momentos transmitidos de la columna. Para el cálculo de las presiones se tomaron en cuenta las cargas mayoradas máximas, actuantes en la base de la columna.

El método antes mencionado contempla, según la distribución de las presiones (de compresión o de tensión en cada uno de los extremos) cuatro casos. Estos se muestran en la figura 5.

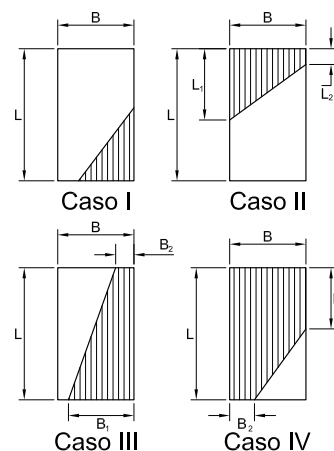


Figura 5: Presiones sobre el suelo

Al haberse escogido una metodología iterativa, se calcularon las presiones⁸ y, por consiguiente el área de la placa. De este modo se logró obtener que más de la mitad de la placa estuviera en contacto con el

⁶El *Código Sísmico* así lo solicita en el *Artículo 13.4*

⁷Este método es el recomendado por el *Código de Cimentaciones* en el *Inciso 4.2 (c)*

⁸Según el método del área efectiva de Meyerhof

suelo, y que la presión máxima no fuera superior a la permisible por el suelo.

Diseño del acero principal

Lo primero que se realizó fue revisar que la placa no fallara por punzonamiento, dado el espesor de la misma.

Además la sección crítica para el punzonamiento se ubicó a una distancia igual a la mitad del espesor de la placa, desde las caras de las columnas.

Luego de esto, se calcularon los momentos debido a las presiones, en la cara de la columna. Las presiones consideradas fueron las producidas por la reacción del suelo (q_{max} y q' en la figura 6) y la porción del suelo sobre la placa (q_3 , en la figura siguiente).

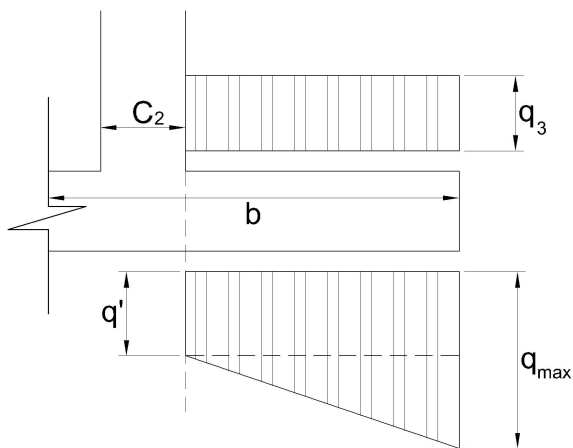


Figura 6: Presiones actuantes

Por medio de la relación de triángulos, se determinó que:

$$q' = q_{max} - \frac{(b - C_2)(q_{max} - q_{min})}{2b} \quad (2)$$

Donde:

q_{max}	Presión máxima
q_{min}	Presión mínima
b	Ancho de la placa
C_2	Ancho de la columna

Como se observa de la figura 6, se tiene un voladizo. Por lo que los momentos debido a las presiones⁹

⁹Las presiones son consideradas como cargas distribuidas,

son la siguiente:

$$M_{qi} = \frac{q'(b - C_2)^2}{8} + \frac{(q_{max} - q')(b - C_2)}{6}$$

$$M_{qs} = \frac{q_3(b - C_2)^2}{8}$$

$$M_q = M_{qi} - M_{qs} \quad (3)$$

Para el cálculo del acero, se hizo la suposición de la sección es controlada por la tensión (lo cual también se verificó, por medio de las deformaciones de las varillas). Con esta suposición y las ecuaciones brindadas por el ACI en el capítulo 15, se determinó el ρ de la sección, que al ser multiplicada por el área bruta de la misma, da como resultado el área de acero necesaria.

Diseño de columnas

Las dimensiones para las columnas fueron obtenidas por medio del análisis realizado previamente.

En la determinación del acero principal de la columna, se utilizó el Artículo 8.3 (Elementos en flexo-compresión) del Código Sísmico de Costa Rica 2002.

Diseño del acero principal

Para el diseño por flexo-compresión es necesario primero determinar si la columna es esbelta o no. La determinación se logra por medio de la relación kL/r . Esta a su vez depende del arrojamiento lateral, denominado como índice de estabilidad Q , el cual debe ser menor a 0,05, para ser un marco con arrojamiento.

Luego se hizo el cálculo de factor K , que al multiplicarlo por la longitud libre de la columna y dividirlo entre el radio de giro, se obtiene un resultado que, si es mayor a 22, la columna es esbelta.

Si las columnas no son esbeltas se puede pasar de una vez al diagrama de interacción. Sin embargo, en caso contrario, se debe hacer el cálculo de la ampliación de momentos con el factor δ_s , para luego pasar al mismo diagrama. Todo esto de acuerdo con el el ACI, Artículo 10.11.6.

La determinación del acero principal se logra leyendo (en el diagrama de interacción) la curva que

las cuales serán multiplicadas por la longitud de la placa cuando sean diseñadas.

cubre todos los casos de la forma (M_u, P_u) . Esta curva dice la proporción¹⁰ de acero que debe tener la columna.

Diseño del acero para aros

Para el diseño por cortante, y la determinación de los aros a utilizar, se aplicó el *Artículo 8.7 (Requisitos de capacidad en cortante)* del Código Sísmico.

Este se un diseño por capacidad, donde el cortante se obtiene con la capacidad en flexión.

El Código Sísmico (*Inciso 8.7.1 (b)*) se muestra la fórmula para la determinación del cortante V_e . Esta depende de la capacidad del elemento en flexión. Esto se determina con del diagrama de interacción¹¹ y la carga axial más alta de la columna.

Obtenido el valor de V_e , se aplica el *Inciso 8.7.1 (c)* para saber si se puede utilizar o no, el aporte del concreto a la resistencia del cortante.

Seguido se hace el cálculo del espaciamiento entre aros, utilizando varillas de la $N^{\circ}3$ y $N^{\circ}4$. Debe tenerse en cuenta la separación máxima que el Código Sísmico estipula.

Diseño de vigas

Es importante mencionar que las dimensiones para las vigas fueron obtenidas por medio del análisis realizado previamente.

Además, se verificó la ecuación de $P_{axial} \leq 0,05A_g f'_c$ para asegurar que la utilización del método de diseño por flexión. Se hizo utilizando los parámetros descritos en el *Artículo 8.2 (Elementos en flexión)*¹².

Diseño del acero principal

Dado que las vigas están sometidas a acciones distintas en el centro y los extremos, se hizo el diseño para ambas situaciones para así determinar cual es el acero superior e inferior.

En la parte superior de la viga hay un entrepiso con una losa chorreada en sitio; la cual se tomará en cuenta en el diseño, por medio de la verificación de la "Viga T", esto en el centro del claro. Y para los

extremos, se tomará el diseño como una viga rectangular.

Por otro lado, también se debe considerar si se trata de una viga simplemente o doblemente reforzada.

Obtenido el acero principal (arriba y abajo) se debe verificar que en los extremos el área del acero superior no sea menor al 50 % del acero inferior (según el *Inciso 8.2.4* del Código Sísmico).

Diseño del acero para aros

En el diseño por cortante, al igual que en las columnas, se hará por capacidad. Donde según la capacidad en flexión de la viga, se obtendrá el cortante de diseño V_e .

Obtenido el valor de V_e , se aplica el *Inciso 8.7.1 (c)*, para saber si se puede utilizar o no, el aporte del concreto a la resistencia del cortante.

Después de lo anterior se hace el cálculo del espaciamiento entre aros, con varillas $N^{\circ}3$ y $N^{\circ}4$. Teniendo en cuenta la separación máxima que el Código Sísmico avala.

Diseño de muros

Acero vertical

En el diseño del muro para cargas axiales se utilizó el método descrito en el *Anexo A, Inciso A.6.3 Muros con una carga axial de $0,04f'_m$ o menos*. Para este método se ocupan del diseño por desplazamiento, que está especificado en el *Inciso A.6.5*.

Se inicia el diseño suponiendo una primera area de acero. Se continua con el cálculo del area neta de la sección (donde se le quita el area de los agujeros de la mampostería). Luego se determinan los módulos de ruptura y elasticidad. Siguiendo, con la deducción de la inercia de la sección sin agrietar, la se utiliza en el cálculo del Momento de agrietamiento e inercia de la sección agrietada. Finalizando con la determinación del desplazamiento del muro.

Con todos lo factores necesarios (según el *inciso A.6.3*) se obtiene el "momento nominal", el cual debe ser multiplicado por el factor ϕ ¹³.

Este método debe realizarse varias veces hasta obtener que ϕM_n sea mayor al "momento último".

¹⁰Valores del 1 % al 6 %, según el Código Sísmico.

¹¹Este nuevo diagrama se realiza con el acero total a colocar y multiplicando f_y por 1,25.

¹²Código Sísmico de Costa Rica 2002.

¹³Este factor debe ser el de flexión y carga axial, especificado en la *Tabla 9.1, Inciso 9.4.2 Factores de reducción de resistencia nominal*

Acero horizontal

Esto con el fin de obtener el area de acero horizontal del muro, se utilizó el método descrito en el *Artículo 9.7 Muros con cargas paralelas a su plano*.

Primero se debe calcular la carga axial a utilizar por medio de los requerimientos del *Inciso 9.7.4*.

Luego se determina la resistencia por cortante de la sección. Para lo cual se utilizó el *Inciso 9.7.5*. Se determina el aporte de la mampostería para resistir el cortante. Para finalmente deducir cuanto debe soportar el acero.

Diseño de entrepiso

Las cargas (temporal y permanente) que el entrepiso debe soportar, fueron utilizadas para la determinación de cual entrepiso usar. Esto con las tablas y especificaciones de la casa fabricante ESCOSA.

Diseño de escaleras

Para el análisis de la losa para escaleras, se hizo por mediante el método de los coeficientes (este método aparece en capítulo 12 del Nilson).

Primero se determina que en que caso se encuentra la losa, para así determinar los coeficientes a utilizar. Con estos se calculan los momentos para cargas temporales y permanentes a utilizar. Para finalizar con la determinación del acero requerido para la losa.

Parte I

Resultados del análisis y diseño Explicación de la memoria de calculo resumida

Nota:

Con base en los diseños mostrados en la memoria de cálculo resumida, que se presenta a continuación, se realizaron todos los diseños para todos los distintos elementos que componen el edificio.

La memoria de cálculo completa se encuentra en los apéndices

Análisis estructural

Regularidad del bloque

Las máximas dimensiones de los edificios son las siguientes (para las tres plantas es la misma):

$$D_x = 10,5m \quad D_y = 14,7m$$

A continuación se encuentran las componentes del centro de masa y de rigidez. Estas fueron encontradas por medio del programa ETABS.

Nivel	Masa		Rigidez	
	X	Y	X	Y
1	3,994	7,624	4,35	7,835
2	4,235	7,346	4,298	7,772

Cuando se aplicaron las ecuaciones [4-1] y [4-2] del Código Sísmico, se obtuvieron los siguientes resultados. Estos no deben sobre pasar el 5%.

Nivel	e_{xi}	e_{yi}	e_{xi}/D_{xi}	e_{yi}/D_{yi}
1	0,356	0,211	3,4%	1,4%
2	0,063	0,426	0,6%	2,9%

Con esto se cumple se obtiene que es un edificio regular.

Pesos de los componentes del bloque

Los elementos estructurales que se utilizarán están hechos en concreto armado. Para determinar el peso de estos simplemente se tomará el volumen por el peso volumétrico del concreto. Para el cálculo de estos pesos, se tienen los cuadros que siguen.

Para el cálculo del peso de las escaleras se tomarán los siguientes datos:

Cuadro 4: Peso de Vigas y Columnas

Columna 1	Columna 2
<i>Largo</i> = 0,90m	<i>Largo</i> = 0,35m
<i>Ancho</i> = 0,35m ²	<i>Ancho</i> = 0,35m ²
<i>Altura</i> = 3,5m	<i>Altura</i> = 3,5m
<i>P_c</i> = 2,646ton	<i>P_c</i> = 1,029ton
Columna 3	Columna 4
<i>Largo</i> = 0,45m	<i>Largo</i> = 0,50m
<i>Ancho</i> = 0,45m ²	<i>Ancho</i> = 0,30m ²
<i>Altura</i> = 3,5m	<i>Altura</i> = 3,5m
<i>P_c</i> = 1,701ton	<i>P_c</i> = 1,260ton
Viga 1	Viga 2
<i>Peralte</i> = 0,50m	<i>Peralte</i> = 0,40m
<i>Ancho</i> = 0,20m	<i>Ancho</i> = 0,20m
<i>P_v</i> = 0,24ton/m	<i>P_v</i> = 0,192ton/m

Escalera	Descanso
<i>Area</i> = 0,6m ²	<i>Espesor</i> = 0,12m
<i>Ancho</i> = 1,5m	<i>Largo</i> = 1,375m
<i>P_e</i> = 2,160ton	<i>P_{te}</i> = 1,188ton

El entrepiso a utilizar tiene un peso de 175 kg/m², se multiplicará este por el área de cada entrepiso.

Los muros (se hará la distinción entre muro para un elemento estructural, y paredes para elementos secundarios o de cerramiento) son de 15 cm de espesor. Para calcular el peso se usó un peso por unidad de área.

En el cálculo de los elementos secundarios o de cerramiento, se tomaron las siguientes consideraciones. Para el techo se tomó en cuenta el peso de la cubierta, de la estructura metálica, del cielo raso y de las instalaciones. Todo dio como resultado un peso total para el techo de 60 kg/m². Además, para los acabados por nivel se consideró el peso de la cerámica, del cielo raso y de las instalaciones. Resultando un peso total de 80 kg/m². En las paredes se pretende colocar mampostería con un espesor de 12 cm. Estas

Cuadro 5: Peso de los elementos principales

	Peso	Acceso		Nivel 1	
	(t/m^2)	#	P_{st}	#	P_{st}
Col. 1	2,646	5	6,62	5	13,23
Col. 2	1,029	4	2,06	4	4,12
Col. 3	1,701	4	3,40	4	6,80
Col. 4	1,260	4	2,52	4	5,04
Viga 1	0,240	3,8	0,91	69,4	16,66
Viga 2	0,192	6,3	1,21	6,3	1,21
Escalera	2,160	1	2,16	2	4,32
Descanso	1,188	1	1,19	1	1,19
Muros	0,300	30,3	9,10	50,3	15,09
Entrepiso	0,175	0	0,00	82,7	14,47
$\Sigma =$			29,17		82,13
	Peso	Nivel2		Techos	
	(t/m^2)	#	P_{st}	#	P_{st}
Col. 1	2,646	5	12,85	5	6,24
Col. 2	1,029	4	4,00	4	1,94
Col. 3	1,701	4	6,61	4	3,21
Col. 4	1,260	4	9,94	4	7,42
Viga 1	0,240	69,4	16,66	65,6	15,75
Viga 2	0,192	6,3	1,21	20,4	3,92
Escalera	2,160	2	4,32	0	0,00
Descanso	1,188	1	1,19	0	0,00
Muros	0,300	50,3	15,09	66,8	20,03
Entrepiso	0,175	82,7	14,47	13,5	2,36
$\Sigma =$			86,33		60,86

tiene un peso de $240kg/m^2$.

Las cargas temporales que fueron utilizadas para el análisis de la estructura, se muestran en el cuadro 7.

Determinación de fuerza sísmica

A continuación se muestra la suma de cargas temporales y permanentes, actuantes en cada uno de los niveles.

Cuadro 6: Peso de los elementos secundarios

	Peso	Acceso		Nivel 1	
	(ton/m^2)	Cant.	P_{st}	Cant.	P_{st}
Ventas	0,06	1,5	0,09	5,8	0,35
Paredes	0,24	53,6	12,85	84,7	20,32
Livianas	0,03	13,2	0,40	29,7	0,89
Acabado	0,08	82,7	6,62	82,7	6,62
Techo	0,06				
$\Sigma =$			19,95		28,18
	Peso	Nivel2		Techos	
	(ton/m^2)	Cant.	P_{st}	Cant.	P_{st}
Ventas	0,06	8,1	0,49	5,3	0,32
Paredes	0,24	81,8	19,62	30,7	7,36
Livianas	0,03	37,7	1,13	28,0	0,84
Acabado	0,08	82,7	6,62	0,0	0,00
Techo				99,2	5,95
$\Sigma =$			27,85		14,47

Cuadro 8: Pesos totales por nivel en toneladas

Nivel	Perm.	Temp.	Part.	W_i
Acceso	49,12	28,69	0,15	53,42
1	110,31	31,67	0,15	115,06
2	114,19	31,67	0,15	118,94
Techo	75,33	0,00	0,00	75,33
Σ				362,748

Para la determinación de la fuerza sísmica se necesita de ciertos valores. Estos se pueden observar en el recuadro que se muestra a continuación.

Zona	3	Uso:	Educacional
Suelo:	S3	Grupo :	C
$a_{ef} =$	0,36	$I =$	1
Irreg.:	Regular	Niveles:	3
SE:	Dual	$T =$	0,24
DL:	Optima	$FED =$	0,945
$\mu =$	4	SR =	2

Por lo que el coeficiente sísmico para el Bloque A, queda de la siguiente manera:

$$C_A = \frac{0,36 \cdot 1 \cdot 0,945}{2} = 0,1701$$

Cuadro 7: Pesos a considerar por cargas temporales

	Peso	Acceso		Nivel 1	
	(ton/m^2)	Cant.	P_{st}	Cant.	P_{st}
Escaleras	0,40	7,4	2,97	14,9	5,95
Pasillos	0,40	43,9	17,56	43,9	17,56
Baños	0,20	40,8	8,16	40,8	8,16
Techo	0,04				
$\Sigma =$			28,69		31,67
	Peso	Nivel2		Techos	
	(ton/m^2)	Cant.	P_{st}	Cant.	P_{st}
Escaleras	0,40	14,9	5,95		
Pasillos	0,40	43,9	17,56	13,5	1,35
Baños	0,20	40,8	8,16		
Techo	0,04			99,2	3,97
$\Sigma =$			31,67		5,32

La distribución de la fuerza sísmica para cada nivel se encuentra en el cuadro 9.

Cuadro 9: Distribución de la fuerza sísmica

Nivel	h_i	W_i	$\frac{h_i \cdot W_i}{\Sigma(h_i \cdot W_i)}$	F_{Si}
	(m)	(ton)	(%)	(ton)
Acceso	0	53,424	0,0000	0,000
1	3,5	115,058	0,2002	10,536
2	7,0	118,938	0,4140	21,782
Techo	10,3	75,328	0,3858	20,299
Σ		309,323	1,0000	52,616

Determinación de los desplazamientos

Luego de hacer el análisis del modelo, se obtuvieron los siguientes resultados.

Cuadro 10: Desplazamientos del Bloque A

	Absoluto		Relativo	
	X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)
Acceso	0	0	0	0
1	-0,135	-0,073	0,135	0,073
2	-0,322	-0,114	0,187	0,041
Techo	-0,358	-0,127	0,036	0,013

Para el cálculo del desplazamiento inelástico relativo de cada nivel, se utilizó la fórmula [7-11] del Código Sísmico.

$$\Delta_i = \mu S R \Delta_i^e$$

Después de tener factor Δ_i se dividió entre la altura de cada nivel, los resultados se muestran en el cuadro 11. Estos se compararon con la Tabla 7.2 del Código Sísmico, donde el máximo permitido es de 0,010. Dadas las condiciones anteriores se aceptaron los desplazamientos que se presentaron según el análisis.

Cuadro 11: Desplazamiento inelástico relativo

	H_i	$\Delta_{i,x}/H_i$	$\Delta_{i,y}/H_i$
Acceso	0	0	0
1	3500	0,00121	0,00014
2	3500	0,00152	0,00006
Techo	3300	0,00094	0,00001

Periodo real de la estructura

Para el cálculo del periodo T , se utilizó la fórmula [7-3] del Código Sísmico.

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{1}{g} \frac{\sum_{i=1}^n W_i (\delta_i^e)^2}{\sum_{i=1}^n F_i \delta_i^e}}$$

Esto se resume en el siguiente cuadro:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{1}{9,806} \frac{0,00051}{0,06488}} = 0,178$$

Con este periodo se obtiene el mismo FED anterior, 0,945. Por lo que no es necesario hacer ningún reajuste.

Cuadro 12: Periodo real

	W_i	F_i	δ_i^e	$W_i(\delta_i^e)^2$	$F_i\delta_i^e$
Acceso	53,42	0,00	0	0	0
1	115,06	10,54	0,00121	0,00017	0,01275
2	118,94	21,78	0,00152	0,00028	0,03311
Techo	75,33	20,30	0,00094	0,00007	0,01902
Σ				0,00051	0,06488

Diseño de cimientos

Del análisis final, se obtuvo los valores de Momentos y Cortante Últimos, que se muestran a continuación. Estos fueron calculados por medio de SAP2000.

$$P_{ft} = 4151,5kg \quad P_{fp} = 32716,4kg \quad P_u = 48767,1kg \\ M_{d1} = 11101,4kg - m \quad M_{d2} = 34720,6kg - m$$

Def. de materiales	Caract. de la sec.
$f'_c = 210kg/cm^2$	$C_1 = 90cm$
$\varepsilon_{cu} = 0,003$	$C_2 = 35cm$
$f_y = 2800kg/cm^2$	$rec. = 7,5cm$
$\varepsilon_y = 0,001$	$t_b = 30cm$
$\beta_1 = 0,85$	$t = 22,5cm$
$q_a = 15kg/cm^2$	

Donde:

P_{ft}	Carga axial temporal
P_{fp}	Carga axial permanente
P_u	Carga axial mayorada
M_1 y M_2	Momentos mayorados
f'_c	Capacidad del concreto
ε_{cu}	Módulo de elasticidad del concreto
f_y	Límite de fluencia del acero
ε_y	Módulo de elasticidad del acero
β_1	Factor del bloque de esfuerzo
q_a	Presión activa del suelo, al desplante
C_1 y C_2	Dimensiones de la columna
$rec.$	Recubrimiento para el acero
t_b	Espesor propuesto para la placa
t	Brazo de palanca del acero

Base de la placa de cimentación

Según el CSCR 02, la presión del suelo debe ser reducida por el factor que aparece en la *Tabla 13.1*, por lo que q_u queda de la siguiente manera:

$$q_u = \phi q_u = 15 \cdot 0,5 = 7,5kg/cm^2$$

El área requerida para soportar las cargas tempo-

rales y permanentes (sin mayorar) está dada por:

$$A_f = \frac{P_{tf} + P_{tp}}{q_a} = \frac{4151,5 + 32716,4}{15} = 2457,86cm^2$$

Porque se escogerá una placa rectangular a longitud de los lados es de $30,92 \times 79,50cm$. Dado que estas medidas son difíciles de aplicar, se cambiarán a $b = 35,00$ y $l = 80,00cm$, por lo que se tiene una nueva área $A'_f = 2800cm^2$.

Ahora, se necesitará de las presiones que actúan bajo la placa, dada por la ecuación siguiente:

$$q_{max,min} = \frac{P_u}{A_g} \pm \frac{Mc}{I}$$

Con la que se obtienen las siguientes presiones:

$$q_{1max} = 195,16kg/cm^2 \quad q_{2max} = 48,31kg/cm^2 \\ q_{1min} = -115,54kg/cm^2 \quad q_{2min} = -33,07kg/cm^2$$

Del caso 1, según el método de Meyerhoff, se obtiene los siguientes valores:

$$\vartheta_b = 0,6281 \quad \vartheta_l = 0,5936 \\ b' = 21,98cm \quad l' = 47,49cm$$

De aquí resulta una área en contacto de $522cm^2$. Esta área representa un 18,64% del total. Esto conduce al rechazo de la sección propuesta anteriormente. Entonces se propone una nueva sección rectangular con $b = 150$ y $l = 200cm$. Se recalculan las presiones bajo la placa, debido a la nueva sección.

De esta nueva sección se obtienen las siguientes presiones:

$$q_{1max} = 2,32kg/cm^2 \quad q_{2max} = 4,75kg/cm^2 \\ q_{1min} = 0,93kg/cm^2 \quad q_{2min} = -1,50kg/cm^2$$

Según lo visto anteriormente, del caso 2 se obtienen los siguientes valores:

$$\vartheta_b = 1,6767 \quad \vartheta_l = 0,7601 \\ b' = 251,50cm \quad l_1 = 152,02cm \\ b_2 = 150,00cm \quad l_2 = 61,35cm$$

De estos valores se genera una área de 16003cm^2 . Esta área representa un 53,34% del total, por lo que se acepta la sección propuesta anteriormente.

Verificación de cortante por punzonamiento

La sección crítica para el corte por punzonamiento está ubicada a una distancia igual a la mitad del espesor de la placa.

$$q_{1s} = q_{1max} - \frac{(b - C_2 - 0,5t_b)(q_{1max} - q_{1min})}{2b}$$

$$q_{1s} = 1,856\text{kg/cm}^2$$

$$q_{2s} = q_{2max} - \frac{(l - C_1 - 0,5t_b)(q_{2max} - q_{2min})}{2l}$$

$$q_{2s} = 3,266\text{kg/cm}^2$$

El área donde actúa el cortante es la siguiente:

$$A_v = A_g - (C_1 + t)(C_2 + t) = 30000 - 120 \cdot 65$$

$$A_v = 22200\text{cm}^2$$

El cortante por punzonamiento en la placa es de:

$$V_u = q_p A_v = 3,27 \cdot 22200 = 72507,8\text{kg}$$

La resistencia del concreto se debe multiplicar por el siguiente factor:

$$\zeta = \frac{4}{3} + \frac{8}{3\beta_c} = 0,89$$

$$\beta_c = 2,57$$

$$\zeta = 2,37$$

$$V_c = \zeta \sqrt{f'_c} b_o t = 2,37 \cdot \sqrt{210} \cdot 340 \cdot 22,5$$

$$V_c = 262777,0\text{kg}$$

Como $\phi V_c > V_u$, entonces no es afectada por punzonamiento.

Diseño de la armadura de refuerzo

La placa de cimentación debe soportar el momento debido a la presión a la que está sometida, por medio

del acero de refuerzo. El área de acero a utilizar en el sentido "b" es el siguiente:

$$q'_1 = q_{1max} - \frac{(b - C_2)(q_{1max} - q_{1min})}{2b} = 1,787\text{kg/cm}^2$$

$$M_{qi} = \frac{q'_1(b - C_2)^2 l}{8} + \frac{(q_{1max} - q'_1)(b - C_2)l}{6} = 592773\text{kg-cm}$$

$$M_{qs} = \frac{2000(b - C_2)^2 l}{8} = 66125\text{kg-cm}$$

$$M_{u1} = M_{qi} - M_{qs} = 592773 - 66125 = 526648\text{kg-cm}$$

$$R_{n,requerido} = \frac{M_{u1}}{\phi b t^2} = \frac{526648}{0,9 \cdot 150 \cdot 22,5^2} = 7,71\text{kg/cm}^2$$

$$\rho = \frac{0,85f'_c}{fy} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0,85f'_c}}\right) = 0,0028$$

El ρ_{min} según el ACI 318-02 para varillas G-40, es de 0,002; por lo que se utilizará el ρ calculado.

El área de acero está dada por:

$$A_{1s} = \rho b t = 0,0028 \cdot 150 \cdot 22,5 = 9,50\text{cm}^2$$

Se debe realizar el mismo cálculo anterior, cambiando al sentido l, para obtener el área de acero en esta dirección.

$$q'_2 = q_{2max} - \frac{(l - C_1)(q_{2max} - q_{2min})}{2l} = 3,032\text{kg/cm}^2$$

$$M_{qi} = \frac{q'_2(l - C_1)^2 b}{8} + \frac{(q_{2max} - q'_2)(l - C_1)b}{6} = 685862\text{kg-cm}$$

$$M_{qs} = \frac{2000(l - C_1)^2 b}{8} = 45375\text{kg-cm}$$

$$M_{u2} = M_{qi} - M_{qs} = 685862 - 45375 = 640487\text{kg-cm}$$

$$R_{n,requerido} = \frac{M_{u2}}{\phi l t^2} = \frac{640487}{0,9 \cdot 200 \cdot 22,5^2} = 7,03\text{kg/cm}^2$$

$$\rho = \frac{0,85f'_c}{fy} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0,85f'_c}}\right) = 0,0026$$

El $\rho_{min} = 0,002$ por lo que se utilizará el ρ calculado.

El área de acero está dada por:

$$A_{2s} = \rho l t = 0,0026 \cdot 200 \cdot 22,5 = 11,53\text{cm}^2$$

Al concretar esto, se debe verificar las deformaciones de las varillas, como se muestra a continuación.

$$a_b = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b} = 0,993 \text{ cm}$$

$$c_b = \frac{a}{\beta_1} = 1,169 \text{ cm}$$

$$\varepsilon_t = \frac{\varepsilon_c}{c} t - \varepsilon_c$$

$$\varepsilon_t = 0,055$$

$$a_l = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c l} = 0,904 \text{ cm}$$

$$c_l = \frac{a}{\beta_1} = 1,064 \text{ cm}$$

$$\varepsilon_t = \frac{\varepsilon_c}{c} t - \varepsilon_c$$

$$\varepsilon_t = 0,060$$

La deformación es aceptada, puesto que es superior a $\varepsilon = 0,004$.

Para el correcto desarrollo de la capacidad en tensión de las varillas, estas deben estar correctamente empotradas en el concreto. Más adelante se hará mención de la longitud de desarrollo a utilizar.

Armadura para transmisión de esfuerzos

La capacidad en compresión de la columna está dada por la siguiente ecuación:

$$P_{nc} = \phi 0,85 f'_c A_1 = 0,65 \cdot 0,85 \cdot 210 \cdot 3150 = 365479 \text{ kg}$$

La capacidad en compresión de la placa de cimentación, está dada por la siguiente ecuación:

$$P_{np} = \phi 0,85 f'_c A_1 \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$$

donde $\sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$ debe ser a lo sumo 2

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{14250}{3150}} = 2,13$$

por lo que P_{np} queda de la siguiente manera:

$$P_{np} = 2 \cdot 365479 = 730958 \text{ kg}$$

Como P_{nc} es mayor a P_u y P_{np} es mayor a P_u se puede decir que no necesita acero de refuerzo; entonces se colocará el mínimo.

$$A_{s-min} = 0,005 \cdot 3150 = 15,75 \text{ cm}^2$$

Nuevamente, las varillas deben ser correctamente empotradas, tanto en la columna como en la placa, por lo que se proporcionará la longitud de desarrollo apropiada.

Diseño de columnas

Se utilizarán las combinaciones de cargas más altas, encontradas con el análisis de la estructura. Además se utilizará concreto con un $f'_c = 210\text{kg/cm}^2$ y acero con límite de fluencia $f_y = 2800\text{kg/cm}^2$.

Diseño del acero principal

Para la columna a diseñar se tiene los datos del cuadro 13.

Cuadro 13: Datos de Vigas y Columnas	
Columnas	
$E_c = 2193574, 189\text{t/m}^2$	$Area = 1225\text{cm}^2$
$b = 0, 35\text{m}$	$I_x = 0, 0013\text{m}^4$
$h = 0, 35\text{m}$	$I_y = 0, 0013\text{m}^4$
$A_g = 0, 1225\text{m}^2$	$I_{gc} = 0, 0013\text{m}^4$
$A_g x h = 0, 042875\text{m}^3$	$h' = 0, 25\text{m}$
$f'_c = 210\text{kg/cm}^2$	$\gamma = 0, 714$
Vigas	
$E_v = 2193574, 189\text{t/m}^2$	
$b = 0, 20\text{m}$	$I_x = 0, 0036\text{m}^4$
$h = 0, 60\text{m}$	$I_y = 0, 0004\text{m}^4$
$A_g = 0, 12\text{m}^2$	$I_{gv} = 0, 0036\text{m}^4$
$f_y = 2800\text{kg/cm}^2$	

Con el índice de estabilidad Q , se puede determinar si un marco se debe considerar como arrojado, por medio de la fórmula:

$$Q = \frac{\sum_{i=1}^n P_u \Delta_i}{V_u l_c}$$

Cuadro 14: Factor Q de arrojamientos			
	$\sum_{i=1}^n P_u$	Q	Desp.
Primer Nivel	644678,0	2,25	CON
Segundo Nivel	440458,7	1,03	CON
Tercer Nivel	267094,1	0,13	CON

El índice Q , debe ser menor al 5% para clasificarse como un marco sin desplazamiento lateral.

Para poder determinar si la columna es esbelta o no, se ocupa del valor ψ_m , determinado en el cuadro 15.

Cuadro 15: Factor ψ_m para esbeltez			
	l (m)	l_c (m)	l_u (m)
Primer Nivel	4,5	4,5	3,9
Segundo Nivel	3,5	3,5	2,9
Tercer Nivel	3,3	3,3	2,7
	ψ_b	ψ_a	ψ_m
Primer Nivel	0,8016	1,8797	1,3406
Segundo Nivel	1,0780	1,7391	1,4085
Tercer Nivel	1,1579	0,8491	1,0035

Con la información obtenida anteriormente, se puede determinar si la columna es esbelta o no, como se muestra en el cuadro 16.

Cuadro 16: Factor k y esbeltez de columna			
	K_1	K_2	K
Primer Nivel	1,4274	1,3769	1,4274
Segundo Nivel	1,4426	1,3968	1,4426
Tercer Nivel	1,3444	1,2739	1,3444
	$k * l_u / r$	l_u / r	Esbeltez
Primer Nivel	55,10	38,60	SI
Segundo Nivel	41,41	28,70	SI
Tercer Nivel	35,93	26,72	SI

Dado que las columnas son esbeltas, se debe hacer el cálculo de la ampliación de momentos por su factor δ_s (ver cuadro 17).

Cuadro 17: Cálculo del factor de ampliación de momentos

C1	ΣP_c (t)	ΣP_u (t)	δ_s
Primer nivel	646430,6	98590,9	1,26
Segundo Nivel	1144461,0	62936,7	1,08
Tercer Nivel	1520245,2	29396,7	1,03
C2			
Primer nivel	697729,7	99742,2	1,24
Segundo Nivel	1200681,4	59757,3	1,07
Tercer Nivel	1536182,5	25618,6	1,02
C3+eo			
Primer nivel	486717,7	48938,7	1,15
Segundo Nivel	856880,1	30174,4	1,05
Tercer Nivel	1189756,0	14998,5	1,02
C3-eo			
Primer nivel	795321,2	117992,4	1,25
Segundo Nivel	1377651,4	71495,1	1,07
Tercer Nivel	1751664,5	29623,3	1,02
C4+eo			
Primer nivel	392443,9	32374,1	1,12
Segundo Nivel	735139,6	22046,7	1,04
Tercer Nivel	1115740,7	12635,4	1,02
C4-eo			
Primer nivel	778211,0	101427,8	1,21
Segundo Nivel	1365914,4	63367,3	1,07
Tercer Nivel	1764320,0	27260,1	1,02
C3+ns			
Primer nivel	623803,0	73754,4	1,19
Segundo Nivel	1092956,9	45856,6	1,06
Tercer Nivel	1466627,5	20965,1	1,02
C3-ns			
Primer nivel	715018,0	93176,7	1,21
Segundo Nivel	1236659,4	55812,9	1,06
Tercer Nivel	1573307,7	23656,6	1,02
C4+ns			
Primer nivel	568279,1	57189,9	1,15
Segundo Nivel	1035848,6	37728,8	1,05
Tercer Nivel	1443576,6	18602,0	1,02
C4-ns			
Primer nivel	679901,0	76612,1	1,18
Segundo Nivel	1197333,7	47685,2	1,06
Tercer Nivel	1567623,5	21293,5	1,02

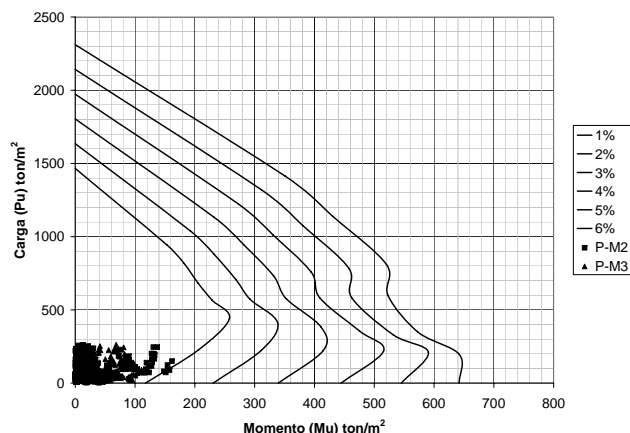


Figura 7: Diagrama de interacción

De la figura 7, se puede observar cómo todos los puntos están dentro de la curva del 1,0 %, por lo que la columna debe tener al menos $12,25\text{cm}^2$ de acero (el cual se obtiene $\rho \cdot A_{g,columna}$).

Diseño de acero para aros

Antes de poder determinar la cantidad de aros, se debe calcular la capacidad en momento de la columna. Esta se determina con el momento correspondiente a la carga axial más alta de la columna, en el diagrama de interacción (este debe de corresponder a la cantidad de acero a utilizar).

Del análisis se toma que la $P_{u,max} = 261,65\text{ton/m}^2$. Con la figura 8, se puede determinar la capacidad en momento.

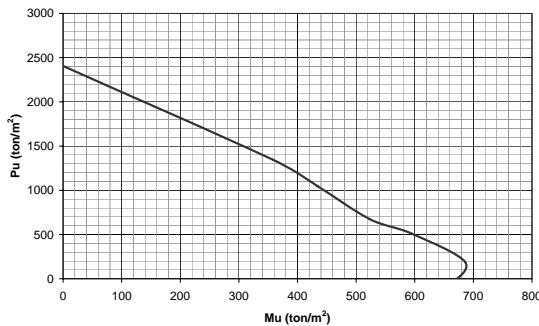


Figura 8: Capacidad de la columna AC-R2

De la figura anterior se toma que el momento $M_{n,max} = 760 \text{ ton/m}^2$.

Por lo que el momento $M_{n,max} = 3258500 \text{ kg} - \text{cm}$.

Dado el momento, se puede calcular el cortante a utilizar, por medio de la ecuación descrita en el Código Sísmico.

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{H} = 18620 \text{ kg}$$

El cortante máximo encontrado por diseño es de $V_{d,max} = 9533,02 \text{ kg}$, esto es un 95,32%. Por ello no se toma en cuenta el aporte del concreto.

Se presentan las siguientes separaciones S , para aros con dos ramas.

$$S_3 = 2,13 \text{ cm con aros } \# 3$$

$$S_4 = 3,82 \text{ cm con aros } \# 4$$

$$S_5 = 5,92 \text{ cm con aros } \# 5$$

Se presentan las siguientes separaciones S , para aros con cuatro ramas.

$$S_3 = 4,27 \text{ cm con aros } \# 3$$

$$S_4 = 7,64 \text{ cm con aros } \# 4$$

$$S_5 = 11,84 \text{ cm con aros } \# 5$$

De las anteriores se escoge, $S_4 = 7,64 \text{ cm}$ con aros # 4. Sin embargo, el espaciamiento se cambiará a $7,5 \text{ cm}$, para una más fácil construcción.

Según el CSCR 02, la separación máxima es de $S_{max} = 8,750 \text{ cm}$. Entonces el espaciamiento será de $7,50 \text{ cm}$.

Revisión de la capacidad a flexión

En este caso, la capacidad de la columna se obtendrá con el mismo gráfico. Sin embargo, se utilizará la carga axial más pequeña para determinar el nuevo momento nominal.

Del análisis se toma que la $P_{u,min} = 2,15 \text{ ton/m}^2$. Con la figura 8, se puede determinar la capacidad en momento; la cual es $M_{n,min} = 180 \text{ ton/m}^2$. Por lo que el momento $M_{n,min} = 771750 \text{ kg} - \text{cm}$.

Esta columna está en contacto con la Viga A-2 que tiene un momento nominal $M_n = 1323267 \text{ kg} - \text{cm}$, en el primer nivel. También está en contacto con la Viga A-3 que tiene un momento nominal $M_n = 1191417 \text{ kg} - \text{cm}$, en el primer nivel.

Luego de hacer la suma de las capacidades en flexión de la Viga y la Columna (y dividiendo ambas capacidades); se obtuvo un factor de ampliación de 0,61. Por lo cual se rechaza la cantidad de acero en la columna. Por ello se hizo necesario el aumento del acero.

Entonces, se propone un aumento a 5% del acero de la columna, para cumplir con los requerimientos del código. Este aumento equivale a $61,25 \text{ cm}^2$

Con la nueva cantidad de acero se calcula una nueva capacidad de la columna, dada por la siguiente figura:

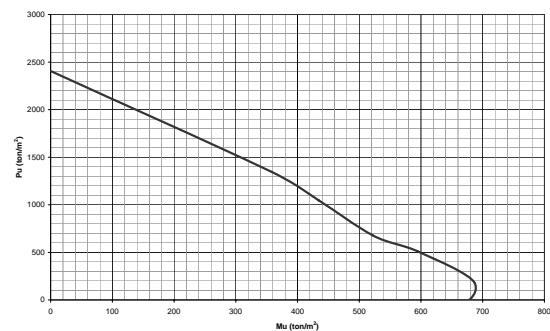


Figura 9: Nueva capacidad de AC-R2

Del análisis se toma que la $P_{u,min} = 2,15 \text{ ton/m}^2$. Con la figura anterior se puede determinar la capa-

idad en momento la cual es, $M_{n,min} = 660ton/m^2$.
El momento $M_{n,min} = 2829750kg - cm$.

Con la nueva capacidad de la columna se obtiene una factor de 2,25 . Por lo cual se acepta la cantidad de acero en la columna.

Diseño de vigas

Del análisis final se obtuvieron los valores de Momentos y Cortante Últimos. Fueron obtenidos por medio de la envolvente de las combinaciones de carga del *CSCR02*, calculada por medio de *SAP2000*.

$$\begin{aligned} M_{u,centro} &= 5,528ton - m \\ M_{u,extremo} &= 7,914ton - m \\ V_{u,centro} &= 1,465ton \\ V_{u,extremo} &= 8,393ton \\ T_u &= 0,137ton \end{aligned}$$

Se tiene una sección propuesta de $50 \times 20cm$. Además, tiene una longitud de 4,8 m.

Características de la sección	
$h = 50cm$	$b = 20cm$
Centro	Extremos
$rec. = 5cm$	$rec. = 5cm$
$d' = 5cm$	$d' = 5cm$
$d = 45cm$	$d = 45cm$

Prop. de la sección	Def. de materiales
$A_{cp} = 1000cm^2$	$f'_c = 210kg/cm^2$
$P_{cp} = 140cm$	$\varepsilon_{cu} = 0,003$
$A_{oh} = 600cm^2$	$f_y = 2800kg/cm^2$
$P_h = 110cm$	$\varepsilon_y = 0,001$
	$\beta_1 = 0,85$
	$\rho_b = 0,037514423$

Donde:

h	Peralte de la viga
b	Ancho de la viga
$rec.$	Recubrimiento para el acero
d'	Brazo de palanca en compresión
d	Brazo de palanca en tensión
A_{cp}	Área bruta de la sección
P_{cp}	Perímetro bruto de la sección
A_{oh}	Área encerrada por el acero
P_h	Perímetro del A_{oh}
f'_c	Capacidad del concreto en compresión
ε_{cu}	Módulo de elasticidad del concreto
f_y	Límite de fluencia del acero
ε_y	Módulo de elasticidad del acero
β_1	Factor para obtener el bloque de esfuerzo
ρ_b	Relación para una falla balanceada

Diseño de acero principal

En el centro del claro se tiene el siguiente momento último: $M_u = 5,53ton - m$.

El centro del claro, se tomará como una *Viga "T"*. Esto por la acción de la losa del entrepiso, la cual tiene un espesor $h_f = 5cm$. Además, se sabe que tiene una luz libre entre vigas de 3 m.

Para esto se debe contemplar un ancho efectivo del alma. También se debe de tomar en cuenta que esta es una viga de borde. Por lo que b toma el siguiente valor:

$$b_w = 50cm$$

Sin embargo, para poder considerarla como *Viga "T"*, se debe satisfacer la condición de $a > h_f$.

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85 f'_c b'}} = 1,556cm$$

Dado que $a < h_f$, la suposición anterior es incorrecta, por lo que se considera como una *viga rectangular*.

$$\frac{c}{d} = \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,041$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 4,96 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,0055$$

Como $\frac{c}{d}$ es menor a 0,375, se declara la viga simplemente reforzada.

El ρ_{min} establecido por el Código Sísmico, tiene un valor de 0,005. Entonces el acero mínimo es $A_{s-min} = 4,50 \text{ cm}^2$.

El mayor momento a los extremos es el siguiente: $M_u = 7,91 \text{ ton} - m$.

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85 f'_c b}} = 5,855 \text{ cm}$$

$$\frac{c}{d} = \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,153$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 7,46 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,0083$$

Como $\frac{c}{d}$ es menor a 0,375, se declara la viga simplemente reforzada.

El $\rho_{min} = 0,005$, por lo que el acero mínimo es: $A_{s-min} = 4,50 \text{ cm}^2$.

Acero a colocar en el centro del claro:

$$A_{s-inf} = 4,96 \text{ cm}^2$$

Acero a colocar en los extremos del claro:

$$A_{s-sup} = 7,46 \text{ cm}^2$$

El Código Sísmico limita la capacidad del momento positivo en los extremos a no menos de la mitad del momento negativo, lo cual cumple.

También se debe contemplar que la capacidad de momento, en cualquier parte de la viga, no debe ser inferior al 25%. En, este caso se cumple.

Diseño de acero para aros, cortante

Para el diseño por cortante, primero se deberá calcular la capacidad a flexión del elemento con el acero a utilizar. En la parte inferior se utilizarán $7,76 \text{ cm}^2$ de acero; mientras en la parte superior $7,76 \text{ cm}^2$. Además, se debe considera que

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E} = 0,0017$$

Para el momento positivo se hace el siguiente cálculo, con el objeto de la determinación de la capacidad nominal de la viga:

$$a_M = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b} = 7,6068 \text{ cm}$$

$$M_{pr1} = A_s f_y (d - 0,5a) = 894999 \text{ kg} - \text{cm}$$

Para el momento negativo se tiene el siguiente cálculo, que la determinará la capacidad nominal de la viga.

$$a_M = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b} = 7,6068 \text{ cm}$$

$$f'_s = \varepsilon_s E_s = 25379$$

$$M_{pr2} = A_s f_y (d - 0,5a) = 894999 \text{ kg} - \text{cm}$$

Con los dos valores anteriores de momentos (M_{pr1} y M_{pr2}), se puede obtener el cortante a utilizar.

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L - d} + V_{ug} = 12555 \text{ kg}$$

El cortante por sismo representa un 66,8% del cortante total, por lo que no se tomará en cuenta el aporte del concreto.

Se presentan las siguientes separaciones S , para aros en dos ramas.

$$S_3 = 14,25 \text{ cm con aros } \# 3.$$

$$S_4 = 25,50 \text{ cm con aros } \# 4.$$

$$S_5 = 39,52 \text{ cm con aros } \# 5.$$

De las anteriores se escoge, $S_3 = 14,25 \text{ cm}$. Sin embargo, el espaciamiento se cambiará a $12,5 \text{ cm}$, para una más fácil construcción.

Según el CSCR 02, la separación máxima es de $S_{max} = 12,5 \text{ cm}$. Esta se logra con dos ramas de la varilla # 3. Se cambiara el espaciamiento a $12,5 \text{ cm}$.

Diseño de acero para aros, torsión

Umbral de la torsión $T_{u,ubral} = 20573 \text{ kg} - \text{cm}$ Como $T_{u,diseño}$ es menor que ϕT_u , pueden no considerarse los efectos de la torsión.

Diseño de muros

Diseño para cargas perpendiculares al plano

Características del muro

Materiales:	Sección:
$\omega_m = 300kg/m^2$	$l_w = 2,20m$
$f'_m = 100kg/cm^2$	$h_w = 2,90m$
$f_y = 2800kg/cm^2$	$t_w = 0,15m$

Carga en el muro

Area del muro: $A_m = 6,38m^2$

$\omega_{wp} = 660kg/m$

Peso del muro: $P_w = 1914kg$

Valor máximo de carga axial

Este valor fue tomado del análisis previamente realizado.

$$P_f = P_{ft} + P_{fp} = 1995,58 + 13297,69 = 15293,27kg$$

$$\frac{P_w + P_f}{A_g} = \frac{1914 + 15293,3}{3300} = 5,2143kg/cm$$

El limite es: $0,04f'_m = 4kg/cm^2$ por lo que se acepta

Carga lateral

El coeficiente sísmico se toma del análisis hecho en el análisis anterior, el cual tiene un valor de: $C = 0,25974$.

$$\omega_s = \omega_m \cdot C = 660 \cdot 0,25974 = 171,4284kg/m^2$$

Combinaciones de carga

$$P_U = 1,4 \cdot (1914 + 13297,69) = 21296kg$$

$$P_U = 1,2 \cdot (1914 + 13297,69) + 1,6 \cdot (1995,58) = 21447kg$$

$$P_U = 1,05 \cdot (1914 + 13297,69) + 0,5 \cdot (1995,58) + C_S =$$

$$16970kg + C_S$$

$$P_U = 0,95 \cdot (1914 + 13297,69) + C_S = 14451kg + C_S$$

Acero a utilizar

Acero, se supone 1 # 3 a cada 80 cm

$$A_s = 0,713 \cdot \frac{220}{80} = 1,96cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{1,959532829}{220 \cdot 15} = 0,000593798$$

$$\rho_b = \frac{0,85f'_m}{f_y} \cdot \left(\frac{5100}{6000 + fy} \right) = 0,017593344$$

Como $\rho_{max} = 0,5\rho_b = 0,008796672 > \rho$ el acero se acepta

Area Neta

$$A_n = 220 \cdot 15 - 11(9,6 \cdot 15,3) = 1684,32cm^2$$

Módulo de elasticidad

$$E_m = 75000kg/cm^2 \quad n = \frac{E_s}{E_m} = 28$$

$$E_s = 2100000kg/cm^2$$

Módulo de rotura

Se toma para la mampostería parcialmente rellena
 $f_r = 0,67\sqrt{f'_m} = 6,7$

Inercia de la sección sin agrietar

$$I_g = \frac{220 \cdot 15^3}{12} - \frac{15,3 \cdot 9,6^3}{12} = 49466,6cm^4$$

Momento de agrietamiento

$$M_{cr} = \frac{f_r \cdot I_g}{t/2} = \frac{6,7 \cdot 49466,6}{7,5} = 44190,14266kg-cm$$

Inercia de la sección a grietada

$$A_{se} = \frac{P_u + A_s \cdot f_y}{f_y} = \frac{16970,0645 + 1,96 \cdot 2800}{2800} = 8,02cm^2$$

$$d = \frac{P_u + A_s \cdot f_y}{0,85f'_m \cdot b} = \frac{16970,0645 + 1,96 \cdot 2,2}{0,85 \cdot 100 \cdot 220} = 0,9077cm$$

$$c = \frac{d}{0,85} = 1,0679$$

$$I_{cr} = n \cdot A_{se} \cdot (d - c)^2 + 1/3b \cdot c^3 = 9380,080307cm^4$$

Excentricidad

Se recomienda utilizar: $e_{min} = \frac{t}{4} = 3,75cm$

Condición de servicio

Cuadro 18: Condición de servicio en el muro A1-M4

Δ_s cm	M_{ser} kg - cm	$M_{ser} < M_{cr}$	Δ_s cm
0,0000	98057	NO	0,9023
0,9023	112720	NO	1,1195
1,1195	116250	NO	1,1718
1,1718	117100	NO	1,1844
1,1844	117305	NO	1,1874

Momento nominal

$$a = \frac{P_u + A_s \cdot f_y}{0,85f'_m \cdot b} = 1,201cm$$

$$M_n = A_{se} \cdot f_y(d - 0,5a) = 154941,558kg - cm$$

$$\phi = 0,8 - \frac{1,5 \cdot P_u}{A_e \cdot f'_m} = 0,6489$$

$$\phi M_n = 0,6489 \cdot 154941,558 = 100536,9576kg - cm$$

Momento último

$$M_u = \frac{W_u \cdot h^2}{8} + \frac{P_{uf} \cdot e}{2} + (P_{uw} + P_{uf}) \cdot \Delta_u = 66223,18kg - cm$$

Como $\phi M_n > M_u$ la sección es adecuada

Diseño para cargas paralelas al plano

Carga axial

$A_s = 1,96cm^2$ y $A_e = 1684,32cm^2$.

$$P_o = 0,85 \cdot 100 \cdot (1684,32 - 1,96) + 1,96 \cdot 2800 = 148487kg$$

$$P_u = \frac{P_o}{0,8} = \frac{148487}{0,8} = 185609,1645kg$$

Cortante para el acero

El cortante obtenido del análisis, $V_u = 2008,189kg$. El cual debe ser multiplicado por 2 dado que la ductilidad es distinta de 1.

$$V_m = (0,15 \sqrt{100 + 0,2 \frac{185609,1645}{1500}}) 176 \cdot 5,6 = 25870kg$$

$$V_s = V_u - V_m = 4016,38 - 25870 = -21854kg$$

Para este caso se colocarían varillas # 3 a cada 80cm

Acero mínimo en el muro

Según el inciso 9.3.3 del Código Sísmico (Refuerzo en elementos estructurales), se debe tener un refuerzo mínimo igual a $0,002A_{bruta}$ ¹⁴. Por lo que el espaciamiento mínimo de los muros se cambiará a varillas # 3 @ 60cm en ambas direcciones.

¹⁴Anteriormente sólo se cumplió con la designación de colocar un área de acero equivalente al $0,0007A_{bruta}$

Diseño de entrepiso

Para los entrepisos, se decidió utilizar el sistema de bloques de polietileno y vigas pretensadas. Siendo necesario, la carga temporal, sobre el entrepiso un factor determinante, se tomó la más exigente la cual es de $500kg/m^2$ (esta corresponde a la biblioteca). Además, la carga permanente superimpuesta, es de $200kg/m^2$. También se sabe que la luz máxima de las viguetas, es de $3m$.

El fabricante recomienda utilizar esta fórmula para la escoger del entrepiso.

$$C_{si} = C_t + \frac{1,4}{1,7}C_p$$

$$C_{si} = 500 + \frac{1,4}{1,7} \cdot 200 = 665kg/m^2$$

Donde:

C_{si} Carga superimpuesta

C_t Carga temporal

C_p Carga permanente

Con el dato de C_{si} y la luz libre se escogió el entrepiso 15-2-08 (ver cuadro 129 de la empresa ESCOSA) puesto que puede soportar una carga mayor con una luz libre mayor.

Cuadro 19: Carga y escoger de entrepiso

Carga Superimpuesta	Longitudes admisibles (m)	
	15-2-8	
kg/m^2	Sin apuntalar	Apuntalada
200	5,35	6,19
250	5,14	5,78
300	4,96	5,45
350	4,79	5,16
400	4,64	4,92
450	4,51	4,71
500	4,38	4,52
550	4,27	4,36
600	4,16	4,21
650	4,06	4,07
700	3,95	3,95
750	3,84	3,84
800	3,73	3,73
850	3,64	3,64

Diseño de escaleras

Para el diseño de la escalera hizo la consideración de que es una losa en una dirección.

Para el diseño de la escalera, se tomaron las siguientes consideraciones. El concreto a utilizar tendrá un $f'_c = 210\text{kg/cm}^2$. Mientras que el acero tendrá un $f_y = 2800\text{kg/cm}^2$. Con respecto a las escaleras, se tienen las siguientes medidas,

$$\begin{aligned}l_a &= 1,65\text{m} & l_b &= 3,3\text{m} \\t_{losa} &= 15\text{cm} & rec &= 2,5\text{cm} \\d_{inf} &= 12\text{cm} & d_{sup} &= 3\text{cm} \\l_{huella} &= 27\text{cm} & l_{contrahuella} &= 17,5\text{cm}\end{aligned}$$

Acero por flexión

Por lo que las cargas a considerar son las siguientes
Carga permanente Peso losa: $2400 \cdot t_{losa} = 360\text{kg/m}^2$
Peso escalones: $2400 \cdot 0,5 \cdot l_{contrahuella} = 210\text{kg/m}^2$
Peso acabados: 80kg/m^2

Carga temporal Sobre en escaleras 400kg/m^2

Según el análisis el momento último es de $M_u = 2,30\text{ton} - \text{m}$.

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi \cdot 0,85 f'_c b'}} = 1,275\text{cm}$$

$$\frac{c}{d} = \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,126$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 8,13\text{cm}^2$$

$$A_{s,min} = 0,0018 \cdot 100 \cdot t_{losa} = 2,7$$

Por lo que se cumple con el acero mínimo a colocar.

El acero se distribuye la siguiente manera: varillas # 4 @ 15,0 cm.

Acero por cortante

Según el análisis el cortante último es de $V_u = 2,60\text{ton} - \text{m}$.

El aporte del concreto para cortante está dado por las siguientes fórmulas:

$$V_{s,max} = 2,12\sqrt{f'_c}A_g = 76036,25\text{kg}$$

$$V_s^* = 1,1\sqrt{f'_c}A_g = 39452,77\text{kg}$$

$$V_{c-max} = 0,93\sqrt{f'_c}A_g = 33355,53\text{kg}$$

Al ser, $\frac{V_u \cdot d}{M_u} = 3,54 > 1 \rightarrow$ se usa 1

$$V_{c1} = (0,5\sqrt{f'_c} + 1,75\rho\frac{V_u d}{M_u})bd = 16054\text{kg}$$

Esto debe ser menor a $V_{c,max}$, entonces se utiliza el primer valor calculado.

Debido a que $V_u > \phi V_{c1}$, no es necesario colocar refuerzo por cortante. Esto lleva a colocar un mínimo de acero, el cual es de varillas # 3 @ 15cm

Resultados

Diseño de placas de cimentación

A continuación se presentan los resultados del diseño de las placas de cimentación.

La nomenclatura utilizada es la siguiente:

Elem.	Elemento
Dim.	Dimensiones
A_s	Área de acero exacto según el diseño
$A_{s,u}$	Área de acero a utilizar
S	Separación entre varillas
l_d	Longitud de desarrollo
$l_{d,p}$	Longitud de desarrollo dentro de la placa
$l_{d,c}$	Longitud de desarrollo dentro de la columna

Cimentaciones del Bloque A

Elem.	Dim. (cm)	$A_{s,d}$ (cm ²)	$A_{s,c}$	S (cm)	l_d (cm)
AP-1	100	5,50	5 # 4	20,0	22,5
AP-1	130	7,15	7 # 4	20,0	22,5
AP-2	340	18,70	17 # 4	20,0	22,5
AP-2	420	23,10	21 # 4	20,0	22,5
AP-3	610	33,55	31 # 4	20,0	22,5
AP-3	485	26,68	25 # 4	20,0	22,5
AP-4	130	7,15	7 # 4	20,0	22,5
AP-4	450	24,75	23 # 4	20,0	22,5
AP-5	250	21,01	13 # 5	20,0	30,0
AP-5	612,5	33,69	31 # 4	20,0	22,5
AP-6	350	18,51	18 # 4	20,0	22,5
AP-6	180	11,10	9 # 4	20,0	22,5

Cuadro 21: Refuerzo placa-columna

Elem.	$A_{s,d}$ (cm ²)	$A_{s,c}$	$l_{d,placa}$ (cm)	$l_{d,columna}$ (cm)
AP-1	7,50	6 # 4	22,50	22,50
AP-2	102,92	27 # 7	50,00	50,00
AP-3	146,75	38 # 7	50,00	50,00
AP-4	34,38	18 # 5	30,00	30,00
AP-5	56,81	29 # 5	30,00	30,00
AP-6	0,38	22 # 5	30,00	30,00

La viga de amarre tiene dimensiones de 20x20cm y se distribuirá el acero necesario (14,30cm²), en 4 varillas # 4 . Además se colocarán aros de confinamiento # 3 a cada 30cm.

Cimentaciones del Bloque B

Cuadro 22: Placas del Bloque B

Elem.	Dim. (cm)	$A_{s,d}$ (cm ²)	$A_{s,c}$	S (cm)	l_d (cm)
BP-1	120	7,80	8 # 4	15,0	22,5
BP-2	120	7,32	6 # 4	20,0	22,5
BP-2	180	9,90	9 # 4	20,0	22,5
BP-3	180	10,61	9 # 4	20,0	22,5
BP-3	675	37,13	34 # 4	20,0	22,5

Cuadro 23: Refuerzo placa-columna

Elem.	$A_{s,d}$ (cm ²)	$A_{s,c}$	$l_{d,placa}$ (cm)	$l_{d,columna}$ (cm)
BP-1	7,95	4 # 5	30,00	30,00
BP-2	10,50	4 # 6	35,00	35,00
BP-3	62,50	16 # 7	50,00	50,00

La viga de amarre tiene dimensiones de 20x20cm y se distribuirá el acero necesario ($3,64cm^2$), en 4 varillas # 4 . Además se colocarán aros de confinamiento # 3 a cada 30cm.

Cimentaciones del Bloque C

Cuadro 24: Placas del Bloque C

Elem.	Dim. (cm)	$A_{s,d}$ (cm^2)	$A_{s,c}$	S (cm)	l_d (cm)
CP-1	125	6,88	7 # 4	20,0	22,5
CP-1	425	23,38	22 # 4	20,0	22,5
CP-2	170	20,24	11 # 5	15,0	30,0
CP-2	390	21,45	5 # 4	20,0	22,5

Cuadro 25: Refuerzo placa-columna

Elem.	$A_{s,d}$ (cm^2)	$A_{s,c}$	$l_{d,placa}$ (cm)	$l_{d,columna}$ (cm)
CP-1	26,13	14 # 5	30,00	30,00
CP-2	31,63	16 # 5	30,00	30,00

La viga de amarre tiene dimensiones de 20x20cm y se distribuirá el acero necesario ($10,84cm^2$), en 4 varillas # 4 . Además se colocarán aros de confinamiento # 3 a cada 30cm.

Cimentaciones especiales

Cuadro 26: Placas especiales

Elem.	Dim. (cm)	$A_{s,d}$ (cm^2)	$A_{s,c}$	S (cm)	l_d (cm)
EP-1	265	19,88	16 # 4	15,0	22,5
EP-1	735	55,13	45 # 4	15,0	22,5
EP-2	200	14,61	12 # 4	15,0	22,5
EP-2	120	6,60	6 # 4	20,0	22,5
EP-3	275	20,63	17 # 4	15,0	22,5
EP-3	500	37,50	30 # 4	15,0	22,5

Cuadro 27: Refuerzo placa-columna

Elem.	$A_{s,d}$ (cm^2)	$A_{s,c}$	$l_{d,placa}$ (cm)	$l_{d,columna}$ (cm)
EP-1	262,75	55 # 8	57,50	57,50
EP-2	24,75	13 # 5	30,00	30,00
EP-3	151,25	30 # 8	57,50	57,50

Diseño de columnas

A continuación se presentan, los resultados del diseño de las columnas.

La nomenclatura utilizada es la siguiente:

Elem.	Elemento
Dim.	Dimensiones
A_s	Área de acero exacto según el diseño
$A_{s,u}$	Área de acero a utilizar
A_r	Aros a utilizar

Columnas del Bloque A

Las columnas que se utilizarán en el “Bloque A” se muestran a continuación:

Cuadro 28: Columnas del Bloque A

Elem.	Dim. (cm)	A_s (cm^2)	$A_{s,u}$	A_r
A-R1	90x35	94,50	10 # 11	#3 @ 7,5 cm
A-R2	35x35	61,25	8 # 10	#4 @ 7,5 cm
A-R3	45x45	40,50	8 # 8	#4 @ 5,0 cm
A-R4	50x30	75,00	8 # 11	#3 @ 7,5 cm

Columnas del Bloque B

Las columnas que se utilizarán en el “Bloque B” se muestran a continuación:

Cuadro 29: Columnas del Bloque B

Elem.	Dim. (cm)	A_s (cm^2)	$A_{s,u}$	A_r
B-Ci	$\phi = 45$	31,81	8 # 8	#4 @ 10 cm
B-R1	65x35	56,55	10 # 9	#3 @ 7,5 cm

Columnas del Bloque C

Las columnas que se utilizarán en el “Bloque C” se muestran a continuación:

Cuadro 30: Columnas del Bloque C

Elem.	Dim. (cm)	A_s (cm ²)	$A_{s,u}$	A_r
C-R1	50x25	43,75	8 # 9	#3 @ 5,0 cm
C-R2	25x25	18,75	8 # 6	#3 @ 5,0 cm

Cuadro 32: Vigas del segundo nivel

Elem.	Dim. (cm)	$A_{s,i}$ (cm ²)	$A_{s,s}$ (cm ²)	$A_{s,ui}$	$A_{s,us}$
A2-1	50x20	5,74	5,43	2 # 7	2 # 7
A2-2	50x20	4,02	7,60	2 # 6	2 # 7
A2-3	50x20	5,02	10,04	2 # 6	2 # 8
A2-4	50x20	1,56	3,12	2 # 5	2 # 6
A2-5	50x20	3,25	4,50	2 # 5	2 # 6
A2-6	50x20	2,83	5,65	2 # 5	2 # 6
A2-7	50x20	7,08	5,60	2 # 7	2 # 6
A2-8	50x20	4,16	8,32	2 # 6	2 # 8

Diseño de vigas

Ahora se presentan, los resultados del diseño de las vigas.

La nomenclatura utilizada es la siguiente:

Elem.	Elemento
Dim.	Dimensiones
$A_{s,i}$	Área según diseño, inferior
$A_{s,s}$	Área según diseño, superior
$A_{s,ui}$	Acero a utilizar, inferior
$A_{s,us}$	Acero a utilizar, superior

Cuadro 33: Vigas del tercer nivel

Elem.	Dim. (cm)	$A_{s,i}$ (cm ²)	$A_{s,s}$ (cm ²)	$A_{s,ui}$	$A_{s,us}$
A3-1	50x20	2,85	4,50	2 # 5	2 # 6
A3-2	50x20	2,60	5,20	2 # 5	2 # 6
A3-3	50x20	3,11	6,22	2 # 5	2 # 7
A3-4	50x20	1,01	0,33	2 # 5	2 # 6
A3-5	50x20	2,00	3,99	2 # 5	2 # 6
A3-6	50x20	2,37	3,64	2 # 5	2 # 6
A3-7	50x20	6,22	4,82	2 # 7	2 # 6
A3-8	50x20	3,17	6,34	2 # 5	2 # 7

Vigas del Bloque A

Cuadro 31: Vigas del primer nivel

Elem.	Dim. (cm)	$A_{s,i}$ (cm ²)	$A_{s,s}$ (cm ²)	$A_{s,ui}$	$A_{s,us}$
A1-1	50x20	3,95	5,89	2 # 7	2 # 7
A1-2	50x20	3,63	7,08	2 # 6	2 # 7
A1-3	50x20	2,60	5,20	2 # 5	3 # 5
A1-4	50x20	2,75	5,01	2 # 5	2 # 6
A1-5	50x20	3,99	7,99	2 # 6	2 # 8
A1-6	50x20	2,25	4,50	2 # 5	2 # 6
A1-7	50x20	6,74	4,64	2 # 7	2 # 6
A1-8	50x20	4,50	8,56	2 # 6	2 # 8

Vigas del Bloque B

Cuadro 34: Vigas del primer nivel

Elem.	Dim. (cm)	$A_{s,i}$ (cm ²)	$A_{s,s}$ (cm ²)	$A_{s,ui}$	$A_{s,us}$
B1-1	60x20	6,85	12,17	2 # 7	2 # 9
B1-2	60x20	6,30	10,72	2 # 7	2 # 9
B1-3	50x20	7,57	12,15	2 # 7	2 # 9
B1-4	50x20	6,96	12,18	2 # 7	2 # 9
B1-5	60x20	8,07	10,00	2 # 8	2 # 8

Cuadro 35: Vigas del segundo nivel

Elem.	Dim. (cm)	$A_{s,i}$ (cm ²)	$A_{s,s}$ (cm ²)	$A_{s,ui}$	$A_{s,us}$
B2-1	60x20	3,46	6,19	2 # 5	2 # 7
B2-2	60x20	6,40	10,21	2 # 7	2 # 9
B2-3	60x20	6,36	10,31	2 # 7	2 # 9
B2-4	60x20	1,84	3,68	2 # 5	2 # 6
B2-5	50x20	7,08	11,59	2 # 7	2 # 9
B2-6	50x20	7,02	11,71	2 # 7	2 # 9
B2-7	60x20	2,68	4,66	2 # 5	2 # 6
B2-8	40x20	0,78	1,56	2 # 4	2 # 4

Cuadro 38: Vigas del segundo nivel

Elem.	Dim. (cm)	$A_{s,i}$ (cm ²)	$A_{s,s}$ (cm ²)	$A_{s,ui}$	$A_{s,us}$
C2-1	60x20	0,91	1,55	2 # 4	2 # 6
C2-2	60x20	3,92	4,00	2 # 5	2 # 9
C2-3	40x20	2,14	2,73	2 # 4	2 # 5
C2-4	40x20	3,50	3,50	2 # 5	2 # 4
C2-5	60x20	1,30	2,61	2 # 4	2 # 6
C2-6	60x20	1,85	1,99	2 # 4	2 # 5
C2-7	40x20	8,37	9,80	2 # 8	2 # 5

Cuadro 36: Vigas del tercer nivel

Elem.	Dim. (cm)	$A_{s,i}$ (cm ²)	$A_{s,s}$ (cm ²)	$A_{s,ui}$	$A_{s,us}$
B3-1	50x20	3,70	3,90	2 # 5	2 # 5
B3-2	50x20	3,13	4,76	2 # 5	2 # 6
B3-3	50x20	2,86	4,76	2 # 5	2 # 6
B3-4	50x20	1,77	2,56	2 # 4	2 # 5
B3-5	40x20	3,50	5,24	2 # 5	2 # 6
B3-6	40x20	3,50	5,24	2 # 5	2 # 6
B3-7	50x20	2,17	2,37	2 # 4	2 # 4
B3-8	40x20	0,85	1,26	2 # 3	2 # 3

Cuadro 39: Vigas del tercer nivel

Elem.	Dim. (cm)	$A_{s,i}$ (cm ²)	$A_{s,s}$ (cm ²)	$A_{s,ui}$	$A_{s,us}$
C3-1	40x20	3,50	3,70	2 # 5	2 # 5
C3-2	40x20	3,50	3,50	2 # 5	2 # 5
C3-3	40x20	3,50	3,50	2 # 5	2 # 5
C3-4	40x20	7,10	7,92	2 # 7	2 # 7

Vigas del Bloque C

Cuadro 37: Vigas del primer nivel

Elem.	Dim. (cm)	$A_{s,i}$ (cm ²)	$A_{s,s}$ (cm ²)	$A_{s,ui}$	$A_{s,us}$
C1-1	60x20	3,62	4,17	2 # 5	2 # 6
C1-2	60x20	7,72	10,79	2 # 7	2 # 9
C1-3	40x20	3,40	3,50	2 # 5	2 # 5
C1-4	40x20	1,26	2,51	2 # 3	2 # 4
C1-5	60x20	2,70	4,12	2 # 5	2 # 6
C1-6	60x20	2,01	2,99	2 # 4	2 # 5
C1-7	40x20	1,75	3,50	2 # 4	2 # 5

Diseño de muro

A continuación se presentan los resultados del diseño de los muros.

La nomenclatura utilizada es la siguiente:

- Elem. Elemento
- Long. Longitud
- $A_{s,v}$ Acero a utilizar, vertical
- $A_{s,h}$ Acero a utilizar, horizontal

Muros del Bloque A

Cuadro 40: Muros de retención

Elem.	Long. (m)	$A_{s,v}$	$A_{s,h}$
A0-M1	5,30	# 4 @ 40 cm	# 3 @ 80cm
A0-M2	2,20	# 4 @ 60 cm	# 3 @ 80cm

Cuadro 41: Muros del primer nivel

Elem.	Long. (m)	$A_{s,v}$	$A_{s,h}$
A1-M1	4,80	# 3 @ 60 cm	# 3 @ 60cm
A1-M2	4,80	# 3 @ 60 cm	# 3 @ 60cm
A1-M3	3,30	# 3 @ 60 cm	# 3 @ 60cm
A1-M4	2,20	# 3 @ 60 cm	# 3 @ 60cm
A1-M5	2,70	# 3 @ 60 cm	# 3 @ 60cm

Cuadro 42: Muros del segundo nivel

Elem.	Long. (m)	$A_{s,v}$ (cm^2)	$A_{s,h}$ (cm^2)
A2-M1	4,80	# 3 @ 60 cm	# 3 @ 60cm
A2-M2	4,80	# 3 @ 60 cm	# 3 @ 60cm
A2-M3	3,30	# 3 @ 60 cm	# 3 @ 60cm
A2-M4	2,20	# 3 @ 60 cm	# 3 @ 60cm
A2-M5	2,70	# 3 @ 60 cm	# 3 @ 60cm

Cuadro 43: Muros del tercer nivel

Elem.	Long. (m)	$A_{s,v}$ (cm^2)	$A_{s,h}$ (cm^2)
A3-M1	4,80	# 3 @ 60 cm	# 3 @ 60cm
A3-M2	4,80	# 3 @ 60 cm	# 3 @ 60cm
A3-M3	3,30	# 3 @ 60 cm	# 3 @ 60cm
A3-M4	2,20	# 3 @ 60 cm	# 3 @ 60cm
A3-M5	2,70	# 3 @ 60 cm	# 3 @ 60cm

Muros del Bloque B

Cuadro 44: Muros del primer nivel

Elem.	Long. (m)	$A_{s,v}$	$A_{s,h}$
B1-M1	5,68	# 3 @ 60 cm	# 3 @ 60cm
B1-M2	5,68	# 3 @ 60 cm	# 3 @ 60cm

Cuadro 45: Muros del segundo nivel

Elem.	Long. (m)	$A_{s,v}$ (cm^2)	$A_{s,h}$ (cm^2)
B2-M1	5,68	# 3 @ 60 cm	# 3 @ 60cm
B2-M2	5,68	# 3 @ 60 cm	# 3 @ 60cm

Cuadro 46: Muros del tercer nivel

Elem.	Long. (m)	$A_{s,v}$ (cm^2)	$A_{s,h}$ (cm^2)
B3-M1	4,18	# 3 @ 60 cm	# 3 @ 60cm
B3-M2	4,18	# 3 @ 60 cm	# 3 @ 60cm

Muros del Bloque C

Cuadro 47: Muros del primer nivel

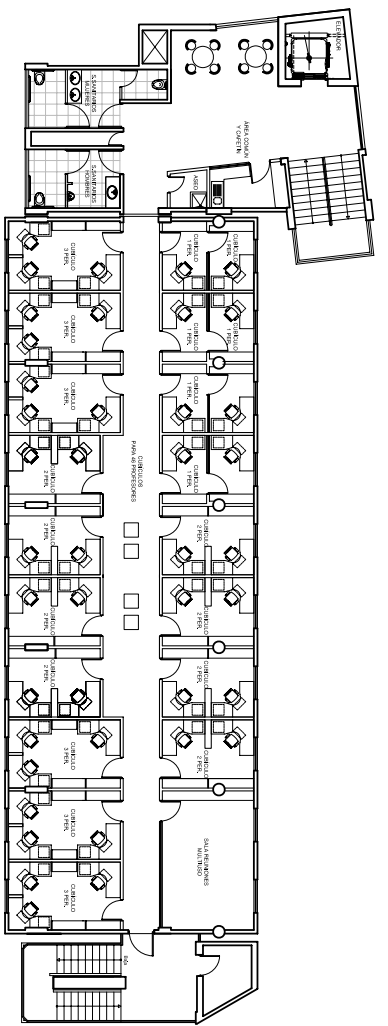
Elem.	Long. (m)	$A_{s,v}$	$A_{s,h}$
C1-M1	2,30	# 3 @ 60 cm	# 3 @ 60cm
C1-M2	2,85	# 3 @ 60 cm	# 3 @ 60cm
C1-M3	2,80	# 3 @ 60 cm	# 3 @ 60cm
C1-M4	2,80	# 3 @ 60 cm	# 3 @ 60cm

Cuadro 48: Muros del segundo nivel

Elem.	Long. (m)	$A_{s,v}$ (cm^2)	$A_{s,h}$ (cm^2)
C2-M1	2,30	# 3 @ 60 cm	# 3 @ 60cm
C2-M2	2,85	# 3 @ 60 cm	# 3 @ 60cm
C2-M3	2,80	# 3 @ 60 cm	# 3 @ 60cm
C2-M4	2,80	# 3 @ 60 cm	# 3 @ 60cm

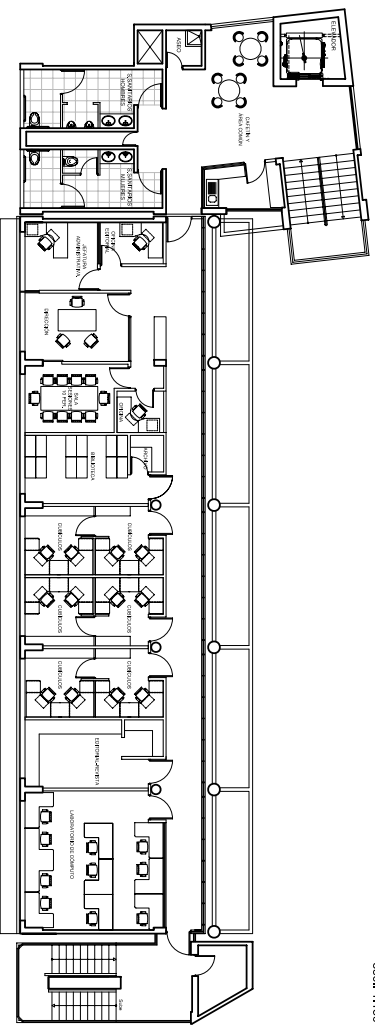
Cuadro 49: Muros del tercer nivel

Elem.	Long. (m)	$A_{s,v}$ (cm^2)	$A_{s,h}$ (cm^2)
C3-M1	2,30	# 3 @ 60 cm	# 3 @ 60cm
C3-M2	2,85	# 3 @ 60 cm	# 3 @ 60cm



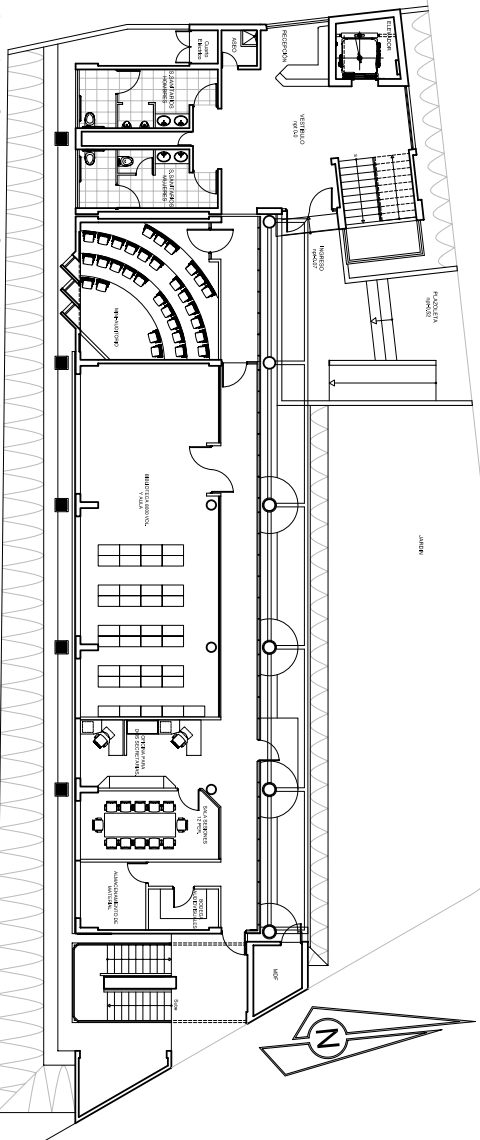
distribución arquitectónica del segundo nivel

esc.: 1:150



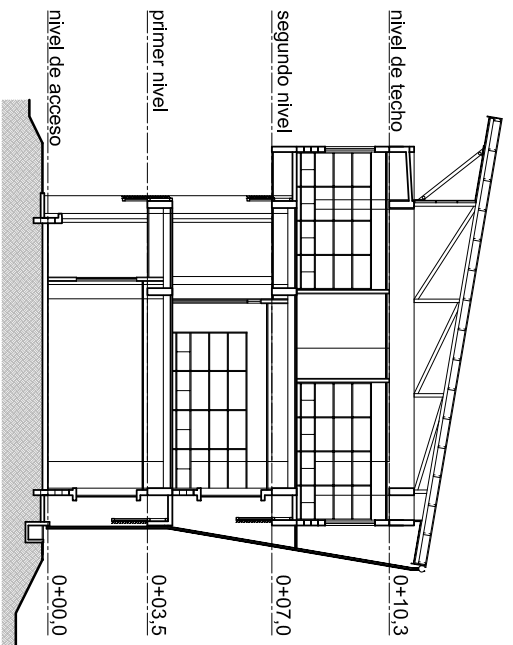
distribución arquitectónica del primer nivel

esc.: 1:150



distribución arquitectónica del nivel de acceso

esc.: 1:150



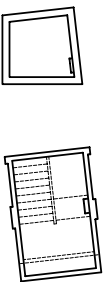
sección transversal

esc.: 1:100



distribución de sala de maquinas

esc.: 1:150

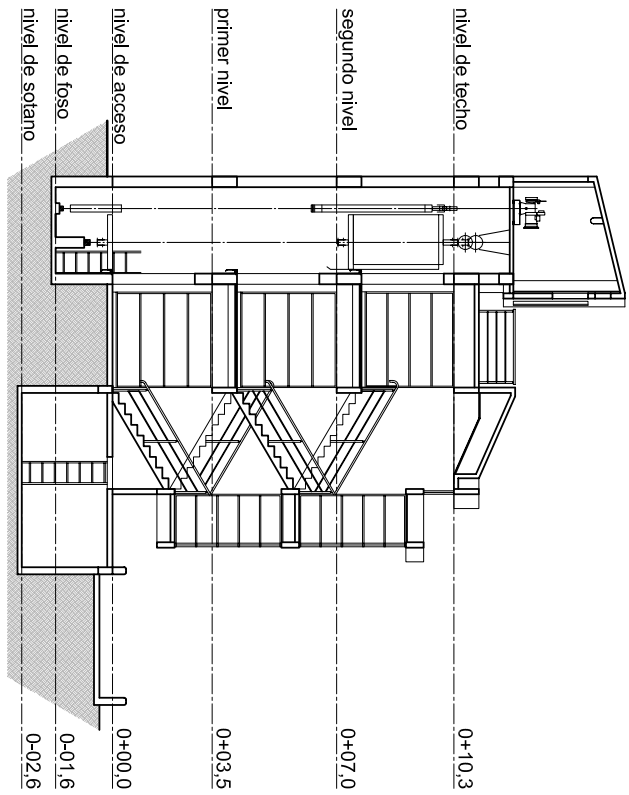


distribución de foso y sotano

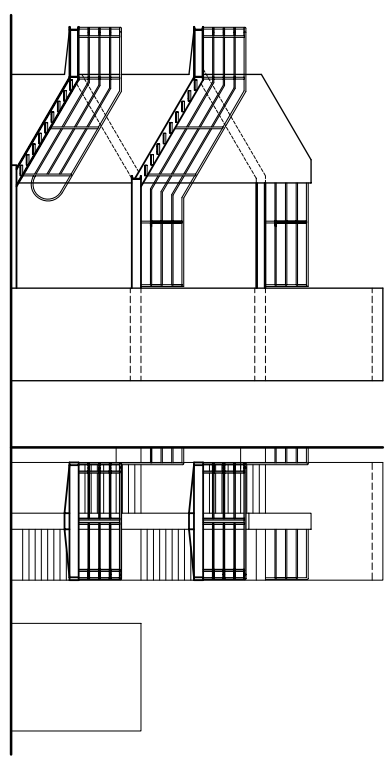
esc.: 1:150

anteproyecto

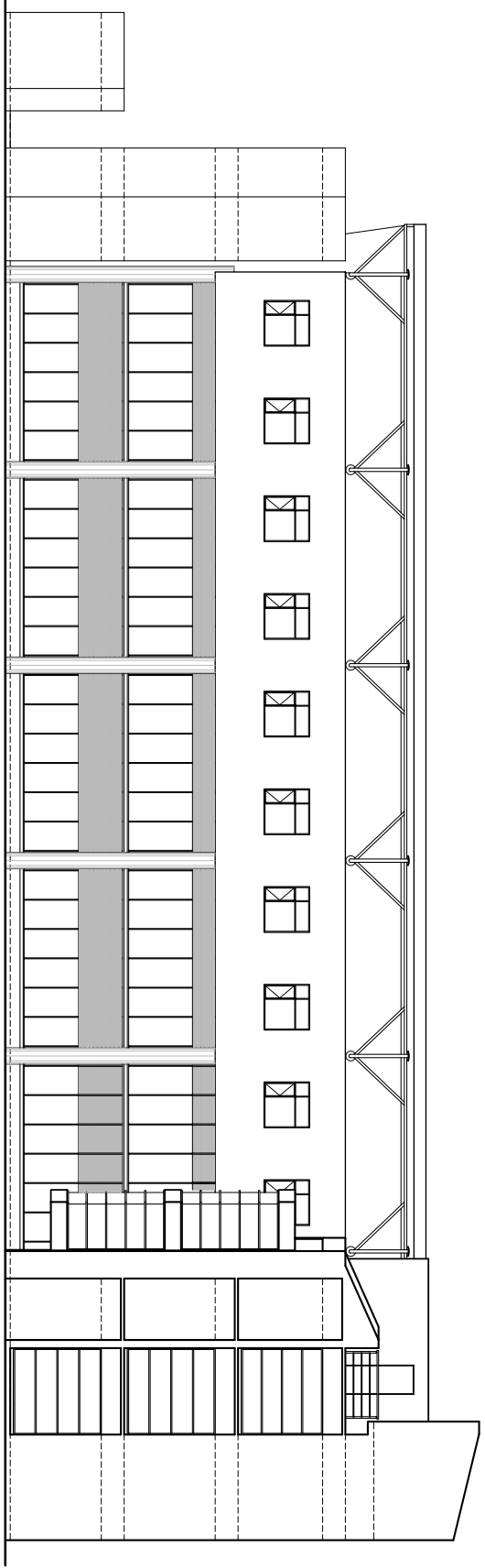
Instituto Tecnológico de Costa Rica Proyecto de Graduación	fecha: Jun. 2008
estudiante: Luis Carlos Arce Jiménez	lámina: 1 de 2
profesor guía: Mg. Adrían Chaverri Cole	
título del proyecto: El nuevo edificio para la Escuela de Matemática de la UCR	
informante: Anteproyecto Administrado por OEPI Rediseño por: Kerlin Colter	



seccion transversal de escaleras
esc.: 1:100



vistas de escaleras de emergencia
esc.: 1:100



fachada norte del edificio

esc.: 1:150

anteproyecto

Instituto Tecnológico de Costa Rica Proyecto de Graduación estudiante: Luis Carlos Acea Jimenez profesor guía: Mig. Adrían Chaverri Cole	tema del proyecto: El nuevo edificio para la Escuela de Matemática de la UCR	informacion: Anteproyecto administrado por OEPH elaborado por: Kerlin Colter	fechas: Jun. 2008	laminas: 2 de 2
--	--	--	-----------------------------	---------------------------

ESPECIFICACIONES ESTRUCTURALES

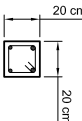
Propiedades y especificaciones de los materiales		
Resistencia del Concreto	<p>A los 28 días la resistencia a la compresión (f'c) debe ser de:</p> <ul style="list-style-type: none"> Concreto estructural: 270kg/cm² Concreto de relleno: 210kg/cm² <p>Vigas y Columnas: 210kg/cm²</p> <p>Concreto estructural: 210kg/cm²</p> <p>Losas de entablado y recubrimientos: 210kg/cm²</p> <p>Concreto estructural: 210kg/cm²</p>	Aceros
<p>• La resistencia a la tracción (fy) de las barras de acero debe ser de 400 para los tipos de fierro y de 420 para los tipos de fierro de alta resistencia.</p> <p>• Cuando el diámetro de la sección sea de 19mm o mayor, se colocarán varillas longitudinales adicionales, distribuidas en la altura del muro con una separación no mayor de 35cm, utilizar debe ser una barra de acero tipo 60.</p> <p>• Todos los empalmes deberán de tener una longitud igual o mayor a la colocada en el cuadro de traspases (para muros y varillas).</p> <p>• Todos los doblajes y subsiguientes preparaciones, se deberán hacer como se indica en el cuadro de doblajes.</p> <p>• La colocación de la armadura para todos los elementos se deberá hacer con respecto a la sección 7.5 del código ACI 318-02.</p>	<p>• La resistencia a la tracción (fy) de las barras de acero debe ser de 400 para los tipos de fierro y de 420 para los tipos de fierro de alta resistencia.</p> <p>• Cuando el diámetro de la sección sea de 19mm o mayor, se colocarán varillas longitudinales adicionales, distribuidas en la altura del muro con una separación no mayor de 35cm, utilizar debe ser una barra de acero tipo 60.</p> <p>• Todos los empalmes deberán de tener una longitud igual o mayor a la colocada en el cuadro de traspases (para muros y varillas).</p> <p>• Todos los doblajes y subsiguientes preparaciones, se deberán hacer como se indica en el cuadro de doblajes.</p> <p>• La colocación de la armadura para todos los elementos se deberá hacer con respecto a la sección 7.5 del código ACI 318-02.</p>	Mampostería
<p>Muros</p> <p>Estructurales: Clase A</p> <p>No estructurales: Clase C</p> <p>Concreto de relleno: Estructurales: 175kg/cm²</p> <p>No estructurales: 120kg/cm²</p> <p>• La mampostería para uso estructural debe ser Clase A, según el CS-CR202. Con una resistencia mínima de 120kg/cm².</p> <p>• El concreto de relleno, deberá tener un reemplazo de 20 a 25cm.</p> <p>• No se podrá utilizar el mortero después de 2 horas de haberse elaborado, y el hecho, después de 1 hora de haberse hecho.</p> <p>• Solo se rellenarán las celdas especializadas en planos. Cuando la celda de las mismas, si tenga una altura superior a 30cm se deberá utilizar vibrador y si es inferior se podrá hacer a mano.</p> <p>• Los morteros y concretos de relleno, deben cumplir con los requerimientos del Anexo A del CS-CR202.</p>	<p>• La mampostería para uso estructural debe ser Clase A, según el CS-CR202. Con una resistencia mínima de 120kg/cm².</p> <p>• El concreto de relleno, deberá tener un reemplazo de 20 a 25cm.</p> <p>• No se podrá utilizar el mortero después de 2 horas de haberse elaborado, y el hecho, después de 1 hora de haberse hecho.</p> <p>• Solo se rellenarán las celdas especializadas en planos. Cuando la celda de las mismas, si tenga una altura superior a 30cm se deberá utilizar vibrador y si es inferior se podrá hacer a mano.</p> <p>• Los morteros y concretos de relleno, deben cumplir con los requerimientos del Anexo A del CS-CR202.</p>	Recubrimiento y empalmes
<p>Recubrimiento</p> <p>Se entiende por recubrimiento, toda distancia en centímetros entre el punto más externo de un elemento de acero y todo otro material de acabado.</p> <p>Elemento: 2.5cm</p> <p>Losas: 2.5cm</p> <p>Muros y vigas: 7.5cm</p> <p>Columnas: 7.5cm</p> <p>La posición de las columnas que estén en contacto con el suelo, se le deberá poner el recubrimiento de los cimientos.</p>	<p>Recubrimiento</p> <p>Se entiende por recubrimiento, toda distancia en centímetros entre el punto más externo de un elemento de acero y todo otro material de acabado.</p> <p>Elemento: 2.5cm</p> <p>Losas: 2.5cm</p> <p>Muros y vigas: 7.5cm</p> <p>Columnas: 7.5cm</p> <p>La posición de las columnas que estén en contacto con el suelo, se le deberá poner el recubrimiento de los cimientos.</p>	Datos usado en el diseño
<p>Cargas permanentes</p> <p>Concreto: 240kg/cm²</p> <p>Acero: 400kg/cm²</p> <p>Divisiones fijas: 60kg/cm²</p> <p>Entablado con viguetas: 30kg/cm²</p> <p>Vidrio y aluminio: 175kg/cm²</p> <p>Estructura metálica: 60kg/cm²</p> <p>Cubierta y accesorios: 25kg/cm²</p> <p>Cable raso e instalaciones: 15kg/cm²</p> <p>20kg/cm²</p>	<p>Cargas permanentes</p> <p>Concreto: 240kg/cm²</p> <p>Acero: 400kg/cm²</p> <p>Divisiones fijas: 60kg/cm²</p> <p>Entablado con viguetas: 30kg/cm²</p> <p>Vidrio y aluminio: 175kg/cm²</p> <p>Estructura metálica: 60kg/cm²</p> <p>Cubierta y accesorios: 25kg/cm²</p> <p>Cable raso e instalaciones: 15kg/cm²</p> <p>20kg/cm²</p>	Cargas temporales
<p>500kg/cm²</p> <p>Biblioteca: 500kg/cm²</p> <p>Auditorio: 400kg/cm²</p> <p>Escuelas: 400kg/cm²</p> <p>Alulias: 250kg/cm²</p> <p>Bancas: 200kg/cm²</p> <p>Techo: 40kg/cm²</p>	<p>500kg/cm²</p> <p>Biblioteca: 500kg/cm²</p> <p>Auditorio: 400kg/cm²</p> <p>Escuelas: 400kg/cm²</p> <p>Alulias: 250kg/cm²</p> <p>Bancas: 200kg/cm²</p> <p>Techo: 40kg/cm²</p>	Descripción del edificio
<p>Zona: Sernitac 3</p> <p>Tipo de suelo: S3</p> <p>Uso: Educativo</p> <p>Grupo Estructural: C</p> <p>Factor de Importancia: 1</p> <p>Sistema Estructural: Dual</p>	<p>Zona: Sernitac 3</p> <p>Tipo de suelo: S3</p> <p>Uso: Educativo</p> <p>Grupo Estructural: C</p> <p>Factor de Importancia: 1</p> <p>Sistema Estructural: Dual</p>	

T R A S L A P E S

VARRILLAS	L _{ag}	2.5L _{ag}	3.5L _{ag}
No 3 / 10mm	15.0 cm	37.5 cm	52.5 cm
No 4 / 13mm	15.0 cm	37.5 cm	52.5 cm
No 5 / 16mm	20.0 cm	47.5 cm	66.0 cm
No 6 / 19mm	22.5 cm	56.5 cm	79.5 cm
No 7 / 22mm	26.5 cm	66.0 cm	105.5 cm
No 8 / 25mm	30.5 cm	75.5 cm	119.0 cm
No 9 / 29mm	34.0 cm	85.0 cm	132.0 cm
No 10 / 32mm	38.0 cm	94.5 cm	138.0 cm
No 11 / 35mm	41.5 cm	104.0 cm	145.5 cm

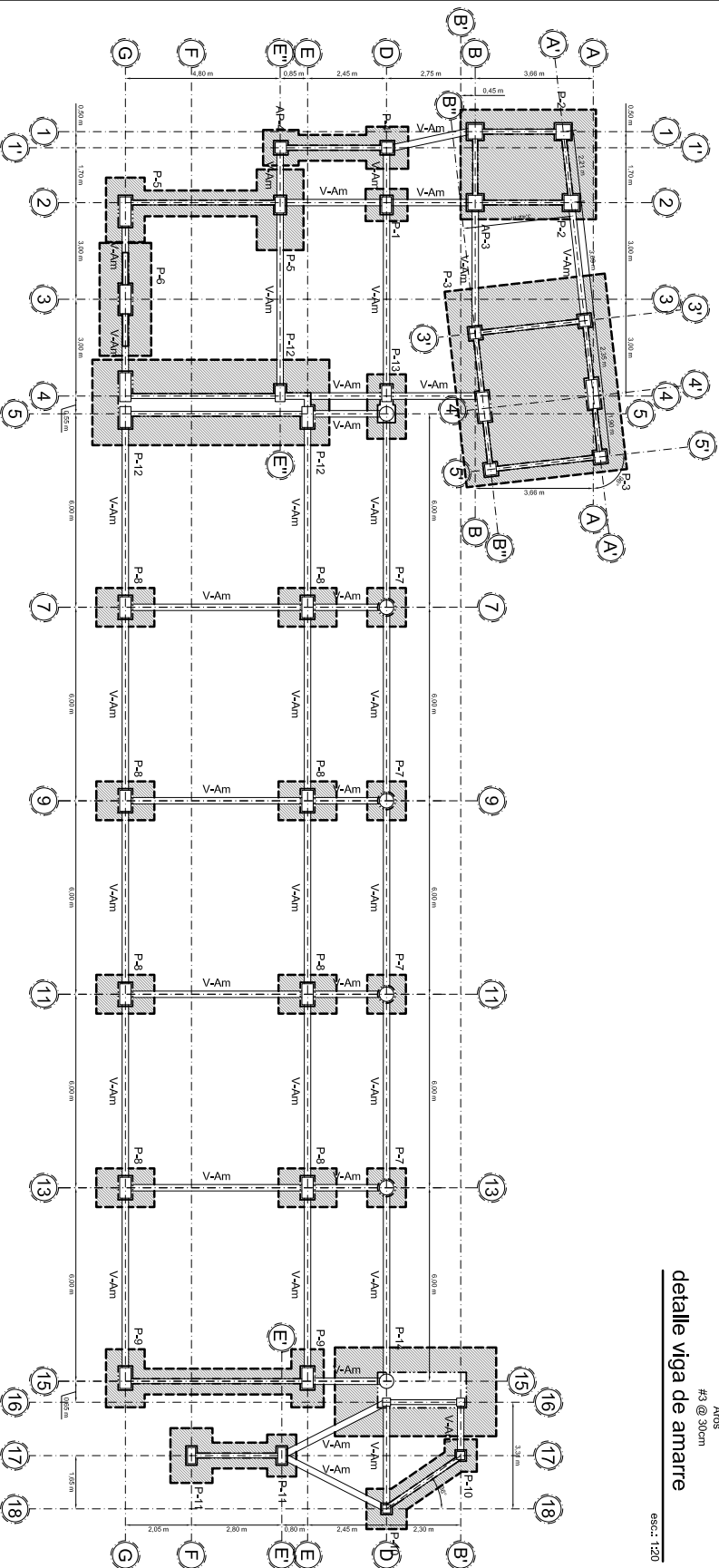
Mayeas de borde: 15 cm como mínimo

dos alambres más 5cm



detalle viga de amarre

esc.: 1:20

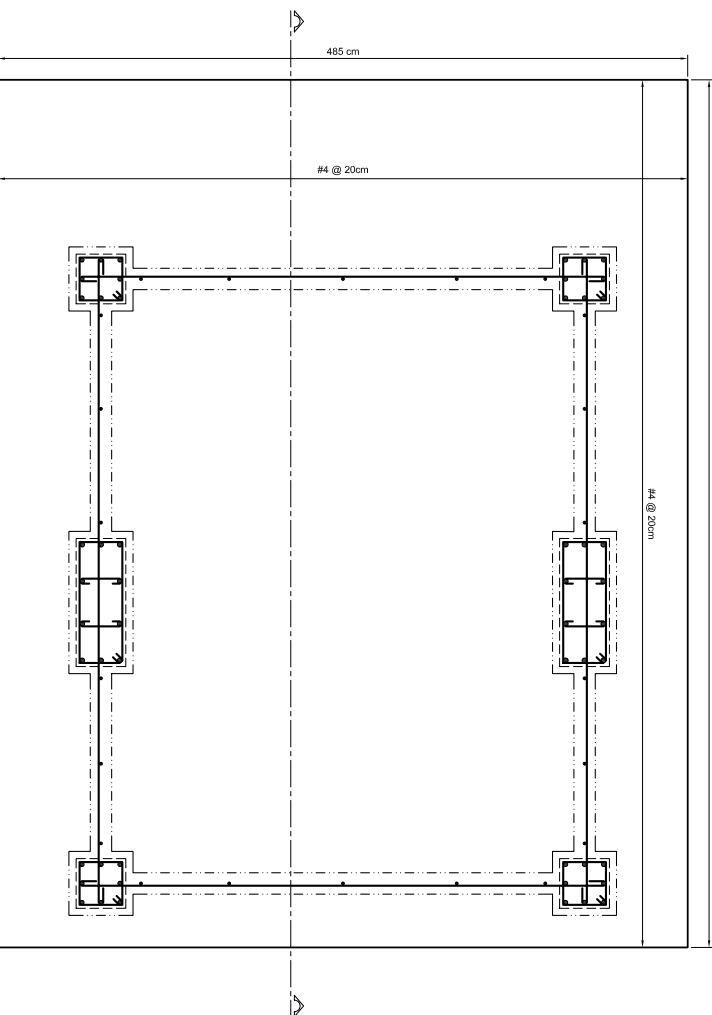
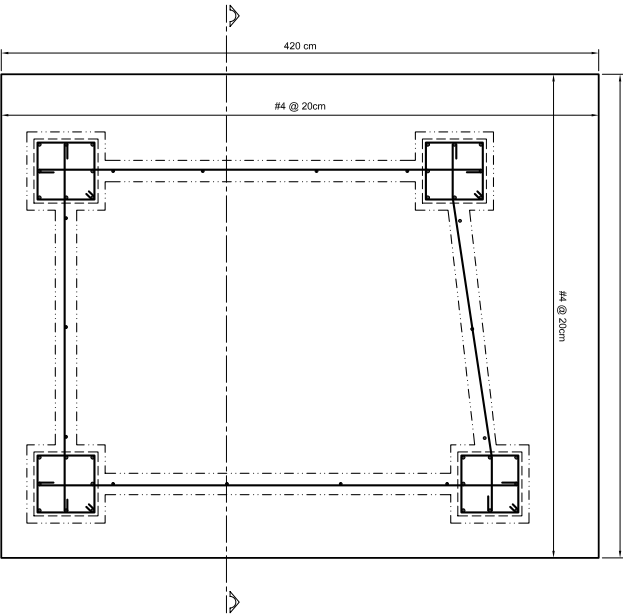
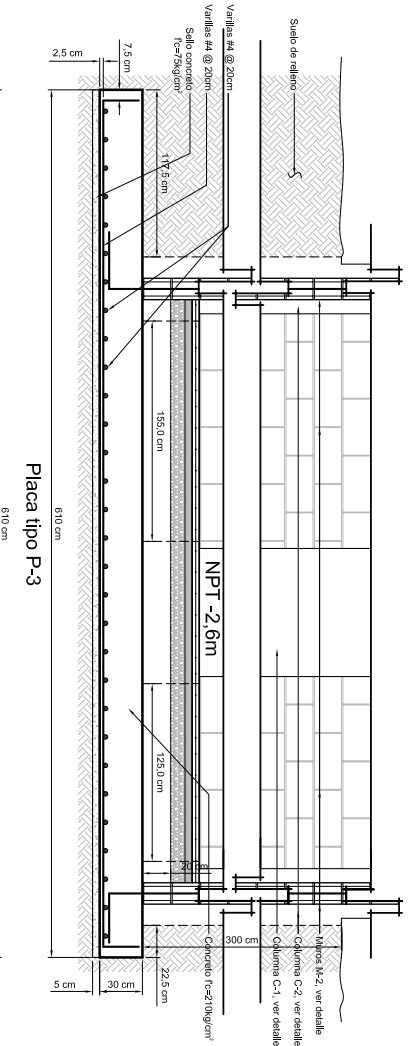
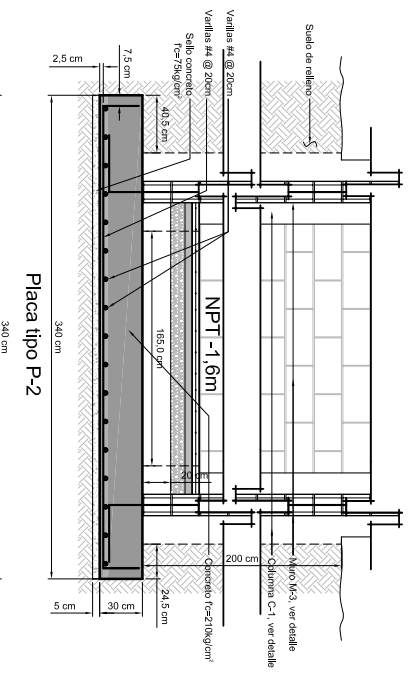


distribución de cimientos de todo el edificio

esc.: 1:100

<p>Redactor: Inocencio de Castro Rivera</p> <p>Proyecto de Graduación</p>	<p>Fecha: mar. 2009</p> <p>Lamina: 1 de 5</p>
<p>Escritor: Luis Carlos Acea Jiménez</p> <p>Admirador: Adrián Chiverri Coto</p>	
<p>Nombre del proyecto: El nuevo edificio para la Escuela de Matemática de la UCR</p>	
<p>Objetivo: Orientaciones del edificio</p>	

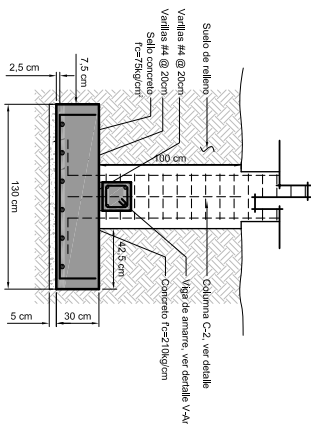
cimientos



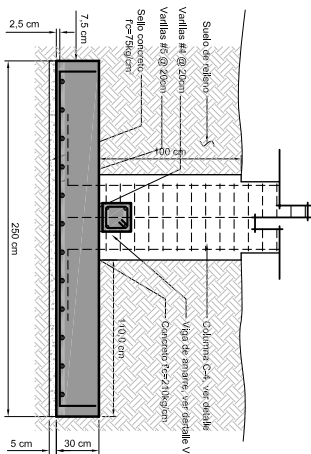
detalle de placas P-2 y P-3

esc.: 1/25

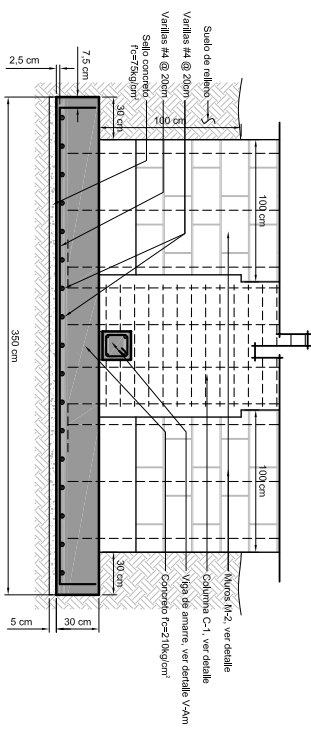
Autor: Escuela de Ingeniería Civil Profesor: Dr. Luis Carlos Ace Jiménez Proyecto de Graduación Profesor Guía: Adrian Chaverri Coto	Título del Proyecto: Edificio para la Escuela de Matemáticas de la UCR Ubicación: Ciudad de San José, Costa Rica Tipo de Edificio: Cimentaciones del edificio	Fecha: mar. 2009	Lámina: 2 de 5
--	---	----------------------------	--------------------------



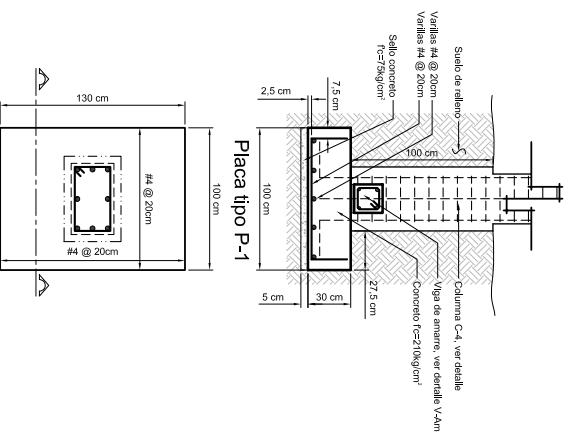
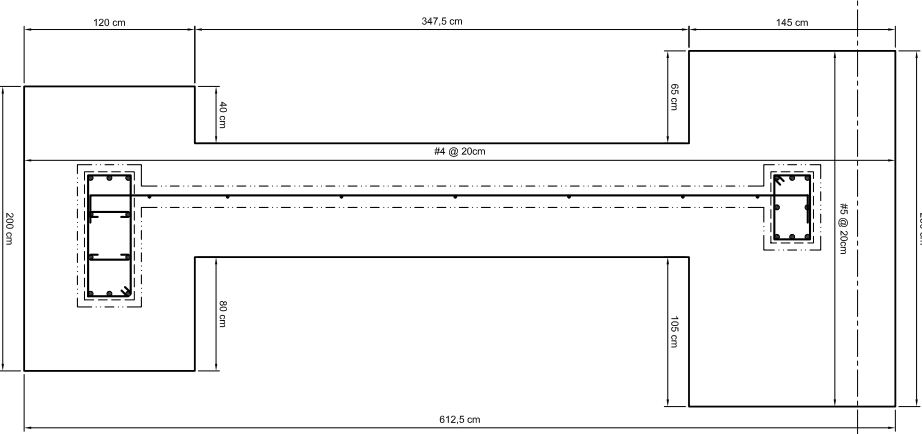
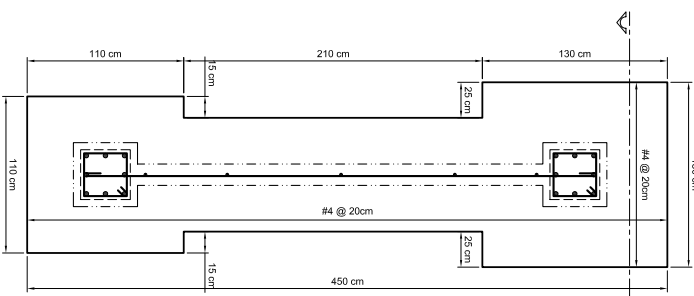
Placa tipo P-4



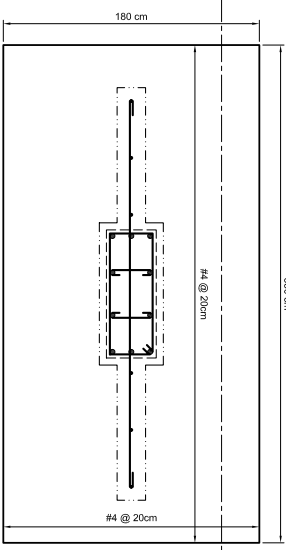
Placa tipo P-5



Placa tipo P-6

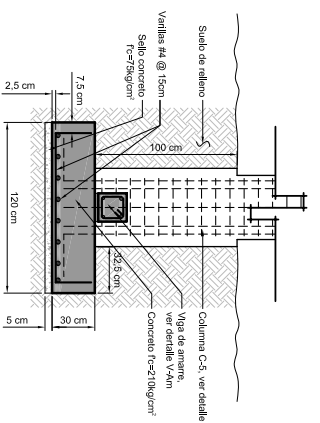


Placa tipo P-1

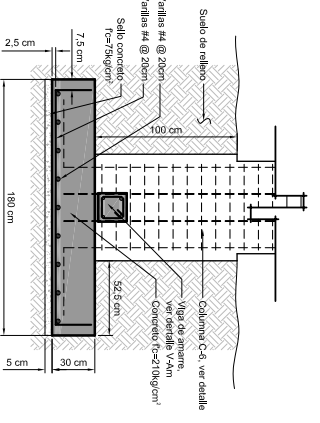


detalle de placas P-1 y P-4 a P-6

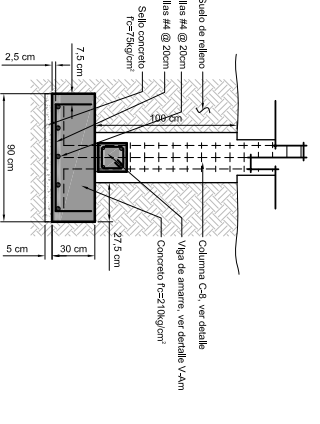
Instituto Tecnológico de Costa Rica Facultad de Ingeniería Escuela de Ingeniería Civil	Proyecto de Graduación Título de Ingeniero Civil
Autor: Luis Carlos Acea Jiménez	Asesor: Adrián Chiverri Cedeño
Tema del proyecto: El nuevo edificio para la Escuela de Matemática de la UCR	Materiales: Cimentaciones del edificio
Fecha: mar. 2009	Lámina: 3 de 5



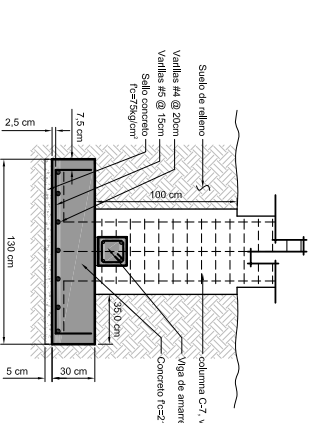
Placa tipo P-7



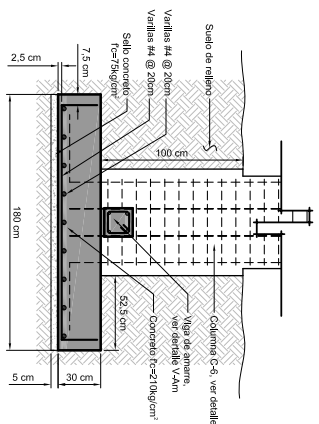
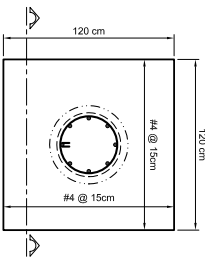
Placa tipo P-9



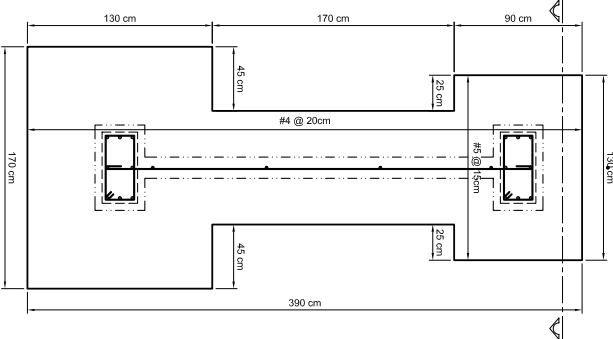
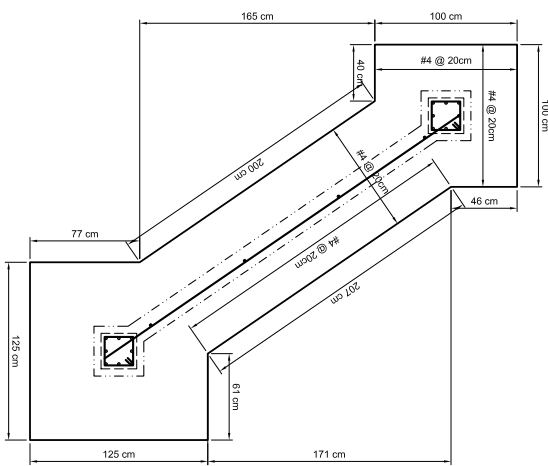
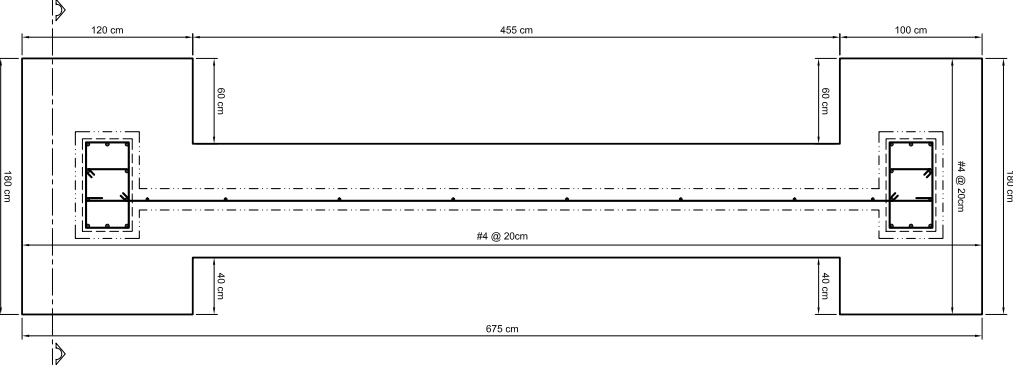
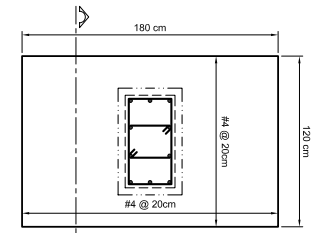
Placa tipo P-10



Placa tipo P-11



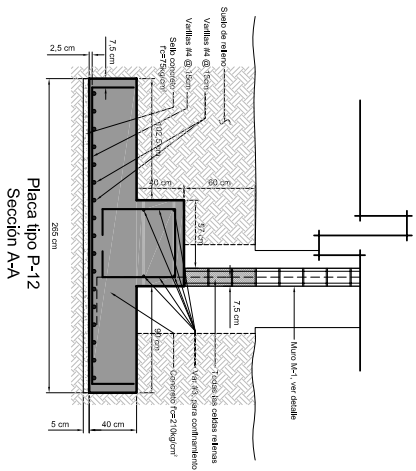
Placa tipo P-8



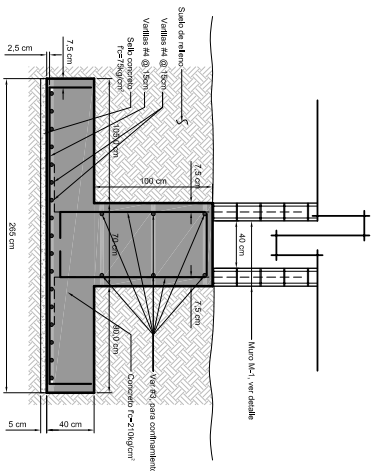
detalle de placas P-7 a P-11

esc.: 1/25

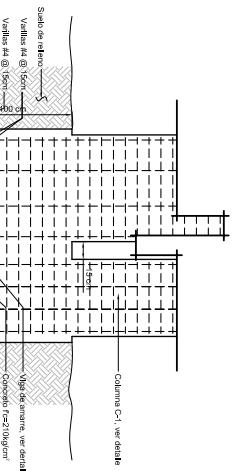
Instituto Tecnológico de Costa Rica Proyecto de Graduación	
Autor: Luis Carlos Arce Jiménez	Profesor guía: Adrian Chaverri Coto
Título del proyecto: Edificio multifuncional para la Escuela de Matemática de la UCR	
Institución: Construcciones del edificio	
Autor del proyecto: Luis Carlos Arce Jiménez	
Fecha: mar. 2009	Láminas: 4 de 5



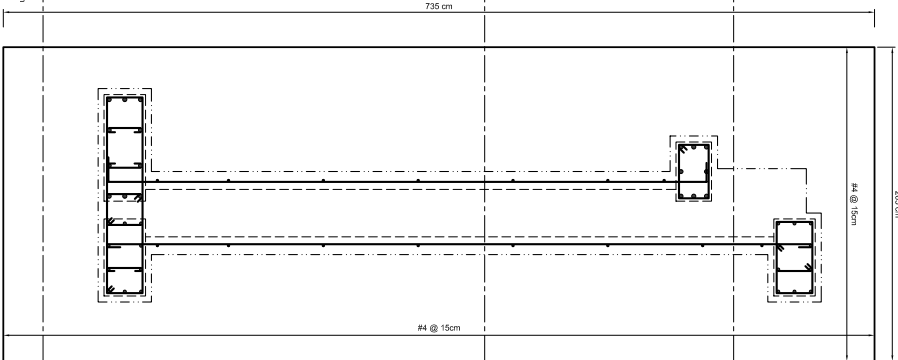
Placa tipo P-12
Sección A-A



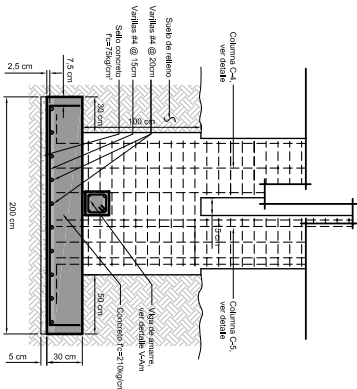
Placa tipo P-12
Sección B-B



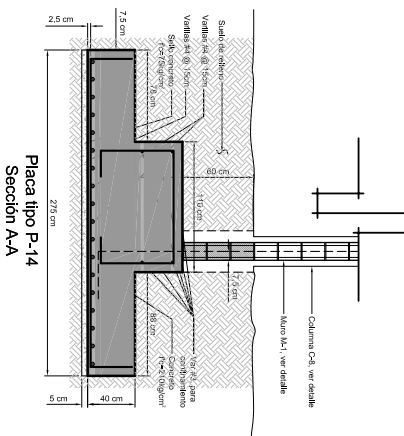
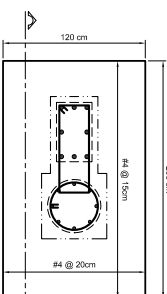
Placa tipo P-12
Sección C-C



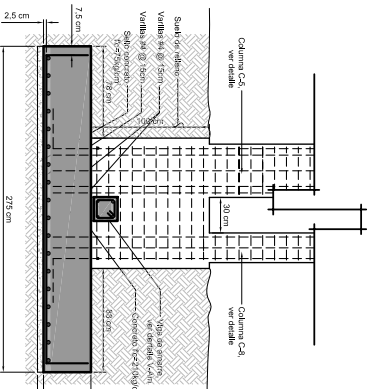
Placa tipo P-12



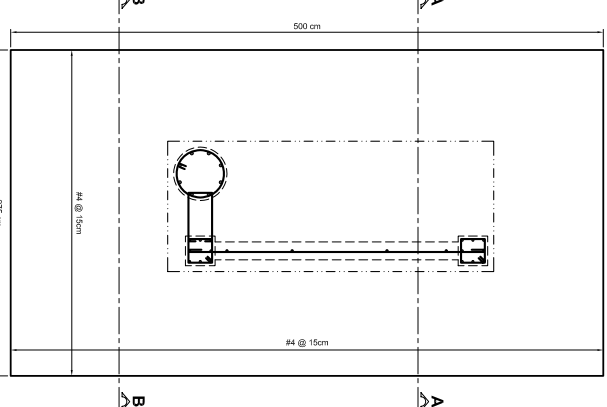
Placa tipo P-13



Placa tipo P-14
Sección A-A



Placa tipo P-14
Sección B-B



Placa tipo P-14

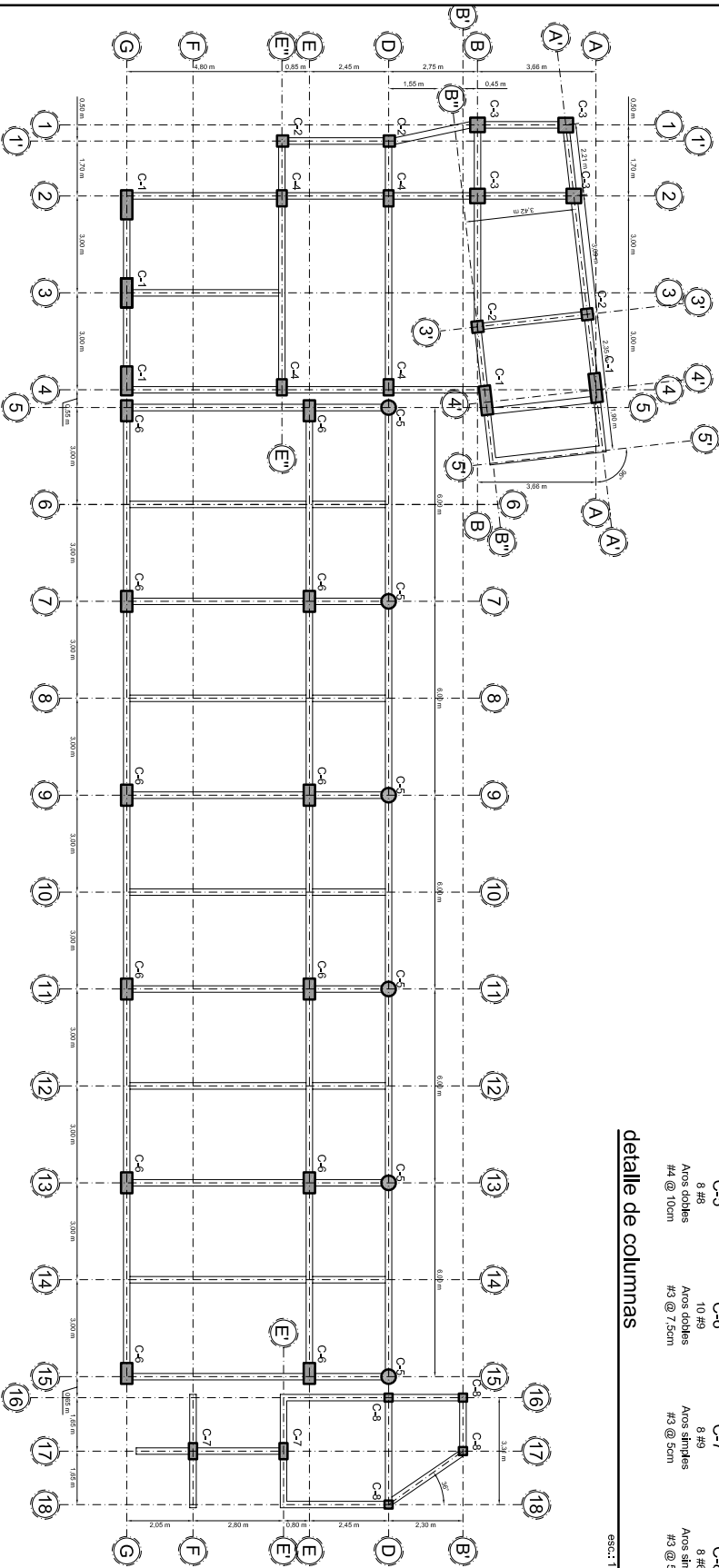
detalle de placas 12 a 14

esc.: 1:30

Instituto Tecnológico de Costa Rica Escuela de Ingeniería Civil Proyecto de Graduación	Autor: Adrián Chaverri Coto	Título del proyecto: El nuevo edificio para la Escuela de Matemática de la UCR	Instructores: Cimentaciones del edificio Luis Carlos Acea Jiménez	Fecha: mar. 2009	Lámina: 5 de 5
--	--------------------------------	---	--	---------------------	-------------------

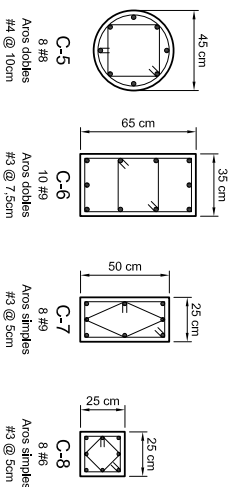
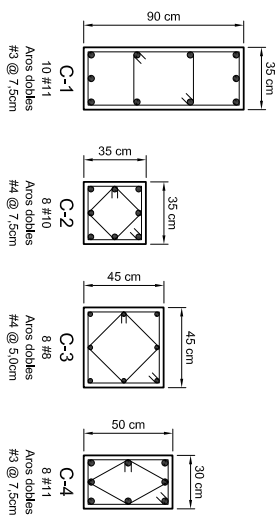
GANCHOS NORMALES						
VARRILLAS	Ø ₁	L _{d90}	L _{d180}	AROS	Ø ₂	L _{d135}
No 3 / 10mm	6 cm	12 cm	7 cm	No 3 / 10mm	4 cm	6 cm
No 4 / 13mm	8 cm	16 cm	7 cm	No 4 / 13mm	6 cm	8 cm
No 5 / 16mm	10 cm	20 cm	7 cm	No 5 / 16mm	7 cm	10 cm
No 6 / 19mm	12 cm	23 cm	8 cm			
No 7 / 22mm	14 cm	27 cm	9 cm	Ø ₁	Diámetro de doblaje en varillas	
No 8 / 25mm	16 cm	31 cm	11 cm	L _{d90}	Long. después doblaje de 90°	
No 9 / 29mm	23 cm	35 cm	12 cm	L _{d180}	Long. después doblaje de 180°	
No 10 / 32mm	26 cm	39 cm	13 cm	Ø ₂	Diámetro de doblaje en aros	
No 11 / 35mm	28 cm	42 cm	14 cm	L _{d135}	Long. después doblaje de 135°	

TRASLAPES			
VARRILLAS	L _{ap}	2.5L _{ap}	3.5L _{ap}
No 3 / 10mm	15.0 cm	37.5 cm	52.5 cm
No 4 / 13mm	15.0 cm	37.5 cm	52.5 cm
No 5 / 16mm	20.0 cm	47.5 cm	66.0 cm
No 6 / 19mm	22.5 cm	56.5 cm	79.5 cm
No 7 / 22mm	26.5 cm	66.0 cm	105.5 cm
No 8 / 25mm	30.5 cm	75.5 cm	119.0 cm
No 9 / 29mm	34.0 cm	85.0 cm	132.0 cm
No 10 / 32mm	38.0 cm	94.5 cm	138.0 cm
No 11 / 35mm	41.5 cm	104.0 cm	145.5 cm
Mayras configuras	15 cm como mínimo		
Mayras de borde	dos alambres más 5cm		



detalle de columnas

esc.: 1:20



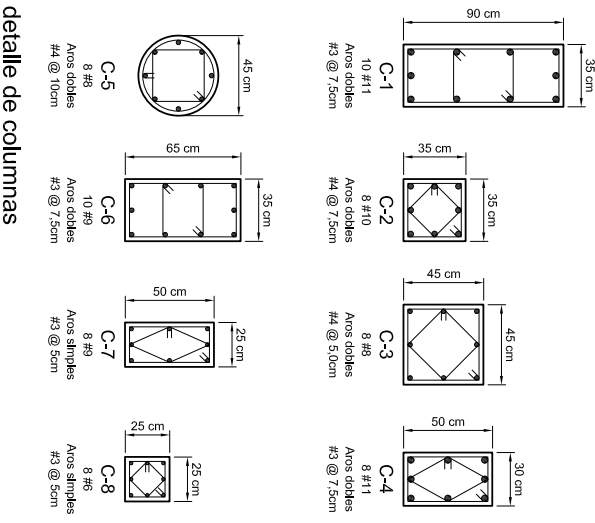
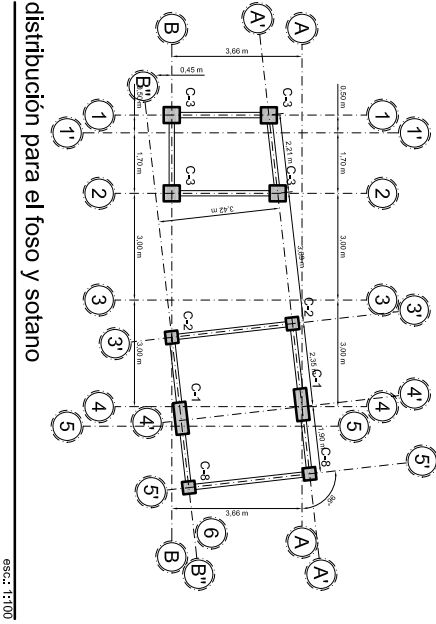
distribución de columnas en el edificio para los niveles del 1 al 3

esc.: 1:100

Instituto Tecnológico de Costa Rica
 Proyecto de Construcción
 LUIS Carlos Arce Jiménez
 Profesor de Matemática
 Adrian Chaverri Coto
 Arquitecto
 El nuevo edificio para la
 Escuela de Matemática de
 la UCR
 Columnas del edificio
 Fecha: mar. 2009
 Lámina: 1 de 2

columnas

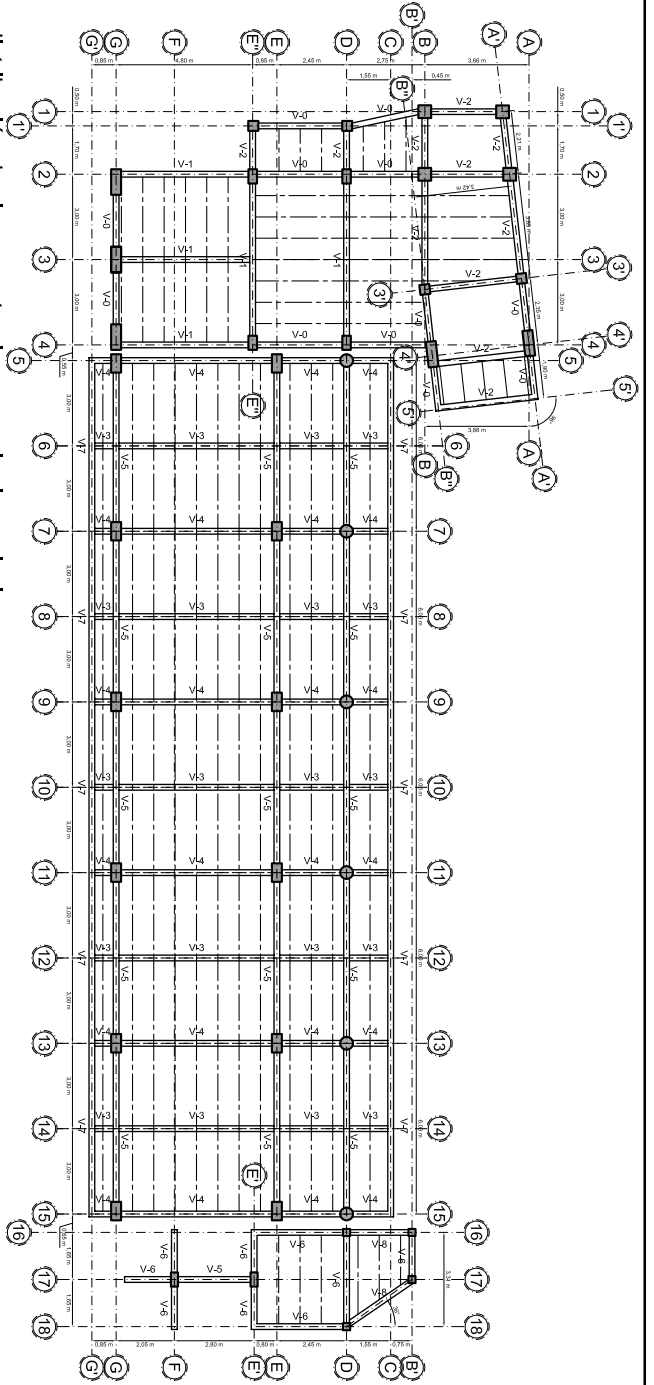
TRASLAPES			
VARILLAS	L_{ap}	2.5L _{ag}	3.5L _{ag}
No 3 / 10mm	15.0 cm	37.5 cm	52.5 cm
No 4 / 13mm	15.0 cm	37.5 cm	52.5 cm
No 5 / 16mm	20.0 cm	47.5 cm	66.0 cm
No 6 / 19mm	22.5 cm	56.5 cm	79.5 cm
No 7 / 22mm	26.5 cm	66.0 cm	105.5 cm
No 8 / 25mm	30.5 cm	75.5 cm	119.0 cm
No 9 / 28mm	34.0 cm	85.0 cm	132.0 cm
No 10 / 32mm	38.0 cm	94.5 cm	138.0 cm
No 11 / 35mm	41.5 cm	104.0 cm	145.5 cm
Mayas con ligaduras	15 cm como mínimo		
Mayas de borde		dos alambres más 5cm	



GANCHOS NORMALES					
VARILLAS	ϕ_v	L_{g180}	AROS	ϕ_a	L_{g135}
No 3 / 10mm	6 cm	12 cm	No 3 / 10mm	4 cm	6 cm
No 4 / 13mm	8 cm	16 cm	No 4 / 13mm	6 cm	8 cm
No 5 / 16mm	10 cm	20 cm	No 5 / 16mm	7 cm	10 cm
No 6 / 19mm	12 cm	23 cm			
No 7 / 22mm	14 cm	27 cm	ϕ_v		
No 8 / 25mm	16 cm	31 cm	L_{90}		
No 9 / 28mm	23 cm	35 cm	L_{180}		
No 10 / 32mm	26 cm	39 cm	ϕ_a		
No 11 / 35mm	28 cm	42 cm	L_{g135}		

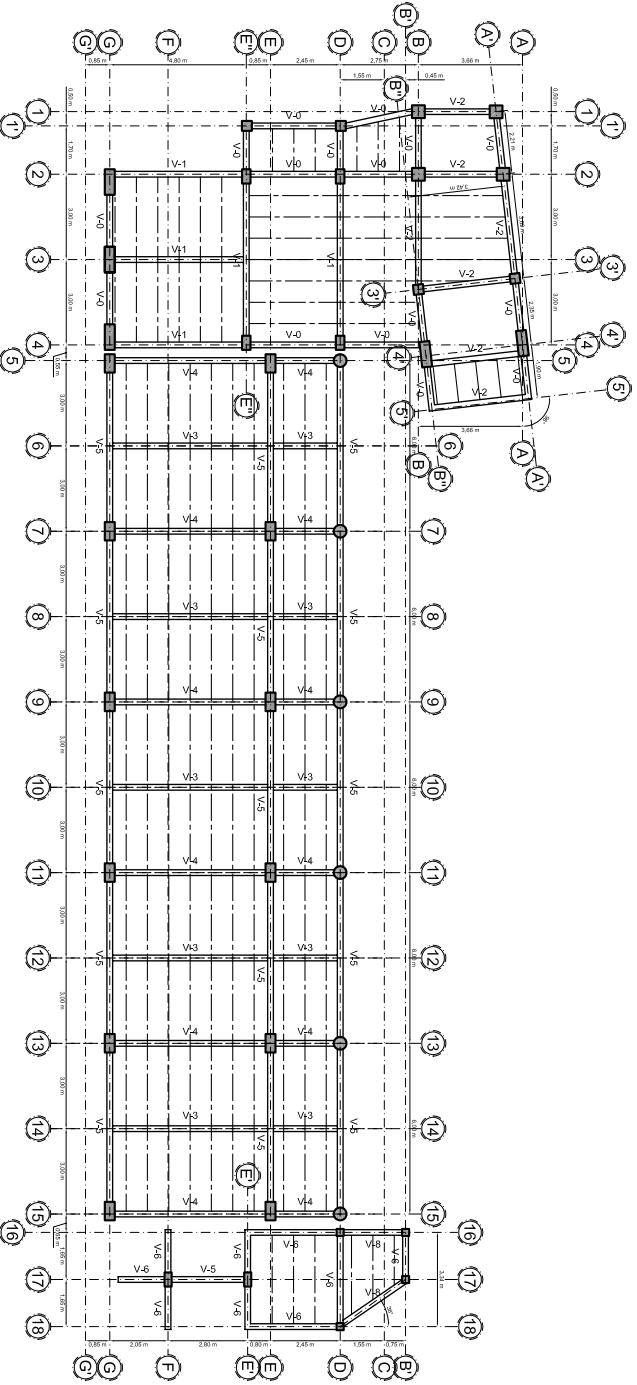
ESPECIFICACIONES ESTRUCTURALES			
Propiedades y especificaciones de los materiales			
<p>Resistencia del Concreto</p> <p>Los 28 días de resistencia a la compresión (f_c) debe ser de 28000 kg/cm²</p> <p>Clasificación: 75kg/cm²</p> <p>Sello de concreto: 210kg/cm²</p> <p>Concreto estructural: 210kg/cm²</p> <p>Contraintes: 210kg/cm²</p> <p>Vigas y Columnas: 210kg/cm²</p> <p>Concreto estructural: 210kg/cm²</p> <p>Losas: 210kg/cm²</p> <p>Concreto estructural: 210kg/cm²</p> <p>El desmenuado de las piezas se debe realizar entre los 3 y 5 días después de la fragua del elemento.</p> <p>Todos los elementos deben ser curados durante 14 días después de haber sido colocados. No se debe aplicar concreto a una altura mayor a 2 metros, por lo que se deberán tomar las previsiones del caso, para elementos mayores.</p> <p>Todos los materiales se deben mezclar en un mortero mecánico, por un período de 3 a 10 minutos.</p> <p>El concreto deberá tener un revenimiento de 15cm para columnas y de 10cm para los demás elementos.</p> <p>No se podrá usar después de una hora de ser fabricado.</p>	<p>Acero</p> <p>La resistencia a la tracción (f_y) de las barras debe ser de 28000 kg/cm² (40) para todos los elementos.</p> <p>Cuando el paralelo de la sección sea de 60cm o mayor, se colocará varillas longitudinales adicionales, distribuidas en la altura del vano con una separación no mayor a la varilla a utilizar debe ser comparada y como mínimo 10mm (E3).</p> <p>Todos los empalmes deberán de tener una longitud igual o mayor a la colocada en el cuadro de traslapes (para mayas y varillas), -débese y -débese tener como mínimo una varilla a utilizar debe ser comparada y como mínimo 10mm (E3).</p> <p>La manipuleta para uso estructural debe ser Clase A, según el CSCSR02. Con una resistencia mínima de 120kg/cm².</p> <p>El concreto de relleno, deberá tener un revenimiento de 20 a 25cm.</p> <p>No se podrá utilizar el mortero después de 90 minutos después de haber sido hecho.</p> <p>Solo se rellenará las juntas especificadas en planos. Cuando la colada de las mismas, si tenga una altura superior a 30cm se deberá utilizar un mortero de 1:1:2.</p> <p>Los morteros y concretos de relleno deben cumplir con los requerimientos del Anexo A del CSCSR02.</p>	<p>Mampostería</p> <p>Muros Estructurales: Clase A, f_m=100kg/cm²</p> <p>Estadísticas: Clase C, f_m=50kg/cm²</p> <p>Concreto de relleno: 175kg/cm²</p> <p>Estructuras: 120kg/cm²</p> <p>Estadísticas: 75cm</p> <p>La manipuleta para uso estructural debe ser Clase A, según el CSCSR02. Con una resistencia mínima de 120kg/cm².</p> <p>El concreto de relleno, deberá tener un revenimiento de 20 a 25cm.</p> <p>No se podrá utilizar el mortero después de 90 minutos después de haber sido hecho.</p> <p>Solo se rellenará las juntas especificadas en planos. Cuando la colada de las mismas, si tenga una altura superior a 30cm se deberá utilizar un mortero de 1:1:2.</p> <p>Los morteros y concretos de relleno deben cumplir con los requerimientos del Anexo A del CSCSR02.</p>	<p>Recubrimiento y empalmes</p> <p>Los empalmes por resistencia, toda distancia libre empalmada entre el punto más saliente de la armadura y la cara externa más cercana, excluyendo repellos y todo otro material de acabado.</p> <p>Elementos: Recubrimiento Columnas y Vigas: 2.5cm</p> <p>Chimeneas: 7.5cm</p> <p>La porción de las columnas que estén en contacto con el suelo, se le deberá poner el recubrimiento de los chimeneas.</p> <p>Empalmes</p> <p>En columnas y vigas el traslado del refuerzo longitudinal se hará de forma alternada. En columnas, este se deberá hacer en la mitad de su altura, en vigas, a una distancia mayor que 2 veces su paralelo, desde sus apoyos.</p> <p>La longitud de empalme se indica en la descripción de cada elemento.</p> <p>Todo trabajo de refuerzo deberá ser inspeccionado y aprobado antes de colar el concreto.</p>
Datos usado en el diseño			
Cargas permanentes			
Concreto: 2400kg/m ³			
Mampostería: 2000kg/m ³			
Divisores y láminas: 600kg/m ²			
Enteplomo con viguetas: 175kg/m ²			
Vidrio y aluminio: 600kg/m ²			
Estructura metálica: 280kg/m ²			
Cableado y accesorios: 150kg/m ²			
Cableado e instalaciones: 200kg/m ²			
Cargas temporales			
Bodega: 500kg/m ²			
Biblioteca: 400kg/m ²			
Auditorio: 400kg/m ²			
Escuelas: 400kg/m ²			
Pasillos: 400kg/m ²			
Oficinas: 250kg/m ²			
Bancos: 250kg/m ²			
Techo: 40kg/m ²			
Descripción del edificio			
Zona Serranía 3			
Tipo de suelo S3			
Clase Estructural C			
Factor de importancia: 1			
Sistema Estructural: Dual			

Elaborado por: Luis Carlos Arce Jiménez	Fecha: mar. 2009
Proyecto de Graduación	lámina: 2 de 2
Asesorado por: Adrián Chiverri Calo	
Asesorado por: Luis Carlos Arce Jiménez	
Asesorado por: El nuevo edificio para la Escuela de Matemática de la UCR	
Asesorado por: Columnas del edificio	



distribución de vigas y entripiso para el primer nivel

esc.: 1:125

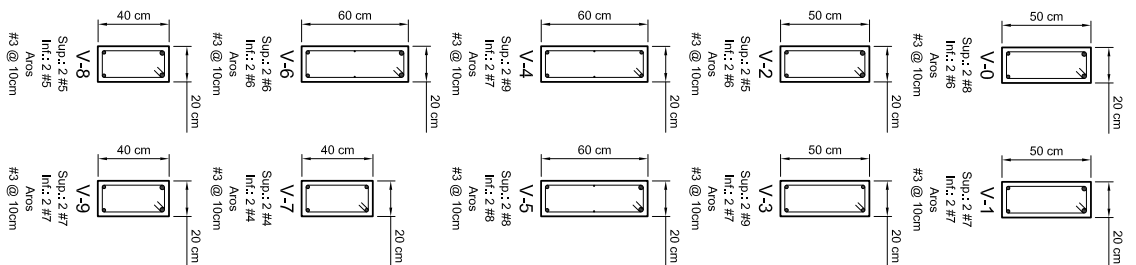


distribución de vigas y entripiso para el primer nivel

esc.: 1:125

detalle de vigas

esc.: 1:20



Instituto Tecnológico Costa Rica
 Proyecto de Graduación
 estudiante:
 Luis Carlos Acea Jiménez
 Profesor guía:
 Adrián Chaverri Coto

El nuevo edificio para la
 Escuela de Matemáticas de
 la UCR

Vigas del edificio

Fecha: mar. 2009

1 de 2

vigas

ESPECIFICACIONES ESTRUCTURALES

Propiedades y especificaciones de los materiales

Resistencia del Concreto	Acero	Mampostería	Recubrimiento y empalmes
<p>• A las vigas se resistencia a la tracción (f_t) de 10 kg/cm² y a la compresión (f_c) de 2800 kg/cm².</p> <p>• Salto de concreto: 75kg/cm³</p> <p>• Concreto estructural: 210kg/cm³</p> <p>• Vigas y columnas: 210kg/cm³</p> <p>• Concreto estructural: 210kg/cm³</p> <p>• Concreto estructural: 210kg/cm³</p>	<p>• Se debe adherir a la función (f_y) de las varillas de acuerdo a la especificación (S) de los ser 85.</p> <p>• Cuando el peralte de la sección sea de 60cm o mayor, se colocarán varillas longitudinales adicionales, distribuidas en la altura del arco con una separación no mayor a 2 metros, por lo que se deberán tomar las previsiones del caso, para elementos mayores.</p> <p>• Todos los elementos deben ser curados durante el tiempo de curado del concreto.</p> <p>• No se debe verter concreto a una altura mayor a 2 metros, por lo que se deberán tomar las previsiones del caso, para elementos mayores.</p> <p>• El concreto deberá tener un espesor mínimo de 15cm para columnas y de 10cm para los demás elementos.</p> <p>• No se podrá usar después de una hora de ser fabricado.</p>	<p>• Muestras de mampostería: Clase A, f_m=10kg/cm²</p> <p>• Estructuras: No estructurales: f_m=3kg/cm²</p> <p>• Concreto de relleno: f_m=175kg/cm²</p> <p>• Estructuras: No estructurales: f_m=120kg/cm²</p> <p>• La mampostería para uso estructural debe ser Clase A, según el CSOFRU. Con una resistencia mínima de 120kg/cm².</p> <p>• El concreto de relleno, deberá tener un revendimiento de 20 a 25cm.</p> <p>• No se podrá utilizar el mortero después de 24 horas de haber sido preparado.</p> <p>• Los morteros y concretos de relleno deben cumplir con los requerimientos del Anexo A del CSOFRU.</p>	<p>• La pordón de las columnas que estén en contacto con el suelo, se le deberá poner el recubrimiento de los extremos.</p> <p>• En columnas y vigas el traspase del refuerzo longitudinal se hará de forma alternada. En columnas, este se deberá hacer en la mitad de su altura, en vigas, a una distancia mayor que 2 veces su peralte, desde los apoyos.</p> <p>• Para las vigas se deberá tener un 50% del refuerzo longitudinal en un mismo extremo.</p> <p>• La longitud de empalme se indica en la Cuadro de traspases.</p> <p>• Todo trabajo de refuerzo deberá ser inspeccionado y aprobado antes de colar el concreto.</p>

Datos usado en el diseño

Cargas permanentes	Cargas temporales
<p>• Concreto: 2400kg/m³</p> <p>• Mortar: 2000kg/m³</p> <p>• Cerámico: 600kg/m³</p> <p>• Divisiones (lunas): 30kg/m²</p> <p>• Entrepiso con viguetas: 175kg/m²</p> <p>• Vidrio y aluminio: 60kg/m²</p> <p>• Estructura metálica: 28kg/m²</p> <p>• Cables y accesorios: 15kg/m²</p> <p>• Cielo falso e instalaciones: 20kg/m²</p>	<p>• Bodega: 500kg/m²</p> <p>• Biblioteca: 400kg/m²</p> <p>• Auditorio: 500kg/m²</p> <p>• Pasajes: 400kg/m²</p> <p>• Escaleras: 500kg/m²</p> <p>• Oficinas: 250kg/m²</p> <p>• Baños: 200kg/m²</p> <p>• Techo: 40kg/m²</p>

Descripción del edificio

• Zona Sísmica: 3

• Tipo de suelo: S3

• Círculo Educativo: C

• Factor de Importancia: 1

• Sistema Estructural: Dual

TRASLAPES

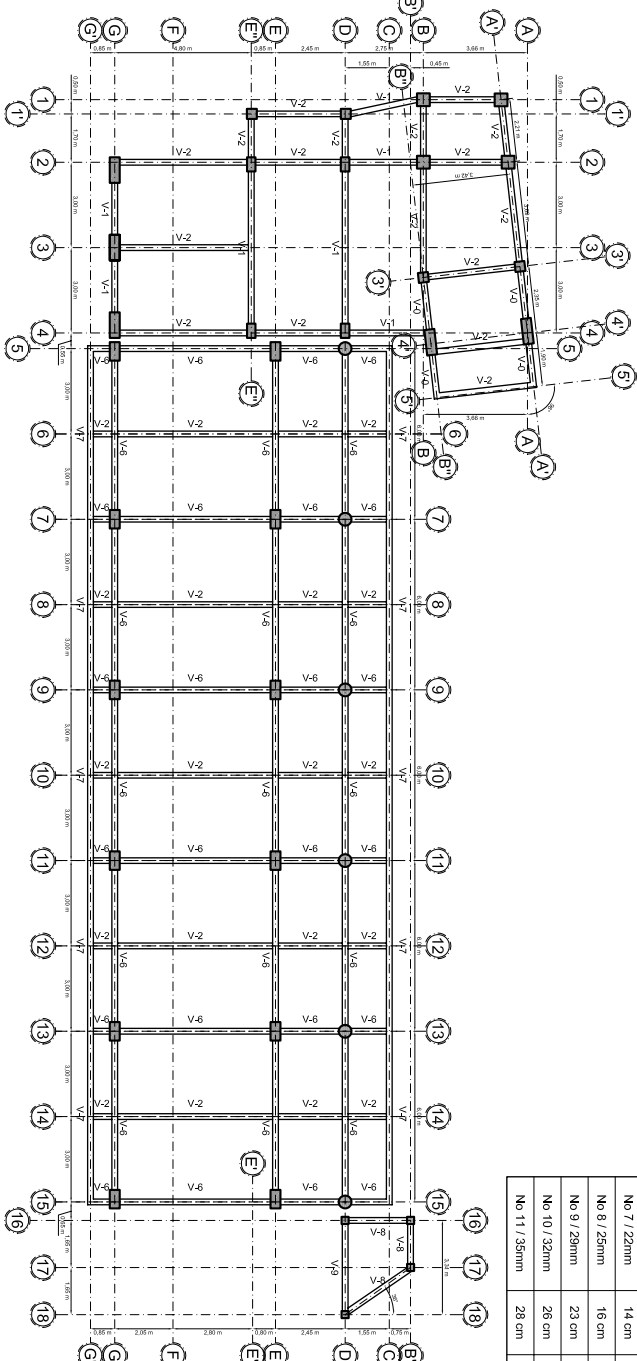
VARILLAS	L _g	2.5L _g	3.5L _g
Nº 3 / 10mm	15.0 cm	37.5 cm	52.5 cm
Nº 4 / 13mm	15.0 cm	37.5 cm	52.5 cm
Nº 5 / 16mm	20.0 cm	47.5 cm	66.0 cm
Nº 6 / 19mm	22.5 cm	56.5 cm	79.5 cm
Nº 7 / 22mm	26.5 cm	66.0 cm	105.5 cm
Nº 8 / 25mm	30.5 cm	75.5 cm	119.0 cm
Nº 9 / 29mm	34.0 cm	85.0 cm	132.0 cm
Nº 10 / 32mm	38.0 cm	94.5 cm	138.0 cm
Nº 11 / 35mm	41.5 cm	104.0 cm	145.5 cm

• Mayeas de borde: 15 cm como mínimo

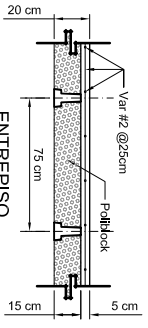
• dos admbres más 5cm

GANCHOS NORMALES

VARILLAS	Ø ₁	L _{g180}	Ø ₂	L _{g135}
Nº 3 / 10mm	6 cm	12 cm	7 cm	4 cm
Nº 4 / 13mm	8 cm	16 cm	7 cm	6 cm
Nº 5 / 16mm	10 cm	20 cm	7 cm	8 cm
Nº 6 / 19mm	12 cm	23 cm	8 cm	10 cm
Nº 7 / 22mm	14 cm	27 cm	9 cm	12 cm
Nº 8 / 25mm	16 cm	31 cm	11 cm	14 cm
Nº 9 / 29mm	23 cm	35 cm	12 cm	16 cm
Nº 10 / 32mm	26 cm	39 cm	13 cm	18 cm
Nº 11 / 35mm	28 cm	42 cm	14 cm	20 cm



distribucion de vigas y entrepiso para el nivel de techo



detalle de entrepiso

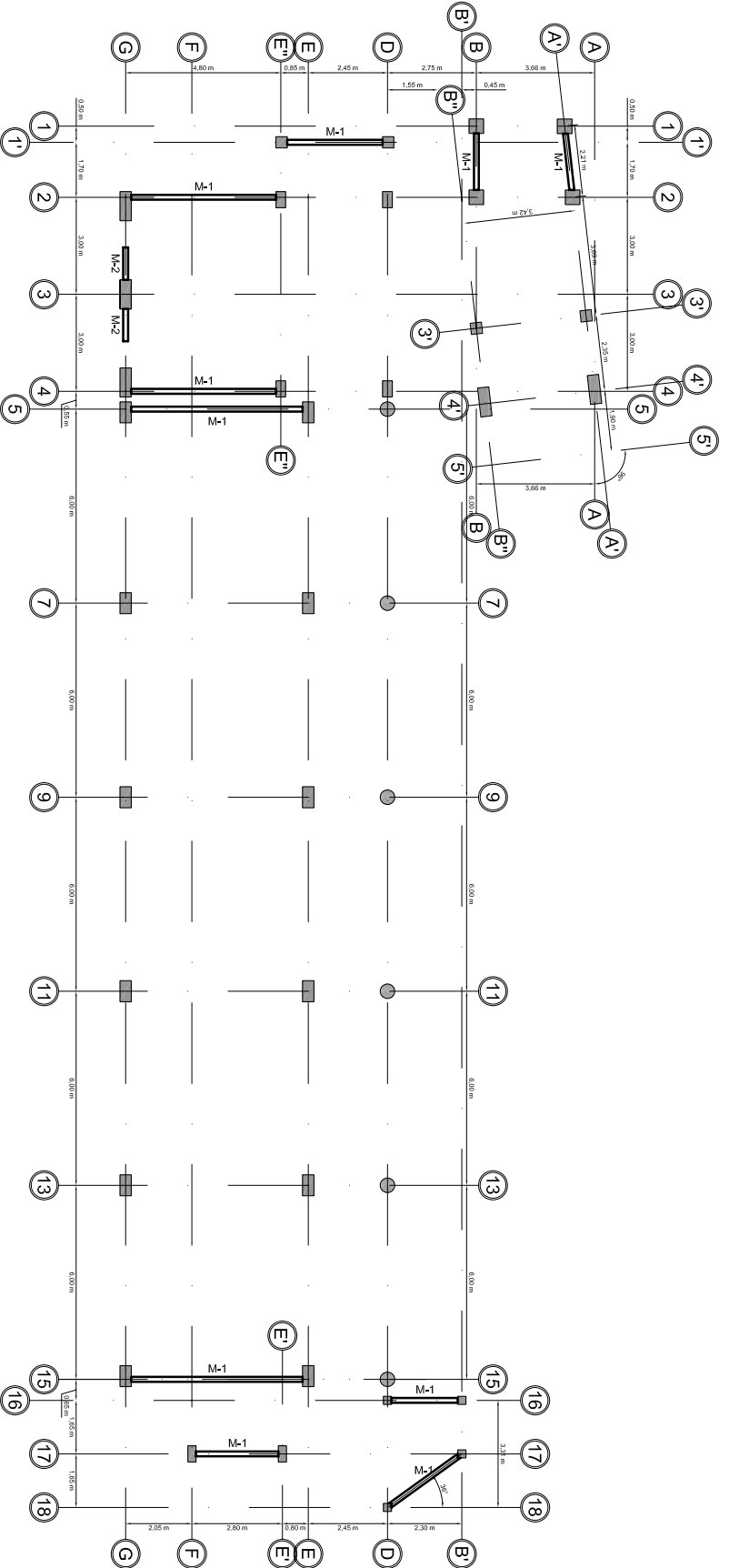
esc.: 1:125

esc.: 1:20

Escuela Tecnológica Costa Rica
Proyecto de Graduación
 estudiante:
Luis Carlos Acea Jiménez
 profesor guía:
Adrian Chaverri Coto

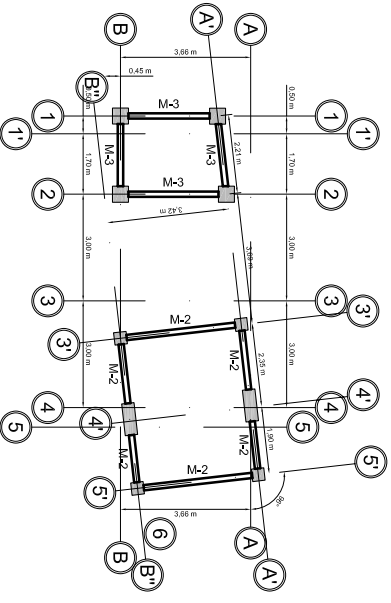
El nuevo edificio para la Escuela de Matemática de la UCR
 autor del proyecto:
Vigas del edificio
 elaboró:
Luis Carlos Acea Jiménez
 fecha: mar. 2009

vigas



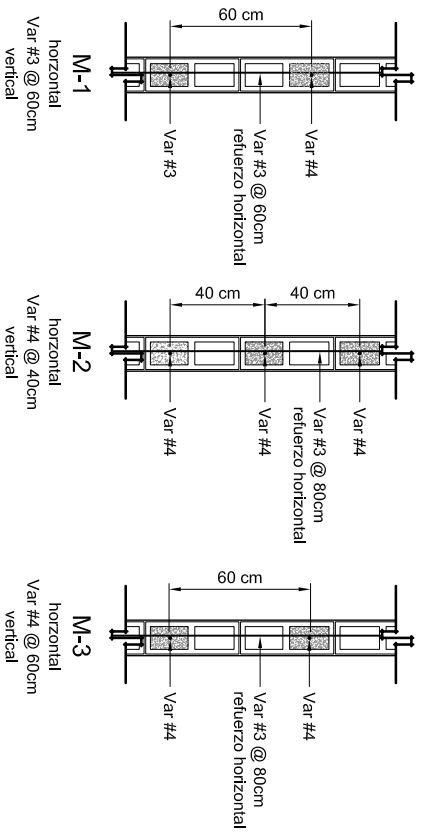
distribución de muros estructurales para los niveles 1 al 3

esc.: 1:100



distribución de muros estructurales para el sótano y foso

esc.: 1:100



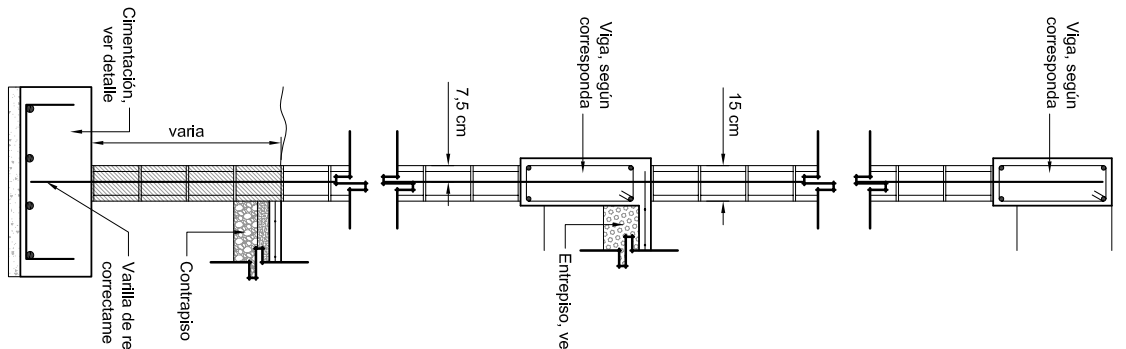
detalles de muros estructurales

esc.: 1:25

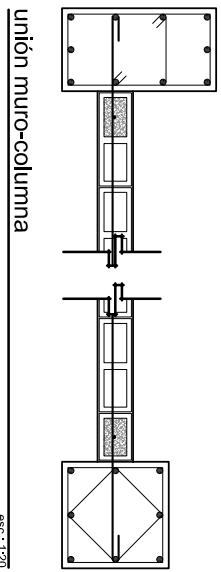
Estudio: Facultad de Ciencias Exactas y Naturales	Proyecto de Graduación
Profesor: LUIS CARLOS ACEA JIMÉNEZ	Estudiante: ADRIAN CHIVERRI COTO
Escuela: Escuela de Matemática de la UCR	Muros del edificio
Fecha: mar. 2009	laminas: 1 de 2

ESPECIFICACIONES ESTRUCTURALES

Propiedades y especificaciones de los materiales		Recubrimiento y empalmes		Datos usado en el diseño																																																																																																											
Resistencia del Concreto Clase C-28 Comprobación (f _c) debe ser de: Sello de concreto: 275kg/cm ² Concreto estructural: 210kg/cm ² Contrapiso: 210kg/cm ² Vigas y Columnas: 210kg/cm ² Losas de entresijos y respaldos: 210kg/cm ² Concreto estructural: 210kg/cm ²	Acero • La resistencia a la tracción (f _t) de las varillas debe ser de 2800kg/cm ² (grado 40) para todos los elementos. • Cuando el peralte de la sección sea de 60cm o mayor, se colocaran varillas longitudinales adicionales, distribuidas en la altura del muro con una separación no mayor de 15cm. • Toda la varilla a utilizar debe ser congnada y como minimo: 10mm (#3), 12mm (#4), 16mm (#5), 19mm (#6), 22mm (#7), 25mm (#8), 28mm (#9), 32mm (#10), 36mm (#11), 40mm (#13), 45mm (#16), 50mm (#19), 56mm (#22), 63mm (#25), 70mm (#28), 76mm (#31), 83mm (#35), 90mm (#39), 97mm (#42), 105mm (#45), 113mm (#48), 122mm (#52), 132mm (#56), 143mm (#60), 155mm (#64), 168mm (#70), 182mm (#76), 197mm (#82), 213mm (#88), 230mm (#95), 248mm (#102), 267mm (#110), 287mm (#118), 308mm (#126), 330mm (#135), 353mm (#144), 378mm (#154), 403mm (#164), 429mm (#174), 456mm (#184), 484mm (#194), 513mm (#204), 543mm (#214), 574mm (#224), 606mm (#234), 639mm (#244), 673mm (#254), 708mm (#264), 744mm (#274), 781mm (#284), 819mm (#294), 858mm (#304), 898mm (#314), 939mm (#324), 980mm (#334), 1022mm (#344), 1065mm (#354), 1109mm (#364), 1154mm (#374), 1200mm (#384), 1247mm (#394), 1293mm (#404), 1341mm (#414), 1390mm (#424), 1440mm (#434), 1491mm (#444), 1544mm (#454), 1599mm (#464), 1655mm (#474), 1713mm (#484), 1779mm (#494), 1846mm (#504), 1916mm (#514), 1986mm (#524), 2059mm (#534), 2134mm (#544), 2211mm (#554), 2286mm (#564), 2363mm (#574), 2442mm (#584), 2523mm (#594), 2606mm (#604), 2691mm (#614), 2778mm (#624), 2863mm (#634), 2951mm (#644), 3036mm (#654), 3123mm (#664), 3206mm (#674), 3288mm (#684), 3373mm (#694), 3456mm (#704), 3541mm (#714), 3626mm (#724), 3713mm (#734), 3806mm (#744), 3891mm (#754), 3976mm (#764), 4063mm (#774), 4151mm (#784), 4236mm (#794), 4323mm (#804), 4413mm (#814), 4496mm (#824), 4581mm (#834), 4666mm (#844), 4753mm (#854), 4836mm (#864), 4921mm (#874), 4996mm (#884), 5081mm (#894), 5166mm (#904), 5253mm (#914), 5336mm (#924), 5421mm (#934), 5506mm (#944), 5591mm (#954), 5676mm (#964), 5763mm (#974), 5846mm (#984), 5936mm (#994), 6021mm (#1004)	Mampostería Muros: Clase A, f _m =100kg/cm ² Estructurales: Clase C, f _m =90kg/cm ² No estructurales: f _m =90kg/cm ² Concreto de relleno: f _m =90kg/cm ² Estructurales: f _m =90kg/cm ² No estructurales: f _m =90kg/cm ² Estratificados: f _m =90kg/cm ² No estructurales: f _m =90kg/cm ²	Recubrimiento Se debe tener una distancia libre comprendida entre el punto más saliente de la armadura y la cara externa más cercana, excluyendo repellos y todo otro material de acabado. Elementos: Recubrimiento mínimo: 2.5cm Columnas y vigas: 2.5cm Cimientos: 7.5cm	Cargas permanentes Mampostería: 2400kg/m ² Concreto: 2000kg/m ² Divisiones Vitreas: 30kg/m ² Entresijos con viguetas: 175kg/m ² Vidrio y aluminio: 60kg/m ² Estructura metálica: 25kg/m ² Cielo raso e instalaciones: 20kg/m ²																																																																																																											
TRASLAPES <table border="1"> <thead> <tr> <th>VARRILLAS</th> <th>L₉₀</th> <th>2.5L-90</th> <th>3.5L-90</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>No 3 / 10mm</td> <td>15.0 cm</td> <td>37.5 cm</td> <td>52.5 cm</td> </tr> <tr> <td>No 4 / 13mm</td> <td>15.0 cm</td> <td>37.5 cm</td> <td>52.5 cm</td> </tr> <tr> <td>No 5 / 16mm</td> <td>20.0 cm</td> <td>47.5 cm</td> <td>66.0 cm</td> </tr> <tr> <td>No 6 / 19mm</td> <td>22.5 cm</td> <td>56.5 cm</td> <td>79.5 cm</td> </tr> <tr> <td>No 7 / 22mm</td> <td>26.5 cm</td> <td>66.0 cm</td> <td>105.5 cm</td> </tr> <tr> <td>No 8 / 25mm</td> <td>30.5 cm</td> <td>75.5 cm</td> <td>119.0 cm</td> </tr> <tr> <td>No 9 / 29mm</td> <td>34.0 cm</td> <td>85.0 cm</td> <td>132.0 cm</td> </tr> <tr> <td>No 10 / 32mm</td> <td>38.0 cm</td> <td>94.5 cm</td> <td>138.0 cm</td> </tr> <tr> <td>No 11 / 35mm</td> <td>41.5 cm</td> <td>104.0 cm</td> <td>145.5 cm</td> </tr> </tbody> </table> Mayas contiguas: 15 cm como minimo Mayas de borde: dos alturas más 5cm	VARRILLAS	L ₉₀	2.5L-90	3.5L-90	No 3 / 10mm	15.0 cm	37.5 cm	52.5 cm	No 4 / 13mm	15.0 cm	37.5 cm	52.5 cm	No 5 / 16mm	20.0 cm	47.5 cm	66.0 cm	No 6 / 19mm	22.5 cm	56.5 cm	79.5 cm	No 7 / 22mm	26.5 cm	66.0 cm	105.5 cm	No 8 / 25mm	30.5 cm	75.5 cm	119.0 cm	No 9 / 29mm	34.0 cm	85.0 cm	132.0 cm	No 10 / 32mm	38.0 cm	94.5 cm	138.0 cm	No 11 / 35mm	41.5 cm	104.0 cm	145.5 cm	GANCHOS NORMALES <table border="1"> <thead> <tr> <th>VARRILLAS</th> <th>Ø₉₀</th> <th>L_{d90}</th> <th>L_{d180}</th> <th>AROS</th> <th>Ø₉₀</th> <th>L_{d135}</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>No 3 / 10mm</td> <td>6 cm</td> <td>12 cm</td> <td>7 cm</td> <td>No 3 / 10mm</td> <td>4 cm</td> <td>6 cm</td> </tr> <tr> <td>No 4 / 13mm</td> <td>8 cm</td> <td>16 cm</td> <td>7 cm</td> <td>No 4 / 13mm</td> <td>6 cm</td> <td>8 cm</td> </tr> <tr> <td>No 5 / 16mm</td> <td>10 cm</td> <td>20 cm</td> <td>7 cm</td> <td>No 5 / 16mm</td> <td>7 cm</td> <td>10 cm</td> </tr> <tr> <td>No 6 / 19mm</td> <td>12 cm</td> <td>23 cm</td> <td>8 cm</td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>No 7 / 22mm</td> <td>14 cm</td> <td>27 cm</td> <td>9 cm</td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>No 8 / 25mm</td> <td>16 cm</td> <td>31 cm</td> <td>11 cm</td> <td>L₉₀</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>No 9 / 29mm</td> <td>23 cm</td> <td>35 cm</td> <td>12 cm</td> <td>L₁₈₀</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>No 10 / 32mm</td> <td>26 cm</td> <td>39 cm</td> <td>13 cm</td> <td>Ø_a</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>No 11 / 35mm</td> <td>28 cm</td> <td>42 cm</td> <td>14 cm</td> <td>L₁₃₅</td> <td></td> <td></td> </tr> </tbody> </table> Descripción del edificio: Zona Sismic: 3 Tipo de suelo: S3 Tipo de Edificio: C Nivel de Exponencia: C Factor de importancia: 1 Sistema Estructural: Dual	VARRILLAS	Ø ₉₀	L _{d90}	L _{d180}	AROS	Ø ₉₀	L _{d135}	No 3 / 10mm	6 cm	12 cm	7 cm	No 3 / 10mm	4 cm	6 cm	No 4 / 13mm	8 cm	16 cm	7 cm	No 4 / 13mm	6 cm	8 cm	No 5 / 16mm	10 cm	20 cm	7 cm	No 5 / 16mm	7 cm	10 cm	No 6 / 19mm	12 cm	23 cm	8 cm				No 7 / 22mm	14 cm	27 cm	9 cm				No 8 / 25mm	16 cm	31 cm	11 cm	L ₉₀			No 9 / 29mm	23 cm	35 cm	12 cm	L ₁₈₀			No 10 / 32mm	26 cm	39 cm	13 cm	Ø _a			No 11 / 35mm	28 cm	42 cm	14 cm	L ₁₃₅		
VARRILLAS	L ₉₀	2.5L-90	3.5L-90																																																																																																												
No 3 / 10mm	15.0 cm	37.5 cm	52.5 cm																																																																																																												
No 4 / 13mm	15.0 cm	37.5 cm	52.5 cm																																																																																																												
No 5 / 16mm	20.0 cm	47.5 cm	66.0 cm																																																																																																												
No 6 / 19mm	22.5 cm	56.5 cm	79.5 cm																																																																																																												
No 7 / 22mm	26.5 cm	66.0 cm	105.5 cm																																																																																																												
No 8 / 25mm	30.5 cm	75.5 cm	119.0 cm																																																																																																												
No 9 / 29mm	34.0 cm	85.0 cm	132.0 cm																																																																																																												
No 10 / 32mm	38.0 cm	94.5 cm	138.0 cm																																																																																																												
No 11 / 35mm	41.5 cm	104.0 cm	145.5 cm																																																																																																												
VARRILLAS	Ø ₉₀	L _{d90}	L _{d180}	AROS	Ø ₉₀	L _{d135}																																																																																																									
No 3 / 10mm	6 cm	12 cm	7 cm	No 3 / 10mm	4 cm	6 cm																																																																																																									
No 4 / 13mm	8 cm	16 cm	7 cm	No 4 / 13mm	6 cm	8 cm																																																																																																									
No 5 / 16mm	10 cm	20 cm	7 cm	No 5 / 16mm	7 cm	10 cm																																																																																																									
No 6 / 19mm	12 cm	23 cm	8 cm																																																																																																												
No 7 / 22mm	14 cm	27 cm	9 cm																																																																																																												
No 8 / 25mm	16 cm	31 cm	11 cm	L ₉₀																																																																																																											
No 9 / 29mm	23 cm	35 cm	12 cm	L ₁₈₀																																																																																																											
No 10 / 32mm	26 cm	39 cm	13 cm	Ø _a																																																																																																											
No 11 / 35mm	28 cm	42 cm	14 cm	L ₁₃₅																																																																																																											



detalle muro estructural



esc.: 1/20

esc.: 1/20

Elaborado por: Luis Carlos Arce Jiménez	Fecha: mar. 2009
Proyecto de Graduación	lámina: 2 de 2
Escuela de Matemática de la UCR	
Muros del edificio	
Adrián Chaverri Coto	
Luis Carlos Arce Jiménez	
Estudio: Facultad de Ciencias Exactas y Ingeniería	

Análisis de resultados

Cimientos

Al observar los cuadros 20, 22 y 24 se decide nombrar las placas de la siguiente manera.

La nomenclatura utilizada en el cuadro es la siguiente:

Elem.	Elemento
Desig.	Designación en los planos
Dim.	Dimensiones en <i>cm</i>
$A_{s,ul}$	Acero a utilizar a lo largo
$A_{s,ua}$	Acero a utilizar a lo ancho

Cuadro 50: Placas del edificio

Elem.	Desig.	Dim.	$A_{s,ul}$	$A_{s,ub}$
AP-1	P-1	100x130	#4@20cm	#4@20cm
AP-2	P-2	340x420	#4@20cm	#4@20cm
AP-3	P-3	610x485	#4@20cm	#4@20cm
AP-4	P-4	130x450	#4@20cm	#4@20cm
AP-5	P-5	250x612,5	#5@20cm	#4@20cm
AP-6	P-6	350x180	#4@20cm	#4@20cm
BP-1	P-7	120x120	#4@15cm	#4@15cm
BP-2	P-8	120x180	#4@20cm	#4@20cm
BP-3	P-9	180x675	#4@20cm	#4@20cm
CP-1	P-10	125x425	#4@20cm	#4@20cm
CP-2	P-11	170x390	#5@15cm	#4@20cm
EP-1	P-12	265x735	#4@15cm	#4@15cm
EP-2	P-13	200x120	#4@15cm	#4@20cm
EP-3	P-14	275x500	#4@15cm	#4@15cm

Dado que todas las vigas de amarre son iguales, se utilizará la misma designación para los tres bloques. Esta corresponde a "V-A"

Columnas

Las columnas mostradas en los cuadros 28, 29 y 30 se decide nombrarlas la siguiente manera.

La nomenclatura utilizada la siguiente:

Elem.	Elemento
Desig.	Designación en los planos
Dim.	Dimensiones en <i>cm</i>
$A_{s,u}$	Acero a utilizar
A_r	Aros a utilizar

Cuadro 51: Columnas del edificio

Elem.	Desig.	Dim.	$A_{s,u}$	A_r
A-R1	C-1	90x35	10 # 11	#3 @ 7,5 cm
A-R2	C-2	35x35	8 # 10	#4 @ 7,5 cm
A-R3	C-3	45x45	8 # 8	#4 @ 5,0 cm
A-R4	C-4	50x30	8 # 11	#3 @ 7,5 cm
B-Ci	C-5	$\phi = 45$	8 # 8	#4 @ 10 cm
B-R1	C-6	65x35	10 # 9	#3 @ 7,5 cm
C-R1	C-7	50x25	8 # 9	#3 @ 5,0 cm
C-R2	C-8	25x25	8 # 6	#3 @ 5,0 cm

Vigas

En los cuadros 31, 32 y 33 se puede observar la cantidad de acero que debe llevar cada viga. Por la gran variabilidad de estas, se propone hacer "tres vigas tipo", como se muestran a continuación.

Desig.	Dim.	$A_{s,ui}$	$A_{s,us}$	Aros
V-0	50x20	2 # 6	2 # 8	# 3 @ 10cm
V-1	50x20	2 # 7	2 # 7	# 3 @ 10cm
V-2	50x20	2 # 6	2 # 6	# 3 @ 10cm

Los cuadros 34, 35 y 36 muestran que varias vigas tienen la misma cantidad de acero, por lo tanto se agruparán por cantidad de acero como se muestra a continuación:

Desig.	Dim.	$A_{s,ui}$	$A_{s,us}$	Aros
V-2	50x20	2 # 6	2 # 6	# 3 @ 10cm
V-3	50x20	2 # 7	2 # 9	# 3 @ 10cm
V-4	60x20	2 # 7	2 # 9	# 3 @ 10cm
V-5	60x20	2 # 8	2 # 8	# 3 @ 10cm
V-6	60x20	2 # 6	2 # 6	# 3 @ 10cm

Se decidió que para las vigas que corresponden a los balcones, se continuará el acero de las vigas adyacentes. Esto con el fin de darle continuidad al acero y evitar la congestión en las uniones.

Dado que en los cuadros 37, 38 y 39 se observan cantidades de acero similares para las viga, se agrupan de la siguiente manera:

Desig.	Dim.	$A_{s,ui}$	$A_{s,us}$	Aros
V-6	60x20	2 # 6	2 # 6	# 3 @ 10cm
V-7	40x20	2 # 4	2 # 4	# 3 @ 10cm
V-8	40x20	2 # 5	2 # 5	# 3 @ 10cm
V-9	40x20	2 # 7	2 # 7	# 3 @ 10cm

El acero faltante se deberá colocar en forma de bastones de refuerzo, donde la canasta sea insuficiente.

Por requerimientos del Código Sísmico se debe colocar un par de varillas #2 por el peralte de la viga.

Las vigas propuestas anteriormente se muestran a continuación.

La nomenclatura utilizada la siguiente:

Elem.	Elemento
Desig.	Designación en los planos
Dim.	Dimensiones en <i>cm</i>
$A_{s,ui}$	Acero inferior
$A_{s,us}$	Acero superior

Cuadro 52: Vigas del edificio

Desig.	Dim.	$A_{s,ui}$	$A_{s,us}$	Aros
V-0	50x20	2 # 6	2 # 8	# 3 @ 10cm
V-1	50x20	2 # 7	2 # 7	# 3 @ 10cm
V-2	50x20	2 # 6	2 # 6	# 3 @ 10cm
V-3	50x20	2 # 7	2 # 9	# 3 @ 10cm
V-4	60x20	2 # 7	2 # 9	# 3 @ 10cm
V-5	60x20	2 # 8	2 # 8	# 3 @ 10cm
V-6	60x20	2 # 6	2 # 6	# 3 @ 10cm
V-7	40x20	2 # 4	2 # 4	# 3 @ 10cm
V-8	40x20	2 # 5	2 # 5	# 3 @ 10cm
V-9	40x20	2 # 7	2 # 7	# 3 @ 10cm

Muros

En los cuadros 41, 42, 43, 44, 45, 46, 47, 48 y 49 se puede observar cómo todos los muros tienen la misma cantidad de acero. Debido a esto hace la unión bajo un mismo nombre.

La nomenclatura utilizada la siguiente:

Elem.	Elemento
Desig.	Designación en los planos
Dim.	Dimensiones en <i>cm</i>
$A_{s,uv}$	Acero vertical
$A_{s,uh}$	Acero horizontal

Cuadro 53: Muros del edificio

Desig.	$A_{s,uv}$	$A_{s,uh}$
M-1	# 4 @ 40 cm	# 3 @ 80cm
M-2	# 4 @ 60 cm	# 3 @ 80cm
M-3	# 3 @ 60 cm	# 3 @ 60cm

Entrepiso

Se pudo observar como todos los entrepisos que se utilizaran en el edificio son los mismos. Por lo que se utilizará el 15-2-08 de ESCOSA o similar.

Escaleras

El refuerzo para las escaleras queda de la siguiente manera (tanto el acero superior como inferior es el mismo).

La nomenclatura utilizada la siguiente:

Desig.	Designación en los planos
Dim.	Dimensiones en <i>cm</i>
$A_{s,ul}$	Acero longitudinal
$A_{s,ua}$	Acero ancho

Cuadro 54: Escaleras del edificio

Desig.	$A_{s,ul}$	$A_{s,ua}$
E-1	# 7 @ 20 cm	# 5 @ 16cm
E-2	# 7 @ 20 cm	# 5 @ 17cm

En el descanso para la escalera de emergencia se utilizará varillas #4 @ 25cm, en la parte superior e inferior y ambas direcciones

Conclusiones y recomendaciones

Conclusiones

1. Toda estructura debe ser analizada para poder obtener las fuerzas que influyen en cada uno de los elementos. Al realizar este proceso con algún tipo de software (en este caso SAP 2000 e ETABS) se pueden obtener mucho más rápido los resultados necesarios para el diseño de la estructura. Haciendo más eficiente el proceso de diseño.

Además se vuelve de mucha importancia, poder conocer el funcionamiento del programa, puesto que se puede llegar a resultados equivocados por introducir mal los datos al programa.

2. Con base en el análisis final, se realizó el diseño de cada uno de los elementos estructurales que componen el edificio.

En este punto, se observa como los códigos son de mucha importancia, puesto que dictan los lineamientos a seguir para realizar los diseños respectivos.

3. Al realizar los planos constructivos de una edificación es preciso ordenar toda la información presente en la memoria de cálculo. Esto de tal manera de que se puedan reunir piezas o elementos de características similares en un mismo tipo para así poder realizar un mejor trabajo en el campo.

También se debe hacer la consideración de que varillas y espaciamientos se deben colocar para facilitar las inspecciones en el campo.

4. Las escaleras tiende a ser un elemento rigidizador de las estructuras. Esto debido a que se encontró una gran excentricidad (mayores al 15 %) cuando se agregaron las escaleras al modelo. Se debe tener en cuenta que cuando se no estaban las mismas, la excentricidad se encontraba entre en menos del 5 %.

Recomendaciones

1. Utilizar acero de grado 60 en ciertos elementos para reducir el acero de las en especial en las columnas $C - 2$ y $C - 3$.
2. Uniformizar las dimensiones de columnas en el *Bloque A*. Esto con el fin de tener menos estilos de columnas (este bloque presenta cuatro tipos de columnas mientras que los otros dos bloques solamente dos).
3. Sobre el “Eje G ” del *Bloque A*, se podría cambiar el sistema de columnas de concreto y muros de mampostería, por un sistema de muro en concreto reforzado.
4. Estudiar la posibilidad de hacer una cimentación continua para ciertos elementos en el *Bloque A*, puesto que varias placas están muy cerca una de otra.
5. Estudiar la posibilidad de hacer la cimentación con pilotes funcionando en fricción, dadas las condiciones del sitio. Esto con el fin de no tener que hacer la sustitución del suelo.
6. Pedir un nuevo estudio de suelos, donde se diga que: si se respeta la capacidad del suelo propuesto se tendrán los asentamientos esperados.
7. Revisión de los resultados por parte de un Ingeniero Estructural, para la construcción del edificio.
8. Hacer un estudio más detallado de las barras de transmisión de esfuerzos en las cimentaciones para zonas sísmicas.
9. Realizar una experimentación para determinar cual es el efecto rigidizador de las escaleras.

Apéndice II

Resultados de diseñar el Bloque A

Explicación de la memoria de calculo

Nota:

Con base en la memoria de cálculo que se presenta a continuación se realizaron todas las memorias para todos los distintos elementos que componen el bloque.

Análisis estructural del bloque

Regularidad del bloque

Las máximas dimensiones de los edificios son las siguientes (para las tres plantas es la misma):

$$D_x = 10,5m \quad D_y = 14,7m$$

A continuación se encuentran las componentes del centro de masa y de rigidez. Estas fueron encontradas por medio del programa ETABS.

Nivel	Masa		Rigidez	
	X	Y	X	Y
1	3,994	7,624	4,35	7,835
2	4,235	7,346	4,298	7,772

Cuando se aplicaron las ecuaciones [4-1] y [4-2] del Código Sísmico, se obtuvieron los siguientes resultados. Estos no deben sobre pasar el 5%.

Nivel	Regularidad			
	e_{xi}	e_{yi}	e_{xi}/D_{xi}	e_{yi}/D_{yi}
1	0,356	0,211	3,4%	1,4%
2	0,063	0,426	0,6%	2,9%

Con esto se cumple se obtiene que es un edificio regular.

Pesos de los componentes del bloque

Los elementos estructurales que se utilizarán están hechos en concreto armado. Para determinar el peso de estos simplemente se tomará el volumen por el peso volumétrico del concreto. Para el cálculo de estos pesos, se tienen los cuadros que siguen.

Para el cálculo del peso de las escaleras se tomarán los siguientes datos:

Cuadro 56: Peso de Vigas y Columnas

Columna 1	Columna 2
<i>Largo</i> = 0,90m	<i>Largo</i> = 0,35m
<i>Ancho</i> = 0,35m ²	<i>Ancho</i> = 0,35m ²
<i>Altura</i> = 3,5m	<i>Altura</i> = 3,5m
<i>P_c</i> = 2,646ton	<i>P_c</i> = 1,029ton
Columna 3	Columna 4
<i>Largo</i> = 0,45m	<i>Largo</i> = 0,50m
<i>Ancho</i> = 0,45m ²	<i>Ancho</i> = 0,30m ²
<i>Altura</i> = 3,5m	<i>Altura</i> = 3,5m
<i>P_c</i> = 1,701ton	<i>P_c</i> = 1,260ton
Viga 1	Viga 2
<i>Peralte</i> = 0,50m	<i>Peralte</i> = 0,40m
<i>Ancho</i> = 0,20m	<i>Ancho</i> = 0,20m
<i>P_v</i> = 0,24ton/m	<i>P_v</i> = 0,192ton/m

Escalera	Descanso
<i>Area</i> = 0,6m ²	<i>Espesor</i> = 0,12m
<i>Ancho</i> = 1,5m	<i>Largo</i> = 1,375m
<i>P_e</i> = 2,160ton	<i>P_{le}</i> = 1,188ton

El entrepiso a utilizar tiene un peso de 175 kg/m², se multiplicará este por el área de cada entrepiso.

Los muros (se hará la distinción entre muro para un elemento estructural, y paredes para elementos secundarios o de cerramiento) son de 15 cm de espesor para todo el *Bloque A*. Para calcular el peso se usó un peso por unidad de área.

En el cálculo de los elementos secundarios o de cerramiento, se tomaron las siguientes consideraciones. Para el techo se tomó en cuenta el peso de la cubierta, de la estructura metálica, del cielo raso y de las instalaciones. Todo dio como resultado un peso total para el techo de 60 kg/m². Además, para los acabados por nivel se consideró el peso de la cerámica, del cielo raso y de las instalaciones. Resultando un peso total de 80 kg/m². En las paredes se pretende colocar mampostería con un espesor de 12 cm. Estas

Cuadro 57: Peso de los elementos principales

	Peso	Acceso		Nivel 1	
	(t/m^2)	#	P_{st}	#	P_{st}
Col. 1	2,646	5	6,62	5	13,23
Col. 2	1,029	4	2,06	4	4,12
Col. 3	1,701	4	3,40	4	6,80
Col. 4	1,260	4	2,52	4	5,04
Viga 1	0,240	3,8	0,91	69,4	16,66
Viga 2	0,192	6,3	1,21	6,3	1,21
Escalera	2,160	1	2,16	2	4,32
Descanso	1,188	1	1,19	1	1,19
Muros	0,300	30,3	9,10	50,3	15,09
Entrepiso	0,175	0	0,00	82,7	14,47
$\Sigma =$			29,17		82,13
	Peso	Nivel2		Techos	
	(t/m^2)	#	P_{st}	#	P_{st}
Col. 1	2,646	5	12,85	5	6,24
Col. 2	1,029	4	4,00	4	1,94
Col. 3	1,701	4	6,61	4	3,21
Col. 4	1,260	4	9,94	4	7,42
Viga 1	0,240	69,4	16,66	65,6	15,75
Viga 2	0,192	6,3	1,21	20,4	3,92
Escalera	2,160	2	4,32	0	0,00
Descanso	1,188	1	1,19	0	0,00
Muros	0,300	50,3	15,09	66,8	20,03
Entrepiso	0,175	82,7	14,47	13,5	2,36
$\Sigma =$			86,33		60,86

Cuadro 58: Peso de los elementos secundarios

	Peso	Acceso		Nivel 1	
	(ton/m^2)	Cant.	P_{st}	Cant.	P_{st}
Ventas	0,06	1,5	0,09	5,8	0,35
Paredes	0,24	53,6	12,85	84,7	20,32
Livianas	0,03	13,2	0,40	29,7	0,89
Acabado	0,08	82,7	6,62	82,7	6,62
Techo	0,06				
$\Sigma =$			19,95		28,18
	Peso	Nivel2		Techos	
	(ton/m^2)	Cant.	P_{st}	Cant.	P_{st}
Ventas	0,06	8,1	0,49	5,3	0,32
Paredes	0,24	81,8	19,62	30,7	7,36
Livianas	0,03	37,7	1,13	28,0	0,84
Acabado	0,08	82,7	6,62	0,0	0,00
Techo				99,2	5,95
$\Sigma =$			27,85		14,47

Cuadro 60: Pesos totales por nivel en toneladas

Nivel	Perm.	Temp.	Part.	W_i
Acceso	49,12	28,69	0,15	53,42
1	110,31	31,67	0,15	115,06
2	114,19	31,67	0,15	118,94
Techo	75,33	0,00	0,00	75,33
Σ				362,748

tiene un peso de $240kg/m^2$.

Las cargas temporales que fueron utilizadas para el análisis de la estructura, se muestran en el cuadro 59.

Determinación de fuerza sísmica

A continuación se muestra la suma de cargas temporales y permanentes, actuantes en cada uno de los niveles.

Para la determinación de la fuerza sísmica se necesita de ciertos valores. Estos se pueden observar en el recuadro que se muestra a continuación.

Zona	3	Uso:	Educacional
Suelo:	S3	Grupo :	C
$a_{ef} =$	0,36	$I =$	1
Irreg.:	Regular	Niveles:	3
SE:	Dual	$T =$	0,24
DL:	Optima	$FED =$	0,945
$\mu =$	4	SR =	2

Por lo que el coeficiente sísmico para el Bloque A, queda de la siguiente manera:

$$C_A = \frac{0,36 \cdot 1 \cdot 0,945}{2} = 0,1701$$

Cuadro 59: Pesos a considerar por cargas temporales

	Peso (ton/m^2)	Acceso		Nivel 1	
		Cant.	P_{st}	Cant.	P_{st}
Escaleras	0,40	7,4	2,97	14,9	5,95
Pasillos	0,40	43,9	17,56	43,9	17,56
Baños	0,20	40,8	8,16	40,8	8,16
Techo	0,04				
$\Sigma =$			28,69		31,67

	Peso (ton/m^2)	Nivel2		Techos	
		Cant.	P_{st}	Cant.	P_{st}
Escaleras	0,40	14,9	5,95		
Pasillos	0,40	43,9	17,56	13,5	1,35
Baños	0,20	40,8	8,16		
Techo	0,04			99,2	3,97
$\Sigma =$			31,67		5,32

La distribución de la fuerza sísmica para cada nivel se encuentran en el cuadro 61.

Cuadro 61: Distribución de la fuerza sísmica

Nivel	h_i (m)	W_i (ton)	$\frac{h \cdot W_i}{\Sigma(h \cdot W_i)}$ (%)	F_{Si} (ton)
Acceso	0	53,424	0,0000	0,000
1	3,5	115,058	0,2002	10,536
2	7,0	118,938	0,4140	21,782
Techo	10,3	75,328	0,3858	20,299
Σ		309,323	1,0000	52,616

Determinación de los desplazamientos

Luego de hacer el análisis del modelo, se obtuvieron los siguientes resultados.

Cuadro 62: Desplazamientos del Bloque A

	Absoluto		Relativo	
	X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)
Acceso	0	0	0	0
1	-0,135	-0,073	0,135	0,073
2	-0,322	-0,114	0,187	0,041
Techo	-0,358	-0,127	0,036	0,013

Para el cálculo del desplazamiento inelástico relativo de cada nivel, se utilizó la formula [7-11] del Código Sísmico.

$$\Delta_i = \mu SR \Delta_i^e$$

Después de tener factor Δ_i se dividió entre la altura de cada nivel, los resultados se muestran en el cuadro 63. Estos se compararon con la *Tabla 7.2* del Código Sísmico, donde el máximo permitido es de 0,010.. Dadas las condiciones anteriores se aceptaron los desplazamientos que se presentaron según el análisis.

Cuadro 63: Desplazamiento inelástico relativo

	H_i	$\Delta_{i,x}/H_i$	$\Delta_{i,y}/H_i$
Acceso	0	0	0
1	3500	0,00121	0,00014
2	3500	0,00152	0,00006
Techo	3300	0,00094	0,00001

Periodo real de la estructura

Para el cálculo del periodo T , se utilizó la formula [7-3] del Código Sísmico.

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{1}{g} \frac{\sum_{i=1}^n W_i (\delta_i^e)^2}{\sum_{i=1}^n F_i \delta_i^e}}$$

Esto se resume en el siguiente cuadro:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{1}{9,806} \frac{0,00051}{0,06488}} = 0,178$$

Con este periodo se obtiene el mismo FED anterior, 0,945. Por lo que no es necesario hacer ningún reajuste.

Cuadro 64: Periodo real

	W_i	F_i	δ_i^e	$W_i(\delta_i^e)^2$	$F_i\delta_i^e$
Acceso	53,42	0,00	0	0	0
1	115,06	10,54	0,00121	0,00017	0,01275
2	118,94	21,78	0,00152	0,00028	0,03311
Techo	75,33	20,30	0,00094	0,00007	0,01902
Σ				0,00051	0,06488

Diseño de cimientos

Diseño para la sección propuesta como placa AP- 1

Del análisis final, se obtuvo los valores de Momentos y Cortante Últimos, que se muestran a continuación. Estos fueron calculados por medio de SAP2000.

$$P_{ft} = 8228,9kg \quad P_{fp} = 27200,2kg \quad P_u = 46919,10kg \quad M_{d1} = 5116,50kg - m \quad M_{d2} = 6073,12kg - m$$

Def. de materiales	Caract. de la sec.
$f'_c = 210kg/cm^2$	$C_1 = 50cm$
$\varepsilon_{cu} = 0,003$	$C_2 = 30cm$
$f_y = 2800kg/cm^2$	$rec. = 2,5cm$
$\varepsilon_y = 0,001$	$t_b = 30cm$
$\beta_1 = 0,85$	$t = 27,5cm$
$q_a = 15kg/cm^2$	

Donde:

P_{ft}	Carga axial temporal
P_{fp}	Carga axial permanente
P_u	Carga axial mayorada
M_1 y M_2	Momentos mayorados
f'_c	Capacidad del concreto
ε_{cu}	Módulo de elasticidad del concreto
f_y	Límite de fluencia del acero
ε_y	Módulo de elasticidad del acero
β_1	Factor del bloque de esfuerzo
q_a	Presión activa del suelo, al desplante
C_1 y C_2	Dimensiones de la columna
$rec.$	Recubrimiento para el acero
t_b	Espesor propuesto para la placa
t	Brazo de palanca del acero

Base de la placa de cimentación

Según el CSCR 02, la presión del suelo debe ser reducida por el factor que aparece en la *Tabla 13.1*,

por lo que q_u queda de la siguiente manera:

$$q_u = \phi q_u = 15 \cdot 0,5 = 7,5kg/cm^2$$

El área requerida para soportar las cargas temporales y permanentes (sin mayorar) está dada por:

$$A_f = \frac{P_{tf} + P_{tp}}{q_a} = \frac{8228,9 + 27200,2}{15} = 2361,94cm^2$$

Porque se escogerá una placa rectangular a longitud de los lados es de $37,65 \times 62,74cm$. Dado que estas medidas son difíciles de aplicar, se cambiarán a $b = 40,00$ y $l = 65,00cm$, por lo que se tiene una nueva área $A'_f = 2600cm^2$.

Ahora, se necesitará de las presiones que actúan bajo la placa, dada por la ecuación siguiente:

$$q_{max,min} = \frac{P_u}{A_g} \pm \frac{Mc}{I}$$

Con la que se obtienen las siguientes presiones:

$$q_{1max} = 77,29kg/cm^2 \quad q_{2max} = 24,37kg/cm^2$$

$$q_{1min} = -18,64kg/cm^2 \quad q_{2min} = -2,16kg/cm^2$$

Del caso 1, según el método de Meyerhoff, se obtiene los siguientes valores:

$$\vartheta_b = 0,8057 \quad \vartheta_l = 0,9185$$

$$b' = 32,23cm \quad l' = 59,70cm$$

$$b_2 = -2,86cm \quad l_2 = -14,40cm$$

De aquí resulta una área en contacto de $962cm^2$. Esta área representa un 37,00% del total. Esto conduce al rechazo de la sección propuesta anteriormente. Entonces se propone una nueva sección rectangular con $b = 100$ y $l = 130cm$. Se recalculan las presiones bajo la placa, debido a la nueva sección.

De esta nueva sección se obtienen las siguientes presiones:

$$q_{1max} = 5,03kg/cm^2 \quad q_{2max} = 5,27kg/cm^2$$

$$q_{1min} = 2,19kg/cm^2 \quad q_{2min} = 1,95kg/cm^2$$

Según lo visto anteriormente, del caso 4 se obtienen los siguientes valores:

$$\begin{aligned} \vartheta_b &= 1,7736 & \vartheta_l &= 1,5880 \\ b' &= 177,36\text{cm} & l' &= 206,44\text{cm} \\ b_2 &= 65,68\text{cm} & l_2 &= 90,05\text{cm} \end{aligned}$$

De estos valores se genera una área de 12314cm^2 . Esta área representa un 94,73% del total, por lo que se acepta la sección propuesta anteriormente.

Verificación de cortante por punzonamiento

La sección crítica para el corte por punzonamiento está ubicada a una distancia igual a la mitad del espesor de la placa.

$$q_{1s} = q_{1max} - \frac{(b - C_2 - 0,5t_b)(q_{1max} - q_{1min})}{2b} = 4,247\text{kg/cm}^2$$

$$q_{2s} = q_{2max} - \frac{(l - C_1 - 0,5t_b)(q_{2max} - q_{2min})}{2l} = 4,438\text{kg/cm}^2$$

El área donde actúa el cortante es la siguiente:

$$A_v = A_g - (C_1 + t)(C_2 + t) = 13000 - 80 \cdot 60$$

$$A_v = 8200\text{cm}^2$$

El cortante por punzonamiento en la placa es de:

$$V_u = q_p A_v = 4,44 \cdot 8200 = 36395\text{kg}$$

La resistencia del concreto se debe multiplicar por el siguiente factor:

$$\begin{aligned} \zeta &= \frac{4}{3} + \frac{8}{3\beta_c} = 1,10 \\ \beta_c &= 1,67 \\ \zeta &= 2,93 \end{aligned}$$

$$V_c = \zeta \sqrt{f'_c} b_o t = 2,93 \cdot \sqrt{210} \cdot 270 \cdot 27,5$$

$$V_c = 315622\text{kg}$$

$$\phi V_c = 236717\text{kg}$$

Como $\phi V_c > V_u$, entonces no es afectada por punzonamiento.

Diseño de la armadura de refuerzo

La placa de cimentación debe soportar el momento debido a la presión a la que está sometida. El momento es el siguiente

$$q'_1 = q_{1max} - \frac{(b - C_2)(q_{1max} - q_{1min})}{2b} = 4,034\text{kg/cm}^2$$

$$M_{qi} = \frac{q'_1(b - C_2)^2 l}{8} + \frac{(q_{1max} - q'_1)(b - C_2)l}{6} = 322729\text{kg-cm}$$

$$M_{qs} = \frac{2000(b - C_2)^2 l}{8} = 15925\text{kg-cm}$$

$$M_{u1} = M_{qi} - M_{qs} = 322729 - 15925 = 306804\text{kg-cm}$$

$$R_{n,requerido} = \frac{M_{u1}}{\phi b t^2} = \frac{306804}{0,9 \cdot 100 \cdot 27,5^2} = 4,51\text{kg/cm}^2$$

$$\rho = \frac{0,85f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0,85f'_c}}\right) = 0,0016$$

El ρ_{min} según el ACI 318-02 para varillas G-40, es de 0,002; por lo que se utilizará el ρ mínimo.

El área de acero está dada por:

$$A_{1s} = \rho b t = 0,0020 \cdot 100 \cdot 27,5 = 5,50\text{cm}^2$$

Se debe realizar el mismo cálculo anterior, cambiando a l , para obtener el área de acero en esta dirección.

$$q'_2 = q_{2max} - \frac{(l - C_1)(q_{2max} - q_{2min})}{2l} = 4,247\text{kg/cm}^2$$

$$M_{qi} = \frac{q'_2(l - C_1)^2 b}{8} + \frac{(q_{2max} - q'_2)(l - C_1)b}{6} = 340804\text{kg-cm}$$

$$M_{qs} = \frac{2000(l - C_1)^2 b}{8} = 16000\text{kg-cm}$$

$$M_{u1} = M_{qi} - M_{qs} = 340804 - 16000 = 324804\text{kg-cm}$$

$$R_{n,requerido} = \frac{M_{u2}}{\phi l t^2} = \frac{324804}{0,9 \cdot 130 \cdot 27,5^2} = 3,67\text{kg/cm}^2$$

$$\rho = \frac{0,85f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0,85f'_c}}\right) = 0,0013$$

El $\rho_{min} = 0,002$ por lo que se utilizará el ρ mínimo.

El area de acero está dada por:

$$A_{2s} = \rho l t = 0,0020 \cdot 130 \cdot 27,5 = 7,15cm^2$$

Al concretar esto, se debe verificar las deformaciones de las varillas, como se muestra a continuación.

$$a_b = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b} = 0,863cm$$

$$c_b = \frac{a}{\beta_1} = 1,015cm$$

$$\varepsilon_t = \frac{\varepsilon_c}{c} t - \varepsilon_c$$

$$\varepsilon_t = 0,078$$

$$a_l = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c l} = 0,863cm$$

$$c_l = \frac{a}{\beta_1} = 1,015cm$$

$$\varepsilon_t = \frac{\varepsilon_c}{c} t - \varepsilon_c$$

$$\varepsilon_t = 0,078$$

La deformación es aceptada, puesto que es superior a $\varepsilon = 0,004$.

Para el correcto desarrollo de la capacidad en tensión de las varillas, estas deben estar correctamente empotradas en el concreto. Más adelante se hará mención de la longitud de desarrollo a utilizar.

Armadura para transmisión de esfuerzos

La capacidad en compresión de la columna está dada por la siguiente ecuación:

$$P_{nc} = \phi 0,85 f'_c A_1 = 0,65 \cdot 0,85 \cdot 210 \cdot 1500 = 174038kg$$

La capacidad en compresión de la placa de cimentación, está dada por la siguiente ecuación:

$$P_{np} = \phi 0,85 f'_c A_1 \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$$

donde $\sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$ debe ser a lo sumo 2

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{9900}{1500}} = 2,57$$

por lo que P_{np} queda de la siguiente manera:

$$P_{np} = 2 \cdot 174038 = 348075kg$$

Como P_{nc} es mayor a P_u y P_{np} es mayor a P_u se puede decir que no necesita acero de refuerzo; entonces se colocará el mínimo.

$$A_{s-min} = 0,005 \cdot 1500 = 7,5cm^2$$

Nuevamente, las varillas deben ser correctamente empotradas, tanto en la columna como en la placa, por lo que se proporcionará la longitud de desarrollo apropiada.

Diseño para la sección propuesta como placa AP- 2

Del análisis final, se obtuvo los valores de Momentos y Cortante Últimos, que se muestran a continuación. Estos fueron calculados por medio de SAP2000.

$$P_{ft} = 7443,1kg \quad P_{fp} = 119017,5kg \quad P_u = 200194,9kg$$

$$M_{d1} = 48058,7kg - m \quad M_{d2} = 26405,0kg - m$$

Def. de materiales	Caract. de la sec.
$f'_c = 210kg/cm^2$	$C_1 = 343cm$
$\varepsilon_{cu} = 0,003$	$C_2 = 265cm$
$f_y = 2800kg/cm^2$	$rec. = 2,5cm$
$\varepsilon_y = 0,001$	$t_b = 30cm$
$\beta_1 = 0,85$	$t = 27,5cm$
$q_a = 15kg/cm^2$	

Base de la placa de cimentación

Según el CSCR 02, la presión del suelo debe ser reducida por el factor que aparece en la *Tabla 13.1*, por lo que q_u queda de la siguiente manera:

$$q_u = \phi q_u = 15 \cdot 0,5 = 7,5kg/cm^2$$

El área requerida para soportar las cargas temporales y permanentes (sin mayorar) está dada por:

$$A_f = \frac{P_{tf} + P_{tp}}{q_a} = \frac{7443,1 + 119017,5}{15} = 8430,70cm^2$$

Porque se escogerá una placa rectangular a longitud de los lados es de $53,01x159,03cm$. Dado que

estas medidas son difíciles de aplicar, se cambiarán a $b = 55,00$ y $l = 160,00cm$, por lo que se tiene una nueva area $A'_f = 8800cm^2$.

Ahora, se necesitará de las presiones que actúan bajo la placa, dada por la ecuación siguiente:

$$q_{max,min} = \frac{P_u}{A_g} \pm \frac{Mc}{I}$$

Con la que se obtienen las siguientes presiones:

$$\begin{aligned} q_{1max} &= 239,49kg/cm^2 & q_{2max} &= 11,69kg/cm^2 \\ q_{1min} &= -107,13kg/cm^2 & q_{2min} &= 3,95kg/cm^2 \end{aligned}$$

Del caso 3, según el método de Meyerhoff, se obtiene los siguientes valores:

$$\begin{aligned} \vartheta_b &= 0,6909 & \vartheta_l &= 1,5109 \\ b_1 &= 38,00cm & l_1 &= 241,74cm \\ b_2 &= 528,64cm & l_2 &= 160,00cm \end{aligned}$$

De aquí resulta una área en contacto de $45331cm^2$. Esta area representa un 515,12% del total. Esto conduce al acepta de la sección propuesta anteriormente. Entonces se propone una nueva sección rectangular con $b = 340$ y $l = 420cm$. Se recalcularan las presiones bajo la placa, debido a la nueva sección.

De esta nueva sección se obtienen las siguientes presiones:

$$\begin{aligned} q_{1max} &= 2,33kg/cm^2 & q_{2max} &= 1,83kg/cm^2 \\ q_{1min} &= 0,48kg/cm^2 & q_{2min} &= 0,97kg/cm^2 \end{aligned}$$

Según lo visto anteriormente, del caso 5 se obtienen los siguientes valores:

$$\begin{aligned} \vartheta_b &= 1,2572 & \vartheta_l &= 2,1247 \\ b' &= 427,43cm & l' &= 892,35cm \\ b_2 &= 226,25cm & l_2 &= 182,53cm \end{aligned}$$

De estos valores se genera una área de $142800cm^2$. Esta área representa un 100,00% del total, por lo que se acepta la sección propuesta anteriormente.

Verificación de cortante por punzonamiento

Por las condiciones de apoyo de las columnas y muro se tiene que: $b' = 45,5cm$ $l' = 54,0cm$

Donde, b' y l' son las distancias máximas entre la cara de la columna y el final de la placa, en los ejes "x" y "y" respectivamente.

La sección crítica para el corte por punzonamiento está ubicada a una distancia igual a la mitad del espesor de la placa.

$$q_{1s} = q_{1max} - \frac{(b' - t_b)(q_{1max} - q_{1min})}{b} = 2,243kg/cm^2$$

$$q_{2s} = q_{2max} - \frac{(l' - t_b)(q_{2max} - q_{2min})}{l} = 1,784kg/cm^2$$

El área donde actúa el cortante es la siguiente:

$$\begin{aligned} A_v &= A_g - (C_1 + t)(C_2 + t) = 142800 - 65857 \\ A_v &= 76943cm^2 \end{aligned}$$

El cortante por punzonamiento en la placa es de:

$$V_u = q_p A_v = 2,24 \cdot 76943 = 172606,7kg$$

La resistencia del concreto se debe multiplicar por el siguiente factor:

$$\begin{aligned} \zeta &= \frac{4}{3} + \frac{8}{3\beta_c} = 1,27 \\ \beta_c &= 1,29 \\ \zeta &= 3,39 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_c &= \zeta \sqrt{f'_c b_o t} = 3,39 \cdot \sqrt{210} \cdot 2263,2 \cdot 27,5 \\ V_c &= 3060724kg \end{aligned}$$

Como $\phi V_c > V_u$, entonces no es afecta por punzonamiento.

Diseño de la armadura de refuerzo

La placa de cimentación debe soportar el momento debido a la presión a la que esta sometida. El momento es el siguiente

$$q'_1 = q_{1max} - \frac{(b')(q_{1max} - q_{1min})}{b} = 2,080kg/cm^2$$

$$M_{qi} = \frac{q'_1 (b')^2 l}{4} + \frac{(q_{1max} - q'_1)(b')l}{3} = 453706kg - cm$$

$$M_{qs} = \frac{6000(b')^2 l}{4} = 130426kg - cm$$

$$M_{u1} = M_{qi} - M_{qs} = 453706 - 130426 = 323280kg - cm$$

$$R_{n,requerido} = \frac{M_{u1}}{\phi b t^2} = \frac{323280}{0,9 \cdot 340 \cdot 27,5^2} = 1,40kg/cm^2$$

$$\rho = \frac{0,85 f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0,85 f'_c}}\right) = 0,0005$$

El ρ_{min} según el ACI 318-02 para varillas G-40, es de 0,002 ; por lo que se utilizará el ρ mínimo.

El área de acero está dada por:

$$A_{1s} = \rho b t = 0,0020 \cdot 340 \cdot 27,5 = 18,70 \text{ cm}^2$$

Se debe realizar el mismo cálculo anterior, cambiando a l , para obtener el area de acero en esta dirección.

$$q'_2 = q_{2max} - \frac{(l')(q_{2max} - q_{2min})}{l} = 1,722 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_{qi} = \frac{q'_2 l'^2 b}{4} + \frac{(q_{2max} - q'_2)(l')b}{3} = 427602 \text{ kg-cm}$$

$$M_{qs} = \frac{6000(l')^2 b}{4} = 148716 \text{ kg-cm}$$

$$M_{u1} = M_{qi} - M_{qs} = 427602 - 148716 = 278886 \text{ kg-cm}$$

$$R_{n,requerido} = \frac{M_{u2}}{\phi l t^2} = \frac{278886}{0,9 \cdot 420 \cdot 27,5^2} = 0,98 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho = \frac{0,85 f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0,85 f'_c}}\right) = 0,0003$$

El $\rho_{min} = 0,002$ por lo que se utilizará el ρ mínimo.

El area de acero está dada por:

$$A_{2s} = \rho l t = 0,0020 \cdot 420 \cdot 27,5 = 23,10 \text{ cm}^2$$

Al concretar esto, se debe verificar las deformaciones de las varillas, como se muestra a continuación.

$$a_b = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b} = 0,863 \text{ cm}$$

$$c_b = \frac{a}{\beta_1} = 1,015 \text{ cm}$$

$$\varepsilon_t = \frac{\varepsilon_c}{c} t - \varepsilon_c$$

$$\varepsilon_t = 0,086$$

$$a_l = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c l} = 0,863 \text{ cm}$$

$$c_l = \frac{a}{\beta_1} = 1,015 \text{ cm}$$

$$\varepsilon_t = \frac{\varepsilon_c}{c} t - \varepsilon_c$$

$$\varepsilon_t = 0,963$$

La deformación es aceptada, puesto que es superior a $\varepsilon = 0,004$.

Para el correcto desarrollo de la capacidad en tensión de las varillas, estas deben estar correctamente empotradas en el concreto. Más adelante se hará mención de la longitud de desarrollo a utilizar.

Armadura para transmisión de esfuerzos

La capacidad en compresión de la columna está dada por la siguiente ecuación:

$$P_{nc} = \phi 0,85 f'_c A_1 = 0,65 \cdot 0,85 \cdot 210 \cdot 20583 = 2388143 \text{ kg}$$

La capacidad en compresión de la placa de cimentación, está dada por la siguiente ecuación:

$$P_{np} = \phi 0,85 f'_c A_1 \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$$

donde $\sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$ debe ser a lo sumo 2

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{104224}{20583}} = 2,25$$

por lo que P_{np} queda de la siguiente manera:

$$P_{np} = 2 \cdot 2388143 = 4776285 \text{ kg}$$

Como P_{nc} es mayor a P_u y P_{np} es mayor a P_u se puede decir que no necesita acero de refuerzo; entonces se colocará el mínimo.

$$A_{s-min} = 0,005 \cdot 20583 = 102,915 \text{ cm}^2$$

Nuevamente, las varillas deben ser correctamente empotradas, tanto en la columna como en la placa, por lo que se proporcionará la longitud de desarrollo apropiada.

Diseño para la sección propuesta como placa AP- 3

Del análisis final, se obtuvo los valores de Momentos y Cortante Últimos, que se muestran a

continuación. Estos fueron calculados por medio de SAP2000.

$$P_{ft} = 15471,7kg \quad P_{fp} = 99641,1kg \quad P_u = 104758,1kg \quad M_{d1} = 30847,2kg - m \quad M_{d2} = 73449,6kg - m$$

Def. de materiales	Caract. de la sec.
$f'_c = 210kg/cm^2$	$C_1 = 375cm$
$\varepsilon_{cu} = 0,003$	$C_2 = 460cm$
$f_y = 2800kg/cm^2$	$rec. = 2,5cm$
$\varepsilon_y = 0,001$	$t_b = 30cm$
$\beta_1 = 0,85$	$t = 27,5cm$
$q_a = 15kg/cm^2$	

Base de la placa de cimentación

Según el CSCR 02, la presión del suelo debe ser reducida por el factor que aparece en la *Tabla 13.1*, por lo que q_u queda de la siguiente manera:

$$q_u = \phi q_u = 15 \cdot 0,5 = 7,5kg/cm^2$$

El área requerida para soportar las cargas temporales y permanentes (sin mayorar) está dada por:

$$A_f = \frac{P_{tf} + P_{tp}}{q_a} = \frac{15471,7 + 99641,1}{15} = 7674,19cm^2$$

Porque se escogerá una placa rectangular a longitud de los lados es de $50,58 \times 151,73cm$. Dado que estas medidas son difíciles de aplicar, se cambiarán a $b = 55,00$ y $l = 155,00cm$, por lo que se tiene una nueva área $A'_f = 8525cm^2$.

Ahora, se necesitará de las presiones que actúan bajo la placa, dada por la ecuación siguiente:

$$q_{max,min} = \frac{P_u}{A_g} \pm \frac{Mc}{I}$$

Con la que se obtienen las siguientes presiones:

$$\begin{aligned} q_{1max} &= 145,88kg/cm^2 & q_{2max} &= 16,19kg/cm^2 \\ q_{1min} &= -76,61kg/cm^2 & q_{2min} &= -7,47kg/cm^2 \end{aligned}$$

Del caso 1, según el método de Meyerhoff, se obtiene los siguientes valores:

$$\begin{aligned} \vartheta_b &= 0,6557 & \vartheta_l &= 0,6842 \\ b_1 &= 36,06cm & l_1 &= 106,05cm \end{aligned}$$

De aquí resulta una área en contacto de $1912cm^2$. Esta área representa un 22,43% del total. Esto conduce al rechazo de la sección propuesta anteriormente. Entonces se propone una nueva sección rectangular con $b = 610$ y $l = 485cm$. Se recalculan las presiones bajo la placa, debido a la nueva sección.

De esta nueva sección se obtienen las siguientes presiones:

$$\begin{aligned} q_{1max} &= 0,51kg/cm^2 & q_{2max} &= 0,83kg/cm^2 \\ q_{1min} &= 0,20kg/cm^2 & q_{2min} &= -0,12kg/cm^2 \end{aligned}$$

Según lo visto anteriormente, del caso 2 se obtienen los siguientes valores:

$$\begin{aligned} \vartheta_b &= 1,6446 & \vartheta_l &= 0,8728 \\ b' &= 1003,22cm & l_1 &= 423,29cm \\ b_2 &= 610,00cm & l_2 &= 165,91cm \end{aligned}$$

De estos valores se genera una área de $179708cm^2$. Esta área representa un 60,74% del total, por lo que se acepta la sección propuesta anteriormente.

Verificación de cortante por punzonamiento

Por las condiciones de apoyo de las columnas y muro se tiene que: $b' = 122,5cm$ $l' = 55,0cm$

Donde, b' y l' son las distancias máximas entre la cara de la columna y el final de la placa, en los ejes "x" y "y" respectivamente.

La sección crítica para el corte por punzonamiento está ubicada a una distancia igual a la mitad del espesor de la placa.

$$q_{1s} = q_{1max} - \frac{(b' - t_b)(q_{1max} - q_{1min})}{b} = 0,462kg/cm^2$$

$$q_{2s} = q_{2max} - \frac{(l' - t_b)(q_{2max} - q_{2min})}{l} = 0,780kg/cm^2$$

El área donde actúa el cortante es la siguiente:

$$A_v = A_g - (C_1 + t)(C_2 + t) = 179708 - 95350$$

$$A_v = 84358cm^2$$

El cortante por punzonamiento en la placa es de:

$$V_u = q_p A_v = 0,78 \cdot 84357,69747 = 65805,5kg$$

La resistencia del concreto se debe multiplicar por el siguiente factor:

$$\zeta = \frac{4}{3} + \frac{8}{3\beta_c} = 1,73$$

$$\beta_c = 0,82$$

$$\zeta = 4,60$$

$$V_c = \zeta \sqrt{f'_c b_o t} = 4,60 \cdot \sqrt{210} \cdot 3300 \cdot 27,5$$

$$V_c = 6055270kg$$

Como $\phi V_c > V_u$, entonces no es afectada por punzonamiento.

Diseño de la armadura de refuerzo

La placa de cimentación debe soportar el momento debido a la presión a la que esta sometida. El momento es el siguiente

$$q'_1 = q_{1max} - \frac{(b')(q_{1max} - q_{1min})}{b} = 0,447kg/cm^2$$

$$M_{qi} = \frac{q'_1(b')^2 l}{4} + \frac{(q_{1max} - q'_1)(b')l}{3} = 813903kg - cm$$

$$M_{qs} = \frac{4000(b')^2 l}{4} = 727803kg - cm$$

$$M_{u1} = M_{qi} - M_{qs} = 813903 - 727803 = 86100kg - cm$$

$$R_{n,requerido} = \frac{M_{u1}}{\phi b t^2} = \frac{86100}{0,9 \cdot 610 \cdot 27,5^2} = 0,21kg/cm^2$$

$$\rho = \frac{0,85f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0,85f'_c}}\right) = 0,0001$$

El ρ_{min} según el ACI 318-02 para varillas G - 40, es de 0,002 ; por lo que se utilizará el ρ mínimo.

El área de acero está dada por:

$$A_{1s} = \rho b t = 0,0020 \cdot 610 \cdot 27,5 = 33,55cm^2$$

Se debe realizar el mismo cálculo anterior, cambiando a l , para obtener el area de acero en esta dirección.

$$q'_2 = q_{2max} - \frac{(l')(q_{2max} - q_{2min})}{l} = 0,721kg/cm^2$$

$$M_{qi} = \frac{q'_2 l'^2 b}{4} + \frac{(q_{2max} - q'_2)(l')b}{3} = 333959kg - cm$$

$$M_{qs} = \frac{4000(l')^2 b}{4} = 184525kg - cm$$

$$M_{u1} = M_{qi} - M_{qs} = 333959 - 184525 = 149434kg - cm$$

$$R_{n,requerido} = \frac{M_{u2}}{\phi l t^2} = \frac{149434}{0,9 \cdot 485 \cdot 27,5^2} = 0,45kg/cm^2$$

$$\rho = \frac{0,85f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0,85f'_c}}\right) = 0,0002$$

El $\rho_{min} = 0,002$ por lo que se utilizará el ρ mínimo.

El area de acero está dada por:

$$A_{2s} = \rho l t = 0,0020 \cdot 485 \cdot 27,5 = 26,68cm^2$$

Al concretar esto, se debe verificar las deformaciones de las varillas, como se muestra a continuación.

$$a_b = \frac{A_s f_y}{0,85f'_c b} = 0,863cm$$

$$c_b = \frac{a}{\beta_1} = 1,015cm$$

$$\varepsilon_t = \frac{\varepsilon_c}{c} t - \varepsilon_c$$

$$\varepsilon_t = 0,086$$

$$a_l = \frac{A_s f_y}{0,85f'_c l} = 0,863cm$$

$$c_l = \frac{a}{\beta_1} = 1,015cm$$

$$\varepsilon_t = \frac{\varepsilon_c}{c} t - \varepsilon_c$$

$$\varepsilon_t = 0,963$$

La deformación es aceptada, puesto que es superior a $\varepsilon = 0,004$.

Para el correcto desarrollo de la capacidad en tensión de las varillas, estas deben estar correctamente empotradas en el concreto. Más adelante se hará mención de la longitud de desarrollo a utilizar.

Armadura para transmisión de esfuerzos

La capacidad en compresión de la columna está dada por la siguiente ecuación:

$$P_{nc} = \phi 0,85 f'_c A_1 = 0,65 \cdot 0,85 \cdot 210 \cdot 29350 = 3405334 \text{ kg}$$

La capacidad en compresión de la placa de cimentación, está dada por la siguiente ecuación:

$$P_{np} = \phi 0,85 f'_c A_1 \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$$

donde $\sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$ debe ser a lo sumo 2

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{157913}{29350}} = 2,32$$

por lo que P_{np} queda de la siguiente manera:

$$P_{np} = 2 \cdot 3405334 = 6810668 \text{ kg}$$

Como P_{nc} es mayor a P_u y P_{np} es mayor a P_u se puede decir que no necesita acero de refuerzo; entonces se colocará el mínimo.

$$A_{s-min} = 0,005 \cdot 29350 = 146,75 \text{ cm}^2$$

Nuevamente, las varillas deben ser correctamente empotradas, tanto en la columna como en la placa, por lo que se proporcionará la longitud de desarrollo apropiada.

Diseño para la sección propuesta como placa BP- 3

Del análisis final, se obtuvo los valores de Momentos y Cortante Últimos, que se muestran a continuación. Estos fueron calculados por medio de SAP2000.

$$P_{ft} = 2274,2 \text{ kg} \quad P_{fp} = 35751,4 \text{ kg} \quad P_u = 37253,2 \text{ kg}$$

$$M_{d1} = 10526,9 \text{ kg} - m \quad M_{d2} = 4838,4 \text{ kg} - m$$

Def. de materiales	Caract. de la sec.
$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$	$rec. = 2,5 \text{ cm}$
$\varepsilon_{cu} = 0,003$	$t_b = 30 \text{ cm}$
$f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$	$t = 27,5 \text{ cm}$
$\varepsilon_y = 0,001$	
$\beta_1 = 0,85$	
$q_a = 15 \text{ kg/cm}^2$	

Base de la placa de cimentación

El área requerida para soportar las cargas temporales y permanentes (sin mayorar) está dada por:

$$A_f = \frac{P_{tf} + P_{tp}}{q_a} = \frac{2274,2 + 35751,4}{15} = 2535,04 \text{ cm}^2$$

Caract. de la sec.	Caract. de la sec.	Caract. de la sec.
$C_1 = 35 \text{ cm}$	$M_1 = 15 \text{ cm}$	$C_1 = 35 \text{ cm}$
$C_2 = 35 \text{ cm}$	$M_2 = 295 \text{ cm}$	$C_2 = 35 \text{ cm}$

Se tiene una figura con las siguientes dimensiones para poder satisfacer las cargas superimpuestas.

“Patín” sup.	“Alma”	“Patín” inf.	
$b_1 = 130 \text{ cm}$	$b_1 = 80 \text{ cm}$	$b_1 = 110 \text{ cm}$	Se
$l_2 = 130 \text{ cm}$	$l_2 = 210 \text{ cm}$	$l_2 = 110 \text{ cm}$	

tiene un área $A'_f = 45800 \text{ cm}^2$.

Ahora, se necesitará de las presiones que actúan bajo la placa, dada por la ecuación siguiente:

$$q_{max,min} = \frac{P_u}{A_g} \pm \frac{M_c}{I}$$

Con la que se obtienen las siguientes presiones:

$$q_{1max} = 1,11 \text{ kg/cm}^2 \quad q_{2max} = 0,82 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_{1min} = 0,52 \text{ kg/cm}^2 \quad q_{2min} = 0,81 \text{ kg/cm}^2$$

Del caso 5, según el método de Meyerhoff, se obtiene los siguientes valores:

$$\vartheta_b = 1,8945 \quad \vartheta_l = 170,0809$$

$$b' = 246,28 \text{ cm} \quad l' = 76536,42 \text{ cm}$$

$$b_2 = 244,8 \text{ cm} \quad l_2 = 36136,98 \text{ cm}$$

De aquí resulta una área en contacto de 45800 cm^2 . Esta área representa un 100,00 % del total. Esto conduce al acepta de la sección propuesta anteriormente.

Verificación de cortante por punzonamiento

Por las condiciones de apoyo de las columnas y muro se tiene que: $b' = 47,5 \text{ cm}$ $l' = 47,5 \text{ cm}$

Donde, b' y l' son las distancias máximas entre la cara de la columna y el final de la placa, en los ejes “x” y “y” respectivamente.

La sección crítica para el corte por punzonamiento está ubicada a una distancia igual a la mitad del espesor de la placa.

$$q_{1s} = q_{1max} - \frac{(b' - t_b)(q_{1max} - q_{1min})}{b} = 1,027 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_{2s} = q_{2max} - \frac{(l' - t_b)(q_{2max} - q_{2min})}{l} = 0,816kg/cm^2$$

El área donde actúa el cortante es la siguiente:

$$A_v = A_g - (C_1 + t)(C_2 + t) = 45800 - 20375$$

$$A_v = 25425cm^2$$

El cortante por puzonamiento en la placa es de:

$$V_u = q_p A_v = 1,03 \cdot 25425 = 26099,0kg$$

La resistencia del concreto se debe multiplicar por el siguiente factor:

$$\zeta = \frac{4}{3} + \frac{8}{3\beta_c} = 1,50$$

$$\beta_c = 1,00$$

$$\zeta = 4,00$$

$$V_c = \zeta \sqrt{f'_c} b_o t = 4,00 \cdot \sqrt{210} \cdot 960 \cdot 27,5$$

$$V_c = 1530289kg$$

Como $\phi V_c > V_u$, entonces no es afectada por punzonamiento.

Diseño de la armadura de refuerzo

La placa de cimentación debe soportar el momento debido a la presión a la que esta sometida. El momento es el siguiente

$$q'_1 = q_{1max} - \frac{(b')(q_{1max} - q_{1min})}{b} = 0,892kg/cm^2$$

$$M_{qi} = \frac{q'_1 (b')^2 l}{4} + \frac{(q_{1max} - q'_1)(b')l}{3} = 227910kg - cm$$

$$M_{qs} = \frac{2000(b')^2 l}{4} = 50766kg - cm$$

$$M_{u1} = M_{qi} - M_{qs} = 227910 - 50766 = 177144kg - cm$$

$$R_{n,requerido} = \frac{M_{u1}}{\phi b t^2} = \frac{177144}{0,9 \cdot 130 \cdot 27,5^2} = 2,00kg/cm^2$$

$$\rho = \frac{0,85f'_c}{fy} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0,85f'_c}}\right) = 0,0007$$

El ρ_{min} según el ACI 318-02 para varillas G - 40, es de 0,002 ; por lo que se utilizará el ρ mínimo.

El área de acero está dada por:

$$A_{1s} = \rho b t = 0,0020 \cdot 130 \cdot 27,5 = 7,15cm^2$$

Se debe realizar el mismo cálculo anterior, cambiando a l , para obtener el area de acero en esta dirección.

$$q'_2 = q_{2max} - \frac{(l - C_1)(q_{2max} - q_{2min})}{2l} = 0,815kg/cm^2$$

$$M_{qi} = \frac{q'_2 (l - C_1)^2 b}{8} + \frac{(q_{2max} - q'_2)(l - C_1)b}{6} = 59784kg - cm$$

$$M_{qs} = \frac{2000(l - C_1)^2 b}{8} = 14666kg - cm$$

$$M_{u1} = M_{qi} - M_{qs} = 59784 - 14666 = 45118kg - cm$$

$$R_{n,requerido} = \frac{M_{u2}}{\phi l t^2} = \frac{45118}{0,9 \cdot 450 \cdot 27,5^2} = 0,15kg/cm^2$$

$$\rho = \frac{0,85f'_c}{fy} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0,85f'_c}}\right) = 0,0001$$

El $\rho_{min} = 0,002$ por lo que se utilizará el ρ mínimo.

El area de acero está dada por:

$$A_{2s} = \rho l t = 0,0020 \cdot 450 \cdot 27,5 = 24,75cm^2$$

Al concretar esto, se debe verificar las deformaciones de las varillas, como se muestra a continuación.

$$a_b = \frac{A_s f_y}{0,85f'_c b} = 0,863cm$$

$$c_b = \frac{a}{\beta_1} = 1,015cm$$

$$\varepsilon_t = \frac{\varepsilon_c}{c} t - \varepsilon_c$$

$$\varepsilon_t = 0,078$$

$$a_l = \frac{A_s f_y}{0,85f'_c l} = 0,863cm$$

$$c_l = \frac{a}{\beta_1} = 1,015cm$$

$$\varepsilon_t = \frac{\varepsilon_c}{c} t - \varepsilon_c$$

$$\varepsilon_t = 0,078$$

La deformación es aceptada, puesto que es superior a $\varepsilon = 0,004$.

Para el correcto desarrollo de la capacidad en tensión de las varillas, estas deben estar correctamente empotradas en el concreto. Más adelante se hará mención de la longitud de desarrollo a utilizar.

Armadura para transmisión de esfuerzos

La capacidad en compresión de la columna está dada por la siguiente ecuación:

$$P_{nc} = \phi 0,85 f'_c A_1 = 0,65 \cdot 0,85 \cdot 210 \cdot 6875 = 797672 \text{ kg}$$

La capacidad en compresión de la placa de cimentación, está dada por la siguiente ecuación:

$$P_{np} = \phi 0,85 f'_c A_1 \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$$

donde $\sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$ debe ser a lo sumo 2

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{44675}{6875}} = 2,55$$

por lo que P_{np} queda de la siguiente manera:

$$P_{np} = 2 \cdot 797672 = 1595344 \text{ kg}$$

Como P_{nc} es mayor a P_u y P_{np} es mayor a P_u se puede decir que no necesita acero de refuerzo; entonces se colocará el mínimo.

$$A_{s-min} = 0,005 \cdot 6875 = 34,375 \text{ cm}^2$$

Nuevamente, las varillas deben ser correctamente empotradas, tanto en la columna como en la placa, por lo que se proporcionará la longitud de desarrollo apropiada.

Diseño para la sección propuesta como placa BP- 3

Del análisis final, se obtuvo los valores de Momentos y Cortante Últimos, que se muestran a continuación. Estos fueron calculados por medio de SAP2000.

$$P_{ft} = 7885,9 \text{ kg} \quad P_{fp} = 65251,0 \text{ kg} \quad P_u = 74258,2 \text{ kg} \\ M_{d1} = 16310,5 \text{ kg} - m \quad M_{d2} = 27301,0 \text{ kg} - m$$

Def. de materiales	Caract. de la sec.
$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$	$rec. = 2,5 \text{ cm}$
$\varepsilon_{cu} = 0,003$	$t_b = 30 \text{ cm}$
$f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$	$t = 27,5 \text{ cm}$
$\varepsilon_y = 0,001$	
$\beta_1 = 0,85$	
$q_a = 15 \text{ kg/cm}^2$	

Base de la placa de cimentación

El área requerida para soportar las cargas temporales y permanentes (sin mayorar) está dada por:

$$A_f = \frac{P_{tf} + P_{tp}}{q_a} = \frac{7885,9 + 65251,0}{15} = 4875,79 \text{ cm}^2$$

Caract. de la sec.	Caract. de la sec.	Caract. de la sec.
$C_1 = 50 \text{ cm}$	$M_1 = 15,0 \text{ cm}$	$C_1 = 90 \text{ cm}$
$C_2 = 30 \text{ cm}$	$M_2 = 447,5 \text{ cm}$	$C_2 = 35 \text{ cm}$

Se tiene una figura con las siguientes dimensiones para poder satisfacer las cargas superimpuestas.

“Patín” sup.	“Alma”	“Patín” inf.	Se
$b_1 = 250 \text{ cm}$	$b_1 = 80,0 \text{ cm}$	$b_1 = 200 \text{ cm}$	
$l_2 = 145 \text{ cm}$	$l_2 = 347,5 \text{ cm}$	$l_2 = 120 \text{ cm}$	

tiene un área $A'_f = 88050 \text{ cm}^2$.

Ahora, se necesitará de las presiones que actúan bajo la placa, dada por la ecuación siguiente:

$$q_{max,min} = \frac{P_u}{A_g} \pm \frac{M_c}{I}$$

Con la que se obtienen las siguientes presiones:

$$q_{1max} = 1,49 \text{ kg/cm}^2 \quad q_{2max} = 0,85 \text{ kg/cm}^2 \\ q_{1min} = 0,20 \text{ kg/cm}^2 \quad q_{2min} = 0,83 \text{ kg/cm}^2$$

Del caso 5, según el método de Meyerhoff, se obtiene los siguientes valores:

$$\vartheta_b = 1,1532 \quad \vartheta_l = 36,8547 \\ b' = 288,31 \text{ cm} \quad l' = 22573,50 \text{ cm} \\ b_2 = 280,5 \text{ cm} \quad l_2 = 2999,34 \text{ cm}$$

De aquí resulta una área en contacto de 88050 cm^2 . Esta área representa un 100,00 % del total. Esto conduce al acepta de la sección propuesta anteriormente.

Verificación de cortante por punzonamiento

Por las condiciones de apoyo de las columnas y muro se tiene que: $b' = 115,0 \text{ cm}$ $l' = 57,5 \text{ cm}$

Donde, b' y l' son las distancias máximas entre la cara de la columna y el final de la placa, en los ejes “x” y “y” respectivamente.

La sección crítica para el corte por punzonamiento está ubicada a una distancia igual a la mitad del espesor de la placa.

$$q_{1s} = q_{1max} - \frac{(b' - t_b)(q_{1max} - q_{1min})}{b} = 1,050 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_{2s} = q_{2max} - \frac{(l' - t_b)(q_{2max} - q_{2min})}{l} = 0,854kg/cm^2$$

El área donde actúa el cortante es la siguiente:

$$A_v = A_g - (C_1 + t)(C_2 + t) = 88050 - 31388$$

$$A_v = 56663cm^2$$

El cortante por puzonamiento en la placa es de:

$$V_u = q_p A_v = 1,05 \cdot 56662,5 = 59491,9kg$$

La resistencia del concreto se debe multiplicar por el siguiente factor:

$$\zeta = \frac{4}{3} + \frac{8}{3\beta_c} = 1,10$$

$$\beta_c = 1,67$$

$$\zeta = 2,93$$

$$V_c = \zeta \sqrt{f'_c} b_o t = 2,93 \cdot \sqrt{210} \cdot 1395 \cdot 27,5$$

$$V_c = 1630715kg$$

Como $\phi V_c > V_u$, entonces no es afectada por punzonamiento.

Diseño de la armadura de refuerzo

La placa de cimentación debe soportar el momento debido a la presión a la que esta sometida. El momento es el siguiente

$$q'_1 = q_{1max} - \frac{(b')(q_{1max} - q_{1min})}{b} = 0,895kg/cm^2$$

$$M_{qi} = \frac{q'_1(b')^2 l}{4} + \frac{(q_{1max} - q'_1)(b')l}{3} = 1826402kg-cm$$

$$M_{qs} = \frac{2000(b')^2 l}{4} = 405016kg-cm$$

$$M_{u1} = M_{qi} - M_{qs} = 1826402 - 405016 = 1421386kg-cm$$

$$R_{n,requerido} = \frac{M_{u1}}{\phi b t^2} = \frac{1421386}{0,9 \cdot 250 \cdot 27,5^2} = 8,35kg/cm^2$$

$$\rho = \frac{0,85f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0,85f'_c}}\right) = 0,0031$$

El ρ_{min} según el ACI 318-02 para varillas G-40, es de 0,002 ; por lo que se utilizará el ρ calculado.

El área de acero está dada por:

$$A_{1s} = \rho b t = 0,0031 \cdot 250 \cdot 27,5 = 21,01cm^2$$

Se debe realizar el mismo cálculo anterior, cambiando a l , para obtener el area de acero en esta dirección.

$$q'_2 = q_{2max} - \frac{(l - C_1)(q_{2max} - q_{2min})}{2l} = 0,853kg/cm^2$$

$$M_{qi} = \frac{q'_2(l - C_1)^2 b}{8} + \frac{(q_{2max} - q'_2)(l - C_1)b}{6} = 176230kg-cm$$

$$M_{qs} = \frac{2000(l - C_1)^2 b}{8} = 41328kg-cm$$

$$M_{u1} = M_{qi} - M_{qs} = 176230 - 41328 = 134902kg-cm$$

$$R_{n,requerido} = \frac{M_{u2}}{\phi l t^2} = \frac{134902}{0,9 \cdot 613 \cdot 27,5^2} = 0,32kg/cm^2$$

$$\rho = \frac{0,85f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0,85f'_c}}\right) = 0,0001$$

El $\rho_{min} = 0,002$ por lo que se utilizará el ρ mínimo.

El area de acero está dada por:

$$A_{2s} = \rho l t = 0,0020 \cdot 613 \cdot 27,5 = 33,69cm^2$$

Al concretar esto, se debe verificar las deformaciones de las varillas, como se muestra a continuación.

$$a_b = \frac{A_s f_y}{0,85f'_c b} = 1,319cm$$

$$c_b = \frac{a}{\beta_1} = 1,551cm$$

$$\varepsilon_t = \frac{\varepsilon_c}{c} t - \varepsilon_c$$

$$\varepsilon_t = 0,050$$

$$a_l = \frac{A_s f_y}{0,85f'_c l} = 0,863cm$$

$$c_l = \frac{a}{\beta_1} = 1,015cm$$

$$\varepsilon_t = \frac{\varepsilon_c}{c} t - \varepsilon_c$$

$$\varepsilon_t = 0,078$$

La deformación es aceptada, puesto que es superior a $\varepsilon = 0,004$.

Para el correcto desarrollo de la capacidad en tensión de las varillas, estas deben estar correctamente empotradas en el concreto. Más adelante se hará mención de la longitud de desarrollo a utilizar.

Armadura para transmisión de esfuerzos

La capacidad en compresión de la columna está dada por la siguiente ecuación:

$$P_{nc} = \phi 0,85 f'_c A_1 = 0,65 \cdot 0,85 \cdot 210 \cdot 11362,5 = 1318334 \text{ kg}$$

La capacidad en compresión de la placa de cimentación, está dada por la siguiente ecuación:

$$P_{np} = \phi 0,85 f'_c A_1 \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$$

donde $\sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$ debe ser a lo sumo 2

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{62212,5}{11362,5}} = 2,34$$

por lo que P_{np} queda de la siguiente manera:

$$P_{np} = 2 \cdot 1318334 = 2636668 \text{ kg}$$

Como P_{nc} es mayor a P_u y P_{np} es mayor a P_u se puede decir que no necesita acero de refuerzo; entonces se colocará el mínimo.

$$A_{s-min} = 0,005 \cdot 11362,5 = 56,8125 \text{ cm}^2$$

Nuevamente, las varillas deben ser correctamente empotradas, tanto en la columna como en la placa, por lo que se proporcionará la longitud de desarrollo apropiada.

Diseño para la sección propuesta como placa AP- 6

Del análisis final, se obtuvo los valores de Momentos y Cortante Últimos, que se muestran a continuación. Estos fueron calculados por medio de SAP2000.

$$P_{ft} = 2282,0 \text{ kg} \quad P_{fp} = 22633,0 \text{ kg} \quad P_u = 40743,00 \text{ kg} \quad M_{d1} = 1114,00 \text{ kg} - m \quad M_{d2} = 6264,00 \text{ kg} - m$$

Def. de materiales	Caract. de la sec.
$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$	$C_1 = 2,5 \text{ cm}$
$\varepsilon_{cu} = 0,003$	$C_2 = 30 \text{ cm}$
$f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$	rec. = 7,5 cm
$\varepsilon_y = 0,001$	$t_b = 30 \text{ cm}$
$\beta_1 = 0,85$	$t = 22,5 \text{ cm}$
$q_a = 15 \text{ kg/cm}^2$	

Base de la placa de cimentación

Según el CSCR 02, la presión del suelo debe ser reducida por el factor que aparece en la Tabla 13.1, por lo que q_u queda de la siguiente manera:

$$q_u = \phi q_u = 15 \cdot 0,5 = 7,5 \text{ kg/cm}^2$$

El área requerida para soportar las cargas temporales y permanentes (sin mayorar) está dada por:

$$A_f = \frac{P_{tf} + P_{tp}}{q_a} = \frac{2282,0 + 22633,0}{15} = 1661,00 \text{ cm}^2$$

Porque se escogerá una placa rectangular a longitud de los lados es de 141,18 x 11,77 cm. Dado que estas medidas son difíciles de aplicar, se cambiarán a $b = 145,00$ y $l = 15,00 \text{ cm}$, por lo que se tiene una nueva área $A'_f = 2175 \text{ cm}^2$.

Ahora, se necesitará de las presiones que actúan bajo la placa, dada por la ecuación siguiente:

$$q_{max,min} = \frac{P_u}{A_g} \pm \frac{M_c}{I}$$

Con la que se obtienen las siguientes presiones:

$$q_{1max} = 2,16 \text{ kg/cm}^2 \quad q_{2max} = 1294,68 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_{1min} = 1,72 \text{ kg/cm}^2 \quad q_{2min} = -932,52 \text{ kg/cm}^2$$

Del caso 2, según el método de Meyerhoff, se obtiene los siguientes valores:

$$\vartheta_b = 4,9193 \quad \vartheta_l = 0,5813$$

$$b' = 713,30 \text{ cm} \quad l' = 8,72 \text{ cm}$$

$$b_2 = 145,00 \text{ cm} \quad l_2 = 6,95 \text{ cm}$$

De aquí resulta una área en contacto de 1136 cm^2 . Esta área representa un 52,22% del total. Esto conduce al acepta de la sección propuesta anteriormente. Entonces se propone una nueva sección rectangular con $b = 350$ y $l = 180 \text{ cm}$. Se recalculan las presiones bajo la placa, debido a la nueva sección.

De esta nueva sección se obtienen las siguientes presiones:

$$q_{1max} = 0,65 \text{ kg/cm}^2 \quad q_{2max} = 0,66 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_{1min} = 0,64 \text{ kg/cm}^2 \quad q_{2min} = 0,64 \text{ kg/cm}^2$$

Según lo visto anteriormente, del caso 4 se obtienen los siguientes valores:

$$\vartheta_b = 62,7259 \quad \vartheta_l = 35,6233$$

$$b' = 21954,08 \text{ cm} \quad l' = 6412,19 \text{ cm}$$

$$b_2 = 21337,79 \text{ cm} \quad l_2 = 6309,96 \text{ cm}$$

De estos valores se genera una área de $-64264204cm^2$. Esta área representa un $-102006,67\%$ del total, por lo que se rechaza la sección propuesta anteriormente.

Verificación de cortante por punzonamiento

La sección crítica para el corte por punzonamiento está ubicada a una distancia igual a la mitad del espesor de la placa.

$$q_{1s} = q_{1max} - \frac{(b - C_2 - 0,5t_b)(q_{1max} - q_{1min})}{2b} = 0,647kg/cm^2$$

$$q_{2s} = q_{2max} - \frac{(l - C_1 - 0,5t_b)(q_{2max} - q_{2min})}{2l} = 0,648kg/cm^2$$

El área donde actúa el cortante es la siguiente:

$$A_v = A_g - (C_1 + t)(C_2 + t) = 63000 - 33 \cdot 60$$

$$A_v = 61050cm^2$$

El cortante por punzonamiento en la placa es de:

$$V_u = q_p A_v = 0,65 \cdot 61050 = 39537kg$$

La resistencia del concreto se debe multiplicar por el siguiente factor:

$$\zeta = \frac{4}{3} + \frac{8}{3\beta_c} = 12,50$$

$$\beta_c = 0,08$$

$$\zeta = 33,33$$

$$V_c = \zeta \sqrt{f'_c} b_o t = 33,33 \cdot \sqrt{210} \cdot 155 \cdot 22,5$$

$$V_c = 1684623kg$$

$$\phi V_c = 1263467kg$$

Como $\phi V_c > V_u$, entonces no es afectada por punzonamiento.

Diseño de la armadura de refuerzo

La placa de cimentación debe soportar el momento debido a la presión a la que está sometida. El momento es el siguiente

$$q'_1 = q_{1max} - \frac{(b - C_2)(q_{1max} - q_{1min})}{2b} = 0,647kg/cm^2$$

$$M_{qi} = \frac{q'_1(b - C_2)^2 l}{8} + \frac{(q_{1max} - q'_1)(b - C_2)l}{6} = 1491102kg-cm$$

$$M_{qs} = \frac{2000(b - C_2)^2 l}{8} = 460800kg-cm$$

$$M_{u1} = M_{qi} - M_{qs} = 1491102 - 460800 = 1030302kg-cm$$

$$R_{n,requerido} = \frac{M_{u1}}{\phi b t^2} = \frac{1030302}{0,9 \cdot 350 \cdot 22,5^2} = 6,46kg/cm^2$$

$$\rho = \frac{0,85f'_c}{fy} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0,85f'_c}}\right) = 0,0024$$

El ρ_{min} según el ACI 318-02 para varillas G-40, es de 0,002; por lo que se utilizará el ρ calculado. El área de acero está dada por:

$$A_{1s} = \rho b t = 0,0024 \cdot 350 \cdot 22,5 = 18,51cm^2$$

Se debe realizar el mismo cálculo anterior, cambiando a l , para obtener el área de acero en esta dirección.

$$q'_2 = q_{2max} - \frac{(l - C_1)(q_{2max} - q_{2min})}{2l} = 0,647kg/cm^2$$

$$M_{qi} = \frac{q'_2(l - C_1)^2 b}{8} + \frac{(q_{2max} - q'_2)(l - C_1)b}{6} = 891659kg-cm$$

$$M_{qs} = \frac{2000(l - C_1)^2 b}{8} = 275680kg-cm$$

$$M_{u1} = M_{qi} - M_{qs} = 891659 - 275680 = 615979kg-cm$$

$$R_{n,requerido} = \frac{M_{u2}}{\phi l t^2} = \frac{615979}{0,9 \cdot 180 \cdot 22,5^2} = 7,51kg/cm^2$$

$$\rho = \frac{0,85f'_c}{fy} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0,85f'_c}}\right) = 0,0027$$

El $\rho_{min} = 0,002$ por lo que se utilizará el ρ calculado.

El área de acero está dada por:

$$A_{2s} = \rho l t = 0,0027 \cdot 180 \cdot 22,5 = 11,10cm^2$$

Al concretar esto, se debe verificar las deformaciones de las varillas, como se muestra a continuación.

$$a_b = \frac{A_s f_y}{0,85f'_c b} = 0,830cm$$

$$c_b = \frac{a}{\beta_1} = 0,976cm$$

$$\varepsilon_t = \frac{\varepsilon_c}{c}t - \varepsilon_c$$
$$\varepsilon_t = 0,066$$

$$a_l = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c l} = 0,968cm$$

$$c_l = \frac{a}{\beta_1} = 1,138cm$$

$$\varepsilon_t = \frac{\varepsilon_c}{c}t - \varepsilon_c$$
$$\varepsilon_t = 0,056$$

La deformación es aceptada, puesto que es superior a $\varepsilon = 0,004$.

Para el correcto desarrollo de la capacidad en tensión de las varillas, estas deben estar correctamente empotradas en el concreto. Más adelante se hará mención de la longitud de desarrollo a utilizar.

Armadura para transmisión de esfuerzos

La capacidad en compresión de la columna está dada por la siguiente ecuación:

$$P_{nc} = \phi 0,85 f'_c A_1 = 0,65 \cdot 0,85 \cdot 210 \cdot 75 = 8702kg$$

La capacidad en compresión de la placa de cimentación, está dada por la siguiente ecuación:

$$P_{np} = \phi 0,85 f'_c A_1 \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$$

donde $\sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$ debe ser a lo sumo 2

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{5625}{75}} = 8,66$$

por lo que P_{np} queda de la siguiente manera:

$$P_{np} = 2 \cdot 8702 = 17404kg$$

Como P_{nc} es menor a P_u y P_{np} es menor a P_u se puede decir que no necesita acero de refuerzo; entonces se colocará el mínimo.

$$A_{s-min} = 0,005 \cdot 75 = 0,375cm^2$$

Nuevamente, las varillas deben ser correctamente empotradas, tanto en la columna como en la placa, por lo que se proporcionará la longitud de desarrollo apropiada.

Diseño de columnas

Diseño para la sección propuesta como Columna AC-R1

Se utilizarán las combinaciones de cargas más altas, encontradas con el análisis de la estructura. Además, se utilizará concreto con un $f'_c = 210\text{kg/cm}^2$ y acero con límite de fluencia $f_y = 2800\text{kg/cm}^2$.

Diseño del acero principal

Para la columna a diseñar se tiene los datos del cuadro 65.

Cuadro 65: Datos de Vigas y Columnas	
Columnas	
$E_c = 2193574,189\text{t/m}^2$	$Area = 3150\text{cm}^2$
$b = 0,90\text{m}$	$I_x = 0,0032\text{m}^4$
$h = 0,35\text{m}$	$I_y = 0,0213\text{m}^4$
$A_g = 0,315\text{m}^2$	$I_{gc} = 0,0032\text{m}^4$
$A_g x h = 0,11025\text{m}^3$	$h' = 0,25\text{m}$
$f'_c = 210\text{kg/cm}^2$	$\gamma = 0,714$
Vigas	
$E_v = 2193574,189\text{t/m}^2$	
$b = 0,20\text{m}$	$I_x = 0,0036\text{m}^4$
$h = 0,60\text{m}$	$I_y = 0,0004\text{m}^4$
$A_g = 0,12\text{m}^2$	$I_{gv} = 0,0036\text{m}^4$
$f_y = 2800\text{kg/cm}^2$	

Con el índice de estabilidad Q , se puede determinar si un marco se debe considerar como arrojado, por medio de la fórmula:

$$Q = \frac{\sum_{i=1}^n P_u \Delta_i}{V_u l_c}$$

Cuadro 66: Factor Q de arrojamientos

	$\sum_{i=1}^n P_u$	Q	Desp.
Primer Nivel	644678,0	2,36	CON
Segundo Nivel	440458,7	1,08	CON
Tercer Nivel	267094,1	0,14	CON

El índice Q , debe ser menor al 5% para clasificarse como un marco sin desplazamiento lateral.

Para poder determinar si la columna es esbelta o no, se ocupa del valor ψ_m , determinado en el cuadro 67.

Cuadro 67: Factor ψ_m para esbeltez

	l (m)	l_c (m)	l_u (m)
Primer Nivel	4,5	4,5	3,9
Segundo Nivel	3,5	3,5	2,9
Tercer Nivel	3,3	3,3	2,7
	ψ_b	ψ_a	ψ_m
Primer Nivel	2,0613	4,8334	3,4473
Segundo Nivel	2,7721	4,4718	3,6220
Tercer Nivel	2,9774	2,1834	2,5804

Con la información obtenida anteriormente, se puede determinar si la columnas es esbelta o no, como se muestra en el cuadro 68.

Cuadro 68: Factor k y esbeltez de columna

	K_1	K_2	K
Primer Nivel	1,7454	1,8980	1,8980
Segundo Nivel	1,7605	1,9349	1,9349
Tercer Nivel	1,6481	1,7030	1,7030
	$k * l_u/r$	l_u/r	Esbeltez
Primer Nivel	73,26	38,60	SI
Segundo Nivel	55,54	28,70	SI
Tercer Nivel	45,51	26,72	SI

Dado que las columnas son esbeltas, se debe hacer el cálculo de la ampliación de momentos por su factor δ_s (ver cuadro 69).

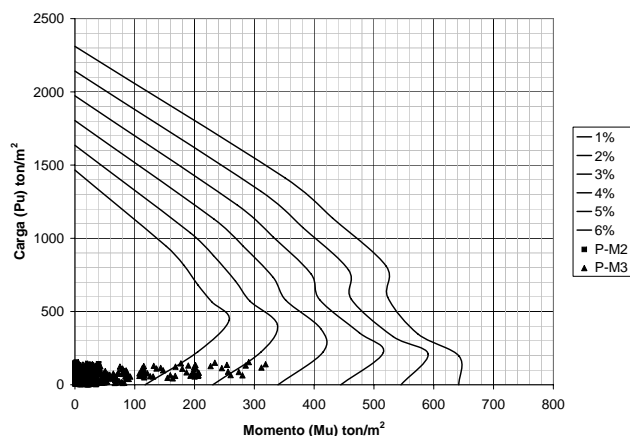


Figura 10: Diagrama de interacción

De la figura 10, se puede observar cómo todos los puntos están dentro de la curva del 2,5%, por lo que la columna debe tener al menos $78,75\text{cm}^2$ de acero (el cual se obtiene $\rho \cdot A_{g,columna}$).

Diseño de acero para aros

Antes de poder determinar la cantidad de aros, se debe calcular la capacidad en momento de la columna. Esta se determinará por con el momento correspondiente a la carga axial más alta de la columna.

Del análisis se toma que la $P_{u,max} = 154,82\text{ton}/\text{m}^2$. Con la figura 11, se puede determinar la capacidad en momento.

Cuadro 69: Cálculo del factor de ampliación de momentos

C1	ΣP_c (t)	ΣP_u (t)	δ_s
Primer nivel	10071003,1	179724,3	1,02
Segundo Nivel	13522083,0	140360,5	1,01
Tercer Nivel	16340898,6	56057,0	1,00
C2			
Primer nivel	10781046,7	176716,1	1,02
Segundo Nivel	14351420,3	136319,2	1,01
Tercer Nivel	16373864,2	48394,8	1,00
C3+eo			
Primer nivel	14749221,5	134191,9	1,01
Segundo Nivel	16613202,4	46611,3	1,00
Tercer Nivel	486717,7	48938,7	1,15
C3-eo			
Primer nivel	13020193,2	96361,5	1,01
Segundo Nivel	15678106,0	37906,6	1,00
Tercer Nivel	795321,2	117992,4	1,25
C4+eo			
Primer nivel	14255965,6	114159,8	1,01
Segundo Nivel	16595430,7	42391,0	1,00
Tercer Nivel	392443,9	32374,1	1,12
C4-eo			
Primer nivel	12106023,0	76329,4	1,01
Segundo Nivel	15546017,9	33686,4	1,00
Tercer Nivel	778211,0	101427,8	1,21
C3+ns			
Primer nivel	14189485,0	120372,3	1,01
Segundo Nivel	15854565,6	41871,2	1,00
Tercer Nivel	623803,0	73754,4	1,19
C3-ns			
Primer nivel	13920776,3	110181,1	1,01
Segundo Nivel	16685080,3	42646,7	1,00
Tercer Nivel	715018,0	93176,7	1,21
C4+ns			
Primer nivel	13605303,8	100340,2	1,01
Segundo Nivel	15767079,1	37650,9	1,00
Tercer Nivel	568279,1	57189,9	1,15
C4-ns			
Primer nivel	9651577,9	120934,8	1,02
Segundo Nivel	13236886,0	90149,0	1,01
Tercer Nivel	16678727,1	38426,5	1,00

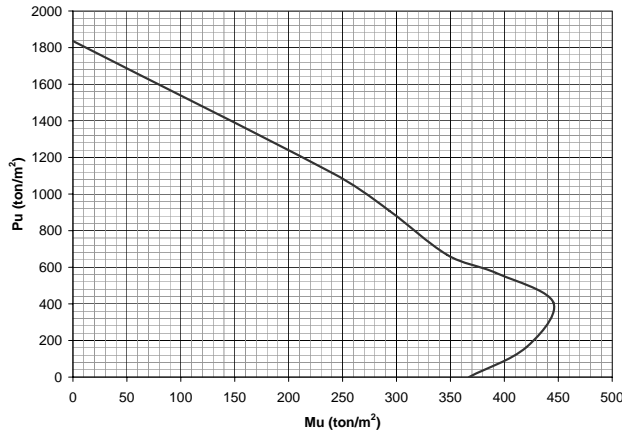


Figura 11: Capacidad de la columna AC-R1

De la figura anterior se toma que el momento $M_{n,max} = 420\text{ton}/m^2$.

Por lo que el momento $M_{n,max} = 11907000\text{kg} - \text{cm}$.

Dado el momento, se puede calcular el cortante a utilizar, por medio de la ecuación descrita en el Código Sísmico.

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{H} = 68040\text{kg}$$

El cortante máximo encontrado por diseño es de $V_{d,max} = 9533,02\text{kg}$, esto es un 613,73%. Por ello no se toma en cuenta el aporte del concreto.

Se presentan las siguientes separaciones S , para aros con dos ramas.

$$S_3 = 3,80\text{cm} \text{ con aros } \# 3$$

$$S_4 = 6,80\text{cm} \text{ con aros } \# 4$$

$$S_5 = 10,53\text{cm} \text{ con aros } \# 5$$

Se presentan las siguientes separaciones S , para aros con cuatro ramas.

$$S_3 = 7,59\text{cm} \text{ con aros } \# 3$$

$$S_4 = 13,59\text{cm} \text{ con aros } \# 4$$

$$S_5 = 21,07\text{cm} \text{ con aros } \# 5$$

De las anteriores se escoge, $S_3 = 7,59\text{cm}$ con aros $\# 3$

Sin embargo, el espaciamiento se cambiará a $7,5\text{cm}$, para una más fácil construcción.

Según el CSCR 02, la separación máxima es de $S_{max} = 8,750\text{cm}$. Entonces el espaciamiento será de $7,50\text{cm}$.

Revisión de la capacidad a flexión

En este caso, la capacidad de la columna se obtendrá con el mismo gráfico. Sin embargo, se utilizará la carga axial más pequeña para determinar el nuevo momento nominal.

Del análisis se toma que la $P_{u,min} = 2,78\text{ton}/m^2$. Con la figura 11, se puede determinar la capacidad en momento; la cual es, $M_{n,min} = 370\text{ton}/m^2$. Por lo que el momento $M_{n,min} = 4079250\text{kg} - \text{cm}$.

Esta columna está en contacto con la Viga A-8 que tiene un momento nominal $M_n = 1322681\text{kg} - \text{cm}$, en el primer nivel.

Luego de hacer la suma de las capacidad en flexion de la Viga y la Columna (y dividiendo ambas capacidades); se obtuvo un factor de ampliación de 3,08. Por lo cual se acepta la cantidad de acero en la columna.

Diseño para la sección propuesta como Columna AC-R2

Se utilizarán las combinaciones de cargas más altas, encontradas con el análisis de la estructura. Además se utilizará concreto con un $f'_c = 210\text{kg}/\text{cm}^2$ y acero con límite de fluencia $f_y = 2800\text{kg}/\text{cm}^2$.

Diseño del acero principal

Para la columna a diseñar se tiene los datos del cuadro 70.

Cuadro 70: Datos de Vigas y Columnas	
Columnas	
$E_c = 2193574,189\text{t}/m^2$	$Area = 1225\text{cm}^2$
$b = 0,35\text{m}$	$I_x = 0,0013\text{m}^4$
$h = 0,35\text{m}$	$I_y = 0,0013\text{m}^4$
$A_g = 0,1225\text{m}^2$	$I_{gc} = 0,0013\text{m}^4$
$A_g x h = 0,042875\text{m}^3$	$h' = 0,25\text{m}$
$f'_c = 210\text{kg}/\text{cm}^2$	$\gamma = 0,714$
Vigas	
$E_v = 2193574,189\text{t}/m^2$	
$b = 0,20\text{m}$	$I_x = 0,0036\text{m}^4$
$h = 0,60\text{m}$	$I_y = 0,0004\text{m}^4$
$A_g = 0,12\text{m}^2$	$I_{gv} = 0,0036\text{m}^4$
$f_y = 2800\text{kg}/\text{cm}^2$	

Con el índice de estabilidad Q , se puede determinar si un marco se debe considerar como arrojado, por medio de la fórmula:

$$Q = \frac{\sum_{i=1}^n P_u \Delta_i}{V_u l_c}$$

Cuadro 71: Factor Q de arrojamientos

	$\sum_{i=1}^n P_u$	Q	Desp.
Primer Nivel	644678,0	2,36	CON
Segundo Nivel	440458,7	1,08	CON
Tercer Nivel	267094,1	0,14	CON

El índice Q , debe ser menor al 5% para clasificarse como un marco sin desplazamiento lateral.

Para poder determinar si la columna es esbelta o no, se ocupa del valor ψ_m , determinado en el cuadro 72.

Cuadro 72: Factor ψ_m para esbeltez

	l (m)	l_c (m)	l_u (m)
Primer Nivel	4,5	4,5	3,9
Segundo Nivel	3,5	3,5	2,9
Tercer Nivel	3,3	3,3	2,7

	ψ_b	ψ_a	ψ_m
Primer Nivel	0,8016	1,8797	1,3406
Segundo Nivel	1,0780	1,7391	1,4085
Tercer Nivel	1,1579	0,8491	1,0035

Con la información obtenida anteriormente, se puede determinar si la columnas es esbelta o no, como se muestra en el cuadro 73.

Cuadro 73: Factor k y esbeltez de columna

	K_1	K_2	K
Primer Nivel	1,4274	1,3769	1,4274
Segundo Nivel	1,4426	1,3968	1,4426
Tercer Nivel	1,3444	1,2739	1,3444

	$k * l_u / r$	l_u / r	Esbeltez
Primer Nivel	55,10	38,60	SI
Segundo Nivel	41,41	28,70	SI
Tercer Nivel	35,93	26,72	SI

Dado que las columnas son esbeltas, se debe hacer el cálculo de la ampliación de momentos por su factor δ_s (ver cuadro 74).

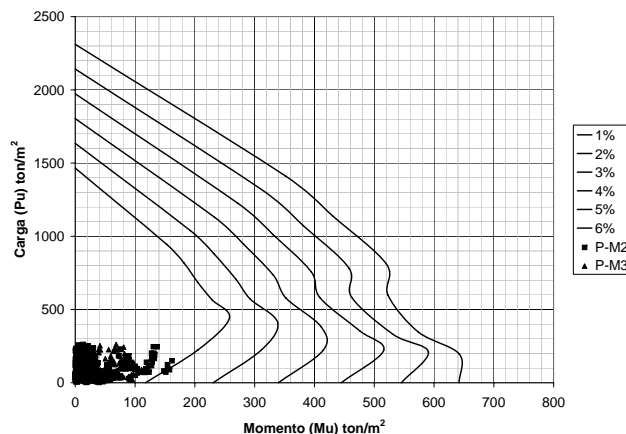


Figura 12: Diagrama de interacción

De la figura 12 se puede observar como todos los puntos están dentro de la curva del 1,0% por lo que la columna debe tener al menos $12,25\text{cm}^2$ de acero (el cual se obtiene $\rho \cdot A_{g,columna}$).

Diseño de acero para aros

Antes de poder determinar la cantidad de aros, se debe calcular la capacidad en momento de la columna. Esta se determinará por con el momento correspondiente a la carga axial más alta de la columna.

Del análisis se toma que la $P_{u,max} = 261,65\text{ton/m}^2$. Con la figura 13, se puede determinar la capacidad en momento.

Cuadro 74: Cálculo del factor de ampliación de momentos

C1	ΣP_c (t)	ΣP_u (t)	δ_s
Primer nivel	646430,6	98590,9	1,26
Segundo Nivel	1144461,0	62936,7	1,08
Tercer Nivel	1520245,2	29396,7	1,03
C2			
Primer nivel	697729,7	99742,2	1,24
Segundo Nivel	1200681,4	59757,3	1,07
Tercer Nivel	1536182,5	25618,6	1,02
C3+eo			
Primer nivel	486717,7	48938,7	1,15
Segundo Nivel	856880,1	30174,4	1,05
Tercer Nivel	1189756,0	14998,5	1,02
C3-eo			
Primer nivel	795321,2	117992,4	1,25
Segundo Nivel	1377651,4	71495,1	1,07
Tercer Nivel	1751664,5	29623,3	1,02
C4+eo			
Primer nivel	392443,9	32374,1	1,12
Segundo Nivel	735139,6	22046,7	1,04
Tercer Nivel	1115740,7	12635,4	1,02
C4-eo			
Primer nivel	778211,0	101427,8	1,21
Segundo Nivel	1365914,4	63367,3	1,07
Tercer Nivel	1764320,0	27260,1	1,02
C3+ns			
Primer nivel	623803,0	73754,4	1,19
Segundo Nivel	1092956,9	45856,6	1,06
Tercer Nivel	1466627,5	20965,1	1,02
C3-ns			
Primer nivel	715018,0	93176,7	1,21
Segundo Nivel	1236659,4	55812,9	1,06
Tercer Nivel	1573307,7	23656,6	1,02
C4+ns			
Primer nivel	568279,1	57189,9	1,15
Segundo Nivel	1035848,6	37728,8	1,05
Tercer Nivel	1443576,6	18602,0	1,02
C4-ns			
Primer nivel	679901,0	76612,1	1,18
Segundo Nivel	1197333,7	47685,2	1,06
Tercer Nivel	1567623,5	21293,5	1,02

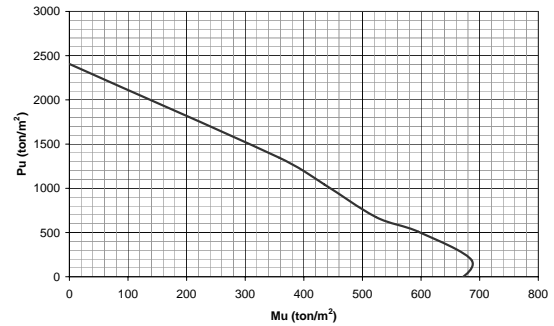


Figura 13: Capacidad de la columna AC-R2

De la figura anterior se toma que el momento $M_{n,max} = 760\text{ton}/m^2$.

Por lo que el momento $M_{n,max} = 3258500\text{kg}-\text{cm}$.

Dado el momento, se puede calcular el cortante a utilizar, por medio de la ecuación descrita en el Código Sísmico.

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{H} = 18620\text{kg}$$

El cortante máximo encontrado por diseño es de $V_{d,max} = 9533,02\text{kg}$, esto es un 95,32%. Por ello no se toma en cuenta el aporte del concreto.

Se presentan las siguientes separaciones S , para aros con dos ramas.

$$S_3 = 2,13\text{cm} \text{ con aros } \# 3$$

$$S_4 = 3,82\text{cm} \text{ con aros } \# 4$$

$$S_5 = 5,92\text{cm} \text{ con aros } \# 5$$

Se presentan las siguientes separaciones S , para aros con cuatro ramas.

$$S_3 = 4,27\text{cm} \text{ con aros } \# 3$$

$$S_4 = 7,64\text{cm} \text{ con aros } \# 4$$

$$S_5 = 11,84\text{cm} \text{ con aros } \# 5$$

De las anteriores se escoge, $S_4 = 7,64\text{cm}$ con aros $\# 4$

Sin embargo, el espaciamiento se cambiará a $7,5\text{cm}$, para una más fácil construcción.

Según el CSCR 02, la separación máxima es de $S_{max} = 8,750\text{cm}$. Entonces el espaciamiento será de $7,50\text{cm}$.

Revisión de la capacidad a flexión

En este caso, la capacidad de la columna se obtendrá con el mismo gráfico. Sin embargo, se utilizará la carga axial más pequeña para determinar el nuevo momento nominal.

Del análisis se toma que la $P_{u,min} = 2,15\text{ton}/m^2$. Con la figura 13, se puede determinar la capacidad en momento; la cual es, $M_{n,min} = 180\text{ton}/m^2$. Por lo que el momento $M_{n,min} = 771750\text{kg} - \text{cm}$.

Esta columna está en contacto con la Viga A-2 que tiene un momento nominal $M_n = 1323267\text{kg} - \text{cm}$, en el primer nivel. También está en contacto con la Viga A-3 que tiene un momento nominal $M_n = 1191417\text{kg} - \text{cm}$, en el primer nivel.

Luego de hacer la suma de las capacidad en flexión de la Viga y la Columna (y dividiendo ambas capacidades); se obtuvo un factor de ampliación de 0,61 . Por lo cual se rechaza la cantidad de acero en la columna. Por ello se hizo necesario el aumento del acero.

Entonces, se propone un aumento a 5% del acero de la columna, para cumplir con los requerimientos del código. Este aumento equivale a $61,25\text{cm}^2$

Con la nueva cantidad de acero se calcula una nueva capacidad de la columna, dada por la siguiente figura,

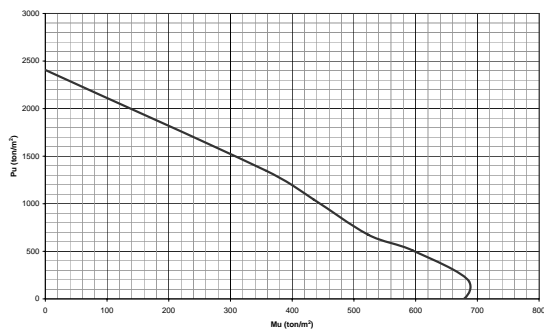


Figura 14: Nueva capacidad de AC-R2

Del análisis se toma que la $P_{u,min} = 2,15\text{ton}/m^2$. Con la figura anterior se puede determinar la capacidad en momento la cual es, $M_{n,min} = 660\text{ton}/m^2$. El momento $M_{n,min} = 2829750\text{kg} - \text{cm}$.

Con esta nueva capacidad de la columna se obtiene una factor de 2,25 . Por lo cual se acepta la cantidad de acero en la columna.

Diseño para la sección propuesta como Columna AC-R3

Se utilizarán las combinaciones de cargas más altas, encontradas con el análisis de la estructura. Además se utilizará concreto con un $f'_c = 210\text{kg}/\text{cm}^2$ y acero con límite de fluencia $f_y = 2800\text{kg}/\text{cm}^2$.

Diseño del acero principal

Para la columna a diseñar se tiene los datos del cuadro 75.

Cuadro 75: Datos de Vigas y Columnas	
Columnas	
$E_c = 2193574,189\text{t}/m^2$	$Area = 2025\text{cm}^2$
$b = 0,45\text{m}$	$I_x = 0,0034\text{m}^4$
$h = 0,45\text{m}$	$I_y = 0,0034\text{m}^4$
$A_g = 0,2025\text{m}^2$	$I_{gc} = 0,0034\text{m}^4$
$A_g x h = 0,091125\text{m}^3$	$h' = 0,35\text{m}$
$f'_c = 210\text{kg}/\text{cm}^2$	$\gamma = 0,778$
Vigas	
$E_v = 2193574,189\text{t}/m^2$	
$b = 0,20\text{m}$	$I_x = 0,0036\text{m}^4$
$h = 0,60\text{m}$	$I_y = 0,0004\text{m}^4$
$A_g = 0,12\text{m}^2$	$I_{gv} = 0,0036\text{m}^4$
$f_y = 2800\text{kg}/\text{cm}^2$	

Con el índice de estabilidad Q , se puede determinar si un marco se debe considerar como arrojado, por medio de la fórmula:

$$Q = \frac{\sum_{i=1}^n P_u \Delta_i}{V_u l_c}$$

Cuadro 76: Factor Q de arrojamientos			
	$\sum_{i=1}^n P_u$	Q	Disp.
Primer Nivel	644678,0	2,36	CON
Segundo Nivel	440458,7	1,08	CON
Tercer Nivel	267094,1	0,14	CON

El índice Q , debe ser menor al 5% para clasificarse como un marco sin desplazamiento lateral.

Para poder determinar si la columna es esbelta o no, se ocupa del valor ψ_m , determinado en el cuadro 77.

Cuadro 77: Factor ψ_m para esbeltez

	l (m)	l_c (m)	l_u (m)
Primer Nivel	4,5	4,5	3,9
Segundo Nivel	3,5	3,5	2,9
Tercer Nivel	3,3	3,3	2,7
	ψ_b	ψ_a	ψ_m
Primer Nivel	2,1905	5,1364	3,6634
Segundo Nivel	2,9459	4,7522	3,8490
Tercer Nivel	3,1641	2,3203	2,7422

Con la información obtenida anteriormente, se puede determinar si la columnas es esbelta o no, como se muestra en el cuadro 78.

Cuadro 78: Factor k y esbeltez de columna

	K_1	K_2	K
Primer Nivel	1,7639	1,9435	1,9435
Segundo Nivel	1,7783	1,9818	1,9818
Tercer Nivel	1,6692	1,7410	1,7410
	$k * l_u/r$	l_u/r	Esbeltez
Primer Nivel	58,35	30,02	SI
Segundo Nivel	44,24	22,32	SI
Tercer Nivel	36,19	20,78	SI

Dado que las columnas son esbeltas, se debe hacer el cálculo de la ampliación de momentos por su factor δ_s (ver cuadro 79).

Cuadro 79: Cálculo del factor de ampliación de momentos

C1	ΣP_c (t)	ΣP_u (t)	δ_s
Primer nivel	952744,6	158820,2	1,29
Segundo Nivel	1657153,4	114640,5	1,10
Tercer Nivel	2477183,0	69942,0	1,04
C2			
Primer nivel	988294,2	148040,2	1,25
Segundo Nivel	1689499,6	102457,7	1,09
Tercer Nivel	2481067,0	60142,2	1,03
C3+eo			
Primer nivel	874517,6	118615,7	1,22
Segundo Nivel	1543632,8	83559,0	1,08
Tercer Nivel	2376229,4	50773,7	1,03
C3-eo			
Primer nivel	1009703,4	134500,4	1,22
Segundo Nivel	1725830,4	93644,7	1,08
Tercer Nivel	2524113,5	54379,1	1,03
C4+eo			
Primer nivel	832114,9	99828,5	1,19
Segundo Nivel	1496797,7	72748,9	1,07
Tercer Nivel	2357959,4	45657,9	1,03
C4-eo			
Primer nivel	978579,2	115713,2	1,19
Segundo Nivel	1701141,7	82834,6	1,07
Tercer Nivel	2523126,1	49263,3	1,03
C3+ns			
Primer nivel	1031528,7	143353,5	1,23
Segundo Nivel	1751680,7	97666,6	1,08
Tercer Nivel	2536770,9	55225,3	1,03
C3-ns			
Primer nivel	882138,4	109762,6	1,20
Segundo Nivel	1566543,9	79537,2	1,07
Tercer Nivel	2397034,0	49927,5	1,03
C4+ns			
Primer nivel	1010295,4	124566,3	1,20
Segundo Nivel	1735283,9	86856,4	1,07
Tercer Nivel	2538937,9	50109,6	1,03
C4-ns			
Primer nivel	839457,9	90975,4	1,17
Segundo Nivel	1525176,7	68727,1	1,06
Tercer Nivel	2383296,3	44811,7	1,03

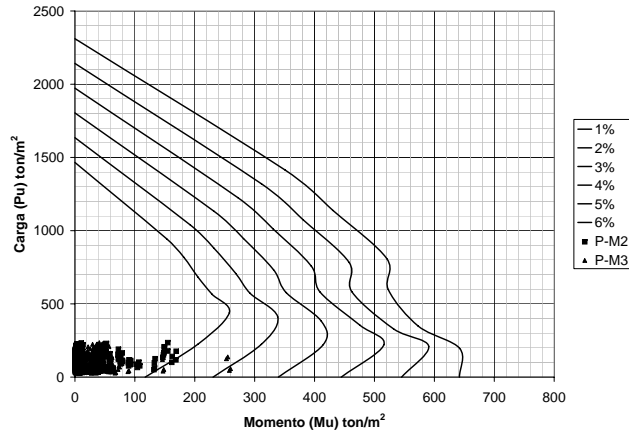


Figura 15: Diagrama de interacción

De la figura 15 se puede observar como todos los puntos están dentro de la curva del 2,0% por lo que la columna debe tener al menos $40,50\text{cm}^2$ de acero (el cual se obtiene $\rho \cdot A_{g,columna}$).

Diseño de acero para aros

Antes de poder determinar la cantidad de aros, se debe calcular la capacidad en momento de la columna. Esta se determinará por con el momento correspondiente a la carga axial más alta de la columna.

Del análisis se toma que la $P_{u,max} = 235,54\text{ton}/\text{m}^2$. Con la figura 16, se puede determinar la capacidad en momento.

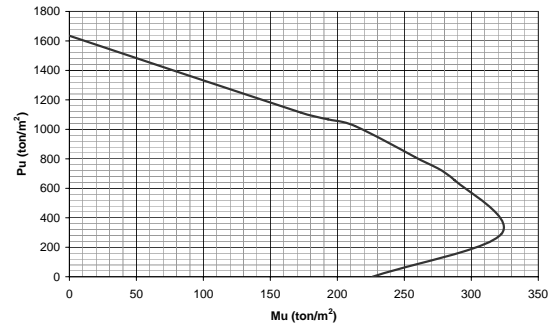


Figura 16: Capacidad de la columna AC-R3

De la figura anterior se toma que el momento $M_{n,max} = 490\text{ton}/\text{m}^2$.

Por lo que el momento $M_{n,max} = 4465125\text{kg} - \text{cm}$.

Dado el momento, se puede calcular el cortante a utilizar, por medio de la ecuación descrita en el Código Sísmico.

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{H} = 25515\text{kg}$$

El cortante máximo encontrado por diseño es de $V_{d,max} = 9533,02\text{kg}$, esto es un 167,65%. Por ello no se toma en cuenta el aporte del concreto.

Se presentan las siguientes separaciones S , para aros con dos ramas.

$$S_3 = 1,56\text{cm} \text{ con aros } \# 3$$

$$S_4 = 2,79\text{cm} \text{ con aros } \# 4$$

$$S_5 = 4,32\text{cm} \text{ con aros } \# 5$$

Se presentan las siguientes separaciones S , para aros con cuatro ramas.

$$S_3 = 3,12\text{cm} \text{ con aros } \# 3$$

$$S_4 = 5,58\text{cm} \text{ con aros } \# 4$$

$$S_5 = 8,64\text{cm} \text{ con aros } \# 5$$

De las anteriores se escoge, $S_4 = 5,58\text{cm}$ con aros # 4

Sin embargo, el espaciamiento se cambiará a 5cm , para una más fácil construcción.

Según el CSCR 02, la separación máxima es de $S_{max} = 10,000\text{cm}$. Entonces el espaciamiento será de $5,00\text{cm}$.

Revisión de la capacidad a flexión

En este caso, la capacidad de la columna se obtendrá con el mismo gráfico. Sin embargo, se utilizará la carga axial más pequeña para determinar el nuevo momento nominal.

Del análisis se toma que la $P_{u,min} = 6,17\text{ton}/\text{m}^2$. Con la figura 16, se puede determinar la capacidad en momento; la cual es, $M_{n,min} = 230\text{ton}/\text{m}^2$. Por lo que el momento $M_{n,min} = 2095875\text{kg} - \text{cm}$.

Esta columna está en contacto con la Viga A-4 que tiene un momento nominal $M_n = 907581\text{kg} - \text{cm}$, en el primer nivel. También está en contacto con la Viga A-5 que tiene un momento nominal $M_n = 1321906\text{kg} - \text{cm}$, en el primer nivel.

Luego de hacer la suma de las capacidad en flexión de la Viga y la Columna (y dividiendo ambas capacidades); se obtuvo un factor de ampliación de 1,88 . Por lo cual se acepta la cantidad de acero en la columna.

Diseño para la sección propuesta como Columna AC-R4

Se utilizarán las combinaciones de cargas más altas, encontradas con el análisis de la estructura. Además se utilizará concreto con un $f'_c = 210\text{kg}/\text{cm}^2$ y acero con límite de fluencia $f_y = 2800\text{kg}/\text{cm}^2$.

Diseño del acero principal

Para la columna a diseñar se tiene los datos del cuadro 80.

Cuadro 80: Datos de Vigas y Columnas

Columnas	
$E_c = 2193574,189\text{t}/\text{m}^2$	$Area = 1500\text{cm}^2$
$b = 0,50\text{m}$	$I_x = 0,0011\text{m}^4$
$h = 0,30\text{m}$	$I_y = 0,0031\text{m}^4$
$A_g = 0,15\text{m}^2$	$I_{gc} = 0,0011\text{m}^4$
$A_g x h = 0,045\text{m}^3$	$h' = 0,20\text{m}$
$f'_c = 210\text{kg}/\text{cm}^2$	$\gamma = 0,667$
Vigas	
$E_v = 2193574,189\text{t}/\text{m}^2$	
$b = 0,20\text{m}$	$I_x = 0,0036\text{m}^4$
$h = 0,60\text{m}$	$I_y = 0,0004\text{m}^4$
$A_g = 0,12\text{m}^2$	$I_{gv} = 0,0036\text{m}^4$
$f_y = 2800\text{kg}/\text{cm}^2$	

Con el índice de estabilidad Q , se puede determinar si un marco se debe considerar como arrojado, por medio de la fórmula:

$$Q = \frac{\sum_{i=0}^n P_u \Delta_i}{V_u l_c}$$

Cuadro 81: Factor Q de arrojamientos

	$\sum_{i=0}^n P_u$	Q	Desp.
Primer Nivel	644678,0	2,36	CON
Segundo Nivel	440458,7	1,08	CON
Tercer Nivel	267094,1	0,14	CON

El índice Q , debe ser menor al 5% para clasificarse como un marco sin desplazamiento lateral.

Para poder determinar si la columna es esbelta o no, se ocupa del valor ψ_m , determinado en el cuadro 82).

Cuadro 82: Factor ψ_m para esbeltez

	l (m)	l_c (m)	l_u (m)
Primer Nivel	4,5	4,5	3,9
Segundo Nivel	3,5	3,5	2,9
Tercer Nivel	3,3	3,3	2,7
	ψ_b	ψ_a	ψ_m
Primer Nivel	0,7212	1,6910	1,2061
Segundo Nivel	0,9698	1,5645	1,2672
Tercer Nivel	1,0417	0,7639	0,9028

Con la información obtenida anteriormente, se puede determinar si la columna es esbelta o no, como se muestra en el cuadro 83.

Cuadro 83: Factor k y esbeltez de columna

	K_1	K_2	K
Primer Nivel	1,3957	1,3368	1,3957
Segundo Nivel	1,4103	1,3551	1,4103
Tercer Nivel	1,3171	1,2415	1,3171
	$k * l_u/r$	l_u/r	Esbeltez
Primer Nivel	62,85	45,03	SI
Segundo Nivel	47,23	33,49	SI
Tercer Nivel	41,06	31,18	SI

Dado que las columnas son esbeltas, se debe hacer el cálculo de la ampliación de momentos por su factor δ_s (ver cuadro 84).

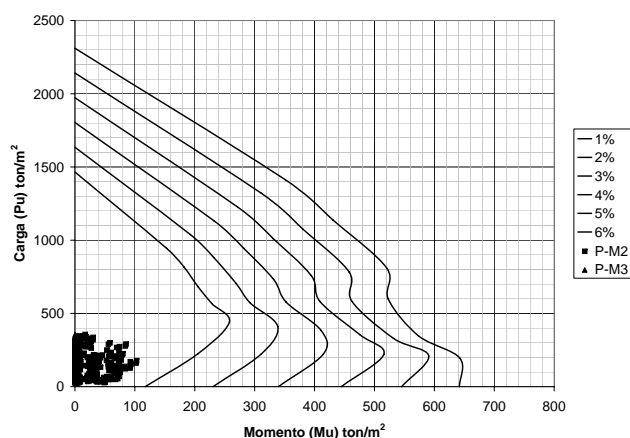


Figura 17: Diagrama de interacción

De la figura 17 se puede observar como todos los puntos están dentro de la curva del 1,0 % por lo que la columna debe tener al menos $15,00\text{cm}^2$ de acero (el cual se obtiene $\rho \cdot A_{g,columna}$).

Diseño de acero para aros

Antes de poder determinar la cantidad de aros, se debe calcular la capacidad en momento de la columna. Esta se determinará por con el momento correspondiente a la carga axial más alta de la columna.

Cuadro 84: Cálculo del factor de ampliación de momentos

	C1	ΣP_c (t)	ΣP_u (t)	δ_s
Primer nivel		1689484,0	170659,7	1,16
Segundo Nivel		2992621,5	109240,7	1,05
Tercer Nivel		3958050,7	49536,6	1,02
C2				
Primer nivel		1907774,2	188141,2	1,15
Segundo Nivel		3294427,9	113962,7	1,05
Tercer Nivel		3912990,1	41527,8	1,01
C3+eo				
Primer nivel		1963965,2	177596,8	1,14
Segundo Nivel		3412742,8	108785,7	1,04
Tercer Nivel		4162468,1	41333,1	1,01
C3-eo				
Primer nivel		1708645,2	130719,6	1,11
Segundo Nivel		2965854,3	80485,2	1,04
Tercer Nivel		3644708,2	31806,6	1,01
C4+eo				
Primer nivel		1838812,6	139243,4	1,11
Segundo Nivel		3243461,7	88277,9	1,04
Tercer Nivel		4210891,2	38377,4	1,01
C4-eo				
Primer nivel		1486872,2	92366,2	1,09
Segundo Nivel		2661036,7	59977,4	1,03
Tercer Nivel		3652684,4	28850,8	1,01
C3+ns				
Primer nivel		1800824,9	146030,9	1,12
Segundo Nivel		3139730,1	90379,5	1,04
Tercer Nivel		3868571,9	35657,2	1,01
C3-ns				
Primer nivel		1898039,4	162285,5	1,13
Segundo Nivel		3284855,6	98891,4	1,04
Tercer Nivel		3980759,7	37482,6	1,01
C4+ns				
Primer nivel		1616949,7	107677,5	1,10
Segundo Nivel		2892365,5	69871,7	1,03
Tercer Nivel		3895900,4	32701,4	1,01
C4-ns				
Primer nivel		1753647,9	123932,1	1,10
Segundo Nivel		3084206,7	78383,6	1,04
Tercer Nivel		4016810,5	34526,8	1,01

Del análisis se toma que la $P_{u,max} = 356,28 \text{ ton}/\text{m}^2$. Con la figura 18, se puede determinar la capacidad en momento.

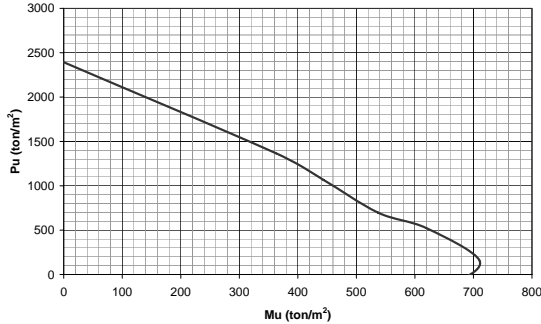


Figura 18: Capacidad de la columna AC-R4

De la figura anterior se toma que el momento $M_{n,max} = 700 \text{ ton}/\text{m}^2$.

Por lo que el momento $M_{n,max} = 5250000 \text{ kg} - \text{cm}$.

Dado el momento, se puede calcular el cortante a utilizar, por medio de la ecuación descrita en el Código Sísmico.

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{H} = 30000 \text{ kg}$$

El cortante máximo encontrado por diseño es de $V_{d,max} = 9533,02 \text{ kg}$, esto es un 214,70%. Por ello no se toma en cuenta el aporte del concreto.

Se presentan las siguientes separaciones S , para aros con dos ramas.

- $S_3 = 3,97 \text{ cm}$ con aros # 3
- $S_4 = 7,11 \text{ cm}$ con aros # 4
- $S_5 = 11,03 \text{ cm}$ con aros # 5

Se presentan las siguientes separaciones S , para aros con cuatro ramas.

- $S_3 = 7,95 \text{ cm}$ con aros # 3
- $S_4 = 14,23 \text{ cm}$ con aros # 4
- $S_5 = 22,05 \text{ cm}$ con aros # 5

De las anteriores se escoge, $S_3 = 7,95 \text{ cm}$ con aros # 3

Sin embargo, el espaciamiento se cambiará a $7,5 \text{ cm}$, para una más fácil construcción.

Según el CSCR 02, la separación máxima es de $S_{max} = 7,50 \text{ cm}$. Entonces el espaciamiento será de $7,5 \text{ cm}$.

Revisión de la capacidad a flexión

En este caso, la capacidad de la columna se obtendrá con el mismo gráfico. Sin embargo, se utilizará la carga axial más pequeña para determinar el nuevo momento nominal.

Del análisis se toma que la $P_{u,min} = 24,89 \text{ ton}/\text{m}^2$. Con la figura 18, se puede determinar la capacidad en momento; la cual es, $M_{n,min} = 160 \text{ ton}/\text{m}^2$. Por lo que el momento $M_{n,min} = 720000 \text{ kg} - \text{cm}$.

Esta columna está en contacto con la Viga A-8 que tiene un momento nominal $M_n = 1322681 \text{ kg} - \text{cm}$, en el primer nivel. También está en contacto con la Viga A-5 que tiene un momento nominal $M_n = 1321906 \text{ kg} - \text{cm}$, en el primer nivel.

Luego de hacer la suma de las capacidad en flexión de la Viga y la Columna (y dividiendo ambas capacidades); se obtuvo un factor de ampliación de 0,54. Por lo cual se rechaza la cantidad de acero en la columna. Por ello se hizo necesario el aumento del acero.

Entonces, se propone un aumento a 5% del acero de la columna, para cumplir con los requerimientos del código. Este aumento equivale a $75,0 \text{ cm}^2$

Con la nueva cantidad de acero se calcula una nueva capacidad de la columna, dada por la siguiente figura,

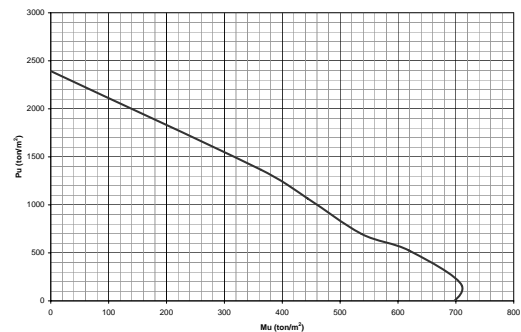


Figura 19: Nueva capacidad de AC-R4

Del análisis se toma que la $P_{u,min} = 24,89ton/m^2$.
Con la figura anterior se puede determinar la capacidad en momento la cual es, $M_{n,min} = 700ton/m^2$.
El momento $M_{n,min} = 3150000kg - cm$.

Con esta nueva capacidad de la columna se obtiene una factor de 2,38 . Por lo cual se acepta la cantidad de acero en la columna.

Diseño de vigas

Diseño para la sección propuesta como Viga A1- 1

Del análisis final se obtuvieron los valores de Momentos y Cortante Últimos. Fueron obtenidos por medio de la envolvente de las combinaciones de carga del *CSCR02*, calculada por medio de *SAP2000*.

$$\begin{aligned} M_{u,centro} &= 5,528ton - m \\ M_{u,extremo} &= 7,914ton - m \\ V_{u,centro} &= 1,465ton \\ V_{u,extremo} &= 8,393ton \\ T_u &= 0,137ton \end{aligned}$$

Se tiene una sección propuesta de 50 x 20 cm. Además, tiene una longitud de 4,8 m.

Características de la sección	
$h = 50cm$	$b = 20cm$
Centro	Extremos
$rec. = 5cm$	$rec. = 5cm$
$d' = 5cm$	$d' = 5cm$
$d = 45cm$	$d = 45cm$

Prop. de la sección	Def. de materiales
$A_{cp} = 1000cm^2$	$f'_c = 210kg/cm^2$
$P_{cp} = 140cm$	$\varepsilon_{cu} = 0,003$
$A_{oh} = 600cm^2$	$f_y = 2800kg/cm^2$
$P_h = 110cm$	$\varepsilon_y = 0,001$
	$\beta_1 = 0,85$
	$\rho_b = 0,037514423$

Donde:

h	Peralte de la viga
b	Ancho de la viga
$rec.$	Recubrimiento para el acero
d'	Brazo de palanca en compresión
d	Brazo de palanca en tensión
A_{cp}	Área bruta de la sección
P_{cp}	Perímetro bruto de la sección
A_{oh}	Área encerrada por el acero
P_h	Perímetro del A_{oh}
f'_c	Capacidad del concreto en compresión
ε_{cu}	Módulo de elasticidad del concreto
f_y	Límite de fluencia del acero
ε_y	Módulo de elasticidad del acero
β_1	Factor para obtener el bloque de esfuerzo
ρ_b	Relación para una falla balanceada

Diseño de acero principal

En el centro del claro se tiene el siguiente momento último: $M_u = 5,53ton - m$.

El centro del claro, se tomará como una Viga "T". Esto por la acción de la losa del entrepiso, la cual tiene un espesor $h_f = 5cm$. Además, se sabe que tiene una luz libre entre vigas de 3 m.

Para esto se debe contemplar un ancho efectivo del alma. También se debe de tomar en cuenta que esta es una viga de borde. Por lo que b toma el siguiente valor:

$$b_w = 50cm$$

Sin embargo, para poder considerarla como Viga "T", se debe satisfacer la condición de $a > h_f$.

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85 f'_c b'}} = 1,556cm$$

Dado que $a < h_f$, la suposición anterior es incorrecta, por lo que se considera como una viga rectangular.

$$\frac{c}{d} = \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,041$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 4,96 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,0055$$

Como $\frac{c}{d}$ es menor a 0,375, se declara la viga simplemente reforzada.

El ρ_{min} establecido por el Código Sísmico, tiene un valor de 0,005. Entonces el acero mínimo es $A_{s-min} = 4,50 \text{ cm}^2$.

El mayor momento a los extremos es el siguiente: $M_u = 7,91 \text{ ton} - m$.

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85 f'_c b}} = 5,855 \text{ cm}$$

$$\frac{c}{d} = \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,153$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 7,46 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,0083$$

Como $\frac{c}{d}$ es menor a 0,375, se declara la viga simplemente reforzada.

El $\rho_{min} = 0,005$, por lo que el acero mínimo es: $A_{s-min} = 4,50 \text{ cm}^2$.

Acero a colocar en el centro del claro:
 $A_{s-inf} = 4,96 \text{ cm}^2$

Acero a colocar en los extremos del claro:
 $A_{s-sup} = 7,46 \text{ cm}^2$

El Código Sísmico limita la capacidad del momento positivo en los extremos a no menos de la mitad del momento negativo, lo cual cumple.

También se debe contemplar que la capacidad de momento, en cualquier parte de la viga, no debe ser inferior al 25%. En, este caso se cumple.

Diseño de acero para aros, cortante

Para el diseño por cortante, primero se deberá calcular la capacidad a flexión del elemento con el acero a utilizar. En la parte inferior se utilizarán $7,76 \text{ cm}^2$ de acero; mientras en la parte superior $7,76 \text{ cm}^2$. Además, se debe considerar que

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E} = 0,0017$$

Para el momento positivo se hace el siguiente cálculo, con el objeto de la determinación de la capacidad nominal de la viga:

$$a_M = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b} = 7,6068 \text{ cm}$$

$$M_{pr1} = A_s f_y (d - 0,5a) = 894999 \text{ kg} - \text{cm}$$

Para el momento negativo se tiene el siguiente cálculo, que la determinará la capacidad nominal de la viga.

$$a_M = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b} = 7,6068 \text{ cm}$$

$$f'_s = \varepsilon_s E_s = 25379$$

$$M_{pr2} = A_s f_y (d - 0,5a) = 894999 \text{ kg} - \text{cm}$$

Con los dos valores anteriores de momentos (M_{pr1} y M_{pr2}), se puede obtener el cortante a utilizar.

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L - d} + V_{ug} = 12555 \text{ kg}$$

El cortante por sismo representa un 66,8% del cortante total, por lo que no se tomará en cuenta el aporte del concreto.

Se presentan las siguientes separaciones S , para aros en dos ramas.

$$S_3 = 14,25 \text{ cm con aros } \# 3.$$

$$S_4 = 25,50 \text{ cm con aros } \# 4.$$

$$S_5 = 39,52 \text{ cm con aros } \# 5.$$

De las anteriores se escoge, $S_3 = 14,25 \text{ cm}$. Sin embargo, el espaciamiento se cambiará a $12,5 \text{ cm}$, para una más fácil construcción.

Según el CSCR 02, la separación máxima es de $S_{max} = 12,5 \text{ cm}$. Esta se logra con dos ramas de la varilla $\# 3$. Se cambiara el espaciamiento a $12,5 \text{ cm}$.

Diseño de acero para aros, torsión

Umbral de la torsión $T_{u,ubral} = 20573 \text{ kg} - \text{cm}$ Como $T_{u,diseño}$ es menor que ϕT_u , pueden no considerarse los efectos de la torsión.

Diseño para la sección propuesta como Viga A1- 2

Del análisis final se obtuvieron los valores de Momentos y Cortante Últimos. Fueron obtenidos por medio de la envolvente de las combinaciones de carga del *CSCR02*, calculada por medio de *SAP2000*.

$$\begin{aligned} M_{u,centro} &= 4,069ton - m \\ M_{u,extremo} &= 9,040ton - m \\ V_{u,centro} &= 6,149ton \\ V_{u,extremo} &= 6,191ton \\ T_u &= 0,189ton \end{aligned}$$

Se tiene una sección propuesta de 50 x 20 cm, además tiene una longitud de 4,8 m.

Características de la sección

$$\begin{array}{ll} h = 50cm & b = 20cm \\ \text{Centro} & \text{Extremos} \\ rec. = 5cm & rec. = 5cm \\ d' = 5cm & d' = 5cm \\ d = 45cm & d = 45cm \end{array}$$

Prop. de la sección	Def. de materiales
$A_{cp} = 1000cm^2$	$f'_c = 210kg/cm^2$
$P_{cp} = 140cm$	$\varepsilon_{cu} = 0,003$
$A_{oh} = 600cm^2$	$f_y = 2800kg/cm^2$
$P_h = 110cm$	$\varepsilon_y = 0,001$
	$\beta_1 = 0,85$
	$\rho_b = 0,037514423$

Diseño de acero principal

En el centro del claro se tiene el siguiente momento último, $M_u = 4,07ton - m$

Se debe de tener en cuenta, que para centro del claro, se tomará como una Viga "T". Esto por la acción de la losa del entre piso, la cual tiene un espesor $h_f = 5cm$. Además se sabe que se tiene un luz libre entre vigas de 3 m.

Para esto se debe contemplar un ancho efectivo del alma. Además se debe de tomar en cuenta que esta es una viga de Borde. Por lo que b toma el siguiente valor:

$$b' = 50cm$$

Sin embargo, para poder considerarla como Viga "T", se debe satisfacer la condición de $a > h_f$.

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85 f'_c b'}} = 1,140cm$$

Dado que $a < h_f$, la suposición anterior es incorrecta, por lo que se considera como una viga rectangular.

$$\frac{c}{d} = \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,030$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 3,63cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,0040$$

Como $\frac{c}{d}$ es menor a 0,375, se declara la viga simplemente reforzada.

El ρ_{min} establecido por el Código Sísmico, tiene un valor de $\rho_{min} = 0,005$, por lo que el acero mínimo es, $A_{s-min} = 4,50cm^2$.

El mayor momento a los extremos es el siguiente, $M_u = 9,04ton - m$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85 f'_c b}} = 6,760cm$$

$$\frac{c}{d} = \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,177$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 8,62cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,0096$$

Como $\frac{c}{d}$ es menor a 0,375, se declara la viga simplemente reforzada.

El ρ_{min} establecido por el Código Sísmico, tiene un valor de $\rho_{min} = 0,005$, por lo que el acero mínimo es, $A_{s-min} = 4,50cm^2$.

Acero a colocar en el centro del claro

$$A_{s-inf} = 3,63cm^2$$

Acero a colocar en los extremos del claro

$$A_{s-sup} = 8,62cm^2$$

El Código Sísmico, limita la capacidad del momento positivo en los extremos a no menos de la mitad del momento negativo lo cual en este caso se no se cumple. Por lo que se debe aumentar la cantidad de acero de $A_{s,inf} = 4,310cm^2$

Además se debe contemplar que la capacidad de momento en cualquier parte de la viga no debe ser inferior al 25 % en cualquier parte de la viga, que en este caso se cumple.

Diseño de acero para aros, cortante

Para el diseño por cortante, primero se deberá calcular la capacidad a flexión del elemento con el acero a utilizar. En la parte inferior se utilizarán $5,70cm^2$ de acero mientras en la parte superior $10,13cm^2$. Además se debe tener en cuenta que

$$\varepsilon_y = \frac{fy}{E} = 0,0017$$

Para el momento positivo se tiene el siguiente cálculo para la determinación de la capacidad nominal de la viga.

$$a_{M+} = \frac{(A_s - A'_s)fy}{0,85f'_c b} = 4,3468cm$$

$$\varepsilon'_s = \frac{\varepsilon_{cu}(a - \beta_1 d')}{a} = 0,5836$$

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{cu}(\beta_1 d - a)}{a} = 0,5836$$

Dado que $\varepsilon_y > \varepsilon_s$ y $\varepsilon_y > \varepsilon'_s$ se tiene el caso 3 .

$$M_{pr1} = 0,85f'_c b a (d - 0,5a) + A'_s f_y (d - d') = 664580kg - cm$$

Para el momento negativo se tiene el siguiente cálculo para la determinación de la capacidad nominal de la viga.

$$a_{M+} = \frac{(A_s - A'_s)fy}{0,85f'_c b} = 1,7387cm$$

$$\varepsilon'_s = \frac{\varepsilon_{cu}(a - \beta_1 d')}{a} = 0,0630$$

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{cu}(\beta_1 d - a)}{a} = 0,0630$$

Dado que $\varepsilon_y > \varepsilon_s$ y $\varepsilon_y > \varepsilon'_s$ se tiene el caso 3 .

$$M_{pr2} = 0,85f'_c b a (d - 0,5a) + A'_s f_y (d - d') = 1323267kg - cm$$

Con los dos valores anteriores de momentos (M_{pr1} y M_{pr2}), se puede obtener el cortante a utilizar.

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L - d} + V_{ug} = 10814kg$$

El cortante por sismo representa un 57,2% del cortante total por lo que no se tomará en cuenta el aporte del concreto.

Se presentan las siguientes separaciones S , para aros en dos ramas.

$$S_3 = 16,54cm \text{ con Aros } \# 3$$

$$S_4 = 29,61cm \text{ con Aros } \# 4$$

$$S_5 = 45,89cm \text{ con Aros } \# 5$$

De las anteriores se escoge, $S_3 = 16,54cm$ con Aros # 3

Sin embargo, el espaciamiento se cambiará a $15cm$, para una más fácil construcción.

Según el CSCR 02, la separación máxima es de $S_{max} = 12,5cm$. Esta se logra, con dos ramas de la varilla # 3. Por lo que se cambiara el espaciamiento a $12,5cm$.

Diseño de acero para aros, torsión

Umbral de la torsión $T_{u,ubral} = 20573kg - cm$ Como $T_{u,diseño}$ es menor que ϕT_u , pueden no considerarse los efectos de la torsión.

Diseño para la sección propuesta como Viga A1- 3

Del análisis final se obtuvieron los valores de Momentos y Cortante Últimos. Fueron obtenidos por medio de la envolvente de las combinaciones de carga del CSCR02, calculada por medio de SAP2000.

$$\begin{aligned} M_{u,centro} &= 1,126ton - m \\ M_{u,extremo} &= 8,680ton - m \\ V_{u,centro} &= 5,117ton \\ V_{u,extremo} &= 9,533ton \\ T_u &= 0,189ton \end{aligned}$$

Se tiene una sección propuesta de $50 \times 20cm$, además tiene una longitud de $4,8m$.

Características de la sección	
$h = 60cm$	$b = 20cm$
Centro	Extremos
$rec. = 5cm$	$rec. = 5cm$
$d' = 5cm$	$d' = 5cm$
$d = 55cm$	$d = 55cm$

Prop. de la sección	Def. de materiales
$A_{cp} = 1200cm^2$	$f'_c = 210kg/cm^2$
$P_{cp} = 160cm$	$\varepsilon_{cu} = 0,003$
$A_{oh} = 750cm^2$	$f_y = 2800kg/cm^2$
$P_h = 130cm$	$\varepsilon_y = 0,001$
	$\beta_1 = 0,85$
	$\rho_b = 0,037514423$

Diseño de acero principal

En el centro del claro se tiene el siguiente momento último, $M_u = 1,13ton - m$

Se debe de tener en cuenta, que para centro del claro, se tomará como una Viga "T". Esto por la acción de la losa del entre piso, la cual tiene un espesor $h_f = 5cm$. Además se sabe que se tiene un luz libre entre vigas de 3 m.

Para esto se debe contemplar un ancho efectivo del alma. Además se debe de tomar en cuenta que esta es una viga de Borde. Por lo que b toma el siguiente valor:

$$b' = 50cm$$

Sin embargo, para poder considerarla como Viga "T", se debe satisfacer la condición de $a > h_f$.

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85 f'_c b'}} = 0,255cm$$

Dado que $a < h_f$, la suposición anterior es incorrecta, por lo que se considera como una viga rectangular.

$$\frac{c}{d} = \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,005$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 0,81cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,0007$$

Como $\frac{c}{d}$ es menor a 0,375, se declara la viga simplemente reforzada.

El ρ_{min} establecido por el Código Sísmico, tiene un valor de $\rho_{min} = 0,001$, por lo que el acero mínimo es, $A_{s-min} = 1,08cm^2$.

El mayor momento a los extremos es el siguiente, $M_u = 8,68ton - m$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85 f'_c b}} = 5,153cm$$

$$\frac{c}{d} = \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,110$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 6,57cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,0060$$

Como $\frac{c}{d}$ es menor a 0,375, se declara la viga simplemente reforzada.

El ρ_{min} establecido por el Código Sísmico, tiene un valor de $\rho_{min} = 0,005$, por lo que el acero mínimo es, $A_{s-min} = 5,50cm^2$.

Acero a colocar en el centro del claro
 $A_{s-inf} = 0,81cm^2$

Acero a colocar en los extremos del claro
 $A_{s-sup} = 6,57cm^2$

El Código Sísmico, limita la capacidad del momento positivo en los extremos a no menos de la mitad del momento negativo lo cual en este caso se no se cumple. Por lo que se debe aumentar la cantidad de acero de $A_{s,inf} = 3,285cm^2$

Además se debe contemplar que la capacidad de momento en cualquier parte de la viga no debe ser inferior al 25% en cualquier parte de la viga, que en este caso se no se cumple.

Diseño de acero para aros, cortante

Para el diseño por cortante, primero se deberá calcular la capacidad a flexión del elemento con el acero a utilizar. En la parte inferior se utilizarán $5,70cm^2$ de acero mientras en la parte superior $7,76cm^2$. Además se debe de tener en cuenta que

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E} = 0,0017$$

Para el momento positivo se tiene el siguiente cálculo para la determinación de la capacidad nominal de la viga.

$$a_{M+} = \frac{(A_s - A'_s)f_y}{0,85f'_c b} = 2,0181cm$$

$$\varepsilon'_s = \frac{\varepsilon_{cu}(a - \beta_1 d')}{a} = 1,5133$$

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{cu}(\beta_1 d - a)}{a} = 1,5133$$

Dado que $\varepsilon_y > \varepsilon_s$ y $\varepsilon_y > \varepsilon'_s$ se tiene el caso 3 .

$$M_{pr1} = 0,85f'_c b a (d - 0,5a) + A'_s f_y (d - d') = 388991kg - cm$$

Para el momento negativo se tiene el siguiente cálculo para la determinación de la capacidad nominal de la viga.

$$a_{M+} = \frac{(A_s - A'_s)f_y}{0,85f'_c b} = 0,8073cm$$

$$\varepsilon'_s = \frac{\varepsilon_{cu}(a - \beta_1 d')}{a} = 0,1707$$

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{cu}(\beta_1 d - a)}{a} = 0,1707$$

Dado que $\varepsilon_y > \varepsilon_s$ y $\varepsilon_y > \varepsilon'_s$ se tiene el caso 3 .

$$M_{pr2} = 0,85f'_c b a (d - 0,5a) + A'_s f_y (d - d') = 1191417kg - cm$$

Con los dos valores anteriores de momentos (M_{pr1} y M_{pr2}), se puede obtener el cortante a utilizar.

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L - d} + V_{ug} = 13208kg$$

El cortante por sismo representa un 72,2% del cortante total por lo que no se tomará en cuenta el aporte del concreto.

Se presentan las siguientes separaciones S , para aros en dos ramas.

$$S_3 = 16,55cm \text{ con Aros \# 3}$$

$$S_4 = 29,62cm \text{ con Aros \# 4}$$

$$S_5 = 45,92cm \text{ con Aros \# 5}$$

De las anteriores se escoge, $S_3 = 16,55cm$ con Aros # 3

Sin embargo, el espaciamiento se cambiará a 15cm, para una más fácil construcción.

Según el CSCR 02, la separación máxima es de $S_{max} = 13,8cm$. Esta se logra, con dos ramas de la varilla # 3. Por lo que se cambiara el espaciamiento a 13,8 cm.

Diseño de acero para aros, torsión

Umbral de la torsión $T_{u,ubral} = 25921kg - cm$ Como $T_{u,diseño}$ es menor que ϕT_u , pueden no considerarse los efectos de la torsión.

Diseño para la sección propuesta como Viga A1- 4

Del análisis final se obtuvieron los valores de Momentos y Cortante Últimos. Fueron obtenidos por medio de la envolvente de las combinaciones de carga del CSCR02, calculada por medio de SAP2000.

$$\begin{aligned} M_{u,centro} &= 2,323ton - m \\ M_{u,extremo} &= 5,429ton - m \\ V_{u,centro} &= 1,190ton \\ V_{u,extremo} &= 5,656ton \\ T_u &= 0,041ton \end{aligned}$$

Se tiene una sección propuesta de 50 x 20 cm, además tiene una longitud de 2,75 m.

Características de la sección

$$h = 50cm \quad b = 20cm$$

Centro Extremos

$$rec. = 5cm \quad rec. = 5cm$$

$$d' = 5cm \quad d' = 5cm$$

$$d = 45cm \quad d = 45cm$$

Prop. de la sección Def. de materiales

$$A_{cp} = 1000cm^2 \quad f'_c = 210kg/cm^2$$

$$P_{cp} = 140cm \quad \varepsilon_{cu} = 0,003$$

$$A_{oh} = 600cm^2 \quad f_y = 2800kg/cm^2$$

$$P_h = 110cm \quad \varepsilon_y = 0,001$$

$$\beta_1 = 0,85$$

$$\rho_b = 0,037514423$$

Diseño de acero principal

En el centro del claro se tiene el siguiente momento último, $M_u = 2,32ton - m$

Se debe de tener en cuenta, que para centro del claro, se tomará como una Viga "T". Esto por la acción de la losa del entre piso, la cual tiene un espesor $h_f = 5cm$. Además se sabe que se tiene un luz libre entre vigas de 3 m.

Para esto se debe contemplar un ancho efectivo del alma. Además se debe de tomar en cuenta que esta

es una viga de Borde. Por lo que b toma el siguiente valor:

$$b' = 42,91666667cm$$

Sin embargo, para poder considerarla como Viga "T", se debe satisfacer la condición de $a > h_f$.

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85 f'_c b'}} = 0,755cm$$

Dado que $a < h_f$, la suposición anterior es incorrecta, por lo que se considera como una viga rectangular.

$$\frac{c}{d} = \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,020$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 2,07cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,0023$$

Como $\frac{c}{d}$ es menor a 0,375, se declara la viga simplemente reforzada.

El ρ_{min} establecido por el Código Sísmico, tiene un valor de $\rho_{min} = 0,003$, por lo que el acero mínimo es, $A_{s-min} = 2,75cm^2$.

El mayor momento a los extremos es el siguiente, $M_u = 5,43ton - m$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85 f'_c b}} = 3,926cm$$

$$\frac{c}{d} = \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,103$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 5,01cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,0056$$

Como $\frac{c}{d}$ es menor a 0,375, se declara la viga simplemente reforzada.

El ρ_{min} establecido por el Código Sísmico, tiene un valor de $\rho_{min} = 0,005$, por lo que el acero mínimo es, $A_{s-min} = 4,50cm^2$.

Acero a colocar en el centro del claro
 $A_{s-inf} = 2,75cm^2$

Acero a colocar en los extremos del claro
 $A_{s-sup} = 5,01cm^2$

El Código Sísmico, limita la capacidad del momento positivo en los extremos a no menos de la mitad del momento negativo lo cual en este caso se cumple.

Además se debe contemplar que la capacidad de momento en cualquier parte de la viga no debe ser inferior al 25 % en cualquier parte de la viga, que en este caso se cumple.

Diseño de acero para aros, cortante

Para el diseño por cortante, primero se deberá calcular la capacidad a flexión del elemento con el acero a utilizar. En la parte inferior se utilizarán $3,96cm^2$ de acero mientras en la parte superior $5,70cm^2$. Además se debe de tener en cuenta que

$$\varepsilon_y = \frac{fy}{E} = 0,0017$$

Para el momento positivo se tiene el siguiente cálculo para la determinación de la capacidad nominal de la viga.

$$a_{M+} = \frac{(A_s - A'_s)fy}{0,85 f'_c b} = 1,7077cm$$

$$\varepsilon'_s = \frac{\varepsilon_{cu}(a - \beta_1 d')}{a} = 0,0045$$

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{cu}(\beta_1 d - a)}{a} = 0,0642$$

Dado que $\varepsilon_y > \varepsilon_s$ y $\varepsilon_y > \varepsilon'_s$ se tiene el caso 3 .

$$M_{pr1} = 0,85 f'_c b a (d - 0,5a) + A'_s f_y (d - d') = 907581kg - cm$$

Para el momento negativo se tiene el siguiente cálculo para la determinación de la capacidad nominal de la viga.

$$a_{M+} = \frac{(A_s - A'_s)fy}{0,85 f'_c b} = 0,7958cm$$

$$\varepsilon'_s = \frac{\varepsilon_{cu}(a - \beta_1 d')}{a} = 0,0130$$

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{cu}(\beta_1 d - a)}{a} = 0,1412$$

Dado que $\varepsilon_y > \varepsilon_s$ y $\varepsilon_y > \varepsilon'_s$ se tiene el caso 3 .

$$M_{pr2} = 0,85 f'_c b a (d - 0,5a) + A'_s f_y (d - d') = 715278kg - cm$$

Con los dos valores anteriores de momentos (M_{pr1} y M_{pr2}), se puede obtener el cortante a utilizar.

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L - d} + V_{ug} = 12869kg$$

El cortante por sismo representa un 44,0% del cortante total por lo que se tomará en cuenta el aporte del concreto.

El aporte del concreto para cortante está dado por las siguientes formulas:

$$V_{s,max} = 2,12\sqrt{f'_c}A_g = 30721,72kg$$

$$V_s^* = 1,1\sqrt{f'_c}A_g = 15940,51kg$$

$$V_{c-max} = 0,93\sqrt{f'_c}A_g = 13476,98kg$$

Al ser, $\frac{V_u \cdot d}{M_u} = 0,6381 < 1 \rightarrow$ se usa este valor

$$V_{c1} = (0,5\sqrt{f'_c} + 1,75\rho\frac{V_u d}{M_u})bd = 7866,71kg$$

Esto debe ser menor a $V_{c,max}$ por lo que se utiliza el primer valor calculado.

Debido a que $V_e > \phi V_{c1}$ por lo que si se deben colocar aros de refuerzo

Se debe de tener en cuenta que $V_{s,min} = 2,90kg$ por lo que $V_{s1} = 9292kg$ Se debe considerar, además, que $V_{s1} < V_{s,max}$ por lo que se acepta y $V_{s1} < V_s^*$ indicando que se debe mantener S .

Se presentan las siguientes separaciones S , para aros en dos ramas.

$$S_3 = 19,25cm \text{ con Aros } \# 3$$

$$S_4 = 34,45cm \text{ con Aros } \# 4$$

$$S_5 = 53,40cm \text{ con Aros } \# 5$$

De las anteriores se escoge, $S_3 = 19,25cm$ con Aros $\# 3$

Sin embargo, el espaciamiento se cambiará a $17,5cm$, para una más fácil construcción.

Según el CSCR 02, la separación máxima es de $S_{max} = 12,5cm$. Esta se logra, con dos ramas de la varilla $\# 3$. Por lo que se cambiara el espaciamiento a $12,5$ cm.

Diseño de acero para aros, torsión

Umbral de la torsión $T_{u,ubral} = 20573kg - cm$ Como $T_{u,diseño}$ es menor que ϕT_u , pueden no considerarse los efectos de la torsión.

Diseño para la sección propuesta como Viga A1- 5

Del análisis final se obtuvieron los valores de Momentos y Cortante Últimos. Fueron obtenidos por medio de la envolvente de las combinaciones de carga del CSCR02, calculada por medio de SAP2000.

$$\begin{aligned} M_{u,centro} &= 3,036ton - m \\ M_{u,extremo} &= 8,427ton - m \\ V_{u,centro} &= 6,864ton \\ V_{u,extremo} &= 6,658ton \\ T_u &= 0,131ton \end{aligned}$$

Se tiene una sección propuesta de 50×20 cm, además tiene una longitud de $3,05$ m.

Características de la sección

$h = 50cm$	$b = 20cm$
Centro	Extremos
$rec. = 5cm$	$rec. = 5cm$
$d' = 5cm$	$d' = 5cm$
$d = 45cm$	$d = 45cm$

Prop. de la sección	Def. de materiales
$A_{cp} = 1000cm^2$	$f'_c = 210kg/cm^2$
$P_{cp} = 140cm$	$\varepsilon_{cu} = 0,003$
$A_{oh} = 600cm^2$	$f_y = 2800kg/cm^2$
$P_h = 110cm$	$\varepsilon_y = 0,001$
	$\beta_1 = 0,85$
	$\rho_b = 0,037514423$

Diseño de acero principal

En el centro del claro se tiene el siguiente momento último, $M_u = 3,04ton - m$

Se debe de tener en cuenta, que para centro del claro, se tomará como una Viga "T". Esto por la acción de la losa del entre piso, la cual tiene un espesor $h_f = 5cm$. Además se sabe que se tiene un luz libre entre vigas de 3 m.

Para esto se debe contemplar un ancho efectivo del alma. Además se debe de tomar en cuenta que esta es una viga de Borde. Por lo que b toma el siguiente valor:

$$b' = 45,41666667cm$$

Sin embargo, para poder considerarla como Viga "T", se debe satisfacer la condición de $a > h_f$.

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85 f'_c b'}} = 0,935cm$$

Dado que $a < h_f$, la suposición anterior es incorrecta, por lo que se considera como una *viga rectangular*.

$$\frac{c}{d} = \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,024$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 2,71cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,0030$$

Como $\frac{c}{d}$ es menor a 0,375, se declara la viga simplemente reforzada.

El ρ_{min} establecido por el Código Sísmico, tiene un valor de $\rho_{min} = 0,004$, por lo que el acero mínimo es, $A_{s-min} = 3,60cm^2$.

El mayor momento a los extremos es el siguiente, $M_u = 8,43ton - m$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85 f'_c b}} = 6,264cm$$

$$\frac{c}{d} = \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,164$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 7,99cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,0089$$

Como $\frac{c}{d}$ es menor a 0,375, se declara la viga simplemente reforzada.

El ρ_{min} establecido por el Código Sísmico, tiene un valor de $\rho_{min} = 0,005$, por lo que el acero mínimo es, $A_{s-min} = 4,50cm^2$.

Acero a colocar en el centro del claro
 $A_{s-inf} = 3,60cm^2$

Acero a colocar en los extremos del claro
 $A_{s-sup} = 7,99cm^2$

El Código Sísmico, limita la capacidad del momento positivo en los extremos a no menos de la mitad del momento negativo lo cual en este caso se no se cumple. Por lo que se debe aumentar la cantidad de acero de $A_{s,inf} = 3,993cm^2$

Además se debe contemplar que la capacidad de momento en cualquier parte de la viga no debe ser inferior al 25 % en cualquier parte de la viga, que en este caso se cumple.

Diseño de acero para aros, cortante

Para el diseño por cortante, primero se deberá calcular la capacidad a flexión del elemento con el acero a utilizar. En la parte inferior se utilizarán $5,70cm^2$ de acero mientras en la parte superior $10,13cm^2$. Además se debe de tener en cuenta que

$$\varepsilon_y = \frac{fy}{E} = 0,0017$$

Para el momento positivo se tiene el siguiente cálculo para la determinación de la capacidad nominal de la viga.

$$a_{M+} = \frac{(A_s - A'_s)fy}{0,85 f'_c b} = 4,3468cm$$

$$\varepsilon'_s = \frac{\varepsilon_{cu}(a - \beta_1 d')}{a} = 0,0001$$

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{cu}(\beta_1 d - a)}{a} = 0,0234$$

Dado que $\varepsilon_y > \varepsilon_s$ y $\varepsilon_y < \varepsilon'_s$ se tiene el caso 4 .

$$f'_s = \varepsilon_s E_s = 140$$

$$M_{pr1} = 0,85 f'_c b a (d - 0,5a) + A'_s f'_s (d - d') = 721426kg - cm$$

Para el momento negativo se tiene el siguiente cálculo para la determinación de la capacidad nominal de la viga.

$$a_{M+} = \frac{(A_s - A'_s)fy}{0,85 f'_c b} = 1,9142cm$$

$$\varepsilon'_s = \frac{\varepsilon_{cu}(a - \beta_1 d')}{a} = 0,0037$$

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{cu}(\beta_1 d - a)}{a} = 0,0569$$

Dado que $\varepsilon_y > \varepsilon_s$ y $\varepsilon_y > \varepsilon'_s$ se tiene el caso 3 .

$$M_{pr2} = 0,85 f'_c b a (d - 0,5a) + A'_s f_y (d - d') = 1321906kg - cm$$

Con los dos valores anteriores de momentos (M_{pr1} y M_{pr2}), se puede obtener el cortante a utilizar.

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L - d} + V_{ug} = 14671kg$$

El cortante por sismo representa un 46,8 % del cortante total por lo que se tomará en cuenta el aporte del concreto.

El aporte del concreto para cortante está dado por las siguientes formulas:

$$V_{s,max} = 2,12\sqrt{f'_c}A_g = 30721,72kg$$

$$V_s^* = 1,1\sqrt{f'_c}A_g = 15940,51kg$$

$$V_{c-max} = 0,93\sqrt{f'_c}A_g = 13476,98kg$$

Al ser, $\frac{V_u \cdot d}{M_u} = 0,4994 < 1 \rightarrow$ se usa este valor

$$V_{c1} = (0,5\sqrt{f'_c} + 1,75\rho\frac{V_u d}{M_u})bd = 8021,27kg$$

Esto debe ser menor a $V_{c,max}$ por lo que se utiliza el primer valor calculado.

Debido a que $V_e > \phi V_{c1}$ por lo que si se deben colocar aros de refuerzo

Se debe de tener en cuenta que $V_{s,min} = 2,90kg$ por lo que $V_{s1} = 11540kg$ Se debe considerar, además, que $V_{s1} < V_{s,max}$ por lo que se acepta y $V_{s1} < V_s^*$ indicando que se debe mantener S .

Se presentan las siguientes separaciones S , para aros en dos ramas.

$$S_3 = 15,50cm \text{ con Aros } \# 3$$

$$S_4 = 27,74cm \text{ con Aros } \# 4$$

$$S_5 = 43,00cm \text{ con Aros } \# 5$$

De las anteriores se escoge, $S_3 = 15,50cm$ con Aros $\# 3$

Sin embargo, el espaciamiento se cambiará a $15,0cm$, para una más fácil construcción.

Según el CSCR 02, la separación máxima es de $S_{max} = 12,5cm$. Esta se logra, con dos ramas de la varilla $\# 3$. Por lo que se cambiara el espaciamiento a $12,5cm$.

Diseño de acero para aros, torsión

Umbral de la torsión $T_{u,ubral} = 20573kg - cm$ Como $T_{u,diseño}$ es menor que ϕT_u , pueden no considerarse los efectos de la torsión.

Diseño para la sección propuesta como Viga A1- 6

Del análisis final se obtuvieron los valores de Momentos y Cortante Últimos. Fueron obtenidos por medio de la envolvente de las combinaciones de carga del CSCR02, calculada por medio de SAP2000.

$$\begin{aligned} M_{u,centro} &= 1,824ton - m \\ M_{u,extremo} &= 4,626ton - m \\ V_{u,centro} &= 1,889ton \\ V_{u,extremo} &= 4,477ton \\ T_u &= 0,030ton \end{aligned}$$

Se tiene una sección propuesta de $50 \times 20cm$, además tiene una longitud de $2,65m$.

Características de la sección

$$\begin{aligned} h &= 50cm & b &= 20cm \\ \text{Centro} & & \text{Extremos} & \\ rec. &= 5cm & rec. &= 5cm \\ d' &= 5cm & d' &= 5cm \\ d &= 45cm & d &= 45cm \end{aligned}$$

Prop. de la sección	Def. de materiales
$A_{cp} = 1000cm^2$	$f'_c = 210kg/cm^2$
$P_{cp} = 140cm$	$\varepsilon_{cu} = 0,003$
$A_{oh} = 600cm^2$	$f_y = 2800kg/cm^2$
$P_h = 110cm$	$\varepsilon_y = 0,001$
	$\beta_1 = 0,85$
	$\rho_b = 0,037514423$

Diseño de acero principal

En el centro del claro se tiene el siguiente momento último, $M_u = 1,82ton - m$

Se debe de tener en cuenta, que para centro del claro, se tomará como una Viga "T". Esto por la acción de la losa del entre piso, la cual tiene un espesor $h_f = 5cm$. Además se sabe que se tiene un luz libre entre vigas de $3m$.

Para esto se debe contemplar un ancho efectivo del alma. Además se debe de tomar en cuenta que esta es una viga de Borde. Por lo que b toma el siguiente valor:

$$b' = 42,08cm$$

Sin embargo, para poder considerarla como Viga "T", se debe satisfacer la condición de $a > h_f$.

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85 f'_c b'}} = 0,604cm$$

Dado que $a < h_f$, la suposición anterior es incorrecta, por lo que se considera como una *viga rectangular*.

$$\frac{c}{d} = \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,016$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 1,62cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,0018$$

Como $\frac{c}{d}$ es menor a 0,375, se declara la viga simplemente reforzada.

El ρ_{min} establecido por el Código Sísmico, tiene un valor de $\rho_{min} = 0,002$, por lo que el acero mínimo es, $A_{s-min} = 2,15cm^2$.

El mayor momento a los extremos es el siguiente, $M_u = 4,63ton - m$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85 f'_c b}} = 3,322cm$$

$$\frac{c}{d} = \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,087$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 4,24cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,0047$$

Como $\frac{c}{d}$ es menor a 0,375, se declara la viga simplemente reforzada.

El ρ_{min} establecido por el Código Sísmico, tiene un valor de $\rho_{min} = 0,005$, por lo que el acero mínimo es, $A_{s-min} = 4,50cm^2$.

Acero a colocar en el centro del claro
 $A_{s-inf} = 2,15cm^2$

Acero a colocar en los extremos del claro
 $A_{s-sup} = 4,50cm^2$

El Código Sísmico, limita la capacidad del momento positivo en los extremos a no menos de la mitad del momento negativo lo cual en este caso se no se cumple. Por lo que se debe aumentar la cantidad de acero de $A_{s,inf} = 2,250cm^2$

Además se debe contemplar que la capacidad de momento en cualquier parte de la viga no debe ser inferior al 25 % en cualquier parte de la viga, que en este caso se cumple.

Diseño de acero para aros, cortante

Para el diseño por cortante, primero se deberá calcular la capacidad a flexión del elemento con el acero a utilizar. En la parte inferior se utilizarán $3,96cm^2$ de acero mientras en la parte superior $5,70cm^2$. Además se debe de tener en cuenta que

$$\varepsilon_y = \frac{fy}{E} = 0,0017$$

Para el momento positivo se tiene el siguiente cálculo para la determinación de la capacidad nominal de la viga.

$$a_{M+} = \frac{(A_s - A'_s)fy}{0,85 f'_c b} = 1,7077cm$$

$$\varepsilon'_s = \frac{\varepsilon_{cu}(a - \beta_1 d')}{a} = 0,0045$$

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{cu}(\beta_1 d - a)}{a} = 0,0642$$

Dado que $\varepsilon_y > \varepsilon_s$ y $\varepsilon_y > \varepsilon'_s$ se tiene el caso 3 .

$$M_{pr1} = 0,85 f'_c b a (d - 0,5a) + A'_s f_y (d - d') = 907581kg - cm$$

Para el momento negativo se tiene el siguiente cálculo para la determinación de la capacidad nominal de la viga.

$$a_{M+} = \frac{(A_s - A'_s)fy}{0,85 f'_c b} = 0,8116cm$$

$$\varepsilon'_s = \frac{\varepsilon_{cu}(a - \beta_1 d')}{a} = 0,0127$$

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{cu}(\beta_1 d - a)}{a} = 0,1384$$

Dado que $\varepsilon_y > \varepsilon_s$ y $\varepsilon_y > \varepsilon'_s$ se tiene el caso 3 .

$$M_{pr2} = 0,85 f'_c b a (d - 0,5a) + A'_s f_y (d - d') = 715230kg - cm$$

Con los dos valores anteriores de momentos (M_{pr1} y M_{pr2}), se puede obtener el cortante a utilizar.

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L - d} + V_{ug} = 12025kg$$

El cortante por sismo representa un 37,2% del cortante total por lo que se tomará en cuenta el aporte del concreto.

El aporte del concreto para cortante está dado por las siguientes formulas:

$$V_{s,max} = 2,12\sqrt{f'_c}A_g = 30721,72kg$$

$$V_s^* = 1,1\sqrt{f'_c}A_g = 15940,51kg$$

$$V_{c-max} = 0,93\sqrt{f'_c}A_g = 13476,98kg$$

Al ser, $\frac{V_u \cdot d}{M_u} = 0,5962 < 1 \rightarrow$ se usa este valor

$$V_{c1} = (0,5\sqrt{f'_c} + 1,75\rho\frac{V_u d}{M_u})bd = 7736,77kg$$

Esto debe ser menor a $V_{c,max}$ por lo que se utiliza el primer valor calculado.

Debido a que $V_e > \phi V_{c1}$ por lo que si se deben colocar aros de refuerzo

Se debe de tener en cuenta que $V_{s,min} = 2,90kg$ por lo que $V_{s1} = 8297kg$ Se debe considerar, además, que $V_{s1} < V_{s,max}$ por lo que se acepta y $V_{s1} < V_s^*$ indicando que se debe mantener S .

Se presentan las siguientes separaciones S , para aros en dos ramas.

$$S_3 = 21,56cm \text{ con Aros } \# 3$$

$$S_4 = 38,59cm \text{ con Aros } \# 4$$

$$S_5 = 59,81cm \text{ con Aros } \# 5$$

De las anteriores se escoge, $S_3 = 21,56cm$ con Aros $\# 3$

Sin embargo, el espaciamiento se cambiará a $20cm$, para una más fácil construcción.

Según el CSCR 02, la separación máxima es de $S_{max} = 12,5cm$. Esta se logra, con dos ramas de la varilla $\# 3$. Por lo que se cambiara el espaciamiento a $12,5cm$.

Diseño de acero para aros, torsión

Umbral de la torsión $T_{u,ubral} = 20573kg - cm$ Como $T_{u,diseño}$ es menor que ϕT_u , pueden no considerarse los efectos de la torsión.

Diseño para la sección propuesta como Viga A1- 7

Del análisis final se obtuvieron los valores de Momentos y Cortante Últimos. Fueron obtenidos por medio de la envolvente de las combinaciones de carga del CSCR02, calculada por medio de SAP2000.

$$\begin{aligned} M_{u,centro} &= 7,442ton - m \\ M_{u,extremo} &= 5,046ton - m \\ V_{u,centro} &= 2,660ton \\ V_{u,extremo} &= 6,216ton \\ T_u &= 0,415ton \end{aligned}$$

Se tiene una sección propuesta de $50 \times 20cm$ además tiene una longitud de $2,95m$.

Características de la sección

$$\begin{array}{ll} h = 50cm & b = 20cm \\ \text{Centro} & \text{Extremos} \\ rec. = 5cm & rec. = 5cm \\ d' = 5cm & d' = 5cm \\ d = 45cm & d = 45cm \end{array}$$

Prop. de la sección	Def. de materiales
$A_{cp} = 1000cm^2$	$f'_c = 210kg/cm^2$
$P_{cp} = 140cm$	$\epsilon_{cu} = 0,003$
$A_{oh} = 600cm^2$	$f_y = 2800kg/cm^2$
$P_h = 110cm$	$\epsilon_y = 0,001$
	$\beta_1 = 0,85$
	$\rho_b = 0,037514423$

Diseño de acero principal

En el centro del claro se tiene el siguiente momento último, $M_u = 7,44ton - m$

Se debe de tener en cuenta, que para centro del claro, se tomará como una Viga "T". Esto por la acción de la losa del entre piso, la cual tiene un espesor $h_f = 5cm$. Además se sabe que se tiene un luz libre entre vigas de $3m$.

Para esto se debe contemplar un ancho efectivo del alma. Además se debe de tomar en cuenta que esta es una viga de Borde. Por lo que b toma el siguiente valor:

$$b' = 44,58333333cm$$

Sin embargo, para poder considerarla como Viga "T", se debe satisfacer la condición de $a > h_f$.

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85 f'_c b'}} = 2,371 \text{ cm}$$

Dado que $a < h_f$, la suposición anterior es incorrecta, por lo que se considera como una *viga rectangular*.

$$\frac{c}{d} = \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,062$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 6,74 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,0075$$

Como $\frac{c}{d}$ es menor a 0,375, se declara la viga simplemente reforzada.

El ρ_{min} establecido por el Código Sísmico, tiene un valor de $\rho_{min} = 0,005$, por lo que el acero mínimo es, $A_{s-min} = 4,50 \text{ cm}^2$.

El mayor momento a los extremos es el siguiente, $M_u = 5,05 \text{ ton} - \text{m}$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85 f'_c b}} = 3,637 \text{ cm}$$

$$\frac{c}{d} = \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,095$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 4,64 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,0052$$

Como $\frac{c}{d}$ es menor a 0,375, se declara la viga simplemente reforzada.

El ρ_{min} establecido por el Código Sísmico, tiene un valor de $\rho_{min} = 0,005$, por lo que el acero mínimo es, $A_{s-min} = 4,50 \text{ cm}^2$.

Acero a colocar en el centro del claro
 $A_{s-inf} = 6,74 \text{ cm}^2$

Acero a colocar en los extremos del claro
 $A_{s-sup} = 4,64 \text{ cm}^2$

El Código Sísmico, limita la capacidad del momento positivo en los extremos a no menos de la mitad del momento negativo lo cual en este caso se cumple.

Además se debe contemplar que la capacidad de momento en cualquier parte de la viga no debe ser inferior al 25 % en cualquier parte de la viga, que en este caso se cumple.

Diseño de acero para aros, cortante

Para el diseño por cortante, primero se deberá calcular la capacidad a flexión del elemento con el acero a utilizar. En la parte inferior se utilizarán $7,76 \text{ cm}^2$ de acero mientras en la parte superior $5,70 \text{ cm}^2$. Además se debe de tener en cuenta que

$$\varepsilon_y = \frac{fy}{E} = 0,0017$$

Para el momento positivo se tiene el siguiente cálculo para la determinación de la capacidad nominal de la viga.

$$a_{M+} = \frac{(A_s - A'_s) f_y}{0,85 f'_c b} = 2,0181 \text{ cm}$$

$$\varepsilon'_s = \frac{\varepsilon_{cu}(a - \beta_1 d')}{a} = 0,0033$$

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{cu}(\beta_1 d - a)}{a} = 0,0539$$

Dado que $\varepsilon_y > \varepsilon_s$ y $\varepsilon_y > \varepsilon'_s$ se tiene el caso 3 .

$$M_{pr1} = 0,85 f'_c b a (d - 0,5a) + A'_s f_y (d - d') = 955395 \text{ kg} - \text{cm}$$

Para el momento negativo se tiene el siguiente cálculo para la determinación de la capacidad nominal de la viga.

$$a_{M+} = \frac{(A_s - A'_s) f_y}{0,85 f'_c b} = 0,9053 \text{ cm}$$

$$\varepsilon'_s = \frac{\varepsilon_{cu}(a - \beta_1 d')}{a} = 0,0111$$

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{cu}(\beta_1 d - a)}{a} = 0,1237$$

Dado que $\varepsilon_y > \varepsilon_s$ y $\varepsilon_y > \varepsilon'_s$ se tiene el caso 3 .

$$M_{pr2} = 0,85 f'_c b a (d - 0,5a) + A'_s f_y (d - d') = 1189956 \text{ kg} - \text{cm}$$

Con los dos valores anteriores de momentos (M_{pr1} y M_{pr2}), se puede obtener el cortante a utilizar.

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L - d} + V_{ug} = 14973 \text{ kg}$$

El cortante por sismo representa un 41,5 % del cortante total por lo que se tomará en cuenta el aporte del concreto.

El aporte del concreto para cortante está dado por las siguientes formulas:

$$V_{s,max} = 2,12\sqrt{f'_c}A_g = 30721,72kg$$

$$V_s^* = 1,1\sqrt{f'_c}A_g = 15940,51kg$$

$$V_{c-max} = 0,93\sqrt{f'_c}A_g = 13476,98kg$$

Al ser, $\frac{V_u \cdot d}{M_u} = 0,5662 < 1 \rightarrow$ se usa este valor

$$V_{c1} = (0,5\sqrt{f'_c} + 1,75\rho\frac{V_u d}{M_u})bd = 7756,22kg$$

Esto debe ser menor a $V_{c,max}$ por lo que se utiliza el primer valor calculado.

Debido a que $V_e > \phi V_{c1}$ por lo que si se deben colocar aros de refuerzo

Se debe de tener en cuenta que $V_{s,min} = 2,90kg$ por lo que $V_{s1} = 12207kg$ Se debe considerar, además, que $V_{s1} < V_{s,max}$ por lo que se acepta y $V_{s1} < V_s^*$ indicando que se debe mantener S .

Se presentan las siguientes separaciones S , para aros en dos ramas.

$$S_3 = 14,65cm \text{ con Aros } \# 3$$

$$S_4 = 26,23cm \text{ con Aros } \# 4$$

$$S_5 = 40,65cm \text{ con Aros } \# 5$$

De las anteriores se escoge, $S_3 = 14,65cm$ con Aros $\# 3$

Sin embargo, el espaciamiento se cambiará a $12,5cm$, para una más fácil construcción.

Según el CSCR 02, la separación máxima es de $S_{max} = 12,5cm$. Esta se logra, con dos ramas de la varilla $\# 3$. Por lo que se cambiara el espaciamiento a $12,5cm$.

Diseño de acero para aros, torsión

Umbral de la torsión $T_{u,ubral} = 20573kg - cm$ Como $T_{u,diseño}$ es menor que ϕT_u , pueden no considerarse los efectos de la torsión.

Diseño para la sección propuesta como Viga A1- 8

Del análisis final se obtuvieron los valores de Momentos y Cortante Últimos. Fueron obtenidos por medio de la envolvente de las combinaciones de carga del CSCR02, calculada por medio de SAP2000.

$$M_{u,centro} = 4,046ton - m$$

$$M_{u,extremo} = 8,986ton - m$$

$$V_{u,centro} = 5,587ton$$

$$V_{u,extremo} = 9,242ton$$

$$T_u = 0,251ton$$

Se tiene una sección propuesta de $50 \times 20cm$ además tiene una longitud de $3,35m$.

Características de la sección

$$h = 50cm \quad b = 20cm$$

$$\text{Centro} \quad \text{Extremos}$$

$$rec. = 5cm \quad rec. = 5cm$$

$$d' = 5cm \quad d' = 5cm$$

$$d = 45cm \quad d = 45cm$$

Prop. de la sección Def. de materiales

$$A_{cp} = 1000cm^2 \quad f'_c = 210kg/cm^2$$

$$P_{cp} = 140cm \quad \epsilon_{cu} = 0,003$$

$$A_{oh} = 600cm^2 \quad f_y = 2800kg/cm^2$$

$$P_h = 110cm \quad \epsilon_y = 0,001$$

$$\beta_1 = 0,85$$

$$\rho_b = 0,037514423$$

Diseño de acero principal

En el centro del claro se tiene el siguiente momento último, $M_u = 4,05ton - m$

Se debe de tener en cuenta, que para centro del claro, se tomará como una Viga "T". Esto por la acción de la losa del entre piso, la cual tiene un espesor $h_f = 5cm$. Además se sabe que se tiene un luz libre entre vigas de $3m$.

Para esto se debe contemplar un ancho efectivo del alma. Además se debe de tomar en cuenta que esta es una viga de Borde. Por lo que b toma el siguiente valor:

$$b' = 47,91666667cm$$

Sin embargo, para poder considerarla como Viga "T", se debe satisfacer la condición de $a > h_f$.

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85f'_c b'}} = 1,184cm$$

Dado que $a < h_f$, la suposición anterior es incorrecta, por lo que se considera como una viga rectangular.

$$\frac{c}{d} = \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,031$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 3,62cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,0040$$

Como $\frac{c}{d}$ es menor a 0,375, se declara la viga simplemente reforzada.

El ρ_{min} establecido por el Código Sísmico, tiene un valor de $\rho_{min} = 0,005$, por lo que el acero mínimo es, $A_{s-min} = 4,50cm^2$.

El mayor momento a los extremos es el siguiente, $M_u = 8,99ton - m$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85 f'_c b}} = 6,716cm$$

$$\frac{c}{d} = \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,176$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 8,56cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,0095$$

Como $\frac{c}{d}$ es menor a 0,375, se declara la viga simplemente reforzada.

El ρ_{min} establecido por el Código Sísmico, tiene un valor de $\rho_{min} = 0,005$, por lo que el acero mínimo es, $A_{s-min} = 4,50cm^2$.

Acero a colocar en el centro del claro
 $A_{s-inf} = 4,50cm^2$

Acero a colocar en los extremos del claro
 $A_{s-sup} = 8,56cm^2$

El Código Sísmico, limita la capacidad del momento positivo en los extremos a no menos de la mitad del momento negativo lo cual en este caso se cumple.

Además se debe contemplar que la capacidad de momento en cualquier parte de la viga no debe ser inferior al 25% en cualquier parte de la viga, que en este caso se cumple.

Diseño de acero para aros, cortante

Para el diseño por cortante, primero se deberá calcular la capacidad a flexión del elemento con el acero a utilizar. En la parte inferior se utilizarán $5,70cm^2$ de acero mientras en la parte superior $10,13cm^2$. Además se debe de tener en cuenta que

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E} = 0,0017$$

Para el momento positivo se tiene el siguiente cálculo para la determinación de la capacidad nominal de la viga.

$$a_{M+} = \frac{(A_s - A'_s) f_y}{0,85 f'_c b} = 4,3468cm$$

$$\varepsilon'_s = \frac{\varepsilon_{cu}(a - \beta_1 d')}{a} = 0,0001$$

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{cu}(\beta_1 d - a)}{a} = 0,0234$$

Dado que $\varepsilon_y > \varepsilon_s$ y $\varepsilon_y < \varepsilon'_s$ se tiene el caso 4 .

$$f'_s = \varepsilon_s E_s = 140$$

$$M_{pr1} = 0,85 f'_c b a (d - 0,5a) + A'_s f'_s (d - d') = 721426kg - cm$$

Para el momento negativo se tiene el siguiente cálculo para la determinación de la capacidad nominal de la viga.

$$a_{M+} = \frac{(A_s - A'_s) f_y}{0,85 f'_c b} = 1,8143cm$$

$$\varepsilon'_s = \frac{\varepsilon_{cu}(a - \beta_1 d')}{a} = 0,0040$$

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{cu}(\beta_1 d - a)}{a} = 0,0602$$

Dado que $\varepsilon_y > \varepsilon_s$ y $\varepsilon_y > \varepsilon'_s$ se tiene el caso 3 .

$$M_{pr2} = 0,85 f'_c b a (d - 0,5a) + A'_s f_y (d - d') = 1322681kg - cm$$

Con los dos valores anteriores de momentos (M_{pr1} y M_{pr2}), se puede obtener el cortante a utilizar.

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L - d} + V_{ug} = 16414kg$$

El cortante por sismo representa un 56,3% del cortante total por lo que no se tomará en cuenta el aporte del concreto.

Se presentan las siguientes separaciones S , para aros en dos ramas.

$$S_3 = 10,90cm \text{ con Aros } \# 3$$

$$S_4 = 19,50cm \text{ con Aros } \# 4$$

$$S_5 = 30,23cm \text{ con Aros } \# 5$$

De las anteriores se escoge, $S_3 = 10,90cm$ con Aros # 3

Sin embargo, el espaciamiento se cambiará a $10cm$, para una más fácil construcción.

Según el CSCR 02, la separación máxima es de $S_{max} = 12,5cm$. Esta se logra, con dos ramas de la varilla # 3. Por lo que se mantendrá la primera separación de $10cm$.

Diseño de acero para aros, torsión

Umbral de la torsión $T_{u,ubral} = 20573kg - cm$ Como $T_{u,diseño}$ es menor que ϕT_u , pueden no considerarse los efectos de la torsión.

Diseño para la sección propuesta como Viga A2- 1

Del análisis final se obtuvieron los valores de Momentos y Cortante Últimos. Fueron obtenidos por medio de la envolvente de las combinaciones de carga del *CSCR02*, calculada por medio de *SAP2000*.

$$\begin{aligned} M_{u,centro} &= 6,380ton - m \\ M_{u,extremo} &= 5,871ton - m \\ V_{u,centro} &= 7,423ton \\ V_{u,extremo} &= 6,214ton \\ T_u &= 0,660ton \end{aligned}$$

Se tiene una sección propuesta de 50 x 20 cm, además tiene una longitud de 4,8 m.

Características de la sección	
$h = 50cm$	$b = 20cm$
Centro	Extremos
$rec. = 5cm$	$rec. = 5cm$
$d' = 5cm$	$d' = 5cm$
$d = 45cm$	$d = 45cm$

Prop. de la sección	Def. de materiales
$A_{cp} = 1000cm^2$	$f'_c = 210kg/cm^2$
$P_{cp} = 140cm$	$\epsilon_{cu} = 0,003$
$A_{oh} = 600cm^2$	$f_y = 2800kg/cm^2$
$P_h = 110cm$	$\epsilon_y = 0,001$
	$\beta_1 = 0,85$
	$\rho_b = 0,037514423$

Diseño de acero principal

En el centro del claro se tiene el siguiente momento último, $M_u = 6,38ton - m$

Se debe de tener en cuenta, que para centro del claro, se tomará como una Viga "T". Esto por la acción de la losa del entre piso, la cual tiene un espesor $h_f = 5cm$. Además se sabe que se tiene un luz libre entre vigas de 3 m.

Para esto se debe contemplar un ancho efectivo del alma. Además se debe de tomar en cuenta que esta

es una viga de Borde. Por lo que b toma el siguiente valor:

$$b' = 50cm$$

Sin embargo, para poder considerarla como Viga "T", se debe satisfacer la condición de $a > h_f$.

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85 f'_c b'}} = 1,801cm$$

Dado que $a < h_f$, la suposición anterior es incorrecta, por lo que se considera como una viga rectangular.

$$\frac{c}{d} = \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,047$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 5,74cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,0064$$

Como $\frac{c}{d}$ es menor a 0,375, se declara la viga simplemente reforzada.

El ρ_{min} establecido por el Código Sísmico, tiene un valor de $\rho_{min} = 0,005$, por lo que el acero mínimo es, $A_{s-min} = 4,50cm^2$.

El mayor momento a los extremos es el siguiente, $M_u = 5,87ton - m$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85 f'_c b}} = 4,262cm$$

$$\frac{c}{d} = \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,111$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 5,43cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,0060$$

Como $\frac{c}{d}$ es menor a 0,375, se declara la viga simplemente reforzada.

El ρ_{min} establecido por el Código Sísmico, tiene un valor de $\rho_{min} = 0,005$, por lo que el acero mínimo es, $A_{s-min} = 4,50cm^2$.

Acero a colocar en el centro del claro
 $A_{s-inf} = 5,74cm^2$

Acero a colocar en los extremos del claro
 $A_{s-sup} = 5,43cm^2$

El Código Sísmico, limita la capacidad del momento positivo en los extremos a no menos de la mitad del momento negativo lo cual en este caso se cumple.

Además se debe contemplar que la capacidad de momento en cualquier parte de la viga no debe ser inferior al 25 % en cualquier parte de la viga, que en este caso se cumple.

Diseño de acero para aros, cortante

Para el diseño por cortante, primero se deberá calcular la capacidad a flexión del elemento con el acero a utilizar. En la parte inferior se utilizarán $7,76cm^2$ de acero mientras en la parte superior $7,76cm^2$. Además se debe de tener en cuenta que

$$\varepsilon_y = \frac{fy}{E} = 0,0017$$

Para el momento positivo se tiene el siguiente cálculo para la determinación de la capacidad nominal de la viga.

$$a_M = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b} = 7,6068cm$$

$$f'_s = \varepsilon_s E_s = 2780$$

$$M_{pr1} = A_s f_y (d - 0,5a) = 894999kg - cm$$

Para el momento negativo se tiene el siguiente cálculo para la determinación de la capacidad nominal de la viga.

$$a_M = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b} = 7,6068cm$$

$$f'_s = \varepsilon_s E_s = 2780$$

$$M_{pr2} = A_s f_y (d - 0,5a) = 894999kg - cm$$

Con los dos valores anteriores de momentos (M_{pr1} y M_{pr2}), se puede obtener el cortante a utilizar.

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L - d} + V_{ug} = 10376kg$$

El cortante por sismo representa un 59,9 % del cortante total por lo que no se tomará en cuenta el aporte del concreto.

Se presentan las siguientes separaciones S , para aros en dos ramas.

$$S_3 = 17,24cm \text{ con Aros } \# 3$$

$$S_4 = 30,85cm \text{ con Aros } \# 4$$

$$S_5 = 47,82cm \text{ con Aros } \# 5$$

De las anteriores se escoge, $S_3 = 17,24cm$ con Aros # 3

Sin embargo, el espaciamiento se cambiará a $15cm$, para una más fácil construcción.

Según el CSCR 02, la separación máxima es de $S_{max} = 13cm$. Esta se logra, con dos ramas de la varilla # 3. Por lo que se cambiara el espaciamiento a 13 cm.

Diseño de acero para aros, torsión

Umbral de la torsión $T_{u,ubral} = 20573kg - cm$ Como $T_{u,diseño}$ es menor que ϕT_u , pueden no considerarse los efectos de la torsión.

Diseño para la sección propuesta como Viga A2- 2

Del análisis final se obtuvieron los valores de Momentos y Cortante Últimos. Fueron obtenidos por medio de la envolvente de las combinaciones de carga del CSCR02, calculada por medio de SAP2000.

$$\begin{aligned} M_{u,centro} &= 3,388ton - m \\ M_{u,extremo} &= 8,052ton - m \\ V_{u,centro} &= 3,715ton \\ V_{u,extremo} &= 8,563ton \\ T_u &= 0,135ton \end{aligned}$$

Se tiene una sección propuesta de 50 x 20 cm, además tiene una longitud de 3,3 m.

Características de la sección

$$h = 50cm \quad b = 20cm$$

Centro Extremos

$$rec. = 5cm \quad rec. = 5cm$$

$$d' = 5cm \quad d' = 5cm$$

$$d = 45cm \quad d = 45cm$$

Prop. de la sección Def. de materiales

$$A_{cp} = 1000cm^2 \quad f'_c = 210kg/cm^2$$

$$P_{cp} = 140cm \quad \varepsilon_{cu} = 0,003$$

$$A_{oh} = 600cm^2 \quad f_y = 2800kg/cm^2$$

$$P_h = 110cm \quad \varepsilon_y = 0,001$$

$$\beta_1 = 0,85$$

$$\rho_b = 0,037514423$$

Diseño de acero principal

En el centro del claro se tiene el siguiente momento último, $M_u = 3,39\text{ton} - m$

Se debe de tener en cuenta, que para centro del claro, se tomará como una Viga "T". Esto por la acción de la losa del entre piso, la cual tiene un espesor $h_f = 5\text{cm}$. Además se sabe que se tiene un luz libre entre vigas de 3 m.

Para esto se debe contemplar un ancho efectivo del alma. Además se debe de tomar en cuenta que esta es una viga de Borde. Por lo que b toma el siguiente valor:

$$b' = 47,5\text{cm}$$

Sin embargo, para poder considerarla como Viga "T", se debe satisfacer la condición de $a > h_f$.

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85 f'_c b'}} = 0,998\text{cm}$$

Dado que $a < h_f$, la suposición anterior es incorrecta, por lo que se considera como una viga rectangular.

$$\frac{c}{d} = \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,026$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 3,02\text{cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,0034$$

Como $\frac{c}{d}$ es menor a 0,375, se declara la viga simplemente reforzada.

El ρ_{min} establecido por el Código Sísmico, tiene un valor de $\rho_{min} = 0,004$, por lo que el acero mínimo es, $A_{s-min} = 4,02\text{cm}^2$.

El mayor momento a los extremos es el siguiente, $M_u = 8,05\text{ton} - m$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85 f'_c b}} = 5,964\text{cm}$$

$$\frac{c}{d} = \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,156$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 7,60\text{cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,0084$$

Como $\frac{c}{d}$ es menor a 0,375, se declara la viga simplemente reforzada.

El ρ_{min} establecido por el Código Sísmico, tiene un valor de $\rho_{min} = 0,005$, por lo que el acero mínimo es, $A_{s-min} = 4,50\text{cm}^2$.

Acero a colocar en el centro del claro

$$A_{s-inf} = 4,02\text{cm}^2$$

Acero a colocar en los extremos del claro

$$A_{s-sup} = 7,60\text{cm}^2$$

El Código Sísmico, limita la capacidad del momento positivo en los extremos a no menos de la mitad del momento negativo lo cual en este caso se cumple.

Además se debe contemplar que la capacidad de momento en cualquier parte de la viga no debe ser inferior al 25 % en cualquier parte de la viga, que en este caso se cumple.

Diseño de acero para aros, cortante

Para el diseño por cortante, primero se deberá calcular la capacidad a flexión del elemento con el acero a utilizar. En la parte inferior se utilizarán $5,70\text{cm}^2$ de acero mientras en la parte superior $7,76\text{cm}^2$. Además se debe de tener en cuenta que

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E} = 0,0017$$

Para el momento positivo se tiene el siguiente cálculo para la determinación de la capacidad nominal de la viga.

$$a_{M+} = \frac{(A_s - A'_s) f_y}{0,85 f'_c b} = 2,0181\text{cm}$$

$$\varepsilon'_s = \frac{\varepsilon_{cu}(a - \beta_1 d')}{a} = 0,0033$$

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{cu}(\beta_1 d - a)}{a} = 0,0539$$

Dado que $\varepsilon_y > \varepsilon_s$ y $\varepsilon_y > \varepsilon'_s$ se tiene el caso 3 .

$$M_{pr1} = 0,85 f'_c b a (d - 0,5a) + A'_s f_y (d - d') = 1185947\text{kg} - \text{cm}$$

Para el momento negativo se tiene el siguiente cálculo para la determinación de la capacidad nominal de la viga.

$$a_{M+} = \frac{(A_s - A'_s) f_y}{0,85 f'_c b} = 0,8497\text{cm}$$

$$\varepsilon'_s = \frac{\varepsilon_{cu}(a - \beta_1 d')}{a} = 0,0120$$

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{cu}(\beta_1 d - a)}{a} = 0,1320$$

Dado que $\varepsilon_y > \varepsilon_s$ y $\varepsilon_y > \varepsilon'_s$ se tiene el caso 3 .

$$M_{pr2} = 0,85 f'_c b a (d - 0,5a) + A'_s f_y (d - d') = 959604 kg - cm$$

Con los dos valores anteriores de momentos (M_{pr1} y M_{pr2}), se puede obtener el cortante a utilizar.

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L - d} + V_{ug} = 16226 kg$$

El cortante por sismo representa un 52,8 % del cortante total por lo que no se tomará en cuenta el aporte del concreto.

Se presentan las siguientes separaciones S , para aros en dos ramas.

$$S_3 = 11,02 cm \text{ con Aros } \# 3$$

$$S_4 = 19,73 cm \text{ con Aros } \# 4$$

$$S_5 = 30,58 cm \text{ con Aros } \# 5$$

De las anteriores se escoge, $S_3 = 11,02 cm$ con Aros # 3

Sin embargo, el espaciamiento se cambiará a $10 cm$, para una más fácil construcción.

Según el CSCR 02, la separación máxima es de $S_{max} = 12,5 cm$. Esta se logra, con dos ramas de la varilla # 3. Por lo que se mantendrá la primera separación de $10 cm$.

Diseño de acero para aros, torsión

Umbral de la torsión $T_{u,ubral} = 20573 kg - cm$ Como $T_{u,diseño}$ es menor que ϕT_u , pueden no considerarse los efectos de la torsión.

Diseño para la sección propuesta como Viga A2- 3

Del análisis final se obtuvieron los valores de Momentos y Cortante Últimos. Fueron obtenidos por medio de la envolvente de las combinaciones de carga del *CSCR02*, calculada por medio de *SAP2000*.

$$\begin{aligned} M_{u,centro} &= 3,326 ton - m \\ M_{u,extremo} &= 10,391 ton - m \\ V_{u,centro} &= 3,325 ton \\ V_{u,extremo} &= 8,464 ton \\ T_u &= 0,117 ton \end{aligned}$$

Se tiene una sección propuesta de $50 \times 20 cm$ además tiene una longitud de $2,785 m$.

Características de la sección

$$h = 50 cm \quad b = 20 cm$$

Centro Extremos

$$rec. = 5 cm \quad rec. = 5 cm$$

$$d' = 5 cm \quad d' = 5 cm$$

$$d = 45 cm \quad d = 45 cm$$

Prop. de la sección Def. de materiales

$$A_{cp} = 1000 cm^2 \quad f'_c = 210 kg/cm^2$$

$$P_{cp} = 140 cm \quad \varepsilon_{cu} = 0,003$$

$$A_{oh} = 600 cm^2 \quad f_y = 2800 kg/cm^2$$

$$P_h = 110 cm \quad \varepsilon_y = 0,001$$

$$\beta_1 = 0,85$$

$$\rho_b = 0,037514423$$

Diseño de acero principal

En el centro del claro se tiene el siguiente momento último, $M_u = 3,33 ton - m$

Se debe de tener en cuenta, que para centro del claro, se tomará como una Viga "T". Esto por la acción de la losa del entre piso, la cual tiene un espesor $h_f = 5 cm$. Además se sabe que se tiene un luz libre entre vigas de $3 m$.

Para esto se debe contemplar un ancho efectivo del alma. Además se debe de tomar en cuenta que esta es una viga de Borde. Por lo que b toma el siguiente valor:

$$b' = 43,20833333 cm$$

Sin embargo, para poder considerarla como Viga "T", se debe satisfacer la condición de $a > h_f$.

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85 f'_c b'}} = 1,078 cm$$

Dado que $a < h_f$, la suposición anterior es incorrecta, por lo que se considera como una viga rectangular.

$$\frac{c}{d} = \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,028$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 2,97 cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,0033$$

Como $\frac{c}{d}$ es menor a 0,375, se declara la viga simplemente reforzada.

El ρ_{min} establecido por el Código Sísmico, tiene un valor de $\rho_{min} = 0,004$, por lo que el acero mínimo es, $A_{s-min} = 3,95cm^2$.

El mayor momento a los extremos es el siguiente, $M_u = 10,39ton - m$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85f'_c b}} = 7,876cm$$

$$\frac{c}{d} = \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,206$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 10,04cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,0112$$

Como $\frac{c}{d}$ es menor a 0,375, se declara la viga simplemente reforzada.

El ρ_{min} establecido por el Código Sísmico, tiene un valor de $\rho_{min} = 0,005$, por lo que el acero mínimo es, $A_{s-min} = 4,50cm^2$.

Acero a colocar en el centro del claro
 $A_{s-inf} = 3,95cm^2$

Acero a colocar en los extremos del claro
 $A_{s-sup} = 10,04cm^2$

El Código Sísmico, limita la capacidad del momento positivo en los extremos a no menos de la mitad del momento negativo lo cual en este caso se no se cumple. Por lo que se debe aumentar la cantidad de acero de $A_{s,inf} = 5,021cm^2$

Además se debe contemplar que la capacidad de momento en cualquier parte de la viga no debe ser inferior al 25 % en cualquier parte de la viga, que en este caso se cumple.

Diseño de acero para aros, cortante

Para el diseño por cortante, primero se deberá calcular la capacidad a flexión del elemento con el acero a utilizar. En la parte inferior se utilizarán $5,70cm^2$

de acero mientras en la parte superior $10,13cm^2$. Además se debe de tener en cuenta que

$$\varepsilon_y = \frac{fy}{E} = 0,0017$$

Para el momento positivo se tiene el siguiente cálculo para la determinación de la capacidad nominal de la viga.

$$a_{M+} = \frac{(A_s - A'_s)f_y}{0,85f'_c b} = 4,3468cm$$

$$\varepsilon'_s = \frac{\varepsilon_{cu}(a - \beta_1 d')}{a} = 0,0001$$

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{cu}(\beta_1 d - a)}{a} = 0,0234$$

Dado que $\varepsilon_y > \varepsilon_s$ y $\varepsilon_y < \varepsilon'_s$ se tiene el caso 4 .

$$f'_s = \varepsilon_s E_s = 140$$

$$M_{pr1} = 0,85f'_c b a (d - 0,5a) + A'_s f'_s (d - d') = 721426kg - cm$$

Para el momento negativo se tiene el siguiente cálculo para la determinación de la capacidad nominal de la viga.

$$a_{M+} = \frac{(A_s - A'_s)f_y}{0,85f'_c b} = 2,0120cm$$

$$\varepsilon'_s = \frac{\varepsilon_{cu}(a - \beta_1 d')}{a} = 0,0033$$

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{cu}(\beta_1 d - a)}{a} = 0,0540$$

Dado que $\varepsilon_y > \varepsilon_s$ y $\varepsilon_y > \varepsilon'_s$ se tiene el caso 3 .

$$M_{pr2} = 0,85f'_c b a (d - 0,5a) + A'_s f_y (d - d') = 1321147kg - cm$$

Con los dos valores anteriores de momentos (M_{pr1} y M_{pr2}), se puede obtener el cortante a utilizar.

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L - d} + V_{ug} = 17403kg$$

El cortante por sismo representa un 48,6 % del cortante total por lo que se tomará en cuenta el aporte del concreto.

El aporte del concreto para cortante está dado por las siguientes formulas:

$$V_{s,max} = 2,12\sqrt{f'_c} A_g = 30721,72kg$$

$$V_s^* = 1,1\sqrt{f'_c}A_g = 15940,51kg$$

$$V_{c-max} = 0,93\sqrt{f'_c}A_g = 13476,98kg$$

Al ser, $\frac{V_u^* \cdot d}{M_u} = 0,5928 < 1 \rightarrow$ se usa este valor

$$V_{c1} = (0,5\sqrt{f'_c} + 1,75\rho\frac{V_u d}{M_u})bd = 8403,19kg$$

Esto debe ser menor a $V_{c,max}$ por lo que se utiliza el primer valor calculado.

Debido a que $V_e > \phi V_{c1}$ por lo que si se deben colocar aros de refuerzo

Se debe de tener en cuenta que $V_{s,min} = 2,90kg$ por lo que $V_{s1} = 14801kg$ Se debe considerar, además, que $V_{s1} < V_{s,max}$ por lo que se acepta y $V_{s1} < V_s^*$ indicando que se debe mantener S .

Se presentan las siguientes separaciones S , para aros en dos ramas.

$$S_3 = 12,08cm \text{ con Aros } \# 3$$

$$S_4 = 21,63cm \text{ con Aros } \# 4$$

$$S_5 = 33,53cm \text{ con Aros } \# 5$$

De las anteriores se escoge, $S_3 = 12,08cm$ con Aros # 3

Sin embargo, el espaciamiento se cambiará a $10cm$, para una más fácil construcción.

Según el CSCR 02, la separación máxima es de $S_{max} = 12,5cm$. Esta se logra, con dos ramas de la varilla # 3. Por lo que se mantendrá la primera separación de $10cm$.

Diseño de acero para aros, torsión

Umbral de la torsión $T_{u,ubral} = 20573kg - cm$ Como $T_{u,diseño}$ es menor que ϕT_u , pueden no considerarse los efectos de la torsión.

Diseño para la sección propuesta como Viga A2- 4

Del análisis final se obtuvieron los valores de Momentos y Cortante Últimos. Fueron obtenidos por medio de la envolvente de las combinaciones de carga del *CSCR02*, calculada por medio de *SAP2000*.

$$M_{u,centro} = 0,373ton - m$$

$$M_{u,extremo} = 2,605ton - m$$

$$V_{u,centro} = 1,145ton$$

$$V_{u,extremo} = 2,789ton$$

$$T_u = 0,019ton$$

Se tiene una sección propuesta de $50 \times 20cm$, además tiene una longitud de $2,75m$.

Características de la sección

$$h = 50cm \quad b = 20cm$$

$$\text{Centro} \quad \text{Extremos}$$

$$rec. = 5cm \quad rec. = 5cm$$

$$d' = 5cm \quad d' = 5cm$$

$$d = 45cm \quad d = 45cm$$

Prop. de la sección Def. de materiales

$$A_{cp} = 1000cm^2 \quad f'_c = 210kg/cm^2$$

$$P_{cp} = 140cm \quad \epsilon_{cu} = 0,003$$

$$A_{oh} = 600cm^2 \quad f_y = 2800kg/cm^2$$

$$P_h = 110cm \quad \epsilon_y = 0,001$$

$$\beta_1 = 0,85$$

$$\rho_b = 0,037514423$$

Diseño de acero principal

En el centro del claro se tiene el siguiente momento último, $M_u = 0,37ton - m$

Se debe de tener en cuenta, que para centro del claro, se tomará como una Viga "T". Esto por la acción de la losa del entre piso, la cual tiene un espesor $h_f = 5cm$. Además se sabe que se tiene un luz libre entre vigas de $3m$.

Para esto se debe contemplar un ancho efectivo del alma. Además se debe de tomar en cuenta que esta es una viga de Borde. Por lo que b toma el siguiente valor:

$$b' = 42,91666667cm$$

Sin embargo, para poder considerarla como Viga "T", se debe satisfacer la condición de $a > h_f$.

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85f'_c b'}} = 0,120cm$$

Dado que $a < h_f$, la suposición anterior es incorrecta, por lo que se considera como una viga rectangular.

$$\frac{c}{d} = \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,003$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 0,33cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,0004$$

Como $\frac{c}{d}$ es menor a 0,375, se declara la viga simplemente reforzada.

El ρ_{min} establecido por el Código Sísmico, tiene un valor de $\rho_{min} = 0,000$, por lo que el acero mínimo es, $A_{s-min} = 0,44cm^2$.

El mayor momento a los extremos es el siguiente, $M_u = 2,61ton - m$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85f'_c b}} = 1,840cm$$

$$\frac{c}{d} = \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,048$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 2,35cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,0026$$

Como $\frac{c}{d}$ es menor a 0,375, se declara la viga simplemente reforzada.

El ρ_{min} establecido por el Código Sísmico, tiene un valor de $\rho_{min} = 0,003$, por lo que el acero mínimo es, $A_{s-min} = 3,12cm^2$.

Acero a colocar en el centro del claro
 $A_{s-inf} = 0,44cm^2$

Acero a colocar en los extremos del claro
 $A_{s-sup} = 3,12cm^2$

El Código Sísmico, limita la capacidad del momento positivo en los extremos a no menos de la mitad del momento negativo lo cual en este caso se no se cumple. Por lo que se debe aumentar la cantidad de acero de $A_{s,inf} = 1,560cm^2$

Además se debe contemplar que la capacidad de momento en cualquier parte de la viga no debe ser inferior al 25% en cualquier parte de la viga, que en este caso se no se cumple.

Diseño de acero para aros, cortante

Para el diseño por cortante, primero se deberá calcular la capacidad a flexión del elemento con el acero a utilizar. En la parte inferior se utilizarán $3,96cm^2$

de acero mientras en la parte superior $5,70cm^2$. Además se debe de tener en cuenta que

$$\varepsilon_y = \frac{fy}{E} = 0,0017$$

Para el momento positivo se tiene el siguiente cálculo para la determinación de la capacidad nominal de la viga.

$$a_{M+} = \frac{(A_s - A'_s)fy}{0,85f'_c b} = 1,7077cm$$

$$\varepsilon'_s = \frac{\varepsilon_{cu}(a - \beta_1 d')}{a} = 0,0045$$

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{cu}(\beta_1 d - a)}{a} = 0,0642$$

Dado que $\varepsilon_y > \varepsilon_s$ y $\varepsilon_y > \varepsilon'_s$ se tiene el caso 3 .

$$M_{pr1} = 0,85f'_c b a (d - 0,5a) + A'_s f_y (d - d') = 907581kg - cm$$

Para el momento negativo se tiene el siguiente cálculo para la determinación de la capacidad nominal de la viga.

$$a_{M+} = \frac{(A_s - A'_s)fy}{0,85f'_c b} = 0,7958cm$$

$$\varepsilon'_s = \frac{\varepsilon_{cu}(a - \beta_1 d')}{a} = 0,0130$$

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{cu}(\beta_1 d - a)}{a} = 0,1412$$

Dado que $\varepsilon_y > \varepsilon_s$ y $\varepsilon_y > \varepsilon'_s$ se tiene el caso 3 .

$$M_{pr2} = 0,85f'_c b a (d - 0,5a) + A'_s f_y (d - d') = 715278kg - cm$$

Con los dos valores anteriores de momentos (M_{pr1} y M_{pr2}), se puede obtener el cortante a utilizar.

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L - d} + V_{ug} = 10002kg$$

El cortante por sismo representa un 27,9% del cortante total por lo que se tomará en cuenta el aporte del concreto.

El aporte del concreto para cortante está dado por las siguientes formulas:

$$V_{s,max} = 2,12\sqrt{f'_c} A_g = 30721,72kg$$

$$V_s^* = 1,1\sqrt{f'_c} A_g = 15940,51kg$$

$$V_{c-max} = 0,93\sqrt{f'_c}A_g = 13476,98kg$$

Al ser, $\frac{V_u \cdot d}{M_u} = 0,4959 < 1 \rightarrow$ se usa este valor

$$V_{c1} = (0,5\sqrt{f'_c} + 1,75\rho\frac{V_u d}{M_u})bd = 7471,86kg$$

Esto debe ser menor a $V_{c,max}$ por lo que se utiliza el primer valor calculado.

Debido a que $V_e < \phi V_{c1}$ por lo que no se deben colocar aros de refuerzo

Se debe de tener en cuenta que $V_{s,min} = 2,90kg$ por lo que $V_{s1} = 3kg$ Se debe considerar, además, que $V_{s1} < V_{s,max}$ por lo que se acepta y $V_{s1} < V_s^*$ indicando que se debe mantener S .

Se presentan las siguientes separaciones S , para aros en dos ramas.

$$S_3 = 61712,4cm \text{ con Aros \# 3}$$

$$S_4 = 110461,5cm \text{ con Aros \# 4}$$

$$S_5 = 171215,6cm \text{ con Aros \# 5}$$

De las anteriores se escoge, $S_3 = 61712,40cm$ con Aros # 3

Sin embargo, el espaciamiento se cambiará a $61710cm$, para una más fácil construcción.

Según el CSCR 02, la separación máxima es de $S_{max} = 25,0cm$. Esta se logra, con dos ramas de la varilla # 3. Por lo que se cambiara el espaciamiento a $25,0$ cm.

Diseño de acero para aros, torsión

Umbral de la torsión $T_{u,ubral} = 20573kg - cm$ Como $T_{u,diseño}$ es menor que ϕT_u , pueden no considerarse los efectos de la torsión.

Diseño para la sección propuesta como Viga A2- 5

Del análisis final se obtuvieron los valores de Momentos y Cortante Últimos. Fueron obtenidos por medio de la envolvente de las combinaciones de carga del CSCR02, calculada por medio de SAP2000.

$$\begin{aligned} M_{u,centro} &= 2,744ton - m \\ M_{u,extremo} &= 4,365ton - m \\ V_{u,centro} &= 6,459ton \\ V_{u,extremo} &= 7,381ton \\ T_u &= 0,285ton \end{aligned}$$

Se tiene una sección propuesta de 50×20 cm, además tiene una longitud de $3,05$ m.

Características de la sección

$$h = 50cm \quad b = 20cm$$

Centro Extremos

$$rec. = 5cm \quad rec. = 5cm$$

$$d' = 5cm \quad d' = 5cm$$

$$d = 45cm \quad d = 45cm$$

Prop. de la sección Def. de materiales

$$A_{cp} = 1000cm^2 \quad f'_c = 210kg/cm^2$$

$$P_{cp} = 140cm \quad \epsilon_{cu} = 0,003$$

$$A_{oh} = 600cm^2 \quad f_y = 2800kg/cm^2$$

$$P_h = 110cm \quad \epsilon_y = 0,001$$

$$\beta_1 = 0,85$$

$$\rho_b = 0,037514423$$

Diseño de acero principal

En el centro del claro se tiene el siguiente momento último, $M_u = 2,74ton - m$

Se debe de tener en cuenta, que para centro del claro, se tomará como una Viga "T". Esto por la acción de la losa del entre piso, la cual tiene un espesor $h_f = 5cm$. Además se sabe que se tiene un luz libre entre vigas de 3 m.

Para esto se debe contemplar un ancho efectivo del alma. Además se debe de tomar en cuenta que esta es una viga de Borde. Por lo que b toma el siguiente valor:

$$b' = 45,41666667cm$$

Sin embargo, para poder considerarla como Viga "T", se debe satisfacer la condición de $a > h_f$.

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85 f'_c b'}} = 0,844cm$$

Dado que $a < h_f$, la suposición anterior es incorrecta, por lo que se considera como una viga rectangular.

$$\frac{c}{d} = \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,022$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 2,44cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,0027$$

Como $\frac{c}{d}$ es menor a $0,375$, se declara la viga simplemente reforzada.

El ρ_{min} establecido por el Código Sísmico, tiene un valor de $\rho_{min} = 0,004$, por lo que el acero mínimo es, $A_{s-min} = 3,25cm^2$.

El mayor momento a los extremos es el siguiente, $M_u = 4,36ton - m$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85 f'_c b}} = 3,127cm$$

$$\frac{c}{d} = \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,082$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 3,99cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,0044$$

Como $\frac{c}{d}$ es menor a 0,375, se declara la viga simplemente reforzada.

El ρ_{min} establecido por el Código Sísmico, tiene un valor de $\rho_{min} = 0,005$, por lo que el acero mínimo es, $A_{s-min} = 4,50cm^2$.

Acero a colocar en el centro del claro
 $A_{s-inf} = 3,25cm^2$

Acero a colocar en los extremos del claro
 $A_{s-sup} = 4,50cm^2$

El Código Sísmico, limita la capacidad del momento positivo en los extremos a no menos de la mitad del momento negativo lo cual en este caso se cumple.

Además se debe contemplar que la capacidad de momento en cualquier parte de la viga no debe ser inferior al 25 % en cualquier parte de la viga, que en este caso se cumple.

Diseño de acero para aros, cortante

Para el diseño por cortante, primero se deberá calcular la capacidad a flexión del elemento con el acero a utilizar. En la parte inferior se utilizarán $3,96cm^2$ de acero mientras en la parte superior $5,70cm^2$. Además se debe de tener en cuenta que

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E} = 0,0017$$

Para el momento positivo se tiene el siguiente cálculo para la determinación de la capacidad nominal de la viga.

$$a_{M+} = \frac{(A_s - A'_s) f_y}{0,85 f'_c b} = 1,7077cm$$

$$\varepsilon'_s = \frac{\varepsilon_{cu}(a - \beta_1 d')}{a} = 0,0045$$

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{cu}(\beta_1 d - a)}{a} = 0,0642$$

Dado que $\varepsilon_y > \varepsilon_s$ y $\varepsilon_y > \varepsilon'_s$ se tiene el caso 3 .

$$M_{pr1} = 0,85 f'_c b a (d - 0,5a) + A'_s f_y (d - d') = 907581kg - cm$$

Para el momento negativo se tiene el siguiente cálculo para la determinación de la capacidad nominal de la viga.

$$a_{M-} = \frac{(A_s - A'_s) f_y}{0,85 f'_c b} = 0,7520cm$$

$$\varepsilon'_s = \frac{\varepsilon_{cu}(a - \beta_1 d')}{a} = 0,0140$$

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{cu}(\beta_1 d - a)}{a} = 0,1496$$

Dado que $\varepsilon_y > \varepsilon_s$ y $\varepsilon_y > \varepsilon'_s$ se tiene el caso 3 .

$$M_{pr2} = 0,85 f'_c b a (d - 0,5a) + A'_s f_y (d - d') = 715411kg - cm$$

Con los dos valores anteriores de momentos (M_{pr1} y M_{pr2}), se puede obtener el cortante a utilizar.

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L - d} + V_{ug} = 13746kg$$

El cortante por sismo representa un 53,7% del cortante total por lo que no se tomará en cuenta el aporte del concreto.

Se presentan las siguientes separaciones S , para aros en dos ramas.

$$S_3 = 13,01cm \text{ con Aros } \# 3$$

$$S_4 = 23,29cm \text{ con Aros } \# 4$$

$$S_5 = 36,10cm \text{ con Aros } \# 5$$

De las anteriores se escoge, $S_3 = 13,01cm$ con Aros # 3

Sin embargo, el espaciamiento se cambiará a 12,5cm, para una más fácil construcción.

Según el CSCR 02, la separación máxima es de $S_{max} = 12,5cm$. Esta se logra, con dos ramas de la varilla # 3. Por lo que se cambiara el espaciamiento a 12,5 cm.

Diseño de acero para aros, torsión

Umbral de la torsión $T_{u,ubral} = 20573kg - cm$ Como $T_{u,diseño}$ es menor que ϕT_u , pueden no considerarse los efectos de la torsión.

Diseño para la sección propuesta como Viga A2- 6

Del análisis final se obtuvieron los valores de Momentos y Cortante Últimos. Fueron obtenidos por medio de la envolvente de las combinaciones de carga del *CSCR02*, calculada por medio de *SAP2000*.

$$\begin{aligned} M_{u,centro} &= 2,373ton - m \\ M_{u,extremo} &= 6,096ton - m \\ V_{u,centro} &= 3,387ton \\ V_{u,extremo} &= 7,685ton \\ T_u &= 0,022ton \end{aligned}$$

Se tiene una sección propuesta de 50 x 20 cm, además tiene una longitud de 2,65 m.

Características de la sección

$$\begin{array}{ll} h = 50cm & b = 20cm \\ \text{Centro} & \text{Extremos} \\ rec. = 5cm & rec. = 5cm \\ d' = 5cm & d' = 5cm \\ d = 45cm & d = 45cm \end{array}$$

Prop. de la sección	Def. de materiales
$A_{cp} = 1000cm^2$	$f'_c = 210kg/cm^2$
$P_{cp} = 140cm$	$\epsilon_{cu} = 0,003$
$A_{oh} = 600cm^2$	$f_y = 2800kg/cm^2$
$P_h = 110cm$	$\epsilon_y = 0,001$
	$\beta_1 = 0,85$
	$\rho_b = 0,037514423$

Diseño de acero principal

En el centro del claro se tiene el siguiente momento último, $M_u = 2,37ton - m$

Se debe de tener en cuenta, que para centro del claro, se tomará como una Viga "T". Esto por la acción de la losa del entre piso, la cual tiene un espesor $h_f = 5cm$. Además se sabe que se tiene un luz libre entre vigas de 3 m.

Para esto se debe contemplar un ancho efectivo del alma. Además se debe de tomar en cuenta que esta

es una viga de Borde. Por lo que b toma el siguiente valor:

$$b' = 42,08333333cm$$

Sin embargo, para poder considerarla como Viga "T", se debe satisfacer la condición de $a > h_f$.

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85 f'_c b'}} = 0,787cm$$

Dado que $a < h_f$, la suposición anterior es incorrecta, por lo que se considera como una viga rectangular.

$$\frac{c}{d} = \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,021$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 2,11cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,0023$$

Como $\frac{c}{d}$ es menor a 0,375, se declara la viga simplemente reforzada.

El ρ_{min} establecido por el Código Sísmico, tiene un valor de $\rho_{min} = 0,003$, por lo que el acero mínimo es, $A_{s-min} = 2,81cm^2$.

El mayor momento a los extremos es el siguiente, $M_u = 6,10ton - m$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85 f'_c b}} = 4,435cm$$

$$\frac{c}{d} = \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,116$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 5,65cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,0063$$

Como $\frac{c}{d}$ es menor a 0,375, se declara la viga simplemente reforzada.

El ρ_{min} establecido por el Código Sísmico, tiene un valor de $\rho_{min} = 0,005$, por lo que el acero mínimo es, $A_{s-min} = 4,50cm^2$.

Acero a colocar en el centro del claro

$$A_{s-inf} = 2,81cm^2$$

Acero a colocar en los extremos del claro

$$A_{s-sup} = 5,65cm^2$$

El Código Sísmico, limita la capacidad del momento positivo en los extremos a no menos de la mitad del momento negativo lo cual en este caso se no se cumple. Por lo que se debe aumentar la cantidad de acero de $A_{s,inf} = 2,827cm^2$

Además se debe contemplar que la capacidad de momento en cualquier parte de la viga no debe ser inferior al 25 % en cualquier parte de la viga, que en este caso se cumple.

Diseño de acero para aros, cortante

Para el diseño por cortante, primero se deberá calcular la capacidad a flexión del elemento con el acero a utilizar. En la parte inferior se utilizarán $3,96cm^2$ de acero mientras en la parte superior $5,70cm^2$. Además se debe de tener en cuenta que

$$\varepsilon_y = \frac{fy}{E} = 0,0017$$

Para el momento positivo se tiene el siguiente cálculo para la determinación de la capacidad nominal de la viga.

$$a_{M+} = \frac{(A_s - A'_s)fy}{0,85f'_c b} = 1,7077cm$$

$$\varepsilon'_s = \frac{\varepsilon_{cu}(a - \beta_1 d')}{a} = 0,0045$$

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{cu}(\beta_1 d - a)}{a} = 0,0642$$

Dado que $\varepsilon_y > \varepsilon_s$ y $\varepsilon_y > \varepsilon'_s$ se tiene el caso 3 .

$$M_{pr1} = 0,85f'_c b a (d - 0,5a) + A'_s f_y (d - d') = 907581kg - cm$$

Para el momento negativo se tiene el siguiente cálculo para la determinación de la capacidad nominal de la viga.

$$a_{M+} = \frac{(A_s - A'_s)fy}{0,85f'_c b} = 0,8116cm$$

$$\varepsilon'_s = \frac{\varepsilon_{cu}(a - \beta_1 d')}{a} = 0,0127$$

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{cu}(\beta_1 d - a)}{a} = 0,1384$$

Dado que $\varepsilon_y > \varepsilon_s$ y $\varepsilon_y > \varepsilon'_s$ se tiene el caso 3 .

$$M_{pr2} = 0,85f'_c b a (d - 0,5a) + A'_s f_y (d - d') = 715230kg - cm$$

Con los dos valores anteriores de momentos (M_{pr1} y M_{pr2}), se puede obtener el cortante a utilizar.

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L - d} + V_{ug} = 15233kg$$

El cortante por sismo representa un 50,5 % del cortante total por lo que no se tomará en cuenta el aporte del concreto.

Se presentan las siguientes separaciones S , para aros en dos ramas.

$$S_3 = 11,74cm \text{ con Aros } \# 3$$

$$S_4 = 21,02cm \text{ con Aros } \# 4$$

$$S_5 = 32,58cm \text{ con Aros } \# 5$$

De las anteriores se escoge, $S_3 = 11,74cm$ con Aros # 3

Sin embargo, el espaciamiento se cambiará a $10cm$, para una más fácil construcción.

Según el CSCR 02, la separación máxima es de $S_{max} = 13cm$. Esta se logra, con dos ramas de la varilla # 3. Por lo que se mantendrá la primera separación de $10cm$.

Diseño de acero para aros, torsión

Umbral de la torsión $T_{u,ubral} = 20573kg - cm$ Como $T_{u,diseño}$ es menor que ϕT_u , pueden no considerarse los efectos de la torsión.

Diseño para la sección propuesta como Viga A2- 7

Del análisis final se obtuvieron los valores de Momentos y Cortante Últimos. Fueron obtenidos por medio de la envolvente de las combinaciones de carga del CSCR02, calculada por medio de SAP2000.

$$\begin{aligned} M_{u,centro} &= 7,809ton - m \\ M_{u,extremo} &= 6,039ton - m \\ V_{u,centro} &= 4,370ton \\ V_{u,extremo} &= 5,390ton \\ T_u &= 0,093ton \end{aligned}$$

Se tiene una sección propuesta de $50 \times 20cm$ además tiene una longitud de $2,95m$.

Características de la sección	
$h = 50cm$	$b = 20cm$
Centro	Extremos
$rec. = 5cm$	$rec. = 5cm$
$d' = 5cm$	$d' = 5cm$
$d = 45cm$	$d = 45cm$

Prop. de la sección	Def. de materiales
$A_{cp} = 1000cm^2$	$f'_c = 210kg/cm^2$
$P_{cp} = 140cm$	$\varepsilon_{cu} = 0,003$
$A_{oh} = 600cm^2$	$f_y = 2800kg/cm^2$
$P_h = 110cm$	$\varepsilon_y = 0,001$
	$\beta_1 = 0,85$
	$\rho_b = 0,037514423$

Diseño de acero principal

En el centro del claro se tiene el siguiente momento último, $M_u = 7,81ton - m$

Se debe de tener en cuenta, que para centro del claro, se tomará como una Viga "T". Esto por la acción de la losa del entre piso, la cual tiene un espesor $h_f = 5cm$. Además se sabe que se tiene un luz libre entre vigas de 3 m.

Para esto se debe contemplar un ancho efectivo del alma. Además se debe de tomar en cuenta que esta es una viga de Borde. Por lo que b toma el siguiente valor:

$$b' = 44,58333333cm$$

Sin embargo, para poder considerarla como Viga "T", se debe satisfacer la condición de $a > h_f$.

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85 f'_c b'}} = 2,492cm$$

Dado que $a < h_f$, la suposición anterior es incorrecta, por lo que se considera como una viga rectangular.

$$\frac{c}{d} = \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,065$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 7,08cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,0079$$

Como $\frac{c}{d}$ es menor a 0,375, se declara la viga simplemente reforzada.

El ρ_{min} establecido por el Código Sísmico, tiene un valor de $\rho_{min} = 0,005$, por lo que el acero mínimo es, $A_{s-min} = 4,50cm^2$.

El mayor momento a los extremos es el siguiente, $M_u = 6,04ton - m$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85 f'_c b}} = 4,391cm$$

$$\frac{c}{d} = \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,115$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 5,60cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,0062$$

Como $\frac{c}{d}$ es menor a 0,375, se declara la viga simplemente reforzada.

El ρ_{min} establecido por el Código Sísmico, tiene un valor de $\rho_{min} = 0,005$, por lo que el acero mínimo es, $A_{s-min} = 4,50cm^2$.

Acero a colocar en el centro del claro

$$A_{s-inf} = 7,08cm^2$$

Acero a colocar en los extremos del claro

$$A_{s-sup} = 5,60cm^2$$

El Código Sísmico, limita la capacidad del momento positivo en los extremos a no menos de la mitad del momento negativo lo cual en este caso se cumple.

Además se debe contemplar que la capacidad de momento en cualquier parte de la viga no debe ser inferior al 25 % en cualquier parte de la viga, que en este caso se cumple.

Diseño de acero para aros, cortante

Para el diseño por cortante, primero se deberá calcular la capacidad a flexión del elemento con el acero a utilizar. En la parte inferior se utilizarán $7,76cm^2$ de acero mientras en la parte superior $5,70cm^2$. Además se debe de tener en cuenta que

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E} = 0,0017$$

Para el momento positivo se tiene el siguiente cálculo para la determinación de la capacidad nominal de la viga.

$$a_{M+} = \frac{(A_s - A'_s) f_y}{0,85 f'_c b} = 2,0181cm$$

$$\varepsilon'_s = \frac{\varepsilon_{cu}(a - \beta_1 d')}{a} = 0,0033$$

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{cu}(\beta_1 d - a)}{a} = 0,0539$$

Dado que $\varepsilon_y > \varepsilon_s$ y $\varepsilon_y > \varepsilon'_s$ se tiene el caso 3 .

$$M_{pr1} = 0,85f'_c b a (d - 0,5a) + A'_s f_y (d - d') = 955395 \text{ kg} - \text{cm}$$

Para el momento negativo se tiene el siguiente cálculo para la determinación de la capacidad nominal de la viga.

$$a_{M+} = \frac{(A_s - A'_s) f_y}{0,85 f'_c b} = 0,9053 \text{ cm}$$

$$\varepsilon'_s = \frac{\varepsilon_{cu}(a - \beta_1 d')}{a} = 0,0111$$

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{cu}(\beta_1 d - a)}{a} = 0,1237$$

Dado que $\varepsilon_y > \varepsilon_s$ y $\varepsilon_y > \varepsilon'_s$ se tiene el caso 3 .

$$M_{pr2} = 0,85f'_c b a (d - 0,5a) + A'_s f_y (d - d') = 1189956 \text{ kg} - \text{cm}$$

Con los dos valores anteriores de momentos (M_{pr1} y M_{pr2}), se puede obtener el cortante a utilizar.

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L - d} + V_{ug} = 14147 \text{ kg}$$

El cortante por sismo representa un 38,1 % del cortante total por lo que se tomará en cuenta el aporte del concreto.

El aporte del concreto para cortante está dado por las siguientes formulas:

$$V_{s,max} = 2,12 \sqrt{f'_c} A_g = 30721,72 \text{ kg}$$

$$V_s^* = 1,1 \sqrt{f'_c} A_g = 15940,51 \text{ kg}$$

$$V_{c-max} = 0,93 \sqrt{f'_c} A_g = 13476,98 \text{ kg}$$

Al ser, $\frac{V_u \cdot d}{M_u} = 0,5350 < 1 \rightarrow$ se usa este valor

$$V_{c1} = (0,5 \sqrt{f'_c} + 1,75 \rho \frac{V_u d}{M_u}) b d = 7828,03 \text{ kg}$$

Esto debe ser menor a $V_{c,max}$ por lo que se utiliza el primer valor calculado.

Debido a que $V_e > \phi V_{c1}$ por lo que si se deben colocar aros de refuerzo

Se debe de tener en cuenta que $V_{s,min} = 2,90 \text{ kg}$ por lo que $V_{s1} = 11034 \text{ kg}$ Se debe considerar, además, que $V_{s1} < V_{s,max}$ por lo que se acepta y $V_{s1} < V_s^*$ indicando que se debe mantener S .

Se presentan las siguientes separaciones S , para aros en dos ramas.

$$S_3 = 16,21 \text{ cm con Aros \# 3}$$

$$S_4 = 29,01 \text{ cm con Aros \# 4}$$

$$S_5 = 44,97 \text{ cm con Aros \# 5}$$

De las anteriores se escoge, $S_3 = 16,21 \text{ cm}$ con Aros # 3

Sin embargo, el espaciamiento se cambiará a 15 cm , para una más fácil construcción.

Según el CSCR 02, la separación máxima es de $S_{max} = 13 \text{ cm}$. Esta se logra, con dos ramas de la varilla # 3. Por lo que se cambiara el espaciamiento a 13 cm .

Diseño de acero para aros, torsión

Umbral de la torsión $T_{u,ubral} = 20573 \text{ kg} - \text{cm}$ Como $T_{u,diseño}$ es menor que ϕT_u , pueden no considerarse los efectos de la torsión.

Diseño para la sección propuesta como Viga A2- 8

Del análisis final se obtuvieron los valores de Momentos y Cortante Últimos. Fueron obtenidos por medio de la envolvente de las combinaciones de carga del *CSCR02*, calculada por medio de *SAP2000*.

$$\begin{aligned} M_{u,centro} &= 2,871 \text{ ton} - \text{m} \\ M_{u,extremo} &= 8,754 \text{ ton} - \text{m} \\ V_{u,centro} &= 2,424 \text{ ton} \\ V_{u,extremo} &= 8,977 \text{ ton} \\ T_u &= 0,442 \text{ ton} \end{aligned}$$

Se tiene una sección propuesta de $50 \times 20 \text{ cm}$ además tiene una longitud de $3,35 \text{ m}$.

Características de la sección	
$h = 50cm$	$b = 20cm$
Centro	Extremos
$rec. = 5cm$	$rec. = 5cm$
$d' = 5cm$	$d' = 5cm$
$d = 45cm$	$d = 45cm$

Prop. de la sección	Def. de materiales
$A_{cp} = 1000cm^2$	$f'_c = 210kg/cm^2$
$P_{cp} = 140cm$	$\varepsilon_{cu} = 0,003$
$A_{oh} = 600cm^2$	$f_y = 2800kg/cm^2$
$P_h = 110cm$	$\varepsilon_y = 0,001$
	$\beta_1 = 0,85$
	$\rho_b = 0,037514423$

Diseño de acero principal

En el centro del claro se tiene el siguiente momento último, $M_u = 2,87ton - m$

Se debe de tener en cuenta, que para centro del claro, se tomará como una Viga "T". Esto por la acción de la losa del entre piso, la cual tiene un espesor $h_f = 5cm$. Además se sabe que se tiene un luz libre entre vigas de 3 m.

Para esto se debe contemplar un ancho efectivo del alma. Además se debe de tomar en cuenta que esta es una viga de Borde. Por lo que b toma el siguiente valor:

$$b' = 47,91666667cm$$

Sin embargo, para poder considerarla como Viga "T", se debe satisfacer la condición de $a > h_f$.

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85 f'_c b'}} = 0,837cm$$

Dado que $a < h_f$, la suposición anterior es incorrecta, por lo que se considera como una viga rectangular.

$$\frac{c}{d} = \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,022$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 2,56cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,0028$$

Como $\frac{c}{d}$ es menor a 0,375, se declara la viga simplemente reforzada.

El ρ_{min} establecido por el Código Sísmico, tiene un valor de $\rho_{min} = 0,004$, por lo que el acero mínimo es, $A_{s-min} = 3,40cm^2$.

El mayor momento a los extremos es el siguiente, $M_u = 8,75ton - m$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85 f'_c b}} = 6,528cm$$

$$\frac{c}{d} = \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,171$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 8,32cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,0092$$

Como $\frac{c}{d}$ es menor a 0,375, se declara la viga simplemente reforzada.

El ρ_{min} establecido por el Código Sísmico, tiene un valor de $\rho_{min} = 0,005$, por lo que el acero mínimo es, $A_{s-min} = 4,50cm^2$.

Acero a colocar en el centro del claro
 $A_{s-inf} = 3,40cm^2$

Acero a colocar en los extremos del claro
 $A_{s-sup} = 8,32cm^2$

El Código Sísmico, limita la capacidad del momento positivo en los extremos a no menos de la mitad del momento negativo lo cual en este caso se no se cumple. Por lo que se debe aumentar la cantidad de acero de $A_{s,inf} = 4,161cm^2$

Además se debe contemplar que la capacidad de momento en cualquier parte de la viga no debe ser inferior al 25% en cualquier parte de la viga, que en este caso se cumple.

Diseño de acero para aros, cortante

Para el diseño por cortante, primero se deberá calcular la capacidad a flexión del elemento con el acero a utilizar. En la parte inferior se utilizarán $5,70cm^2$ de acero mientras en la parte superior $10,13cm^2$. Además se debe de tener en cuenta que

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E} = 0,0017$$

Para el momento positivo se tiene el siguiente cálculo para la determinación de la capacidad nominal de la viga.

$$a_{M+} = \frac{(A_s - A'_s)f_y}{0,85f'_c b} = 4,3468cm$$

$$\varepsilon'_s = \frac{\varepsilon_{cu}(a - \beta_1 d')}{a} = 0,0001$$

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{cu}(\beta_1 d - a)}{a} = 0,0234$$

Dado que $\varepsilon_y > \varepsilon_s$ y $\varepsilon_y < \varepsilon'_s$ se tiene el caso 4 .

$$f'_s = \varepsilon_s E_s = 140$$

$$M_{pr1} = 0,85f'_c b a (d - 0,5a) + A'_s f'_s (d - d') = 721426kg - cm$$

Para el momento negativo se tiene el siguiente cálculo para la determinación de la capacidad nominal de la viga.

$$a_{M+} = \frac{(A_s - A'_s)f_y}{0,85f'_c b} = 1,8143cm$$

$$\varepsilon'_s = \frac{\varepsilon_{cu}(a - \beta_1 d')}{a} = 0,0040$$

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{cu}(\beta_1 d - a)}{a} = 0,0602$$

Dado que $\varepsilon_y > \varepsilon_s$ y $\varepsilon_y > \varepsilon'_s$ se tiene el caso 3 .

$$M_{pr2} = 0,85f'_c b a (d - 0,5a) + A'_s f_y (d - d') = 1322681kg - cm$$

Con los dos valores anteriores de momentos (M_{pr1} y M_{pr2}), se puede obtener el cortante a utilizar.

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L - d} + V_{ug} = 16149kg$$

El cortante por sismo representa un 55,6 % del cortante total por lo que no se tomará en cuenta el aporte del concreto.

Se presentan las siguientes separaciones S , para aros en dos ramas.

$$S_3 = 11,08cm \text{ con Aros } \# 3$$

$$S_4 = 19,82cm \text{ con Aros } \# 4$$

$$S_5 = 30,73cm \text{ con Aros } \# 5$$

De las anteriores se escoge, $S_3 = 11,08cm$ con Aros # 3

Sin embargo, el espaciamiento se cambiará a 10cm, para una más fácil construcción.

Según el CSCR 02, la separación máxima es de $S_{max} = 13cm$. Esta se logra, con dos ramas de la varilla # 3. Por lo que se mantendrá la primera separación de 10 cm.

Diseño de acero para aros, torsión

Umbral de la torsión $T_{u,ubral} = 20573kg - cm$ Como $T_{u,diseño}$ es menor que ϕT_u , pueden no considerarse los efectos de la torsión.

Diseño para la sección propuesta como Viga A3- 1

Del análisis final se obtuvieron los valores de Momentos y Cortante Últimos. Fueron obtenidos por medio de la envolvente de las combinaciones de carga del CSCR02, calculada por medio de SAP2000.

$$\begin{aligned} M_{u,centro} &= 2,385ton - m \\ M_{u,extremo} &= 4,071ton - m \\ V_{u,centro} &= 3,130ton \\ V_{u,extremo} &= 3,545ton \\ T_u &= 0,267ton \end{aligned}$$

Se tiene una sección propuesta de 50 x 20 cm, además tiene una longitud de 4,8 m.

Características de la sección

$$h = 50cm \quad b = 20cm$$

$$\text{Centro} \quad \text{Extremos}$$

$$rec. = 5cm \quad rec. = 5cm$$

$$d' = 5cm \quad d' = 5cm$$

$$d = 45cm \quad d = 45cm$$

Prop. de la sección Def. de materiales

$$A_{cp} = 1000cm^2 \quad f'_c = 210kg/cm^2$$

$$P_{cp} = 140cm \quad \varepsilon_{cu} = 0,003$$

$$A_{oh} = 600cm^2 \quad f_y = 2800kg/cm^2$$

$$P_h = 110cm \quad \varepsilon_y = 0,001$$

$$\beta_1 = 0,85$$

$$\rho_b = 0,037514423$$

Diseño de acero principal

En el centro del claro se tiene el siguiente momento último, $M_u = 2,39ton - m$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85f'_c b}} = 1,681cm$$

$$\frac{c}{d} = \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,044$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 2,14cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,0024$$

Como $\frac{c}{d}$ es menor a 0,375, se declara la viga simplemente reforzada.

El ρ_{min} establecido por el Código Sísmico, tiene un valor de $\rho_{min} = 0,003$, por lo que el acero mínimo es, $A_{s-min} = 2,85cm^2$.

El mayor momento a los extremos es el siguiente, $M_u = 4,07ton - m$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85 f'_c b}} = 2,910cm$$

$$\frac{c}{d} = \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,076$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 3,71cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,0041$$

Como $\frac{c}{d}$ es menor a 0,375, se declara la viga simplemente reforzada.

El ρ_{min} establecido por el Código Sísmico, tiene un valor de $\rho_{min} = 0,005$, por lo que el acero mínimo es, $A_{s-min} = 4,50cm^2$.

Acero a colocar en el centro del claro
 $A_{s-inf} = 2,85cm^2$

Acero a colocar en los extremos del claro
 $A_{s-sup} = 4,50cm^2$

El Código Sísmico, limita la capacidad del momento positivo en los extremos a no menos de la mitad del momento negativo lo cual en este caso se cumple.

Además se debe contemplar que la capacidad de momento en cualquier parte de la viga no debe ser inferior al 25% en cualquier parte de la viga, que en este caso se cumple.

Diseño de acero para aros, cortante

Para el diseño por cortante, primero se deberá calcular la capacidad a flexión del elemento con el acero a utilizar. En la parte inferior se utilizarán $3,96cm^2$ de acero mientras en la parte superior $5,70cm^2$. Además se debe de tener en cuenta que

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E} = 0,0017$$

Para el momento positivo se tiene el siguiente cálculo para la determinación de la capacidad nominal de la viga.

$$a_{M+} = \frac{(A_s - A'_s) f_y}{0,85 f'_c b} = 1,7077cm$$

$$\varepsilon'_s = \frac{\varepsilon_{cu}(a - \beta_1 d')}{a} = 0,0045$$

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{cu}(\beta_1 d - a)}{a} = 0,0642$$

Dado que $\varepsilon_y > \varepsilon_s$ y $\varepsilon_y > \varepsilon'_s$ se tiene el caso 3.

$$M_{pr1} = 0,85 f'_c b a (d - 0,5a) + A'_s f_y (d - d') = 907581kg - cm$$

Para el momento negativo se tiene el siguiente cálculo para la determinación de la capacidad nominal de la viga.

$$a_{M+} = \frac{(A_s - A'_s) f_y}{0,85 f'_c b} = 1,7077cm$$

$$\varepsilon'_s = \frac{\varepsilon_{cu}(a - \beta_1 d')}{a} = 0,0045$$

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{cu}(\beta_1 d - a)}{a} = 0,0642$$

Dado que $\varepsilon_y > \varepsilon_s$ y $\varepsilon_y > \varepsilon'_s$ se tiene el caso 3.

$$M_{pr2} = 0,85 f'_c b a (d - 0,5a) + A'_s f_y (d - d') = 443369kg - cm$$

Con los dos valores anteriores de momentos (M_{pr1} y M_{pr2}), se puede obtener el cortante a utilizar.

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L - d} + V_{ug} = 6687kg$$

El cortante por sismo representa un 53,0% del cortante total por lo que no se tomará en cuenta el aporte del concreto.

Se presentan las siguientes separaciones S , para aros en dos ramas.

$$S_3 = 26,75cm \text{ con Aros } \# 3$$

$$S_4 = 47,88cm \text{ con Aros } \# 4$$

$$S_5 = 74,21cm \text{ con Aros } \# 5$$

De las anteriores se escoge, $S_3 = 26,75cm$ con Aros # 3

Sin embargo, el espaciamiento se cambiará a $25cm$, para una más fácil construcción.

Según el CSCR 02, la separación máxima es de $S_{max} = 13cm$. Esta se logra, con dos ramas de la varilla # 3. Por lo que se cambiara el espaciamiento a 13 cm.

Diseño de acero para aros, torsión

Umbral de la torsión $T_{u,ubral} = 20573kg - cm$ Como $T_{u,diseño}$ es menor que ϕT_u , pueden no considerarse los efectos de la torsión.

Diseño para la sección propuesta como Viga A3- 2

Del análisis final se obtuvieron los valores de Momentos y Cortante Últimos. Fueron obtenidos por medio de la envolvente de las combinaciones de carga del *CSCR02*, calculada por medio de *SAP2000*.

$$\begin{aligned} M_{u,centro} &= 2,013ton - m \\ M_{u,extremo} &= 5,634ton - m \\ V_{u,centro} &= 3,703ton \\ V_{u,extremo} &= 4,488ton \\ T_u &= 0,141ton \end{aligned}$$

Se tiene una sección propuesta de 50 x 20 cm, además tiene una longitud de 3,3 m.

Características de la sección	
$h = 50cm$	$b = 20cm$
Centro	Extremos
$rec. = 5cm$	$rec. = 5cm$
$d' = 5cm$	$d' = 5cm$
$d = 45cm$	$d = 45cm$

Prop. de la sección	Def. de materiales
$A_{cp} = 1000cm^2$	$f'_c = 210kg/cm^2$
$P_{cp} = 140cm$	$\varepsilon_{cu} = 0,003$
$A_{oh} = 600cm^2$	$f_y = 2800kg/cm^2$
$P_h = 110cm$	$\varepsilon_y = 0,001$
	$\beta_1 = 0,85$
	$\rho_b = 0,037514423$

Diseño de acero principal

En el centro del claro se tiene el siguiente momento último, $M_u = 2,01ton - m$

$$\begin{aligned} a &= d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85 f'_c b'}} = 1,415cm \\ \frac{c}{d} &= \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,037 \\ A_s &= \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 1,80cm^2 \end{aligned}$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,0020$$

Como $\frac{c}{d}$ es menor a 0,375, se declara la viga simplemente reforzada.

El ρ_{min} establecido por el Código Sísmico, tiene un valor de $\rho_{min} = 0,003$, por lo que el acero mínimo es, $A_{s-min} = 2,40cm^2$.

El mayor momento a los extremos es el siguiente, $M_u = 5,63ton - m$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85 f'_c b}} = 4,082cm$$

$$\frac{c}{d} = \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,107$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 5,20cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,0058$$

Como $\frac{c}{d}$ es menor a 0,375, se declara la viga simplemente reforzada.

El ρ_{min} establecido por el Código Sísmico, tiene un valor de $\rho_{min} = 0,005$, por lo que el acero mínimo es, $A_{s-min} = 4,50cm^2$.

Acero a colocar en el centro del claro $A_{s-inf} = 2,40cm^2$

Acero a colocar en los extremos del claro $A_{s-sup} = 5,20cm^2$

El Código Sísmico, limita la capacidad del momento positivo en los extremos a no menos de la mitad del momento negativo lo cual en este caso se no se cumple. Por lo que se debe aumentar la cantidad de acero de $A_{s,inf} = 2,602cm^2$

Además se debe contemplar que la capacidad de momento en cualquier parte de la viga no debe ser inferior al 25% en cualquier parte de la viga, que en este caso se cumple.

Diseño de acero para aros, cortante

Para el diseño por cortante, primero se deberá calcular la capacidad a flexión del elemento con el acero a utilizar. En la parte inferior se utilizarán $3,96cm^2$

de acero mientras en la parte superior $5,70cm^2$. Además se debe de tener en cuenta que

$$\varepsilon_y = \frac{fy}{E} = 0,0017$$

Para el momento positivo se tiene el siguiente cálculo para la determinación de la capacidad nominal de la viga.

$$a_{M+} = \frac{(A_s - A'_s)fy}{0,85f'_c b} = 1,7077cm$$

$$\varepsilon'_s = \frac{\varepsilon_{cu}(a - \beta_1 d')}{a} = 0,0045$$

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{cu}(\beta_1 d - a)}{a} = 0,0642$$

Dado que $\varepsilon_y > \varepsilon_s$ y $\varepsilon_y > \varepsilon'_s$ se tiene el caso 3 .

$$M_{pr1} = 0,85f'_c b a (d - 0,5a) + A'_s f_y (d - d') = 907581kg - cm$$

Para el momento negativo se tiene el siguiente cálculo para la determinación de la capacidad nominal de la viga.

$$a_{M+} = \frac{(A_s - A'_s)fy}{0,85f'_c b} = 1,7077cm$$

$$\varepsilon'_s = \frac{\varepsilon_{cu}(a - \beta_1 d')}{a} = 0,0045$$

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{cu}(\beta_1 d - a)}{a} = 0,0642$$

Dado que $\varepsilon_y > \varepsilon_s$ y $\varepsilon_y > \varepsilon'_s$ se tiene el caso 3 .

$$M_{pr2} = 0,85f'_c b a (d - 0,5a) + A'_s f_y (d - d') = 443369kg - cm$$

Con los dos valores anteriores de momentos (M_{pr1} y M_{pr2}), se puede obtener el cortante a utilizar.

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L - d} + V_{ug} = 9313kg$$

El cortante por sismo representa un 48,2% del cortante total por lo que se tomará en cuenta el aporte del concreto.

El aporte del concreto para cortante está dado por las siguientes formulas:

$$V_{s,max} = 2,12\sqrt{f'_c}A_g = 30721,72kg$$

$$V_s^* = 1,1\sqrt{f'_c}A_g = 15940,51kg$$

$$V_{c-max} = 0,93\sqrt{f'_c}A_g = 13476,98kg$$

Al ser, $\frac{V_u^* \cdot d}{M_u} = 0,4618 < 1 \rightarrow$ se usa este valor

$$V_{c1} = (0,5\sqrt{f'_c} + 1,75\rho\frac{V_u d}{M_u})bd = 7712,98kg$$

Esto debe ser menor a $V_{c,max}$ por lo que se utiliza el primer valor calculado.

Debido a que $V_e < \phi V_{c1}$ por lo que no se deben colocar aros de refuerzo

Se debe de tener en cuenta que $V_{s,min} = 2,90kg$ por lo que $V_{s1} = 3kg$ Se debe considerar, además, que $V_{s1} < V_{s,max}$ por lo que se acepta y $V_{s1} < V_s^*$ indicando que se debe mantener S .

Se presentan las siguientes separaciones S , para aros en dos ramas.

$$S_3 = 61712,40cm \text{ con Aros \# 3}$$

$$S_4 = 110461,5cm \text{ con Aros \# 4}$$

$$S_5 = 171215,6cm \text{ con Aros \# 5}$$

De las anteriores se escoge, $S_3 = 61712,40cm$ con Aros # 3

Sin embargo, el espaciamiento se cambiará a $61710cm$, para una más fácil construcción.

Según el CSCR 02, la separación máxima es de $S_{max} = 25cm$. Esta se logra, con dos ramas de la varilla # 3. Por lo que se cambiara el espaciamiento a $25cm$.

Diseño de acero para aros, torsión

Umbral de la torsión $T_{u,ubral} = 20573kg - cm$ Como $T_{u,diseño}$ es menor que ϕT_u , pueden no considerarse los efectos de la torsión.

3

Diseño para la sección propuesta como Viga A3- 3

Del análisis final se obtuvieron los valores de Momentos y Cortante Últimos. Fueron obtenidos por medio de la envolvente de las combinaciones de carga del *CSCR02*, calculada por medio de *SAP2000*.

$$\begin{aligned} M_{u,centro} &= 1,090ton - m \\ M_{u,extremo} &= 6,668ton - m \\ V_{u,centro} &= 1,203ton \\ V_{u,extremo} &= 3,829ton \\ T_u &= 0,033ton \end{aligned}$$

Se tiene una sección propuesta de 50 x 20 cm además tiene una longitud de 2,785 m.

Características de la sección	
$h = 50cm$	$b = 20cm$
Centro	Extremos
$rec. = 5cm$	$rec. = 5cm$
$d' = 5cm$	$d' = 5cm$
$d = 45cm$	$d = 45cm$

Prop. de la sección	Def. de materiales
$A_{cp} = 1000cm^2$	$f'_c = 210kg/cm^2$
$P_{cp} = 140cm$	$\varepsilon_{cu} = 0,003$
$A_{oh} = 600cm^2$	$f_y = 2800kg/cm^2$
$P_h = 110cm$	$\varepsilon_y = 0,001$
	$\beta_1 = 0,85$
	$\rho_b = 0,037514423$

Diseño de acero principal

En el centro del claro se tiene el siguiente momento último, $M_u = 1,09ton - m$

$$\begin{aligned} a &= d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85 f'_c b'}} = 0,760cm \\ \frac{c}{d} &= \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,020 \\ A_s &= \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 0,97cm^2 \\ \rho &= \frac{A_s}{bd} = 0,0011 \end{aligned}$$

Como $\frac{c}{d}$ es menor a 0,375, se declara la viga simplemente reforzada.

El ρ_{min} establecido por el Código Sísmico, tiene un valor de $\rho_{min} = 0,001$, por lo que el acero mínimo es, $A_{s-min} = 1,29cm^2$.

El mayor momento a los extremos es el siguiente, $M_u = 6,67ton - m$

$$\begin{aligned} a &= d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85 f'_c b}} = 4,876cm \\ \frac{c}{d} &= \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,127 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 6,22cm^2 \\ \rho &= \frac{A_s}{bd} = 0,0069 \end{aligned}$$

Como $\frac{c}{d}$ es menor a 0,375, se declara la viga simplemente reforzada.

El ρ_{min} establecido por el Código Sísmico, tiene un valor de $\rho_{min} = 0,005$, por lo que el acero mínimo es, $A_{s-min} = 4,50cm^2$.

Acero a colocar en el centro del claro
 $A_{s-inf} = 1,29cm^2$

Acero a colocar en los extremos del claro
 $A_{s-sup} = 6,22cm^2$

El Código Sísmico, limita la capacidad del momento positivo en los extremos a no menos de la mitad del momento negativo lo cual en este caso se no se cumple. Por lo que se debe aumentar la cantidad de acero de $A_{s,inf} = 3,108cm^2$

Además se debe contemplar que la capacidad de momento en cualquier parte de la viga no debe ser inferior al 25 % en cualquier parte de la viga, que en este caso se no se cumple.

Diseño de acero para aros, cortante

Para el diseño por cortante, primero se deberá calcular la capacidad a flexión del elemento con el acero a utilizar. En la parte inferior se utilizarán $3,96cm^2$ de acero mientras en la parte superior $7,76cm^2$. Además se debe de tener en cuenta que

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E} = 0,0017$$

Para el momento positivo se tiene el siguiente cálculo para la determinación de la capacidad nominal de la viga.

$$a_{M+} = \frac{(A_s - A'_s) f_y}{0,85 f'_c b} = 3,7258cm$$

$$\varepsilon'_s = \frac{\varepsilon_{cu}(a - \beta_1 d')}{a} = 0,0004$$

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{cu}(\beta_1 d - a)}{a} = 0,0278$$

Dado que $\varepsilon_y > \varepsilon_s$ y $\varepsilon_y < \varepsilon'_s$ se tiene el caso 4 .

$$f'_s = \varepsilon_s E_s = 886$$

$$M_{pr1} = 0,85f'_c b a (d-0,5a) + A'_s f'_s (d-d') = 848870 \text{ kg-cm} \quad S_5 = 171216 \text{ cm con Aros \# 5}$$

Para el momento negativo se tiene el siguiente cálculo para la determinación de la capacidad nominal de la viga.

$$a_{M+} = \frac{(A_s - A'_s) f_y}{0,85 f'_c b} = 3,7258 \text{ cm}$$

$$\varepsilon'_s = \frac{\varepsilon_{cu} (a - \beta_1 d')}{a} = 0,0004$$

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{cu} (\beta_1 d - a)}{a} = 0,0278$$

Dado que $\varepsilon_y > \varepsilon_s$ y $\varepsilon_y < \varepsilon'_s$ se tiene el caso 4 .

$$f'_s = \varepsilon_s E_s = 886$$

$$M_{pr2} = 0,85f'_c b a (d-0,5a) + A'_s f'_s (d-d') = 140357 \text{ kg-cm}$$

Con los dos valores anteriores de momentos (M_{pr1} y M_{pr2}), se puede obtener el cortante a utilizar.

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L - d} + V_{ug} = 8158 \text{ kg}$$

El cortante por sismo representa un 46,9% del cortante total por lo que se tomará en cuenta el aporte del concreto.

El aporte del concreto para cortante está dado por las siguientes formulas:

$$V_{s,max} = 2,12 \sqrt{f'_c} A_g = 30721,72 \text{ kg}$$

$$V_s^* = 1,1 \sqrt{f'_c} A_g = 15940,51 \text{ kg}$$

$$V_{c-max} = 0,93 \sqrt{f'_c} A_g = 13476,98 \text{ kg}$$

Al ser, $\frac{V_u \cdot d}{M_u} = 0,4325 < 1 \rightarrow$ se usa este valor

$$V_{c1} = (0,5 \sqrt{f'_c} + 1,75 \rho \frac{V_u d}{M_u}) b d = 7768,46 \text{ kg}$$

Esto debe ser menor a $V_{c,max}$ por lo que se utiliza el primer valor calculado.

Debido a que $V_e < \phi V_{c1}$ por lo que no se deben colocar aros de refuerzo

Se debe de tener en cuenta que $V_{s,min} = 2,90 \text{ kg}$ por lo que $V_{s1} = 3 \text{ kg}$ Se debe considerar, además, que $V_{s1} < V_{s,max}$ por lo que se acepta y $V_{s1} < V_s^*$ indicando que se debe mantener S .

Se presentan las siguientes separaciones S , para aros en dos ramas.

$$S_3 = 61712 \text{ cm con Aros \# 3}$$

$$S_4 = 110461 \text{ cm con Aros \# 4}$$

De las anteriores se escoge, $S_3 = 61712,40 \text{ cm}$ con Aros # 3

Sin embargo, el espaciamiento se cambiará a 61710 cm , para una más fácil construcción.

Según el CSCR 02, la separación máxima es de $S_{max} = 25 \text{ cm}$. Esta se logra, con dos ramas de la varilla # 3. Por lo que se cambiara el espaciamiento a 25 cm.

Se debe tener en cuenta que se debe de colocar un acero mínimo el cual corresponde a

$$A_{sh,min} = \frac{0,3sh_c f'_c}{F_{yh}} \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) = 4,06 \text{ cm}^2$$

Y se cuenta con la siguiente cantidad de acero,

$$A_{sh,colocado} = \frac{2l\phi_{var}}{s} = 15,89 \text{ cm}^2$$

Por lo que se mantiene el diseño brindado anteriormente.

Diseño de acero para aros, torsión

Umbral de la torsión $T_{u,ubral} = 20573 \text{ kg-cm}$ Como $T_{u,diseño}$ es menor que ϕT_u , pueden no considerarse los efectos de la torsión.

Diseño para la sección propuesta como Viga A3- 4

Del análisis final se obtuvieron los valores de Momentos y Cortante Últimos. Fueron obtenidos por medio de la envolvente de las combinaciones de carga del CSCR02, calculada por medio de SAP2000.

$$\begin{aligned} M_{u,centro} &= 0,852 \text{ ton-m} \\ M_{u,extremo} &= 0,278 \text{ ton-m} \\ V_{u,centro} &= 0,231 \text{ ton} \\ V_{u,extremo} &= 1,451 \text{ ton} \\ T_u &= 0,024 \text{ ton} \end{aligned}$$

Se tiene una sección propuesta de 50 x 20 cm, además tiene una longitud de 2,75 m.

Características de la sección	
$h = 50cm$	$b = 20cm$
Centro	Extremos
$rec. = 5cm$	$rec. = 5cm$
$d' = 5cm$	$d' = 5cm$
$d = 45cm$	$d = 45cm$

Prop. de la sección	Def. de materiales
$A_{cp} = 1000cm^2$	$f'_c = 210kg/cm^2$
$P_{cp} = 140cm$	$\varepsilon_{cu} = 0,003$
$A_{oh} = 600cm^2$	$f_y = 2800kg/cm^2$
$P_h = 110cm$	$\varepsilon_y = 0,001$
	$\beta_1 = 0,85$
	$\rho_b = 0,037514423$

Diseño de acero principal

En el centro del claro se tiene el siguiente momento último, $M_u = 0,85ton - m$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85 f'_c b'}} = 0,593cm$$

$$\frac{c}{d} = \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,015$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 0,76cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,0008$$

Como $\frac{c}{d}$ es menor a 0,375, se declara la viga simplemente reforzada.

El ρ_{min} establecido por el Código Sísmico, tiene un valor de $\rho_{min} = 0,001$, por lo que el acero mínimo es, $A_{s-min} = 1,01cm^2$.

El mayor momento a los extremos es el siguiente, $M_u = 0,28ton - m$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85 f'_c b}} = 0,192cm$$

$$\frac{c}{d} = \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,005$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 0,25cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,0003$$

Como $\frac{c}{d}$ es menor a 0,375, se declara la viga simplemente reforzada.

El ρ_{min} establecido por el Código Sísmico, tiene un valor de $\rho_{min} = 0,000$, por lo que el acero mínimo es, $A_{s-min} = 0,33cm^2$.

Acero a colocar en el centro del claro
 $A_{s-inf} = 1,01cm^2$

Acero a colocar en los extremos del claro
 $A_{s-sup} = 0,33cm^2$

El Código Sísmico, limita la capacidad del momento positivo en los extremos a no menos de la mitad del momento negativo lo cual en este caso se cumple.

Además se debe contemplar que la capacidad de momento en cualquier parte de la viga no debe ser inferior al 25 % en cualquier parte de la viga, que en este caso se cumple.

Diseño de acero para aros, cortante

Para el diseño por cortante, primero se deberá calcular la capacidad a flexión del elemento con el acero a utilizar. En la parte inferior se utilizarán $3,96cm^2$ de acero mientras en la parte superior $5,70cm^2$. Además se debe de tener en cuenta que

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E} = 0,0017$$

Para el momento positivo se tiene el siguiente cálculo para la determinación de la capacidad nominal de la viga.

$$a_{M+} = \frac{(A_s - A'_s) f_y}{0,85 f'_c b} = 1,7077cm$$

$$\varepsilon'_s = \frac{\varepsilon_{cu}(a - \beta_1 d')}{a} = 0,0045$$

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{cu}(\beta_1 d - a)}{a} = 0,0642$$

Dado que $\varepsilon_y > \varepsilon_s$ y $\varepsilon_y > \varepsilon'_s$ se tiene el caso 3 .

$$M_{pr1} = 0,85 f'_c b a (d - 0,5a) + A'_s f_y (d - d') = 907581kg - cm$$

Para el momento negativo se tiene el siguiente cálculo para la determinación de la capacidad nominal de la viga.

$$a_{M+} = \frac{(A_s - A'_s) f_y}{0,85 f'_c b} = 1,7077cm$$

$$\varepsilon'_s = \frac{\varepsilon_{cu}(a - \beta_1 d')}{a} = 0,0045$$

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{cu}(\beta_1 d - a)}{a} = 0,0642$$

Dado que $\varepsilon_y > \varepsilon_s$ y $\varepsilon_y > \varepsilon'_s$ se tiene el caso 3 .

$$M_{pr2} = 0,85f'_c b a (d - 0,5a) + A'_s f_y (d - d') = 443369kg - cm$$

Con los dos valores anteriores de momentos (M_{pr1} y M_{pr2}), se puede obtener el cortante a utilizar.

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L - d} + V_{ug} = 7455kg$$

El cortante por sismo representa un 19,5 % del cortante total por lo que se tomará en cuenta el aporte del concreto.

El aporte del concreto para cortante está dado por las siguientes formulas:

$$V_{s,max} = 2,12\sqrt{f'_c} A_g = 30721,72kg$$

$$V_s^* = 1,1\sqrt{f'_c} A_g = 15940,51kg$$

$$V_{c-max} = 0,93\sqrt{f'_c} A_g = 13476,98kg$$

Al ser, $\frac{V_u \cdot d}{M_u} = 0,3696 < 1 \rightarrow$ se usa este valor

$$V_{c1} = (0,5\sqrt{f'_c} + 1,75\rho \frac{V_u d}{M_u}) b d = 7263,32kg$$

Esto debe ser menor a $V_{c,max}$ por lo que se utiliza el primer valor calculado.

Debido a que $V_e < \phi V_{c1}$ por lo que no se deben colocar aros de refuerzo

Se debe de tener en cuenta que $V_{s,min} = 2,90kg$ por lo que $V_{s1} = 3kg$ Se debe considerar, además, que $V_{s1} < V_{s,max}$ por lo que se acepta y $V_{s1} < V_s^*$ indicando que se debe mantener S .

Se presentan las siguientes separaciones S , para aros en dos ramas.

$$S_3 = 61712,4cm \text{ con Aros \# 3}$$

$$S_4 = 110461,5cm \text{ con Aros \# 4}$$

$$S_5 = 171215,6cm \text{ con Aros \# 5}$$

De las anteriores se escoge, $S_3 = 61712,40cm$ con Aros # 3

Sin embargo, el espaciamiento se cambiará a $61710cm$, para una más fácil construcción.

Según el CSCR 02, la separación máxima es de $S_{max} = 25cm$. Esta se logra, con dos ramas de la varilla # 3. Por lo que se cambiara el espaciamiento a 25 cm.

Diseño de acero para aros, torsión

Umbral de la torsión $T_{u,ubral} = 20573kg - cm$ Como $T_{u,diseño}$ es menor que ϕT_u , pueden no considerarse los efectos de la torsión.

Diseño para la sección propuesta como Viga A3- 5

Del análisis final se obtuvieron los valores de Momentos y Cortante Últimos. Fueron obtenidos por medio de la envolvente de las combinaciones de carga del CSCR02, calculada por medio de SAP2000.

$$\begin{aligned} M_{u,centro} &= 1,469ton - m \\ M_{u,extremo} &= 3,315ton - m \\ V_{u,centro} &= 2,841ton \\ V_{u,extremo} &= 5,257ton \\ T_u &= 0,274ton \end{aligned}$$

Se tiene una sección propuesta de 50 x 20 cm, además tiene una longitud de 3,05 m.

Características de la sección

$$h = 50cm \quad b = 20cm$$

Centro Extremos

$$rec. = 5cm \quad rec. = 5cm$$

$$d' = 5cm \quad d' = 5cm$$

$$d = 45cm \quad d = 45cm$$

Prop. de la sección Def. de materiales

$$A_{cp} = 1000cm^2 \quad f'_c = 210kg/cm^2$$

$$P_{cp} = 140cm \quad \varepsilon_{cu} = 0,003$$

$$A_{oh} = 600cm^2 \quad f_y = 2800kg/cm^2$$

$$P_h = 110cm \quad \varepsilon_y = 0,001$$

$$\beta_1 = 0,85$$

$$\rho_b = 0,037514423$$

Diseño de acero principal

En el centro del claro se tiene el siguiente momento último, $M_u = 1,47ton - m$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85f'_c b}} = 1,028cm$$

$$\frac{c}{d} = \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,027$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 1,31cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,0015$$

Como $\frac{c}{d}$ es menor a 0,375, se declara la viga simplemente reforzada.

El ρ_{min} establecido por el Código Sísmico, tiene un valor de $\rho_{min} = 0,002$, por lo que el acero mínimo es, $A_{s-min} = 1,74cm^2$.

El mayor momento a los extremos es el siguiente, $M_u = 3,31ton - m$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85f'_c b}} = 2,354cm$$

$$\frac{c}{d} = \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,062$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 3,00cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,0033$$

Como $\frac{c}{d}$ es menor a 0,375, se declara la viga simplemente reforzada.

El ρ_{min} establecido por el Código Sísmico, tiene un valor de $\rho_{min} = 0,004$, por lo que el acero mínimo es, $A_{s-min} = 3,99cm^2$.

Acero a colocar en el centro del claro
 $A_{s-inf} = 1,74cm^2$

Acero a colocar en los extremos del claro
 $A_{s-sup} = 3,99cm^2$

El Código Sísmico, limita la capacidad del momento positivo en los extremos a no menos de la mitad del momento negativo lo cual en este caso se no se cumple. Por lo que se debe aumentar la cantidad de acero de $A_{s,inf} = 1,996cm^2$

Además se debe contemplar que la capacidad de momento en cualquier parte de la viga no debe ser inferior al 25 % en cualquier parte de la viga, que en este caso se cumple.

Diseño de acero para aros, cortante

Para el diseño por cortante, primero se deberá calcular la capacidad a flexión del elemento con el acero a utilizar. En la parte inferior se utilizarán $3,96cm^2$

de acero mientras en la parte superior $5,70cm^2$. Además se debe de tener en cuenta que

$$\varepsilon_y = \frac{fy}{E} = 0,0017$$

Para el momento positivo se tiene el siguiente cálculo para la determinación de la capacidad nominal de la viga.

$$a_{M+} = \frac{(A_s - A'_s)fy}{0,85f'_c b} = 1,7077cm$$

$$\varepsilon'_s = \frac{\varepsilon_{cu}(a - \beta_1 d')}{a} = 0,0045$$

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{cu}(\beta_1 d - a)}{a} = 0,0642$$

Dado que $\varepsilon_y > \varepsilon_s$ y $\varepsilon_y > \varepsilon'_s$ se tiene el caso 3 .

$$M_{pr1} = 0,85f'_c b a (d - 0,5a) + A'_s f_y (d - d') = 907581kg - cm$$

Para el momento negativo se tiene el siguiente cálculo para la determinación de la capacidad nominal de la viga.

$$a_{M+} = \frac{(A_s - A'_s)fy}{0,85f'_c b} = 1,7077cm$$

$$\varepsilon'_s = \frac{\varepsilon_{cu}(a - \beta_1 d')}{a} = 0,0045$$

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{cu}(\beta_1 d - a)}{a} = 0,0642$$

Dado que $\varepsilon_y > \varepsilon_s$ y $\varepsilon_y > \varepsilon'_s$ se tiene el caso 3 .

$$M_{pr2} = 0,85f'_c b a (d - 0,5a) + A'_s f_y (d - d') = 443369kg - cm$$

Con los dos valores anteriores de momentos (M_{pr1} y M_{pr2}), se puede obtener el cortante a utilizar.

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L - d} + V_{ug} = 10555kg$$

El cortante por sismo representa un 49,8 % del cortante total por lo que se tomará en cuenta el aporte del concreto.

El aporte del concreto para cortante está dado por las siguientes formulas:

$$V_{s,max} = 2,12\sqrt{f'_c}A_g = 30721,72kg$$

$$V_s^* = 1,1\sqrt{f'_c}A_g = 15940,51kg$$

$$V_{c-max} = 0,93\sqrt{f'_c}A_g = 13476,98kg$$

Al ser, $\frac{V_u \cdot d}{M_u} = 0,5233 < 1 \rightarrow$ se usa este valor

$$V_{c1} = (0,5\sqrt{f'_c} + 1,75\rho\frac{V_u d}{M_u})bd = 7551,12kg$$

Esto debe ser menor a $V_{c,max}$ por lo que se utiliza el primer valor calculado.

Debido a que $V_e > \phi V_{c1}$ por lo que si se deben colocar aros de refuerzo

Se debe de tener en cuenta que $V_{s,min} = 2,90kg$ por lo que $V_{s1} = 6522kg$ Se debe considerar, además, que $V_{s1} < V_{s,max}$ por lo que se acepta y $V_{s1} < V_s^*$ indicando que se debe mantener S .

Se presentan las siguientes separaciones S , para aros en dos ramas.

$$S_3 = 27,42cm \text{ con Aros } \# 3$$

$$S_4 = 49,09cm \text{ con Aros } \# 4$$

$$S_5 = 76,08cm \text{ con Aros } \# 5$$

De las anteriores se escoge, $S_3 = 27,42cm$ con Aros $\# 3$

Sin embargo, el espaciamiento se cambiará a $25cm$, para una más fácil construcción.

Según el CSCR 02, la separación máxima es de $S_{max} = 12,5cm$. Esta se logra, con dos ramas de la varilla $\# 3$. Por lo que se cambiara el espaciamiento a $12,5$ cm.

Diseño de acero para aros, torsión

Umbral de la torsión $T_{u,ubral} = 20573kg - cm$ Como $T_{u,diseño}$ es menor que ϕT_u , pueden no considerarse los efectos de la torsión.

Diseño para la sección propuesta como Viga A3- 6

Del análisis final se obtuvieron los valores de Momentos y Cortante Últimos. Fueron obtenidos por medio de la envolvente de las combinaciones de carga del CSCR02, calculada por medio de SAP2000.

$$\begin{aligned} M_{u,centro} &= 1,989ton - m \\ M_{u,extremo} &= 3,031ton - m \\ V_{u,centro} &= 2,108ton \\ V_{u,extremo} &= 3,571ton \\ T_u &= 0,044ton \end{aligned}$$

Se tiene una sección propuesta de 50×20 cm, además tiene una longitud de $2,65$ m.

Características de la sección

$h = 50cm$	$b = 20cm$
Centro	Extremos
$rec. = 5cm$	$rec. = 5cm$
$d' = 5cm$	$d' = 5cm$
$d = 45cm$	$d = 45cm$

Prop. de la sección	Def. de materiales
$A_{cp} = 1000cm^2$	$f'_c = 210kg/cm^2$
$P_{cp} = 140cm$	$\epsilon_{cu} = 0,003$
$A_{oh} = 600cm^2$	$f_y = 2800kg/cm^2$
$P_h = 110cm$	$\epsilon_y = 0,001$
	$\beta_1 = 0,85$
	$\rho_b = 0,037514423$

Diseño de acero principal

En el centro del claro se tiene el siguiente momento último, $M_u = 1,99ton - m$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85f'_c b}} = 1,397cm$$

$$\frac{c}{d} = \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,037$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 1,78cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,0020$$

Como $\frac{c}{d}$ es menor a $0,375$, se declara la viga simplemente reforzada.

El ρ_{min} establecido por el Código Sísmico, tiene un valor de $\rho_{min} = 0,003$, por lo que el acero mínimo es, $A_{s-min} = 2,37cm^2$.

El mayor momento a los extremos es el siguiente, $M_u = 3,03ton - m$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85f'_c b}} = 2,148cm$$

$$\frac{c}{d} = \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,056$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 2,74cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,0030$$

Como $\frac{c}{d}$ es menor a 0,375, se declara la viga simplemente reforzada.

El ρ_{min} establecido por el Código Sísmico, tiene un valor de $\rho_{min} = 0,004$, por lo que el acero mínimo es, $A_{s-min} = 3,64cm^2$.

Acero a colocar en el centro del claro

$$A_{s-inf} = 2,37cm^2$$

Acero a colocar en los extremos del claro

$$A_{s-sup} = 3,64cm^2$$

El Código Sísmico, limita la capacidad del momento positivo en los extremos a no menos de la mitad del momento negativo lo cual en este caso se cumple.

Además se debe contemplar que la capacidad de momento en cualquier parte de la viga no debe ser inferior al 25 % en cualquier parte de la viga, que en este caso se cumple.

Diseño de acero para aros, cortante

Para el diseño por cortante, primero se deberá calcular la capacidad a flexión del elemento con el acero a utilizar. En la parte inferior se utilizarán $3,96cm^2$ de acero mientras en la parte superior $5,70cm^2$. Además se debe de tener en cuenta que

$$\varepsilon_y = \frac{fy}{E} = 0,0017$$

Para el momento positivo se tiene el siguiente cálculo para la determinación de la capacidad nominal de la viga.

$$a_{M+} = \frac{(A_s - A'_s)fy}{0,85f'_c b} = 1,7077cm$$

$$\varepsilon'_s = \frac{\varepsilon_{cu}(a - \beta_1 d')}{a} = 0,0045$$

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{cu}(\beta_1 d - a)}{a} = 0,0642$$

Dado que $\varepsilon_y > \varepsilon_s$ y $\varepsilon_y > \varepsilon'_s$ se tiene el caso 3 .

$$M_{pr1} = 0,85f'_c b a (d - 0,5a) + A'_s f_y (d - d') = 907581kg-cm$$

Para el momento negativo se tiene el siguiente cálculo para la determinación de la capacidad nominal de la viga.

$$a_{M+} = \frac{(A_s - A'_s)fy}{0,85f'_c b} = 1,7077cm$$

$$\varepsilon'_s = \frac{\varepsilon_{cu}(a - \beta_1 d')}{a} = 0,0045$$

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{cu}(\beta_1 d - a)}{a} = 0,0642$$

Dado que $\varepsilon_y > \varepsilon_s$ y $\varepsilon_y > \varepsilon'_s$ se tiene el caso 3 .

$$M_{pr2} = 0,85f'_c b a (d - 0,5a) + A'_s f_y (d - d') = 443369kg-cm$$

Con los dos valores anteriores de momentos (M_{pr1} y M_{pr2}), se puede obtener el cortante a utilizar.

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L - d} + V_{ug} = 9854kg$$

El cortante por sismo representa un 36,2 % del cortante total por lo que se tomará en cuenta el aporte del concreto.

El aporte del concreto para cortante está dado por las siguientes formulas:

$$V_{s,max} = 2,12\sqrt{f'_c} A_g = 30721,72kg$$

$$V_s^* = 1,1\sqrt{f'_c} A_g = 15940,51kg$$

$$V_{c-max} = 0,93\sqrt{f'_c} A_g = 13476,98kg$$

Al ser, $\frac{V_u^* d}{M_u} = 0,4886 < 1 \rightarrow$ se usa este valor

$$V_{c1} = (0,5\sqrt{f'_c} + 1,75\rho\frac{V_u d}{M_u})bd = 7505,83kg$$

Esto debe ser menor a $V_{c,max}$ por lo que se utiliza el primer valor calculado.

Debido a que $V_e < \phi V_{c1}$ por lo que no se deben colocar aros de refuerzo

Se debe de tener en cuenta que $V_{s,min} = 2,90kg$ por lo que $V_{s1} = 3kg$ Se debe considerar, además, que $V_{s1} < V_{s,max}$ por lo que se acepta y $V_{s1} < V_s^*$ indicando que se debe mantener S .

Se presentan las siguientes separaciones S , para aros en dos ramas.

$$S_3 = 61712,4cm \text{ con Aros \# 3}$$

$$S_4 = 110461,5cm \text{ con Aros \# 4}$$

$$S_5 = 171215,6cm \text{ con Aros \# 5}$$

De las anteriores se escoge, $S_3 = 61712,40cm$ con Aros # 3

Sin embargo, el espaciamiento se cambiará a $61710cm$, para una más fácil construcción.

Según el CSCR 02, la separación máxima es de $S_{max} = 25cm$. Esta se logra, con dos ramas de la varilla # 3. Por lo que se cambiara el espaciamiento a 25 cm.

Diseño de acero para aros, torsión

Umbral de la torsión $T_{u,ubral} = 20573kg - cm$ Como $T_{u,diseño}$ es menor que ϕT_u , pueden no considerarse los efectos de la torsión.

Diseño para la sección propuesta como Viga A3- 7

Del análisis final se obtuvieron los valores de Momentos y Cortante Últimos. Fueron obtenidos por medio de la envolvente de las combinaciones de carga del *CSCR02*, calculada por medio de *SAP2000*.

$$\begin{aligned} M_{u,centro} &= 6,676ton - m \\ M_{u,extremo} &= 5,231ton - m \\ V_{u,centro} &= 3,763ton \\ V_{u,extremo} &= 4,783ton \\ T_u &= 0,071ton \end{aligned}$$

Se tiene una sección propuesta de 50 x 20 cm además tiene una longitud de 2,95 m.

Características de la sección

$h = 50cm$	$b = 20cm$
Centro	Extremos
$rec. = 5cm$	$rec. = 5cm$
$d' = 5cm$	$d' = 5cm$
$d = 45cm$	$d = 45cm$

Prop. de la sección	Def. de materiales
$A_{cp} = 1000cm^2$	$f'_c = 210kg/cm^2$
$P_{cp} = 140cm$	$\varepsilon_{cu} = 0,003$
$A_{oh} = 600cm^2$	$f_y = 2800kg/cm^2$
$P_h = 110cm$	$\varepsilon_y = 0,001$
	$\beta_1 = 0,85$
	$\rho_b = 0,037514423$

Diseño de acero principal

En el centro del claro se tiene el siguiente momento último, $M_u = 6,68ton - m$

$$\begin{aligned} a &= d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85 f'_c b'}} = 4,882cm \\ \frac{c}{d} &= \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,128 \\ A_s &= \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 6,22cm^2 \end{aligned}$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,0069$$

Como $\frac{c}{d}$ es menor a 0,375, se declara la viga simplemente reforzada.

El ρ_{min} establecido por el Código Sísmico, tiene un valor de $\rho_{min} = 0,005$, por lo que el acero mínimo es, $A_{s-min} = 4,50cm^2$.

El mayor momento a los extremos es el siguiente, $M_u = 5,23ton - m$

$$\begin{aligned} a &= d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85 f'_c b}} = 3,777cm \\ \frac{c}{d} &= \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,099 \end{aligned}$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 4,82cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,0054$$

Como $\frac{c}{d}$ es menor a 0,375, se declara la viga simplemente reforzada.

El ρ_{min} establecido por el Código Sísmico, tiene un valor de $\rho_{min} = 0,005$, por lo que el acero mínimo es, $A_{s-min} = 4,50cm^2$.

Acero a colocar en el centro del claro

$$A_{s-inf} = 6,22cm^2$$

Acero a colocar en los extremos del claro

$$A_{s-sup} = 4,82cm^2$$

El Código Sísmico, limita la capacidad del momento positivo en los extremos a no menos de la mitad del momento negativo lo cual en este caso se cumple.

Además se debe contemplar que la capacidad de momento en cualquier parte de la viga no debe ser inferior al 25 % en cualquier parte de la viga, que en este caso se cumple.

Diseño de acero para aros, cortante

Para el diseño por cortante, primero se deberá calcular la capacidad a flexión del elemento con el acero a utilizar. En la parte inferior se utilizarán $7,76cm^2$ de acero mientras en la parte superior $5,70cm^2$. Además se debe tener en cuenta que

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E} = 0,0017$$

Para el momento positivo se tiene el siguiente cálculo para la determinación de la capacidad nominal de la viga.

$$a_{M+} = \frac{(A_s - A'_s)f_y}{0,85f'_c b} = 2,0181cm$$

$$\varepsilon'_s = \frac{\varepsilon_{cu}(a - \beta_1 d')}{a} = 0,0033$$

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{cu}(\beta_1 d - a)}{a} = 0,0539$$

Dado que $\varepsilon_y > \varepsilon_s$ y $\varepsilon_y > \varepsilon'_s$ se tiene el caso 3 .

$$M_{pr1} = 0,85f'_c b a (d - 0,5a) + A'_s f_y (d - d') = 955395kg - cm$$

Para el momento negativo se tiene el siguiente cálculo para la determinación de la capacidad nominal de la viga.

$$a_{M+} = \frac{(A_s - A'_s)f_y}{0,85f'_c b} = 2,0181cm$$

$$\varepsilon'_s = \frac{\varepsilon_{cu}(a - \beta_1 d')}{a} = 0,0033$$

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{cu}(\beta_1 d - a)}{a} = 0,0539$$

Dado que $\varepsilon_y > \varepsilon_s$ y $\varepsilon_y > \varepsilon'_s$ se tiene el caso 3 .

$$M_{pr2} = 0,85f'_c b a (d - 0,5a) + A'_s f_y (d - d') = 869003kg - cm$$

Con los dos valores anteriores de momentos (M_{pr1} y M_{pr2}), se puede obtener el cortante a utilizar.

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L - d} + V_{ug} = 12229kg$$

El cortante por sismo representa un 39,1% del cortante total por lo que se tomará en cuenta el aporte del concreto.

El aporte del concreto para cortante está dado por las siguientes formulas:

$$V_{s,max} = 2,12\sqrt{f'_c} A_g = 30721,72kg$$

$$V_s^* = 1,1\sqrt{f'_c} A_g = 15940,51kg$$

$$V_{c-max} = 0,93\sqrt{f'_c} A_g = 13476,98kg$$

Al ser, $\frac{V_u \cdot d}{M_u} = 0,5760 < 1 \rightarrow$ se usa este valor

$$V_{c1} = (0,5\sqrt{f'_c} + 1,75\rho\frac{V_u d}{M_u})bd = 7785,02kg$$

Esto debe ser menor a $V_{c,max}$ por lo que se utiliza el primer valor calculado.

Debido a que $V_e > \phi V_{c1}$ por lo que si se deben colocar aros de refuerzo

Se debe de tener en cuenta que $V_{s,min} = 2,90kg$ por lo que $V_{s1} = 8521kg$ Se debe considerar, además, que $V_{s1} < V_{s,max}$ por lo que se acepta y $V_{s1} < V_s^*$ indicando que se debe mantener S .

Se presentan las siguientes separaciones S , para aros en dos ramas.

$$S_3 = 20,99cm \text{ con Aros \# 3}$$

$$S_4 = 37,57cm \text{ con Aros \# 4}$$

$$S_5 = 58,24cm \text{ con Aros \# 5}$$

De las anteriores se escoge, $S_3 = 20,99cm$ con Aros # 3

Sin embargo, el espaciamiento se cambiará a $20cm$, para una más fácil construcción.

Según el CSCR 02, la separación máxima es de $S_{max} = 13cm$. Esta se logra, con dos ramas de la varilla # 3. Por lo que se cambiara el espaciamiento a $13cm$.

Diseño de acero para aros, torsión

Umbral de la torsión $T_{u,ubral} = 20573kg - cm$ Como $T_{u,diseño}$ es menor que ϕT_u , pueden no considerarse los efectos de la torsión.

Diseño para la sección propuesta como Viga A3- 8

Del análisis final se obtuvieron los valores de Momentos y Cortante Últimos. Fueron obtenidos por medio de la envolvente de las combinaciones de carga del *CSCR02*, calculada por medio de *SAP2000*.

$$\begin{aligned} M_{u,centro} &= 2,641ton - m \\ M_{u,extremo} &= 6,791ton - m \\ V_{u,centro} &= 3,208ton \\ V_{u,extremo} &= 3,754ton \\ T_u &= 0,033ton \end{aligned}$$

Se tiene una sección propuesta de $50 \times 20cm$ además tiene una longitud de $3,35m$.

Características de la sección	
$h = 50cm$	$b = 20cm$
Centro	Extremos
$rec. = 5cm$	$rec. = 5cm$
$d' = 5cm$	$d' = 5cm$
$d = 45cm$	$d = 45cm$

Prop. de la sección	Def. de materiales
$A_{cp} = 1000cm^2$	$f'_c = 210kg/cm^2$
$P_{cp} = 140cm$	$\varepsilon_{cu} = 0,003$
$A_{oh} = 600cm^2$	$f_y = 2800kg/cm^2$
$P_h = 110cm$	$\varepsilon_y = 0,001$
	$\beta_1 = 0,85$
	$\rho_b = 0,037514423$

Diseño de acero principal

En el centro del claro se tiene el siguiente momento último, $M_u = 2,64ton - m$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85 f'_c b'}} = 1,865cm$$

$$\frac{c}{d} = \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,049$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 2,38cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,0026$$

Como $\frac{c}{d}$ es menor a 0,375, se declara la viga simplemente reforzada.

El ρ_{min} establecido por el Código Sísmico, tiene un valor de $\rho_{min} = 0,004$, por lo que el acero mínimo es, $A_{s-min} = 3,16cm^2$.

El mayor momento a los extremos es el siguiente, $M_u = 6,79ton - m$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85 f'_c b}} = 4,971cm$$

$$\frac{c}{d} = \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,130$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 6,34cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,0070$$

Como $\frac{c}{d}$ es menor a 0,375, se declara la viga simplemente reforzada.

El ρ_{min} establecido por el Código Sísmico, tiene un valor de $\rho_{min} = 0,005$, por lo que el acero mínimo es, $A_{s-min} = 4,50cm^2$.

Acero a colocar en el centro del claro

$$A_{s-inf} = 3,16cm^2$$

Acero a colocar en los extremos del claro

$$A_{s-sup} = 6,34cm^2$$

El Código Sísmico, limita la capacidad del momento positivo en los extremos a no menos de la mitad del momento negativo lo cual en este caso se no se cumple. Por lo que se debe aumentar la cantidad de acero de $A_{s,inf} = 3,169cm^2$

Además se debe contemplar que la capacidad de momento en cualquier parte de la viga no debe ser inferior al 25 % en cualquier parte de la viga, que en este caso se cumple.

Diseño de acero para aros, cortante

Para el diseño por cortante, primero se deberá calcular la capacidad a flexión del elemento con el acero a utilizar. En la parte inferior se utilizarán $3,96cm^2$ de acero mientras en la parte superior $7,76cm^2$. Además se debe de tener en cuenta que

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E} = 0,0017$$

Para el momento positivo se tiene el siguiente cálculo para la determinación de la capacidad nominal de la viga.

$$a_{M+} = \frac{(A_s - A'_s) f_y}{0,85 f'_c b} = 3,7258cm$$

$$\varepsilon'_s = \frac{\varepsilon_{cu}(a - \beta_1 d')}{a} = 0,0004$$

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{cu}(\beta_1 d - a)}{a} = 0,0278$$

Dado que $\varepsilon_y > \varepsilon_s$ y $\varepsilon_y < \varepsilon'_s$ se tiene el caso 4 .

$$f'_s = \varepsilon_s E_s = 886$$

$$M_{pr1} = 0,85 f'_c b a (d - 0,5a) + A'_s f'_s (d - d') = 848870kg - cm$$

Para el momento negativo se tiene el siguiente cálculo para la determinación de la capacidad nominal de la viga.

$$a_{M+} = \frac{(A_s - A'_s) f_y}{0,85 f'_c b} = 3,7258cm$$

$$\varepsilon'_s = \frac{\varepsilon_{cu}(a - \beta_1 d')}{a} = 0,0004$$

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{cu}(\beta_1 d - a)}{a} = 0,0278$$

Dado que $\varepsilon_y > \varepsilon_s$ y $\varepsilon_y < \varepsilon'_s$ se tiene el caso 4 .

$$f'_s = \varepsilon_s E_s = 886$$

$$M_{pr2} = 0,85 f'_c b a (d - 0,5a) + A'_s f'_s (d - d') = 140357 \text{ kg-cm}$$

Con los dos valores anteriores de momentos (M_{pr1} y M_{pr2}), se puede obtener el cortante a utilizar.

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L - d} + V_{ug} = 7225 \text{ kg}$$

El cortante por sismo representa un 52,0 % del cortante total por lo que no se tomará en cuenta el aporte del concreto.

Se presentan las siguientes separaciones S , para aros en dos ramas.

$$S_3 = 24,76 \text{ cm con Aros \# 3}$$

$$S_4 = 44,31 \text{ cm con Aros \# 4}$$

$$S_5 = 68,68 \text{ cm con Aros \# 5}$$

De las anteriores se escoge, $S_3 = 24,76 \text{ cm}$ con Aros # 3

Sin embargo, el espaciamiento se cambiará a $22,5 \text{ cm}$, para una más fácil construcción.

Según el CSCR 02, la separación máxima es de $S_{max} = 13 \text{ cm}$. Esta se logra, con dos ramas de la varilla # 3. Por lo que se cambiara el espaciamiento a 13 cm.

Diseño de acero para aros, torsión

Umbral de la torsión $T_{u,ubral} = 20573 \text{ kg-cm}$ Como $T_{u,diseño}$ es menor que ϕT_u , pueden no considerarse los efectos de la torsión.

Diseño de muros

Diseño del Muro A0-M1

Diseño para cargas perpendiculares al plano

Características del muro

Materiales:	Sección:
$f'_m = 100kg/m^2$	$l_w = 5,30m$
$f_y = 2800kg/m^2$	$h_w = 2,50m$
$h_s = 2,40m$	$t_w = 0,15m$

Carga en el muro

Area del muro: $A_m = 13,25m^2$

$C_{wp} = 300kg/m^2$

$W_{wp} = 1590kg/m$

$P_{wp} = 3975kg$

Valor máximo de carga axial

$$\frac{P_w + P_f}{A_g} = \frac{3975}{7950} = 0,5000kg/cm$$

El limite es: $0,04f'_m = 4kg/cm^2$ por lo que se acepta

Carga lateral

El coeficiente sísmico se toma del análisis hecho en la sección anterior, el cual tiene un valor de: $C = 0,36$.

$$\omega_{ws} = \omega_{wp} \cdot C = 1590 \cdot 0,36 = 572,4kg/m$$

Momento en la mitad del muro ($x = 1,25$ m)

$$M_{ws} = \frac{\omega_{ws}h_w^2}{8} = 447,2kg - m$$

$$M_{sp} = \frac{\omega_{sp}x}{3l^2}(l^2 - x^2) = 651,5kg - m$$

$$M_{ss1} = \frac{\omega_{ws}h_w^2}{8} = 187,3kg - m$$

$$M_{ss2} = \frac{\omega_{ss}h_s}{3h_w^2}(h_w^2 - h_s^2) = 224,8kg - m$$

Combinaciones de carga

$$1. M_U = 1,4 \cdot (651,5) = 912,2kg - m$$

$$2. M_U = 1,2 \cdot (651,5) + 1,6M_t = 781,9kg - m$$

$$3. M_U = 1,05 \cdot (651,5) + 0,5 \cdot (447,2 + 412,1) + \zeta M_t = 1543,4kg - m$$

$$4. M_U = 0,95 \cdot (651,5) + 447,2 + 412,1 = 1478,2kg - m$$

El momento de diseño sería que brinda la combinación más alta, el cual corresponde a 1543,4 kg-m

Acero a utilizar

Acero, se supone 1 # 4 a cada 40 cm

$$A_{1s} = 1,267 \cdot \frac{530}{40} = 16,78cm^2$$

$$\rho = \frac{A_{s1} + A_{s2}}{b_w \cdot t_w} = \frac{16,78}{530 \cdot 15} = 0,002111281$$

$$\rho_b = \frac{0,85f'_m}{f_y} \cdot \left(\frac{5100}{6000 + f_y}\right) = 0,017593344$$

Como $\rho_{max} = 0,5\rho_b = 0,008796672 > \rho$ el acero se acepta

Area Neta

Número de celdas vacías 13,25

$$A_n = 530 \cdot 15 - 13(9 \cdot 15,95) = 6047,9625cm^2$$

Módulo de elasticidad

$$E_m = 75000kg/cm^2 \quad n = \frac{E_s}{E_m} = 28$$

$$E_s = 2100000kg/cm^2$$

Módulo de rotura

Se toma para la mampostería parcialmente rellena
 $f_r = 0,67\sqrt{f'_m} = 6,7$

Inercia de la sección sin agrietar

$$I_g = \frac{530 \cdot 15^3}{12} - \frac{11,3 \cdot 9,6^3}{12} = 104906,8 \text{ cm}^4$$

Momento de agrietamiento

$$M_{cr} = \frac{f_r \cdot I_g}{t/2} = \frac{6,7 \cdot 104906,8}{7,5} = 93716,74205 \text{ kg-cm}$$

Inercia de la sección a grietada

$$A_{se} = \frac{P_u + A_s \cdot f_y}{f_y} = 18,20 \text{ cm}^2$$

$$d = \frac{P_u + A_s \cdot f_y}{0,85 f'_m \cdot b} = 0,0902 \text{ cm}$$

$$c = \frac{d}{0,85} = 0,1061$$

$$I_{cr} = n \cdot A_{se} \cdot (d - c)^2 + 1/3 b \cdot c^3 = 27866,32 \text{ cm}^4$$

Excentricidad

Se recomienda utilizar: $e_{min} = \frac{t}{4} = 3,8 \text{ cm}$

Condición de servicio

Cuadro 85: condición de servicio para el Muro 5

Iteración	Δ_s cm	M_{ser} kg-cm	$M_{ser} < M_{cr}$	Δ_s cm
1	0	124218,75	NO	0,1978
2	0,1978	124611,8799	NO	0,1994
3	0,1994	124614,9604	NO	0,1994

Porcentaje de variación: 0,01 % por lo que se acepta

Momento nominal

$$a = \frac{P_u + A_s \cdot f_y}{0,85 f'_m \cdot b} = 1,131 \text{ cm}$$

$$M_n = A_{se} \cdot f_y (d - 0,5a) = 353454,5207 \text{ kg-cm}$$

$$\phi = 0,8 - \frac{1,5 \cdot P_u}{A_n \cdot f'_m} = 0,7901$$

$$\phi M_n = 0,7901 \cdot 353454,5207 = 279279,0173 \text{ kg-cm}$$

Momento último

$$M_u = \frac{W_u \cdot h^2}{8} + \frac{P_{uf} \cdot e}{2} + (P_{uw} + P_{uf}) \cdot \Delta_u = 233587 \text{ kg-cm}$$

Como $\phi M_n > M_u$ la sección es adecuada

Diseño para cargas paralelas al plano

Carga axial

$$A_s = 16,78 \text{ cm}^2 \text{ y } A_e = 6047,96 \text{ cm}^2.$$

$$P_o = 0,85 \cdot 100 \cdot (6047,96 - 16,78) + 16,78 \cdot 2800 = 559647 \text{ kg}$$

Carga lateral

$$V_{ws} = \frac{\omega_{ws} h_w}{2} = 715,5 \text{ kg}$$

$$V_{sp} = \frac{E_p}{2} (0,5 * h_s - \frac{h_s^2}{4h_w}) = 650,5 \text{ kg}$$

$$V_{ss1} = \frac{E_{2s} h_s}{2} = 287,7 \text{ kg}$$

$$V_{ss2} = \frac{(E_{1s} - E_{2s}) h_s}{2h_w} (h_w - 0,5h_s) = 448,8 \text{ kg}$$

Combinaciones de carga

- $V_U = 1,4 \cdot (650,5) = 910,7 \text{ kg}$
- $V_U = 1,2 \cdot (650,5) + 1,6 V_t = 780,6 \text{ kg}$
- $V_U = 1,05 \cdot (650,5) + 0,5 \cdot (715,5 + 736,5) + \zeta V_t = 2135,1 \text{ kg}$
- $V_U = 0,95 \cdot (650,5) + 715,5 + 736,5 = 2070,0 \text{ kg}$

El cortante obtenido del análisis, $V_u = 2135,1 \text{ kg}$.

El cual debe ser multiplicado por 2 dado que la ductilidad es distinta de 1.

$$P_u = \frac{P_o}{0,8} = \frac{559647,2329}{0,8} = 701694,1135 \text{ kg}$$

Cortante para el acero

$$V_m = (0,15 \sqrt{100 + 0,2 \frac{701694,1135}{1500}}) 424 \cdot 5,6 = 225709 \text{ kg}$$

$$V_s = V_u - V_m = 4270,14 - 225709 = -221438 \text{ kg}$$

Para este caso se colocarían varillas # 3 a cada 80cm

Acero mínimo en el muro

Según el inciso 9.3.3 del Código Sísmico (Refuerzo en elementos estructurales), se debe tener un refuerzo mínimo igual a $0,002A_{bruta}$ ¹⁵.

Anteriormente se contó con varillas # 4 @ 40cm verticales y # 3 @ 80cm horizontales.

$$A_v + a_h = 0,00253 + 0,00071 = 0,00324$$

Esto es superior el mínimo requerido por lo que la sección se dejará tal y como está.

Diseño del Muro A0-M2

Diseño para cargas perpendiculares al plano

Características del muro

Materiales:	Sección:
$f'_m = 100 \text{ kg/m}^2$	$l_w = 2,20 \text{ m}$
$f_y = 2800 \text{ kg/m}^2$	$h_w = 1,70 \text{ m}$
$h_s = 1,75 \text{ m}$	$t_w = 0,15 \text{ m}$

Carga en el muro

$$\text{Area del muro: } A_m = 3,74 \text{ m}^2$$

$$C_{wp} = 300 \text{ kg/m}^2$$

$$W_{wp} = 660 \text{ kg/m}$$

$$P_{wp} = 1122 \text{ kg}$$

Valor máximo de carga axial

$$\frac{P_w + P_f}{A_g} = \frac{1122}{3300} = 0,3400 \text{ kg/cm}$$

El limite es: $0,04f'_m = 4 \text{ kg/cm}^2$ por lo que se acepta

¹⁵Anteriormente sólo se cumplió con la designación de colocar un area de acero equivalente al $0,0007A_{bruta}$

Carga lateral

El coeficiente sísmico se toma del análisis hecho en la sección anterior, el cual tiene un valor de: $C = 0,36$.

$$\omega_{ws} = \omega_{wp} \cdot C = 660 \cdot 0,36 = 237,6 \text{ kg/m}$$

Momento en la mitad del muro ($x = 0,85 \text{ m}$)

$$M_{ws} = \frac{\omega_{ws} h_w^2}{8} = 91,0 \text{ kg-m}$$

$$M_{ss2} = (E_{1s} - E_{2s}) \left(\frac{x^3}{6h_s} + \frac{x}{2} - x^2 \frac{2h_w - 1}{4h_w} \right) = 331,4 \text{ kg-m}$$

$$M_{ss1} = \frac{E_{2s} h_s}{2h_w} (2h_w - h_s)x - \frac{E_{2s} x^2}{2} = 57,6 \text{ kg-m}$$

$$M_{ss2} = \frac{(E_{1s} - E_{2s}) x^3}{2} \left(\frac{1}{x} - \frac{1}{2h_w} - \frac{1}{3h_s} \right) = 119,9 \text{ kg-m}$$

Combinaciones de carga

- $M_U = 1,4 \cdot (331,4) = 464,0 \text{ kg-m}$
- $M_U = 1,2 \cdot (331,4) + 1,6M_t = 397,7 \text{ kg-m}$
- $M_U = 1,05 \cdot (331,4) + 0,5 \cdot (91,0 + 177,5) + \zeta M_t = 616,4$
- $M_U = 0,95 \cdot (331,4) + 91,0 + 177,5 = 583,3 \text{ kg-m}$

El momento de diseño sería que brinda la combinación más alta, el cual corresponde a 616,4 kg-m

Acero a utilizar

Acero, se supone 1 # 4 a cada 60 cm

$$A_{1s} = 1,267 \cdot \frac{220}{60} = 4,64 \text{ cm}^2$$

Acero, se supone 1 # 0 a cada 60 cm

$$A_{s2} = 0,000 \cdot \frac{220}{60} = 0,00 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_{s1} + A_{s2}}{b_w \cdot t_w} = \frac{4,64}{220 \cdot 15} = 0,001407521$$

$$\rho_b = \frac{0,85f'_m}{f_y} \cdot \left(\frac{5100}{6000 + f_y} \right) = 0,017593344$$

Como $\rho_{max} = 0,5\rho_b = 0,008796672 > \rho$ el acero se acepta

Area Neta

Número de celdas vacías 11

$$A_n = 220 \cdot 15 - 11(9 \cdot 15,95) = 1720,95 \text{ cm}^2$$

Módulo de elasticidad

$$E_m = 75000 \text{ kg/cm}^2 \quad n = \frac{E_s}{E_m} = 28$$

$$E_s = 2100000 \text{ kg/cm}^2$$

Módulo de rotura

Se toma para la mampostería parcialmente rellena
 $f_r = 0,67\sqrt{f'_m} = 6,7$

Inercia de la sección sin agrietar

$$I_g = \frac{220 \cdot 15^3}{12} - \frac{11 \cdot 3 \cdot 9,6^3}{12} = 49655,8 \text{ cm}^4$$

Momento de agrietamiento

$$M_{cr} = \frac{f_r \cdot I_g}{t/2} = \frac{6,7 \cdot 49655,8}{7,5} = 44359,19277 \text{ kg-cm}$$

Inercia de la sección a grietada

$$A_{se} = \frac{P_u + A_s \cdot f_y}{f_y} = 5,05 \text{ cm}^2$$

$$d = \frac{P_u + A_s \cdot f_y}{0,85 f'_m \cdot b} = 0,0605 \text{ cm}$$

$$c = \frac{d}{0,85} = 0,0712$$

$$I_{cr} = n \cdot A_{se} \cdot (d - c)^2 + 1/3b \cdot c^3 = 7796,50999 \text{ cm}^4$$

Excentricidad

Se recomienda utilizar: $e_{min} = \frac{t}{4} = 3,8 \text{ cm}$

Condición de servicio

Cuadro 86: condición de servicio para el Muro 5

Iteración	Δ_s cm	M_{ser} kg-cm	$M_{ser} < M_{cr}$	Δ_s cm
1	0	23842,5	SI	0,0193
2	0,0193	23853,3121	SI	0,0193
3	0,0193	23853,317	NO	-0,0863

Porcentaje de variación: 547,52% por lo que se acepta

Momento nominal

$$a = \frac{P_u + A_s \cdot f_y}{0,85 f'_m \cdot b} = 0,755 \text{ cm}$$

$$M_n = A_{se} \cdot f_y (d - 0,5a) = 100619,6649 \text{ kg-cm}$$

$$\phi = 0,8 - \frac{1,5 \cdot P_u}{A_n \cdot f'_m} = 0,7902$$

$$\phi M_n = 0,7902 \cdot 100619,6649 = 79511,72368 \text{ kg-cm}$$

Momento último

$$M_u = \frac{W_u \cdot h^2}{8} + \frac{P_{uf} \cdot e}{2} + (P_{uw} + P_{uf}) \cdot \Delta_u = 51960 \text{ kg-cm}$$

Como $\phi M_n > M_u$ la sección es adecuada

Diseño para cargas paralelas al plano

Carga axial

$$A_s = 4,64 \text{ cm}^2 \text{ y } A_e = 1720,95 \text{ cm}^2.$$

$$P_o = 0,85 \cdot 100 \cdot (1720,95 - 4,64) + 4,64 \cdot 2800 = 158891 \text{ kg}$$

Carga lateral

$$V_{ws} = \frac{\omega_{ws} h_w}{2} = \frac{237,6 \cdot 1,70}{2} = 202,0 \text{ kg}$$

$$V_{sp} = \frac{E_p}{2} (0,5 h_s - \frac{h_s^2}{4 h_w}) = \frac{1450,4}{2} (\frac{1,75}{2} - \frac{1,75^2}{4 \cdot 1,70}) = 307,9 \text{ kg}$$

$$V_{ss1} = \frac{E_{2s} h_s}{2} = \frac{159,84 \cdot 1,75}{2} = 139,9 \text{ kg}$$

$$V_{ss2} = \frac{(E_{1s} - E_{2s}) h_s}{2 h_w} (h_w - 0,5 h_s) = \frac{479,5 \cdot 1,75}{2 \cdot 1,70} (1,70 - 1,75 \cdot 0,5)$$

Combinaciones de carga

1. $V_U = 1,4 \cdot (307,9) = 431,1kg$
2. $V_U = 1,2 \cdot (307,9) + 1,6V_t = 369,5kg$
3. $V_U = 1,05 \cdot (307,9) + 0,5 \cdot (202,0 + 343,5) + \zeta V_t = 868,8kg$
4. $V_U = 0,95 \cdot (307,9) + 202,0 + 343,5 = 838,0kg$

El cortante obtenido del análisis, $V_u = 868,8kg$ El cual debe ser multiplicado por 2 dado que la ductilidad es distinta de 1.

$$P_u = \frac{P_o}{0,8} = \frac{158891,4324}{0,8} = 199483,0707kg$$

Cortante para el acero

$$V_m = (0,15\sqrt{100 + 0,2\frac{199483,0707}{1500}})176 \cdot 5,6 = 27693kg$$

$$V_s = V_u - V_m = 1737,56 - 27693 = -25955,57kg$$

Para este caso se colocarían varillas # 3 a cada 80cm

Según el inciso 9.3.3 del Código Sísmico (Refuerzo en elementos estructurales), se debe tener un refuerzo mínimo igual a $0,002A_{bruta}^{16}$.

Anteriormente se contó con varillas # 4 @ 60cm verticales y # 3 @ 80cm horizontales.

$$A_v + a_h = 0,00169 + 0,00071 = 0,00240$$

Esto es superior el mínimo requerido por lo que la sección se dejará tal y como está.

Diseño del Muro A1-M1

Diseño para cargas perpendiculares al plano

Características del muro

Materiales:	Sección:
$\omega_m = 300kg/m^2$	$l_w = 4,80m$
$f'_m = 100kg/cm^2$	$h_w = 2,90m$
$f_y = 2800kg/cm^2$	$t_w = 0,15m$

Carga en el muro

$$\text{Área del muro: } A_m = 13,92m^2$$

¹⁶Anteriormente sólo se cumplió con la designación de colocar un área de acero equivalente al $0,0007A_{bruta}$

$$\omega_{wp} = 1440kg/m$$

$$\text{Peso del muro: } P_w = 4176kg$$

$$P_f = 868,8kg$$

Valor máximo de carga axial

Este valor fue tomado del análisis previamente realizado.

$$P_f = P_{ft} + P_{fp} = 2855,98 + 6866,72 = 9722,70kg$$

$$\frac{P_w + P_f}{A_g} = \frac{4176 + 9722,7}{7200} = 1,9304kg/cm$$

El límite es: $0,04f'_m = 4kg/cm^2$ por lo tanto se acepta.

Carga lateral

El coeficiente sísmico se toma del análisis hecho en el análisis anterior, el cual tiene un valor de: $C = 0,25974$.

$$\omega_s = \omega_m \cdot C = 1440 \cdot 0,25974 = 374,0256kg/m^2$$

Combinaciones de carga

$$P_U = 1,4 \cdot (4176 + 6866,72) = 15460kg$$

$$P_U = 1,2 \cdot (4176 + 6866,72) + 1,6 \cdot (2855,98) = 17821kg$$

$$P_U = 1,05 \cdot (4176 + 6866,72) + 0,5 \cdot (2855,98) + C_S = 13023kg + C_S$$

$$P_U = 0,95 \cdot (4176 + 6866,72) + C_S = 10491kg + C_S$$

Acero a utilizar

Acero, se supone 1 # 3 a cada 80 cm

$$A_s = 0,713 \cdot \frac{480}{80} = 4,28cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{4,275344355}{480 \cdot 15} = 0,000593798$$

$$\rho_b = \frac{0,85f'_m}{f_y} \cdot \left(\frac{5100}{6000 + f_y}\right) = 0,017593344$$

Como $\rho_{max} = 0,5\rho_b = 0,008796672 > \rho$ el acero se acepta

Área Neta

$$A_n = 480 \cdot 15 - 24(9,6 \cdot 15,3) = 3674,88 \text{ cm}^2$$

Módulo de elasticidad

$$E_m = 75000 \text{ kg/cm}^2 \quad n = \frac{E_s}{E-m} = 28$$

$$E_s = 2100000 \text{ kg/cm}^2$$

Módulo de rotura

Se toma para la mampostería parcialmente rellena
 $f_r = 0,67\sqrt{f'_m} = 6,7$.

Inercia de la sección sin agrietar

$$I_g = \frac{480 \cdot 15^3}{12} - \frac{15,3 \cdot 9,6^3}{12} = 107927,1 \text{ cm}^4$$

Momento de agrietamiento

$$M_{cr} = \frac{f_r \cdot I_g}{t/2} = \frac{6,7 \cdot 107927,1}{7,5} = 96414,8567 \text{ kg-cm}$$

Inercia de la sección agrietada

$$A_{se} = \frac{P_u + A_s \cdot f_y}{f_y} = \frac{13022,846 + 4,28 \cdot 2800}{2800} = 8,93 \text{ cm}^2$$

$$d = \frac{P_u + A_s \cdot f_y}{0,85 f'_m \cdot b} = \frac{13022,846 + 4,28 \cdot 4,8}{0,85 \cdot 100 \cdot 480} = 0,3197 \text{ cm}$$

$$c = \frac{d}{0,85} = 0,3761$$

$$I_{cr} = n \cdot A_{se} \cdot (d - c)^2 + 1/3b \cdot c^3 = 12692,83632 \text{ cm}^4$$

Excentricidad

Se recomienda utilizar: $e_{min} = \frac{t}{4} = 3,75 \text{ cm}$

Condición de servicio

Cuadro 87: Condición de servicio en el muro A1-M1

Δ_s cm	M_{ser} kg-cm	$M_{ser} < M_{cr}$	Δ_s cm
0,0000	169610	NO	0,8571
0,8571	179733	NO	0,9613
0,9613	180963	NO	0,9739
0,9739	181113	NO	0,9754
0,9754	181131	NO	0,9756

Momento nominal

$$a = \frac{P_u + A_s \cdot f_y}{0,85 f'_m \cdot b} = 0,613 \text{ cm}$$

$$M_n = A_{se} \cdot f_y (d - 0,5a) = 179798,055 \text{ kg-cm}$$

$$\phi = 0,8 - \frac{1,5 \cdot P_u}{A_e \cdot f'_m} = 0,7468$$

$$\phi M_n = 0,7468 \cdot 179798,055 = 134281,061 \text{ kg-cm}$$

Momento último

$$M_u = \frac{W_u \cdot h^2}{8} + \frac{P_{uf} \cdot e}{2} + (P_{uw} + P_{uf}) \cdot \Delta_u = 68221,2 \text{ kg-cm}$$

Como $\phi M_n > M_u$ la sección es adecuada

Diseño para cargas paralelas al plano

Carga axial

$$A_s = 4,28 \text{ cm}^2 \text{ y } A_e = 3674,88 \text{ cm}^2.$$

$$P_o = 0,85 \cdot 100 \cdot (3674,88 - 4,28) + 4,28 \cdot 2800 = 323972 \text{ kg}$$

$$P_u = \frac{P_o}{0,8} = \frac{323972}{0,8} = 404965,4499 \text{ kg}$$

Cortante para el acero

El cortante obtenido del análisis $V_u = 823,31 \text{ kg}$.
 El cual debe ser multiplicado por 2 dado que la ductilidad es distinta de 1.

$$V_m = (0,15 \sqrt{100 + 0,2 \frac{404965,4499}{1500}}) 384 \cdot 5,6 = 119337 \text{ kg}$$

$$V_s = V_u - V_m = 1646,62 - 119337 = -117691 \text{ kg}$$

Para este caso se colocarían varillas # 3 a cada 80cm

Acero mínimo en el muro

Según el inciso 9.3.3 del Código Sísmico (Refuerzo en elementos estructurales), se debe tener un refuerzo mínimo igual a $0,002A_{bruta}$ ¹⁷. Por lo que el espaciamiento mínimo de los muros se cambiará a varillas # 3 @ 60cm en ambas direcciones.

Diseño del Muro A1-M2

Diseño para cargas perpendiculares al plano

Características del muro

Materiales:	Sección:
$\omega_m = 300kg/m^2$	$l_w = 4,80m$
$f'_m = 100kg/cm^2$	$h_w = 2,90m$
$f_y = 2800kg/cm^2$	$t_w = 0,15m$

Carga en el muro

Area del muro: $A_m = 13,92m^2$

$\omega_{wp} = 1440kg/m$

Peso del muro: $P_w = 4176kg$

Valor máximo de carga axial

Este valor fue tomado del análisis previamente realizado.

$$P_f = P_{ft} + P_{fp} = 3385,34 + 6815,12 = 10200,46kg$$

$$\frac{P_w + P_f}{A_g} = \frac{4176 + 10200,5}{7200} = 1,9967kg/cm$$

El limite es: $0,04f'_m = 4kg/cm^2$ por lo que se acepta

Carga lateral

El coeficiente sísmico se toma del análisis hecho en el análisis anterior, el cual tiene un valor de: $C = 0,25974$.

$$\omega_s = \omega_m \cdot C = 1440 \cdot 0,25974 = 374,0256kg/m^2$$

Combinaciones de carga

$$P_U = 1,4 \cdot (4176 + 6815,12) = 15388kg$$

¹⁷Anteriormente sólo se cumplió con la designación de colocar un area de acero equivalente al $0,0007A_{bruta}$

$$P_U = 1,2 \cdot (4176 + 6815,12) + 1,6 \cdot (3385,34) = 18606kg$$

$$P_U = 1,05 \cdot (4176 + 6815,12) + 0,5 \cdot (3385,34) + C_S = 13233kg + C_S$$

$$P_U = 0,95 \cdot (4176 + 6815,12) + C_S = 10442kg + C_S$$

Acero a utilizar

Acero, se supone 1 # 3 a cada 80 cm

$$A_s = 0,713 \cdot \frac{480}{80} = 4,28cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{4,275344355}{480 \cdot 15} = 0,000593798$$

$$\rho_b = \frac{0,85f'_m}{f_y} \cdot \left(\frac{5100}{6000 + f_y}\right) = 0,017593344$$

Como $\rho_{max} = 0,5\rho_b = 0,008796672 > \rho$ el acero se acepta

Area Neta

$$A_n = 480 \cdot 15 - 24(9,6 \cdot 15,3) = 3674,88cm^2$$

Módulo de elasticidad

$$E_m = 75000kg/cm^2 \quad n = \frac{E_s}{E_m} = 28$$

$$E_s = 2100000kg/cm^2$$

Módulo de rotura

Se toma para la mampostería parcialmente rellena $f_r = 0,67\sqrt{f'_m} = 6,7$

Inercia de la sección sin agrietar

$$I_g = \frac{480 \cdot 15^3}{12} - \frac{15,3 \cdot 9,6^3}{12} = 107927,1cm^4$$

Momento de agrietamiento

$$M_{cr} = \frac{f_r \cdot I_g}{t/2} = \frac{6,7 \cdot 107927,1}{7,5} = 96414,8567kg-cm$$

Inercia de la sección a grietada

$$A_{se} = \frac{P_u + A_s \cdot f_y}{f_y} = \frac{13233,346 + 4,28 \cdot 2800}{2800} = 9,00cm^2$$

$$d = \frac{P_u + A_s \cdot f_y}{0,85 f'_m \cdot b} = \frac{13233,346 + 4,28 \cdot 4,8}{0,85 \cdot 100 \cdot 480} = 0,3248 \text{ cm}$$

$$c = \frac{d}{0,85} = 0,3822$$

$$I_{cr} = n \cdot A_{se} \cdot (d - c)^2 + 1/3 b \cdot c^3 = 12778,29596 \text{ cm}^4$$

Excentricidad

Se recomienda utilizar: $e_{min} = \frac{t}{4} = 3,75 \text{ cm}$

Condición de servicio

Cuadro 88: Condición de servicio en el muro A1-M2

Δ_s cm	M_{ser} kg - cm	$M_{ser} < M_{cr}$	Δ_s cm
0,0000	170506	NO	0,8618
0,8618	181096	NO	0,9701
0,9701	182426	NO	0,9837
0,9837	182594	NO	0,9854
0,9854	182615	NO	0,9856

Momento nominal

$$a = \frac{P_u + A_s \cdot f_y}{0,85 f'_m \cdot b} = 0,618 \text{ cm}$$

$$M_n = A_{se} \cdot f_y (d - 0,5a) = 181247,3111 \text{ kg - cm}$$

$$\phi = 0,8 - \frac{1,5 \cdot P_u}{A_e \cdot f'_m} = 0,7460$$

$$\phi M_n = 0,7460 \cdot 181247,3111 = 135207,6991 \text{ kg - cm}$$

Momento último

$$M_u = \frac{W_u \cdot h^2}{8} + \frac{P_{uf} \cdot e}{2} + (P_{uw} + P_{uf}) \cdot \Delta_u = 68953,02 \text{ kg - cm}$$

Como $\phi M_n > M_u$ la sección es adecuada

Diseño para cargas paralelas al plano

Carga axial

$A_s = 4,28 \text{ cm}^2$ y $A_e = 3674,88 \text{ cm}^2$.

$$P_o = 0,85 \cdot 100 \cdot (3674,88 - 4,28) + 4,28 \cdot 2800 = 323972 \text{ kg}$$

$$P_u = \frac{P_o}{0,8} = \frac{323972}{0,8} = 404965,4499 \text{ kg}$$

Cortante para el acero

El cortante obtenido del análisis, $V_u = 1016,26 \text{ kg}$. El cual debe ser multiplicado por 2 dado que la ductilidad es distinta de 1.

$$V_m = (0,15 \sqrt{100 + 0,2 \frac{404965,4499}{1500}}) 384 \cdot 5,6 = 119337 \text{ kg}$$

$$V_s = V_u - V_m = 2032,52 - 119337 = -117305 \text{ kg}$$

Para este caso se colocarían varillas # 3 a cada 80cm

Acero mínimo en el muro

Según el inciso 9.3.3 del Código Sísmico (Refuerzo en elementos estructurales), se debe tener un refuerzo mínimo igual a $0,002 A_{bruta}$ ¹⁸. Por lo que el espaciamiento mínimo de los muros se cambiará a varillas # 3 @ 60cm en ambas direcciones.

Diseño del Muro A1-M3

Diseño para cargas perpendiculares al plano

Características del muro

Materiales:	Sección:
$\omega_m = 300 \text{ kg/m}^2$	$l_w = 3,30 \text{ m}$
$f'_m = 100 \text{ kg/cm}^2$	$h_w = 2,90 \text{ m}$
$f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$	$t_w = 0,15 \text{ m}$

Carga en el muro

Area del muro: $A_m = 9,57 \text{ m}^2$

$\omega_{wp} = 990 \text{ kg/m}$

¹⁸Anteriormente sólo se cumplió con la designación de colocar un area de acero equivalente al $0,0007 A_{bruta}$

Peso del muro: $P_w = 2871kg$

Valor máximo de carga axial

Este valor fue tomado del análisis previamente realizado.

$$P_f = P_{ft} + P_{fp} = 924,03 + 7848,45 = 8772,48kg$$

$$\frac{P_w + P_f}{A_g} = \frac{2871 + 8772,5}{4950} = 2,3522kg/cm$$

El limite es: $0,04f'_m = 4kg/cm^2$ por lo que se acepta

Carga lateral

El coeficiente sísmico se toma del análisis hecho en el análisis anterior, el cual tiene un valor de: $C = 0,25974$.

$$\omega_s = \omega_m \cdot C = 990 \cdot 0,25974 = 257,1426kg/m^2$$

Combinaciones de carga

$$P_U = 1,4 \cdot (2871 + 7848,45) = 15007kg$$

$$P_U = 1,2 \cdot (2871 + 7848,45) + 1,6 \cdot (924,03) = 14342kg$$

$$P_U = 1,05 \cdot (2871 + 7848,45) + 0,5 \cdot (924,03) + C_S = 11717kg + C_S$$

$$P_U = 0,95 \cdot (2871 + 7848,45) + C_S = 10183kg + C_S$$

Acero a utilizar

Acero, se supone 1 # 3 a cada 80 cm

$$A_s = 0,713 \cdot \frac{330}{80} = 2,94cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{2,939299244}{330 \cdot 15} = 0,000593798$$

$$\rho_b = \frac{0,85f'_m}{f_y} \cdot \left(\frac{5100}{6000 + fy}\right) = 0,017593344$$

Como $\rho_{max} = 0,5\rho_b = 0,008796672 > \rho$ el acero se acepta

Area Neta

$$A_n = 330 \cdot 15 - 17(9,6 \cdot 15,3) = 2526,48cm^2$$

Módulo de elasticidad

$$E_m = 75000kg/cm^2 \quad n = \frac{E_s}{E_m} = 28$$

$$E_s = 2100000kg/cm^2$$

Módulo de rotura

Se toma para la mampostería parcialmente rellena
 $f_r = 0,67\sqrt{f'_m} = 6,7$

Inercia de la sección sin agrietar

$$I_g = \frac{330 \cdot 15^3}{12} - \frac{15,3 \cdot 9,6^3}{12} = 74199,9cm^4$$

Momento de agrietamiento

$$M_{cr} = \frac{f_r \cdot I_g}{t/2} = \frac{6,7 \cdot 74199,9}{7,5} = 66285,21398kg-cm$$

Inercia de la sección a grietada

$$A_{se} = \frac{P_u + A_s \cdot f_y}{f_y} = \frac{11717,4375 + 2,94 \cdot 2800}{2800} = 7,12cm^2$$

$$d = \frac{P_u + A_s \cdot f_y}{0,85f'_m \cdot b} = \frac{11717,4375 + 2,94 \cdot 3,3}{0,85 \cdot 100 \cdot 330} = 0,4181cm$$

$$c = \frac{d}{0,85} = 0,4919$$

$$I_{cr} = n \cdot A_{se} \cdot (d - c)^2 + 1/3b \cdot c^3 = 9810,101593cm^4$$

Excentricidad

Se recomienda utilizar: $e_{min} = \frac{t}{4} = 3,75cm$

Condición de servicio

Cuadro 89: Condición de servicio en el muro A1-M3

Δ_s cm	M_{ser} kg - cm	$M_{ser} < M_{cr}$	Δ_s cm
0,0000	120522	NO	0,8355
0,8355	129051	NO	0,9505
0,9505	130225	NO	0,9663
0,9663	130386	NO	0,9685
0,9685	130408	NO	0,9688

Momento nominal

$$a = \frac{P_u + A_s \cdot f_y}{0,85f'_m \cdot b} = 0,711cm$$

$$M_n = A_{se} \cdot f_y(d - 0,5a) = 142513,3421kg - cm$$

$$\phi = 0,8 - \frac{1,5 \cdot P_u}{A_e \cdot f'_m} = 0,7304$$

$$\phi M_n = 0,7304 \cdot 142513,3421 = 104096,3393kg - cm$$

Momento último

$$M_u = \frac{W_u \cdot h^2}{8} + \frac{P_{uf} \cdot e}{2} + (P_{uw} + P_{uf}) \cdot \Delta_u = 54701,67kg - cm$$

Como $\phi M_n > M_u$ la sección es adecuada

Diseño para cargas paralelas al plano**Carga axial**

$$A_s = 2,94cm^2 \text{ y } A_e = 2526,48cm^2.$$

$$P_o = 0,85 \cdot 100 \cdot (2526,48 - 2,94) + 2,94 \cdot 2800 = 222731kg$$

$$P_u = \frac{P_o}{0,8} = \frac{222731}{0,8} = 278413,7468kg$$

Cortante para el acero

El cortante obtenido del análisis, $V_u = 1045,41kg$. El cual debe ser multiplicado por 2 por la ductilidad ser distinta de 1.

$$V_m = (0,15 \sqrt{100 + 0,2 \frac{278413,7468}{1500}}) 264 \cdot 5,6 = 57099kg$$

$$V_s = V_u - V_m = 2090,82 - 57099 = -55008kg$$

Para este caso se colocarían varillas # 3 a cada 80cm

Acero mínimo en el muro

Según el inciso 9.3.3 del Código Sísmico (Refuerzo en elementos estructurales), se debe tener un refuerzo mínimo igual a $0,002A_{bruta}$ ¹⁹. Por lo que el espaciamiento mínimo de los muros se cambiará a varillas # 3 @ 60cm en ambas direcciones.

Diseño del Muro A1-M4**Diseño para cargas perpendiculares al plano****Características del muro**

Materiales:	Sección:
$\omega_m = 300kg/m^2$	$l_w = 2,20m$
$f'_m = 100kg/cm^2$	$h_w = 2,90m$
$f_y = 2800kg/cm^2$	$t_w = 0,15m$

Carga en el muro

$$\text{Area del muro: } A_m = 6,38m^2$$

$$\omega_{wp} = 660kg/m$$

$$\text{Peso del muro: } P_w = 1914kg$$

Valor máximo de carga axial

Este valor fue tomado del análisis previamente realizado.

$$P_f = P_{ft} + P_{fp} = 1995,58 + 13297,69 = 15293,27kg$$

$$\frac{P_w + P_f}{A_g} = \frac{1914 + 15293,3}{3300} = 5,2143kg/cm$$

El limite es: $0,04f'_m = 4kg/cm^2$ por lo que se acepta

Carga lateral

El coeficiente sísmico se toma del análisis hecho en el análisis anterior, el cual tiene un valor de: $C = 0,25974$.

$$\omega_s = \omega_m \cdot C = 660 \cdot 0,25974 = 171,4284kg/m^2$$

Combinaciones de carga

$$P_U = 1,4 \cdot (1914 + 13297,69) = 21296kg$$

¹⁹Anteriormente sólo se cumplió con la designación de colocar un area de acero equivalente al $0,0007A_{bruta}$

$$P_U = 1,2 \cdot (1914 + 13297,69) + 1,6 \cdot (1995,58) = 21447kg$$

$$P_U = 1,05 \cdot (1914 + 13297,69) + 0,5 \cdot (1995,58) + C_S = 16970kg + C_S$$

$$P_U = 0,95 \cdot (1914 + 13297,69) + C_S = 14451kg + C_S$$

Acero a utilizar

Acero, se supone 1 # 3 a cada 80 cm

$$A_s = 0,713 \cdot \frac{220}{80} = 1,96cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{1,959532829}{220 \cdot 15} = 0,000593798$$

$$\rho_b = \frac{0,85f'_m}{f_y} \cdot \left(\frac{5100}{6000 + f_y} \right) = 0,017593344$$

Como $\rho_{max} = 0,5\rho_b = 0,008796672 > \rho$ el acero se acepta

Area Neta

$$A_n = 220 \cdot 15 - 11(9,6 \cdot 15,3) = 1684,32cm^2$$

Módulo de elasticidad

$$E_m = 75000kg/cm^2 \quad n = \frac{E_s}{E_m} = 28$$

$$E_s = 2100000kg/cm^2$$

Módulo de rotura

Se toma para la mampostería parcialmente rellena

$$f_r = 0,67\sqrt{f'_m} = 6,7$$

Inercia de la sección sin agrietar

$$I_g = \frac{220 \cdot 15^3}{12} - \frac{15,3 \cdot 9,6^3}{12} = 49466,6cm^4$$

Momento de agrietamiento

$$M_{cr} = \frac{f_r \cdot I_g}{t/2} = \frac{6,7 \cdot 49466,6}{7,5} = 44190,14266kg-cm$$

Inercia de la sección a grietada

$$A_{se} = \frac{P_u + A_s \cdot f_y}{f_y} = \frac{16970,0645 + 1,96 \cdot 2800}{2800} = 8,02cm^2$$

$$d = \frac{P_u + A_s \cdot f_y}{0,85f'_m \cdot b} = \frac{16970,0645 + 1,96 \cdot 2,2}{0,85 \cdot 100 \cdot 220} = 0,9077cm$$

$$c = \frac{d}{0,85} = 1,0679$$

$$I_{cr} = n \cdot A_{se} \cdot (d - c)^2 + 1/3b \cdot c^3 = 9380,080307cm^4$$

Excentricidad

Se recomienda utilizar: $e_{min} = \frac{t}{4} = 3,75cm$

Condición de servicio

Cuadro 90: Condición de servicio en el muro A1-M4

Δ_s cm	M_{ser} kg-cm	$M_{ser} < M_{cr}$	Δ_s cm
0,0000	98057	NO	0,9023
0,9023	112720	NO	1,1195
1,1195	116250	NO	1,1718
1,1718	117100	NO	1,1844
1,1844	117305	NO	1,1874

Momento nominal

$$a = \frac{P_u + A_s \cdot f_y}{0,85f'_m \cdot b} = 1,201cm$$

$$M_n = A_{se} \cdot f_y(d - 0,5a) = 154941,558kg-cm$$

$$\phi = 0,8 - \frac{1,5 \cdot P_u}{A_e \cdot f'_m} = 0,6489$$

$$\phi M_n = 0,6489 \cdot 154941,558 = 100536,9576kg-cm$$

Momento último

$$M_u = \frac{W_u \cdot h^2}{8} + \frac{P_{uf} \cdot e}{2} + (P_{uw} + P_{uf}) \cdot \Delta_u = 66223,18kg-cm$$

Como $\phi M_n > M_u$ la sección es adecuada

Diseño para cargas paralelas al plano

Carga axial

$$A_s = 1,96cm^2 \text{ y } A_e = 1684,32cm^2.$$

$$P_o = 0,85 \cdot 100 \cdot (1684,32 - 1,96) + 1,96 \cdot 2800 = 148487kg$$

$$P_u = \frac{P_o}{0,8} = \frac{148487}{0,8} = 185609,1645kg$$

Cortante para el acero

El cortante obtenido del análisis, $V_u = 2008,189kg$. El cual debe ser multiplicado por 2 dado que la ductilidad es distinta de 1.

$$V_m = (0,15 \sqrt{100 + 0,2 \frac{185609,1645}{1500}}) 176 \cdot 5,6 = 25870kg$$

$$V_s = V_u - V_m = 4016,38 - 25870 = -21854kg$$

Para este caso se colocarían varillas # 3 a cada 80cm

Acero mínimo en el muro

Según el inciso 9.3.3 del Código Sísmico (Refuerzo en elementos estructurales), se debe tener un refuerzo mínimo igual a $0,002A_{bruta}$ ²⁰. Por lo que el espaciamiento mínimo de los muros se cambiará a varillas # 3 @ 60cm en ambas direcciones.

Diseño del Muro A1-M5

Diseño para cargas perpendiculares al plano

Características del muro

Materiales:	Sección:
$\omega_m = 300kg/m^2$	$l_w = 2,70m$
$f'_m = 100kg/cm^2$	$h_w = 2,90m$
$f_y = 2800kg/cm^2$	$t_w = 0,15m$

Carga en el muro

$$\text{Area del muro: } A_m = 7,83m^2$$

$$\omega_{wp} = 810kg/m$$

²⁰Anteriormente sólo se cumplió con la designación de colocar un area de acero equivalente al $0,0007A_{bruta}$

$$\text{Peso del muro: } P_w = 2349kg$$

Valor máximo de carga axial

Este valor fue tomado del análisis previamente realizado.

$$P_f = P_{ft} + P_{fp} = 216,28 + 5364,67 = 5580,95kg$$

$$\frac{P_w + P_f}{A_g} = \frac{2349 + 5581,0}{4050} = 1,9580kg/cm$$

El limite es: $0,04f'_m = 4kg/cm^2$ por lo que se acepta

Carga lateral

El coeficiente sísmico se toma del análisis hecho en el análisis anterior, el cual tiene un valor de: $C = 0,25974$.

$$\omega_s = \omega_m \cdot C = 810 \cdot 0,25974 = 210,3894kg/m^2$$

Combinaciones de carga

$$P_U = 1,4 \cdot (2349 + 5364,67) = 10799kg$$

$$P_U = 1,2 \cdot (2349 + 5364,67) + 1,6 \cdot (216,28) = 9602kg$$

$$P_U = 1,05 \cdot (2349 + 5364,67) + 0,5 \cdot (216,28) + C_S = 8207kg + C_S$$

$$P_U = 0,95 \cdot (2349 + 5364,67) + C_S = 7328kg + C_S$$

Acero a utilizar

Acero, se supone 1 # 3 a cada 80 cm

$$A_s = 0,713 \cdot \frac{270}{80} = 2,40cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{2,4048812}{270 \cdot 15} = 0,000593798$$

$$\rho_b = \frac{0,85f'_m}{f_y} \cdot \left(\frac{5100}{6000 + f_y} \right) = 0,017593344$$

Como $\rho_{max} = 0,5\rho_b = 0,008796672 > \rho$ el acero se acepta

Area Neta

$$A_n = 270 \cdot 15 - 14(9,6 \cdot 15,3) = 2067,12cm^2$$

Módulo de elasticidad

$$E_m = 75000 \text{ kg/cm}^2 \quad n = \frac{E_s}{E_m} = 28$$

$$E_s = 2100000 \text{ kg/cm}^2$$

Módulo de rotura

Se toma para la mampostería parcialmente rellena
 $f_r = 0,67\sqrt{f'_m} = 6,7$

Inercia de la sección sin agrietar

$$I_g = \frac{270 \cdot 15^3}{12} - \frac{15,3 \cdot 9,6^3}{12} = 60709,0 \text{ cm}^4$$

Momento de agrietamiento

$$M_{cr} = \frac{f_r \cdot I_g}{t/2} = \frac{6,7 \cdot 60709,0}{7,5} = 54233,3569 \text{ kg-cm}$$

Inercia de la sección a grietada

$$A_{se} = \frac{P_u + A_s \cdot f_y}{f_y} = \frac{8207,4935 + 2,40 \cdot 2800}{2800} = 5,34 \text{ cm}^2$$

$$d = \frac{P_u + A_s \cdot f_y}{0,85 f'_m \cdot b} = \frac{8207,4935 + 2,40 \cdot 2,7}{0,85 \cdot 100 \cdot 270} = 0,3579 \text{ cm}$$

$$c = \frac{d}{0,85} = 0,4211$$

$$I_{cr} = n \cdot A_{se} \cdot (d - c)^2 + 1/3b \cdot c^3 = 7493,925327 \text{ cm}^4$$

Excentricidad

Se recomienda utilizar: $e_{min} = \frac{t}{4} = 3,75 \text{ cm}$

Condición de servicio

Cuadro 91: Condición de servicio en el muro A1-M5

Δ_s cm	M_{ser} kg-cm	$M_{ser} < M_{cr}$	Δ_s cm
0,0000	95616	NO	0,8290
0,8290	101216	NO	0,9270
0,9270	101878	NO	0,9386
0,9386	101956	NO	0,9400
0,9400	101966	NO	0,9402

Momento nominal

$$a = \frac{P_u + A_s \cdot f_y}{0,85 f'_m \cdot b} = 0,651 \text{ cm}$$

$$M_n = A_{se} \cdot f_y (d - 0,5a) = 107195,1272 \text{ kg-cm}$$

$$\phi = 0,8 - \frac{1,5 \cdot P_u}{A_e \cdot f'_m} = 0,7404$$

$$\phi M_n = 0,7404 \cdot 107195,1272 = 79371,83299 \text{ kg-cm}$$

Momento último

$$M_u = \frac{W_u \cdot h^2}{8} + \frac{P_{uf} \cdot e}{2} + (P_{uw} + P_{uf}) \cdot \Delta_u = 40598,12 \text{ kg-cm}$$

Como $\phi M_n > M_u$ la sección es adecuada

Diseño para cargas paralelas al plano

Carga axial

$$A_s = 2,40 \text{ cm}^2 \text{ y } A_e = 2067,12 \text{ cm}^2.$$

$$P_o = 0,85 \cdot 100 \cdot (2067,12 - 2,40) + 2,40 \cdot 2800 = 182234 \text{ kg}$$

$$P_u = \frac{P_o}{0,8} = \frac{182234}{0,8} = 227793,0656 \text{ kg}$$

Cortante para el acero

El cortante obtenido del análisis, $V_u = 209,53 \text{ kg}$.
 El cual debe ser multiplicado por 2 dado que la ductilidad es distinta de 1.

$$V_m = (0,15 \sqrt{100 + 0,2 \frac{227793,0656}{1500}}) 216 \cdot 5,6 = 38553 \text{ kg}$$

$$V_s = V_u - V_m = 419,06 - 38553 = -38134 \text{ kg}$$

Para este caso se colocarían varillas # 3 a cada 80cm

Acero mínimo en el muro

Según el inciso 9.3.3 del Código Sísmico (Refuerzo en elementos estructurales), se debe tener un refuerzo mínimo igual a $0,002A_{bruta}$ ²¹. Por lo que el espaciamiento mínimo de los muros se cambiará a varillas # 3 @ 60cm en ambas direcciones.

Diseño del Muro A2-M1

Diseño para cargas perpendiculares al plano

Características del muro

Materiales:	Sección:
$\omega_m = 300kg/m^2$	$l_w = 4,80m$
$f'_m = 100kg/cm^2$	$h_w = 2,90m$
$f_y = 2800kg/cm^2$	$t_w = 0,15m$

Carga en el muro

Area del muro: $A_m = 13,92m^2$

$\omega_{wp} = 1440kg/m$

Peso del muro: $P_w = 4176kg$

Valor máximo de carga axial

Este valor fue tomado del análisis previamente realizado.

$$P_f = P_{ft} + P_{fp} = 68,34 + 2024,51 = 2092,85kg$$

$$\frac{P_w + P_f}{A_g} = \frac{4176 + 2092,9}{7200} = 0,8707kg/cm$$

El limite es: $0,04f'_m = 4kg/cm^2$ por lo que se acepta

Carga lateral

El coeficiente sísmico se toma del análisis hecho en el análisis anterior, el cual tiene un valor de: $C = 0,25974$.

$$\omega_s = \omega_m \cdot C = 1440 \cdot 0,25974 = 374,0256kg/m^2$$

Combinaciones de carga

$$P_U = 1,4 \cdot (4176 + 2024,51) = 8681kg$$

²¹Anteriormente sólo se cumplió con la designación de colocar un area de acero equivalente al $0,0007A_{bruta}$

$$P_U = 1,2 \cdot (4176 + 2024,51) + 1,6 \cdot (68,34) = 7550kg$$

$$P_U = 1,05 \cdot (4176 + 2024,51) + 0,5 \cdot (68,34) + C_S = 6545kg + C_S$$

$$P_U = 0,95 \cdot (4176 + 2024,51) + C_S = 5890kg + C_S$$

Acero a utilizar

Acero, se supone 1 # 3 a cada 80 cm

$$A_s = 0,713 \cdot \frac{480}{80} = 4,28cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{4,275344355}{480 \cdot 15} = 0,000593798$$

$$\rho_b = \frac{0,85f'_m}{f_y} \cdot \left(\frac{5100}{6000 + f_y} \right) = 0,017593344$$

Como $\rho_{max} = 0,5\rho_b = 0,008796672 > \rho$ el acero se acepta

Area Neta

$$A_n = 480 \cdot 15 - 24(9,6 \cdot 15,3) = 3674,88cm^2$$

Módulo de elasticidad

$$E_m = 75000kg/cm^2 \quad n = \frac{E_s}{E_m} = 28$$

$$E_s = 2100000kg/cm^2$$

Módulo de rotura

Se toma para la mampostería parcialmente rellena $f_r = 0,67\sqrt{f'_m} = 6,7$

Inercia de la sección sin agrietar

$$I_g = \frac{480 \cdot 15^3}{12} - \frac{15,3 \cdot 9,6^3}{12} = 107927,1cm^4$$

Momento de agrietamiento

$$M_{cr} = \frac{f_r \cdot I_g}{t/2} = \frac{6,7 \cdot 107927,1}{7,5} = 96414,8567kg-cm$$

Inercia de la sección a grietada

$$A_{se} = \frac{P_u + A_s \cdot f_y}{f_y} = \frac{6544,7055 + 4,28 \cdot 2800}{2800} = 6,61cm^2$$

$$d = \frac{P_u + A_s \cdot f_y}{0,85 f'_m \cdot b} = \frac{6544,7055 + 4,28 \cdot 4,8}{0,85 \cdot 100 \cdot 480} = 0,1609 \text{ cm}$$

$$c = \frac{d}{0,85} = 0,1893$$

$$I_{cr} = n \cdot A_{se} \cdot (d - c)^2 + 1/3 b \cdot c^3 = 9897,008598 \text{ cm}^4$$

Excentricidad

Se recomienda utilizar: $e_{min} = \frac{t}{4} = 3,75 \text{ cm}$

Condición de servicio

Cuadro 92: Condición de servicio en el muro A2-M1

Δ_s cm	M_{ser} kg - cm	$M_{ser} < M_{cr}$	Δ_s cm
0,0000	155304	NO	0,8631
0,8631	158913	NO	0,9096
0,9096	159107	NO	0,9121
0,9121	159117	NO	0,9122
0,9122	159118	NO	0,9122

Momento nominal

$$a = \frac{P_u + A_s \cdot f_y}{0,85 f'_m \cdot b} = 0,454 \text{ cm}$$

$$M_n = A_{se} \cdot f_y (d - 0,5a) = 134666,1744 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$\phi = 0,8 - \frac{1,5 \cdot P_u}{A_e \cdot f'_m} = 0,7733$$

$$\phi M_n = 0,7733 \cdot 134666,1744 = 104135,4732 \text{ kg} - \text{cm}$$

Momento último

$$M_u = \frac{W_u \cdot h^2}{8} + \frac{P_{uf} \cdot e}{2} + (P_{uw} + P_{uf}) \cdot \Delta_u = 49339,58 \text{ kg} - \text{cm}$$

Como $\phi M_n > M_u$ la sección es adecuada

Diseño para cargas paralelas al plano

Carga axial

$$A_s = 4,28 \text{ cm}^2 \text{ y } A_e = 3674,88 \text{ cm}^2.$$

$$P_o = 0,85 \cdot 100 \cdot (3674,88 - 4,28) + 4,28 \cdot 2800 = 323972 \text{ kg}$$

$$P_u = \frac{P_o}{0,8} = \frac{323972}{0,8} = 404965,4499 \text{ kg}$$

Cortante para el acero

El cortante obtenido del análisis, $V_u = 394,86 \text{ kg}$. El cual debe ser multiplicado por 2 dado que la ductilidad es distinta de 1.

$$V_m = (0,15 \sqrt{100 + 0,2 \frac{404965,4499}{1500}}) 384 \cdot 5,6 = 119337 \text{ kg}$$

$$V_s = V_u - V_m = 394,86 - 119337 = -118942,14 \text{ kg}$$

Para este caso se colocarían varillas # 3 a cada 80cm

Acero mínimo en el muro

Según el inciso 9.3.3 del Código Sísmico (Refuerzo en elementos estructurales), se debe tener un refuerzo mínimo igual a $0,002 A_{bruta}^{22}$. Por lo que el espaciamiento mínimo de los muros se cambiará a varillas # 3 @ 60cm en ambas direcciones.

Diseño del Muro A2-M2

Diseño para cargas perpendiculares al plano

Características del muro

Materiales:	Sección:
$\omega_m = 300 \text{ kg/m}^2$	$l_w = 4,80 \text{ m}$
$f'_m = 100 \text{ kg/cm}^2$	$h_w = 2,90 \text{ m}$
$f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$	$t_w = 0,15 \text{ m}$

Carga en el muro

$$\text{Area del muro: } A_m = 13,92 \text{ m}^2$$

$$\omega_{wp} = 1440 \text{ kg/m}$$

²²Anteriormente sólo se cumplió con la designación de colocar un área de acero equivalente al $0,0007 A_{bruta}$

Peso del muro: $P_w = 4176kg$

Valor máximo de carga axial

Este valor fue tomado del análisis previamente realizado.

$$P_f = P_{ft} + P_{fp} = 1522,46 + 4711,14 = 6233,60kg$$

$$\frac{P_w + P_f}{A_g} = \frac{4176 + 6233,6}{7200} = 1,4458kg/cm$$

El limite es: $0,04f'_m = 4kg/cm^2$ por lo que se acepta

Carga lateral

El coeficiente sísmico se toma del análisis hecho en el análisis anterior, el cual tiene un valor de: $C = 0,25974$.

$$\omega_s = \omega_m \cdot C = 1440 \cdot 0,25974 = 374,0256kg/m^2$$

Combinaciones de carga

$$P_U = 1,4 \cdot (4176 + 4711,14) = 12442kg$$

$$P_U = 1,2 \cdot (4176 + 4711,14) + 1,6 \cdot (1522,46) = 13101kg$$

$$P_U = 1,05 \cdot (4176 + 4711,14) + 0,5 \cdot (1522,46) + C_S = 10093kg + C_S$$

$$P_U = 0,95 \cdot (4176 + 4711,14) + C_S = 8442,8kg + C_S$$

Acero a utilizar

Acero, se supone 1 # 3 a cada 80 cm

$$A_s = 0,713 \cdot \frac{480}{80} = 4,28cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{4,275344355}{480 \cdot 15} = 0,000593798$$

$$\rho_b = \frac{0,85f'_m}{f_y} \cdot \left(\frac{5100}{6000 + f_y}\right) = 0,017593344$$

Como $\rho_{max} = 0,5\rho_b = 0,008796672 > \rho$ el acero se acepta

Area Neta

$$A_n = 480 \cdot 15 - 24(9,6 \cdot 15,3) = 3674,88cm^2$$

Módulo de elasticidad

$$E_m = 75000kg/cm^2 \quad n = \frac{E_s}{E_m} = 28$$

$$E_s = 2100000kg/cm^2$$

Módulo de rotura

Se toma para la mampostería parcialmente rellena $f_r = 0,67\sqrt{f'_m} = 6,7$

Inercia de la sección sin agrietar

$$I_g = \frac{480 \cdot 15^3}{12} - \frac{15,3 \cdot 9,6^3}{12} = 107927,1cm^4$$

Momento de agrietamiento

$$M_{cr} = \frac{f_r \cdot I_g}{t/2} = \frac{6,7 \cdot 107927,1}{7,5} = 96414,8567kg-cm$$

Inercia de la sección a grietada

$$A_{se} = \frac{P_u + A_s \cdot f_y}{f_y} = \frac{10092,727 + 4,28 \cdot 2800}{2800} = 7,88cm^2$$

$$d = \frac{P_u + A_s \cdot f_y}{0,85f'_m \cdot b} = \frac{10092,727 + 4,28 \cdot 4,8}{0,85 \cdot 100 \cdot 480} = 0,2479cm$$

$$c = \frac{d}{0,85} = 0,2916$$

$$I_{cr} = n \cdot A_{se} \cdot (d - c)^2 + 1/3b \cdot c^3 = 11468,43775cm^4$$

Excentricidad

Se recomienda utilizar: $e_{min} = \frac{t}{4} = 3,75cm$

Condición de servicio

Cuadro 93: Condición de servicio en el muro A2-M2

Δ_s cm	M_{ser} kg - cm	$M_{ser} < M_{cr}$	Δ_s cm
0,0000	163068	NO	0,8553
0,8553	170186	NO	0,9355
0,9355	170853	NO	0,9431
0,9431	170916	NO	0,9438
0,9438	170922	NO	0,9438

Momento nominal

$$a = \frac{P_u + A_s \cdot f_y}{0,85f'_m \cdot b} = 0,541cm$$

$$M_n = A_{se} \cdot f_y(d - 0,5a) = 159511,9184kg - cm$$

$$\phi = 0,8 - \frac{1,5 \cdot P_u}{A_e \cdot f'_m} = 0,7588$$

$$\phi M_n = 0,7588 \cdot 159511,9184 = 121038,2579kg - cm$$

Momento último

$$M_u = \frac{W_u \cdot h^2}{8} + \frac{P_{uf} \cdot e}{2} + (P_{uw} + P_{uf}) \cdot \Delta_u = 59547,63kg - cm$$

Como $\phi M_n > M_u$ la sección es adecuada

Diseño para cargas paralelas al plano**Carga axial**

$$A_s = 4,28cm^2 \text{ y } A_e = 3674,88cm^2.$$

$$P_o = 0,85 \cdot 100 \cdot (3674,88 - 4,28) + 4,28 \cdot 2800 = 323972kg$$

$$P_u = \frac{P_o}{0,8} = \frac{323972}{0,8} = 404965,4499kg$$

Cortante para el acero

El cortante obtenido del análisis, $V_u = 389,33kg$. El cual debe ser multiplicado por 2 dado que la ductilidad es distinta de 1.

$$V_m = (0,15 \sqrt{100 + 0,2 \frac{404965,4499}{1500}}) 384,5,6 = 119337kg$$

$$V_s = V_u - V_m = 778,66 - 119337 = -118559kg$$

Para este caso se colocarían varillas # 3 a cada 80cm

Acero mínimo en el muro

Según el inciso 9.3.3 del Código Sísmico (Refuerzo en elementos estructurales), se debe tener un refuerzo mínimo igual a $0,002A_{bruta}$ ²³. Por lo que el espaciamiento mínimo de los muros se cambiará a varillas # 3 @ 60cm en ambas direcciones.

Diseño del Muro A2-M3**Diseño para cargas perpendiculares al plano****Características del muro**

Materiales:	Sección:
$\omega_m = 300kg/m^2$	$l_w = 3,30m$
$f'_m = 100kg/cm^2$	$h_w = 2,90m$
$f_y = 2800kg/cm^2$	$t_w = 0,15m$

Carga en el muro

$$\text{Area del muro: } A_m = 9,57m^2$$

$$\omega_{wp} = 990kg/m$$

$$\text{Peso del muro: } P_w = 2871kg$$

Valor máximo de carga axial

Este valor fue tomado del análisis previamente realizado.

$$P_f = P_{ft} + P_{fp} = 677,63 + 5510,90 = 6188,53kg$$

$$\frac{P_w + P_f}{A_g} = \frac{2871 + 6188,5}{4950} = 1,8302kg/cm$$

El limite es: $0,04f'_m = 4kg/cm^2$ por lo que se acepta

Carga lateral

El coeficiente sísmico se toma del análisis hecho en el análisis anterior, el cual tiene un valor de: $C = 0,25974$.

$$\omega_s = \omega_m \cdot C = 990 \cdot 0,25974 = 257,1426kg/m^2$$

Combinaciones de carga

$$P_U = 1,4 \cdot (2871 + 5510,90) = 11735kg$$

²³Anteriormente sólo se cumplió con la designación de colocar un area de acero equivalente al $0,0007A_{bruta}$

$$P_U = 1,2 \cdot (2871 + 5510,90) + 1,6 \cdot (677,63) = 11142 \text{ kg}$$

$$P_U = 1,05 \cdot (2871 + 5510,90) + 0,5 \cdot (677,63) + C_S = 9140 \text{ kg} + C_S$$

$$P_U = 0,95 \cdot (2871 + 5510,90) + C_S = 7962,8 \text{ kg} + C_S$$

Acero a utilizar

Acero, se supone 1 # 3 a cada 80 cm

$$A_s = 0,713 \cdot \frac{330}{80} = 2,94 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{2,939299244}{330 \cdot 15} = 0,000593798$$

$$\rho_b = \frac{0,85 f'_m}{f_y} \cdot \left(\frac{5100}{6000 + f_y} \right) = 0,017593344$$

Como $\rho_{max} = 0,5 \rho_b = 0,008796672 > \rho$ el acero se acepta

Area Neta

$$A_n = 330 \cdot 15 - 17(9,6 \cdot 15,3) = 2526,48 \text{ cm}^2$$

Módulo de elasticidad

$$E_m = 75000 \text{ kg/cm}^2 \quad n = \frac{E_s}{E_m} = 28$$

$$E_s = 2100000 \text{ kg/cm}^2$$

Módulo de rotura

Se toma para la mampostería parcialmente rellena
 $f_r = 0,67 \sqrt{f'_m} = 6,7$

Inercia de la sección sin agrietar

$$I_g = \frac{330 \cdot 15^3}{12} - \frac{15,3 \cdot 9,6^3}{12} = 74199,9 \text{ cm}^4$$

Momento de agrietamiento

$$M_{cr} = \frac{f_r \cdot I_g}{t/2} = \frac{6,7 \cdot 74199,9}{7,5} = 66285,21398 \text{ kg-cm}$$

Inercia de la sección a grietada

$$A_{se} = \frac{P_u + A_s \cdot f_y}{f_y} = \frac{9139,81 + 2,94 \cdot 2800}{2800} = 6,20 \text{ cm}^2$$

$$d = \frac{P_u + A_s \cdot f_y}{0,85 f'_m \cdot b} = \frac{9139,81 + 2,94 \cdot 3,3}{0,85 \cdot 100 \cdot 330} = 0,3262 \text{ cm}$$

$$c = \frac{d}{0,85} = 0,3837$$

$$I_{cr} = n \cdot A_{se} \cdot (d - c)^2 + 1/3 b \cdot c^3 = 8802,488544 \text{ cm}^4$$

Excentricidad

Se recomienda utilizar: $e_{min} = \frac{t}{4} = 3,75 \text{ cm}$

Condición de servicio

Cuadro 94: Condición de servicio en el muro A2-M3

Δ_s cm	M_{ser} kg-cm	$M_{ser} < M_{cr}$	Δ_s cm
0,0000	115677	NO	0,8375
0,8375	122062	NO	0,9323
0,9323	122785	NO	0,9430
0,9430	122867	NO	0,9442
0,9442	122876	NO	0,9444

Momento nominal

$$a = \frac{P_u + A_s \cdot f_y}{0,85 f'_m \cdot b} = 0,619 \text{ cm}$$

$$M_n = A_{se} \cdot f_y (d - 0,5a) = 124895,7555 \text{ kg-cm}$$

$$\phi = 0,8 - \frac{1,5 \cdot P_u}{A_e \cdot f'_m} = 0,7457$$

$$\phi M_n = 0,7457 \cdot 124895,7555 = 93139,24927 \text{ kg-cm}$$

Momento último

$$M_u = \frac{W_u \cdot h^2}{8} + \frac{P_{uf} \cdot e}{2} + (P_{uw} + P_{uf}) \cdot \Delta_u = 47148,35 \text{ kg-cm}$$

Como $\phi M_n > M_u$ la sección es adecuada

Diseño para cargas paralelas al plano

Carga axial

$$A_s = 2,94\text{cm}^2 \text{ y } A_e = 2526,48\text{cm}^2.$$

$$P_o = 0,85 \cdot 100 \cdot (2526,48 - 2,94) + 2,94 \cdot 2800 = 222731\text{kg}$$

$$P_u = \frac{P_o}{0,8} = \frac{222731}{0,8} = 278413,7468\text{kg}$$

Cortante para el acero

El cortante obtenido del análisis, $V_u = 723,12\text{kg}$. El cual debe ser multiplicado por 2 dado que la ductilidad es distinta de 1.

$$V_m = (0,15 \sqrt{100 + 0,2 \frac{278413,7468}{1500}}) 264 \cdot 5,6 = 57099\text{kg}$$

$$V_s = V_u - V_m = 1446,24 - 57099 = -55652\text{kg}$$

Para este caso se colocarían varillas # 3 a cada 80cm

Acero mínimo en el muro

Según el inciso 9.3.3 del Código Sísmico (Refuerzo en elementos estructurales), se debe tener un refuerzo mínimo igual a $0,002A_{bruta}$ ²⁴. Por lo que el espaciamiento mínimo de los muros se cambiará a varillas # 3 @ 60cm en ambas direcciones.

Diseño del Muro A2-M4

Diseño para cargas perpendiculares al plano

Características del muro

Materiales:	Sección:
$\Omega_m = 300\text{kg}/\text{m}^2$	$l_w = 2,20\text{m}$
$f'_m = 100\text{kg}/\text{cm}^2$	$h_w = 2,90\text{m}$
$f_y = 2800\text{kg}/\text{cm}^2$	$t_w = 0,15\text{m}$

Carga en el muro

$$\text{Area del muro: } A_m = 6,38\text{m}^2$$

$$\omega_{wp} = 660\text{kg}/\text{m}$$

²⁴Anteriormente sólo se cumplió con la designación de colocar un area de acero equivalente al $0,0007A_{bruta}$

$$\text{Peso del muro: } P_w = 1914\text{kg}$$

Valor máximo de carga axial

Este valor fue tomado del análisis previamente realizado.

$$P_f = P_{ft} + P_{fp} = 1818,74 + 10843,40 = 12662,14\text{kg}$$

$$\frac{P_w + P_f}{A_g} = \frac{1914 + 12662,1}{3300} = 4,4170\text{kg}/\text{cm}$$

El limite es: $0,04f'_m = 4\text{kg}/\text{cm}^2$ por lo que se acepta

Carga lateral

El coeficiente sísmico se toma del análisis hecho en el análisis anterior, el cual tiene un valor de: $C = 0,25974$.

$$\omega_s = \omega_m \cdot C = 660 \cdot 0,25974 = 171,4284\text{kg}/\text{m}^2$$

Combinaciones de carga

$$P_U = 1,4 \cdot (1914 + 10843,40) = 17860\text{kg}$$

$$P_U = 1,2 \cdot (1914 + 10843,40) + 1,6 \cdot (1818,74) = 18219\text{kg}$$

$$P_U = 1,05 \cdot (1914 + 10843,40) + 0,5 \cdot (1818,74) + C_S = 14305\text{kg} + C_S$$

$$P_U = 0,95 \cdot (1914 + 10843,40) + C_S = 12119,5\text{kg} + C_S$$

Acero a utilizar

Acero, se supone 1 # 3 a cada 80 cm

$$A_s = 0,713 \cdot \frac{220}{80} = 1,96\text{cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{1,959532829}{220 \cdot 15} = 0,000593798$$

$$\rho_b = \frac{0,85f'_m}{f_y} \cdot \left(\frac{5100}{6000 + f_y} \right) = 0,017593344$$

Como $\rho_{max} = 0,5\rho_b = 0,008796672 > \rho$ el acero se acepta

Area Neta

$$A_n = 220 \cdot 15 - 11(9,6 \cdot 15,3) = 1684,32\text{cm}^2$$

Módulo de elasticidad

$$E_m = 75000 \text{ kg/cm}^2 \quad n = \frac{E_s}{E_m} = 28$$

$$E_s = 2100000 \text{ kg/cm}^2$$

Módulo de rotura

Se toma para la mampostería parcialmente rellena
 $f_r = 0,67\sqrt{f'_m} = 6,7$

Inercia de la sección sin agrietar

$$I_g = \frac{220 \cdot 15^3}{12} - \frac{15,3 \cdot 9,6^3}{12} = 49466,6 \text{ cm}^4$$

Momento de agrietamiento

$$M_{cr} = \frac{f_r \cdot I_g}{t/2} = \frac{6,7 \cdot 49466,6}{7,5} = 44190,14266 \text{ kg-cm}$$

Inercia de la sección a grietada

$$A_{se} = \frac{P_u + A_s \cdot f_y}{f_y} = \frac{14304,64 + 1,96 \cdot 2800}{2800} = 7,07 \text{ cm}^2$$

$$d = \frac{P_u + A_s \cdot f_y}{0,85 f'_m \cdot b} = \frac{14304,64 + 1,96 \cdot 2,2}{0,85 \cdot 100 \cdot 220} = 0,7652 \text{ cm}$$

$$c = \frac{d}{0,85} = 0,9002$$

$$I_{cr} = n \cdot A_{se} \cdot (d - c)^2 + 1/3 b \cdot c^3 = 8674,035701 \text{ cm}^4$$

Excentricidad

Se recomienda utilizar: $e_{min} = \frac{t}{4} = 3,75 \text{ cm}$

Condición de servicio

Cuadro 95: Condición de servicio en el muro A2-M4

Δ_s cm	M_{ser} kg-cm	$M_{ser} < M_{cr}$	Δ_s cm
0,000	93124	NO	0,879
0,879	105093	NO	1,068
1,068	107673	NO	1,109
1,109	108229	NO	1,118
1,118	108349	NO	1,120

Momento nominal

$$a = \frac{P_u + A_s \cdot f_y}{0,85 f'_m \cdot b} = 1,058 \text{ cm}$$

$$M_n = A_{se} \cdot f_y (d - 0,5a) = 137961,8124 \text{ kg-cm}$$

$$\phi = 0,8 - \frac{1,5 \cdot P_u}{A_e \cdot f'_m} = 0,6726$$

$$\phi M_n = 0,6726 \cdot 137961,8124 = 92794,16086 \text{ kg-cm}$$

Momento último

$$M_u = \frac{W_u \cdot h^2}{8} + \frac{P_{uf} \cdot e}{2} + (P_{uw} + P_{uf}) \cdot \Delta_u = 57093,00 \text{ kg-cm}$$

Como $\phi M_n > M_u$ la sección es adecuada

Diseño para cargas paralelas al plano

Carga axial

$$A_s = 1,96 \text{ cm}^2 \text{ y } A_e = 1684,32 \text{ cm}^2.$$

$$P_o = 0,85 \cdot 100 \cdot (1684,32 - 1,96) + 1,96 \cdot 2800 = 148487 \text{ kg}$$

$$P_u = \frac{P_o}{0,8} = \frac{148487}{0,8} = 185609,1645 \text{ kg}$$

Cortante para el acero

El cortante obtenido del análisis, $V_u = 13872,02 \text{ kg}$. El cual debe ser multiplicado por 2 dado que la ductilidad es distinta de 1.

$$V_m = (0,15 \sqrt{100 + 0,2 \frac{185609,1645}{1500}}) 176,5,6 = 25870 \text{ kg}$$

$$V_s = V_u - V_m = 27744,04 - 25870 = 1874 \text{ kg}$$

Para este caso se colocarían varillas # 3 a cada 80cm

Acero mínimo en el muro

Según el inciso 9.3.3 del Código Sísmico (Refuerzo en elementos estructurales), se debe tener un refuerzo mínimo igual a $0,002A_{bruta}$ ²⁵. Por lo que el espaciamiento mínimo de los muros se cambiará a varillas # 3 @ 60cm en ambas direcciones.

Diseño del Muro A2-M5

Diseño para cargas perpendiculares al plano

Características del muro

Materiales:	Sección:
$\omega_m = 300kg/m^2$	$l_w = 2,70m$
$f'_m = 100kg/cm^2$	$h_w = 2,90m$
$f_y = 2800kg/cm^2$	$t_w = 0,15m$

Carga en el muro

Area del muro: $A_m = 7,83m^2$

$\omega_{wp} = 810kg/m$

Peso del muro: $P_w = 2349kg$

Valor máximo de carga axial

Este valor fue tomado del análisis previamente realizado.

$$P_f = P_{ft} + P_{fp} = 120,66 + 4264,39 = 4385,05kg$$

$$\frac{P_w + P_f}{A_g} = \frac{2349 + 4385,1}{4050} = 1,6627kg/cm$$

El limite es: $0,04f'_m = 4kg/cm^2$ por lo que se acepta

Carga lateral

El coeficiente sísmico se toma del análisis hecho en el análisis anterior, el cual tiene un valor de: $C = 0,25974$.

$$\omega_s = \omega_m \cdot C = 810 \cdot 0,25974 = 210,3894kg/m^2$$

Combinaciones de carga

$$P_U = 1,4 \cdot (2349 + 4264,39) = 9259kg$$

²⁵Anteriormente sólo se cumplió con la designación de colocar un area de acero equivalente al $0,0007A_{bruta}$

$$P_U = 1,2 \cdot (2349 + 4264,39) + 1,6 \cdot (120,66) = 8129kg$$

$$P_U = 1,05 \cdot (2349 + 4264,39) + 0,5 \cdot (120,66) + C_S = 7004kg + C_S$$

$$P_U = 0,95 \cdot (2349 + 4264,39) + C_S = 6282,7kg + C_S$$

Acero a utilizar

Acero, se supone 1 # 3 a cada 80 cm

$$A_s = 0,713 \cdot \frac{270}{80} = 2,40cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{2,4048812}{270 \cdot 15} = 0,000593798$$

$$\rho_b = \frac{0,85f'_m}{f_y} \cdot \left(\frac{5100}{6000 + f_y}\right) = 0,017593344$$

Como $\rho_{max} = 0,5\rho_b = 0,008796672 > \rho$ el acero se acepta

Area Neta

$$A_n = 270 \cdot 15 - 14(9,6 \cdot 15,3) = 2067,12cm^2$$

Módulo de elasticidad

$$E_m = 75000kg/cm^2 \quad n = \frac{E_s}{E_m} = 28$$

$$E_s = 2100000kg/cm^2$$

Módulo de rotura

Se toma para la mampostería parcialmente rellena
 $f_r = 0,67\sqrt{f'_m} = 6,7$

Inercia de la sección sin agrietar

$$I_g = \frac{270 \cdot 15^3}{12} - \frac{15,3 \cdot 9,6^3}{12} = 60709,0cm^4$$

Momento de agrietamiento

$$M_{cr} = \frac{f_r \cdot I_g}{t/2} = \frac{6,7 \cdot 60709,0}{7,5} = 54233,3569kg - cm$$

Inercia de la sección a grietada

$$A_{se} = \frac{P_u + A_s \cdot f_y}{f_y} = \frac{7004,3895 + 2,40 \cdot 2800}{2800} = 4,91cm^2$$

$$d = \frac{P_u + A_s \cdot f_y}{0,85 f'_m \cdot b} = \frac{7004,3895 + 2,40 \cdot 2,7}{0,85 \cdot 100 \cdot 270} = 0,3055 \text{ cm}$$

$$c = \frac{d}{0,85} = 0,3594$$

$$I_{cr} = n \cdot A_{se} \cdot (d - c)^2 + 1/3 b \cdot c^3 = 7008,972786 \text{ cm}^4$$

Excentricidad

Se recomienda utilizar: $e_{min} = \frac{t}{4} = 3,75 \text{ cm}$

Condición de servicio

Cuadro 96: Condición de servicio en el muro A2-M5

Δ_s cm	M_{ser} kg - cm	$M_{ser} < M_{cr}$	Δ_s cm
0,0000	93373	NO	0,8319
0,8319	97998	NO	0,9179
0,9179	98476	NO	0,9268
0,9268	98526	NO	0,9277
0,9277	98531	NO	0,9278

Momento nominal

$$a = \frac{P_u + A_s \cdot f_y}{0,85 f'_m \cdot b} = 0,599 \text{ cm}$$

$$M_n = A_{se} \cdot f_y (d - 0,5a) = 98923,5701 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$\phi = 0,8 - \frac{1,5 \cdot P_u}{A_e \cdot f'_m} = 0,7492$$

$$\phi M_n = 0,7492 \cdot 98923,5701 = 74110,85178 \text{ kg} - \text{cm}$$

Momento último

$$M_u = \frac{W_u \cdot h^2}{8} + \frac{P_{uf} \cdot e}{2} + (P_{uw} + P_{uf}) \cdot \Delta_u = 37124,49 \text{ kg} - \text{cm}$$

Como $\phi M_n > M_u$ la sección es adecuada

Diseño para cargas paralelas al plano

Carga axial

$A_s = 2,40 \text{ cm}^2$ y $A_e = 2067,12 \text{ cm}^2$.

$$P_o = 0,85 \cdot 100 \cdot (2067,12 - 2,40) + 2,40 \cdot 2800 = 182234 \text{ kg}$$

$$P_u = \frac{P_o}{0,8} = \frac{182234}{0,8} = 227793,0656 \text{ kg}$$

Cortante para el acero

El cortante obtenido del análisis, $V_u = 174,63 \text{ kg}$. El cual debe ser multiplicado por 2 dado que la ductilidad es distinta de 1.

$$V_m = (0,15 \sqrt{100 + 0,2 \frac{227793,0656}{1500}}) 216 \cdot 5,6 = 38553 \text{ kg}$$

$$V_s = V_u - V_m = 349,26 - 38553 = -38204 \text{ kg}$$

Para este caso se colocarían varillas # 3 a cada 80cm

Acero mínimo en el muro

Según el inciso 9.3.3 del Código Sísmico (Refuerzo en elementos estructurales), se debe tener un refuerzo mínimo igual a $0,002 A_{bruta}$ ²⁶. Por lo que el espaciamiento mínimo de los muros se cambiará a varillas # 3 @ 60cm en ambas direcciones.

Diseño del Muro A3-M1

Diseño para cargas perpendiculares al plano

Características del muro

Materiales:	Sección:
$\omega_m = 300 \text{ kg/m}^2$	$l_w = 4,80 \text{ m}$
$f'_m = 100 \text{ kg/cm}^2$	$h_w = 2,60 \text{ m}$
$f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$	$t_w = 0,15 \text{ m}$

Carga en el muro

Area del muro: $A_m = 12,48 \text{ m}^2$

$\omega_{wp} = 1440 \text{ kg/m}$

²⁶Anteriormente sólo se cumplió con la designación de colocar un area de acero equivalente al $0,0007 A_{bruta}$

Peso del muro: $P_w = 3744kg$

Valor máximo de carga axial

Este valor fue tomado del análisis previamente realizado.

$$P_f = P_{ft} + P_{fp} = 37,3 + 2083,59 = 2120,89kg$$

$$\frac{P_w + P_f}{A_g} = \frac{3744 + 2120,9}{7200} = 0,8146kg/cm$$

El limite es: $0,04f'_m = 4kg/cm^2$ por lo que se acepta

Carga lateral

El coeficiente sísmico se toma del análisis hecho en el análisis anterior, el cual tiene un valor de: $C = 0,25974$.

$$\omega_s = \omega_m \cdot C = 1440 \cdot 0,25974 = 374,0256kg/m^2$$

Combinaciones de carga

$$P_U = 1,4 \cdot (3744 + 2083,59) = 8159kg$$

$$P_U = 1,2 \cdot (3744 + 2083,59) + 1,6 \cdot (37,3) = 7053kg$$

$$P_U = 1,05 \cdot (3744 + 2083,59) + 0,5 \cdot (37,3) + C_S = 6138kg + C_S$$

$$P_U = 0,95 \cdot (3744 + 2083,59) + C_S = 5536kg + C_S$$

Acero a utilizar

Acero, se supone 1 # 3 a cada 80 cm

$$A_s = 0,713 \cdot \frac{480}{80} = 4,28cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{4,275344355}{480 \cdot 15} = 0,000593798$$

$$\rho_b = \frac{0,85f'_m}{f_y} \cdot \left(\frac{5100}{6000 + f_y} \right) = 0,017593344$$

Como $\rho_{max} = 0,5\rho_b = 0,008796672 > \rho$ el acero se acepta

Area Neta

$$A_n = 480 \cdot 15 - 24(9,6 \cdot 15,3) = 3674,88cm^2$$

Módulo de elasticidad

$$E_m = 75000kg/cm^2 \quad n = \frac{E_s}{E_m} = 28$$

$$E_s = 2100000kg/cm^2$$

Módulo de rotura

Se toma para la mampostería parcialmente rellena $f_r = 0,67\sqrt{f'_m} = 6,7$

Inercia de la sección sin agrietar

$$I_g = \frac{480 \cdot 15^3}{12} - \frac{15,3 \cdot 9,6^3}{12} = 107927,1cm^4$$

Momento de agrietamiento

$$M_{cr} = \frac{f_r \cdot I_g}{t/2} = \frac{6,7 \cdot 107927,1}{7,5} = 96414,8567kg-cm$$

Inercia de la sección a grietada

$$A_{se} = \frac{P_u + A_s \cdot f_y}{f_y} = \frac{6137,6195 + 4,28 \cdot 2800}{2800} = 6,47cm^2$$

$$d = \frac{P_u + A_s \cdot f_y}{0,85f'_m \cdot b} = \frac{6137,6195 + 4,28 \cdot 4,8}{0,85 \cdot 100 \cdot 480} = 0,1509cm$$

$$c = \frac{d}{0,85} = 0,1776$$

$$I_{cr} = n \cdot A_{se} \cdot (d - c)^2 + 1/3b \cdot c^3 = 9710,351789cm^4$$

Excentricidad

Se recomienda utilizar: $e_{min} = \frac{t}{4} = 3,75cm$

Condición de servicio

Cuadro 97: Condición de servicio en el muro A3-M1

Δ_s cm	M_{ser} kg-cm	$M_{ser} < M_{cr}$	Δ_s cm
0,0000	125657	NO	0,3920
0,3920	127222	NO	0,4085
0,4085	127288	NO	0,4092
0,4092	127291	NO	0,4093
0,4093	127291	NO	0,4093

Momento nominal

$$a = \frac{P_u + A_s \cdot f_y}{0,85f'_m \cdot b} = 0,444cm$$

$$M_n = A_{se} \cdot f_y(d - 0,5a) = 131795,7404kg - cm$$

$$\phi = 0,8 - \frac{1,5 \cdot P_u}{A_e \cdot f'_m} = 0,7749$$

$$\phi M_n = 0,7749 \cdot 131795,7404 = 102134,8024kg - cm$$

Momento último

$$M_u = \frac{W_u \cdot h^2}{8} + \frac{P_{uf} \cdot e}{2} + (P_{uw} + P_{uf}) \cdot \Delta_u = 38254,16kg - cm$$

Como $\phi M_n > M_u$ la sección es adecuada

Diseño para cargas paralelas al plano

Carga axial

$$A_s = 4,28cm^2 \text{ y } A_e = 3674,88cm^2.$$

$$P_o = 0,85 \cdot 100 \cdot (3674,88 - 4,28) + 4,28 \cdot 2800 = 323972kg$$

$$P_u = \frac{P_o}{0,8} = \frac{323972}{0,8} = 404965,4499kg$$

Cortante para el acero

El cortante obtenido del análisis, $V_u = 19,94kg$. El cual debe ser multiplicado por 2 dado que la ductilidad es distinta de 1.

$$V_m = (0,15 \sqrt{100 + 0,2 \frac{404965,4499}{1500}}) 384,5,6 = 119337kg$$

$$V_s = V_u - V_m = 39,88 - 119337 = -119297kg$$

Para este caso se colocarían varillas # 3 a cada 80cm

Acero mínimo en el muro

Según el inciso 9.3.3 del Código Sísmico (Refuerzo en elementos estructurales), se debe tener un refuerzo mínimo igual a $0,002A_{bruta}$ ²⁷. Por lo que el espaciamiento mínimo de los muros se cambiará a varillas # 3 @ 60cm en ambas direcciones.

Diseño del Muro A3-M2

Diseño para cargas perpendiculares al plano

Características del muro

Materiales:	Sección:
$\omega_m = 300kg/m^2$	$l_w = 4,80m$
$f'_m = 100kg/cm^2$	$h_w = 2,60m$
$f_y = 2800kg/cm^2$	$t_w = 0,15m$

Carga en el muro

$$\text{Area del muro: } A_m = 12,48m^2$$

$$\omega_{wp} = 1440kg/m$$

$$\text{Peso del muro: } P_w = 3744kg$$

Valor máximo de carga axial

Este valor fue tomado del análisis previamente realizado.

$$P_f = P_{ft} + P_{fp} = 67,54 + 2137,87 = 2205,41kg$$

$$\frac{P_w + P_f}{A_g} = \frac{3744 + 2205,4}{7200} = 0,8263kg/cm$$

El limite es: $0,04f'_m = 4kg/cm^2$ por lo que se acepta

Carga lateral

El coeficiente sísmico se toma del análisis hecho en el análisis anterior, el cual tiene un valor de: $C = 0,25974$.

$$\omega_s = \omega_m \cdot C = 1440 \cdot 0,25974 = 374,0256kg/m^2$$

Combinaciones de carga

$$P_U = 1,4 \cdot (3744 + 2137,87) = 8235kg$$

²⁷Anteriormente sólo se cumplió con la designación de colocar un area de acero equivalente al $0,0007A_{bruta}$

$$P_U = 1,2 \cdot (3744 + 2137,87) + 1,6 \cdot (67,54) = 7166kg$$

$$P_U = 1,05 \cdot (3744 + 2137,87) + 0,5 \cdot (67,54) + C_S = 6210kg + C_S$$

$$P_U = 0,95 \cdot (3744 + 2137,87) + C_S = 5588kg + C_S$$

Acero a utilizar

Acero, se supone 1 # 3 a cada 80 cm

$$A_s = 0,713 \cdot \frac{480}{80} = 4,28cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{4,275344355}{480 \cdot 15} = 0,000593798$$

$$\rho_b = \frac{0,85f'_m}{f_y} \cdot \left(\frac{5100}{6000 + f_y} \right) = 0,017593344$$

Como $\rho_{max} = 0,5\rho_b = 0,008796672 > \rho$ el acero se acepta

Area Neta

$$A_n = 480 \cdot 15 - 24(9,6 \cdot 15,3) = 3674,88cm^2$$

Módulo de elasticidad

$$E_m = 75000kg/cm^2 \quad n = \frac{E_s}{E-m} = 28$$

$$E_s = 2100000kg/cm^2$$

Módulo de rotura

Se toma para la mampostería parcialmente rellena
 $f_r = 0,67\sqrt{f'_m} = 6,7$

Inercia de la sección sin agrietar

$$I_g = \frac{480 \cdot 15^3}{12} - \frac{15,3 \cdot 9,6^3}{12} = 107927,1cm^4$$

Momento de agrietamiento

$$M_{cr} = \frac{f_r \cdot I_g}{t/2} = \frac{6,7 \cdot 107927,1}{7,5} = 96414,8567kg-cm$$

Inercia de la sección a grietada

$$A_{se} = \frac{P_u + A_s \cdot f_y}{f_y} = \frac{6209,7335 + 4,28 \cdot 2800}{2800} = 6,49cm^2$$

$$d = \frac{P_u + A_s \cdot f_y}{0,85f'_m \cdot b} = \frac{6209,7335 + 4,28 \cdot 4,8}{0,85 \cdot 100 \cdot 480} = 0,1527cm$$

$$c = \frac{d}{0,85} = 0,1796$$

$$I_{cr} = n \cdot A_{se} \cdot (d - c)^2 + 1/3b \cdot c^3 = 9743,513972cm^4$$

Excentricidad

Se recomienda utilizar: $e_{min} = \frac{t}{4} = 3,75cm$

Condición de servicio

Cuadro 98: Condición de servicio en el muro A3-M2

Δ_s cm	M_{ser} kg - cm	$M_{ser} < M_{cr}$	Δ_s cm
0,0000	125815	NO	0,3928
0,3928	127417	NO	0,4096
0,4096	127485	NO	0,4103
0,4103	127488	NO	0,4103

Momento nominal

$$a = \frac{P_u + A_s \cdot f_y}{0,85f'_m \cdot b} = 0,446cm$$

$$M_n = A_{se} \cdot f_y(d - 0,5a) = 132304,5248kg - cm$$

$$\phi = 0,8 - \frac{1,5 \cdot P_u}{A_e \cdot f'_m} = 0,7747$$

$$\phi M_n = 0,7747 \cdot 132304,5248 = 102490,1395kg - cm$$

Momento último

$$M_u = \frac{W_u \cdot h^2}{8} + \frac{P_{uf} \cdot e}{2} + (P_{uw} + P_{uf}) \cdot \Delta_u = 38425,45kg - cm$$

Como $\phi M_n > M_u$ la sección es adecuada

Diseño para cargas paralelas al plano

Carga axial

$$A_s = 4,28\text{cm}^2 \text{ y } A_e = 3674,88\text{cm}^2.$$

$$P_o = 0,85 \cdot 100 \cdot (3674,88 - 4,28) + 4,28 \cdot 2800 = 323972\text{kg}$$

$$P_u = \frac{P_o}{0,8} = \frac{323972}{0,8} = 404965,4499\text{kg}$$

Cortante para el acero

El cortante obtenido del análisis, $V_u = 33,37\text{kg}$. El cual debe ser multiplicado por 2 dado que la ductilidad es distinta de 1.

$$V_m = (0,15 \sqrt{100 + 0,2 \frac{404965,4499}{1500}}) 384 \cdot 5,6 = 119337\text{kg}$$

$$V_s = V_u - V_m = 66,74 - 119337 = -119271\text{kg}$$

Para este caso se colocarían varillas # 3 a cada 80cm

Acero mínimo en el muro

Según el inciso 9.3.3 del Código Sísmico (Refuerzo en elementos estructurales), se debe tener un refuerzo mínimo igual a $0,002A_{bruta}$ ²⁸. Por lo que el espaciamiento mínimo de los muros se cambiará a varillas # 3 @ 60cm en ambas direcciones.

Diseño del Muro A3-M3

Diseño para cargas perpendiculares al plano

Características del muro

Materiales:	Sección:
$\omega_m = 300\text{kg}/\text{m}^2$	$l_w = 3,30\text{m}$
$f'_m = 100\text{kg}/\text{cm}^2$	$h_w = 2,60\text{m}$
$f_y = 2800\text{kg}/\text{cm}^2$	$t_w = 0,15\text{m}$

Carga en el muro

$$\text{Area del muro: } A_m = 8,58\text{m}^2$$

$$\omega_{wp} = 990\text{kg}/\text{m}$$

²⁸Anteriormente sólo se cumplió con la designación de colocar un area de acero equivalente al $0,0007A_{bruta}$

$$\text{Peso del muro: } P_w = 2574\text{kg}$$

Valor máximo de carga axial

Este valor fue tomado del análisis previamente realizado.

$$P_f = P_{ft} + P_{fp} = 327,55 + 2659,12 = 2986,67\text{kg}$$

$$\frac{P_w + P_f}{A_g} = \frac{2574 + 2986,7}{4950} = 1,1234\text{kg}/\text{cm}$$

El limite es: $0,04f'_m = 4\text{kg}/\text{cm}^2$ por lo que se acepta

Carga lateral

El coeficiente sísmico se toma del análisis hecho en el análisis anterior, el cual tiene un valor de: $C = 0,25974$.

$$\omega_s = \omega_m \cdot C = 990 \cdot 0,25974 = 257,1426\text{kg}/\text{m}^2$$

Combinaciones de carga

$$P_U = 1,4 \cdot (2574 + 2659,12) = 7326\text{kg}$$

$$P_U = 1,2 \cdot (2574 + 2659,12) + 1,6 \cdot (327,55) = 6804\text{kg}$$

$$P_U = 1,05 \cdot (2574 + 2659,12) + 0,5 \cdot (327,55) + C_S = 5659\text{kg} + C_S$$

$$P_U = 0,95 \cdot (2574 + 2659,12) + C_S = 4971\text{kg} + C_S$$

Acero a utilizar

Acero, se supone 1 # 3 a cada 80 cm

$$A_s = 0,713 \cdot \frac{330}{80} = 2,94\text{cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{2,939299244}{330 \cdot 15} = 0,000593798$$

$$\rho_b = \frac{0,85f'_m}{f_y} \cdot \left(\frac{5100}{6000 + f_y} \right) = 0,017593344$$

Como $\rho_{max} = 0,5\rho_b = 0,008796672 > \rho$ el acero se acepta

Area Neta

$$A_n = 330 \cdot 15 - 17(9,6 \cdot 15,3) = 2526,48\text{cm}^2$$

Módulo de elasticidad

$$E_m = 75000 \text{ kg/cm}^2 \quad n = \frac{E_s}{E_m} = 28$$

$$E_s = 2100000 \text{ kg/cm}^2$$

Módulo de rotura

Se toma para la mampostería parcialmente rellena
 $f_r = 0,67\sqrt{f'_m} = 6,7$

Inercia de la sección sin agrietar

$$I_g = \frac{330 \cdot 15^3}{12} - \frac{15,3 \cdot 9,6^3}{12} = 74199,9 \text{ cm}^4$$

Momento de agrietamiento

$$M_{cr} = \frac{f_r \cdot I_g}{t/2} = \frac{6,7 \cdot 74199,9}{7,5} = 66285,21398 \text{ kg-cm}$$

Inercia de la sección a grietada

$$A_{se} = \frac{P_u + A_s \cdot f_y}{f_y} = \frac{5658,551 + 2,94 \cdot 2800}{2800} = 4,96 \text{ cm}^2$$

$$d = \frac{P_u + A_s \cdot f_y}{0,85 f'_m \cdot b} = \frac{5658,551 + 2,94 \cdot 3,3}{0,85 \cdot 100 \cdot 330} = 0,2021 \text{ cm}$$

$$c = \frac{d}{0,85} = 0,2377$$

$$I_{cr} = n \cdot A_{se} \cdot (d - c)^2 + 1/3 b \cdot c^3 = 7326,383708 \text{ cm}^4$$

Excentricidad

Se recomienda utilizar: $e_{min} = \frac{t}{4} = 3,75 \text{ cm}$

Condición de servicio

Cuadro 99: Condición de servicio en el muro A3-M3

Δ_s cm	M_{ser} kg-cm	$M_{ser} < M_{cr}$	Δ_s cm
0,0000	89255	NO	0,4073
0,4073	90996	NO	0,4318
0,4318	91100	NO	0,4333
0,4333	91107	NO	0,4334
0,4334	91107	NO	0,4334

Momento nominal

$$a = \frac{P_u + A_s \cdot f_y}{0,85 f'_m \cdot b} = 0,495 \text{ cm}$$

$$M_n = A_{se} \cdot f_y (d - 0,5a) = 100726,0405 \text{ kg-cm}$$

$$\phi = 0,8 - \frac{1,5 \cdot P_u}{A_e \cdot f'_m} = 0,7664$$

$$\phi M_n = 0,7664 \cdot 100726,0405 = 77196,89444 \text{ kg-cm}$$

Momento último

$$M_u = \frac{W_u \cdot h^2}{8} + \frac{P_{uf} \cdot e}{2} + (P_{uw} + P_{uf}) \cdot \Delta_u = 29723,07 \text{ kg-cm}$$

Como $\phi M_n > M_u$ la sección es adecuada

Diseño para cargas paralelas al plano**Carga axial**

$$A_s = 2,94 \text{ cm}^2 \text{ y } A_e = 2526,48 \text{ cm}^2.$$

$$P_o = 0,85 \cdot 100 \cdot (2526,48 - 2,94) + 2,94 \cdot 2800 = 222731 \text{ kg}$$

$$P_u = \frac{P_o}{0,8} = \frac{222731}{0,8} = 278413,7468 \text{ kg}$$

Cortante para el acero

El cortante obtenido del análisis, $V_u = 249,11 \text{ kg}$.
 El cual debe ser multiplicado por 2 dado que la ductilidad es distinta de 1.

$$V_m = (0,15 \sqrt{100 + 0,2 \frac{278413,7468}{1500}}) 264 \cdot 5,6 = 57099 \text{ kg}$$

$$V_s = V_u - V_m = 498,22 - 57099 = -56600 \text{ kg}$$

Para este caso se colocarían varillas # 3 a cada 80cm

Acero mínimo en el muro

Según el inciso 9.3.3 del Código Sísmico (Refuerzo en elementos estructurales), se debe tener un refuerzo mínimo igual a $0,002A_{bruta}$ ²⁹. Por lo que el espaciamiento mínimo de los muros se cambiará a varillas # 3 @ 60cm en ambas direcciones.

Diseño del Muro A3-M4

Diseño para cargas perpendiculares al plano

Características del muro

Materiales:	Sección:
$\omega_m = 300kg/m^2$	$l_w = 2,20m$
$f'_m = 100kg/cm^2$	$h_w = 2,60m$
$f_y = 2800kg/cm^2$	$t_w = 0,15m$

Carga en el muro

Area del muro: $A_m = 5,72m^2$

$\omega_{wp} = 660kg/m$

Peso del muro: $P_w = 1716kg$

Valor máximo de carga axial

Este valor fue tomado del análisis previamente realizado.

$$P_f = P_{ft} + P_{fp} = 546,19 + 6749,23 = 7295,42kg$$

$$\frac{P_w + P_f}{A_g} = \frac{1716 + 7295,4}{3300} = 2,7307kg/cm$$

El limite es: $0,04f'_m = 4kg/cm^2$ por lo que se acepta

Carga lateral

El coeficiente sísmico se toma del análisis hecho en el análisis anterior, el cual tiene un valor de: $C = 0,25974$.

$$\omega_s = \omega_m \cdot C = 660 \cdot 0,25974 = 171,4284kg/m^2$$

Combinaciones de carga

$$P_U = 1,4 \cdot (1716 + 6749,23) = 11851kg$$

²⁹Anteriormente sólo se cumplió con la designación de colocar un area de acero equivalente al $0,0007A_{bruta}$

$$P_U = 1,2 \cdot (1716 + 6749,23) + 1,6 \cdot (546,19) = 11032kg$$

$$P_U = 1,05 \cdot (1716 + 6749,23) + 0,5 \cdot (546,19) + C_S = 9162kg + C_S$$

$$P_U = 0,95 \cdot (1716 + 6749,23) + C_S = 8042kg + C_S$$

Acero a utilizar

Acero, se supone 1 # 3 a cada 80 cm

$$A_s = 0,713 \cdot \frac{220}{80} = 1,96cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{1,959532829}{220 \cdot 15} = 0,000593798$$

$$\rho_b = \frac{0,85f'_m}{f_y} \cdot \left(\frac{5100}{6000 + f_y} \right) = 0,017593344$$

Como $\rho_{max} = 0,5\rho_b = 0,008796672 > \rho$ el acero se acepta

Area Neta

$$A_n = 220 \cdot 15 - 11(9,6 \cdot 15,3) = 1684,32cm^2$$

Módulo de elasticidad

$$E_m = 75000kg/cm^2 \quad n = \frac{E_s}{E_m} = 28$$

$$E_s = 2100000kg/cm^2$$

Módulo de rotura

Se toma para la mampostería parcialmente rellena $f_r = 0,67\sqrt{f'_m} = 6,7$

Inercia de la sección sin agrietar

$$I_g = \frac{220 \cdot 15^3}{12} - \frac{15,3 \cdot 9,6^3}{12} = 49466,6cm^4$$

Momento de agrietamiento

$$M_{cr} = \frac{f_r \cdot I_g}{t/2} = \frac{6,7 \cdot 49466,6}{7,5} = 44190,14266kg-cm$$

Inercia de la sección a grietada

$$A_{se} = \frac{P_u + A_s \cdot f_y}{f_y} = \frac{9161,5865 + 1,96 \cdot 2800}{2800} = 5,23cm^2$$

$$d = \frac{P_u + A_s \cdot f_y}{0,85f'_m \cdot b} = \frac{9161,5865 + 1,96 \cdot 2,2}{0,85 \cdot 100 \cdot 220} = 0,4902cm$$

$$c = \frac{d}{0,85} = 0,5767$$

$$I_{cr} = n \cdot A_{se} \cdot (d - c)^2 + 1/3b \cdot c^3 = 7035,382462cm^4$$

Excentricidad

Se recomienda utilizar: $e_{min} = \frac{t}{4} = 3,75cm$

Condición de servicio

Cuadro 100: Condición de servicio en el muro A3-M4

Δ_s cm	M_{ser} kg - cm	$M_{ser} < M_{cr}$	Δ_s cm
0,0000	69449	NO	0,4689
0,4689	73272	NO	0,5272
0,5272	73747	NO	0,5344
0,5344	73806	NO	0,5353
0,5353	73814	NO	0,5354

Momento nominal

$$a = \frac{P_u + A_s \cdot f_y}{0,85f'_m \cdot b} = 0,783cm$$

$$M_n = A_{se} \cdot f_y(d - 0,5a) = 104124,8673kg - cm$$

$$\phi = 0,8 - \frac{1,5 \cdot P_u}{A_e \cdot f'_m} = 0,7184$$

$$\phi M_n = 0,7184 \cdot 104124,8673 = 74804,33795kg - cm$$

Momento último

$$M_u = \frac{W_u \cdot h^2}{8} + \frac{P_{uf} \cdot e}{2} + (P_{uw} + P_{uf}) \cdot \Delta_u = 33190,71kg - cm$$

Como $\phi M_n > M_u$ la sección es adecuada

Diseño para cargas paralelas al plano

Carga axial

$$A_s = 1,96cm^2 \text{ y } A_e = 1684,32cm^2.$$

$$P_o = 0,85 \cdot 100 \cdot (1684,32 - 1,96) + 1,96 \cdot 2800 = 148487kg$$

$$P_u = \frac{P_o}{0,8} = \frac{148487}{0,8} = 185609,1645kg$$

Cortante para el acero

El cortante obtenido del análisis, $V_u = 4024,89kg$. El cual debe ser multiplicado por 2 dado que la ductilidad es distinta de 1.

$$V_m = (0,15 \sqrt{100 + 0,2 \frac{185609,1645}{1500}}) 176 \cdot 5,6 = 25870kg$$

$$V_s = V_u - V_m = 8049,78 - 25870 = -17820kg$$

Para este caso se colocarían varillas # 3 a cada 80cm

Acero mínimo en el muro

Según el inciso 9.3.3 del Código Sísmico (Refuerzo en elementos estructurales), se debe tener un refuerzo mínimo igual a $0,002A_{bruta}$ ³⁰. Por lo que el espaciamiento mínimo de los muros se cambiará a varillas # 3 @ 60cm en ambas direcciones.

Diseño del Muro A3-M5

Diseño para cargas perpendiculares al plano

Características del muro

Materiales:	Sección:
$\omega_m = 300kg/m^2$	$l_w = 2,70m$
$f'_m = 100kg/cm^2$	$h_w = 2,60m$
$f_y = 2800kg/cm^2$	$t_w = 0,15m$

Carga en el muro

$$\text{Area del muro: } A_m = 7,02m^2$$

$$\omega_{wp} = 810kg/m$$

³⁰Anteriormente sólo se cumplió con la designación de colocar un área de acero equivalente al $0,0007A_{bruta}$

Peso del muro: $P_w = 2106kg$

Valor máximo de carga axial

Este valor fue tomado del análisis previamente realizado.

$$P_f = P_{ft} + P_{fp} = 37,87 + 2934,31 = 2972,18kg$$

$$\frac{P_w + P_f}{A_g} = \frac{2106 + 2972,2}{4050} = 1,2539kg/cm$$

El limite es: $0,04f'_m = 4kg/cm^2$ por lo que se acepta

Carga lateral

El coeficiente sísmico se toma del análisis hecho en el análisis anterior, el cual tiene un valor de: $C = 0,25974$.

$$\omega_s = \omega_m \cdot C = 810 \cdot 0,25974 = 210,3894kg/m^2$$

Combinaciones de carga

$$P_U = 1,4 \cdot (2106 + 2934,31) = 7056kg$$

$$P_U = 1,2 \cdot (2106 + 2934,31) + 1,6 \cdot (37,87) = 6109kg$$

$$P_U = 1,05 \cdot (2106 + 2934,31) + 0,5 \cdot (37,87) + C_S = 5311kg + C_S$$

$$P_U = 0,95 \cdot (2106 + 2934,31) + C_S = 4788kg + C_S$$

Acero a utilizar

Acero, se supone 1 # 3 a cada 80 cm

$$A_s = 0,713 \cdot \frac{270}{80} = 2,40cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{2,4048812}{270 \cdot 15} = 0,000593798$$

$$\rho_b = \frac{0,85f'_m}{f_y} \cdot \left(\frac{5100}{6000 + f_y}\right) = 0,017593344$$

Como $\rho_{max} = 0,5\rho_b = 0,008796672 > \rho$ el acero se acepta

Area Neta

$$A_n = 270 \cdot 15 - 14(9,6 \cdot 15,3) = 2067,12cm^2$$

Módulo de elasticidad

$$E_m = 75000kg/cm^2 \quad n = \frac{E_s}{E_m} = 28$$

$$E_s = 2100000kg/cm^2$$

Módulo de rotura

Se toma para la mampostería parcialmente rellena $f_r = 0,67\sqrt{f'_m} = 6,7$

Inercia de la sección sin agrietar

$$I_g = \frac{270 \cdot 15^3}{12} - \frac{15,3 \cdot 9,6^3}{12} = 60709,0cm^4$$

Momento de agrietamiento

$$M_{cr} = \frac{f_r \cdot I_g}{t/2} = \frac{6,7 \cdot 60709,0}{7,5} = 54233,3569kg - cm$$

Inercia de la sección a grietada

$$A_{se} = \frac{P_u + A_s \cdot f_y}{f_y} = \frac{5311,2605 + 2,40 \cdot 2800}{2800} = 4,30cm^2$$

$$d = \frac{P_u + A_s \cdot f_y}{0,85f'_m \cdot b} = \frac{5311,2605 + 2,40 \cdot 2,7}{0,85 \cdot 100 \cdot 270} = 0,2317cm$$

$$c = \frac{d}{0,85} = 0,2726$$

$$I_{cr} = n \cdot A_{se} \cdot (d - c)^2 + 1/3b \cdot c^3 = 6293,527828cm^4$$

Excentricidad

Se recomienda utilizar: $e_{min} = \frac{t}{4} = 3,75cm$

Condición de servicio

Cuadro 101: Condición de servicio en el muro A3-M5

Δ_s cm	M_{ser} kg - cm	$M_{ser} < M_{cr}$	Δ_s cm
0,0000	74018	NO	0,4096
0,4096	75667	NO	0,4368
0,4368	75776	NO	0,4386
0,4386	75783	NO	0,4387
0,4387	75784	NO	0,4387

Momento nominal

$$a = \frac{P_u + A_s \cdot f_y}{0,85f'_m \cdot b} = 0,525cm$$

$$M_n = A_{se} \cdot f_y(d - 0,5a) = 87176,16837kg - cm$$

$$\phi = 0,8 - \frac{1,5 \cdot P_u}{A_e \cdot f'_m} = 0,7615$$

$$\phi M_n = 0,7615 \cdot 87176,16837 = 66381,07649kg - cm$$

Momento último

$$M_u = \frac{W_u \cdot h^2}{8} + \frac{P_{uf} \cdot e}{2} + (P_{uw} + P_{uf}) \cdot \Delta_u = 25920,36kg - cm$$

Como $\phi M_n > M_u$ la sección es adecuada

Diseño para cargas paralelas al plano**Carga axial**

$$A_s = 2,40cm^2 \text{ y } A_e = 2067,12cm^2.$$

$$P_o = 0,85 \cdot 100 \cdot (2067,12 - 2,40) + 2,40 \cdot 2800 = 182234kg$$

$$P_u = \frac{P_o}{0,8} = \frac{182234}{0,8} = 227793,0656kg$$

Cortante para el acero

El cortante obtenido del análisis, $V_u = 114,08kg$.
El cual debe ser multiplicado por 2 dado que la ductilidad es distinta de 1.

$$V_m = (0,15 \sqrt{100 + 0,2 \frac{227793,0656}{1500}}) 216 \cdot 5,6 = 38553kg$$

$$V_s = V_u - V_m = 228,16 - 38553 = -38325kg$$

Para este caso se colocarían varillas # 3 a cada 80cm

Acero mínimo en el muro

Según el inciso 9.3.3 del Código Sísmico (Refuerzo en elementos estructurales), se debe tener un refuerzo mínimo igual a $0,002A_{bruta}$ ³¹. Por lo que el espaciamiento mínimo de los muros se cambiará a varillas # 3 @ 60cm en ambas direcciones.

³¹Anteriormente sólo se cumplió con la designación de colocar un área de acero equivalente al $0,0007A_{bruta}$

Diseño de entrepiso

Para los entrepisos, se decidió utilizar el sistema de bloques de polietileno y vigas pretensadas. Siendo necesario, la carga temporal, sobre el entrepiso un factor determinante, se tomó la más exigente la cual es de $400kg/m^2$ (esta corresponde a pasillos y escaleras). Además, la carga permanente superimpuesta, es de $200kg/m^2$. También se sabe que la luz máxima de las viguetas, es de $3m$.

El fabricante recomienda utilizar esta fórmula para la escoger del entrepiso.

$$C_{si} = C_t + \frac{1,4}{1,7}C_p$$

$$C_{si} = 400 + \frac{1,4}{1,7} \cdot 200 = 565kg/m^2$$

Donde:

C_{si} Carga superimpuesta

C_t Carga temporal

C_p Carga permanente

Con el dato de C_{si} y la luz libre se escogió el entrepiso 15-2-08 (ver cuadro 102 de la empresa ESCOSA) puesto que puede soportar una carga mayor con una luz libre mayor.

Carga Superimpuesta	Longitudes admisibles (m)	
	15-2-8	
kg/m^2	Sin apuntalar	Apuntalada
200	5,35	6,19
250	5,14	5,78
300	4,96	5,45
350	4,79	5,16
400	4,64	4,92
450	4,51	4,71
500	4,38	4,52
550	4,27	4,36
600	4,16	4,21
650	4,06	4,07
700	3,95	3,95
750	3,84	3,84
800	3,73	3,73
850	3,64	3,64

Diseño de escalera

Para el diseño de la escalera hizo la consideración de que es una losa en una dirección.

Para el diseño de la escalera, se tomaron las siguientes consideraciones. El concreto a utilizar tendrá un $f'_c = 210\text{kg/cm}^2$, con este se tiene que $\beta_1 = 0,85$. Mientras que el acero tendrá un $f_y = 2800\text{kg/cm}^2$. Con respecto a las escaleras, se tienen las siguientes medidas,

$$\begin{aligned} l_a &= 1,55\text{m} & l_b &= 3,2\text{m} \\ t_{losa} &= 15\text{cm} & rec &= 2,5\text{cm} \\ d_{inf} &= 12\text{cm} & d_{sup} &= 3\text{cm} \\ l_{huella} &= 27\text{cm} & l_{contrahuella} &= 17,5\text{cm} \end{aligned}$$

Acero por flexión

Por lo que las cargas a considerar son las siguientes
Carga permanente Peso losa: $2400 \cdot t_{losa} = 360\text{kg/m}^2$
Peso escalones: $2400 \cdot 0,5 \cdot l_{contrahuella} = 210\text{kg/m}^2$
Peso acabados: 80kg/m^2

Carga temporal Sobre en escaleras 400kg/m^2

Según el análisis del momento último es de $M_u = 2,30\text{ton} - \text{m}$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85 f'_c b'}} = 1,275\text{cm}$$

$$\frac{c}{d} = \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,126$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 8,13\text{cm}^2$$

$$A_{s,min} = 0,0018 \cdot 100 \cdot t_{losa} = 2,7$$

Por lo que se cumple con el acero mínimo a colocar.

El acero se distribuye la siguiente manera acero inf 4 @ 15,58 var # 4 @ 15,0 cm

Según el análisis el momento último es de $M_u = 2,30\text{ton} - \text{m}$.

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85 f'_c b'}} = 1,275\text{cm}$$

$$\frac{c}{d} = \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,479$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 8,13\text{cm}^2$$

$$A_{s,min} = 0,0018 \cdot 100 \cdot t_{losa} = 2,7$$

Por lo que se cumple con el acero mínimo a colocar.

El acero se distribuye la siguiente manera: varillas # 4 @ 15,0 cm.

Acero por cortante

Según el análisis el cortante último es de $V_u = 2,60\text{ton} - \text{m}$.

El aporte del concreto para cortante está dado por las siguientes fórmulas:

$$V_{s,max} = 2,12 \sqrt{f'_c} A_g = 71428,00\text{kg}$$

$$V_s^* = 1,1 \sqrt{f'_c} A_g = 37061,70\text{kg}$$

$$V_{c-max} = 0,93 \sqrt{f'_c} A_g = 31333,98\text{kg}$$

Al ser, $\frac{V_u \cdot d}{M_u} = 3,54 > 1 \rightarrow$ se usa 1

$$V_{c1} = (0,5 \sqrt{f'_c} + 1,75 \rho \frac{V_u d}{M_u}) b d = 15081\text{kg}$$

Esto debe ser menor a $V_{c,max}$, entonces se utiliza el primer valor calculado.

Debido a que $V_u > \phi V_{c1}$, no es necesario colocar refuerzo por cortante. Esto lleva a colocar un mínimo de acero, el cual es de varillas # 3 @ 15cm

Apéndice III

Resultados de diseñar el Bloque B

Explicación de la memoria de calculo

Nota:

Con base en la memoria de cálculo que se presenta a continuación se realizaron todas las memorias para todos los distintos elementos que componen el bloque.

Análisis estructural del bloque

Cuadro 103: Regularidad

Nivel	e_{xi}	e_{yi}	e_{xi}/D_{xi}	e_{yi}/D_{yi}
1	0,042	0,526	0,5 %	1,8 %
2	0,000	0,532	0,0 %	1,8 %

Regularidad del bloque

Las máximas dimensiones de los edificios son las siguientes:

$$D_{x1} = 8,1m \quad D_{y1} = 30,0m$$

$$D_{x2} = 10,5m \quad D_{y2} = 30,0m$$

$$D_{x3} = 10,5m \quad D_{y3} = 30,0m$$

A continuación se encuentran las componentes de las excentricidades. Estas fueron encontradas por medio del programa ETABS.

Nivel	Masa		Rigidez	
	X	Y	X	Y
1	14,958	4,971	15,000	4,445
2	15,000	5,191	15,000	4,659

Cuando se aplicaron las ecuaciones [4-1] y [4-2] del Código Sísmico, se obtuvieron los siguientes resultados. Estos no deben sobre pasar el 5 %.

Con esto se cumple se obtiene que es un edificio regular.

Pesos de los componentes del bloque

Los elementos estructurales que se utilizarán están hechos en concreto armado. Para determinar el peso de estos simplemente se tomará el volumen por el peso volumétrico del concreto. Para el cálculo de estos pesos, se tienen los cuadros que siguen.

El entrepiso a utilizar tiene un peso de 175 kg/m^2 , se multiplicará este por el área de cada entrepiso.

Los muros son de 15 cm de espesor para todo el

Cuadro 104: Peso de Vigas y Columnas

Columna 1	Columna 2
<i>Diametro = 0,45m</i>	<i>Largo = 0,60m</i>
<i>Area = 0,159m²</i>	<i>Ancho = 0,35m</i>
<i>Altura = 3,5m</i>	<i>Altura = 3,5m</i>
<i>P_c = 1,336ton</i>	<i>P_c = 1,764ton</i>
Viga 1	Viga 3
<i>Peralte = 0,6m</i>	<i>Peralte = 0,4m</i>
<i>Ancho = 0,2m</i>	<i>Ancho = 0,2m</i>
<i>P_v = 0,288ton/m</i>	<i>P_v = 0,192ton/m</i>
Viga 2	
<i>Peralte = 0,5m</i>	
<i>Ancho = 0,2m</i>	
<i>P_v = 0,240ton/m</i>	

Bloque B. Para calcular el peso se usó un peso por unidad de área.

En el cálculo de los elementos secundarios o de cerramiento, se tomaron las siguientes consideraciones. Para el techo se tomó en cuenta el peso de la cubierta, de la estructura metálica, del cielo raso y de las instalaciones. Todo dio como resultado un peso total para el techo de 60 kg/m^2 . Además, para los acabados por nivel se consideró el peso de la cerámica, del cielo raso y de las instalaciones. Resultando un peso total de 80 kg/m^2 . En las paredes se pretende colocar mampostería con un espesor de 12 cm. Estas tiene un peso de 240 kg/m^2 .

Las cargas temporales que fueron utilizadas para el análisis de la estructura, se muestran en el cuadro 107.

Determinación de fuerza sísmica

A continuación se muestra la suma de cargas temporales y permanentes, actuantes en cada uno de los niveles.

Cuadro 105: Peso de los elementos principales

	Peso	Acceso		Nivel 1	
	(t/m^2)	#	P_{st}	#	P_{st}
Col. 1	1,336	6	4,01	6	8,02
Col.2	1,764	12	10,58	12	21,17
Viga 1	0,288	0	0,00	129	37,11
Viga 2	0,240	0	0,00	45	10,80
Viga 3	0,192	0	0,00	0	0,00
Muro	0,300	18,0	5,41	29,9	8,96
Entrepiso	0,175	0	0,00	230	40,25
$\Sigma =$			20,00		126,30
	Peso	Nivel2		Techos	
	(t/m^2)	#	P_{st}	#	P_{st}
Col. 1	1,336	6	7,79	6	3,78
Col.2	1,764	12	20,56	12	9,98
Viga 1	0,288	141	40,65	0	0,00
Viga 2	0,240	57	13,75	141	33,88
Viga 3	0,192	56	10,75	113	21,75
Muro	0,300	23,4	7,02	7,6	2,28
Entrepiso	0,175	315,3	55,18	0,0	0,00
$\Sigma =$			155,70		71,66

Cuadro 108: Pesos totales por nivel en toneladas

Nivel	Perm.	Temp.	Part.	W_i
Acceso	41,92	97,38	0,15	56,52
1	172,15	69,46	0,15	182,57
2	206,26	87,83	0,15	219,43
Techo	104,70	16,03	0,00	104,70
Σ				563,231

Para la determinación de la fuerza sísmica se necesita de ciertos valores. Estos se pueden observar en el recuadro que se muestra a continuación.

Zona	3	Uso:	Educacional
Suelo:	S3	Grupo :	C
$a_{ef} =$	0,36	$I =$	1
Irreg.:	Regular	Niveles:	3
SE:	Dual	$T =$	0,24
DL:	Optima	$FED =$	0,945
$\mu =$	4	SR =	2

Por lo que el coeficiente sísmico para el Bloque B,

Cuadro 106: Peso de los elementos secundarios

	Peso	Acceso		Nivel 1	
	(ton/m^2)	Cant.	P_{st}	Cant.	P_{st}
Ventas	0,06	68,2	4,09	142,2	8,53
Paredes	0,24	69,3	16,63	61,6	14,79
Livianas	0,03	40,1	1,20	137,5	4,12
Acabado	0,08			230,0	18,40
Techo	0,06				
$\Sigma =$			21,92		45,85
	Peso	Nivel2		Techos	
	(ton/m^2)	Cant.	P_{st}	Cant.	P_{st}
Ventas	0,06	85,8	5,15	26,6	1,60
Paredes	0,24	47,2	11,32	13,7	3,30
Livianas	0,03	295,7	8,87	136,6	4,10
Acabado	0,08	315,3	25,22		
Techo	0,06			400,8	24,05
$\Sigma =$			50,56		33,04

queda de la siguiente manera:

$$C_B = \frac{0,36 \cdot 1 \cdot 0,945}{2} = 0,1701$$

La distribución de la fuerza sísmica para cada nivel se encuentran en el cuadro 109.

Cuadro 109: Distribución de la fuerza sísmica

Nivel	h_i	W_i	$\frac{h \cdot W_i}{\Sigma(h \cdot W_i)}$	F_{Si}
	(m)	(ton)	(%)	(ton)
Acceso	0	56,523	0,0000	0,000
1	3,5	182,570	0,1964	18,817
2	7,0	219,433	0,4721	45,232
Techo	10,3	104,705	0,3315	31,757
Σ		563,231	1,0000	95,806

1,764302238

Determinación de los desplazamientos

Luego de hacer el análisis del modelo, se obtuvieron los siguientes resultados.

Cuadro 107: Pesos a considerar por cargas temporales

	Peso		Acceso		Nivel 1	
	(ton/m^2)	Cant.	P_{st}	Cant.	P_{st}	
Bodega	0,50	18,0	8,98			
Biblioteca	0,50	90,0	45,00	18,0	9,00	
Auditorio	0,40	36,3	14,52			
Pasillos	0,40	49,7	19,88	49,7	19,88	
Aulas	0,25			36,0	9,00	
Oficinas	0,25	36,0	9,00	126,3	31,58	
Techo	0,04					
$\Sigma =$			97,38		69,46	

	Peso		Nivel2		Techos	
	(ton/m^2)	Cant.	P_{st}	Cant.	P_{st}	
Bodega	0,50					
Biblioteca	0,50					
Auditorio	0,40					
Pasillos	0,40	60,0	24,00			
Aulas	0,25		0,00			
Oficinas	0,25	255,3	63,83			
Techo	0,04			400,8	16,03	
$\Sigma =$			87,83		16,03	

Cuadro 110: Desplazamientos del Bloque A

	Absoluto		Relativo	
	$X (mm)$	$Y (mm)$	$X (mm)$	$Y (mm)$
Acceso	0	0	0	0
1	-0,14	0,091	0,140	0,091
2	-0,275	0,134	0,135	0,043
Techo	-0,306	0,143	0,031	0,009

Para el cálculo del desplazamiento inelástico relativo de cada nivel, se utilizó la fórmula [7-11] del Código Sísmico.

$$\Delta_i = \mu SR \Delta_i^e$$

Después de tener factor Δ_i se dividió entre la altura de cada nivel, los resultados se muestran en el cuadro 111. Estos se compararon con la *Tabla 7.2* del Código Sísmico, donde el máximo permitido es de 0,010. Dadas las condiciones anteriores se aceptaron los desplazamientos que se presentaron según el análisis.

Cuadro 111: Desplazamiento inelástico relativo

	H_i	$\Delta_{i,x}/H_i$	$\Delta_{i,y}/H_i$
Acceso	0	0	0
1	3500	0,00160	0,00021
2	3500	0,00154	0,00010
Techo	3300	0,00037	0,00002

Periodo real de la estructura

Para el cálculo del periodo T , se utilizó la fórmula [7-3] del Código Sísmico.

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{1}{g} \frac{\sum_{i=1}^n W_i (\delta_i^e)^2}{\sum_{i=1}^n F_i \delta_i^e}}$$

Esto se resume en el siguiente cuadro:

Cuadro 112: Periodo real

	W_i	F_i	δ_i^e	$W_i (\delta_i^e)^2$	$F_i \delta_i^e$
Acceso	56,52	0,00	0	0	0
1	182,57	18,82	0,00160	0,00046	0,03011
2	219,43	45,23	0,00154	0,00052	0,06966
Techo	104,70	31,76	0,00037	0,00001	0,01169
Σ				0,00100	0,11145

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{1}{9,806} \frac{0,00100}{0,111452}} = 0,190$$

Con este periodo se obtiene el mismo FED anterior, 0,945. Por lo que no es necesario hacer ningún reajuste.

Diseño de cimientos

Diseño para la sección propuesta como placa BP- 1

Del análisis final, se obtuvo los valores de Momentos y Cortante Últimos, que se muestran a continuación. Estos fueron calculados por medio de SAP2000.

$$P_{ft} = 7698,3 \text{ kg} \quad P_{fp} = 22749,0 \text{ kg} \quad P_u = 50910,7 \text{ kg} \\ M_{d1} = 11368,2 \text{ kg} - m \quad M_{d2} = 7505,4 \text{ kg} - m$$

Def. de materiales	Caract. de la sec.
$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$	$C_c = 45 \text{ cm}$
$\varepsilon_{cu} = 0,003$	
$f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$	$rec. = 2,5 \text{ cm}$
$\varepsilon_y = 0,001$	$t_b = 35 \text{ cm}$
$\beta_1 = 0,85$	$t = 32,5 \text{ cm}$
$q_a = 15 \text{ kg/cm}^2$	

Donde:

P_{ft}	Carga axial temporal
P_{fp}	Carga axial permanente
P_u	Carga axial mayorada
M_1 y M_2	Momentos mayorados
f'_c	Capacidad del concreto
ε_{cu}	Módulo de elasticidad del concreto
f_y	Límite de fluencia del acero
ε_y	Módulo de elasticidad del acero
β_1	Factor del bloque de esfuerzo
q_a	Presión activa del suelo, al desplante
C_1 y C_2	Dimensiones de la columna
$rec.$	Recubrimiento para el acero
t_b	Espesor propuesto para la placa
t	Brazo de palanca del acero

Base de la placa de cimentación

Según el CSCR 02, la presión del suelo debe ser reducida por el factor que aparece en la *Tabla 13.1*,

por lo que q_u queda de la siguiente manera:

$$q_u = \phi q_a = 15 \cdot 0,5 = 7,5 \text{ kg/cm}^2$$

Area requerida para soportar las cargas temporales y permanentes (sin mayorar) esta dada por:

$$A_f = \frac{P_{tf} + P_{tp}}{q_a} = \frac{7698,3 + 22749,0}{15} = 2029,82 \text{ cm}^2$$

Porque se escogerá una placa cuadrada a longitud de los lados es de $45,05 \text{ cm}$, Dado que estas medidas son difíciles de aplicar, se cambiarán a $b = 50,00 \text{ cm}$, por lo que se tiene una nueva area $A'_f = 2500 \text{ cm}^2$.

Ahora, se necesitará de las presiones que actúan bajo la placa, dada por la ecuación siguiente:

$$q_{max,min} = \frac{P_u}{A_g} \pm \frac{Mc}{I}$$

Con la que se obtienen las siguientes presiones:

$$q_{1max} = 74,93 \text{ kg/cm}^2 \quad q_{2max} = 56,39 \text{ kg/cm}^2 \\ q_{1min} = -34,20 \text{ kg/cm}^2 \quad q_{2min} = -15,66 \text{ kg/cm}^2$$

Del caso 1, según el método de Meyerhoff, se obtiene los siguientes valores:

$$\vartheta_b = 0,6866 \quad \vartheta_l = 0,7826 \\ b' = 34,33 \text{ cm} \quad l' = 39,13 \text{ cm}$$

De aquí resulta una área en contacto de 672 cm^2 . Esta area representa un 26,87% del total. Esto conduce al rechazo de la sección propuesta anteriormente. Entonces se propone una nueva sección cuadrada con $b = 120 \text{ cm}$. Se recalculan las presiones bajo la placa, debido a la nueva sección.

Con la que se obtienen las siguientes presiones:

$$q_{1max} = 6,50 \text{ kg/cm}^2 \quad q_{2max} = 5,49 \text{ kg/cm}^2 \\ q_{1min} = 0,57 \text{ kg/cm}^2 \quad q_{2min} = 1,58 \text{ kg/cm}^2$$

Según lo visto anteriormente, del caso 4 se obtienen los siguientes valores:

$$\begin{aligned} \vartheta_b &= 1,0971 & \vartheta_l &= 1,4044 \\ b' &= 131,65\text{cm} & l' &= 168,53\text{cm} \\ b_2 &= 37,91\text{cm} & l_2 &= 14,92\text{cm} \end{aligned}$$

De estos valores se genera una área de 10087cm^2 . Esta área representa un 70,05 % del total, por lo que se acepta la sección propuesta anteriormente.

Verificación de cortante por punzonamiento

La sección crítica para el corte por punzonamiento está ubicada a una distancia igual a la mitad del espesor de la placa.

$$q_{1s} = q_{1max} - \frac{(b - C_2 - 0,5t_b)(q_{1max} - q_{1min})}{2b} = 3,967\text{kg/cm}^2$$

$$q_{2s} = q_{2max} - \frac{(l - C_1 - 0,5t_b)(q_{2max} - q_{2min})}{2l} = 4,553\text{kg/cm}^2$$

El área donde actúa el cortante es la siguiente:

$$A_v = A_g - (C_1 + t)(C_2 + t) = 14400 - 80 \cdot 80$$

$$A_v = 8000\text{cm}^2$$

El cortante por punzonamiento en la placa es de:

$$V_u = q_p A_v = 4,55 \cdot 8000 = 36427,7\text{kg}$$

La resistencia del concreto se debe multiplicar por el siguiente factor:

$$\begin{aligned} \zeta &= \frac{4}{3} + \frac{8}{3\beta_c} = 0,50 \\ \beta_c &= 1,00 \\ \zeta &= 4,00 \end{aligned}$$

$$V_c = \zeta \sqrt{f'_c} b_o t = 4,00 \cdot \sqrt{210} \cdot 220 \cdot 32,5$$

$$V_c = 414453,4\text{kg}$$

Como $\phi V_c > V_u$, entonces no es afectada por punzonamiento.

Diseño de la armadura de refuerzo

La placa de cimentación debe soportar el momento debido a la presión a la que está sometida. El momento es el siguiente

$$q'_1 = q_{1max} - \frac{(b - C_2)(q_{1max} - q_{1min})}{2b} = 4,646\text{kg/cm}^2$$

$$M_{qi} = \frac{q'_1(b - C_2)^2 l}{8} + \frac{(q_{1max} - q'_1)(b - C_2)l}{6} = 394751\text{kg-cm}$$

$$M_{qs} = \frac{2000(b - C_2)^2 l}{8} = 16875\text{kg-cm}$$

$$M_{u1} = M_{qi} - M_{qs} = 394751 - 16875 = 377876\text{kg-cm}$$

$$R_{n,requerido} = \frac{M_{u1}}{\phi b t^2} = \frac{377876}{0,9 \cdot 120 \cdot 32,5^2} = 3,31\text{kg/cm}^2$$

$$\rho = \frac{0,85f'_c}{fy} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0,85f'_c}}\right) = 0,0012$$

El ρ_{min} según el ACI 318-02 para varillas G-40, es de 0,002; por lo que se utilizará el ρ mínimo.

El área de acero está dada por:

$$A_{1s} = \rho b t = 0,0020 \cdot 120 \cdot 32,5 = 7,80\text{cm}^2$$

Se debe realizar el mismo cálculo anterior, cambiando a l , para obtener el área de acero en esta dirección.

$$q'_2 = q_{2max} - \frac{(l - C_1)(q_{2max} - q_{2min})}{2l} = 4,268\text{kg/cm}^2$$

$$M_{qi} = \frac{q'_2(l - C_1)^2 b}{8} + \frac{(q_{2max} - q'_2)(l - C_1)b}{6} = 363489\text{kg-cm}$$

$$M_{qs} = \frac{2000(l - C_1)^2 b}{8} = 16875\text{kg-cm}$$

$$M_{u1} = M_{qi} - M_{qs} = 363489 - 16875 = 346614\text{kg-cm}$$

$$R_{n,requerido} = \frac{M_{u2}}{\phi l t^2} = \frac{346614}{0,9 \cdot 120 \cdot 32,5^2} = 3,04\text{kg/cm}^2$$

$$\rho = \frac{0,85f'_c}{fy} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0,85f'_c}}\right) = 0,0011$$

El $\rho_{min} = 0,002$ por lo que se utilizará el ρ mínimo.

El área de acero está dada por:

$$A_{2s} = \rho l t = 0,0020 \cdot 120 \cdot 32,5 = 7,80\text{cm}^2$$

Al concretar esto, se debe verificar las deformaciones de las varillas, como se muestra a continuación.

$$a_b = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b} = 1,020\text{cm}$$

$$c_b = \frac{a}{\beta_1} = 1,200cm$$

$$\varepsilon_t = \frac{\varepsilon_c}{c} t - \varepsilon_c$$

$$\varepsilon_t = 0,078$$

La deformación es aceptada, puesto que es superior a $\varepsilon = 0,004$.

Para el correcto desarrollo de la capacidad en tensión de las varillas, estas deben estar correctamente empotradas en el concreto. Más adelante se hará mención de la longitud de desarrollo a utilizar.

Armadura para transmisión de esfuerzos

La capacidad en compresión de la columna está dada por la siguiente ecuación:

$$P_{nc} = \phi 0,85 f'_c A_1 = 0,65 \cdot 0,85 \cdot 210 \cdot 1590,4 = 184530kg$$

La capacidad en compresión de la placa de cimentación, está dada por la siguiente ecuación:

$$P_{np} = \phi 0,85 f'_c A_1 \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$$

donde $\sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$ debe ser a lo sumo 2

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{10386,9}{1590,4}} = 2,56$$

por lo que P_{np} queda de la siguiente manera:

$$P_{np} = 2 \cdot 184530 = 369060kg$$

Como P_{nc} es mayor a P_u y P_{np} es mayor a P_u se puede decir que no necesita acero de refuerzo; entonces se colocará el mínimo.

$$A_{s-min} = 0,005 \cdot 1590,4 = 7,95cm^2$$

Nuevamente, las varillas deben ser correctamente empotradas, tanto en la columna como en la placa, por lo que se proporcionará la longitud de desarrollo apropiada.

Diseño para la sección propuesta como placa BP- 2

Del análisis final, se obtuvo los valores de Momentos y Cortante Últimos, que se muestran a continuación. Estos fueron calculados por medio de SAP2000.

$$P_{ft} = 17657,9kg \quad P_{fp} = 27042,9kg \quad P_u = 49434,1kg$$

$$M_{d1} = 13977,4kg-m \quad M_{d2} = 19018,8kg-m$$

Def. de materiales	Caract. de la sec.
$f'_c = 210kg/cm^2$	$C_1 = 60cm$
$\varepsilon_{cu} = 0,003$	$C_2 = 35cm$
$f_y = 2800kg/cm^2$	$rec. = 2,5cm$
$\varepsilon_y = 0,001$	$t_b = 30cm$
$\beta_1 = 0,85$	$t = 27,5cm$
$q_a = 15kg/cm^2$	

Base de la placa de cimentación

Según el CSCR 02, la presión del suelo debe ser reducida por el factor que aparece en la *Tabla 13.1*, por lo que q_u queda de la siguiente manera:

$$q_u = \phi q_u = 15 \cdot 0,5 = 7,5kg/cm^2$$

El área requerida para soportar las cargas temporales y permanentes (sin mayorar) está dada por:

$$A_f = \frac{P_{tf} + P_{tp}}{q_a} = \frac{17657,9 + 27042,9}{15} = 2980,05cm^2$$

Porque se escogerá una placa rectangular a longitud de los lados es de $41,69 \times 71,47cm$. Dado que estas medidas son difíciles de aplicar, se cambiarán a $b = 45,00$ y $l = 75,00cm$, por lo que se tiene una nueva área $A'_f = 3375cm^2$.

Ahora, se necesitará de las presiones que actúan bajo la placa, dada por la ecuación siguiente:

$$q_{max,min} = \frac{P_u}{A_g} \pm \frac{Mc}{I}$$

Con la que se obtienen las siguientes presiones:

$$q_{1max} = 116,44kg/cm^2 \quad q_{2max} = 35,84kg/cm^2$$

$$q_{1min} = -67,62kg/cm^2 \quad q_{2min} = -18,26kg/cm^2$$

Del caso 1, según el método de Meyerhoff, se obtiene los siguientes valores:

$$\begin{aligned} \vartheta_b &= 0,6326 & \vartheta_l &= 0,6625 \\ b' &= 28,47\text{cm} & l' &= 49,68\text{cm} \end{aligned}$$

De aquí resulta una área en contacto de 707cm^2 . Esta área representa un 20,95 % del total. Esto conduce al rechazo de la sección propuesta anteriormente. Entonces se propone una nueva sección rectangular con $b = 120$ y $l = 180\text{cm}$. Se recalculan las presiones bajo la placa, debido a la nueva sección.

De esta nueva sección se obtienen las siguientes presiones:

$$\begin{aligned} q_{1max} &= 5,52\text{kg/cm}^2 & q_{2max} &= 3,43\text{kg/cm}^2 \\ q_{1min} &= -0,95\text{kg/cm}^2 & q_{2min} &= 1,15\text{kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Según lo visto anteriormente, del caso 3 se obtienen los siguientes valores:

$$\begin{aligned} \vartheta_b &= 0,8537 & \vartheta_l &= 1,5026 \\ b_1 &= 102,44\text{cm} & l' &= 270,46\text{cm} \\ b_2 &= 34,26\text{cm} & l_2 &= 180,00\text{cm} \end{aligned}$$

De estos valores se genera una área de 12303cm^2 . Esta área representa un 56,96 % del total, por lo que se acepta la sección propuesta anteriormente.

Verificación de cortante por punzonamiento

La sección crítica para el corte por punzonamiento está ubicada a una distancia igual a la mitad del espesor de la placa.

$$q_{1s} = q_{1max} - \frac{(b - C_2 - 0,5t_b)(q_{1max} - q_{1min})}{2b} = 3,637\text{kg/cm}^2$$

$$q_{2s} = q_{2max} - \frac{(l - C_1 - 0,5t_b)(q_{2max} - q_{2min})}{2l} = 2,764\text{kg/cm}^2$$

El área donde actúa el cortante es la siguiente:

$$\begin{aligned} A_v &= A_g - (C_1 + t)(C_2 + t) = 21600 - 90 \cdot 65 \\ A_v &= 15750\text{cm}^2 \end{aligned}$$

El cortante por punzonamiento en la placa es de:

$$V_u = q_p A_v = 3,64 \cdot 15750 = 57278,7\text{kg}$$

La resistencia del concreto se debe multiplicar por el siguiente factor:

$$\begin{aligned} \zeta &= \frac{4}{3} + \frac{8}{3\beta_c} = 1,08 \\ \beta_c &= 1,71 \\ \zeta &= 2,89 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_c &= \zeta \sqrt{f'_c} b_o t = 2,89 \cdot \sqrt{210} \cdot 300 \cdot 27,5 \\ V_c &= 345377,8\text{kg} \end{aligned}$$

Como $\phi V_c > V_u$, entonces no es afectada por punzonamiento.

Diseño de la armadura de refuerzo

La placa de cimentación debe soportar el momento debido a la presión a la que está sometida. El momento es el siguiente

$$q'_1 = q_{1max} - \frac{(b - C_2)(q_{1max} - q_{1min})}{2b} = 3,232\text{kg/cm}^2$$

$$M_{qi} = \frac{q'_1(b - C_2)^2 l}{8} + \frac{(q_{1max} - q'_1)(b - C_2)l}{6} = 531296\text{kg-cm}$$

$$M_{qs} = \frac{2000(b - C_2)^2 l}{8} = 32513\text{kg-cm}$$

$$M_{u1} = M_{qi} - M_{qs} = 531296 - 32513 = 498784\text{kg-cm}$$

$$R_{n,requerido} = \frac{M_{u1}}{\phi b t^2} = \frac{498784}{0,9 \cdot 120 \cdot 27,5^2} = 6,11\text{kg/cm}^2$$

$$\rho = \frac{0,85 f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0,85 f'_c}}\right) = 0,0022$$

El ρ_{min} según el ACI 318-02 para varillas $G - 40$, es de 0,002 ; por lo que se utilizará el ρ calculado.

El área de acero está dada por:

$$A_{1s} = \rho b t = 0,0022 \cdot 120 \cdot 27,5 = 7,32\text{cm}^2$$

Se debe realizar el mismo cálculo anterior, cambiando a l , para obtener el área de acero en esta dirección.

$$q'_2 = q_{2max} - \frac{(l - C_1)(q_{2max} - q_{2min})}{2l} = 2,669\text{kg/cm}^2$$

$$M_{qi} = \frac{q'_2(l - C_1)^2 b}{8} + \frac{(q_{2max} - q'_2)(l - C_1)b}{6} = 583374\text{kg-cm}$$

$$M_{qs} = \frac{2000(l - C_1)^2 b}{8} = 43200\text{kg-cm}$$

$$M_{u1} = M_{qi} - M_{qs} = 583374 - 43200 = 540174\text{kg-cm}$$

$$R_{n,requerido} = \frac{M_{u2}}{\phi l t^2} = \frac{540174}{0,9 \cdot 180 \cdot 27,5^2} = 4,41\text{kg/cm}^2$$

$$\rho = \frac{0,85f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0,85f'_c}}\right) = 0,0016$$

El $\rho_{min} = 0,002$ por lo que se utilizará el ρ mínimo.

El area de acero está dada por:

$$A_{2s} = \rho l t = 0,0020 \cdot 180 \cdot 27,5 = 9,90cm^2$$

Al concretar esto, se debe verificar las deformaciones de las varillas, como se muestra a continuación.

$$a_b = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b} = 0,958cm$$

$$c_b = \frac{a}{\beta_1} = 1,126cm$$

$$\varepsilon_t = \frac{\varepsilon_c}{c} t - \varepsilon_c$$

$$\varepsilon_t = 0,070$$

$$a_l = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c l} = 0,863cm$$

$$c_l = \frac{a}{\beta_1} = 1,015cm$$

$$\varepsilon_t = \frac{\varepsilon_c}{c} t - \varepsilon_c$$

$$\varepsilon_t = 0,078$$

La deformación es aceptada, puesto que es superior a $\varepsilon = 0,004$.

Para el correcto desarrollo de la capacidad en tensión de las varillas, estas deben estar correctamente empotradas en el concreto. Más adelante se hará mención de la longitud de desarrollo a utilizar.

Armadura para transmisión de esfuerzos

La capacidad en compresión de la columna está dada por la siguiente ecuación:

$$P_{nc} = \phi 0,85 f'_c A_1 = 0,65 \cdot 0,85 \cdot 210 \cdot 2100 = 243653kg$$

La capacidad en compresión de la placa de cimentación, está dada por la siguiente ecuación:

$$P_{np} = \phi 0,85 f'_c A_1 \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$$

donde $\sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$ debe ser a lo sumo 2

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{11400}{2100}} = 2,33$$

por lo que P_{np} queda de la siguiente manera:

$$P_{np} = 2 \cdot 243653 = 487305kg$$

Como P_{nc} es mayor a P_u y P_{np} es mayor a P_u se puede decir que no necesita acero de refuerzo; entonces se colocará el mínimo.

$$A_{s-min} = 0,005 \cdot 2100 = 10,5cm^2$$

Nuevamente, las varillas deben ser correctamente empotradas, tanto en la columna como en la placa, por lo que se proporcionará la longitud de desarrollo apropiada.

Diseño para la sección propuesta como placa BP- 3

Del análisis final, se obtuvo los valores de Momentos y Cortante Últimos, que se muestran a continuación. Estos fueron calculados por medio de SAP2000.

$$P_{ft} = 12650,2kg \quad P_{fp} = 58277,6kg \quad P_u = 73423,2kg$$

$$M_{d1} = 25850,7kg-m \quad M_{d2} = 35315,8kg-m$$

Def. de materiales	Caract. de la sec.
$f'_c = 210kg/cm^2$	$rec. = 2,5cm$
$\varepsilon_{cu} = 0,003$	$t_b = 30cm$
$f_y = 2800kg/cm^2$	$t = 27,5cm$
$\varepsilon_y = 0,001$	
$\beta_1 = 0,85$	
$q_a = 15kg/cm^2$	

Base de la placa de cimentación

El área requerida para soportar las cargas temporales y permanentes (sin mayorar) está dada por:

$$A_f = \frac{P_{tf} + P_{tp}}{q_a} = \frac{12650,2 + 58277,6}{15} = 4728,53cm^2$$

Caract. de la sec.	Caract. de la sec.	Caract. de la sec.
$C_1 = 65cm$	$M_1 = 15cm$	$C_1 = 65cm$
$C_2 = 35cm$	$M_2 = 530cm$	$C_2 = 35cm$

Se tiene una figura con las siguientes dimensiones para poder satisfacer las cargas superimpuestas.

“Patín” sup. “Alma” “Patín” inf. Se
 $b_1 = 180cm$ $b_1 = 80cm$ $b_1 = 180cm$
 $l_2 = 100cm$ $l_2 = 455cm$ $l_2 = 120cm$
 tiene un area $A'_f = 76000cm^2$.

Ahora, se necesitará de las presiones que actúan bajo la placa, dada por la ecuación siguiente:

$$q_{max,min} = \frac{P_u}{A_g} \pm \frac{Mc}{I}$$

Con la que se obtienen las siguientes presiones:

$$q_{1max} = 2,30kg/cm^2 \quad q_{2max} = 0,98kg/cm^2$$

$$q_{1min} = -0,36kg/cm^2 \quad q_{2min} = 0,95kg/cm^2$$

Del caso 3, según el método de Meyerhoff, se obtiene los siguientes valores:

$$\vartheta_b = 0,8632 \quad \vartheta_l = 28,0948$$

$$b' = 155,37cm \quad l' = 18964,01cm$$

$$b_2 = 617241,6cm \quad l_2 = 675,00cm$$

De aquí resulta una área en contacto de $208371492cm^2$. Esta area representa un 274173,02 % del total. Esto conduce al acepta de la sección propuesta anteriormente.

Verificación de cortante por punzonamiento

Por las condiciones de apoyo de las columnas y muro se tiene que: $b' = 58,5cm$ $l' = 42,5cm$

Donde, b' y l' son las distancias máximas entre la cara de la columna y el final de la placa, en los ejes “x” y “y” respectivamente.

La sección crítica para el corte por punzonamiento está ubicada a una distancia igual a la mitad del espesor de la placa.

$$q_{1s} = q_{1max} - \frac{(b' - t_b)(q_{1max} - q_{1min})}{b} = 1,875kg/cm^2$$

$$q_{2s} = q_{2max} - \frac{(l' - t_b)(q_{2max} - q_{2min})}{l} = 0,983kg/cm^2$$

El área donde actúa el cortante es la siguiente:

$$A_v = A_g - (C_1 + t)(C_2 + t) = 76000 - 34850$$

$$A_v = 41150cm^2$$

El cortante por punzonamiento en la placa es de:

$$V_u = q_p A_v = 1,87 \cdot 41150 = 77154,6kg$$

La resistencia del concreto se debe multiplicar por el siguiente factor:

$$\zeta = \frac{4}{3} + \frac{8}{3\beta_c} = 1,04$$

$$\beta_c = 1,86$$

$$\zeta = 2,77$$

$$V_c = \zeta \sqrt{f'_c} b_o t = 2,77 \cdot \sqrt{210} \cdot 1550 \cdot 27,5$$

$$V_c = 1710540kg$$

Como $\phi V_c > V_u$, entonces no es afectada por punzonamiento.

Diseño de la armadura de refuerzo

La placa de cimentación debe soportar el momento debido a la presión a la que está sometida. El momento es el siguiente

$$q'_1 = q_{1max} - \frac{(b')(q_{1max} - q_{1min})}{b} = 1,432kg/cm^2$$

$$M_{qi} = \frac{q'_1 (b')^2 l}{4} + \frac{(q_{1max} - q'_1)(b')l}{3} = 838141kg - cm$$

$$M_{qs} = \frac{2000(b')^2 l}{4} = 115501kg - cm$$

$$M_{u1} = M_{qi} - M_{qs} = 838141 - 115501 = 722641kg - cm$$

$$R_{n,requerido} = \frac{M_{u1}}{\phi b t^2} = \frac{722641}{0,9 \cdot 180 \cdot 27,5^2} = 5,90kg/cm^2$$

$$\rho = \frac{0,85f'_c}{fy} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0,85f'_c}}\right) = 0,0021$$

El ρ_{min} según el ACI 318-02 para varillas G - 40, es de 0,002 ; por lo que se utilizará el ρ calculado.

El área de acero está dada por:

$$A_{1s} = \rho b t = 0,0021 \cdot 180 \cdot 27,5 = 10,61cm^2$$

Se debe realizar el mismo cálculo anterior, cambiando a l , para obtener el area de acero en esta dirección.

$$q'_2 = q_{2max} - \frac{(l - C_1)(q_{2max} - q_{2min})}{2l} = 0,981kg/cm^2$$

$$M_{qi} = \frac{q'_2(l - C_1)^2 b}{8} + \frac{(q_{2max} - q'_2)(l - C_1)b}{6} = 79775kg - cm$$

$$M_{qs} = \frac{2000(l - C_1)^2 b}{8} = 16256kg - cm$$

$$M_{u1} = M_{qi} - M_{qs} = 79775 - 16256 = 63518kg - cm$$

$$R_{n,requerido} = \frac{M_{u2}}{\phi l t^2} = \frac{63518}{0,9 \cdot 675 \cdot 27,5^2} = 0,14kg/cm^2$$

$$\rho = \frac{0,85f'_c}{fy} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0,85f'_c}}\right) = 0,0000$$

El $\rho_{min} = 0,002$ por lo que se utilizará el ρ mínimo.

El area de acero está dada por:

$$A_{2s} = \rho l t = 0,0020 \cdot 675 \cdot 27,5 = 37,13cm^2$$

Al concretar esto, se debe verificar las deformaciones de las varillas, como se muestra a continuación.

$$a_b = \frac{A_s f_y}{0,85f'_c b} = 0,924cm$$

$$c_b = \frac{a}{\beta_1} = 1,087cm$$

$$\varepsilon_t = \frac{\varepsilon_c}{c} t - \varepsilon_c$$

$$\varepsilon_t = 0,073$$

$$a_l = \frac{A_s f_y}{0,85f'_c l} = 0,863cm$$

$$c_l = \frac{a}{\beta_1} = 1,015cm$$

$$\varepsilon_t = \frac{\varepsilon_c}{c} t - \varepsilon_c$$

$$\varepsilon_t = 0,078$$

La deformación es aceptada, puesto que es superior a $\varepsilon = 0,004$.

Para el correcto desarrollo de la capacidad en tensión de las varillas, estas deben estar correctamente empotradas en el concreto. Más adelante se hará mención de la longitud de desarrollo a utilizar.

Armadura para transmisión de esfuerzos

La capacidad en compresión de la columna está dada por la siguiente ecuación:

$$P_{nc} = \phi 0,85f'_c A_1 = 0,65 \cdot 0,85 \cdot 210 \cdot 12500 = 1450313kg$$

La capacidad en compresión de la placa de cimentación, está dada por la siguiente ecuación:

$$P_{np} = \phi 0,85f'_c A_1 \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$$

donde $\sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$ debe ser a lo sumo 2

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{68000}{12500}} = 2,33$$

por lo que P_{np} queda de la siguiente manera:

$$P_{np} = 2 \cdot 1450313 = 2900625kg$$

Como P_{nc} es mayor a P_u y P_{np} es mayor a P_u se puede decir que no necesita acero de refuerzo; entonces se colocará el mínimo.

$$A_{s-min} = 0,005 \cdot 12500 = 62,5cm^2$$

Nuevamente, las varillas deben ser correctamente empotradas, tanto en la columna como en la placa, por lo que se proporcionará la longitud de desarrollo apropiada.

Diseño de columnas

Diseño para la sección propuesta como Columna BC-Ci

Se utilizarán las combinaciones de cargas más altas, encontradas con el análisis de la estructura. Además, se utilizará concreto con un $f'_c = 210\text{kg/cm}^2$ y acero con límite de fluencia $f_y = 2800\text{kg/cm}^2$.

Diseño del acero principal

Para la columna a diseñar se tiene los datos del cuadro 113.

Cuadro 113: Datos de Vigas y Columnas	
Columnas	
$E_c = 2193574,189\text{t/m}^2$	$Area = 1590\text{cm}^2$
$b = 0,45\text{m}$	$I_x = 0,0322\text{m}^4$
$A_g = 0,159043128\text{m}^2$	$I_{gc} = 0,0322\text{m}^4$
$A_g x h = 0,071569408\text{m}^3$	$h' = 0,35\text{m}$
$f'_c = 210\text{kg/cm}^2$	$\gamma = 0,78$
Vigas	
$E_v = 2193574,189\text{t/m}^2$	
$b = 0,20\text{m}$	$I_x = 0,0036\text{m}^4$
$h = 0,60\text{m}$	$I_y = 0,0004\text{m}^4$
$A_g = 0,12\text{m}^2$	$I_{gv} = 0,0036\text{m}^4$
$f_y = 2800\text{kg/cm}^2$	

Con el índice de estabilidad Q , se puede determinar si un marco se debe considerar como arrojado, por medio de la fórmula:

$$Q = \frac{\sum_{i=1}^n P_u \Delta_i}{V_u l_c}$$

Cuadro 114: Factor Q de arrojamientos

	$\sum_{i=1}^n P_u$	Q	Desp.
Primer Nivel	829576,5	1,76	CON
Segundo Nivel	514516,0	0,44	CON
Tercer Nivel	168976,8	0,05	SIN

El índice Q , debe ser menor al 5% para clasificarse como un marco sin desplazamiento lateral.

Para poder determinar si la columna es esbelta o no, se ocupa del valor ψ_m , determinado en el cuadro 147.

Cuadro 115: Factor ψ_m para esbeltez

	l (m)	l_c (m)	l_u (m)
Primer Nivel	4,5	4,5	3,9
Segundo Nivel	3,5	3,5	2,9
Tercer Nivel	3,3	3,3	2,7
	ψ_b	ψ_a	ψ_m
Primer Nivel	20,6450	48,4090	34,5270
Segundo Nivel	27,7640	44,7880	36,2760
Tercer Nivel	29,8206	21,8684	25,8445

Con la información obtenida anteriormente, se puede determinar si la columnas es esbelta o no, como se muestra en el cuadro 116.

Cuadro 116: Factor k y esbeltez de columna

	K_1	K_2	K
Primer Nivel	-4,3294	5,3644	5,3644
Segundo Nivel	-4,9686	5,4949	5,4949
Tercer Nivel	-1,5141	4,6631	4,6631
	$k * l_u/r$	l_u/r	Esbeltez
Primer Nivel	46,49	8,67	SI
Segundo Nivel	35,41	6,44	SI
Tercer Nivel	27,98	6,00	SI

Dado que las columnas son esbeltas, se debe hacer el cálculo de la ampliación de momentos por su factor δ_s (ver cuadro 117).

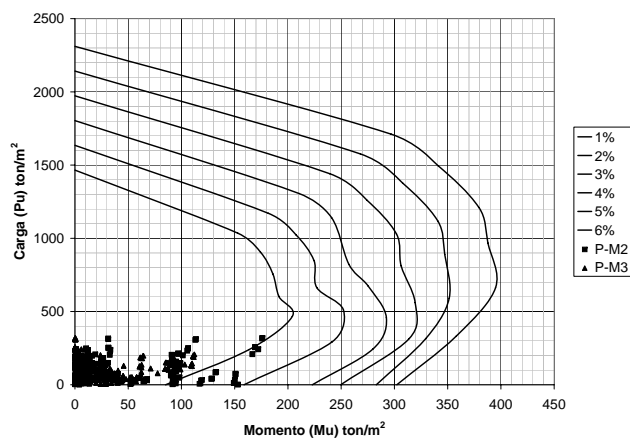


Figura 20: Diagrama de interacción

De la figura 20, se puede observar cómo todos los puntos están dentro de la curva del 2,0%, por lo que la columna debe tener al menos $31,81\text{cm}^2$ de acero (el cual se obtiene $\rho \cdot A_{g,columna}$).

Diseño de acero para aros

Antes de poder determinar la cantidad de aros, se debe calcular la capacidad en momento de la columna. Esta se determinará por con el momento correspondiente a la carga axial más alta de la columna.

Del análisis se toma que la $P_{u,max} = 320,34\text{ton}/\text{m}^2$. Con la figura 21, se puede determinar la capacidad en momento.

Cuadro 117: Cálculo del factor de ampliación de momentos

	C1	ΣP_c (t)	ΣP_u (t)	δ_s
Primer nivel		2032773,6	166976,4	1,12
Segundo Nivel		2243170,9	136768,6	1,09
Tercer Nivel		3223607,2	54808,4	1,02
C2				
Primer nivel		3391166,5	203657,3	1,09
Segundo Nivel		3220216,8	159551,0	1,07
Tercer Nivel		2239486,1	60019,1	1,04
C3+eo				
Primer nivel		3308083,0	163066,5	1,07
Segundo Nivel		3146164,0	129026,9	1,06
Tercer Nivel		2184957,3	49256,6	1,03
C3-eo				
Primer nivel		3295600,3	163066,5	1,07
Segundo Nivel		3132278,7	129026,9	1,06
Tercer Nivel		2155283,6	49256,6	1,03
C4+eo				
Primer nivel		3047666,0	113305,4	1,05
Segundo Nivel		2916085,5	92807,2	1,04
Tercer Nivel		2002495,8	37191,4	1,03
C4-eo				
Primer nivel		3021900,8	113305,4	1,05
Segundo Nivel		2891669,0	92807,2	1,04
Tercer Nivel		1962613,2	37191,4	1,03
C3+ns				
Primer nivel		3804824,5	279451,0	1,11
Segundo Nivel		3509354,8	185332,5	1,08
Tercer Nivel		2458135,1	62991,3	1,04
C3-ns				
Primer nivel		1523962,1	47319,9	1,04
Segundo Nivel		2450854,1	72721,3	1,04
Tercer Nivel		1793945,2	35521,9	1,03
C4+ns				
Primer nivel		3732689,8	229689,9	1,09
Segundo Nivel		3406468,3	149112,9	1,06
Tercer Nivel		2342562,0	50926,1	1,03
C4-ns				
Primer nivel		3345332,6	18582,8	1,01
Segundo Nivel		1774081,1	36501,6	1,03
Tercer Nivel		1484531,8	23456,7	1,02

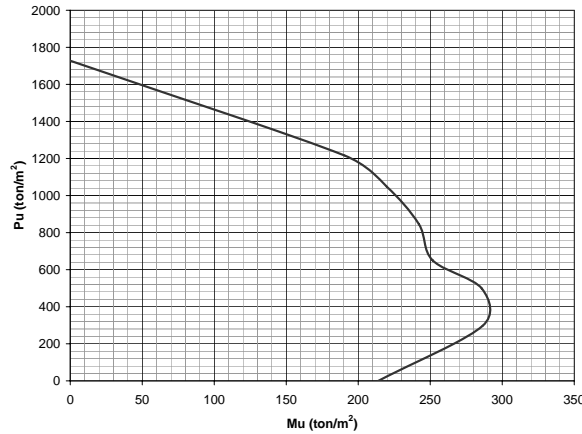


Figura 21: Capacidad de la columna AC-R1

De la figura anterior se toma que el momento $M_{n,max} = 290\text{ton}/m^2$.

Por lo que el momento $M_{n,max} = 2075512,8\text{kg} - \text{cm}$.

Dado el momento, se puede calcular el cortante a utilizar, por medio de la ecuación descrita en el Código Sísmico.

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{H} = 11860,1\text{kg}$$

El cortante máximo encontrado por diseño es de $V_{d,max} = 5340,84\text{kg}$, esto es un 122,06 %. Por ello no se toma en cuenta el aporte del concreto.

Se presentan las siguientes separaciones S , para aros con dos ramas.

$$S_3 = 3,35\text{cm con aros \# 3}$$

$$S_4 = 6,00\text{cm con aros \# 4}$$

$$S_5 = 9,30\text{cm con aros \# 5}$$

Se presentan las siguientes separaciones S , para aros con cuatro ramas.

$$S_3 = 6,70\text{cm con aros \# 3}$$

$$S_4 = 12,00\text{cm con aros \# 4}$$

$$S_5 = 18,60\text{cm con aros \# 5}$$

De las anteriores se escoge, $S_4 = 12,00\text{cm}$ con aros # 4

Sin embargo, el espaciamiento se cambiará a 10cm , para una más fácil construcción.

Según el CSCR 02, la separación máxima es de $S_{max} = 10,000\text{cm}$. Entonces el espaciamiento será de $10,00\text{ cm}$.

Revisión de la capacidad a flexión

En este caso, la capacidad de la columna se obtendrá con el mismo gráfico. Sin embargo, se utilizará la carga axial más pequeña para determinar el nuevo momento nominal.

Del análisis se toma que la $P_{u,min} = 0,82\text{ton}/m^2$. Con la figura 21, se puede determinar la capacidad en momento; la cual es, $M_{n,min} = 210\text{ton}/m^2$. Por lo que el momento $M_{n,min} = 1502958\text{kg} - \text{cm}$.

Esta columna está en contacto con la Viga B1-6 que tiene un momento nominal $M_n = 588123\text{kg} - \text{cm}$, en el primer nivel.

Luego de hacer la suma de las capacidad en flexion de la Viga y la Columna (y dividiendo ambas capacidades); se obtuvo un factor de ampliación de 2,56 . Por lo cual se acepta la cantidad de acero en la columna.

Diseño para la sección propuesta como Columna BC-R1

Se utilizarán las combinaciones de cargas más altas, encontradas con el análisis de la estructura. Además se utilizará concreto con un $f'_c = 210\text{kg}/\text{cm}^2$ y acero con límite de fluencia $f_y = 2800\text{kg}/\text{cm}^2$.

Diseño del acero principal

Para la columna a diseñar se tiene los datos del cuadro 118.

Cuadro 118: Datos de Vigas y Columnas

Columnas	
$E_c = 2193574,189\text{t}/m^2$	$Area = 2100\text{cm}^2$
$b = 0,60\text{m}$	$I_x = 0,0021\text{m}^4$
$h = 0,35\text{m}$	$I_y = 0,0063\text{m}^4$
$A_g = 0,21\text{m}^2$	$I_{gc} = 0,0021\text{m}^4$
$A_g x h = 0,0735\text{m}^3$	$h' = 0,25\text{m}$
$f'_c = 210\text{kg}/\text{cm}^2$	$\gamma = 0,714$
Vigas	
$E_v = 2193574,189\text{t}/m^2$	
$b = 0,20\text{m}$	$I_x = 0,0036\text{m}^4$
$h = 0,60\text{m}$	$I_y = 0,0004\text{m}^4$
$A_g = 0,12\text{m}^2$	$I_{gv} = 0,0036\text{m}^4$
$f_y = 2800\text{kg}/\text{cm}^2$	

Con el índice de estabilidad Q , se puede determinar si un marco se debe considerar como arrojado, por medio de la fórmula:

$$Q = \frac{\sum_{i=1}^n P_u \Delta_i}{V_u l_c}$$

Cuadro 119: Factor Q de arrojamientos

	$\sum_{i=1}^n P_u$	Q	Desp.
Primer Nivel	829576,5	1,15	CON
Segundo Nivel	514516,0	0,44	CON
Tercer Nivel	168976,8	0,05	SIN

El índice Q , debe ser menor al 5% para clasificarse como un marco sin desplazamiento lateral.

Para poder determinar si la columna es esbelta o no, se ocupa del valor ψ_m , determinado en el cuadro 120.

Cuadro 120: Factor ψ_m para esbeltez

	l (m)	l_c (m)	l_u (m)
Primer Nivel	4,5	4,5	3,9
Segundo Nivel	3,5	3,5	2,9
Tercer Nivel	3,3	3,3	2,7

	ψ_b	ψ_a	ψ_m
Primer Nivel	1,3742	3,2223	2,2982
Segundo Nivel	1,8481	2,9812	2,4146
Tercer Nivel	1,9850	1,4556	1,7203

Con la información obtenida anteriormente, se puede determinar si la columnas es esbelta o no, como se muestra en el cuadro 121.

Cuadro 121: Factor k y esbeltez de columna

	K_1	K_2	K
Primer Nivel	1,6074	1,6345	1,6345
Segundo Nivel	1,6248	1,6631	1,6631
Tercer Nivel	1,5075	1,4844	1,5075

	$k * l_u / r$	l_u / r	Esbeltez
Primer Nivel	63,09	38,60	SI
Segundo Nivel	47,73	28,70	SI
Tercer Nivel	40,28	26,72	SI

Dado que las columnas son esbeltas, se debe hacer el cálculo de la ampliación de momentos por su factor δ_s (ver cuadro 122).

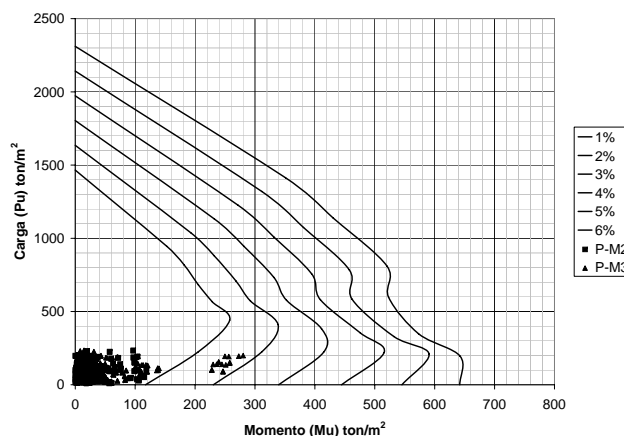


Figura 22: Diagrama de interacción

De la figura 22 se puede observar como todos los puntos están dentro de la curva del 2,0% por lo que la columna debe tener al menos $56,55 \text{ cm}^2$ de acero (el cual se obtiene $\rho \cdot A_{g, columna}$).

Diseño de acero para aros

Antes de poder determinar la cantidad de aros, se debe calcular la capacidad en momento de la columna. Esta se determinará por con el momento correspondiente a la carga axial más alta de la columna.

Del análisis se toma que la $P_{u,max} = 239,82 \text{ ton/m}^2$. Con la figura 23, se puede determinar la capacidad en momento.

Cuadro 122: Cálculo del factor de ampliación de momentos

C1	ΣP_c (t)	ΣP_u (t)	δ_s
Primer nivel	7604966,5	389365,4	1,07
Segundo Nivel	13465706,8	248523,5	1,03
Tercer Nivel	19742926,4	105985,5	1,01
C2			
Primer nivel	7232298,2	550125,6	1,11
Segundo Nivel	6338575,9	329183,5	1,07
Tercer Nivel	3879372,1	102121,1	1,04
C3+eo			
Primer nivel	7012224,6	550125,6	1,12
Segundo Nivel	6104279,2	329183,5	1,08
Tercer Nivel	3813758,4	102121,1	1,04
C3-eo			
Primer nivel	7009084,1	427263,9	1,09
Segundo Nivel	6106397,2	258994,7	1,06
Tercer Nivel	3837950,3	86536,8	1,03
C4+eo			
Primer nivel	6202104,8	264212,2	1,06
Segundo Nivel	5324518,8	168641,0	1,04
Tercer Nivel	3670744,1	71918,8	1,03
C4-eo			
Primer nivel	6200627,0	264212,2	1,06
Segundo Nivel	5331204,7	168640,9	1,04
Tercer Nivel	3703481,6	71918,8	1,03
C3+ns			
Primer nivel	6341434,3	310859,5	1,07
Segundo Nivel	5488515,5	202701,8	1,05
Tercer Nivel	3411705,8	72808,0	1,03
C3-ns			
Primer nivel	7440896,0	543668,3	1,11
Segundo Nivel	6548235,4	315287,6	1,07
Tercer Nivel	4181799,2	100265,7	1,03
C4+ns			
Primer nivel	4264688,7	147807,9	1,05
Segundo Nivel	4059471,5	112348,0	1,04
Tercer Nivel	3214290,0	58189,9	1,02
C4-ns			
Primer nivel	6995323,0	380616,6	1,08
Segundo Nivel	6054103,4	224933,9	1,05
Tercer Nivel	4088583,8	85647,6	1,03

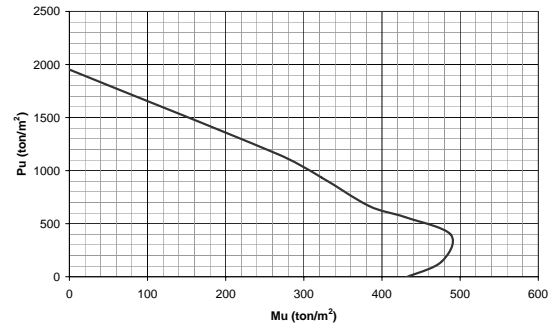


Figura 23: Capacidad de la columna AC-R1

De la figura anterior se toma que el momento $M_{n,max} = 470 \text{ ton/m}^2$.

Por lo que el momento $M_{n,max} = 5922000 \text{ kg-cm}$.

Dado el momento, se puede calcular el cortante a utilizar, por medio de la ecuación descrita en el Código Sísmico.

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{H} = 33840 \text{ kg}$$

El cortante máximo encontrado por diseño es de $V_{d,max} = 9533,02 \text{ kg}$, esto es un 254,98 %. Por ello no se toma en cuenta el aporte del concreto.

Se presentan las siguientes separaciones S , para aros con dos ramas.

$$S_3 = 4,11 \text{ cm con aros } \# 3$$

$$S_4 = 7,36 \text{ cm con aros } \# 4$$

$$S_5 = 11,41 \text{ cm con aros } \# 5$$

Se presentan las siguientes separaciones S , para aros con cuatro ramas.

$$S_3 = 8,22 \text{ cm con aros } \# 3$$

$$S_4 = 14,72 \text{ cm con aros } \# 4$$

$$S_5 = 22,81 \text{ cm con aros } \# 5$$

De las anteriores se escoge, $S_3 = 8,22 \text{ cm}$ con aros $\# 3$

Sin embargo, el espaciamiento se cambiará a $7,5 \text{ cm}$, para una más fácil construcción.

Según el CSCR 02, la separación máxima es de $S_{max} = 8,750 \text{ cm}$. Entonces el espaciamiento será de $7,50 \text{ cm}$.

Revisión de la capacidad a flexión

En este caso, la capacidad de la columna se obtendrá con el mismo gráfico. Sin embargo, se utilizará la carga axial más pequeña para determinar el nuevo momento nominal.

Del análisis se toma que la $P_{u,min} = 2,73\text{ton}/\text{m}^2$. Con la figura 23, se puede determinar la capacidad en momento; la cual es, $M_{n,min} = 420\text{ton}/\text{m}^2$. Por lo que el momento $M_{n,min} = 3087000\text{kg} - \text{cm}$.

Esta columna está en contacto con la Viga B1-1 que tiene un momento nominal $M_n = 1128157\text{kg} - \text{cm}$, en el primer nivel. También está en contacto con la Viga B1-2 que tiene un momento nominal $M_n = 825061\text{kg} - \text{cm}$, en el primer nivel.

Luego de hacer la suma de las capacidad en flexión de la Viga y la Columna (y dividiendo ambas capacidades); se obtuvo un factor de ampliación de 3,16 . Por lo cual se acepta la cantidad de acero en la columna.

Diseño de Vigas

Diseño para la sección propuesta como Viga B1- 1

Del análisis final se obtuvieron los valores de Momentos y Cortante Últimos. Fueron obtenidos por medio de la envolvente de las combinaciones de carga del *CSCR02*, calculada por medio de *SAP2000*.

$$\begin{aligned} M_{u,centro} &= 9,407ton - m \\ M_{u,extremo} &= 15,398ton - m \\ V_{u,centro} &= 0,369ton \\ V_{u,extremo} &= 10,606ton \\ T_u &= 0,010ton \end{aligned}$$

Se tiene una sección propuesta de 60 x 20 cm. Además, tiene una longitud de 5,65 m.

Características de la sección	
$h = 60cm$	$b = 20cm$
Centro	Extremos
$rec. = 5cm$	$rec. = 5cm$
$d' = 5cm$	$d' = 5cm$
$d = 55cm$	$d = 55cm$

Prop. de la sección	Def. de materiales
$A_{cp} = 1200cm^2$	$f'_c = 210kg/cm^2$
$P_{cp} = 160cm$	$\varepsilon_{cu} = 0,003$
$A_{oh} = 750cm^2$	$f_y = 2800kg/cm^2$
$P_h = 130cm$	$\varepsilon_y = 0,001$
	$\beta_1 = 0,85$
	$\rho_b = 0,037514423$

Donde:

h	Peralte de la viga
b	Ancho de la viga
$rec.$	Recubrimiento para el acero
d'	Brazo de palanca en compresión
d	Brazo de palanca en tensión
A_{cp}	Área bruta de la sección
P_{cp}	Perímetro bruto de la sección
A_{oh}	Área encerrada por el acero
P_h	Perímetro del A_{oh}
f'_c	Capacidad del concreto en compresión
ε_{cu}	Módulo de elasticidad del concreto
f_y	Límite de fluencia del acero
ε_y	Módulo de elasticidad del acero
β_1	Factor para obtener el bloque de esfuerzo
ρ_b	Relación para una falla balanceada

Diseño de acero principal

En el centro del claro se tiene el siguiente momento último: $M_u = 9,41ton - m$.

El centro del claro, se tomará como una Viga "T". Esto por la acción de la losa del entrepiso, la cual tiene un espesor $h_f = 5cm$. Además, se sabe que tiene una luz libre entre vigas de 3 m.

Para esto se debe contemplar un ancho efectivo del alma. También se debe de tomar en cuenta que esta es una viga de borde. Por lo que b toma el siguiente valor:

$$b_w = 50cm$$

Sin embargo, para poder considerarla como Viga "T", se debe satisfacer la condición de $a > h_f$.

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85 f'_c b'}} = 2,172cm$$

Dado que $a < h_f$, la suposición anterior es incorrecta, por lo que se considera como una viga rectangular.

$$\frac{c}{d} = \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,046$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 6,92cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,0063$$

Como $\frac{c}{d}$ es menor a 0,375, se declara la viga simplemente reforzada.

El ρ_{min} establecido por el Código Sísmico, tiene un valor de $\rho_{min} = 0,005$. Entonces el acero mínimo es $A_{s-min} = 5,50cm^2$.

El mayor momento a los extremos es el siguiente, $M_u = 15,40ton - m$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85 f'_c b}} = 9,541cm$$

$$\frac{c}{d} = \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,204$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 12,17cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,0111$$

Como $\frac{c}{d}$ es menor a 0,375, se declara la viga simplemente reforzada.

El $\rho_{min} = 0,005$, por lo que el acero mínimo es: $A_{s-min} = 5,50cm^2$.

Acero a colocar en el centro del claro:

$$A_{s-inf} = 6,92cm^2$$

Acero a colocar en los extremos del claro:

$$A_{s-sup} = 12,17cm^2$$

El Código Sísmico limita la capacidad del momento positivo en los extremos a no menos de la mitad del momento negativo, lo cual cumple.

También se debe contemplar que la capacidad de momento, en cualquier parte de la viga, no debe ser inferior al 25%. En, este caso se cumple.

Diseño de acero para aros, cortante

Para el diseño por cortante, primero se deberá calcular la capacidad a flexión del elemento con el acero a utilizar. En la parte inferior se utilizarán $3,96cm^2$ de acero; mientras en la parte superior $5,70cm^2$. Además, se debe considera que

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E} = 0,0017$$

Para el momento positivo se hace el siguiente cálculo, con el objeto de la determinación de la capacidad nominal de la viga:

$$a_{M+} = \frac{(A_s - A'_s) f_y}{0,85 f'_c b} = 1,7077cm$$

$$\varepsilon'_s = \frac{\varepsilon_{cu}(a - \beta_1 d')}{a} = 0,0045$$

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{cu}(\beta_1 d - a)}{a} = 0,0791$$

Dado que $\varepsilon_y > \varepsilon_s$ y $\varepsilon_y > \varepsilon'_s$ se tiene el caso 3 .

$$M_{pr1} = 0,85 f'_c b a (d - 0,5a) + A'_s f_y (d - d') = 1128157kg - cm$$

Para el momento negativo se tiene el siguiente cálculo, que la determinará la capacidad nominal de la viga.

$$a_{M+} = \frac{(A_s - A'_s) f_y}{0,85 f'_c b} = 0,6831cm$$

$$\varepsilon'_s = \frac{\varepsilon_{cu}(a - \beta_1 d')}{a} = 0,0157$$

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{cu}(\beta_1 d - a)}{a} = 0,2023$$

Dado que $\varepsilon_y > \varepsilon_s$ y $\varepsilon_y > \varepsilon'_s$ se tiene el caso 3 .

$$M_{pr2} = 0,85 f'_c b a (d - 0,5a) + A'_s f_y (d - d') = 887427kg - cm$$

Con los dos valores anteriores de momentos (M_{pr1} y M_{pr2}), se puede obtener el cortante a utilizar.

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L - d} + V_{ug} = 14597kg$$

El cortante por sismo representa un 72,7% del cortante total, por lo que no se tomará en cuenta el aporte del concreto.

Se presentan las siguientes separaciones S , para aros en dos ramas.

$$S_3 = 14,98cm \text{ con aros } \# 3.$$

$$S_4 = 26,81cm \text{ con aros } \# 4.$$

$$S_5 = 41,55cm \text{ con aros } \# 5.$$

De las anteriores se escoge, $S_3 = 14,98cm$. Sin embargo, el espaciamiento se cambiará a $12,5cm$, para una más fácil construcción.

Según el CSCR 02, la separación máxima es de $S_{max} = 15cm$. 12,7 Esta se logra con dos ramas de la varilla # 3. Se mantendrá la primera separación de 13 cm.

Diseño de acero para aros, torsión

Umbral de la torsión $T_{u,ubral} = 25921kg - cm$ Como $T_{u,diseño}$ es menor que ϕT_u , pueden no considerarse los efectos de la torsión.

Diseño para la sección propuesta como Viga B1- 2

Del análisis final se obtuvieron los valores de Momentos y Cortante Últimos. Fueron obtenidos por medio de la envolvente de las combinaciones de carga del *CSCR02*, calculada por medio de *SAP2000*.

$$\begin{aligned} M_{u,centro} &= 8,597ton - m \\ M_{u,extremo} &= 13,719ton - m \\ V_{u,centro} &= 0,877ton \\ V_{u,extremo} &= 11,829ton \\ T_u &= 0,187ton \end{aligned}$$

Se tiene una sección propuesta de 60 x 20 cm, además tiene una longitud de 2,45 m.

Características de la sección

$$\begin{array}{ll} h = 60cm & b = 20cm \\ \text{Centro} & \text{Extremos} \\ rec. = 5cm & rec. = 5cm \\ d' = 5cm & d' = 5cm \\ d = 55cm & d = 55cm \end{array}$$

Prop. de la sección	Def. de materiales
$A_{cp} = 1200cm^2$	$f'_c = 210kg/cm^2$
$P_{cp} = 160cm$	$\varepsilon_{cu} = 0,003$
$A_{oh} = 750cm^2$	$f_y = 2800kg/cm^2$
$P_h = 130cm$	$\varepsilon_y = 0,001$
	$\beta_1 = 0,85$
	$\rho_b = 0,037514423$

Diseño de acero principal

En el centro del claro se tiene el siguiente momento último, $M_u = 8,60ton - m$

Se debe de tener en cuenta, que para centro del claro, se tomará como una Viga "T". Esto por la acción de la losa del entre piso, la cual tiene un espesor $h_f = 5cm$. Además se sabe que se tiene un luz libre entre vigas de 3 m.

Para esto se debe contemplar un ancho efectivo del alma. Además se debe de tomar en cuenta que esta

es una viga de Central. Por lo que b toma el siguiente valor:

$$b' = 61,25cm$$

Sin embargo, para poder considerarla como Viga "T", se debe satisfacer la condición de $a > h_f$.

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85 f'_c b'}} = 1,612cm$$

Dado que $a < h_f$, la suposición anterior es incorrecta, por lo que se considera como una viga rectangular.

$$\frac{c}{d} = \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,034$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 6,30cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,0057$$

Como $\frac{c}{d}$ es menor a 0,375, se declara la viga simplemente reforzada.

El ρ_{min} establecido por el Código Sísmico, tiene un valor de $\rho_{min} = 0,005$, por lo que el acero mínimo es, $A_{s-min} = 5,50cm^2$.

El mayor momento a los extremos es el siguiente, $M_u = 13,72ton - m$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85 f'_c b}} = 8,405cm$$

$$\frac{c}{d} = \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,180$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 10,72cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,0097$$

Como $\frac{c}{d}$ es menor a 0,375, se declara la viga simplemente reforzada.

El ρ_{min} establecido por el Código Sísmico, tiene un valor de $\rho_{min} = 0,005$, por lo que el acero mínimo es, $A_{s-min} = 5,50cm^2$.

Acero a colocar en el centro del claro

$$A_{s-inf} = 6,30cm^2$$

Acero a colocar en los extremos del claro

$$A_{s-sup} = 10,72cm^2$$

El Código Sísmico, limita la capacidad del momento positivo en los extremos a no menos de la mitad del momento negativo lo cual en este caso se cumple.

Además se debe contemplar que la capacidad de momento en cualquier parte de la viga no debe ser inferior al 25 % en cualquier parte de la viga, que en este caso se cumple.

Diseño de acero para aros, cortante

Para el diseño por cortante, primero se deberá calcular la capacidad a flexión del elemento con el acero a utilizar. En la parte inferior se utilizarán $2,53cm^2$ de acero mientras en la parte superior $3,96cm^2$. Además se debe de tener en cuenta que

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E} = 0,0017$$

Para el momento positivo se tiene el siguiente cálculo para la determinación de la capacidad nominal de la viga.

$$a_{M+} = \frac{(A_s - A'_s)f_y}{0,85f'_c b} = 1,3972cm$$

$$\varepsilon'_s = \frac{\varepsilon_{cu}(a - \beta_1 d')}{a} = 0,0061$$

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{cu}(\beta_1 d - a)}{a} = 0,0974$$

Dado que $\varepsilon_y > \varepsilon_s$ y $\varepsilon_y > \varepsilon'_s$ se tiene el caso 3 .

$$M_{pr1} = 0,85f'_c b a (d - 0,5a) + A'_s f_y (d - d') = 825061kg - cm$$

Para el momento negativo se tiene el siguiente cálculo para la determinación de la capacidad nominal de la viga.

$$a_{M+} = \frac{(A_s - A'_s)f_y}{0,85f'_c b} = 0,4562cm$$

$$\varepsilon'_s = \frac{\varepsilon_{cu}(a - \beta_1 d')}{a} = 0,0249$$

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{cu}(\beta_1 d - a)}{a} = 0,3044$$

Dado que $\varepsilon_y > \varepsilon_s$ y $\varepsilon_y > \varepsilon'_s$ se tiene el caso 3 .

$$M_{pr2} = 0,85f'_c b a (d - 0,5a) + A'_s f_y (d - d') = 627892kg - cm$$

Con los dos valores anteriores de momentos (M_{pr1} y M_{pr2}), se puede obtener el cortante a utilizar.

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L - d} + V_{ug} = 19683kg$$

El cortante por sismo representa un 60,1 % del cortante total por lo que no se tomará en cuenta el aporte del concreto.

Se presentan las siguientes separaciones S , para aros en dos ramas.

$$S_3 = 11,11cm \text{ con Aros } \# 3$$

$$S_4 = 19,88cm \text{ con Aros } \# 4$$

$$S_5 = 30,81cm \text{ con Aros } \# 5$$

De las anteriores se escoge, $S_3 = 11,11cm$ con Aros # 3

Sin embargo, el espaciamiento se cambiará a $10cm$, para una más fácil construcción.

Según el CSCR 02, la separación máxima es de $S_{max} = 15cm$. Esta se logra, con dos ramas de la varilla # 3. Por lo que se mantendrá la primera separación de 10 cm.

Se debe tener en cuenta que se debe de colocar un acero mínimo el cual corresponde a

$$A_{sh,min} = \frac{0,3sh_c f'_c}{F_{yh}} \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) = 2,30cm^2$$

Y se cuenta con la siguiente cantidad de acero,

$$A_{sh,colocado} = \frac{2l\phi_{var}}{s} = 34,94cm^2$$

Por lo que se mantiene el diseño brindado anteriormente.

Diseño de acero para aros, torsión

Umbral de la torsión $T_{u,ubral} = 45506kg - cm$ Como $T_{u,diseño}$ es menor que ϕT_u , pueden no considerarse los efectos de la torsión.

Diseño para la sección propuesta como Viga B1- 3

Del análisis final se obtuvieron los valores de Momentos y Cortante Últimos. Fueron obtenidos por medio de la envolvente de las combinaciones de carga del CSCR02, calculada por medio de SAP2000.

$$\begin{aligned}
 M_{u,centro} &= 8,466ton - m \\
 M_{u,extremo} &= 12,319ton - m \\
 V_{u,centro} &= 0,332ton \\
 V_{u,extremo} &= 9,545ton \\
 T_u &= 0,009ton
 \end{aligned}$$

Se tiene una sección propuesta de 50 x 20 cm, además tiene una longitud de 5,65 m.

Características de la sección

$h = 50cm$	$b = 20cm$
Centro	Extremos
$rec. = 5cm$	$rec. = 5cm$
$d' = 5cm$	$d' = 5cm$
$d = 45cm$	$d = 45cm$

Prop. de la sección	Def. de materiales
$A_{cp} = 1000cm^2$	$f'_c = 210kg/cm^2$
$P_{cp} = 140cm$	$\varepsilon_{cu} = 0,003$
$A_{oh} = 600cm^2$	$f_y = 2800kg/cm^2$
$P_h = 110cm$	$\varepsilon_y = 0,001$
	$\beta_1 = 0,85$
	$\rho_b = 0,037514423$

Diseño de acero principal

En el centro del claro se tiene el siguiente momento último, $M_u = 8,47ton - m$

Se debe de tener en cuenta, que para centro del claro, se tomará como una Viga "T". Esto por la acción de la losa del entre piso, la cual tiene un espesor $h_f = 5cm$. Además se sabe que se tiene un luz libre entre vigas de 3 m.

Para esto se debe contemplar un ancho efectivo del alma. Además se debe de tomar en cuenta que esta es una viga de Central. Por lo que b toma el siguiente valor:

$$b' = 100cm$$

Sin embargo, para poder considerarla como Viga "T", se debe satisfacer la condición de $a > h_f$.

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85 f'_c b'}} = 1,187cm$$

Dado que $a < h_f$, la suposición anterior es incorrecta, por lo que se considera como una viga rectangular.

$$\begin{aligned}
 \frac{c}{d} &= \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,031 \\
 A_s &= \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 7,57cm^2
 \end{aligned}$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,0084$$

Como $\frac{c}{d}$ es menor a 0,375, se declara la viga simplemente reforzada.

El ρ_{min} establecido por el Código Sísmico, tiene un valor de $\rho_{min} = 0,005$, por lo que el acero mínimo es, $A_{s-min} = 4,50cm^2$.

El mayor momento a los extremos es el siguiente, $M_u = 12,32ton - m$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85 f'_c b}} = 9,529cm$$

$$\frac{c}{d} = \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,249$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 12,15cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,0135$$

Como $\frac{c}{d}$ es menor a 0,375, se declara la viga simplemente reforzada.

El ρ_{min} establecido por el Código Sísmico, tiene un valor de $\rho_{min} = 0,005$, por lo que el acero mínimo es, $A_{s-min} = 4,50cm^2$.

Acero a colocar en el centro del claro

$$A_{s-inf} = 7,57cm^2$$

Acero a colocar en los extremos del claro

$$A_{s-sup} = 12,15cm^2$$

El Código Sísmico, limita la capacidad del momento positivo en los extremos a no menos de la mitad del momento negativo lo cual en este caso se cumple.

Además se debe contemplar que la capacidad de momento en cualquier parte de la viga no debe ser inferior al 25 % en cualquier parte de la viga, que en este caso se cumple.

Diseño de acero para aros, cortante

Para el diseño por cortante, primero se deberá calcular la capacidad a flexión del elemento con el acero a utilizar. En la parte inferior se utilizarán $7,76cm^2$ de acero mientras en la parte superior $12,83cm^2$. Además se debe de tener en cuenta que

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E} = 0,0017$$

Para el momento positivo se tiene el siguiente cálculo para la determinación de la capacidad nominal de la viga.

$$a_{M+} = \frac{(A_s - A'_s)f_y}{0,85f'_c b} = 4,9677cm$$

$$\varepsilon'_s = \frac{\varepsilon_{cu}(a - \beta_1 d')}{a} = 0,0004$$

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{cu}(\beta_1 d - a)}{a} = 0,0201$$

Dado que $\varepsilon_y > \varepsilon_s$ y $\varepsilon_y < \varepsilon'_s$ se tiene el caso 4 .

$$f'_s = \varepsilon_s E_s = 910$$

$$M_{pr1} = 0,85f'_c b a (d - 0,5a) + A'_s f'_s (d - d') = 1220986kg-cm$$

Para el momento negativo se tiene el siguiente cálculo para la determinación de la capacidad nominal de la viga.

$$a_{M+} = \frac{(A_s - A'_s)f_y}{0,85f'_c b} = 0,9935cm$$

$$\varepsilon'_s = \frac{\varepsilon_{cu}(a - \beta_1 d')}{a} = 0,0098$$

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{cu}(\beta_1 d - a)}{a} = 0,1125$$

Dado que $\varepsilon_y > \varepsilon_s$ y $\varepsilon_y > \varepsilon'_s$ se tiene el caso 3 .

$$M_{pr2} = 0,85f'_c b a (d - 0,5a) + A'_s f_y (d - d') = 1658257kg-cm$$

Con los dos valores anteriores de momentos (M_{pr1} y M_{pr2}), se puede obtener el cortante a utilizar.

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L - d} + V_{ug} = 15136kg$$

El cortante por sismo representa un 63,1% del cortante total por lo que no se tomará en cuenta el aporte del concreto.

Se presentan las siguientes separaciones S , para aros en dos ramas.

$$S_3 = 11,82cm \text{ con Aros } \# 3$$

$$S_4 = 21,15cm \text{ con Aros } \# 4$$

$$S_5 = 32,78cm \text{ con Aros } \# 5$$

De las anteriores se escoge, $S_3 = 11,82cm$ con Aros # 3

Sin embargo, el espaciamiento se cambiará a $10cm$, para una más fácil construcción.

Según el CSCR 02, la separación máxima es de $S_{max} = 13cm$. 12,7 Esta se logra, con dos ramas de la varilla # 3. Por lo que se mantendrá la primera separación de 10 cm.

Se debe tener en cuenta que se debe de colocar un acero mínimo el cual corresponde a

$$A_{sh,min} = \frac{0,3sh_c f'_c}{F_{yh}} \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) = 2,03cm^2$$

Y se cuenta con la siguiente cantidad de acero,

$$A_{sh,colocado} = \frac{2l\phi_{var}}{s} = 80,57cm^2$$

Por lo que se mantiene el diseño brindado anteriormente.

Diseño de acero para aros, torsión

Umbral de la torsión $T_{u,ubral} = 34419kg-cm$ Como $T_{u,diseño}$ es menor que ϕT_u , pueden no considerarse los efectos de la torsión.

Diseño para la sección propuesta como Viga B1- 4

Del análisis final se obtuvieron los valores de Momentos y Cortante Últimos. Fueron obtenidos por medio de la envolvente de las combinaciones de carga del CSCR02, calculada por medio de SAP2000.

$$M_{u,centro} = 7,738ton - m$$

$$M_{u,extremo} = 12,347ton - m$$

$$V_{u,centro} = 0,790ton$$

$$V_{u,extremo} = 10,646ton$$

$$T_u = 0,169ton$$

Se tiene una sección propuesta de 50 x 20 cm, además tiene una longitud de 2,45 m.

Características de la sección	
$h = 50cm$	$b = 20cm$
Centro	Extremos
$rec. = 5cm$	$rec. = 5cm$
$d' = 5cm$	$d' = 5cm$
$d = 45cm$	$d = 45cm$

Prop. de la sección	Def. de materiales
$A_{cp} = 1000cm^2$	$f'_c = 210kg/cm^2$
$P_{cp} = 140cm$	$\varepsilon_{cu} = 0,003$
$A_{oh} = 600cm^2$	$f_y = 2800kg/cm^2$
$P_h = 110cm$	$\varepsilon_y = 0,001$
	$\beta_1 = 0,85$
	$\rho_b = 0,037514423$

Diseño de acero principal

En el centro del claro se tiene el siguiente momento último, $M_u = 7,74ton - m$

Se debe de tener en cuenta, que para centro del claro, se tomará como una Viga "T". Esto por la acción de la losa del entre piso, la cual tiene un espesor $h_f = 5cm$. Además se sabe que se tiene un luz libre entre vigas de 3 m.

Para esto se debe contemplar un ancho efectivo del alma. Además se debe de tomar en cuenta que esta es una viga de Central. Por lo que b toma el siguiente valor:

$$b' = 61,25cm$$

Sin embargo, para poder considerarla como Viga "T", se debe satisfacer la condición de $a > h_f$.

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85 f'_c b'}} = 1,783cm$$

Dado que $a < h_f$, la suposición anterior es incorrecta, por lo que se considera como una viga rectangular.

$$\frac{c}{d} = \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,047$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 6,96cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,0077$$

Como $\frac{c}{d}$ es menor a 0,375, se declara la viga simplemente reforzada.

El ρ_{min} establecido por el Código Sísmico, tiene un valor de $\rho_{min} = 0,005$, por lo que el acero mínimo es, $A_{s-min} = 4,50cm^2$.

El mayor momento a los extremos es el siguiente, $M_u = 12,35ton - m$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85 f'_c b}} = 9,554cm$$

$$\frac{c}{d} = \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,250$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 12,18cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,0135$$

Como $\frac{c}{d}$ es menor a 0,375, se declara la viga simplemente reforzada.

El ρ_{min} establecido por el Código Sísmico, tiene un valor de $\rho_{min} = 0,005$, por lo que el acero mínimo es, $A_{s-min} = 4,50cm^2$.

Acero a colocar en el centro del claro

$$A_{s-inf} = 6,96cm^2$$

Acero a colocar en los extremos del claro

$$A_{s-sup} = 12,18cm^2$$

El Código Sísmico, limita la capacidad del momento positivo en los extremos a no menos de la mitad del momento negativo lo cual en este caso se cumple.

Además se debe contemplar que la capacidad de momento en cualquier parte de la viga no debe ser inferior al 25 % en cualquier parte de la viga, que en este caso se cumple.

Diseño de acero para aros, cortante

Para el diseño por cortante, primero se deberá calcular la capacidad a flexión del elemento con el acero a utilizar. En la parte inferior se utilizarán $7,76cm^2$ de acero mientras en la parte superior $12,83cm^2$. Además se debe de tener en cuenta que

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E} = 0,0017$$

Para el momento positivo se tiene el siguiente cálculo para la determinación de la capacidad nominal de la viga.

$$a_{M+} = \frac{(A_s - A'_s) f_y}{0,85 f'_c b} = 4,9677cm$$

$$\varepsilon'_s = \frac{\varepsilon_{cu}(a - \beta_1 d')}{a} = 0,0004$$

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{cu}(\beta_1 d - a)}{a} = 0,0201$$

Dado que $\varepsilon_y > \varepsilon_s$ y $\varepsilon_y < \varepsilon'_s$ se tiene el caso 4 .

$$f'_s = \varepsilon_s E_s = 910$$

$$M_{pr1} = 0,85 f'_c b a (d - 0,5a) + A'_s f'_s (d - d') = 1220986 kg - cm$$

Para el momento negativo se tiene el siguiente cálculo para la determinación de la capacidad nominal de la viga.

$$a_{M+} = \frac{(A_s - A'_s) f_y}{0,85 f'_c b} = 1,6221 cm$$

$$\varepsilon'_s = \frac{\varepsilon_{cu}(a - \beta_1 d')}{a} = 0,0049$$

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{cu}(\beta_1 d - a)}{a} = 0,0677$$

Dado que $\varepsilon_y > \varepsilon_s$ y $\varepsilon_y > \varepsilon'_s$ se tiene el caso 3 .

$$M_{pr2} = 0,85 f'_c b a (d - 0,5a) + A'_s f_y (d - d') = 1652684 kg - cm$$

Con los dos valores anteriores de momentos (M_{pr1} y M_{pr2}), se puede obtener el cortante a utilizar.

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L - d} + V_{ug} = 25383 kg$$

El cortante por sismo representa un 41,9 % del cortante total por lo que se tomará en cuenta el aporte del concreto.

El aporte del concreto para cortante está dado por las siguientes formulas:

$$V_{s,max} = 2,12 \sqrt{f'_c} A_g = 36866,06 kg$$

$$V_s^* = 1,1 \sqrt{f'_c} A_g = 19128,62 kg$$

$$V_{c-max} = 0,93 \sqrt{f'_c} A_g = 16172,38 kg$$

Al ser, $\frac{V_u^* \cdot d}{M_u} = 0,6911 < 1 \rightarrow$ se usa este valor

$$V_{c1} = (0,5 \sqrt{f'_c} + 1,75 \rho \frac{V_u d}{M_u}) b d = 8882,65 kg$$

Esto debe ser menor a $V_{c,max}$ por lo que se utiliza el primer valor calculado.

Debido a que $V_e > \phi V_{c1}$ por lo que si se deben colocar aros de refuerzo

Se debe de tener en cuenta que $V_{s,min} = 2,90 kg$ por lo que $V_{s1} = 24961 kg$ Se debe considerar, además, que $V_{s1} < V_{s,max}$ por lo que se rechaza y $V_{s1} > V_s^*$ indicando que se debe reducir a la mitad S .

Se presentan las siguientes separaciones S , para aros en dos ramas.

$$S_3 = 7,17 cm \text{ con Aros \# 3}$$

$$S_4 = 12,83 cm \text{ con Aros \# 4}$$

$$S_5 = 19,88 cm \text{ con Aros \# 5}$$

De las anteriores se escoge, $S_4 = 12,83 cm$ con Aros # 4

Sin embargo, el espaciamiento se cambiará a 12,5 cm, para una más fácil construcción.

Según el CSCR 02, la separación máxima es de $S_{max} = 13 cm$. Esta se logra, con dos ramas de la varilla # 3. Por lo que se cambiara el espaciamiento a 13 cm.

Diseño de acero para aros, torsión

Umbral de la torsión $T_{u,ubral} = 34419 kg - cm$ Como $T_{u,diseño}$ es menor que ϕT_u , pueden no considerarse los efectos de la torsión.

Diseño para la sección propuesta como Viga B1- 5

Del análisis final se obtuvieron los valores de Momentos y Cortante Últimos. Fueron obtenidos por medio de la envolvente de las combinaciones de carga del CSCR02, calculada por medio de SAP2000.

$$\begin{aligned} M_{u,centro} &= 11,061 ton - m \\ M_{u,extremo} &= 12,877 ton - m \\ V_{u,centro} &= 5,978 ton \\ V_{u,extremo} &= 6,814 ton \\ T_u &= 1,025 ton \end{aligned}$$

Se tiene una sección propuesta de 60 x 20 cm, además tiene una longitud de 6 m.

Características de la sección	
$h = 60cm$	$b = 20cm$
Centro	Extremos
$rec. = 5cm$	$rec. = 5cm$
$d' = 5cm$	$d' = 5cm$
$d = 55cm$	$d = 55cm$

Prop. de la sección	Def. de materiales
$A_{cp} = 1200cm^2$	$f'_c = 210kg/cm^2$
$P_{cp} = 160cm$	$\varepsilon_{cu} = 0,003$
$A_{oh} = 750cm^2$	$f_y = 2800kg/cm^2$
$P_h = 130cm$	$\varepsilon_y = 0,001$
	$\beta_1 = 0,85$
	$\rho_b = 0,037514423$

Diseño de acero principal

En el centro del claro se tiene el siguiente momento último, $M_u = 11,06ton - m$

Se debe de tener en cuenta, que para centro del claro, se tomará como una Viga "T". Esto por la acción de la losa del entre piso, la cual tiene un espesor $h_f = 5cm$. Además se sabe que se tiene un luz libre entre vigas de 3 m.

Para esto se debe contemplar un ancho efectivo del alma. Además se debe de tomar en cuenta que esta es una viga de Central. Por lo que b toma el siguiente valor:

$$b' = 100cm$$

Sin embargo, para poder considerarla como Viga "T", se debe satisfacer la condición de $a > h_f$.

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85 f'_c b'}} = 1,266cm$$

Dado que $a < h_f$, la suposición anterior es incorrecta, por lo que se considera como una viga rectangular.

$$\frac{c}{d} = \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,027$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 8,07cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,0073$$

Como $\frac{c}{d}$ es menor a 0,375, se declara la viga simplemente reforzada.

El ρ_{min} establecido por el Código Sísmico, tiene un valor de $\rho_{min} = 0,005$, por lo que el acero mínimo es, $A_{s-min} = 5,50cm^2$.

El mayor momento a los extremos es el siguiente, $M_u = 12,88ton - m$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85 f'_c b}} = 7,847cm$$

$$\frac{c}{d} = \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,168$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 10,00cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,0091$$

Como $\frac{c}{d}$ es menor a 0,375, se declara la viga simplemente reforzada.

El ρ_{min} establecido por el Código Sísmico, tiene un valor de $\rho_{min} = 0,005$, por lo que el acero mínimo es, $A_{s-min} = 5,50cm^2$.

Acero a colocar en el centro del claro

$$A_{s-inf} = 8,07cm^2$$

Acero a colocar en los extremos del claro

$$A_{s-sup} = 10,00cm^2$$

El Código Sísmico, limita la capacidad del momento positivo en los extremos a no menos de la mitad del momento negativo lo cual en este caso se cumple.

Además se debe contemplar que la capacidad de momento en cualquier parte de la viga no debe ser inferior al 25% en cualquier parte de la viga, que en este caso se cumple.

Diseño de acero para aros, cortante

Para el diseño por cortante, primero se deberá calcular la capacidad a flexión del elemento con el acero a utilizar. En la parte inferior se utilizarán $3,96cm^2$ de acero mientras en la parte superior $3,96cm^2$. Además se debe de tener en cuenta que

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E} = 0,0017$$

Para el momento positivo se tiene el siguiente cálculo para la determinación de la capacidad nominal de la viga.

$$a_M = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b} = 3,8810cm$$

$$f'_s = \varepsilon_s E_s = 599$$

$$M_{pr1} = A_s f_y (d - 0,5a) = 588123kg - cm$$

Para el momento negativo se tiene el siguiente cálculo para la determinación de la capacidad nominal de la viga.

$$a_M = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b} = 3,8810cm$$

$$f'_s = \varepsilon_s E_s = 599$$

$$M_{pr2} = A_s f_y (d - 0,5a) = 588123kg - cm$$

Con los dos valores anteriores de momentos (M_{pr1} y M_{pr2}), se puede obtener el cortante a utilizar.

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L - d} + V_{ug} = 8992kg$$

El cortante por sismo representa un 75,8% del cortante total por lo que no se tomará en cuenta el aporte del concreto.

Se presentan las siguientes separaciones S , para aros en dos ramas.

$$S_3 = 24,31cm \text{ con Aros } \# 3$$

$$S_4 = 43,52cm \text{ con Aros } \# 4$$

$$S_5 = 67,45cm \text{ con Aros } \# 5$$

De las anteriores se escoge, $S_3 = 24,31cm$ con Aros # 3

Sin embargo, el espaciamiento se cambiará a 22,5cm, para una más fácil construcción.

Según el CSCR 02, la separación máxima es de $S_{max} = 15cm$. Esta se logra, con dos ramas de la varilla # 3. Por lo que se cambiara el espaciamiento a 15 cm.

Diseño de acero para aros, torsión

Umbral de la torsión $T_{u,ubral} = 45506kg - cm$ Como $T_{u,diseño}$ es menor que ϕT_u , pueden no considerarse los efectos de la torsión.

Diseño para la sección propuesta como Viga B2- 1

Del análisis final se obtuvieron los valores de Momentos y Cortante Últimos. Fueron obtenidos por medio de la envolvente de las combinaciones

de carga del CSCR02, calculada por medio de SAP2000.

$$\begin{aligned} M_{u,centro} &= 3,570ton - m \\ M_{u,extremo} &= 8,201ton - m \\ V_{u,centro} &= 5,370ton \\ V_{u,extremo} &= 6,580ton \\ T_u &= 0,647ton \end{aligned}$$

Se tiene una sección propuesta de 60 x 20 cm, además tiene una longitud de 1,55 m.

Características de la sección

$$h = 60cm \quad b = 20cm$$

Centro Extremos

$$rec. = 5cm \quad rec. = 5cm$$

$$d' = 5cm \quad d' = 5cm$$

$$d = 55cm \quad d = 55cm$$

Prop. de la sección Def. de materiales

$$A_{cp} = 1200cm^2 \quad f'_c = 210kg/cm^2$$

$$P_{cp} = 160cm \quad \varepsilon_{cu} = 0,003$$

$$A_{oh} = 750cm^2 \quad f_y = 2800kg/cm^2$$

$$P_h = 130cm \quad \varepsilon_y = 0,001$$

$$\beta_1 = 0,85$$

$$\rho_b = 0,037514423$$

Diseño de acero principal

En el centro del claro se tiene el siguiente momento último, $M_u = 3,57ton - m$

Se debe de tener en cuenta, que para centro del claro, se tomará como una Viga "T". Esto por la acción de la losa del entre piso, la cual tiene un espesor $h_f = 5cm$. Además se sabe que se tiene un luz libre entre vigas de 3 m.

Para esto se debe contemplar un ancho efectivo del alma. Además se debe de tomar en cuenta que esta es una viga de Central. Por lo que b toma el siguiente valor:

$$b' = 38,75cm$$

Sin embargo, para poder considerarla como Viga "T", se debe satisfacer la condición de $a > h_f$.

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85 f'_c b'}} = 1,053cm$$

Dado que $a < h_f$, la suposición anterior es incorrecta, por lo que se considera como una viga rectangular.

$$\frac{c}{d} = \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,023$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 2,60 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,0024$$

Como $\frac{c}{d}$ es menor a 0,375, se declara la viga simplemente reforzada.

El ρ_{min} establecido por el Código Sísmico, tiene un valor de $\rho_{min} = 0,003$, por lo que el acero mínimo es, $A_{s-min} = 3,46 \text{ cm}^2$.

El mayor momento a los extremos es el siguiente, $M_u = 8,20 \text{ ton} - \text{m}$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85 f'_c b}} = 4,855 \text{ cm}$$

$$\frac{c}{d} = \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,104$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 6,19 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,0056$$

Como $\frac{c}{d}$ es menor a 0,375, se declara la viga simplemente reforzada.

El ρ_{min} establecido por el Código Sísmico, tiene un valor de $\rho_{min} = 0,005$, por lo que el acero mínimo es, $A_{s-min} = 5,50 \text{ cm}^2$.

Acero a colocar en el centro del claro
 $A_{s-inf} = 3,46 \text{ cm}^2$

Acero a colocar en los extremos del claro
 $A_{s-sup} = 6,19 \text{ cm}^2$

El Código Sísmico, limita la capacidad del momento positivo en los extremos a no menos de la mitad del momento negativo lo cual en este caso se cumple.

Además se debe contemplar que la capacidad de momento en cualquier parte de la viga no debe ser inferior al 25 % en cualquier parte de la viga, que en este caso se cumple.

Diseño de acero para aros, cortante

Para el diseño por cortante, primero se deberá calcular la capacidad a flexión del elemento con el acero a utilizar. En la parte inferior se utilizarán $2,53 \text{ cm}^2$ de acero mientras en la parte superior $2,53 \text{ cm}^2$. Además se debe tener en cuenta que

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E} = 0,0017$$

Para el momento positivo se tiene el siguiente cálculo para la determinación de la capacidad nominal de la viga.

$$a_M = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b} = 2,4839 \text{ cm}$$

$$M_{pr1} = A_s f_y (d - 0,5a) = 381355 \text{ kg} - \text{cm}$$

Para el momento negativo se tiene el siguiente cálculo para la determinación de la capacidad nominal de la viga.

$$a_M = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b} = 2,4839 \text{ cm}$$

$$M_{pr2} = A_s f_y (d - 0,5a) = 381355 \text{ kg} - \text{cm}$$

Con los dos valores anteriores de momentos (M_{pr1} y M_{pr2}), se puede obtener el cortante a utilizar.

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L - d} + V_{ug} = 14609 \text{ kg}$$

El cortante por sismo representa un 45,0 % del cortante total por lo que se tomará en cuenta el aporte del concreto.

El aporte del concreto para cortante está dado por las siguientes formulas:

$$V_{s,max} = 2,12 \sqrt{f'_c} A_g = 36866,06 \text{ kg}$$

$$V_s^* = 1,1 \sqrt{f'_c} A_g = 19128,62 \text{ kg}$$

$$V_{c-max} = 0,93 \sqrt{f'_c} A_g = 16172,38 \text{ kg}$$

Al ser, $\frac{V_s^* \cdot d}{M_u} = 2,1069 > 1 \rightarrow$ se usa 1

$$V_{c1} = (0,5 \sqrt{f'_c} + 1,75 \rho \frac{V_u d}{M_u}) bd = 9876,54 \text{ kg}$$

Esto debe ser menor a $V_{c,max}$ por lo que se utiliza el primer valor calculado.

Debido a que $V_e > \phi V_{c1}$ por lo que si se deben colocar aros de refuerzo

Se debe de tener en cuenta que $V_{s,min} = 2,90kg$ por lo que $V_{s1} = 9602kg$ Se debe considerar, además, que $V_{s1} < V_{s,max}$ por lo que se acepta y $V_{s1} < V_s^*$ indicando que se debe mantener S .

Se presentan las siguientes separaciones S , para aros en dos ramas.

- $S_3 = 22,77cm$ con Aros # 3
- $S_4 = 40,75cm$ con Aros # 4
- $S_5 = 63,16cm$ con Aros # 5

De las anteriores se escoge, $S_3 = 22,77cm$ con Aros # 3

Sin embargo, el espaciamiento se cambiará a $22,5cm$, para una más fácil construcción.

Según el CSCR 02, la separación máxima es de $S_{max} = 15cm$. 12,7 Esta se logra, con dos ramas de la varilla # 3. Por lo que se cambiara el espaciamiento a $15cm$.

Se debe tener en cuenta que se debe de colocar un acero mínimo el cual corresponde a

$$A_{sh,min} = \frac{0,3sh_c f'_c}{F_y h} \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) = 2,30cm^2$$

Y se cuenta con la siguiente cantidad de acero,

$$A_{sh,colocado} = \frac{2l\phi_{var}}{s} = 14,74cm^2$$

Por lo que se mantiene el diseño brindado anteriormente.

Diseño de acero para aros, torsión

Umbral de la torsión $T_{u,ubral} = 25921kg - cm$ Como $T_{u,diseño}$ es menor que ϕT_u , pueden no considerarse los efectos de la torsión.

Diseño para la sección propuesta como Viga B2- 2

Del análisis final se obtuvieron los valores de Momentos y Cortante Últimos. Fueron obtenidos por medio de la envolvente de las combinaciones de carga del CSCR02, calculada por medio de SAP2000.

$$\begin{aligned} M_{u,centro} &= 8,739ton - m \\ M_{u,extremo} &= 13,125ton - m \\ V_{u,centro} &= 8,131ton \\ V_{u,extremo} &= 8,838ton \\ T_u &= 0,185ton \end{aligned}$$

Se tiene una sección propuesta de $60 \times 20cm$, además tiene una longitud de $2,45m$.

Características de la sección

$h = 60cm$	$b = 20cm$
Centro	Extremos
$rec. = 5cm$	$rec. = 5cm$
$d' = 5cm$	$d' = 5cm$
$d = 55cm$	$d = 55cm$

Prop. de la sección	Def. de materiales
$A_{cp} = 1200cm^2$	$f'_c = 210kg/cm^2$
$P_{cp} = 160cm$	$\epsilon_{cu} = 0,003$
$A_{oh} = 750cm^2$	$f_y = 2800kg/cm^2$
$P_h = 130cm$	$\epsilon_y = 0,001$
	$\beta_1 = 0,85$
	$\rho_b = 0,037514423$

Diseño de acero principal

En el centro del claro se tiene el siguiente momento último, $M_u = 8,74ton - m$

Se debe de tener en cuenta, que para centro del claro, se tomará como una Viga "T". Esto por la acción de la losa del entre piso, la cual tiene un espesor $h_f = 5cm$. Además se sabe que se tiene un luz libre entre vigas de $3m$.

Para esto se debe contemplar un ancho efectivo del alma. Además se debe de tomar en cuenta que esta es una viga de Central. Por lo que b toma el siguiente valor:

$$b' = 61,25cm$$

Sin embargo, para poder considerarla como Viga "T", se debe satisfacer la condición de $a > h_f$.

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85 f'_c b'}} = 1,639cm$$

Dado que $a < h_f$, la suposición anterior es incorrecta, por lo que se considera como una viga rectangular.

$$\frac{c}{d} = \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,035$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 6,40cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,0058$$

Como $\frac{c}{d}$ es menor a 0,375, se declara la viga simplemente reforzada.

El ρ_{min} establecido por el Código Sísmico, tiene un valor de $\rho_{min} = 0,005$, por lo que el acero mínimo es, $A_{s-min} = 5,50cm^2$.

El mayor momento a los extremos es el siguiente, $M_u = 13,12ton - m$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85 f'_c b}} = 8,010cm$$

$$\frac{c}{d} = \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,171$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 10,21cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,0093$$

Como $\frac{c}{d}$ es menor a 0,375, se declara la viga simplemente reforzada.

El ρ_{min} establecido por el Código Sísmico, tiene un valor de $\rho_{min} = 0,005$, por lo que el acero mínimo es, $A_{s-min} = 5,50cm^2$.

Acero a colocar en el centro del claro
 $A_{s-inf} = 6,40cm^2$

Acero a colocar en los extremos del claro
 $A_{s-sup} = 10,21cm^2$

El Código Sísmico, limita la capacidad del momento positivo en los extremos a no menos de la mitad del momento negativo lo cual en este caso se cumple.

Además se debe contemplar que la capacidad de momento en cualquier parte de la viga no debe ser inferior al 25 % en cualquier parte de la viga, que en este caso se cumple.

Diseño de acero para aros, cortante

Para el diseño por cortante, primero se deberá calcular la capacidad a flexión del elemento con el acero a utilizar. En la parte inferior se utilizarán $10,13cm^2$ de acero mientras en la parte superior $10,13cm^2$. Además se debe de tener en cuenta que

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E} = 0,0017$$

Para el momento positivo se tiene el siguiente cálculo para la determinación de la capacidad nominal de la viga.

$$a_M = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b} = 9,9354cm$$

$$M_{pr1} = A_s f_y (d - 0,5a) = 1419697kg - cm$$

Para el momento negativo se tiene el siguiente cálculo para la determinación de la capacidad nominal de la viga.

$$a_M = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b} = 9,9354cm$$

$$M_{pr2} = A_s f_y (d - 0,5a) = 1419697kg - cm$$

Con los dos valores anteriores de momentos (M_{pr1} y M_{pr2}), se puede obtener el cortante a utilizar.

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L - d} + V_{ug} = 24186kg$$

El cortante por sismo representa un 36,5 % del cortante total por lo que se tomará en cuenta el aporte del concreto.

El aporte del concreto para cortante está dado por las siguientes formulas:

$$V_{s,max} = 2,12 \sqrt{f'_c} A_g = 36866,06kg$$

$$V_s^* = 1,1 \sqrt{f'_c} A_g = 19128,62kg$$

$$V_{c-max} = 0,93 \sqrt{f'_c} A_g = 16172,38kg$$

Al ser, $\frac{V_u \cdot d}{M_u} = 0,9370 < 1 \rightarrow$ se usa este valor

$$V_{c1} = (0,5 \sqrt{f'_c} + 1,75 \rho \frac{V_u d}{M_u}) b d = 10521,75kg$$

Esto debe ser menor a $V_{c,max}$ por lo que se utiliza el primer valor calculado.

Debido a que $V_e > \phi V_{c1}$ por lo que si se deben colocar aros de refuerzo

Se debe de tener en cuenta que $V_{s,min} = 2,90kg$ por lo que $V_{s1} = 21726kg$ Se debe considerar, además, que $V_{s1} < V_{s,max}$ por lo que se rechaza y $V_{s1} > V_s^*$ indicando que se debe reducir a la mitad S .

Se presentan las siguientes separaciones S , para aros en dos ramas.

$$S_3 = 10,06cm \text{ con Aros } \# 3$$

$$S_4 = 18,01cm \text{ con Aros } \# 4$$

$$S_5 = 27,92cm \text{ con Aros } \# 5$$

De las anteriores se escoge, $S_3 = 10,06cm$ con Aros # 3

Sin embargo, el espaciamiento se cambiará a $10cm$, para una más fácil construcción.

Según el CSCR 02, la separación máxima es de $S_{max} = 15cm$. 12,7 Esta se logra, con dos ramas de la varilla # 3. Por lo que se mantendrá la primera separación de $10cm$.

Se debe tener en cuenta que se debe de colocar un acero mínimo el cual corresponde a

$$A_{sh,min} = \frac{0,3sh_c f'_c}{F_{yh}} \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) = 2,30cm^2$$

Y se cuenta con la siguiente cantidad de acero,

$$A_{sh,colocado} = \frac{2l\phi_{var}}{s} = 34,94cm^2$$

Por lo que se mantiene el diseño brindado anteriormente.

Diseño de acero para aros, torsión

Umbral de la torsión $T_{u,ubral} = 25921kg - cm$ Como $T_{u,diseño}$ es menor que ϕT_u , pueden no considerarse los efectos de la torsión.

Diseño para la sección propuesta como Viga B2- 3

Del análisis final se obtuvieron los valores de Momentos y Cortante Últimos. Fueron obtenidos por medio de la envolvente de las combinaciones de carga del CSCR02, calculada por medio de SAP2000.

$$\begin{aligned} M_{u,centro} &= 8,739ton - m \\ M_{u,extremo} &= 13,244ton - m \\ V_{u,centro} &= 0,833ton \\ V_{u,extremo} &= 9,431ton \\ T_u &= 0,647ton \end{aligned}$$

Se tiene una sección propuesta de $60 \times 20cm$ además tiene una longitud de $5,65m$.

Características de la sección

$$h = 60cm \quad b = 20cm$$

Centro Extremos

$$rec. = 5cm \quad rec. = 5cm$$

$$d' = 5cm \quad d' = 5cm$$

$$d = 55cm \quad d = 55cm$$

Prop. de la sección Def. de materiales

$$A_{cp} = 1200cm^2 \quad f'_c = 210kg/cm^2$$

$$P_{cp} = 160cm \quad \epsilon_{cu} = 0,003$$

$$A_{oh} = 750cm^2 \quad f_y = 2800kg/cm^2$$

$$P_h = 130cm \quad \epsilon_y = 0,001$$

$$\beta_1 = 0,85$$

$$\rho_b = 0,037514423$$

Diseño de acero principal

En el centro del claro se tiene el siguiente momento último, $M_u = 8,74ton - m$

Se debe de tener en cuenta, que para centro del claro, se tomará como una Viga "T". Esto por la acción de la losa del entre piso, la cual tiene un espesor $h_f = 5cm$. Además se sabe que se tiene un luz libre entre vigas de $3m$.

Para esto se debe contemplar un ancho efectivo del alma. Además se debe de tomar en cuenta que esta es una viga de Central. Por lo que b toma el siguiente valor:

$$b' = 100cm$$

Sin embargo, para poder considerarla como Viga "T", se debe satisfacer la condición de $a > h_f$.

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85 f'_c b'}} = 0,998cm$$

Dado que $a < h_f$, la suposición anterior es incorrecta, por lo que se considera como una viga rectangular.

$$\frac{c}{d} = \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,021$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 6,36cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,0058$$

Como $\frac{c}{d}$ es menor a $0,375$, se declara la viga simplemente reforzada.

El ρ_{min} establecido por el Código Sísmico, tiene un valor de $\rho_{min} = 0,005$, por lo que el acero mínimo es, $A_{s-min} = 5,50cm^2$.

El mayor momento a los extremos es el siguiente, $M_u = 13,24ton - m$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85 f'_c b}} = 8,090cm$$

$$\frac{c}{d} = \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,173$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 10,31cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,0094$$

Como $\frac{c}{d}$ es menor a 0,375, se declara la viga simplemente reforzada.

El ρ_{min} establecido por el Código Sísmico, tiene un valor de $\rho_{min} = 0,005$, por lo que el acero mínimo es, $A_{s-min} = 5,50cm^2$.

Acero a colocar en el centro del claro
 $A_{s-inf} = 6,36cm^2$

Acero a colocar en los extremos del claro
 $A_{s-sup} = 10,31cm^2$

El Código Sísmico, limita la capacidad del momento positivo en los extremos a no menos de la mitad del momento negativo lo cual en este caso se cumple.

Además se debe contemplar que la capacidad de momento en cualquier parte de la viga no debe ser inferior al 25 % en cualquier parte de la viga, que en este caso se cumple.

Diseño de acero para aros, cortante

Para el diseño por cortante, primero se deberá calcular la capacidad a flexión del elemento con el acero a utilizar. En la parte inferior se utilizarán $10,13cm^2$ de acero mientras en la parte superior $10,13cm^2$. Además se debe de tener en cuenta que

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E} = 0,0017$$

Para el momento positivo se tiene el siguiente cálculo para la determinación de la capacidad nominal de la viga.

$$a_M = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b} = 9,9354cm$$

$$M_{pr1} = A_s f_y (d - 0,5a) = 1419697kg - cm$$

Para el momento negativo se tiene el siguiente cálculo para la determinación de la capacidad nominal de la viga.

$$a_M = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b} = 9,9354cm$$

$$M_{pr2} = A_s f_y (d - 0,5a) = 1419697kg - cm$$

Con los dos valores anteriores de momentos (M_{pr1} y M_{pr2}), se puede obtener el cortante a utilizar.

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L - d} + V_{ug} = 24186kg$$

El cortante por sismo representa un 36,5 % del cortante total por lo que se tomará en cuenta el aporte del concreto.

El aporte del concreto para cortante está dado por las siguientes formulas:

$$V_{s,max} = 2,12 \sqrt{f'_c} A_g = 36866,06kg$$

$$V_s^* = 1,1 \sqrt{f'_c} A_g = 19128,62kg$$

$$V_{c-max} = 0,93 \sqrt{f'_c} A_g = 16172,38kg$$

Al ser, $\frac{V_u \cdot d}{M_u} = 0,9370 < 1 \rightarrow$ se usa este valor

$$V_{c1} = (0,5 \sqrt{f'_c} + 1,75 \rho \frac{V_u d}{M_u}) bd = 10521,75kg$$

Esto debe ser menor a $V_{c,max}$ por lo que se utiliza el primer valor calculado.

Debido a que $V_e > \phi V_{c1}$ por lo que si se deben colocar aros de refuerzo

Se debe de tener en cuenta que $V_{s,min} = 2,90kg$ por lo que $V_{s1} = 21726kg$ Se debe considerar, además, que $V_{s1} < V_{s,max}$ por lo que se rechaza y $V_{s1} > V_s^*$ indicando que se debe reducir a la mitad S .

Se presentan las siguientes separaciones S , para aros en dos ramas.

$$S_3 = 10,06cm \text{ con Aros } \# 3$$

$$S_4 = 18,01cm \text{ con Aros } \# 4$$

$$S_5 = 27,92cm \text{ con Aros } \# 5$$

De las anteriores se escoge, $S_3 = 10,06cm$ con Aros $\# 3$

Sin embargo, el espaciamiento se cambiará a 10cm, para una más fácil construcción.

Según el CSCR 02, la separación máxima es de $S_{max} = 15cm$. 12,7 Esta se logra, con dos ramas de la varilla # 3. Por lo que se mantendrá la primera separación de 10 cm.

Se debe tener en cuenta que se debe de colocar un acero mínimo el cual corresponde a

$$A_{sh,min} = \frac{0,3sh_c f'_c}{F_{yh}} \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) = 2,30cm^2$$

Y se cuenta con la siguiente cantidad de acero,

$$A_{sh,colocado} = \frac{2l\phi_{var}}{s} = 34,94cm^2$$

Por lo que se mantiene el diseño brindado anteriormente.

Diseño de acero para aros, torsión

Umbral de la torsión $T_{u,ubral} = 25921kg - cm$ Como $T_{u,diseño}$ es menor que ϕT_u , pueden no considerarse los efectos de la torsión.

Diseño para la sección propuesta como Viga B2- 4

Del análisis final se obtuvieron los valores de Momentos y Cortante Últimos. Fueron obtenidos por medio de la envolvente de las combinaciones de carga del CSCR02, calculada por medio de SAP2000.

$$\begin{aligned} M_{u,centro} &= 1,852ton - m \\ M_{u,extremo} &= 3,764ton - m \\ V_{u,centro} &= -4,397ton \\ V_{u,extremo} &= 4,615ton \\ T_u &= 0,974ton \end{aligned}$$

Se tiene una sección propuesta de 60 x 20 cm, además tiene una longitud de 0,85 m.

Características de la sección

$h = 60cm$	$b = 20cm$
Centro	Extremos
$rec. = 5cm$	$rec. = 5cm$
$d' = 5cm$	$d' = 5cm$
$d = 55cm$	$d = 55cm$

Prop. de la sección Def. de materiales

$A_{cp} = 1200cm^2$	$f'_c = 210kg/cm^2$
$P_{cp} = 160cm$	$\varepsilon_{cu} = 0,003$
$A_{oh} = 750cm^2$	$f_y = 2800kg/cm^2$
$P_h = 130cm$	$\varepsilon_y = 0,001$
	$\beta_1 = 0,85$
	$\rho_b = 0,037514423$

Diseño de acero principal

En el centro del claro se tiene el siguiente momento último, $M_u = 1,85ton - m$

Se debe de tener en cuenta, que para centro del claro, se tomará como una Viga "T". Esto por la acción de la losa del entre piso, la cual tiene un espesor $h_f = 5cm$. Además se sabe que se tiene un luz libre entre vigas de 3 m.

Para esto se debe contemplar un ancho efectivo del alma. Además se debe de tomar en cuenta que esta es una viga de Central. Por lo que b toma el siguiente valor:

$$b' = 21,25cm$$

Sin embargo, para poder considerarla como Viga "T", se debe satisfacer la condición de $a > h_f$.

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85 f'_c b'}} = 0,995cm$$

Dado que $a < h_f$, la suposición anterior es incorrecta, por lo que se considera como una viga rectangular.

$$\frac{c}{d} = \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,021$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 1,35cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,0012$$

Como $\frac{c}{d}$ es menor a 0,375, se declara la viga simplemente reforzada.

El ρ_{min} establecido por el Código Sísmico, tiene un valor de $\rho_{min} = 0,002$, por lo que el acero mínimo es, $A_{s-min} = 1,79cm^2$.

El mayor momento a los extremos es el siguiente, $M_u = 3,76ton - m$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85 f'_c b}} = 2,173cm$$

$$\frac{c}{d} = \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,046$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 2,77cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,0025$$

Como $\frac{c}{d}$ es menor a 0,375, se declara la viga simplemente reforzada.

El ρ_{min} establecido por el Código Sísmico, tiene un valor de $\rho_{min} = 0,003$, por lo que el acero mínimo es, $A_{s-min} = 3,68cm^2$.

Acero a colocar en el centro del claro
 $A_{s-inf} = 1,79cm^2$

Acero a colocar en los extremos del claro
 $A_{s-sup} = 3,68cm^2$

El Código Sísmico, limita la capacidad del momento positivo en los extremos a no menos de la mitad del momento negativo lo cual en este caso se no se cumple. Por lo que se debe aumentar la cantidad de acero de $A_{s,inf} = 1,842cm^2$

Además se debe contemplar que la capacidad de momento en cualquier parte de la viga no debe ser inferior al 25 % en cualquier parte de la viga, que en este caso se cumple.

Diseño de acero para aros, cortante

Para el diseño por cortante, primero se deberá calcular la capacidad a flexión del elemento con el acero a utilizar. En la parte inferior se utilizarán $3,96cm^2$ de acero mientras en la parte superior $3,96cm^2$. Además se debe de tener en cuenta que

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E} = 0,0017$$

Para el momento positivo se tiene el siguiente cálculo para la determinación de la capacidad nominal de la viga.

$$a_M = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b} = 3,8810cm$$

$$f'_s = \varepsilon_s E_s = 599$$

$$M_{pr1} = A_s f_y (d - 0,5a) = 588123kg - cm$$

Para el momento negativo se tiene el siguiente cálculo para la determinación de la capacidad nominal de la viga.

$$a_M = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b} = 3,8810cm$$

$$f'_s = \varepsilon_s E_s = 599$$

$$M_{pr2} = A_s f_y (d - 0,5a) = 588123kg - cm$$

Con los dos valores anteriores de momentos (M_{pr1} y M_{pr2}), se puede obtener el cortante a utilizar.

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L - d} + V_{ug} = 51665kg$$

El cortante por sismo representa un 8,9 % del cortante total por lo que se tomará en cuenta el aporte del concreto.

El aporte del concreto para cortante está dado por las siguientes formulas:

$$V_{s,max} = 2,12 \sqrt{f'_c} A_g = 36866,06kg$$

$$V_s^* = 1,1 \sqrt{f'_c} A_g = 19128,62kg$$

$$V_{c-max} = 0,93 \sqrt{f'_c} A_g = 16172,38kg$$

Al ser, $\frac{V_s^* d}{M_u} = 4,8316 > 1 \rightarrow$ se usa 1

$$V_{c1} = (0,5 \sqrt{f'_c} + 1,75 \rho \frac{V_u d}{M_u}) bd = 9223,72kg$$

Esto debe ser menor a $V_{c,max}$ por lo que se utiliza el primer valor calculado.

Debido a que $V_e > \phi V_{c1}$ por lo que si se deben colocar aros de refuerzo

Se debe de tener en cuenta que $V_{s,min} = 2,90kg$ por lo que $V_{s1} = 59663kg$ Se debe considerar, además, que $V_{s1} > V_{s,max}$ por lo que se rechaza y $V_{s1} > V_s^*$ indicando que se debe reducir a la mitad S .

Se presentan las siguientes separaciones S , para aros en dos ramas.

$$S_3 = 3,66cm \text{ con Aros } \# 3$$

$$S_4 = 6,56cm \text{ con Aros } \# 4$$

$$S_5 = 10,17cm \text{ con Aros } \# 5$$

De las anteriores se escoge, $S_4 = 6,56cm$ con Aros # 4

Sin embargo, el espaciamiento se cambiará a $5cm$, para una más fácil construcción.

Según el CSCR 02, la separación máxima es de $S_{max} = 15cm$. 12,7 Esta se logra, con dos ramas de la varilla # 3. Por lo que se mantendrá la primera separación de $5cm$.

Se debe tener en cuenta que se debe de colocar un acero mínimo el cual corresponde a

$$A_{sh,min} = \frac{0,3sh_c f'_c}{F_{yh}} \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) = 2,30cm^2$$

Y se cuenta con la siguiente cantidad de acero,

$$A_{sh,colocado} = \frac{2l\phi_{var}}{s} = 43,08cm^2$$

Por lo que se mantiene el diseño brindado anteriormente.

Diseño de acero para aros, torsión

Umbral de la torsión $T_{u,ubral} = 25921kg - cm$ Como $T_{u,diseño}$ es menor que ϕT_u , pueden no considerarse los efectos de la torsión.

Diseño para la sección propuesta como Viga B2- 5

Del análisis final se obtuvieron los valores de Momentos y Cortante Últimos. Fueron obtenidos por medio de la envolvente de las combinaciones de carga del CSCR02, calculada por medio de SAP2000.

$$\begin{aligned} M_{u,centro} &= 7,865ton - m \\ M_{u,extremo} &= 11,812ton - m \\ V_{u,centro} &= 7,318ton \\ V_{u,extremo} &= 7,954ton \\ T_u &= 0,166ton \end{aligned}$$

Se tiene una sección propuesta de $50 \times 20cm$, además tiene una longitud de $2,45m$.

Características de la sección

$$h = 50cm \quad b = 20cm$$

Centro Extremos

$$rec. = 5cm \quad rec. = 5cm$$

$$d' = 5cm \quad d' = 5cm$$

$$d = 45cm \quad d = 45cm$$

Prop. de la sección Def. de materiales

$$A_{cp} = 1000cm^2 \quad f'_c = 210kg/cm^2$$

$$P_{cp} = 140cm \quad \epsilon_{cu} = 0,003$$

$$A_{oh} = 600cm^2 \quad f_y = 2800kg/cm^2$$

$$P_h = 110cm \quad \epsilon_y = 0,001$$

$$\beta_1 = 0,85$$

$$\rho_b = 0,037514423$$

Diseño de acero principal

En el centro del claro se tiene el siguiente momento último, $M_u = 7,86ton - m$

Se debe de tener en cuenta, que para centro del claro, se tomará como una Viga "T". Esto por la acción de la losa del entre piso, la cual tiene un espesor $h_f = 5cm$. Además se sabe que se tiene un luz libre entre vigas de $3m$.

Para esto se debe contemplar un ancho efectivo del alma. Además se debe de tomar en cuenta que esta es una viga de Central. Por lo que b toma el siguiente valor:

$$b' = 61,25cm$$

Sin embargo, para poder considerarla como Viga "T", se debe satisfacer la condición de $a > h_f$.

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85 f'_c b'}} = 1,813cm$$

Dado que $a < h_f$, la suposición anterior es incorrecta, por lo que se considera como una viga rectangular.

$$\frac{c}{d} = \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,047$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 7,08cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,0079$$

Como $\frac{c}{d}$ es menor a $0,375$, se declara la viga simplemente reforzada.

El ρ_{min} establecido por el Código Sísmico, tiene un valor de $\rho_{min} = 0,005$, por lo que el acero mínimo es, $A_{s-min} = 4,50cm^2$.

El mayor momento a los extremos es el siguiente, $M_u = 11,81ton - m$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85 f'_c b}} = 9,087cm$$

$$\frac{c}{d} = \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,238$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 11,59cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,0129$$

Como $\frac{c}{d}$ es menor a 0,375, se declara la viga simplemente reforzada.

El ρ_{min} establecido por el Código Sísmico, tiene un valor de $\rho_{min} = 0,005$, por lo que el acero mínimo es, $A_{s-min} = 4,50cm^2$.

Acero a colocar en el centro del claro
 $A_{s-inf} = 7,08cm^2$

Acero a colocar en los extremos del claro
 $A_{s-sup} = 11,59cm^2$

El Código Sísmico, limita la capacidad del momento positivo en los extremos a no menos de la mitad del momento negativo lo cual en este caso se cumple.

Además se debe contemplar que la capacidad de momento en cualquier parte de la viga no debe ser inferior al 25 % en cualquier parte de la viga, que en este caso se cumple.

Diseño de acero para aros, cortante

Para el diseño por cortante, primero se deberá calcular la capacidad a flexión del elemento con el acero a utilizar. En la parte inferior se utilizarán $7,76cm^2$ de acero mientras en la parte superior $12,83cm^2$. Además se debe de tener en cuenta que

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E} = 0,0017$$

Para el momento positivo se tiene el siguiente cálculo para la determinación de la capacidad nominal de la viga.

$$a_{M+} = \frac{(A_s - A'_s) f_y}{0,85 f'_c b} = 4,9677cm$$

$$\varepsilon'_s = \frac{\varepsilon_{cu}(a - \beta_1 d')}{a} = 0,0004$$

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{cu}(\beta_1 d - a)}{a} = 0,0201$$

Dado que $\varepsilon_y > \varepsilon_s$ y $\varepsilon_y < \varepsilon'_s$ se tiene el caso 4 .

$$f'_s = \varepsilon_s E_s = 910$$

$$M_{pr1} = 0,85 f'_c b a (d - 0,5a) + A'_s f'_s (d - d') = 1220986kg - cm$$

Para el momento negativo se tiene el siguiente cálculo para la determinación de la capacidad nominal de la viga.

$$a_{M-} = \frac{(A_s - A'_s) f_y}{0,85 f'_c b} = 1,6221cm$$

$$\varepsilon'_s = \frac{\varepsilon_{cu}(a - \beta_1 d')}{a} = 0,0049$$

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{cu}(\beta_1 d - a)}{a} = 0,0677$$

Dado que $\varepsilon_y > \varepsilon_s$ y $\varepsilon_y > \varepsilon'_s$ se tiene el caso 3 .

$$M_{pr2} = 0,85 f'_c b a (d - 0,5a) + A'_s f_y (d - d') = 1652684kg - cm$$

Con los dos valores anteriores de momentos (M_{pr1} y M_{pr2}), se puede obtener el cortante a utilizar.

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L - d} + V_{ug} = 22691kg$$

El cortante por sismo representa un 35,1 % del cortante total por lo que se tomará en cuenta el aporte del concreto.

El aporte del concreto para cortante está dado por las siguientes formulas:

$$V_{s,max} = 2,12 \sqrt{f'_c} A_g = 36866,06kg$$

$$V_s^* = 1,1 \sqrt{f'_c} A_g = 19128,62kg$$

$$V_{c-max} = 0,93 \sqrt{f'_c} A_g = 16172,38kg$$

Al ser, $\frac{V_u^* \cdot d}{M_u} = 0,6178 < 1 \rightarrow$ se usa este valor

$$V_{c1} = (0,5 \sqrt{f'_c} + 1,75 \rho \frac{V_u d}{M_u}) bd = 8637,61kg$$

Esto debe ser menor a $V_{c,max}$ por lo que se utiliza el primer valor calculado.

Debido a que $V_e > \phi V_{c1}$ por lo que si se deben colocar aros de refuerzo

Se debe de tener en cuenta que $V_{s,min} = 2,90kg$ por lo que $V_{s1} = 21617kg$ Se debe considerar, además, que $V_{s1} < V_{s,max}$ por lo que se rechaza y $V_{s1} > V_s^*$ indicando que se debe reducir a la mitad S .

Se presentan las siguientes separaciones S , para aros en dos ramas.

$$S_3 = 8,27cm \text{ con Aros } \# 3$$

$$S_4 = 14,81cm \text{ con Aros } \# 4$$

$$S_5 = 22,96cm \text{ con Aros } \# 5$$

De las anteriores se escoge, $S_4 = 14,81cm$ con Aros $\# 4$

Sin embargo, el espaciamiento se cambiará a $12,5cm$, para una más fácil construcción.

Según el CSCR 02, la separación máxima es de $S_{max} = 13cm$. Esta se logra, con dos ramas de la varilla $\# 3$. Por lo que se cambiara el espaciamiento a 13 cm.

Diseño de acero para aros, torsión

Umbral de la torsión $T_{u,ubral} = 34419kg - cm$ Como $T_{u,diseño}$ es menor que ϕT_u , pueden no considerarse los efectos de la torsión.

Diseño para la sección propuesta como Viga B2- 6

Del análisis final se obtuvieron los valores de Momentos y Cortante Últimos. Fueron obtenidos por medio de la envolvente de las combinaciones de carga del CSCR02, calculada por medio de SAP2000.

$$\begin{aligned} M_{u,centro} &= 7,865ton - m \\ M_{u,extremo} &= 11,920ton - m \\ V_{u,centro} &= 0,750ton \\ V_{u,extremo} &= 8,488ton \\ T_u &= 0,583ton \end{aligned}$$

Se tiene una sección propuesta de 50×20 cm, además tiene una longitud de $5,65$ m.

Características de la sección

$h = 50cm$	$b = 20cm$
Centro	Extremos
$rec. = 5cm$	$rec. = 5cm$
$d' = 5cm$	$d' = 5cm$
$d = 45cm$	$d = 45cm$

Prop. de la sección	Def. de materiales
$A_{cp} = 1000cm^2$	$f'_c = 210kg/cm^2$
$P_{cp} = 140cm$	$\epsilon_{cu} = 0,003$
$A_{oh} = 600cm^2$	$f_y = 2800kg/cm^2$
$P_h = 110cm$	$\epsilon_y = 0,001$
	$\beta_1 = 0,85$
	$\rho_b = 0,037514423$

Diseño de acero principal

En el centro del claro se tiene el siguiente momento último, $M_u = 7,86ton - m$

Se debe de tener en cuenta, que para centro del claro, se tomará como una Viga "T". Esto por la acción de la losa del entre piso, la cual tiene un espesor $h_f = 5cm$. Además se sabe que se tiene un luz libre entre vigas de 3 m.

Para esto se debe contemplar un ancho efectivo del alma. Además se debe de tomar en cuenta que esta es una viga de Central. Por lo que b toma el siguiente valor:

$$b' = 100cm$$

Sin embargo, para poder considerarla como Viga "T", se debe satisfacer la condición de $a > h_f$.

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85f'_c b'}} = 1,101cm$$

Dado que $a < h_f$, la suposición anterior es incorrecta, por lo que se considera como una viga rectangular.

$$\frac{c}{d} = \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,029$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 7,02cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,0078$$

Como $\frac{c}{d}$ es menor a $0,375$, se declara la viga simplemente reforzada.

El ρ_{min} establecido por el Código Sísmico, tiene un valor de $\rho_{min} = 0,005$, por lo que el acero mínimo es, $A_{s-min} = 4,50cm^2$.

El mayor momento a los extremos es el siguiente, $M_u = 11,92ton - m$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85 f'_c b}} = 9,181cm$$

$$\frac{c}{d} = \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,240$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 11,71cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,0130$$

Como $\frac{c}{d}$ es menor a 0,375, se declara la viga simplemente reforzada.

El ρ_{min} establecido por el Código Sísmico, tiene un valor de $\rho_{min} = 0,005$, por lo que el acero mínimo es, $A_{s-min} = 4,50cm^2$.

Acero a colocar en el centro del claro
 $A_{s-inf} = 7,02cm^2$

Acero a colocar en los extremos del claro
 $A_{s-sup} = 11,71cm^2$

El Código Sísmico, limita la capacidad del momento positivo en los extremos a no menos de la mitad del momento negativo lo cual en este caso se cumple.

Además se debe contemplar que la capacidad de momento en cualquier parte de la viga no debe ser inferior al 25 % en cualquier parte de la viga, que en este caso se cumple.

Diseño de acero para aros, cortante

Para el diseño por cortante, primero se deberá calcular la capacidad a flexión del elemento con el acero a utilizar. En la parte inferior se utilizarán $7,76cm^2$ de acero mientras en la parte superior $12,83cm^2$. Además se debe de tener en cuenta que

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E} = 0,0017$$

Para el momento positivo se tiene el siguiente cálculo para la determinación de la capacidad nominal de la viga.

$$a_{M+} = \frac{(A_s - A'_s)f_y}{0,85f'_c b} = 4,9677cm$$

$$\varepsilon'_s = \frac{\varepsilon_{cu}(a - \beta_1 d')}{a} = 0,0004$$

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{cu}(\beta_1 d - a)}{a} = 0,0201$$

Dado que $\varepsilon_y > \varepsilon_s$ y $\varepsilon_y < \varepsilon'_s$ se tiene el caso 4 .

$$f'_s = \varepsilon_s E_s = 910$$

$$M_{pr1} = 0,85f'_c b a (d - 0,5a) + A'_s f'_s (d - d') = 1220986kg - cm$$

Para el momento negativo se tiene el siguiente cálculo para la determinación de la capacidad nominal de la viga.

$$a_{M+} = \frac{(A_s - A'_s)f_y}{0,85f'_c b} = 0,9935cm$$

$$\varepsilon'_s = \frac{\varepsilon_{cu}(a - \beta_1 d')}{a} = 0,0098$$

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{cu}(\beta_1 d - a)}{a} = 0,1125$$

Dado que $\varepsilon_y > \varepsilon_s$ y $\varepsilon_y > \varepsilon'_s$ se tiene el caso 3 .

$$M_{pr2} = 0,85f'_c b a (d - 0,5a) + A'_s f_y (d - d') = 1658257kg - cm$$

Con los dos valores anteriores de momentos (M_{pr1} y M_{pr2}), se puede obtener el cortante a utilizar.

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L - d} + V_{ug} = 14079kg$$

El cortante por sismo representa un 60,3 % del cortante total por lo que no se tomará en cuenta el aporte del concreto.

Se presentan las siguientes separaciones S , para aros en dos ramas.

$$S_3 = 12,70cm \text{ con Aros } \# 3$$

$$S_4 = 22,74cm \text{ con Aros } \# 4$$

$$S_5 = 35,25cm \text{ con Aros } \# 5$$

De las anteriores se escoge, $S_3 = 12,70cm$ con Aros # 3

Sin embargo, el espaciamiento se cambiará a $12,5cm$, para una más fácil construcción.

Según el CSCR 02, la separación máxima es de $S_{max} = 13cm$. Esta se logra, con dos ramas de la varilla # 3. Por lo que se cambiara el espaciamiento a 13 cm.

Se debe tener en cuenta que se debe de colocar un acero mínimo el cual corresponde a

$$A_{sh,min} = \frac{0,3sh_c f'_c}{F_{yh}} \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) = 2,03cm^2$$

Y se cuenta con la siguiente cantidad de acero,

$$A_{sh,colocado} = \frac{2l\phi_{var}}{s} = 64,46cm^2$$

Por lo que se mantiene el diseño brindado anteriormente.

Diseño de acero para aros, torsión

Umbral de la torsión $T_{u,ubral} = 34419kg - cm$ Como $T_{u,diseño}$ es menor que ϕT_u , pueden no considerarse los efectos de la torsión.

Diseño para la sección propuesta como Viga B2- 7

Del análisis final se obtuvieron los valores de Momentos y Cortante Últimos. Fueron obtenidos por medio de la envolvente de las combinaciones de carga del *CSCR02*, calculada por medio de *SAP2000*.

$$\begin{aligned} M_{u,centro} &= 2,786ton - m \\ M_{u,extremo} &= 4,733ton - m \\ V_{u,centro} &= 4,733ton \\ V_{u,extremo} &= 3,015ton \\ T_u &= -2,482ton \end{aligned}$$

Se tiene una sección propuesta de 60 x 20 c,m además tiene una longitud de 6 m.

Características de la sección	
$h = 60cm$	$b = 20cm$
Centro	Extremos
$rec. = 5cm$	$rec. = 5cm$
$d' = 5cm$	$d' = 5cm$
$d = 55cm$	$d = 55cm$

Prop. de la sección	Def. de materiales
$A_{cp} = 1200cm^2$	$f'_c = 210kg/cm^2$
$P_{cp} = 160cm$	$\epsilon_{cu} = 0,003$
$A_{oh} = 750cm^2$	$f_y = 2800kg/cm^2$
$P_h = 130cm$	$\epsilon_y = 0,001$
	$\beta_1 = 0,85$
	$\rho_b = 0,037514423$

Diseño de acero principal

En el centro del claro se tiene el siguiente momento último, $M_u = 2,79ton - m$

Se debe de tener en cuenta, que para centro del claro, se tomará como una Viga "T". Esto por la acción de la losa del entre piso, la cual tiene un espesor $h_f = 5cm$. Además se sabe que se tiene un luz libre entre vigas de 3 m.

Para esto se debe contemplar un ancho efectivo del alma. Además se debe de tomar en cuenta que esta es una viga de Central. Por lo que b toma el siguiente valor:

$$b' = 100cm$$

Sin embargo, para poder considerarla como Viga "T", se debe satisfacer la condición de $a > h_f$.

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85 f'_c b'}} = 0,316cm$$

Dado que $a < h_f$, la suposición anterior es incorrecta, por lo que se considera como una viga rectangular.

$$\frac{c}{d} = \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,007$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 2,02cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,0018$$

Como $\frac{c}{d}$ es menor a 0,375, se declara la viga simplemente reforzada.

El ρ_{min} establecido por el Código Sísmico, tiene un valor de $\rho_{min} = 0,002$, por lo que el acero mínimo es, $A_{s-min} = 2,68cm^2$.

El mayor momento a los extremos es el siguiente, $M_u = 4,73ton - m$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85 f'_c b}} = 2,747cm$$

$$\frac{c}{d} = \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,059$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 3,50cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,0032$$

Como $\frac{c}{d}$ es menor a 0,375, se declara la viga simplemente reforzada.

El ρ_{min} establecido por el Código Sísmico, tiene un valor de $\rho_{min} = 0,004$, por lo que el acero mínimo es, $A_{s-min} = 4,66cm^2$.

Acero a colocar en el centro del claro

$$A_{s-inf} = 2,68cm^2$$

Acero a colocar en los extremos del claro

$$A_{s-sup} = 4,66cm^2$$

El Código Sísmico, limita la capacidad del momento positivo en los extremos a no menos de la mitad del momento negativo lo cual en este caso se cumple.

Además se debe contemplar que la capacidad de momento en cualquier parte de la viga no debe ser inferior al 25% en cualquier parte de la viga, que en este caso se cumple.

Diseño de acero para aros, cortante

Para el diseño por cortante, primero se deberá calcular la capacidad a flexión del elemento con el acero a utilizar. En la parte inferior se utilizarán $3,96cm^2$ de acero mientras en la parte superior $3,96cm^2$. Además se debe de tener en cuenta que

$$\varepsilon_y = \frac{fy}{E} = 0,0017$$

Para el momento positivo se tiene el siguiente cálculo para la determinación de la capacidad nominal de la viga.

$$a_M = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b} = 3,8810cm$$

$$f'_s = \varepsilon_s E_s = 599$$

$$M_{pr1} = A_s f_y (d - 0,5a) = 588123kg - cm$$

Para el momento negativo se tiene el siguiente cálculo para la determinación de la capacidad nominal de la viga.

$$a_M = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b} = 3,8810cm$$

$$f'_s = \varepsilon_s E_s = 599$$

$$M_{pr2} = A_s f_y (d - 0,5a) = 588123kg - cm$$

Con los dos valores anteriores de momentos (M_{pr1} y M_{pr2}), se puede obtener el cortante a utilizar.

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L - d} + V_{ug} = 5193kg$$

El cortante por sismo representa un 58,1% del cortante total por lo que no se tomará en cuenta el aporte del concreto.

Se presentan las siguientes separaciones S , para aros en dos ramas.

$$S_3 = 42,10cm \text{ con Aros \# 3}$$

$$S_4 = 75,35cm \text{ con Aros \# 4}$$

$$S_5 = 116,79cm \text{ con Aros \# 5}$$

De las anteriores se escoge, $S_3 = 42,10cm$ con Aros # 3

Sin embargo, el espaciamiento se cambiará a $40cm$, para una más fácil construcción.

Según el CSCR 02, la separación máxima es de $S_{max} = 15cm$. Esta se logra, con dos ramas de la varilla # 3. Por lo que se cambiara el espaciamiento a 15 cm.

Diseño de acero para aros, torsión

Umbral de la torsión $T_{u,ubral} = 25921kg - cm$ Como $T_{u,diseño}$ es menor que ϕT_u , pueden no considerarse los efectos de la torsión.

Diseño para la sección propuesta como Viga B2- 8

Del análisis final se obtuvieron los valores de Momentos y Cortante Últimos. Fueron obtenidos por medio de la envolvente de las combinaciones de carga del CSCR02, calculada por medio de SAP2000.

$$\begin{aligned} M_{u,centro} &= 0,491ton - m \\ M_{u,extremo} &= 1,018ton - m \\ V_{u,centro} &= 0,652ton \\ V_{u,extremo} &= 1,010ton \\ T_u &= 0,131ton \end{aligned}$$

Se tiene una sección propuesta de 40 x 20 cm, además tiene una longitud de 6 m.

Características de la sección	
$h = 40cm$	$b = 20cm$
Centro	Extremos
$rec. = 5cm$	$rec. = 5cm$
$d' = 5cm$	$d' = 5cm$
$d = 35cm$	$d = 35cm$

Prop. de la sección	Def. de materiales
$A_{cp} = 800cm^2$	$f'_c = 210kg/cm^2$
$P_{cp} = 120cm$	$\varepsilon_{cu} = 0,003$
$A_{oh} = 450cm^2$	$f_y = 2800kg/cm^2$
$P_h = 90cm$	$\varepsilon_y = 0,001$
	$\beta_1 = 0,85$
	$\rho_b = 0,037514423$

Diseño de acero principal

En el centro del claro se tiene el siguiente momento último, $M_u = 0,49ton - m$

Se debe de tener en cuenta, que para centro del claro, se tomará como una *Viga "T"*. Esto por la acción de la losa del entre piso, la cual tiene un espesor $h_f = 5cm$. Además se sabe que se tiene un luz libre entre vigas de 3 m.

Para esto se debe contemplar un ancho efectivo del alma. Además se debe de tomar en cuenta que esta es una viga de Central. Por lo que b toma el siguiente valor:

$$b' = 100cm$$

Sin embargo, para poder considerarla como *Viga "T"*, se debe satisfacer la condición de $a > h_f$.

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85 f'_c b'}} = 0,087cm$$

Dado que $a < h_f$, la suposición anterior es incorrecta, por lo que se considera como una *viga rectangular*.

$$\frac{c}{d} = \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,003$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 0,56cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,0008$$

Como $\frac{c}{d}$ es menor a 0,375, se declara la viga simplemente reforzada.

El ρ_{min} establecido por el Código Sísmico, tiene un valor de $\rho_{min} = 0,001$, por lo que el acero mínimo es, $A_{s-min} = 0,74cm^2$.

El mayor momento a los extremos es el siguiente, $M_u = 1,02ton - m$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85 f'_c b}} = 0,917cm$$

$$\frac{c}{d} = \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,031$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 1,17cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,0017$$

Como $\frac{c}{d}$ es menor a 0,375, se declara la viga simplemente reforzada.

El ρ_{min} establecido por el Código Sísmico, tiene un valor de $\rho_{min} = 0,002$, por lo que el acero mínimo es, $A_{s-min} = 1,56cm^2$.

Acero a colocar en el centro del claro
 $A_{s-inf} = 0,74cm^2$

Acero a colocar en los extremos del claro
 $A_{s-sup} = 1,56cm^2$

El Código Sísmico, limita la capacidad del momento positivo en los extremos a no menos de la mitad del momento negativo lo cual en este caso se no se cumple. Por lo que se debe aumentar la cantidad de acero de $A_{s,inf} = 0,778cm^2$

Además se debe contemplar que la capacidad de momento en cualquier parte de la viga no debe ser inferior al 25% en cualquier parte de la viga, que en este caso se cumple.

Diseño de acero para aros, cortante

Para el diseño por cortante, primero se deberá calcular la capacidad a flexión del elemento con el acero a utilizar. En la parte inferior se utilizarán $3,96cm^2$ de acero mientras en la parte superior $3,96cm^2$. Además se debe de tener en cuenta que

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E} = 0,0017$$

Para el momento positivo se tiene el siguiente cálculo para la determinación de la capacidad nominal de la viga.

$$a_M = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b} = 3,8810 \text{ cm}$$

$$f'_s = \varepsilon_s E_s = 599$$

$$M_{pr1} = A_s f_y (d - 0,5a) = 366439 \text{ kg} - \text{cm}$$

Para el momento negativo se tiene el siguiente cálculo para la determinación de la capacidad nominal de la viga.

$$a_M = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b} = 3,8810 \text{ cm}$$

$$f'_s = \varepsilon_s E_s = 599$$

$$M_{pr2} = A_s f_y (d - 0,5a) = 366439 \text{ kg} - \text{cm}$$

Con los dos valores anteriores de momentos (M_{pr1} y M_{pr2}), se puede obtener el cortante a utilizar.

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L - d} + V_{ug} = 2318 \text{ kg}$$

El cortante por sismo representa un 43,5% del cortante total por lo que se tomará en cuenta el aporte del concreto.

El aporte del concreto para cortante está dado por las siguientes formulas:

$$V_{s,max} = 2,12 \sqrt{f'_c} A_g = 36866,06 \text{ kg}$$

$$V_s^* = 1,1 \sqrt{f'_c} A_g = 19128,62 \text{ kg}$$

$$V_{c-max} = 0,93 \sqrt{f'_c} A_g = 16172,38 \text{ kg}$$

Al ser, $\frac{V_u \cdot d}{M_u} = 0,2214 < 1 \rightarrow$ se usa este valor

$$V_{c1} = (0,5 \sqrt{f'_c} + 1,75 \rho \frac{V_u d}{M_u}) b d = 5848,34 \text{ kg}$$

Esto debe ser menor a $V_{c,max}$ por lo que se utiliza el primer valor calculado.

Debido a que $V_e < \phi V_{c1}$ por lo que no se deben colocar aros de refuerzo

Se debe de tener en cuenta que $V_{s,min} = 2,90 \text{ kg}$ por lo que $V_{s1} = 3 \text{ kg}$ Se debe considerar, además, que $V_{s1} < V_{s,max}$ por lo que se acepta y $V_{s1} < V_s^*$ indicando que se debe mantener S .

Se presentan las siguientes separaciones S , para aros en dos ramas.

$$S_3 = 47998,5 \text{ cm con Aros } \# 3$$

$$S_4 = 85914,5 \text{ cm con Aros } \# 4$$

$$S_5 = 133167,7 \text{ cm con Aros } \# 5$$

De las anteriores se escoge, $S_3 = 47998,53 \text{ cm}$ con Aros $\# 3$

Sin embargo, el espaciamiento se cambiará a $47997,5 \text{ cm}$, para una más fácil construcción.

Según el CSCR 02, la separación máxima es de $S_{max} = 20 \text{ cm}$. 12,7 Esta se logra, con dos ramas de la varilla $\# 3$. Por lo que se cambiara el espaciamiento a 20 cm .

Se debe tener en cuenta que se debe de colocar un acero mínimo el cual corresponde a

$$A_{sh,min} = \frac{0,3 s h_c f'_c}{F_{yh}} \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) = 3,54 \text{ cm}^2$$

Y se cuenta con la siguiente cantidad de acero,

$$A_{sh,colocado} = \frac{2 l \phi_{var}}{s} = 42,78 \text{ cm}^2$$

Por lo que se mantiene el diseño brindado anteriormente.

Diseño de acero para aros, torsión

Umbral de la torsión $T_{u,ubral} = 15361 \text{ kg} - \text{cm}$ Como $T_{u,diseño}$ es menor que ϕT_u , pueden no considerarse los efectos de la torsión.

Diseño para la sección propuesta como Viga B3- 1

Del análisis final se obtuvieron los valores de Momentos y Cortante Últimos. Fueron obtenidos por medio de la envolvente de las combinaciones de carga del CSCR02, calculada por medio de SAP2000.

$$\begin{aligned} M_{u,centro} &= 3,780 \text{ ton} - \text{m} \\ M_{u,extremo} &= 3,975 \text{ ton} - \text{m} \\ V_{u,centro} &= 3,059 \text{ ton} \\ V_{u,extremo} &= 3,220 \text{ ton} \\ T_u &= 0,011 \text{ ton} \end{aligned}$$

Se tiene una sección propuesta de $60 \times 20 \text{ cm}$, además tiene una longitud de $1,55 \text{ m}$.

Características de la sección	
$h = 60cm$	$b = 20cm$
Centro	Extremos
$rec. = 5cm$	$rec. = 5cm$
$d' = 5cm$	$d' = 5cm$
$d = 55cm$	$d = 55cm$

Prop. de la sección	Def. de materiales
$A_{cp} = 1200cm^2$	$f'_c = 210kg/cm^2$
$P_{cp} = 160cm$	$\varepsilon_{cu} = 0,003$
$A_{oh} = 750cm^2$	$f_y = 2800kg/cm^2$
$P_h = 130cm$	$\varepsilon_y = 0,001$
	$\beta_1 = 0,85$
	$\rho_b = 0,037514423$

Diseño de acero principal

En el centro del claro se tiene el siguiente momento último, $M_u = 3,78ton - m$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85 f'_c b'}} = 2,183cm$$

$$\frac{c}{d} = \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,047$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 2,78cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,0025$$

Como $\frac{c}{d}$ es menor a 0,375, se declara la viga simplemente reforzada.

El ρ_{min} establecido por el Código Sísmico, tiene un valor de $\rho_{min} = 0,003$, por lo que el acero mínimo es, $A_{s-min} = 3,70cm^2$.

El mayor momento a los extremos es el siguiente, $M_u = 3,98ton - m$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85 f'_c b}} = 2,297cm$$

$$\frac{c}{d} = \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,049$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 2,93cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,0027$$

Como $\frac{c}{d}$ es menor a 0,375, se declara la viga simplemente reforzada.

El ρ_{min} establecido por el Código Sísmico, tiene un valor de $\rho_{min} = 0,004$, por lo que el acero mínimo es, $A_{s-min} = 3,90cm^2$.

Acero a colocar en el centro del claro
 $A_{s-inf} = 3,70cm^2$

Acero a colocar en los extremos del claro
 $A_{s-sup} = 3,90cm^2$

El Código Sísmico, limita la capacidad del momento positivo en los extremos a no menos de la mitad del momento negativo lo cual en este caso se cumple.

Además se debe contemplar que la capacidad de momento en cualquier parte de la viga no debe ser inferior al 25% en cualquier parte de la viga, que en este caso se cumple.

Diseño de acero para aros, cortante

Para el diseño por cortante, primero se deberá calcular la capacidad a flexión del elemento con el acero a utilizar. En la parte inferior se utilizarán $3,96cm^2$ de acero mientras en la parte superior $3,96cm^2$. Además se debe de tener en cuenta que

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E} = 0,0017$$

Para el momento positivo se tiene el siguiente cálculo para la determinación de la capacidad nominal de la viga.

$$a_M = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b} = 3,8810cm$$

$$f'_s = \varepsilon_s E_s = 599$$

$$M_{pr1} = A_s f_y (d - 0,5a) = 588123kg - cm$$

Para el momento negativo se tiene el siguiente cálculo para la determinación de la capacidad nominal de la viga.

$$a_M = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b} = 3,8810cm$$

$$f'_s = \varepsilon_s E_s = 599$$

$$M_{pr2} = A_s f_y (d - 0,5a) = 588123kg - cm$$

Con los dos valores anteriores de momentos (M_{pr1} y M_{pr2}), se puede obtener el cortante a utilizar.

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L - d} + V_{ug} = 15602kg$$

El cortante por sismo representa un 20,6 % del cortante total por lo que se tomará en cuenta el aporte del concreto.

El aporte del concreto para cortante está dado por las siguientes formulas:

$$V_{s,max} = 2,12\sqrt{f'_c}A_g = 36866,06kg$$

$$V_s^* = 1,1\sqrt{f'_c}A_g = 19128,62kg$$

$$V_{c-max} = 0,93\sqrt{f'_c}A_g = 16172,38kg$$

Al ser, $\frac{V_u \cdot d}{M_u} = 1,4591 > 1 \rightarrow$ se usa 1

$$V_{c1} = (0,5\sqrt{f'_c} + 1,75\rho\frac{V_u d}{M_u})bd = 9254,06kg$$

Esto debe ser menor a $V_{c,max}$ por lo que se utiliza el primer valor calculado.

Debido a que $V_e > \phi V_{c1}$ por lo que si se deben colocar aros de refuerzo

Se debe de tener en cuenta que $V_{s,min} = 2,90kg$ por lo que $V_{s1} = 11549kg$ Se debe considerar, además, que $V_{s1} < V_{s,max}$ por lo que se acepta y $V_{s1} < V_s^*$ indicando que se debe mantener S .

Se presentan las siguientes separaciones S , para aros en dos ramas.

$$S_3 = 18,93cm \text{ con Aros } \# 3$$

$$S_4 = 33,88cm \text{ con Aros } \# 4$$

$$S_5 = 52,52cm \text{ con Aros } \# 5$$

De las anteriores se escoge, $S_3 = 18,93cm$ con Aros # 3

Sin embargo, el espaciamiento se cambiará a 17,5cm, para una más fácil construcción.

Según el CSCR 02, la separación máxima es de $S_{max} = 15cm$. 12,7 Esta se logra, con dos ramas de la varilla # 3. Por lo que se cambiara el espaciamiento a 15 cm.

Se debe tener en cuenta que se debe de colocar un acero mínimo el cual corresponde a

$$A_{sh,min} = \frac{0,3sh_c f'_c}{F_{yh}} \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) = 2,30cm^2$$

Y se cuenta con la siguiente cantidad de acero,

$$A_{sh,colocado} = \frac{2l\phi_{var}}{s} = 14,74cm^2$$

Por lo que se mantiene el diseño brindado anteriormente.

Diseño de acero para aros, torsión

Umbral de la torsión $T_{u,ubral} = 25921kg - cm$ Como $T_{u,diseño}$ es menor que ϕT_u , pueden no considerarse los efectos de la torsión.

Diseño para la sección propuesta como Viga B3- 2

Del análisis final se obtuvieron los valores de Momentos y Cortante Últimos. Fueron obtenidos por medio de la envolvente de las combinaciones de carga del CSCR02, calculada por medio de SAP2000.

$$\begin{aligned} M_{u,centro} &= 3,211ton - m \\ M_{u,extremo} &= 4,836ton - m \\ V_{u,centro} &= 3,075ton \\ V_{u,extremo} &= 3,237ton \\ T_u &= 0,021ton \end{aligned}$$

Se tiene una sección propuesta de 60 x 20 cm, además tiene una longitud de 2,45 m.

Características de la sección

$h = 60cm$	$b = 20cm$
Centro	Extremos
$rec. = 5cm$	$rec. = 5cm$
$d' = 5cm$	$d' = 5cm$
$d = 55cm$	$d = 55cm$

Prop. de la sección	Def. de materiales
$A_{cp} = 1200cm^2$	$f'_c = 210kg/cm^2$
$P_{cp} = 160cm$	$\epsilon_{cu} = 0,003$
$A_{oh} = 750cm^2$	$f_y = 2800kg/cm^2$
$P_h = 130cm$	$\epsilon_y = 0,001$
	$\beta_1 = 0,85$
	$\rho_b = 0,037514423$

Diseño de acero principal

En el centro del claro se tiene el siguiente momento último, $M_u = 3,21ton - m$

$$\begin{aligned} a &= d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85f'_c b}} = 1,848cm \\ \frac{c}{d} &= \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,040 \\ A_s &= \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 2,36cm^2 \end{aligned}$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,0021$$

Como $\frac{c}{d}$ es menor a 0,375, se declara la viga simplemente reforzada.

El ρ_{min} establecido por el Código Sísmico, tiene un valor de $\rho_{min} = 0,003$, por lo que el acero mínimo es, $A_{s-min} = 3,13cm^2$.

El mayor momento a los extremos es el siguiente, $M_u = 4,84ton - m$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85 f'_c b}} = 2,808cm$$

$$\frac{c}{d} = \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,060$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 3,58cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,0033$$

Como $\frac{c}{d}$ es menor a 0,375, se declara la viga simplemente reforzada.

El ρ_{min} establecido por el Código Sísmico, tiene un valor de $\rho_{min} = 0,004$, por lo que el acero mínimo es, $A_{s-min} = 4,76cm^2$.

Acero a colocar en el centro del claro
 $A_{s-inf} = 3,13cm^2$

Acero a colocar en los extremos del claro
 $A_{s-sup} = 4,76cm^2$

El Código Sísmico, limita la capacidad del momento positivo en los extremos a no menos de la mitad del momento negativo lo cual en este caso se cumple.

Además se debe contemplar que la capacidad de momento en cualquier parte de la viga no debe ser inferior al 25% en cualquier parte de la viga, que en este caso se cumple.

Diseño de acero para aros, cortante

Para el diseño por cortante, primero se deberá calcular la capacidad a flexión del elemento con el acero a utilizar. En la parte inferior se utilizarán $3,96cm^2$ de acero mientras en la parte superior $5,70cm^2$. Además se debe de tener en cuenta que

$$\varepsilon_y = \frac{fy}{E} = 0,0017$$

Para el momento positivo se tiene el siguiente cálculo para la determinación de la capacidad nominal de la viga.

$$a_{M+} = \frac{(A_s - A'_s)fy}{0,85 f'_c b} = 1,7077cm$$

$$\varepsilon'_s = \frac{\varepsilon_{cu}(a - \beta_1 d')}{a} = 0,0045$$

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{cu}(\beta_1 d - a)}{a} = 0,0791$$

Dado que $\varepsilon_y > \varepsilon_s$ y $\varepsilon_y > \varepsilon'_s$ se tiene el caso 3 .

$$M_{pr1} = 0,85 f'_c b a (d - 0,5a) + A'_s f_y (d - d') = 1128157kg - cm$$

Para el momento negativo se tiene el siguiente cálculo para la determinación de la capacidad nominal de la viga.

$$a_{M+} = \frac{(A_s - A'_s)fy}{0,85 f'_c b} = 1,7077cm$$

$$\varepsilon'_s = \frac{\varepsilon_{cu}(a - \beta_1 d')}{a} = 0,0045$$

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{cu}(\beta_1 d - a)}{a} = 0,0791$$

Dado que $\varepsilon_y > \varepsilon_s$ y $\varepsilon_y > \varepsilon'_s$ se tiene el caso 3 .

$$M_{pr2} = 0,85 f'_c b a (d - 0,5a) + A'_s f_y (d - d') = 554211kg - cm$$

Con los dos valores anteriores de momentos (M_{pr1} y M_{pr2}), se puede obtener el cortante a utilizar.

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L - d} + V_{ug} = 12330kg$$

El cortante por sismo representa un 26,2% del cortante total por lo que se tomará en cuenta el aporte del concreto.

El aporte del concreto para cortante está dado por las siguientes formulas:

$$V_{s,max} = 2,12 \sqrt{f'_c} A_g = 36866,06kg$$

$$V_s^* = 1,1 \sqrt{f'_c} A_g = 19128,62kg$$

$$V_{c-max} = 0,93 \sqrt{f'_c} A_g = 16172,38kg$$

Al ser, $\frac{V_u^* d}{M_u} = 0,6011 < 1 \rightarrow$ se usa este valor

$$V_{c1} = (0,5 \sqrt{f'_c} + 1,75 \rho \frac{V_u d}{M_u}) b d = 9105,75kg$$

Esto debe ser menor a $V_{c,max}$ por lo que se utiliza el primer valor calculado.

Debido a que $V_e > \phi V_{c1}$ por lo que si se deben colocar aros de refuerzo

Se debe de tener en cuenta que $V_{s,min} = 2,90kg$ por lo que $V_{s1} = 7335kg$ Se debe considerar, además, que $V_{s1} < V_{s,max}$ por lo que se acepta y $V_{s1} < V_s^*$ indicando que se debe mantener S .

Se presentan las siguientes separaciones S , para aros en dos ramas.

- $S_3 = 29,80cm$ con Aros # 3
- $S_4 = 53,35cm$ con Aros # 4
- $S_5 = 82,69cm$ con Aros # 5

De las anteriores se escoge, $S_3 = 29,80cm$ con Aros # 3

Sin embargo, el espaciamiento se cambiará a $27,5cm$, para una más fácil construcción.

Según el CSCR 02, la separación máxima es de $S_{max} = 15cm$. 12,7 Esta se logra, con dos ramas de la varilla # 3. Por lo que se cambiara el espaciamiento a $15cm$.

Se debe tener en cuenta que se debe de colocar un acero mínimo el cual corresponde a

$$A_{sh,min} = \frac{0,3sh_c f'_c}{F_y h} \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) = 2,30cm^2$$

Y se cuenta con la siguiente cantidad de acero,

$$A_{sh,colocado} = \frac{2l\phi_{var}}{s} = 23,29cm^2$$

Por lo que se mantiene el diseño brindado anteriormente.

Diseño de acero para aros, torsión

Umbral de la torsión $T_{u,ubral} = 25921kg - cm$ Como $T_{u,diseño}$ es menor que ϕT_u , pueden no considerarse los efectos de la torsión.

Diseño para la sección propuesta como Viga B3- 3

Del análisis final se obtuvieron los valores de Momentos y Cortante Últimos. Fueron obtenidos por medio de la envolvente de las combinaciones de carga del CSCR02, calculada por medio de SAP2000.

$$\begin{aligned} M_{u,centro} &= 2,935ton - m \\ M_{u,extremo} &= 4,836ton - m \\ V_{u,centro} &= 2,951ton \\ V_{u,extremo} &= 3,106ton \\ T_u &= 0,016ton \end{aligned}$$

Se tiene una sección propuesta de $60 \times 20cm$ además tiene una longitud de $5,65m$.

Características de la sección

$h = 60cm$	$b = 20cm$
Centro	Extremos
$rec. = 5cm$	$rec. = 5cm$
$d' = 5cm$	$d' = 5cm$
$d = 55cm$	$d = 55cm$

Prop. de la sección Def. de materiales

$A_{cp} = 1200cm^2$	$f'_c = 210kg/cm^2$
$P_{cp} = 160cm$	$\epsilon_{cu} = 0,003$
$A_{oh} = 750cm^2$	$f_y = 2800kg/cm^2$
$P_h = 130cm$	$\epsilon_y = 0,001$
	$\beta_1 = 0,85$
	$\rho_b = 0,037514423$

Diseño de acero principal

En el centro del claro se tiene el siguiente momento último, $M_u = 2,93ton - m$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85 f'_c b}} = 1,687cm$$

$$\frac{c}{d} = \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,036$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 2,15cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,0020$$

Como $\frac{c}{d}$ es menor a $0,375$, se declara la viga simplemente reforzada.

El ρ_{min} establecido por el Código Sísmico, tiene un valor de $\rho_{min} = 0,003$, por lo que el acero mínimo es, $A_{s-min} = 2,86cm^2$.

El mayor momento a los extremos es el siguiente, $M_u = 4,84ton - m$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85 f'_c b}} = 2,808cm$$

$$\frac{c}{d} = \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,060$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 3,58cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,0033$$

Como $\frac{c}{d}$ es menor a 0,375, se declara la viga simplemente reforzada.

El ρ_{min} establecido por el Código Sísmico, tiene un valor de $\rho_{min} = 0,004$, por lo que el acero mínimo es, $A_{s-min} = 4,76cm^2$.

Acero a colocar en el centro del claro
 $A_{s-inf} = 2,86cm^2$

Acero a colocar en los extremos del claro
 $A_{s-sup} = 4,76cm^2$

El Código Sísmico, limita la capacidad del momento positivo en los extremos a no menos de la mitad del momento negativo lo cual en este caso se cumple.

Además se debe contemplar que la capacidad de momento en cualquier parte de la viga no debe ser inferior al 25 % en cualquier parte de la viga, que en este caso se cumple.

Diseño de acero para aros, cortante

Para el diseño por cortante, primero se deberá calcular la capacidad a flexión del elemento con el acero a utilizar. En la parte inferior se utilizarán $3,96cm^2$ de acero mientras en la parte superior $5,70cm^2$. Además se debe de tener en cuenta que

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E} = 0,0017$$

Para el momento positivo se tiene el siguiente cálculo para la determinación de la capacidad nominal de la viga.

$$a_{M+} = \frac{(A_s - A'_s)f_y}{0,85f'_cb} = 1,7077cm$$

$$\varepsilon'_s = \frac{\varepsilon_{cu}(a - \beta_1 d')}{a} = 0,0045$$

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{cu}(\beta_1 d - a)}{a} = 0,0791$$

Dado que $\varepsilon_y > \varepsilon_s$ y $\varepsilon_y > \varepsilon'_s$ se tiene el caso 3 .

$$M_{pr1} = 0,85f'_c b a (d - 0,5a) + A'_s f_y (d - d') = 1128157kg - cm$$

Para el momento negativo se tiene el siguiente cálculo para la determinación de la capacidad nominal de la viga.

$$a_{M+} = \frac{(A_s - A'_s)f_y}{0,85f'_cb} = 1,7077cm$$

$$\varepsilon'_s = \frac{\varepsilon_{cu}(a - \beta_1 d')}{a} = 0,0045$$

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{cu}(\beta_1 d - a)}{a} = 0,0791$$

Dado que $\varepsilon_y > \varepsilon_s$ y $\varepsilon_y > \varepsilon'_s$ se tiene el caso 3 .

$$M_{pr2} = 0,85f'_c b a (d - 0,5a) + A'_s f_y (d - d') = 554211kg - cm$$

Con los dos valores anteriores de momentos (M_{pr1} y M_{pr2}), se puede obtener el cortante a utilizar.

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L - d} + V_{ug} = 6437kg$$

El cortante por sismo representa un 48,2 % del cortante total por lo que se tomará en cuenta el aporte del concreto.

El aporte del concreto para cortante está dado por las siguientes formulas:

$$V_{s,max} = 2,12\sqrt{f'_c}A_g = 36866,06kg$$

$$V_s^* = 1,1\sqrt{f'_c}A_g = 19128,62kg$$

$$V_{c-max} = 0,93\sqrt{f'_c}A_g = 16172,38kg$$

Al ser, $\frac{V_u \cdot d}{M_u} = 0,3138 < 1 \rightarrow$ se usa este valor

$$V_{c1} = (0,5\sqrt{f'_c} + 1,75\rho\frac{V_u d}{M_u})bd = 8909,36kg$$

Esto debe ser menor a $V_{c,max}$ por lo que se utiliza el primer valor calculado.

Debido a que $V_e < \phi V_{c1}$ por lo que no se deben colocar aros de refuerzo

Se debe de tener en cuenta que $V_{s,min} = 2,90kg$ por lo que $V_{s1} = 3kg$ Se debe considerar, además, que $V_{s1} < V_{s,max}$ por lo que se acepta y $V_{s1} < V_s^*$ indicando que se debe mantener S .

Se presentan las siguientes separaciones S , para aros en dos ramas.

$$S_3 = 75426,3cm \text{ con Aros \# 3}$$

$$S_4 = 135008,4cm \text{ con Aros \# 4}$$

$$S_5 = 209263,5cm \text{ con Aros \# 5}$$

De las anteriores se escoge, $S_3 = 75426,26\text{cm}$ con Aros # 3

Sin embargo, el espaciamiento se cambiará a 75425cm , para una más fácil construcción.

Según el CSCR 02, la separación máxima es de $S_{max} = 30\text{cm}$. 12,7 Esta se logra, con dos ramas de la varilla # 3. Por lo que se cambiara el espaciamiento a 30 cm.

Se debe tener en cuenta que se debe de colocar un acero mínimo el cual corresponde a

$$A_{sh,min} = \frac{0,3sh_c f'_c}{F_{yh}} \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) = 4,60\text{cm}^2$$

Y se cuenta con la siguiente cantidad de acero,

$$A_{sh,colocado} = \frac{2l\phi_{var}}{s} = 26,86\text{cm}^2$$

Por lo que se mantiene el diseño brindado anteriormente.

Diseño de acero para aros, torsión

Umbral de la torsión $T_{u,ubral} = 25921\text{kg} - \text{cm}$ Como $T_{u,diseño}$ es menor que ϕT_u , pueden no considerarse los efectos de la torsión.

Diseño para la sección propuesta como Viga B3- 4

Del análisis final se obtuvieron los valores de Momentos y Cortante Últimos. Fueron obtenidos por medio de la envolvente de las combinaciones de carga del CSCR02, calculada por medio de SAP2000.

$$\begin{aligned} M_{u,centro} &= 1,825\text{ton} - m \\ M_{u,extremo} &= 2,627\text{ton} - m \\ V_{u,centro} &= 1,825\text{ton} \\ V_{u,extremo} &= 2,020\text{ton} \\ T_u &= 0,029\text{ton} \end{aligned}$$

Se tiene una sección propuesta de 60 x 20 cm, además tiene una longitud de 0,85 m.

Características de la sección

$h = 60\text{cm}$	$b = 20\text{cm}$
Centro	Extremos
$rec. = 5\text{cm}$	$rec. = 5\text{cm}$
$d' = 5\text{cm}$	$d' = 5\text{cm}$
$d = 55\text{cm}$	$d = 55\text{cm}$

Prop. de la sección	Def. de materiales
$A_{cp} = 1200\text{cm}^2$	$f'_c = 210\text{kg}/\text{cm}^2$
$P_{cp} = 160\text{cm}$	$\varepsilon_{cu} = 0,003$
$A_{oh} = 750\text{cm}^2$	$f_y = 2800\text{kg}/\text{cm}^2$
$P_h = 130\text{cm}$	$\varepsilon_y = 0,001$
	$\beta_1 = 0,85$
	$\rho_b = 0,037514423$

Diseño de acero principal

En el centro del claro se tiene el siguiente momento último, $M_u = 1,82\text{ton} - m$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85 f'_c b}} = 1,042\text{cm}$$

$$\frac{c}{d} = \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,022$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 1,33\text{cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,0012$$

Como $\frac{c}{d}$ es menor a 0,375, se declara la viga simplemente reforzada.

El ρ_{min} establecido por el Código Sísmico, tiene un valor de $\rho_{min} = 0,002$, por lo que el acero mínimo es, $A_{s-min} = 1,77\text{cm}^2$.

El mayor momento a los extremos es el siguiente, $M_u = 2,63\text{ton} - m$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85 f'_c b}} = 1,507\text{cm}$$

$$\frac{c}{d} = \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,032$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 1,92\text{cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,0017$$

Como $\frac{c}{d}$ es menor a 0,375, se declara la viga simplemente reforzada.

El ρ_{min} establecido por el Código Sísmico, tiene un valor de $\rho_{min} = 0,002$, por lo que el acero mínimo es, $A_{s-min} = 2,56cm^2$.

Acero a colocar en el centro del claro

$$A_{s-inf} = 1,77cm^2$$

Acero a colocar en los extremos del claro

$$A_{s-sup} = 2,56cm^2$$

El Código Sísmico, limita la capacidad del momento positivo en los extremos a no menos de la mitad del momento negativo lo cual en este caso se cumple.

Además se debe contemplar que la capacidad de momento en cualquier parte de la viga no debe ser inferior al 25 % en cualquier parte de la viga, que en este caso se cumple.

Diseño de acero para aros, cortante

Para el diseño por cortante, primero se deberá calcular la capacidad a flexión del elemento con el acero a utilizar. En la parte inferior se utilizarán $2,53cm^2$ de acero mientras en la parte superior $3,96cm^2$. Además se debe de tener en cuenta que

$$\varepsilon_y = \frac{fy}{E} = 0,0017$$

Para el momento positivo se tiene el siguiente cálculo para la determinación de la capacidad nominal de la viga.

$$a_{M+} = \frac{(A_s - A'_s)fy}{0,85f'_c b} = 1,3972cm$$

$$\varepsilon'_s = \frac{\varepsilon_{cu}(a - \beta_1 d')}{a} = 0,0061$$

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{cu}(\beta_1 d - a)}{a} = 0,0974$$

Dado que $\varepsilon_y > \varepsilon_s$ y $\varepsilon_y > \varepsilon'_s$ se tiene el caso 3 .

$$M_{pr1} = 0,85f'_c b a (d - 0,5a) + A'_s f_y (d - d') = 825061kg-cm$$

Para el momento negativo se tiene el siguiente cálculo para la determinación de la capacidad nominal de la viga.

$$a_{M+} = \frac{(A_s - A'_s)fy}{0,85f'_c b} = 1,3972cm$$

$$\varepsilon'_s = \frac{\varepsilon_{cu}(a - \beta_1 d')}{a} = 0,0061$$

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{cu}(\beta_1 d - a)}{a} = 0,0974$$

Dado que $\varepsilon_y > \varepsilon_s$ y $\varepsilon_y > \varepsilon'_s$ se tiene el caso 3 .

$$M_{pr2} = 0,85f'_c b a (d - 0,5a) + A'_s f_y (d - d') = 354695kg-cm$$

Con los dos valores anteriores de momentos (M_{pr1} y M_{pr2}), se puede obtener el cortante a utilizar.

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L - d} + V_{ug} = 49210kg$$

El cortante por sismo representa un 4,1 % del cortante total por lo que se tomará en cuenta el aporte del concreto.

El aporte del concreto para cortante está dado por las siguientes formulas:

$$V_{s,max} = 2,12\sqrt{f'_c} A_g = 36866,06kg$$

$$V_s^* = 1,1\sqrt{f'_c} A_g = 19128,62kg$$

$$V_{c-max} = 0,93\sqrt{f'_c} A_g = 16172,38kg$$

Al ser, $\frac{V_u \cdot d}{M_u} = 3,2805 > 1 \rightarrow$ se usa 1

$$V_{c1} = (0,5\sqrt{f'_c} + 1,75\rho \frac{V_u d}{M_u})bd = 9061,76kg$$

Esto debe ser menor a $V_{c,max}$ por lo que se utiliza el primer valor calculado.

Debido a que $V_e > \phi V_{c1}$ por lo que si se deben colocar aros de refuerzo

Se debe de tener en cuenta que $V_{s,min} = 2,90kg$ por lo que $V_{s1} = 56552kg$ Se debe considerar, además, que $V_{s1} > V_{s,max}$ por lo que se rechaza y $V_{s1} > V_s^*$ indicando que se debe reducir a la mitad S .

Se presentan las siguientes separaciones S , para aros en dos ramas.

$$S_3 = 3,87cm \text{ con Aros \# 3}$$

$$S_4 = 6,92cm \text{ con Aros \# 4}$$

$$S_5 = 10,72cm \text{ con Aros \# 5}$$

De las anteriores se escoge, $S_4 = 6,92cm$ con Aros # 4

Sin embargo, el espaciamiento se cambiará a $5cm$, para una más fácil construcción.

Según el CSCR 02, la separación máxima es de $S_{max} = 15cm$. 12,7 Esta se logra, con dos ramas de la varilla # 3. Por lo que se mantendrá la primera separación de $5cm$.

Se debe tener en cuenta que se debe de colocar un acero mínimo el cual corresponde a

$$A_{sh,min} = \frac{0,3sh_c f'_c}{F_{yh}} \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) = 2,30cm^2$$

Y se cuenta con la siguiente cantidad de acero,

$$A_{sh,colocado} = \frac{2l\phi_{var}}{s} = 43,08cm^2$$

Por lo que se mantiene el diseño brindado anteriormente.

Diseño de acero para aros, torsión

Umbral de la torsión $T_{u,ubral} = 25921kg - cm$ Como $T_{u,diseño}$ es menor que ϕT_u , pueden no considerarse los efectos de la torsión.

Diseño para la sección propuesta como Viga B1- 5

Del análisis final se obtuvieron los valores de Momentos y Cortante Últimos. Fueron obtenidos por medio de la envolvente de las combinaciones de carga del *CSCR02*, calculada por medio de *SAP2000*.

$$\begin{aligned} M_{u,centro} &= 2,890ton - m \\ M_{u,extremo} &= 4,353ton - m \\ V_{u,centro} &= 2,767ton \\ V_{u,extremo} &= 2,913ton \\ T_u &= 0,019ton \end{aligned}$$

Se tiene una sección propuesta de 40 x 20 cm, además tiene una longitud de 2,45 m.

Características de la sección

$$\begin{array}{ll} h = 40cm & b = 20cm \\ \text{Centro} & \text{Extremos} \\ rec. = 5cm & rec. = 5cm \\ d' = 5cm & d' = 5cm \\ d = 35cm & d = 35cm \end{array}$$

Prop. de la sección	Def. de materiales
$A_{cp} = 800cm^2$	$f'_c = 210kg/cm^2$
$P_{cp} = 120cm$	$\epsilon_{cu} = 0,003$
$A_{oh} = 450cm^2$	$f_y = 2800kg/cm^2$
$P_h = 90cm$	$\epsilon_y = 0,001$
	$\beta_1 = 0,85$
	$\rho_b = 0,037514423$

Diseño de acero principal

En el centro del claro se tiene el siguiente momento último, $M_u = 2,89ton - m$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85 f'_c b}} = 2,672cm$$

$$\frac{c}{d} = \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,090$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 3,41cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,0049$$

Como $\frac{c}{d}$ es menor a 0,375, se declara la viga simplemente reforzada.

El ρ_{min} establecido por el Código Sísmico, tiene un valor de $\rho_{min} = 0,005$, por lo que el acero mínimo es, $A_{s-min} = 3,50cm^2$.

El mayor momento a los extremos es el siguiente, $M_u = 4,35ton - m$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85 f'_c b}} = 4,112cm$$

$$\frac{c}{d} = \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,138$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 5,24cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,0075$$

Como $\frac{c}{d}$ es menor a 0,375, se declara la viga simplemente reforzada.

El ρ_{min} establecido por el Código Sísmico, tiene un valor de $\rho_{min} = 0,005$, por lo que el acero mínimo es, $A_{s-min} = 3,50cm^2$.

Acero a colocar en el centro del claro

$$A_{s-inf} = 3,50cm^2$$

Acero a colocar en los extremos del claro

$$A_{s-sup} = 5,24cm^2$$

El Código Sísmico, limita la capacidad del momento positivo en los extremos a no menos de la mitad del momento negativo lo cual en este caso se cumple.

Además se debe contemplar que la capacidad de momento en cualquier parte de la viga no debe ser inferior al 25 % en cualquier parte de la viga, que en este caso se cumple.

Diseño de acero para aros, cortante

Para el diseño por cortante, primero se deberá calcular la capacidad a flexión del elemento con el acero a utilizar. En la parte inferior se utilizarán $3,96\text{cm}^2$ de acero mientras en la parte superior $5,70\text{cm}^2$. Además se debe de tener en cuenta que

$$\varepsilon_y = \frac{fy}{E} = 0,0017$$

Para el momento positivo se tiene el siguiente cálculo para la determinación de la capacidad nominal de la viga.

$$a_{M+} = \frac{(A_s - A'_s)fy}{0,85f'_c b} = 1,7077\text{cm}$$

$$\varepsilon'_s = \frac{\varepsilon_{cu}(a - \beta_1 d')}{a} = 0,0045$$

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{cu}(\beta_1 d - a)}{a} = 0,0493$$

Dado que $\varepsilon_y > \varepsilon_s$ y $\varepsilon_y > \varepsilon'_s$ se tiene el caso 3 .

$$M_{pr1} = 0,85f'_c b a (d - 0,5a) + A'_s f_y (d - d') = 687005\text{kg-cm}$$

Para el momento negativo se tiene el siguiente cálculo para la determinación de la capacidad nominal de la viga.

$$a_{M+} = \frac{(A_s - A'_s)fy}{0,85f'_c b} = 1,7077\text{cm}$$

$$\varepsilon'_s = \frac{\varepsilon_{cu}(a - \beta_1 d')}{a} = 0,0045$$

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{cu}(\beta_1 d - a)}{a} = 0,0493$$

Dado que $\varepsilon_y > \varepsilon_s$ y $\varepsilon_y > \varepsilon'_s$ se tiene el caso 3 .

$$M_{pr2} = 0,85f'_c b a (d - 0,5a) + A'_s f_y (d - d') = 332527\text{kg-cm}$$

Con los dos valores anteriores de momentos (M_{pr1} y M_{pr2}), se puede obtener el cortante a utilizar.

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L - d} + V_{ug} = 7886\text{kg}$$

El cortante por sismo representa un 36,9 % del cortante total por lo que se tomará en cuenta el aporte del concreto.

El aporte del concreto para cortante está dado por las siguientes formulas:

$$V_{s,max} = 2,12\sqrt{f'_c}A_g = 36866,06\text{kg}$$

$$V_s^* = 1,1\sqrt{f'_c}A_g = 19128,62\text{kg}$$

$$V_{c-max} = 0,93\sqrt{f'_c}A_g = 16172,38\text{kg}$$

Al ser, $\frac{V_u^* \cdot d}{M_u} = 0,4018 < 1 \rightarrow$ se usa este valor

$$V_{c1} = (0,5\sqrt{f'_c} + 1,75\rho\frac{V_u d}{M_u})bd = 6217,83\text{kg}$$

Esto debe ser menor a $V_{c,max}$ por lo que se utiliza el primer valor calculado.

Debido a que $V_e < \phi V_{c1}$ por lo que no se deben colocar aros de refuerzo

Se debe de tener en cuenta que $V_{s,min} = 2,90\text{kg}$ por lo que $V_{s1} = 3\text{kg}$ Se debe considerar, además, que $V_{s1} < V_{s,max}$ por lo que se acepta y $V_{s1} < V_s^*$ indicando que se debe mantener S .

Se presentan las siguientes separaciones S , para aros en dos ramas.

$$S_3 = 47998,5\text{cm con Aros \# 3}$$

$$S_4 = 85914,5\text{cm con Aros \# 4}$$

$$S_5 = 133167,7\text{cm con Aros \# 5}$$

De las anteriores se escoge, $S_3 = 47998,53\text{cm}$ con Aros # 3

Sin embargo, el espaciamiento se cambiará a $47997,5\text{cm}$, para una más fácil construcción.

Según el CSCR 02, la separación máxima es de $S_{max} = 20\text{cm}$. 12,7 Esta se logra, con dos ramas de la varilla # 3. Por lo que se cambiara el espaciamiento a 20 cm.

Se debe tener en cuenta que se debe de colocar un acero mínimo el cual corresponde a

$$A_{sh,min} = \frac{0,3sh_c f'_c}{F_{yh}} \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) = 3,54\text{cm}^2$$

Y se cuenta con la siguiente cantidad de acero,

$$A_{sh,colocado} = \frac{2l\phi_{var}}{s} = 17,47\text{cm}^2$$

Por lo que se mantiene el diseño brindado anteriormente.

Diseño de acero para aros, torsión

Umbral de la torsión $T_{u,ubral} = 23663\text{kg-cm}$ Como $T_{u,diseño}$ es menor que ϕT_u , pueden no considerarse los efectos de la torsión.

Diseño para la sección propuesta como Viga B1- 6

Del análisis final se obtuvieron los valores de Momentos y Cortante Últimos. Fueron obtenidos por medio de la envolvente de las combinaciones de carga del *CSCR02*, calculada por medio de *SAP2000*.

$$\begin{aligned} M_{u,centro} &= 2,641ton - m \\ M_{u,extremo} &= 4,353ton - m \\ V_{u,centro} &= 2,655ton \\ V_{u,extremo} &= 2,795ton \\ T_u &= 0,015ton \end{aligned}$$

Se tiene una sección propuesta de 40 x 20 cm, además tiene una longitud de 5,65 m.

Características de la sección

$$\begin{array}{ll} h = 40cm & b = 20cm \\ \text{Centro} & \text{Extremos} \\ rec. = 5cm & rec. = 5cm \\ d' = 5cm & d' = 5cm \\ d = 35cm & d = 35cm \end{array}$$

Prop. de la sección	Def. de materiales
$A_{cp} = 800cm^2$	$f'_c = 210kg/cm^2$
$P_{cp} = 120cm$	$\varepsilon_{cu} = 0,003$
$A_{oh} = 450cm^2$	$f_y = 2800kg/cm^2$
$P_h = 90cm$	$\varepsilon_y = 0,001$
	$\beta_1 = 0,85$
	$\rho_b = 0,037514423$

Diseño de acero principal

En el centro del claro se tiene el siguiente momento último, $M_u = 2,64ton - m$

$$\begin{aligned} a &= d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85 f'_c b'}} = 2,433cm \\ \frac{c}{d} &= \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,082 \\ A_s &= \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 3,10cm^2 \\ \rho &= \frac{A_s}{bd} = 0,0044 \end{aligned}$$

Como $\frac{c}{d}$ es menor a 0,375, se declara la viga simplemente reforzada.

El ρ_{min} establecido por el Código Sísmico, tiene un valor de $\rho_{min} = 0,005$, por lo que el acero mínimo es, $A_{s-min} = 3,50cm^2$.

El mayor momento a los extremos es el siguiente, $M_u = 4,35ton - m$

$$\begin{aligned} a &= d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85 f'_c b}} = 4,112cm \\ \frac{c}{d} &= \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,138 \\ A_s &= \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 5,24cm^2 \\ \rho &= \frac{A_s}{bd} = 0,0075 \end{aligned}$$

Como $\frac{c}{d}$ es menor a 0,375, se declara la viga simplemente reforzada.

El ρ_{min} establecido por el Código Sísmico, tiene un valor de $\rho_{min} = 0,005$, por lo que el acero mínimo es, $A_{s-min} = 3,50cm^2$.

Acero a colocar en el centro del claro

$$A_{s-inf} = 3,50cm^2$$

Acero a colocar en los extremos del claro

$$A_{s-sup} = 5,24cm^2$$

El Código Sísmico, limita la capacidad del momento positivo en los extremos a no menos de la mitad del momento negativo lo cual en este caso se cumple.

Además se debe contemplar que la capacidad de momento en cualquier parte de la viga no debe ser inferior al 25% en cualquier parte de la viga, que en este caso se cumple.

Diseño de acero para aros, cortante

Para el diseño por cortante, primero se deberá calcular la capacidad a flexión del elemento con el acero a utilizar. En la parte inferior se utilizarán $3,96cm^2$ de acero mientras en la parte superior $5,70cm^2$. Además se debe de tener en cuenta que

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E} = 0,0017$$

Para el momento positivo se tiene el siguiente cálculo para la determinación de la capacidad nominal de la viga.

$$a_{M+} = \frac{(A_s - A'_s) f_y}{0,85 f'_c b} = 1,7077cm$$

$$\varepsilon'_s = \frac{\varepsilon_{cu}(a - \beta_1 d')}{a} = 0,0045$$

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{cu}(\beta_1 d - a)}{a} = 0,0493$$

Dado que $\varepsilon_y > \varepsilon_s$ y $\varepsilon_y > \varepsilon'_s$ se tiene el caso 3 .

$$M_{pr1} = 0,85 f'_c b a (d - 0,5a) + A'_s f_y (d - d') = 687005 \text{ kg-cm}$$

Para el momento negativo se tiene el siguiente cálculo para la determinación de la capacidad nominal de la viga.

$$a_{M+} = \frac{(A_s - A'_s) f_y}{0,85 f'_c b} = 1,7077 \text{ cm}$$

$$\varepsilon'_s = \frac{\varepsilon_{cu}(a - \beta_1 d')}{a} = 0,0045$$

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{cu}(\beta_1 d - a)}{a} = 0,0493$$

Dado que $\varepsilon_y > \varepsilon_s$ y $\varepsilon_y > \varepsilon'_s$ se tiene el caso 3 .

$$M_{pr2} = 0,85 f'_c b a (d - 0,5a) + A'_s f_y (d - d') = 332527 \text{ kg-cm}$$

Con los dos valores anteriores de momentos (M_{pr1} y M_{pr2}), se puede obtener el cortante a utilizar.

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L - d} + V_{ug} = 4737 \text{ kg}$$

El cortante por sismo representa un 59,0% del cortante total por lo que no se tomará en cuenta el aporte del concreto.

Se presentan las siguientes separaciones S , para aros en dos ramas.

$$S_3 = 29,37 \text{ cm con Aros \# 3}$$

$$S_4 = 52,56 \text{ cm con Aros \# 4}$$

$$S_5 = 81,47 \text{ cm con Aros \# 5}$$

De las anteriores se escoge, $S_3 = 29,37 \text{ cm}$ con Aros # 3

Sin embargo, el espaciamiento se cambiará a $27,5 \text{ cm}$, para una más fácil construcción.

Según el CSCR 02, la separación máxima es de $S_{max} = 10 \text{ cm}$. Esta se logra, con dos ramas de la varilla # 3. Por lo que se cambiara el espaciamiento a 10 cm .

Diseño de acero para aros, torsión

Umbral de la torsión $T_{u,ubral} = 23663 \text{ kg-cm}$ Como $T_{u,diseño}$ es menor que ϕT_u , pueden no considerarse los efectos de la torsión.

Diseño para la sección propuesta como Viga B3- 7

Del análisis final se obtuvieron los valores de Momentos y Cortante Últimos. Fueron obtenidos por medio de la envolvente de las combinaciones de carga del CSCR02, calculada por medio de SAP2000.

$$\begin{aligned} M_{u,centro} &= 1,820 \text{ ton-m} \\ M_{u,extremo} &= 1,986 \text{ ton-m} \\ V_{u,centro} &= 1,986 \text{ ton} \\ V_{u,extremo} &= 1,650 \text{ ton} \\ T_u &= -0,068 \text{ ton} \end{aligned}$$

Se tiene una sección propuesta de $50 \times 20 \text{ cm}$, además tiene una longitud de 6 m .

Características de la sección

$h = 50 \text{ cm}$	$b = 20 \text{ cm}$
Centro	Extremos
$rec. = 5 \text{ cm}$	$rec. = 5 \text{ cm}$
$d' = 5 \text{ cm}$	$d' = 5 \text{ cm}$
$d = 45 \text{ cm}$	$d = 45 \text{ cm}$

Prop. de la sección	Def. de materiales
$A_{cp} = 1000 \text{ cm}^2$	$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
$P_{cp} = 140 \text{ cm}$	$\varepsilon_{cu} = 0,003$
$A_{oh} = 600 \text{ cm}^2$	$f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$
$P_h = 110 \text{ cm}$	$\varepsilon_y = 0,001$
	$\beta_1 = 0,85$
	$\rho_b = 0,037514423$

Diseño de acero principal

En el centro del claro se tiene el siguiente momento último, $M_u = 1,82 \text{ ton-m}$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85 f'_c b}} = 1,277 \text{ cm}$$

$$\frac{c}{d} = \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,033$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,0018$$

Como $\frac{c}{d}$ es menor a 0,375, se declara la viga simplemente reforzada.

El ρ_{min} establecido por el Código Sísmico, tiene un valor de $\rho_{min} = 0,002$, por lo que el acero mínimo es, $A_{s-min} = 2,17cm^2$.

El mayor momento a los extremos es el siguiente, $M_u = 1,99ton - m$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85 f'_c b}} = 1,395cm$$

$$\frac{c}{d} = \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,036$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 1,78cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,0020$$

Como $\frac{c}{d}$ es menor a 0,375, se declara la viga simplemente reforzada.

El ρ_{min} establecido por el Código Sísmico, tiene un valor de $\rho_{min} = 0,003$, por lo que el acero mínimo es, $A_{s-min} = 2,37cm^2$.

Acero a colocar en el centro del claro
 $A_{s-inf} = 2,17cm^2$

Acero a colocar en los extremos del claro
 $A_{s-sup} = 2,37cm^2$

El Código Sísmico, limita la capacidad del momento positivo en los extremos a no menos de la mitad del momento negativo lo cual en este caso se cumple.

Además se debe contemplar que la capacidad de momento en cualquier parte de la viga no debe ser inferior al 25% en cualquier parte de la viga, que en este caso se cumple.

Diseño de acero para aros, cortante

Para el diseño por cortante, primero se deberá calcular la capacidad a flexión del elemento con el acero a utilizar. En la parte inferior se utilizarán $2,53cm^2$ de acero mientras en la parte superior $2,53cm^2$. Además se debe de tener en cuenta que

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E} = 0,0017$$

Para el momento positivo se tiene el siguiente cálculo para la determinación de la capacidad nominal de la viga.

$$a_M = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b} = 2,4839cm$$

$$M_{pr1} = A_s f_y (d - 0,5a) = 310416kg - cm$$

Para el momento negativo se tiene el siguiente cálculo para la determinación de la capacidad nominal de la viga.

$$a_M = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b} = 2,4839cm$$

$$M_{pr2} = A_s f_y (d - 0,5a) = 310416kg - cm$$

Con los dos valores anteriores de momentos (M_{pr1} y M_{pr2}), se puede obtener el cortante a utilizar.

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L - d} + V_{ug} = 2778kg$$

El cortante por sismo representa un 59,4% del cortante total por lo que no se tomará en cuenta el aporte del concreto.

Se presentan las siguientes separaciones S , para aros en dos ramas.

$$S_3 = 64,37cm \text{ con Aros \# 3}$$

$$S_4 = 115,23cm \text{ con Aros \# 4}$$

$$S_5 = 178,60cm \text{ con Aros \# 5}$$

De las anteriores se escoge, $S_3 = 64,37cm$ con Aros # 3

Sin embargo, el espaciamiento se cambiará a $62,5cm$, para una más fácil construcción.

Según el CSCR 02, la separación máxima es de $S_{max} = 12,5cm$. Esta se logra, con dos ramas de la varilla # 3. Por lo que se cambiara el espaciamiento a $12,5cm$.

Diseño de acero para aros, torsión

Umbral de la torsión $T_{u,ubral} = 20573kg - cm$ Como $T_{u,diseño}$ es menor que ϕT_u , pueden no considerarse los efectos de la torsión.

Diseño para la sección propuesta como Viga B3- 8

Del análisis final se obtuvieron los valores de Momentos y Cortante Últimos. Fueron obtenidos por medio de la envolvente de las combinaciones de carga del *CSCR02*, calculada por medio de *SAP2000*.

$$\begin{aligned} M_{u,centro} &= 0,558ton - m \\ M_{u,extremo} &= 0,826ton - m \\ V_{u,centro} &= 0,826ton \\ V_{u,extremo} &= 0,643ton \\ T_u &= -0,324ton \end{aligned}$$

Se tiene una sección propuesta de 40 x 20 cm, además tiene una longitud de 6 m.

Características de la sección	
$h = 40cm$	$b = 20cm$
Centro	Extremos
$rec. = 5cm$	$rec. = 5cm$
$d' = 5cm$	$d' = 5cm$
$d = 35cm$	$d = 35cm$

Prop. de la sección	Def. de materiales
$A_{cp} = 800cm^2$	$f'_c = 210kg/cm^2$
$P_{cp} = 120cm$	$\varepsilon_{cu} = 0,003$
$A_{oh} = 450cm^2$	$f_y = 2800kg/cm^2$
$P_h = 90cm$	$\varepsilon_y = 0,001$
	$\beta_1 = 0,85$
	$\rho_b = 0,037514423$

Diseño de acero principal

En el centro del claro se tiene el siguiente momento último, $M_u = 0,56ton - m$

$$\begin{aligned} a &= d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85 f'_c b'}} = 0,499cm \\ \frac{c}{d} &= \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,017 \\ A_s &= \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 0,64cm^2 \\ \rho &= \frac{A_s}{bd} = 0,0009 \end{aligned}$$

Como $\frac{c}{d}$ es menor a 0,375, se declara la viga simplemente reforzada.

El ρ_{min} establecido por el Código Sísmico, tiene un valor de $\rho_{min} = 0,001$, por lo que el acero mínimo es, $A_{s-min} = 0,85cm^2$.

El mayor momento a los extremos es el siguiente, $M_u = 0,83ton - m$

$$\begin{aligned} a &= d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85 f'_c b}} = 0,742cm \\ \frac{c}{d} &= \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,025 \\ A_s &= \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 0,95cm^2 \\ \rho &= \frac{A_s}{bd} = 0,0014 \end{aligned}$$

Como $\frac{c}{d}$ es menor a 0,375, se declara la viga simplemente reforzada.

El ρ_{min} establecido por el Código Sísmico, tiene un valor de $\rho_{min} = 0,002$, por lo que el acero mínimo es, $A_{s-min} = 1,26cm^2$.

Acero a colocar en el centro del claro
 $A_{s-inf} = 0,85cm^2$

Acero a colocar en los extremos del claro
 $A_{s-sup} = 1,26cm^2$

El Código Sísmico, limita la capacidad del momento positivo en los extremos a no menos de la mitad del momento negativo lo cual en este caso se cumple.

Además se debe contemplar que la capacidad de momento en cualquier parte de la viga no debe ser inferior al 25% en cualquier parte de la viga, que en este caso se cumple.

Diseño de acero para aros, cortante

Para el diseño por cortante, primero se deberá calcular la capacidad a flexión del elemento con el acero a utilizar. En la parte inferior se utilizarán $1,43cm^2$ de acero mientras en la parte superior $1,43cm^2$. Además se debe de tener en cuenta que

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E} = 0,0017$$

Para el momento positivo se tiene el siguiente cálculo para la determinación de la capacidad nominal de la viga.

$$a_M = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b} = 1,3972cm$$

$$M_{pr1} = A_s f_y (d - 0,5a) = 136874kg - cm$$

Para el momento negativo se tiene el siguiente cálculo para la determinación de la capacidad nominal de la viga.

$$a_M = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b} = 1,3972cm$$

$$M_{pr2} = A_s f_y (d - 0,5a) = 136874kg - cm$$

Con los dos valores anteriores de momentos (M_{pr1} y M_{pr2}), se puede obtener el cortante a utilizar.

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L - d} + V_{ug} = 1132kg$$

El cortante por sismo representa un 56,8% del cortante total por lo que no se tomará en cuenta el aporte del concreto.

Se presentan las siguientes separaciones S , para aros en dos ramas.

$$S_3 = 122,89cm \text{ con Aros \# 3}$$

$$S_4 = 219,97cm \text{ con Aros \# 4}$$

$$S_5 = 340,96cm \text{ con Aros \# 5}$$

De las anteriores se escoge, $S_3 = 122,89cm$ con Aros # 3

Sin embargo, el espaciamiento se cambiará a 122,5cm, para una más fácil construcción.

Según el CSCR 02, la separación máxima es de $S_{max} = 10cm$. 12,7 Esta se logra, con dos ramas de la varilla # 3. Por lo que se cambiara el espaciamiento a 10 cm.

Se debe tener en cuenta que se debe de colocar un acero mínimo el cual corresponde a

$$A_{sh,min} = \frac{0,3sh_c f'_c}{F_{yh}} \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) = 1,77cm^2$$

Y se cuenta con la siguiente cantidad de acero,

$$A_{sh,colocado} = \frac{2l\phi_{var}}{s} = 85,56cm^2$$

Por lo que se mantiene el diseño brindado anteriormente.

Diseño de acero para aros, torsión

Umbral de la torsión $T_{u,ubral} = 15361kg - cm$ Como $T_{u,diseño}$ es menor que ϕT_u , pueden no considerarse los efectos de la torsión.

Diseño de muros

Diseño del Muro B1-M1

Diseño para cargas perpendiculares al plano

Características del muro

Materiales:	Sección:
$\omega_m = 300kg/m^2$	$l_w = 5,68m$
$f'_m = 100kg/cm^2$	$h_w = 2,90m$
$f_y = 2800kg/cm^2$	$t_w = 0,15m$

Carga en el muro

área del muro: $A_m = 16,4575m^2$

$\omega_{wp} = 1702,5kg/m$

Peso del muro: $P_w = 4937,25kg$

Valor máximo de carga axial

Este valor fue tomado del análisis previamente realizado.

$$P_f = P_{ft} + P_{fp} = 7,98 + 3307,92 = 3315,90kg$$

$$\frac{P_w + P_f}{A_g} = \frac{4937,25 + 3315,9}{8512,5} = 0,9695kg/cm$$

El limite es: $0,04f'_m = 4kg/cm^2$ por lo que se acepta

Carga lateral

El coeficiente sísmico se toma del análisis hecho en el análisis anterior, el cual tiene un valor de: $C = 0,25974$.

$$\omega_s = \omega_m \cdot C = 1702,5 \cdot 0,25974 = 442,20735kg/m^2$$

Combinaciones de carga

$$P_U = 1,4 \cdot (4937,25 + 3307,92) = 11543kg$$

$$P_U = 1,2 \cdot (4937,25 + 3307,92) + 1,6 \cdot (7,98) = 9907kg$$

$$P_U = 1,05 \cdot (4937,25 + 3307,92) + 0,5 \cdot (7,98) + C_S =$$

$$8661kg + C_S$$

$$P_U = 0,95 \cdot (4937,25 + 3307,92) + C_S = 7833kg + C_S$$

Acero a utilizar

Acero, se supone 1 # 3 a cada 80 cm

$$A_s = 0,713 \cdot \frac{567,5}{80} = 5,05cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{5,054704003}{567,5 \cdot 15} = 0,000593798$$

$$\rho_b = \frac{0,85f'_m}{f_y} \cdot \left(\frac{5100}{6000 + fy} \right) = 0,017593344$$

Como $\rho_{max} = 0,5\rho_b = 0,008796672 > \rho$ el acero se acepta

Área Neta

$$A_n = 567,5 \cdot 15 - 28(9,6 \cdot 15,3) = 4344,78cm^2$$

Módulo de elasticidad

$$E_m = 75000kg/cm^2 \quad n = \frac{E_s}{E_m} = 28$$

$$E_s = 2100000kg/cm^2$$

Módulo de roptura

Se toma para la mampostería parcialmente rellena
 $f_r = 0,67\sqrt{f'_m} = 6,7$.

Inercia de la sección sin agrietar

$$I_g = \frac{567,5 \cdot 15^3}{12} - \frac{15,3 \cdot 9,6^3}{12} = 127601,3cm^4$$

Momento de agrietamiento

$$M_{cr} = \frac{f_r \cdot I_g}{t/2} = \frac{6,7 \cdot 127601,3}{7,5} = 113990,4816kg-cm$$

Inercia de la sección agrietada

$$A_{se} = \frac{P_u + A_s \cdot f_y}{f_y} = \frac{8661,4185 + 5,05 \cdot 2800}{2800} = 8,15cm^2$$

$$d = \frac{P_u + A_s \cdot f_y}{0,85f'_m \cdot b} = \frac{8661,4185 + 5,05 \cdot 5,675}{0,85 \cdot 100 \cdot 567,5} = 0,1802cm$$

$$c = \frac{d}{0,85} = 0,2119$$

$$I_{cr} = n \cdot A_{se} \cdot (d - c)^2 + 1/3b \cdot c^3 = 12119,94354cm^4$$

Excentricidad

Se recomienda utilizar: $e_{min} = \frac{t}{4} = 3,75cm$

Condición de servicio

Cuadro 123: Condición de servicio en el muro B1-M1

Δ_s cm	M_{ser} kg-cm	$M_{ser} < M_{cr}$	Δ_s cm
0,0000	185193	NO	0,8557
0,8557	190143	NO	0,9080
0,9080	190445	NO	0,9112
0,9112	190463	NO	0,9114
0,9114	190464	NO	0,9114

Momento nominal

$$a = \frac{P_u + A_s \cdot f_y}{0,85f'_m \cdot b} = 0,473cm$$

$$M_n = A_{se} \cdot f_y(d - 0,5a) = 165714,1857kg - cm$$

$$\phi = 0,8 - \frac{1,5 \cdot P_u}{A_e \cdot f'_m} = 0,7701$$

$$\phi M_n = 0,7701 \cdot 165714,1857 = 127616,0231kg - cm$$

Momento último

$$M_u = \frac{W_u \cdot h^2}{8} + \frac{P_{uf} \cdot e}{2} + (P_{uw} + P_{uf}) \cdot \Delta_u = 60900,71kg - cm$$

Como $\phi M_n > M_u$ la sección es adecuada

Diseño para cargas paralelas al plano

Carga axial

$A_s = 5,05cm^2$ y $A_e = 4344,78cm^2$.

$$P_o = 0,85 \cdot 100 \cdot (4344,78 - 5,05) + 5,05 \cdot 2800 = 383030kg$$

$$P_u = \frac{P_o}{0,8} = \frac{383030}{0,8} = 478787,2767kg$$

Cortante para el acero

El cortante obtenido del análisis $V_u = 823,31kg$. El cual debe ser multiplicado por 2 dado que la ductilidad es distinta de 1.

$$V_m = (0,15 \sqrt{100 + 0,2 \frac{478787,2767}{1500}}) 454 \cdot 5,6 = 166116kg$$

$$V_s = V_u - V_m = 1646,62 - 166116 = -164469kg$$

Para este caso se colocarían varillas # 3 a cada 80cm

Acero mínimo en el muro

Según el inciso 9.3.3 del Código Sísmico (Refuerzo en elementos estructurales), se debe tener un refuerzo mínimo igual a $0,002A_{bruta}$ ³². Por lo que el espaciamiento mínimo de los muros se cambiará a varillas # 3 @ 60cm en ambas direcciones.

Diseño del Muro B1-M2

Diseño para cargas perpendiculares al plano

Características del muro

Materiales:	Sección:
$\omega_m = 300kg/m^2$	$l_w = 5,68m$
$f'_m = 100kg/cm^2$	$h_w = 2,90m$
$f_y = 2800kg/cm^2$	$t_w = 0,15m$

Carga en el muro

Area del muro: $A_m = 16,4575m^2$

$$\omega_{wp} = 1702,5kg/m$$

³²Anteriormente sólo se cumplió con la designación de colocar un area de acero equivalente al $0,0007A_{bruta}$

Peso del muro: $P_w = 4937,25kg$

Valor máximo de carga axial

Este valor fue tomado del análisis previamente realizado.

$$P_f = P_{ft} + P_{fp} = 7,95 + 3308,05 = 3316,00kg$$

$$\frac{P_w + P_f}{A_g} = \frac{4937,25 + 3316,0}{8512,5} = 0,9695kg/cm$$

El limite es: $0,04f'_m = 4kg/cm^2$ por lo que se acepta

Carga lateral

El coeficiente sísmico se toma del análisis hecho en el análisis anterior, el cual tiene un valor de: $C = 0,1701$.

$$\omega_s = \omega_m \cdot C = 1702,5 \cdot 0,1701 = 289,59525kg/m^2$$

Combinaciones de carga

$$P_U = 1,4 \cdot (4937,25 + 3308,05) = 11543,42kg$$

$$P_U = 1,2 \cdot (4937,25 + 3308,05) + 1,6 \cdot (7,95) = 9907,08kg$$

$$P_U = 1,05 \cdot (4937,25 + 3308,05) + 0,5 \cdot (7,95) + C_S = 8661,54kg + C_S$$

$$P_U = 0,95 \cdot (4937,25 + 3308,05) + C_S = 7833,035kg + C_S$$

Acero a utilizar

Acero, se supone 1 # 3 a cada 80 cm

$$A_s = 0,713 \cdot \frac{567,5}{80} = 5,05cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{5,054704003}{567,5 \cdot 15} = 0,000593798$$

$$\rho_b = \frac{0,85f'_m}{f_y} \cdot \left(\frac{5100}{6000 + f_y}\right) = 0,017593344$$

Como $\rho_{max} = 0,5\rho_b = 0,008796672 > \rho$ el acero se acepta

Area Neta

$$A_n = 567,5 \cdot 15 - 28(9,6 \cdot 15,3) = 4344,78cm^2$$

Módulo de elasticidad

$$\frac{E_m = 75000kg/cm^2}{E_s = 2100000kg/cm^2} \quad n = \frac{E_s}{E_m} = 28$$

Módulo de roptura

Se toma para la mampostería parcialmente rellena $f_r = 0,67\sqrt{f'_m} = 6,7$

Inercia de la sección sin agrietar

$$I_g = \frac{567,5 \cdot 15^3}{12} - \frac{15,3 \cdot 9,6^3}{12} = 127601,3cm^4$$

Momento de agrietamiento

$$M_{cr} = \frac{f_r \cdot I_g}{t/2} = \frac{6,7 \cdot 127601,3}{7,5} = 113990,4816kg-cm$$

Inercia de la sección a grietada

$$A_{se} = \frac{P_u + A_s \cdot f_y}{f_y} = \frac{8661,54 + 5,05 \cdot 2800}{2800} = 8,15cm^2$$

$$d = \frac{P_u + A_s \cdot f_y}{0,85f'_m \cdot b} = \frac{8661,54 + 5,05 \cdot 5,675}{0,85 \cdot 100 \cdot 567,5} = 0,1802cm$$

$$c = \frac{d}{0,85} = 0,2119$$

$$I_{cr} = n \cdot A_{se} \cdot (d - c)^2 + 1/3b \cdot c^3 = 12119,9983cm^4$$

Excentricidad

Se recomienda utilizar: $e_{min} = \frac{t}{4} = 3,75cm$

Condición de servicio

Cuadro 124: Condición de servicio en el muro B1-M2

Δ_s cm	M_{ser} kg - cm	$M_{ser} < M_{cr}$	Δ_s cm
0	185193	NO	0,8557
0,8557	190143	NO	0,9080
0,9080	190445	NO	0,9112
0,9112	190464	NO	0,9114
0,9114	190465	NO	0,9114

Momento nominal

$$a = \frac{P_u + A_s \cdot f_y}{0,85f'_m \cdot b} = 0,473cm$$

$$M_n = A_{se} \cdot f_y(d - 0,5a) = 165715,0395kg - cm$$

$$\phi = 0,8 - \frac{1,5 \cdot P_u}{A_e \cdot f'_m} = 0,7701$$

$$\phi M_n = 0,7701 \cdot 165715,0395 = 127616,6111kg - cm$$

Momento último

$$M_u = \frac{W_u \cdot h^2}{8} + \frac{P_{uf} \cdot e}{2} + (P_{uw} + P_{uf}) \cdot \Delta_u = 44857,69kg - cm$$

Como $\phi M_n > M_u$ la sección es adecuada

Diseño para cargas paralelas al plano

Carga axial

$$A_s = 5,05cm^2 \text{ y } A_e = 4344,78cm^2.$$

$$P_o = 0,85 \cdot 100 \cdot (4344,78 - 5,05) + 5,05 \cdot 2800 = 383030kg$$

$$P_u = \frac{P_o}{0,8} = \frac{383030}{0,8} = 478787,2767kg$$

Cortante para el acero

El cortante obtenido del análisis, $V_u = 0,06082kg$. El cual debe ser multiplicado por 2 dado que la ductilidad es distinta de 1.

$$V_m = (0,15 \sqrt{100 + 0,2 \frac{478787,2767}{1500}}) 454 \cdot 5,6 = 166116kg$$

$$V_s = V_u - V_m = 0,12 - 166116 = -166116kg$$

Para este caso se colocarían varillas # 3 a cada 80cm

Acero mínimo en el muro

Según el inciso 9.3.3 del Código Sísmico (Refuerzo en elementos estructurales), se debe tener un refuerzo mínimo igual a $0,002A_{bruta}$ ³³. Por lo que el espaciamiento mínimo de los muros se cambiará a varillas # 3 @ 60cm en ambas direcciones.

Diseño del Muro B2-M1

Diseño para cargas perpendiculares al plano

Características del muro

Materiales:	Sección:
$\omega_m = 300kg/m^2$	$l_w = 5,68m$
$f'_m = 100kg/cm^2$	$h_w = 2,90m$
$f_y = 2800kg/cm^2$	$t_w = 0,15m$

Carga en el muro

$$\text{Area del muro: } A_m = 16,4575m^2$$

$$\omega_{wp} = 1702,5kg/m$$

$$\text{Peso del muro: } P_w = 4937,25kg$$

Valor máximo de carga axial

Este valor fue tomado del análisis previamente realizado.

$$P_f = P_{ft} + P_{fp} = 1,19 + 3239,67 = 3240,86kg$$

$$\frac{P_w + P_f}{A_g} = \frac{4937,25 + 3240,9}{8512,5} = 0,9607kg/cm$$

El limite es: $0,04f'_m = 4kg/cm^2$ por lo que se acepta

Carga lateral

El coeficiente sísmico se toma del análisis hecho en el análisis anterior, el cual tiene un valor de: $C = 0,1701$.

$$\omega_s = \omega_m \cdot C = 1702,5 \cdot 0,1701 = 289,59525kg/m^2$$

Combinaciones de carga

$$P_U = 1,4 \cdot (4937,25 + 3239,67) = 11447,688kg$$

³³Anteriormente sólo se cumplió con la designación de colocar un area de acero equivalente al $0,0007A_{bruta}$

$$P_U = 1,2 \cdot (4937,25 + 3239,67) + 1,6 \cdot (1,19) = 9814,208kg$$

$$P_U = 1,05 \cdot (4937,25 + 3239,67) + 0,5 \cdot (1,19) + C_S = 8586,361kg + C_S$$

$$P_U = 0,95 \cdot (4937,25 + 3239,67) + C_S = 7768,074kg + C_S$$

Acero a utilizar

Acero, se supone 1 # 3 a cada 80 cm

$$A_s = 0,713 \cdot \frac{567,5}{80} = 5,05cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{5,054704003}{567,5 \cdot 15} = 0,000593798$$

$$\rho_b = \frac{0,85f'_m}{f_y} \cdot \left(\frac{5100}{6000 + f_y}\right) = 0,017593344$$

Como $\rho_{max} = 0,5\rho_b = 0,008796672 > \rho$ el acero se acepta

Area Neta

$$A_n = 567,5 \cdot 15 - 28(9,6 \cdot 15,3) = 4344,78cm^2$$

Módulo de elasticidad

$$E_m = 75000kg/cm^2 \quad n = \frac{E_s}{E-m} = 28$$

$$E_s = 2100000kg/cm^2$$

Módulo de roptura

Se toma para la mampostería parcialmente rellena

$$f_r = 0,67\sqrt{f'_m} = 6,7$$

Inercia de la sección sin agrietar

$$I_g = \frac{567,5 \cdot 15^3}{12} - \frac{15,3 \cdot 9,6^3}{12} = 127601,3cm^4$$

Momento de agrietamiento

$$M_{cr} = \frac{f_r \cdot I_g}{t/2} = \frac{6,7 \cdot 127601,3}{7,5} = 113990,4816kg-cm$$

Inercia de la sección a grietada

$$A_{se} = \frac{P_u + A_s \cdot f_y}{f_y} = \frac{8586,361 + 5,05 \cdot 2800}{2800} = 8,12cm^2$$

$$d = \frac{P_u + A_s \cdot f_y}{0,85f'_m \cdot b} = \frac{8586,361 + 5,05 \cdot 5,675}{0,85 \cdot 100 \cdot 567,5} = 0,1786cm$$

$$c = \frac{d}{0,85} = 0,2101$$

$$I_{cr} = n \cdot A_{se} \cdot (d - c)^2 + 1/3b \cdot c^3 = 12086,09823cm^4$$

Excentricidad

Se recomienda utilizar: $e_{min} = \frac{t}{4} = 3,75cm$

Condición de servicio

Cuadro 125: Condición de servicio en el muro B2-M1

Δ_s cm	M_{ser} kg - cm	$M_{ser} < M_{cr}$	Δ_s cm
0	185052	NO	0,8562
0,8562	189940	NO	0,9079
0,9079	190235	NO	0,9110
0,9110	190253	NO	0,9112
0,9112	190254	NO	0,9112

Momento nominal

$$a = \frac{P_u + A_s \cdot f_y}{0,85f'_m \cdot b} = 0,471cm$$

$$M_n = A_{se} \cdot f_y(d - 0,5a) = 165186,6955kg - cm$$

$$\phi = 0,8 - \frac{1,5 \cdot P_u}{A_e \cdot f'_m} = 0,7704$$

$$\phi M_n = 0,7704 \cdot 165186,6955 = 127252,6093kg - cm$$

Momento último

$$M_u = \frac{W_u \cdot h^2}{8} + \frac{P_{uf} \cdot e}{2} + (P_{uw} + P_{uf}) \cdot \Delta_u = 44646,87kg - cm$$

Como $\phi M_n > M_u$ la sección es adecuada

Diseño para cargas paralelas al plano

Carga axial

$$A_s = 5,05\text{cm}^2 \text{ y } A_e = 4344,78\text{cm}^2.$$

$$P_o = 0,85 \cdot 100 \cdot (4344,78 - 5,05) + 5,05 \cdot 2800 = 383030\text{kg}$$

$$P_u = \frac{P_o}{0,8} = \frac{383030}{0,8} = 478787,2767\text{kg}$$

Cortante para el acero

El cortante obtenido del análisis, $V_u = 0,04648\text{kg}$. El cual debe ser multiplicado por 2 dado que la ductilidad es distinta de 1.

$$V_m = (0,15 \sqrt{100 + 0,2 \frac{478787,2767}{1500}}) 454 \cdot 5,6 = 166116\text{kg}$$

$$V_s = V_u - V_m = 0,09 - 166116 = -166116\text{kg}$$

Para este caso se colocarían varillas # 3 a cada 80cm

Acero mínimo en el muro

Según el inciso 9.3.3 del Código Sísmico (Refuerzo en elementos estructurales), se debe tener un refuerzo mínimo igual a $0,002A_{bruta}$ ³⁴. Por lo que el espaciamiento mínimo de los muros se cambiará a varillas # 3 @ 60cm en ambas direcciones.

Diseño del Muro B2-M2

Diseño para cargas perpendiculares al plano

Características del muro

Materiales:	Sección:
$\omega_m = 300\text{kg}/\text{m}^2$	$l_w = 5,68\text{m}$
$f'_m = 100\text{kg}/\text{cm}^2$	$h_w = 2,90\text{m}$
$f_y = 2800\text{kg}/\text{cm}^2$	$t_w = 0,15\text{m}$

Carga en el muro

$$\text{Area del muro: } A_m = 16,4575\text{m}^2$$

$$\omega_{wp} = 1702,5\text{kg}/\text{m}$$

³⁴Anteriormente sólo se cumplió con la designación de colocar un area de acero equivalente al $0,0007A_{bruta}$

$$\text{Peso del muro: } P_w = 4937,25\text{kg}$$

Valor máximo de carga axial

Este valor fue tomado del análisis previamente realizado.

$$P_f = P_{ft} + P_{fp} = 1,26 + 3239,13 = 3240,39\text{kg}$$

$$\frac{P_w + P_f}{A_g} = \frac{4937,25 + 3240,4}{8512,5} = 0,9607\text{kg}/\text{cm}$$

El limite es: $0,04f'_m = 4\text{kg}/\text{cm}^2$ por lo que se acepta

Carga lateral

El coeficiente sísmico se toma del análisis hecho en el análisis anterior, el cual tiene un valor de: $C = 0,1701$.

$$\omega_s = \omega_m \cdot C = 1702,5 \cdot 0,1701 = 289,59525\text{kg}/\text{m}^2$$

Combinaciones de carga

$$P_U = 1,4 \cdot (4937,25 + 3239,13) = 11446,932\text{kg}$$

$$P_U = 1,2 \cdot (4937,25 + 3239,13) + 1,6 \cdot (1,26) = 9813,672\text{kg}$$

$$P_U = 1,05 \cdot (4937,25 + 3239,13) + 0,5 \cdot (1,26) + C_S = 8585,829\text{kg} + C_S$$

$$P_U = 0,95 \cdot (4937,25 + 3239,13) + C_S = 7767,561\text{kg} + C_S$$

Acero a utilizar

Acero, se supone 1 # 3 a cada 80 cm

$$A_s = 0,713 \cdot \frac{567,5}{80} = 5,05\text{cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{5,054704003}{567,5 \cdot 15} = 0,000593798$$

$$\rho_b = \frac{0,85f'_m}{f_y} \cdot \left(\frac{5100}{6000 + f_y} \right) = 0,017593344$$

Como $\rho_{max} = 0,5\rho_b = 0,008796672 > \rho$ el acero se acepta

Area Neta

$$A_n = 567,5 \cdot 15 - 28(9,6 \cdot 15,3) = 4344,78 \text{ cm}^2$$

Módulo de elasticidad

$$E_m = 75000 \text{ kg/cm}^2 \quad n = \frac{E_s}{E-m} = 28$$

$$E_s = 2100000 \text{ kg/cm}^2$$

Módulo de roptura

Se toma para la mampostería parcialmente rellena
 $f_r = 0,67\sqrt{f'_m} = 6,7$

Inercia de la sección sin agrietar

$$I_g = \frac{567,5 \cdot 15^3}{12} - \frac{15,3 \cdot 9,6^3}{12} = 127601,3 \text{ cm}^4$$

Momento de agrietamiento

$$M_{cr} = \frac{f_r \cdot I_g}{t/2} = \frac{6,7 \cdot 127601,3}{7,5} = 113990,4816 \text{ kg-cm}$$

Inercia de la sección a grietada

$$A_{se} = \frac{P_u + A_s \cdot f_y}{f_y} = \frac{8585,829 + 5,05 \cdot 2800}{2800} = 8,12 \text{ cm}^2$$

$$d = \frac{P_u + A_s \cdot f_y}{0,85 f'_m \cdot b} = \frac{8585,829 + 5,05 \cdot 5,675}{0,85 \cdot 100 \cdot 567,5} = 0,1786 \text{ cm}$$

$$c = \frac{d}{0,85} = 0,2101$$

$$I_{cr} = n \cdot A_{se} \cdot (d - c)^2 + 1/3b \cdot c^3 = 12085,85821 \text{ cm}^4$$

Excentricidad

Se recomienda utilizar: $e_{min} = \frac{t}{4} = 3,75 \text{ cm}$

Condición de servicio

Cuadro 126: Condición de servicio en el muro B2-M2

Δ_s cm	M_{ser} kg-cm	$M_{ser} < M_{cr}$	Δ_s cm
0	185051	NO	0,8562
0,8562	189939	NO	0,9079
0,9079	190234	NO	0,9110
0,9110	190252	NO	0,9112
0,9112	190253	NO	0,9112

Momento nominal

$$a = \frac{P_u + A_s \cdot f_y}{0,85 f'_m \cdot b} = 0,471 \text{ cm}$$

$$M_n = A_{se} \cdot f_y (d - 0,5a) = 165182,9563 \text{ kg-cm}$$

$$\phi = 0,8 - \frac{1,5 \cdot P_u}{A_e \cdot f'_m} = 0,7704$$

$$\phi M_n = 0,7704 \cdot 165182,9563 = 127250,0321 \text{ kg-cm}$$

Momento último

$$M_u = \frac{W_u \cdot h^2}{8} + \frac{P_{uf} \cdot e}{2} + (P_{uw} + P_{uf}) \cdot \Delta_u = 44645,39 \text{ kg-cm}$$

Como $\phi M_n > M_u$ la sección es adecuada

Diseño para cargas paralelas al plano

Carga axial

$$A_s = 5,05 \text{ cm}^2 \text{ y } A_e = 4344,78 \text{ cm}^2.$$

$$P_o = 0,85 \cdot 100 \cdot (4344,78 - 5,05) + 5,05 \cdot 2800 = 383030 \text{ kg}$$

$$P_u = \frac{P_o}{0,8} = \frac{383030}{0,8} = 478787,2767 \text{ kg}$$

Cortante para el acero

El cortante obtenido del análisis, $V_u = 0,04648 \text{ kg}$.
 El cual debe ser multiplicado por 2 dado que la ductilidad es distinta de 1.

$$V_m = (0,15\sqrt{100 + 0,2\frac{478787,2767}{1500}})454 \cdot 5,6 = 166116 \text{ kg}$$

$$V_s = V_u - V_m = 0,09 - 166116 = -166116 \text{ kg}$$

Para este caso se colocarían varillas # 3 a cada 80cm

Acero mínimo en el muro

Según el inciso 9.3.3 del Código Sísmico (Refuerzo en elementos estructurales), se debe tener un refuerzo mínimo igual a $0,002A_{bruta}$ ³⁵. Por lo que el espaciamiento mínimo de los muros se cambiará a varillas # 3 @ 60cm en ambas direcciones.

Diseño del Muro B3-M1

Diseño para cargas perpendiculares al plano

Características del muro

Materiales:	Sección:
$\omega_m = 300kg/m^2$	$l_w = 4,18m$
$f'_m = 100kg/cm^2$	$h_w = 2,90m$
$f_y = 2800kg/cm^2$	$t_w = 0,15m$

Carga en el muro

Area del muro: $A_m = 12,1075m^2$

$\omega_{wp} = 1252,5kg/m$

Peso del muro: $P_w = 3632,25kg$

Valor máximo de carga axial

Este valor fue tomado del análisis previamente realizado.

$$P_f = P_{ft} + P_{fp} = 8,95 + 3044,06 = 3053,01kg$$

$$\frac{P_w + P_f}{A_g} = \frac{3632,25 + 3053,0}{6262,5} = 1,0675kg/cm$$

El limite es: $0,04f'_m = 4kg/cm^2$ por lo que se acepta

Carga lateral

El coeficiente sísmico se toma del análisis hecho en el análisis anterior, el cual tiene un valor de: $C = 0,1701$.

$$\omega_s = \omega_m \cdot C = 1252,5 \cdot 0,1701 = 213,05025kg/m^2$$

Combinaciones de carga

$$P_U = 1,4 \cdot (3632,25 + 3044,06) = 9346,834kg$$

³⁵Anteriormente sólo se cumplió con la designación de colocar un area de acero equivalente al $0,0007A_{bruta}$

$$P_U = 1,2 \cdot (3632,25 + 3044,06) + 1,6 \cdot (8,95) = 8025,892kg$$

$$P_U = 1,05 \cdot (3632,25 + 3044,06) + 0,5 \cdot (8,95) + C_S = 7014,6005kg + C_S$$

$$P_U = 0,95 \cdot (3632,25 + 3044,06) + C_S = 6342,4945kg + C_S$$

Acero a utilizar

Acero, se supone 1 # 3 a cada 80 cm

$$A_s = 0,713 \cdot \frac{417,5}{80} = 3,72cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{3,718658892}{417,5 \cdot 15} = 0,000593798$$

$$\rho_b = \frac{0,85f'_m}{f_y} \cdot \left(\frac{5100}{6000 + f_y} \right) = 0,017593344$$

Como $\rho_{max} = 0,5\rho_b = 0,008796672 > \rho$ el acero se acepta

Area Neta

$$A_n = 417,5 \cdot 15 - 21(9,6 \cdot 15,3) = 3196,38cm^2$$

Módulo de elasticidad

$$E_m = 75000kg/cm^2 \quad n = \frac{E_s}{E_m} = 28$$

$$E_s = 2100000kg/cm^2$$

Módulo de roptura

Se toma para la mampostería parcialmente rellena $f_r = 0,67\sqrt{f'_m} = 6,7$

Inercia de la sección sin agrietar

$$I_g = \frac{417,5 \cdot 15^3}{12} - \frac{15,3 \cdot 9,6^3}{12} = 93874,1cm^4$$

Momento de agrietamiento

$$M_{cr} = \frac{f_r \cdot I_g}{t/2} = \frac{6,7 \cdot 93874,1}{7,5} = 83860,8389kg-cm$$

Inercia de la sección a grietada

$$A_{se} = \frac{P_u + A_s \cdot f_y}{f_y} = \frac{7014,6005 + 3,72 \cdot 2800}{2800} = 6,22cm^2$$

$$d = \frac{P_u + A_s \cdot f_y}{0,85 f'_m \cdot b} = \frac{7014,6005 + 3,72 \cdot 4,175}{0,85 \cdot 100 \cdot 417,5} = 0,1981 \text{ cm}$$

$$c = \frac{d}{0,85} = 0,2331$$

$$I_{cr} = n \cdot A_{se} \cdot (d - c)^2 + 1/3 b \cdot c^3 = 9204,601521 \text{ cm}^4$$

Excentricidad

Se recomienda utilizar: $e_{min} = \frac{t}{4} = 3,75 \text{ cm}$

Condición de servicio

Cuadro 127: Condición de servicio en el muro B3-M1

Δ_s cm	M_{ser} kg - cm	$M_{ser} < M_{cr}$	Δ_s cm
0	137393	NO	0,8503
0,8503	141534	NO	0,9080
0,9080	141814	NO	0,9119
0,9119	141834	NO	0,9121
0,9121	141835	NO	0,9122

Momento nominal

$$a = \frac{P_u + A_s \cdot f_y}{0,85 f'_m \cdot b} = 0,491 \text{ cm}$$

$$M_n = A_{se} \cdot f_y (d - 0,5a) = 126422,4403 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$\phi = 0,8 - \frac{1,5 \cdot P_u}{A_e \cdot f'_m} = 0,7671$$

$$\phi M_n = 0,7671 \cdot 126422,4403 = 96976,35578 \text{ kg} - \text{cm}$$

Momento último

$$M_u = \frac{W_u \cdot h^2}{8} + \frac{P_{uf} \cdot e}{2} + (P_{uw} + P_{uf}) \cdot \Delta_u = 34796,78 \text{ kg} - \text{cm}$$

Como $\phi M_n > M_u$ la sección es adecuada

Diseño para cargas paralelas al plano

Carga axial

$A_s = 3,72 \text{ cm}^2$ y $A_e = 3196,38 \text{ cm}^2$.

$$P_o = 0,85 \cdot 100 \cdot (3196,38 - 3,72) + 3,72 \cdot 2800 = 281788 \text{ kg}$$

$$P_u = \frac{P_o}{0,8} = \frac{281788}{0,8} = 352235,5736 \text{ kg}$$

Cortante para el acero

El cortante obtenido del análisis, $V_u = 0,01961 \text{ kg}$. El cual debe ser multiplicado por 2 dado que la ductilidad es distinta de 1.

$$V_m = (0,15 \sqrt{100 + 0,2 \frac{352235,5736}{1500}}) 334 \cdot 5,6 = 90648 \text{ kg}$$

$$V_s = V_u - V_m = 0,04 - 90648 = -90648 \text{ kg}$$

Para este caso se colocarían varillas # 3 a cada 80cm

Acero mínimo en el muro

Según el inciso 9.3.3 del Código Sísmico (Refuerzo en elementos estructurales), se debe tener un refuerzo mínimo igual a $0,002 A_{bruta}$ ³⁶. Por lo que el espaciamiento mínimo de los muros se cambiará a varillas # 3 @ 60cm en ambas direcciones.

Diseño del Muro B3-M2

Diseño para cargas perpendiculares al plano

Características del muro

Materiales:	Sección:
$\omega_m = 300 \text{ kg/m}^2$	$l_w = 4,18 \text{ m}$
$f'_m = 100 \text{ kg/cm}^2$	$h_w = 2,90 \text{ m}$
$f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$	$t_w = 0,15 \text{ m}$

Carga en el muro

Area del muro: $A_m = 12,1075 \text{ m}^2$

$\omega_{wp} = 1252,5 \text{ kg/m}$

³⁶Anteriormente sólo se cumplió con la designación de colocar un area de acero equivalente al $0,0007 A_{bruta}$

Peso del muro: $P_w = 3632,25kg$

Valor máximo de carga axial

Este valor fue tomado del análisis previamente realizado.

$$P_f = P_{ft} + P_{fp} = 9,01 + 3044,72 = 3053,73kg$$

$$\frac{P_w + P_f}{A_g} = \frac{3632,25 + 3053,7}{6262,5} = 1,0676kg/cm$$

El limite es: $0,04f'_m = 4kg/cm^2$ por lo que se acepta

Carga lateral

El coeficiente sísmico se toma del análisis hecho en el análisis anterior, el cual tiene un valor de: $C = 0,1701$.

$$\omega_s = \omega_m \cdot C = 1252,5 \cdot 0,1701 = 213,05025kg/m^2$$

Combinaciones de carga

$$P_U = 1,4 \cdot (3632,25 + 3044,72) = 9347,758kg$$

$$P_U = 1,2 \cdot (3632,25 + 3044,72) + 1,6 \cdot (9,01) = 8026,78kg$$

$$P_U = 1,05 \cdot (3632,25 + 3044,72) + 0,5 \cdot (9,01) + C_S = 7015,3235kg + C_S$$

$$P_U = 0,95 \cdot (3632,25 + 3044,72) + C_S = 6343,1215kg + C_S$$

Acero a utilizar

Acero, se supone 1 # 3 a cada 80 cm

$$A_s = 0,713 \cdot \frac{417,5}{80} = 3,72cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{3,718658892}{417,5 \cdot 15} = 0,000593798$$

$$\rho_b = \frac{0,85f'_m}{f_y} \cdot \left(\frac{5100}{6000 + f_y} \right) = 0,017593344$$

Como $\rho_{max} = 0,5\rho_b = 0,008796672 > \rho$ el acero se acepta

Area Neta

$$A_n = 417,5 \cdot 15 - 21(9,6 \cdot 15,3) = 3196,38cm^2$$

Módulo de elasticidad

$$\begin{aligned} E_m &= 75000kg/cm^2 \\ E_s &= 2100000kg/cm^2 \end{aligned} \quad n = \frac{E_s}{E_m} = 28$$

Módulo de roptura

Se toma para la mampostería parcialmente rellena $f_r = 0,67\sqrt{f'_m} = 6,7$

Inercia de la sección sin agrietar

$$I_g = \frac{417,5 \cdot 15^3}{12} - \frac{15,3 \cdot 9,6^3}{12} = 93874,1cm^4$$

Momento de agrietamiento

$$M_{cr} = \frac{f_r \cdot I_g}{t/2} = \frac{6,7 \cdot 93874,1}{7,5} = 83860,8389kg - cm$$

Inercia de la sección a grietada

$$A_{se} = \frac{P_u + A_s \cdot f_y}{f_y} = \frac{7015,3235 + 3,72 \cdot 2800}{2800} = 6,22cm^2$$

$$d = \frac{P_u + A_s \cdot f_y}{0,85f'_m \cdot b} = \frac{7015,3235 + 3,72 \cdot 4,175}{0,85 \cdot 100 \cdot 417,5} = 0,1981cm$$

$$c = \frac{d}{0,85} = 0,2331$$

$$I_{cr} = n \cdot A_{se} \cdot (d - c)^2 + 1/3b \cdot c^3 = 9204,923159cm^4$$

Excentricidad

Se recomienda utilizar: $e_{min} = \frac{t}{4} = 3,75cm$

Condición de servicio

Cuadro 128: Condición de servicio en el muro B3-M2

Δ_s cm	M_{ser} kg - cm	$M_{ser} < M_{cr}$	Δ_s cm
0	137395	NO	0,8503
0,8503	141536	NO	0,9080
0,9080	141816	NO	0,9119
0,9119	141836	NO	0,9122
0,9122	141837	NO	0,9122

Momento nominal

$$a = \frac{P_u + A_s \cdot f_y}{0,85f'_m \cdot b} = 0,491cm$$

$$M_n = A_{se} \cdot f_y(d - 0,5a) = 126427,5077kg - cm$$

$$\phi = 0,8 - \frac{1,5 \cdot P_u}{A_e \cdot f'_m} = 0,7671$$

$$\phi M_n = 0,7671 \cdot 126427,5077 = 96979,81397kg - cm$$

Momento último

$$M_u = \frac{W_u \cdot h^2}{8} + \frac{P_{uf} \cdot e}{2} + (P_{uw} + P_{uf}) \cdot \Delta_u = 34798,81kg - cm$$

Como $\phi M_n > M_u$ la sección es adecuada

Diseño para cargas paralelas al plano**Carga axial**

$$A_s = 3,72cm^2 \text{ y } A_e = 3196,38cm^2.$$

$$P_o = 0,85 \cdot 100 \cdot (3196,38 - 3,72) + 3,72 \cdot 2800 = 281788kg$$

$$P_u = \frac{P_o}{0,8} = \frac{281788}{0,8} = 352235,5736kg$$

Cortante para el acero

El cortante obtenido del análisis, $V_u = 0,01963kg$. El cual debe ser multiplicado por 2 dado que la ductilidad es distinta de 1.

$$V_m = (0,15 \sqrt{100 + 0,2 \frac{352235,5736}{1500}}) 334 \cdot 5,6 = 90648kg$$

$$V_s = V_u - V_m = 0,04 - 90648 = -90648kg$$

Para este caso se colocarían varillas # 3 a cada 80cm

Acero mínimo en el muro

Según el inciso 9.3.3 del Código Sísmico (Refuerzo en elementos estructurales), se debe tener un refuerzo mínimo igual a $0,002A_{bruta}$ ³⁷. Por lo que el espaciamiento mínimo de los muros se cambiará a varillas # 3 @ 60cm en ambas direcciones.

³⁷Anteriormente sólo se cumplió con la designación de colocar un área de acero equivalente al $0,0007A_{bruta}$

Diseño de entrepiso

Para los entrepisos, se decidió utilizar el sistema de bloques de polietileno y vigas pretensadas. Siendo necesario, la carga temporal, sobre el entrepiso un factor determinante, se tomó la más exigente la cual es de $500\text{kg}/\text{m}^2$ (esta corresponde a la biblioteca). Además, la carga permanente superimpuesta, es de $200\text{kg}/\text{m}^2$. También se sabe que la luz máxima de las viguetas, es de 3m .

El fabricante recomienda utilizar esta fórmula para la escoger del entrepiso.

$$C_{si} = C_t + \frac{1,4}{1,7}C_p$$

$$C_{si} = 500 + \frac{1,4}{1,7} \cdot 200 = 665\text{kg}/\text{m}^2$$

Donde:

C_{si} Carga superimpuesta

C_t Carga temporal

C_p Carga permanente

Con el dato de C_{si} y la luz libre se escogió el entrepiso 15-2-08 (ver cuadro 129 de la empresa ESCOSA) puesto que puede soportar una carga mayor con una luz libre mayor.

Carga Superimpuesta kg/m^2	Longitudes admisibles (m) 15-2-8	
	Sin apuntalar	Apuntalada
200	5,35	6,19
250	5,14	5,78
300	4,96	5,45
350	4,79	5,16
400	4,64	4,92
450	4,51	4,71
500	4,38	4,52
550	4,27	4,36
600	4,16	4,21
650	4,06	4,07
700	3,95	3,95
750	3,84	3,84
800	3,73	3,73
850	3,64	3,64

Apéndice IV

Resultados de diseñar el Bloque C

Explicación de la memoria de calculo

Nota:

Con base en la memoria de cálculo que se presenta a continuación se realizaron todas las memorias para todos los distintos elementos que componen el bloque.

Análisis estructural del bloque

Cuadro 130: Regularidad

Nivel	e_{xi}	e_{yi}	e_{xi}/D_{xi}	e_{yi}/D_{yi}
1	0,173	0,581	5,2%	5,8%
2	0,200	1,663	6,1%	16,5%

Regularidad del bloque

Las máximas dimensiones de los edificios son las siguientes (para las dos plantas es la misma):

$$D_x = 3,3m \quad D_y = 10,1m$$

A continuación se encuentran las componentes de las excentricidades. Estas fueron encontradas por medio del programa ETABS.

Nivel	Masa		Rigidez	
	X	Y	X	Y
1	1,532	6,494	1,359	7,075
2	1,559	6,813	1,359	8,476

Cuando se aplicaron las ecuaciones [4-1] y [4-2] del Código Sísmico, se obtuvieron los siguientes resultados. Estos no deben sobre pasar el 5%.

Con esto se cumple se obtiene que es un edificio posé irregularidad moderada.

Pesos de los componentes del bloque

Los elementos estructurales que se utilizarán están hechos en concreto armado. Para determinar el peso de estos simplemente se tomará el volumen por el peso volumétrico del concreto. Para el cálculo de estos pesos, se tienen los cuadros que siguen.

Para el cálculo del peso de las escaleras se tomarán los siguientes datos:

Cuadro 131: Peso de Vigas y Columnas

Columna 1	Columna 2
$Largo = 0,60m$	$Largo = 0,35m$
$Ancho = 0,30m^2$	$Ancho = 0,35m^2$
$Altura = 3,5m$	$Altura = 3,5m$
$P_c = 1,512ton$	$P_c = 1,029ton$

Viga 1	Viga 2
$Peralte = 0,60m$	$Peralte = 0,40m$
$Ancho = 0,20m$	$Ancho = 0,2m$
$P_v = 0,288ton/m$	$P_v = 0,192ton/m$

Escalera	Descanso
$Area = 0,6m^2$	$Espesor = 0,12m$
$Ancho = 1,4m$	$Largo = 1,375m$
$P_e = 2,059ton$	$P_{te} = 1,331ton$

El entrepiso a utilizar tiene un peso de $175 kg/m^2$, se multiplicará este por el área de cada entrepiso.

Los muros son de 15 cm de espesor para todo el *Bloque C*. Para calcular el peso se hizo un peso por unidad de área multiplicando el espesor y el peso de la mampostería.

En el cálculo de los elementos secundarios o de cerramiento, se tomaron las siguientes consideraciones. Para el techo se tomó en cuenta el peso de la cubierta, de la estructura metálica, del cielo raso y de las instalaciones. Todo dio como resultado un peso total para el techo de $60 kg/m^2$. Además, para los acabados por nivel se consideró el peso de la cerámica, del cielo raso y de las instalaciones. Resultando un peso total de $80 kg/m^2$. En las paredes se pretende colocar mampostería con un espesor de 12 cm. Estas tiene un peso de $240kg/m^2$.

Las cargas temporales que fueron utilizadas para el análisis de la estructura, se muestran en el cuadro 134.

Cuadro 132: Peso de los elementos principales

	Peso	Acceso		Nivel 1	
	(t/m^2)	#	P_{st}	#	P_{st}
Col. 1	1,512	2	1,51	2	3,02
Col. 2	1,029	4	2,06	4	4,12
Viga 1	0,288	0,0	0,00	19,7	5,67
Viga 2	0,192	0,0	0,00	10,7	2,06
Muro	0,300	6,9	2,08	27,8	8,33
Escalera	2,059	0,5	1,03	2,0	4,12
Descanso	1,331	0,0	0,00	1,0	1,33
Entrepiso	0,175	0	0,00	5,2	0,91
$\Sigma =$			6,68		29,56
	Peso	Nivel2		Techos	
	(t/m^2)	#	P_{st}	#	P_{st}
Col. 1	1,512	2	2,94	2	1,43
Col. 2	1,029	4	4,00	4	1,94
Viga 1	0,288	19,7	5,67	0	0,00
Viga 2	0,192	10,7	2,06	10	1,93
Muro	0,300	25,3	7,59	4	1,35
Escalera	2,059	1,5	3,09	0	0,00
Descanso	1,331	1,0	1,33	0	0,00
Entrepiso	0,175	5,2	0,91	0	0,00
$\Sigma =$			27,59		6,64

Determinación de fuerza sísmica

A continuación se muestra la suma de cargas temporales y permanentes, actuantes en cada uno de los niveles.

Cuadro 135: Pesos totales por nivel en toneladas

Nivel	Perm.	Temp.	Part.	W_i
Acceso	7,97	5,40	0,15	8,78
1	36,08	8,24	0,15	37,31
2	34,11	5,40	0,15	34,92
Techo	8,35	0,28	0,00	8,35
Σ				89,355

Para la determinación de la fuerza sísmica se necesita de ciertos valores. Estos se pueden observar en el recuadro que se muestra a continuación.

Cuadro 133: Peso de los elementos secundarios

	Peso	Acceso		Nivel 1	
	(ton/m^2)	Cant.	P_{st}	Cant.	P_{st}
Paredes	0,24	4,3	1,29	17,2	5,15
Acabado	0,08	0,0	0,00	17,1	1,37
Techo	0,06				
$\Sigma =$			1,29		6,52
	Peso	Nivel2		Techos	
	(ton/m^2)	Cant.	P_{st}	Cant.	P_{st}
Paredes	0,24	17,2	5,15	4,3	1,29
Acabado	0,08	17,1	1,37	0,0	0,00
Techo	0,06			7,0	0,42
$\Sigma =$			6,52		1,71

Cuadro 134: Pesos a considerar por cargas temporales

	Peso	Acceso		Nivel 1	
	(ton/m^2)	Cant.	P_{st}	Cant.	P_{st}
Bodega	0,50	5,2	2,60	5,2	2,60
Escaleras	0,40	7,0	2,80	14,1	5,64
Techo	0,04				
$\Sigma =$			5,40		8,24
	Peso	Nivel2		Techos	
	(ton/m^2)	Cant.	P_{st}	Cant.	P_{st}
Bodega	0,50	5,2	2,60		
Escaleras	0,40	7,0	2,80		
Techo	0,04			7,0	0,28
$\Sigma =$			5,40		0,28

Zona	3	Uso:	Educacional
Suelo:	S3	Grupo :	C
$a_{ef} =$	0,36	$I =$	1
Irreg.:	Moderada	Niveles:	3
SE:	Dual	$T =$	0,24
DL:	Optima	$FED =$	1,443
$\mu =$	2	SR =	2

Por lo que el coeficiente sísmico para el Bloque C, queda de la siguiente manera:

$$C_C = \frac{0,36 \cdot 1 \cdot 1,443}{2} = 0,25974$$

La distribución de la fuerza sísmica para cada nivel

se encuentran en el cuadro 109.

Cuadro 136: Distribución de la fuerza sísmica

Nivel	h_i (m)	W_i (ton)	$\frac{h \cdot W_i}{\Sigma(h \cdot W_i)}$ (%)	F_{Si} (ton)
Acceso	0	8,779	0,0000	0,000
1	3,5	37,312	0,2833	5,929
2	7,0	34,917	0,5302	11,097
Techo	10,3	8,347	0,1865	3,903
Σ		80,576	1,0000	20,929

Determinación de los desplazamientos

Luego de hacer el análisis del modelo, se obtuvieron los siguientes resultados.

Cuadro 137: Desplazamientos del Bloque A

	Absoluto		Relativo	
	X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)
Acceso	0	0	0	0
1	0,700	-0,130	0,700	0,130
2	0,762	-0,505	0,062	0,375
Techo	0,901	-0,932	0,139	0,427

Para el cálculo del desplazamiento inelástico relativo de cada nivel, se utilizó la formula [7-11] del Código Sísmico.

$$\Delta_i = \mu SR \Delta_i^e$$

Después de tener factor Δ_i se dividió entre la altura de cada nivel, los resultados se muestran en el cuadro 138. Estos se compararon con la *Tabla 7.2* del Código Sísmico, donde el máximo permitido es de 0,010. Dadas las condiciones anteriores se aceptaron los desplazamientos que se presentaron según el análisis.

Cuadro 138: Desplazamiento inelástico relativo

	H_i	$\Delta_{i,x}/H_i$	$\Delta_{i,y}/H_i$
Acceso	0	0	0
1	3500	0,00160	0,00030
2	3500	0,00014	0,00086
Techo	3300	0,00032	0,00098

Periodo real de la estructura

Para el cálculo del periodo T , se utilizó la formula [7-3] del Código Sísmico.

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{1}{g} \frac{\sum_{i=1}^n W_i (\delta_i^e)^2}{\sum_{i=1}^n F_i \delta_i^e}}$$

Esto se resume en el siguiente cuadro:

Cuadro 139: Periodo real

	W_i	F_i	δ_i^e	$W_i (\delta_i^e)^2$	$F_i \delta_i^e$
Acceso	8,78	0,00	0	0	0
1	37,31	5,93	0,00160	0,000096	0,0095
2	34,92	11,10	0,00014	0,000001	0,0016
Techo	8,35	3,90	0,00032	0,000001	0,0012
Σ				0,000097	0,0123

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{1}{9,806} \frac{0,000097}{0,0123}} = 0,178$$

Con este periodo se obtiene el mismo FED anterior, 0,945. Por lo que no es necesario hacer ningún reajuste.

Diseño de cimientos

Diseño para la sección propuesta como placa CP- 1

Del análisis final, se obtuvo los valores de Momentos y Cortante Últimos, que se muestran a continuación. Estos fueron calculados por medio de SAP2000.

$$P_{ft} = 7818,6 \text{ kg} \quad P_{fp} = 15694,9 \text{ kg} \quad P_u = 37879,1 \text{ kg}$$

$$M_{d1} = 27712,8 \text{ kg} - m \quad M_{d2} = 23684,1 \text{ kg} - m$$

Def. de materiales	Caract. de la sec.
$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$	$rec. = 2,5 \text{ cm}$
$\varepsilon_{cu} = 0,003$	$t_b = 30 \text{ cm}$
$f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$	$t = 27,5 \text{ cm}$
$\varepsilon_y = 0,001$	
$\beta_1 = 0,85$	
$q_a = 15 \text{ kg/cm}^2$	

Donde:

P_{ft}	Carga axial temporal
P_{fp}	Carga axial permanente
P_u	Carga axial mayorada
M_1 y M_2	Momentos mayorados
f'_c	Capacidad del concreto
ε_{cu}	Módulo de elasticidad del concreto
f_y	Límite de fluencia del acero
ε_y	Módulo de elasticidad del acero
β_1	Factor del bloque de esfuerzo
q_a	Presión activa del suelo, al desplante
C_1 y C_2	Dimensiones de la columna
$rec.$	Recubrimiento para el acero
t_b	Espesor propuesto para la placa
t	Brazo de palanca del acero

Base de la placa de cimentación

El área requerida para soportar las cargas temporales y permanentes (sin mayorar) está dada por:

$$A_f = \frac{P_{tf} + P_{tp}}{q_a} = \frac{7818,6 + 15694,9}{15} = 1567,57 \text{ cm}^2$$

Caract. de la sec.	Caract. de la sec.	Caract. de la sec.
$C_1 = 25 \text{ cm}$	$M_1 = 15 \text{ cm}$	$C_1 = 25 \text{ cm}$
$C_2 = 25 \text{ cm}$	$M_2 = 265 \text{ cm}$	$C_2 = 25 \text{ cm}$

Se tiene una figura con las siguientes dimensiones para poder satisfacer las cargas superimpuestas.

“Patín” sup.	“Alma”	“Patín” inf.	
$b_1 = 125 \text{ cm}$	$b_1 = 80 \text{ cm}$	$b_1 = 100 \text{ cm}$	Se
$l_2 = 125 \text{ cm}$	$l_2 = 200 \text{ cm}$	$l_2 = 100 \text{ cm}$	

tiene un área $A'_f = 41625 \text{ cm}^2$.

Ahora, se necesitará de las presiones que actúan bajo la placa, dada por la ecuación siguiente:

$$q_{max,min} = \frac{P_u}{A_g} \pm \frac{Mc}{I}$$

Con la que se obtienen las siguientes presiones:

$$q_{1max} = 1,26 \text{ kg/cm}^2 \quad q_{2max} = 0,98 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_{1min} = 0,56 \text{ kg/cm}^2 \quad q_{2min} = 0,84 \text{ kg/cm}^2$$

Del caso 4, según el método de Meyerhoff, se obtiene los siguientes valores:

$$\vartheta_b = 1,8084 \quad \vartheta_l = 6,8878$$

$$b' = 226,05 \text{ cm} \quad l' = 2927,30 \text{ cm}$$

$$b_2 = 193,2 \text{ cm} \quad l_2 = 1308,59 \text{ cm}$$

De aquí resulta una área en contacto de 22980 cm^2 . Esta área representa un 55,21 % del total. Esto conduce al acepta de la sección propuesta anteriormente.

Verificación de cortante por punzonamiento

Por las condiciones de apoyo de las columnas y muro se tiene que: $b' = 50 \text{ cm}$ $l' = 50 \text{ cm}$

Donde, b' y l' son las distancias máximas entre la cara de la columna y el final de la placa, en los ejes “ x ” y “ y ” respectivamente.

La sección crítica para el corte por punzonamiento está ubicada a una distancia igual a la mitad del espesor de la placa.

$$q_{1s} = q_{1max} - \frac{(b' - t_b)(q_{1max} - q_{1min})}{b} = 1,146kg/cm^2$$

$$q_{2s} = q_{2max} - \frac{(l' - t_b)(q_{2max} - q_{2min})}{l} = 0,975kg/cm^2$$

El área donde actúa el cortante es la siguiente:

$$A_v = A_g - (C_1 + t)(C_2 + t) = 41625 - 16625$$

$$A_v = 25000cm^2$$

El cortante por punzonamiento en la placa es de:

$$V_u = q_p A_v = 1,15 \cdot 25000 = 28662,0kg$$

La resistencia del concreto se debe multiplicar por el siguiente factor:

$$\zeta = \frac{4}{3} + \frac{8}{3\beta_c} = 1,50$$

$$\beta_c = 1,00$$

$$\zeta = 4,00$$

$$V_c = \zeta \sqrt{f'_c} b_o t = 4,00 \cdot \sqrt{210} \cdot 820 \cdot 27,5$$

$$V_c = 1307122kg$$

Como $\phi V_c > V_u$, entonces no es afectada por punzonamiento.

Diseño de la armadura de refuerzo

La placa de cimentación debe soportar el momento debido a la presión a la que esta sometida. El momento es el siguiente

$$q'_1 = q_{1max} - \frac{(b')(q_{1max} - q_{1min})}{b} = 0,980kg/cm^2$$

$$M_{qi} = \frac{q'_1(b')^2 l}{4} + \frac{(q_{1max} - q'_1)(b')l}{3} = 262166kg - cm$$

$$M_{qs} = \frac{2000(b')^2 l}{4} = 53125kg - cm$$

$$M_{u1} = M_{qi} - M_{qs} = 262166 - 53125 = 209041kg - cm$$

$$R_{n,requerido} = \frac{M_{u1}}{\phi b t^2} = \frac{209041}{0,9 \cdot 125 \cdot 27,5^2} = 2,46kg/cm^2$$

$$\rho = \frac{0,85f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0,85f'_c}}\right) = 0,0009$$

El ρ_{min} según el *ACI 318-02* para varillas $G - 40$, es de 0,002 ; por lo que se utilizará el ρ mínimo.

El área de acero está dada por:

$$A_{1s} = \rho b t = 0,0020 \cdot 125 \cdot 27,5 = 6,88cm^2$$

Se debe realizar el mismo cálculo anterior, cambiando a l , para obtener el area de acero en esta dirección.

$$q'_2 = q_{2max} - \frac{(l - C_1)(q_{2max} - q_{2min})}{2l} = 0,964kg/cm^2$$

$$M_{qi} = \frac{q'_2(l - C_1)^2 b}{8} + \frac{(q_{2max} - q'_2)(l - C_1)b}{6} = 75385kg - cm$$

$$M_{qs} = \frac{2000(l - C_1)^2 b}{8} = 15625kg - cm$$

$$M_{u1} = M_{qi} - M_{qs} = 75385 - 15625 = 59760kg - cm$$

$$R_{n,requerido} = \frac{M_{u2}}{\phi l t^2} = \frac{59760}{0,9 \cdot 425 \cdot 27,5^2} = 0,21kg/cm^2$$

$$\rho = \frac{0,85f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0,85f'_c}}\right) = 0,0001$$

El $\rho_{min} = 0,002$ por lo que se utilizará el ρ mínimo.

El area de acero está dada por:

$$A_{2s} = \rho l t = 0,0020 \cdot 425 \cdot 27,5 = 23,38cm^2$$

Al concretar esto, se debe verificar las deformaciones de las varillas, como se muestra a continuación.

$$a_b = \frac{A_s f_y}{0,85f'_c b} = 0,863cm$$

$$c_b = \frac{a}{\beta_1} = 1,015cm$$

$$\varepsilon_t = \frac{\varepsilon_c}{c} t - \varepsilon_c$$

$$\varepsilon_t = 0,078$$

$$a_l = \frac{A_s f_y}{0,85f'_c l} = 0,863cm$$

$$c_l = \frac{a}{\beta_1} = 1,015cm$$

$$\varepsilon_t = \frac{\varepsilon_c t}{c} - \varepsilon_c$$

$$\varepsilon_t = 0,078$$

La deformación es aceptada, puesto que es superior a $\varepsilon = 0,004$.

Para el correcto desarrollo de la capacidad en tensión de las varillas, estas deben estar correctamente empotradas en el concreto. Más adelante se hará mención de la longitud de desarrollo a utilizar.

Armadura para transmisión de esfuerzos

La capacidad en compresión de la columna está dada por la siguiente ecuación:

$$P_{nc} = \phi 0,85 f'_c A_1 = 0,65 \cdot 0,85 \cdot 210 \cdot 5225 = 606231kg$$

La capacidad en compresión de la placa de cimentación, está dada por la siguiente ecuación:

$$P_{np} = \phi 0,85 f'_c A_1 \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$$

donde $\sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$ debe ser a lo sumo 2

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{38825}{5225}} = 2,73$$

por lo que P_{np} queda de la siguiente manera:

$$P_{np} = 2 \cdot 606231 = 1212461kg$$

Como P_{nc} es mayor a P_u y P_{np} es mayor a P_u se puede decir que no necesita acero de refuerzo; entonces se colocará el mínimo.

$$A_{s-min} = 0,005 \cdot 5225 = 26,125cm^2$$

Nuevamente, las varillas deben ser correctamente empotradas, tanto en la columna como en la placa, por lo que se proporcionará la longitud de desarrollo apropiada.

Diseño para la sección propuesta como placa CP- 2

Del análisis final, se obtuvo los valores de Momentos y Cortante Últimos, que se muestran a continuación. Estos fueron calculados por medio de SAP2000.

$$P_{ft} = 21419,3kg \quad P_{fp} = 127369,2kg \quad P_u = 151763,5kg \quad M_{d1} = 42676,4kg - m \quad M_{d2} = 63363,4kg - m$$

Def. de materiales	Caract. de la sec.
$f'_c = 210kg/cm^2$	$rec. = 2,5cm$
$\varepsilon_{cu} = 0,003$	$t_b = 30cm$
$f_y = 2800kg/cm^2$	$t = 27,5cm$
$\varepsilon_y = 0,001$	
$\beta_1 = 0,85$	
$q_a = 15kg/cm^2$	

Base de la placa de cimentación

El área requerida para soportar las cargas temporales y permanentes (sin mayorar) está dada por:

$$A_f = \frac{P_{tf} + P_{tp}}{q_a} = \frac{21419,3 + 127369,2}{15} = 9919,23cm^2$$

Caract. de la sec.	Caract. de la sec.	Caract. de la sec.
$C_1 = 50cm$	$M_1 = 15cm$	$C_1 = 50cm$
$C_2 = 25cm$	$M_2 = 255cm$	$C_2 = 25cm$

Se tiene una figura con las siguientes dimensiones para poder satisfacer las cargas superimpuestas.

“Patín” sup. “Alma” “Patín” inf.

$b_1 = 130cm$ $b_1 = 80cm$ $b_1 = 170cm$ Se

$l_2 = 90cm$ $l_2 = 170cm$ $l_2 = 130cm$

tiene un área $A'_f = 47400cm^2$.

Ahora, se necesitará de las presiones que actúan bajo la placa, dada por la ecuación siguiente:

$$q_{max,min} = \frac{P_u}{A_g} \pm \frac{M_c}{I}$$

Con la que se obtienen las siguientes presiones:

$$q_{1max} = 5,97kg/cm^2 \quad q_{2max} = 3,35kg/cm^2$$

$$q_{1min} = 0,43kg/cm^2 \quad q_{2min} = 3,05kg/cm^2$$

Del caso 4, según el método de Meyerhoff, se obtiene los siguientes valores:

$$\begin{aligned} \vartheta_b &= 1,0773 & \vartheta_l &= 11,1895 \\ b' &= 183,15\text{cm} & l' &= 4363,89\text{cm} \\ b_2 &= 166,8\text{cm} & l_2 &= 313,31\text{cm} \end{aligned}$$

De aquí resulta una área en contacto de 66177cm^2 . Esta área representa un 139,61 % del total. Esto conduce al acepta de la sección propuesta anteriormente.

Verificación de cortante por punzonamiento

Por las condiciones de apoyo de las columnas y muro se tiene que: $b' = 60,0\text{cm}$ $l' = 52,5\text{cm}$

Donde, b' y l' son las distancias máximas entre la cara de la columna y el final de la placa, en los ejes "x" y "y" respectivamente.

La sección crítica para el corte por punzonamiento está ubicada a una distancia igual a la mitad del espesor de la placa.

$$q_{1s} = q_{1max} - \frac{(b' - t_b)(q_{1max} - q_{1min})}{b} = 4,996\text{kg/cm}^2$$

$$q_{2s} = q_{2max} - \frac{(l' - t_b)(q_{2max} - q_{2min})}{l} = 3,334\text{kg/cm}^2$$

El área donde actúa el cortante es la siguiente:

$$A_v = A_g - (C_1 + t)(C_2 + t) = 47400 - 18925$$

$$A_v = 28475\text{cm}^2$$

El cortante por punzonamiento en la placa es de:

$$V_u = q_p A_v = 5,00 \cdot 28475 = 142259,3\text{kg}$$

La resistencia del concreto se debe multiplicar por el siguiente factor:

$$\begin{aligned} \zeta &= \frac{4}{3} + \frac{8}{3\beta_c} = 1,00 \\ \beta_c &= 2,00 \\ \zeta &= 2,67 \end{aligned}$$

$$V_c = \zeta \sqrt{f'_c} b_o t = 2,67 \cdot \sqrt{210} \cdot 900 \cdot 27,5$$

$$V_c = 956431\text{kg}$$

Como $\phi V_c > V_u$, entonces no es afectada por punzonamiento.

Diseño de la armadura de refuerzo

La placa de cimentación debe soportar el momento debido a la presión a la que está sometida. El momento es el siguiente

$$q'_1 = q_{1max} - \frac{(b')(q_{1max} - q_{1min})}{b} = 4,017\text{kg/cm}^2$$

$$M_{qi} = \frac{q'_1 (b')^2 l}{4} + \frac{(q_{1max} - q'_1)(b')l}{3} = 1425338\text{kg-cm}$$

$$M_{qs} = \frac{2000(b')^2 l}{4} = 70200\text{kg-cm}$$

$$M_{u1} = M_{qi} - M_{qs} = 1425338 - 70200 = 1355138\text{kg-cm}$$

$$R_{n,requerido} = \frac{M_{u1}}{\phi b t^2} = \frac{1355138}{0,9 \cdot 170 \cdot 27,5^2} = 11,71\text{kg/cm}^2$$

$$\rho = \frac{0,85 f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0,85 f'_c}}\right) = 0,0043$$

El ρ_{min} según el ACI 318-02 para varillas G-40, es de 0,002; por lo que se utilizará el ρ calculado.

El área de acero está dada por:

$$A_{1s} = \rho b t = 0,0043 \cdot 170 \cdot 27,5 = 20,24\text{cm}^2$$

Se debe realizar el mismo cálculo anterior, cambiando a l , para obtener el área de acero en esta dirección.

$$q'_2 = q_{2max} - \frac{(l - C_1)(q_{2max} - q_{2min})}{2l} = 3,311\text{kg/cm}^2$$

$$M_{qi} = \frac{q'_2 (l - C_1)^2 b}{8} + \frac{(q_{2max} - q'_2)(l - C_1)b}{6} = 387996\text{kg-cm}$$

$$M_{qs} = \frac{2000(l - C_1)^2 b}{8} = 23428\text{kg-cm}$$

$$M_{u1} = M_{qi} - M_{qs} = 387996 - 23428 = 364568\text{kg-cm}$$

$$R_{n,requerido} = \frac{M_{u2}}{\phi l t^2} = \frac{364568}{0,9 \cdot 390 \cdot 27,5^2} = 1,37\text{kg/cm}^2$$

$$\rho = \frac{0,85 f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0,85 f'_c}}\right) = 0,0005$$

El $\rho_{min} = 0,002$ por lo que se utilizará el ρ mínimo.

El area de acero está dada por:

$$A_{2s} = \rho l t = 0,0020 \cdot 390 \cdot 27,5 = 21,45 \text{ cm}^2$$

Al concretar esto, se debe verificar las deformaciones de las varillas, como se muestra a continuación.

$$a_b = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b} = 1,868 \text{ cm}$$

$$c_b = \frac{a}{\beta_1} = 2,197 \text{ cm}$$

$$\varepsilon_t = \frac{\varepsilon_c}{c} t - \varepsilon_c$$

$$\varepsilon_t = 0,035$$

$$a_l = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c l} = 0,863 \text{ cm}$$

$$c_l = \frac{a}{\beta_1} = 1,015 \text{ cm}$$

$$\varepsilon_t = \frac{\varepsilon_c}{c} t - \varepsilon_c$$

$$\varepsilon_t = 0,078$$

La deformación es aceptada, puesto que es superior a $\varepsilon = 0,004$.

Para el correcto desarrollo de la capacidad en tensión de las varillas, estas deben estar correctamente empotradas en el concreto. Más adelante se hará mención de la longitud de desarrollo a utilizar.

Armadura para transmisión de esfuerzos

La capacidad en compresión de la columna está dada por la siguiente ecuación:

$$P_{nc} = \phi 0,85 f'_c A_1 = 0,65 \cdot 0,85 \cdot 210 \cdot 6325 = 733858 \text{ kg}$$

La capacidad en compresión de la placa de cimentación, está dada por la siguiente ecuación:

$$P_{np} = \phi 0,85 f'_c A_1 \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$$

donde $\sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$ debe ser a lo sumo 2

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{42325}{6325}} = 2,59$$

por lo que P_{np} queda de la siguiente manera:

$$P_{np} = 2 \cdot 733858 = 1467716 \text{ kg}$$

Como P_{nc} es mayor a P_u y P_{np} es mayor a P_u se puede decir que no necesita acero de refuerzo; entonces se colocará el mínimo.

$$A_{s-min} = 0,005 \cdot 6325 = 31,625 \text{ cm}^2$$

Nuevamente, las varillas deben ser correctamente empotradas, tanto en la columna como en la placa, por lo que se proporcionará la longitud de desarrollo apropiada.

Diseño de columnas

Diseño para la sección propuesta como Columna BC-R 1

Se utilizarán las combinaciones de cargas más altas, encontradas con el análisis de la estructura. Además, se utilizará concreto con un $f'_c = 210\text{kg/cm}^2$ y acero con límite de fluencia $f_y = 2800\text{kg/cm}^2$.

Diseño del acero principal

Para la columna a diseñar se tiene los datos del cuadro 140.

Cuadro 140: Datos de Vigas y Columnas	
Columnas	
$E_c = 2193574,189\text{t/m}^2$	$Area = 1250\text{cm}^2$
$b = 0,50\text{m}$	$I_x = 0,0007\text{m}^4$
$h = 0,25\text{m}$	$I_y = 0,0026\text{m}^4$
$A_g = 0,125\text{m}^2$	$I_{gc} = 0,0007\text{m}^4$
$A_g x h = 0,03125\text{m}^3$	$h' = 0,15\text{m}$
$f'_c = 210\text{kg/cm}^2$	$\gamma = 0,600$
Vigas	
$E_v = 2193574,189\text{t/m}^2$	
$b = 0,20\text{m}$	$I_x = 0,0036\text{m}^4$
$h = 0,60\text{m}$	$I_y = 0,0004\text{m}^4$
$A_g = 0,12\text{m}^2$	$I_{gv} = 0,0036\text{m}^4$
$f_y = 2800\text{kg/cm}^2$	

Con el índice de estabilidad Q , se puede determinar si un marco se debe considerar como arrojado, por medio de la fórmula:

$$Q = \frac{\sum_{i=1}^n P_u \Delta_i}{V_u l_c}$$

Cuadro 141: Factor Q de arrojamientos

	$\sum_{i=1}^n P_u$	Q	Desp.
Primer Nivel	129503,8	4,37	CON
Segundo Nivel	360728,6	0,58	CON

El índice Q , debe ser menor al 5% para clasificarse como un marco sin desplazamiento lateral.

Para poder determinar si la columna es esbelta o no, se ocupa del valor ψ_m , determinado en el cuadro 142.

Cuadro 142: Factor ψ_m para esbeltez			
	l (m)	l_c (m)	l_u (m)
Primer nivel	2,75	2,75	2,2
1a	1,75	1,75	1,2
Segundo Nivel	1,75	1,75	1,2
2a	1,75	1,75	1,2
	ψ_b	ψ_a	ψ_m
Primer nivel	0,4626	1,3275	0,8951
1a	0,8649	1,1008	0,9829
Segundo Nivel	0,5504	0,5504	0,5504
2a	0,5504	0,5504	0,5504

Con la información obtenida anteriormente, se puede determinar si la columna es esbelta o no, como se muestra en el cuadro 143.

Cuadro 143: Factor k y esbeltez de columna

	K_1	K_2	K
Primer nivel	1,3150	1,2390	1,3150
1a	1,3389	1,2673	1,3389
Segundo Nivel	1,2109	1,1206	1,2109
2a	1,2109	1,1206	1,2109
	$k * l_u/r$	l_u/r	Esbeltez
Primer nivel	39,18	29,79	SI
1a	21,34	15,93	NO
Segundo Nivel	19,30	15,93	NO
2a	19,30	15,93	NO

Dado que las columnas son esbeltas, se debe hacer el cálculo de la ampliación de momentos por su factor δ_s (ver cuadro 144).

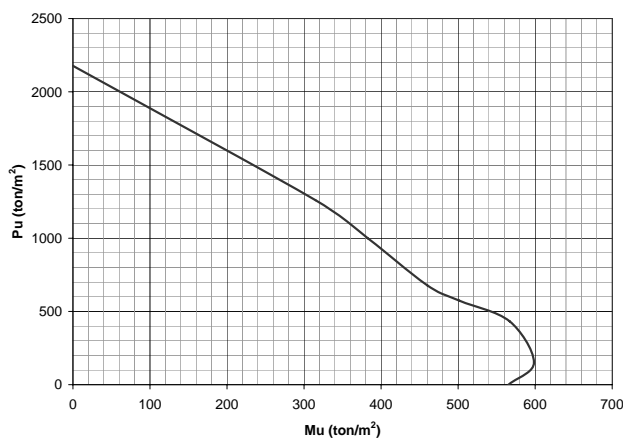


Figura 24: Diagrama de interacción

De la figura 24, se puede observar cómo todos los puntos están dentro de la curva del 3,5%, por lo que la columna debe tener al menos $43,75cm^2$ de acero (el cual se obtiene $\rho \cdot A_{g,columna}$).

Diseño de acero para aros

Antes de poder determinar la cantidad de aros, se debe calcular la capacidad en momento de la columna. Esta se determinará por con el momento correspondiente a la carga axial más alta de la columna.

Del análisis se toma que la $P_{u,max} = 289,80ton/m^2$. Con la figura 25, se puede determinar la capacidad en momento.

Cuadro 144: Cálculo del factor de ampliación de momentos

	ΣP_c (t)	ΣP_u (t)	δ_s
C1			
Primer nivel	979112,6	45056,2	1,07
1a	1429528,9	30446,7	1,03
Segundo Nivel	1637593,6	22272,6	1,02
2a	1602150,9	7194,0	1,01
C2			
Primer nivel	1121152,1	57887,2	1,07
1a	1427891,4	39304,8	1,04
Segundo Nivel	1900342,8	29095,6	1,02
2a	1724877,7	9509,4	1,01
C3+eo			
Primer nivel	1099031,2	47493,1	1,06
1a	1411956,5	30685,1	1,03
Segundo Nivel	1815561,3	21937,3	1,02
2a	1694531,7	7303,1	1,01
C3-eo			
Primer nivel	1076136,8	44175,7	1,06
1a	1437320,6	31494,5	1,03
Segundo Nivel	1860577,8	23977,6	1,02
2a	1706396,6	7666,8	1,01
C4+eo			
Primer nivel	997390,2	32232,6	1,05
1a	1405961,0	20255,6	1,02
Segundo Nivel	1598278,4	14093,4	1,01
2a	1587844,1	4699,8	1,00
C4-eo			
Primer nivel	959581,4	28915,2	1,04
1a	1453129,3	21065,0	1,02
Segundo Nivel	1673673,5	16133,7	1,01
2a	1615282,3	5063,5	1,00
C3+ns			
Primer nivel	638640,1	36272,7	1,08
1a	1055051,1	38084,8	1,05
Segundo Nivel	1318274,5	14369,8	1,01
2a	1795934,7	12626,9	1,01
C3-ns			
Primer nivel	-586947,4	65938,2	1,00
1a	1248994,6	37774,4	1,04
Segundo Nivel	1592122,3	31545,1	1,03
2a	1005992,9	2343,0	1,00
C4+ns			
Primer nivel	-40942792,3	41177,6	1,00
1a	590204,7	31516,2	1,08
Segundo Nivel	-2538829,3	13480,9	1,00
2a	1777183,7	10023,7	1,01
C4-ns			
Primer nivel	3727826,1	61033,3	1,02
1a	1302958,9	37392,7	1,04
Segundo Nivel	1063492,4	24262,6	1,03
2a	3426591,6	3499,2	1,00

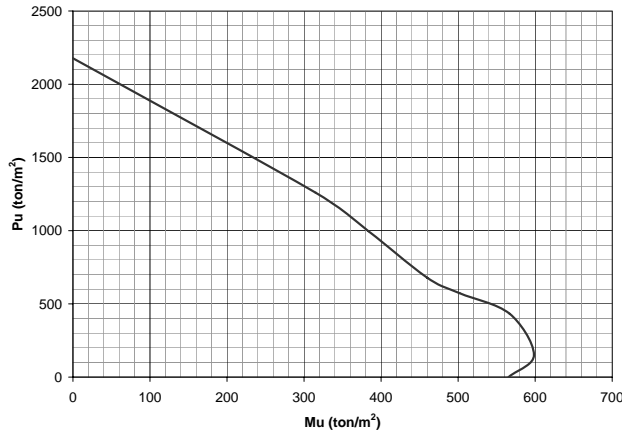


Figura 25: Capacidad de la columna AC-R1

De la figura anterior se toma que el momento $M_{n,max} = 590\text{ton}/m^2$.

Por lo que el momento $M_{n,max} = 3687500\text{kg} - \text{cm}$.

Dado el momento, se puede calcular el cortante a utilizar, por medio de la ecuación descrita en el Código Sísmico.

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{H} = 21071,42857\text{kg}$$

El cortante máximo encontrado por diseño es de $V_{d,max} = 4420,34\text{kg}$, esto es un 376,69%. Por ello no se toma en cuenta el aporte del concreto.

Se presentan las siguientes separaciones S , para aros con dos ramas.

- $S_3 = 8,49\text{cm}$ con aros # 3
- $S_4 = 15,19\text{cm}$ con aros # 4
- $S_5 = 23,55\text{cm}$ con aros # 5

Se presentan las siguientes separaciones S , para aros con cuatro ramas.

- $S_3 = 16,98\text{cm}$ con aros # 3
- $S_4 = 30,39\text{cm}$ con aros # 4
- $S_5 = 47,10\text{cm}$ con aros # 5

De las anteriores se escoge, $S_3 = 8,49\text{cm}$ con aros # 3

Sin embargo, el espaciamiento se cambiará a $7,5\text{cm}$, para una más fácil construcción.

Según el CSCR 02, la separación máxima es de $S_{max} = 5,000\text{cm}$. Entonces el espaciamiento será de $5,00\text{cm}$.

Revisión de la capacidad a flexión

En este caso, la capacidad de la columna se obtendrá con el mismo gráfico. Sin embargo, se utilizará la carga axial más pequeña para determinar el nuevo momento nominal.

Del análisis se toma que la $P_{u,min} = 0,10\text{ton}/m^2$. Con la figura 25, se puede determinar la capacidad en momento; la cual es, $M_{n,min} = 560\text{ton}/m^2$. Por lo que el momento $M_{n,min} = 1750000\text{kg} - \text{cm}$.

Esta columna está en contacto con la Viga C1-2 que tiene un momento nominal $M_n = 2039028\text{kg} - \text{cm}$, en el primer nivel.

Luego de hacer la suma de las capacidad en flexion de la Viga y la Columna (y dividiendo ambas capacidades); se obtuvo un factor de ampliación de 1,72. Por lo cual se acepta la cantidad de acero en la columna.

Diseño para la sección propuesta como Columna BC-R 2

Se utilizarán las combinaciones de cargas más altas, encontradas con el análisis de la estructura. Además se utilizará concreto con un $f'_c = 210\text{kg}/\text{cm}^2$ y acero con límite de fluencia $f_y = 2800\text{kg}/\text{cm}^2$.

Diseño del acero principal

Para la columna a diseñar se tiene los datos del cuadro 145.

Cuadro 145: Datos de Vigas y Columnas	
Columnas	
$E_c = 2193574,189\text{t}/m^2$	$Area = 625\text{cm}^2$
$b = 0,25\text{m}$	$I_x = 0,0003\text{m}^4$
$h = 0,25\text{m}$	$I_y = 0,0003\text{m}^4$
$A_g = 0,0625\text{m}^2$	$I_{gc} = 0,0003\text{m}^4$
$A_g x h = 0,015625\text{m}^3$	$h' = 0,15\text{m}$
$f'_c = 210\text{kg}/\text{cm}^2$	$\gamma = 0,600$
Vigas	
$E_v = 2193574,189\text{t}/m^2$	
$b = 0,20\text{m}$	$I_x = 0,0036\text{m}^4$
$h = 0,60\text{m}$	$I_y = 0,0004\text{m}^4$
$A_g = 0,12\text{m}^2$	$I_{gv} = 0,0036\text{m}^4$
$f_y = 2800\text{kg}/\text{cm}^2$	

Con el índice de estabilidad Q , se puede determinar si un marco se debe considerar como arrojado, por medio de la fórmula:

$$Q = \frac{\sum_{i=1}^n P_u \Delta_i}{V_u l_c}$$

Cuadro 146: Factor Q de arrojamientos

	$\sum_{i=1}^n P_u$	Q	Desp.
Primer Nivel	129503,8	4,37	CON
Segundo Nivel	70729,7	0,11	CON

El índice Q , debe ser menor al 5 % para clasificarse como un marco sin desplazamiento lateral.

Para poder determinar si la columna es esbelta o no, se ocupa del valor ψ_m , determinado en el cuadro ??.

Cuadro 147: Factor ψ_m para esbeltez

	l (m)	l_c (m)	l_u (m)
Primer Nivel	4,5	4,5	3,9
Segundo Nivel	3,5	3,5	2,9
Tercer Nivel	3,3	3,3	2,7

	ψ_b	ψ_a	ψ_m
Primer Nivel	0,2087	0,4893	0,3490
Segundo Nivel	0,2806	0,4527	0,3667
Tercer Nivel	0,3014	0,2210	0,2612

Con la información obtenida anteriormente, se puede determinar si la columnas es esbelta o no, como se muestra en el cuadro 148.

Cuadro 148: Factor k y esbeltez de columna

	K_1	K_2	K
Primer Nivel	1,1412	1,0453	1,1412
Segundo Nivel	1,1476	1,0521	1,1476
Tercer Nivel	1,1084	1,0107	1,1084

	$k * l_u / r$	l_u / r	Esbeltez
Primer Nivel	61,67	54,04	SI
Segundo Nivel	46,12	40,18	SI
Tercer Nivel	41,47	37,41	SI

Dado que las columnas son esbeltas, se debe hacer

el cálculo de la ampliación de momentos por su factor δ_s (ver cuadro 149).

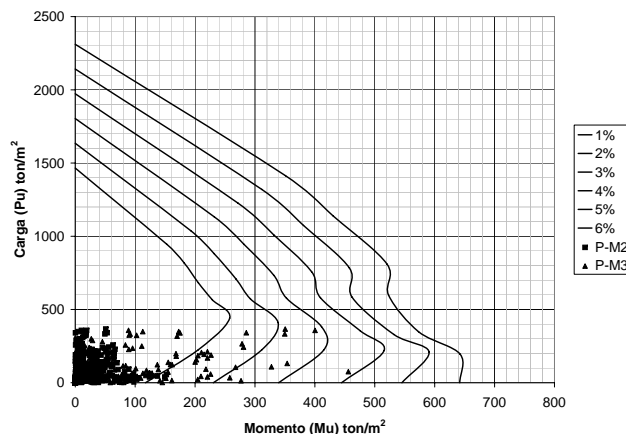


Figura 26: Diagrama de interacción

De la figura 26 se puede observar como todos los puntos están dentro de la curva del 3,0% por lo que la columna debe tener al menos $18,75\text{cm}^2$ de acero (el cual se obtiene $\rho \cdot A_{g,columna}$).

Diseño de acero para aros

Antes de poder determinar la cantidad de aros, se debe calcular la capacidad en momento de la columna. Esta se determinará por con el momento correspondiente a la carga axial más alta de la columna.

Del análisis se toma que la $P_{u,max} = 366,50\text{ton/m}^2$. Con la figura 27, se puede determinar la capacidad en momento.

Cuadro 149: Cálculo del factor de ampliación de momentos

C1	ΣP_c (t)	ΣP_u (t)	δ_s
Primer nivel	1085421,9	47321,6	1,06
Segundo Nivel	4533963,3	29201,3	1,01
Tercer Nivel	4462049,5	11292,5	1,00
C2			
Primer nivel	1242784,2	63565,6	1,07
Segundo Nivel	4680676,1	39184,6	1,01
Tercer Nivel	5153404,9	14735,5	1,00
C3+eo			
Primer nivel	277538,1	59645,6	1,40
Segundo Nivel	2714678,1	33929,7	1,02
Tercer Nivel	4648706,8	11628,9	1,00
C3-eo			
Primer nivel	948486,2	52113,9	1,08
Segundo Nivel	5000210,1	30342,0	1,01
Tercer Nivel	4895626,9	11630,2	1,00
C4+eo			
Primer nivel	12658611,0	46030,4	1,00
Segundo Nivel	2476602,2	25649,7	1,01
Tercer Nivel	-3920090,3	7662,1	1,00
C4-eo			
Primer nivel	948486,2	52113,9	1,08
Segundo Nivel	5000210,1	30342,0	1,01
Tercer Nivel	4895626,9	11630,2	1,00
C3+ns			
Primer nivel	1220039,6	51123,5	1,06
Segundo Nivel	4680982,8	31461,0	1,01
Tercer Nivel	4956831,0	11628,4	1,00
C3-ns			
Primer nivel	1188412,3	48614,2	1,06
Segundo Nivel	4535954,2	30034,6	1,01
Tercer Nivel	4897563,1	11630,6	1,00
C4+ns			
Primer nivel	1100799,9	33365,7	1,04
Segundo Nivel	4596682,8	20528,3	1,01
Tercer Nivel	4328258,2	7661,7	1,00
C4-ns			
Primer nivel	1060646,7	30856,5	1,04
Segundo Nivel	4403029,7	19102,0	1,01
Tercer Nivel	4285008,7	7663,9	1,00

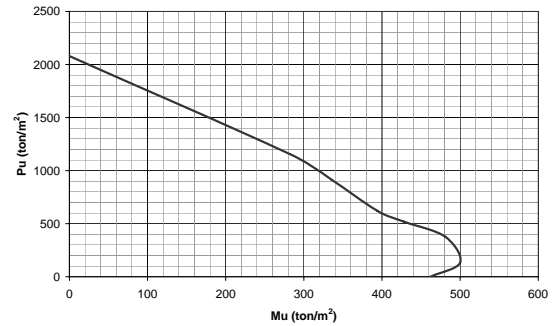


Figura 27: Capacidad de la columna AC-R1

De la figura anterior se toma que el momento $M_{n,max} = 480\text{ton}/m^2$.

Por lo que el momento $M_{n,max} = 750000\text{kg} - \text{cm}$.

Dado el momento, se puede calcular el cortante a utilizar, por medio de la ecuación descrita en el Código Sísmico.

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{H} = 4285,714286\text{kg}$$

El cortante máximo encontrado por diseño es de $V_{d,max} = 2164,62\text{kg}$, esto es un 97,99%. Por ello no se toma en cuenta el aporte del concreto.

Se presentan las siguientes separaciones S , para aros con dos ramas.

$$S_3 = 9,27\text{cm} \text{ con aros } \# 3$$

$$S_4 = 16,60\text{cm} \text{ con aros } \# 4$$

$$S_5 = 25,73\text{cm} \text{ con aros } \# 5$$

Se presentan las siguientes separaciones S , para aros con cuatro ramas.

$$S_3 = 18,55\text{cm} \text{ con aros } \# 3$$

$$S_4 = 33,20\text{cm} \text{ con aros } \# 4$$

$$S_5 = 51,46\text{cm} \text{ con aros } \# 5$$

De las anteriores se escoge, $S_3 = 9,27\text{cm}$ con aros $\# 3$

Sin embargo, el espaciamiento se cambiará a $7,5\text{cm}$, para una más fácil construcción.

Según el CSCR 02, la separación máxima es de $S_{max} = 5,000\text{cm}$. Entonces el espaciamiento será de $5,00\text{cm}$.

Revisión de la capacidad a flexión

En este caso, la capacidad de la columna se obtendrá con el mismo gráfico. Sin embargo, se utilizará carga axial más pequeña para determinar el nuevo momento nominal.

Del análisis se toma que la $P_{u,min} = 1,50\text{ton}/m^2$. Con la figura 27, se puede determinar la capacidad en momento; la cual es, $M_{n,min} = 460\text{ton}/m^2$. Por lo que el momento $M_{n,min} = 718750\text{kg} - \text{cm}$.

Esta columna está en contacto con la Viga C1-5 que tiene un momento nominal $M_n = 1128157\text{kg} - \text{cm}$, en el primer nivel.

Luego de hacer la suma de las capacidad en flexión de la Viga y la Columna (y dividiendo ambas capacidades); se obtuvo un factor de ampliación de 1,27 . Por lo cual se acepta la cantidad de acero en la columna.

Diseño de Vigas

Diseño para la sección propuesta como Viga C1- 1

Del análisis final se obtuvieron los valores de Momentos y Cortante Últimos. Fueron obtenidos por medio de la envolvente de las combinaciones de carga del *CSCR02*, calculada por medio de *SAP2000*.

$$\begin{aligned} M_{u,centro} &= 3,733ton - m \\ M_{u,extremo} &= 4,252ton - m \\ V_{u,centro} &= 3,733ton \\ V_{u,extremo} &= 3,733ton \\ T_u &= 0,082ton \end{aligned}$$

Se tiene una sección propuesta de 60 x 20 cm. Además, tiene una longitud de 1,75 m.

Características de la sección	
$h = 60cm$	$b = 20cm$
Centro	Extremos
$rec. = 5cm$	$rec. = 5cm$
$d' = 5cm$	$d' = 5cm$
$d = 55cm$	$d = 55cm$

Prop. de la sección	Def. de materiales
$A_{cp} = 1200cm^2$	$f'_c = 210kg/cm^2$
$P_{cp} = 160cm$	$\varepsilon_{cu} = 0,003$
$A_{oh} = 750cm^2$	$f_y = 2800kg/cm^2$
$P_h = 130cm$	$\varepsilon_y = 0,001$
	$\beta_1 = 0,85$
	$\rho_b = 0,037514423$

Donde:

h	Peralte de la viga
b	Ancho de la viga
$rec.$	Recubrimiento para el acero
d'	Brazo de palanca en compresión
d	Brazo de palanca en tensión
A_{cp}	Área bruta de la sección
P_{cp}	Perímetro bruto de la sección
A_{oh}	Área encerrada por el acero
P_h	Perímetro del A_{oh}
f'_c	Capacidad del concreto en compresión
ε_{cu}	Módulo de elasticidad del concreto
f_y	Límite de fluencia del acero
ε_y	Módulo de elasticidad del acero
β_1	Factor para obtener el bloque de esfuerzo
ρ_b	Relación para una falla balanceada

Diseño de acero principal

En el centro del claro se tiene el siguiente momento último: $M_u = 3,73ton - m$.

El centro del claro, se tomará como una Viga "T". Esto por la acción de la losa del entrepiso, la cual tiene un espesor $h_f = 5cm$. Además, se sabe que tiene una luz libre entre vigas de 3 m.

Para esto se debe contemplar un ancho efectivo del alma. También se debe de tomar en cuenta que esta es una viga de borde. Por lo que b toma el siguiente valor:

$$b_w = 34,58333333cm$$

Sin embargo, para poder considerarla como Viga "T", se debe satisfacer la condición de $a > h_f$.

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85 f'_c b'}} = 1,235cm$$

Dado que $a < h_f$, la suposición anterior es incorrecta, por lo que se considera como una viga rectangular.

$$\frac{c}{d} = \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,026$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 2,72 \text{cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,0025$$

Como $\frac{c}{d}$ es menor a 0,375, se declara la viga simplemente reforzada.

El ρ_{min} establecido por el Código Sísmico, tiene un valor de $\rho_{min} = 0,003$. Entonces el acero mínimo es $A_{s-min} = 3,62 \text{cm}^2$.

El mayor momento a los extremos es el siguiente, $M_u = 4,25 \text{ton} - m$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85 f'_c b}} = 2,461 \text{cm}$$

$$\frac{c}{d} = \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,053$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 3,14 \text{cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,0029$$

Como $\frac{c}{d}$ es menor a 0,375, se declara la viga simplemente reforzada.

El $\rho_{min} = 0,004$, por lo que el acero mínimo es: $A_{s-min} = 4,17 \text{cm}^2$.

Acero a colocar en el centro del claro:
 $A_{s-inf} = 3,62 \text{cm}^2$

Acero a colocar en los extremos del claro:
 $A_{s-sup} = 4,17 \text{cm}^2$

El Código Sísmico limita la capacidad del momento positivo en los extremos a no menos de la mitad del momento negativo, lo cual cumple.

También se debe contemplar que la capacidad de momento, en cualquier parte de la viga, no debe ser inferior al 25%. En, este caso se cumple.

Diseño de acero para aros, cortante

Para el diseño por cortante, primero se deberá calcular la capacidad a flexión del elemento con el acero a utilizar. En la parte inferior se utilizarán $3,96 \text{cm}^2$ de acero; mientras en la parte superior $5,70 \text{cm}^2$. Además, se debe considera que

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E} = 0,0017$$

Para el momento positivo se hace el siguiente cálculo, con el objeto de la determinación de la capacidad nominal de la viga:

$$a_{M+} = \frac{(A_s - A'_s) f_y}{0,85 f'_c b} = 1,7077 \text{cm}$$

$$\varepsilon'_s = \frac{\varepsilon_{cu}(a - \beta_1 d')}{a} = 0,0045$$

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{cu}(\beta_1 d - a)}{a} = 0,0791$$

Dado que $\varepsilon_y > \varepsilon_s$ y $\varepsilon_y > \varepsilon'_s$ se tiene el caso 3 .

$$M_{pr1} = 0,85 f'_c b a (d - 0,5a) + A'_s f_y (d - d') = 1128157 \text{kg} - \text{cm}$$

Para el momento negativo se tiene el siguiente cálculo, que la determinará la capacidad nominal de la viga.

$$a_{M+} = \frac{(A_s - A'_s) f_y}{0,85 f'_c b} = 0,9876 \text{cm}$$

$$\varepsilon'_s = \frac{\varepsilon_{cu}(a - \beta_1 d')}{a} = 0,0099$$

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{cu}(\beta_1 d - a)}{a} = 0,1390$$

Dado que $\varepsilon_y > \varepsilon_s$ y $\varepsilon_y > \varepsilon'_s$ se tiene el caso 3 .

$$M_{pr2} = 0,85 f'_c b a (d - 0,5a) + A'_s f_y (d - d') = 886499 \text{kg} - \text{cm}$$

Con los dos valores anteriores de momentos (M_{pr1} y M_{pr2}), se puede obtener el cortante a utilizar.

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L - d} + V_{ug} = 21251 \text{kg}$$

El cortante por sismo representa un 17,6% del cortante total, por lo que se tomará en cuenta el aporte del concreto.

El aporte del concreto para cortante está dado por las siguientes fórmulas:

$$V_{s,max} = 2,12 \sqrt{f'_c} A_g = 36866,06 \text{kg}$$

$$V_s^* = 1,1 \sqrt{f'_c} A_g = 19128,62 \text{kg}$$

$$V_{c-max} = 0,93 \sqrt{f'_c} A_g = 16172,38 \text{kg}$$

Al ser, $\frac{V_s^* \cdot d}{M_u} = 1,0360 > 1 \rightarrow$ se usa 1

$$V_{c1} = (0,5 \sqrt{f'_c} + 1,75 \rho \frac{V_u d}{M_u}) b d = 9293,86 \text{kg}$$

Esto debe ser menor a $V_{c,max}$, entonces se utiliza el primer valor calculado.

Debido a que $V_e > \phi V_{c1}$ se deben colocar aros de refuerzo

$V_{s,min} = 2,90kg$ por lo que $V_{s1} = 19041kg$. Se debe considerar que $V_{s1} < V_{s,max}$; en vista de esto se acepta. $V_{s1} < V_s^*$ lo cual indica que se debe mantener S .

Se presentan las siguientes separaciones S , para aros en dos ramas.

$S_3 = 11,48cm$ con aros # 3.

$S_4 = 20,55cm$ con aros # 4.

$S_5 = 31,85cm$ con aros # 5.

De las anteriores se escoge, $S_3 = 11,48cm$. Sin embargo, el espaciamiento se cambiará a $10cm$, para una más fácil construcción.

Según el CSCR 02, la separación máxima es de $S_{max} = 30cm$. Esta se logra con dos ramas de la varilla # 3. Se mantendrá la primera separación de $10cm$.

Diseño de acero para aros, torsión

Umbral de la torsión $T_{u,ubral} = 25921kg - cm$ Como $T_{u,diseño}$ es menor que ϕT_u , pueden no considerarse los efectos de la torsión.

Diseño para la sección propuesta como Viga C1- 2

Del análisis final se obtuvieron los valores de Momentos y Cortante Últimos. Fueron obtenidos por medio de la envolvente de las combinaciones de carga del CSCR02, calculada por medio de SAP2000.

$$\begin{aligned} M_{u,centro} &= 10,401ton - m \\ M_{u,extremo} &= 13,800ton - m \\ V_{u,centro} &= 6,893ton \\ V_{u,extremo} &= 6,893ton \\ T_u &= 0,467ton \end{aligned}$$

Se tiene una sección propuesta de $60 \times 20cm$, además tiene una longitud de $2,27m$.

Características de la sección

$h = 60cm$	$b = 20cm$
Centro	Extremos
$rec. = 5cm$	$rec. = 5cm$
$d' = 5cm$	$d' = 5cm$
$d = 55cm$	$d = 55cm$

Prop. de la sección	Def. de materiales
$A_{cp} = 1200cm^2$	$f'_c = 210kg/cm^2$
$P_{cp} = 160cm$	$\varepsilon_{cu} = 0,003$
$A_{oh} = 750cm^2$	$f_y = 2800kg/cm^2$
$P_h = 130cm$	$\varepsilon_y = 0,001$
	$\beta_1 = 0,85$
	$\rho_b = 0,037514423$

Diseño de acero principal

En el centro del claro se tiene el siguiente momento último, $M_u = 10,40ton - m$

Se debe de tener en cuenta, que para centro del claro, se tomará como una Viga "T". Esto por la acción de la losa del entre piso, la cual tiene un espesor $h_f = 5cm$. Además se sabe que se tiene un luz libre entre vigas de $3m$.

Para esto se debe contemplar un ancho efectivo del alma. Además se debe de tomar en cuenta que esta es una viga de Borde. Por lo que b toma el siguiente valor:

$$b' = 38,91666667cm$$

Sin embargo, para poder considerarla como Viga "T", se debe satisfacer la condición de $a > h_f$.

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85 f'_c b'}} = 3,113cm$$

Dado que $a < h_f$, la suposición anterior es incorrecta, por lo que se considera como una viga rectangular.

$$\frac{c}{d} = \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,067$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 7,72cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,0070$$

Como $\frac{c}{d}$ es menor a $0,375$, se declara la viga simplemente reforzada.

El ρ_{min} establecido por el Código Sísmico, tiene un valor de $\rho_{min} = 0,005$, por lo que el acero mínimo es, $A_{s-min} = 5,50cm^2$.

El mayor momento a los extremos es el siguiente, $M_u = 13,80ton - m$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85f'_c b}} = 8,460cm$$

$$\frac{c}{d} = \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,181$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 10,79cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,0098$$

Como $\frac{c}{d}$ es menor a 0,375, se declara la viga simplemente reforzada.

El ρ_{min} establecido por el Código Sísmico, tiene un valor de $\rho_{min} = 0,005$, por lo que el acero mínimo es, $A_{s-min} = 5,50cm^2$.

Acero a colocar en el centro del claro
 $A_{s-inf} = 7,72cm^2$

Acero a colocar en los extremos del claro
 $A_{s-sup} = 10,79cm^2$

El Código Sísmico, limita la capacidad del momento positivo en los extremos a no menos de la mitad del momento negativo lo cual en este caso se cumple.

Además se debe contemplar que la capacidad de momento en cualquier parte de la viga no debe ser inferior al 25 % en cualquier parte de la viga, que en este caso se cumple.

Diseño de acero para aros, cortante

Para el diseño por cortante, primero se deberá calcular la capacidad a flexión del elemento con el acero a utilizar. En la parte inferior se utilizarán $7,76cm^2$ de acero mientras en la parte superior $12,83cm^2$. Además se debe de tener en cuenta que

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E} = 0,0017$$

Para el momento positivo se tiene el siguiente cálculo para la determinación de la capacidad nominal de la viga.

$$a_{M+} = \frac{(A_s - A'_s)f_y}{0,85f'_c b} = 4,9677cm$$

$$\varepsilon'_s = \frac{\varepsilon_{cu}(a - \beta_1 d')}{a} = 0,0004$$

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{cu}(\beta_1 d - a)}{a} = 0,0252$$

Dado que $\varepsilon_y > \varepsilon_s$ y $\varepsilon_y < \varepsilon'_s$ se tiene el caso 4 .

$$f'_s = \varepsilon_s E_s = 910$$

$$M_{pr1} = 0,85f'_c b a (d - 0,5a) + A'_s f'_s (d - d') = 1515076kg - cm$$

Para el momento negativo se tiene el siguiente cálculo para la determinación de la capacidad nominal de la viga.

$$a_{M-} = \frac{(A_s - A'_s)f_y}{0,85f'_c b} = 2,5530cm$$

$$\varepsilon'_s = \frac{\varepsilon_{cu}(a - \beta_1 d')}{a} = 0,0020$$

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{cu}(\beta_1 d - a)}{a} = 0,0519$$

Dado que $\varepsilon_y > \varepsilon_s$ y $\varepsilon_y > \varepsilon'_s$ se tiene el caso 3 .

$$M_{pr2} = 0,85f'_c b a (d - 0,5a) + A'_s f_y (d - d') = 2039028kg - cm$$

Con los dos valores anteriores de momentos (M_{pr1} y M_{pr2}), se puede obtener el cortante a utilizar.

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L - d} + V_{ug} = 28175kg$$

El cortante por sismo representa un 24,5 % del cortante total por lo que se tomará en cuenta el aporte del concreto.

El aporte del concreto para cortante está dado por las siguientes formulas:

$$V_{s,max} = 2,12\sqrt{f'_c} A_g = 36866,06kg$$

$$V_s^* = 1,1\sqrt{f'_c} A_g = 19128,62kg$$

$$V_{c-max} = 0,93\sqrt{f'_c} A_g = 16172,38kg$$

Al ser, $\frac{V_u^* \cdot d}{M_u} = 0,7600 < 1 \rightarrow$ se usa este valor

$$V_{c1} = (0,5\sqrt{f'_c} + 1,75\rho \frac{V_u d}{M_u})bd = 10259,81kg$$

Esto debe ser menor a $V_{c,max}$ por lo que se utiliza el primer valor calculado.

Debido a que $V_e > \phi V_{c1}$ por lo que si se deben colocar aros de refuerzo

Se debe de tener en cuenta que $V_{s,min} = 2,90kg$ por lo que $V_{s1} = 27307kg$ Se debe considerar, además, que $V_{s1} < V_{s,max}$ por lo que se rechaza y $V_{s1} > V_s^*$ indicando que se debe reducir a la mitad S .

Se presentan las siguientes separaciones S , para aros en dos ramas.

$$S_3 = 8,01cm \text{ con Aros } \# 3$$

$$S_4 = 14,33cm \text{ con Aros } \# 4$$

$$S_5 = 22,21cm \text{ con Aros } \# 5$$

De las anteriores se escoge, $S_4 = 14,33cm$ con Aros $\# 4$

Sin embargo, el espaciamiento se cambiará a $12,5cm$, para una más fácil construcción.

Según el CSCR 02, la separación máxima es de $S_{max} = 15cm$. $12,7$ Esta se logra, con dos ramas de la varilla $\# 3$. Por lo que se mantendrá la primera separación de $13cm$.

Se debe tener en cuenta que se debe de colocar un acero mínimo el cual corresponde a

$$A_{sh,min} = \frac{0,3sh_c f'_c}{F_{yh}} \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) = 2,30cm^2$$

Y se cuenta con la siguiente cantidad de acero,

$$A_{sh,colocado} = \frac{2l\phi_{var}}{s} = 46,02cm^2$$

Por lo que se mantiene el diseño brindado anteriormente.

Diseño de acero para aros, torsión

Umbral de la torsión $T_{u,ubral} = 25921kg - cm$ Como $T_{u,diseño}$ es menor que ϕT_u , pueden no considerarse los efectos de la torsión.

Diseño para la sección propuesta como Viga C1- 3

Del análisis final se obtuvieron los valores de Momentos y Cortante Últimos. Fueron obtenidos por medio de la envolvente de las combinaciones de carga del CSCR02, calculada por medio de SAP2000.

$$\begin{aligned} M_{u,centro} &= 2,225ton - m \\ M_{u,extremo} &= 2,252ton - m \\ V_{u,centro} &= 1,690ton \\ V_{u,extremo} &= 2,252ton \\ T_u &= 0,034ton \end{aligned}$$

Se tiene una sección propuesta de $40 \times 20cm$ además tiene una longitud de $2,8m$.

Características de la sección

$$h = 40cm \quad b = 20cm$$

Centro Extremos

$$rec. = 5cm \quad rec. = 5cm$$

$$d' = 5cm \quad d' = 5cm$$

$$d = 35cm \quad d = 35cm$$

Prop. de la sección Def. de materiales

$$A_{cp} = 800cm^2 \quad f'_c = 210kg/cm^2$$

$$P_{cp} = 120cm \quad \epsilon_{cu} = 0,003$$

$$A_{oh} = 450cm^2 \quad f_y = 2800kg/cm^2$$

$$P_h = 90cm \quad \epsilon_y = 0,001$$

$$\beta_1 = 0,85$$

$$\rho_b = 0,037514423$$

Diseño de acero principal

En el centro del claro se tiene el siguiente momento último, $M_u = 2,22ton - m$

Se debe de tener en cuenta, que para centro del claro, se tomará como una Viga "T". Esto por la acción de la losa del entre piso, la cual tiene un espesor $h_f = 5cm$. Además se sabe que se tiene un luz libre entre vigas de $3m$.

Para esto se debe contemplar un ancho efectivo del alma. Además se debe de tomar en cuenta que esta es una viga de Borde. Por lo que b toma el siguiente valor:

$$b' = 43,33333333cm$$

Sin embargo, para poder considerarla como Viga "T", se debe satisfacer la condición de $a > h_f$.

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85 f'_c b'}} = 0,925cm$$

Dado que $a < h_f$, la suposición anterior es incorrecta, por lo que se considera como una viga rectangular.

$$\frac{c}{d} = \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,031$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 2,56cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,0037$$

Como $\frac{c}{d}$ es menor a 0,375, se declara la viga simplemente reforzada.

El ρ_{min} establecido por el Código Sísmico, tiene un valor de $\rho_{min} = 0,005$, por lo que el acero mínimo es, $A_{s-min} = 3,40cm^2$.

El mayor momento a los extremos es el siguiente, $M_u = 2,25ton - m$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85 f'_c b}} = 2,064cm$$

$$\frac{c}{d} = \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,069$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 2,63cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,0038$$

Como $\frac{c}{d}$ es menor a 0,375, se declara la viga simplemente reforzada.

El ρ_{min} establecido por el Código Sísmico, tiene un valor de $\rho_{min} = 0,005$, por lo que el acero mínimo es, $A_{s-min} = 3,50cm^2$.

Acero a colocar en el centro del claro
 $A_{s-inf} = 3,40cm^2$

Acero a colocar en los extremos del claro
 $A_{s-sup} = 3,50cm^2$

El Código Sísmico, limita la capacidad del momento positivo en los extremos a no menos de la mitad del momento negativo lo cual en este caso se cumple.

Además se debe contemplar que la capacidad de momento en cualquier parte de la viga no debe ser inferior al 25% en cualquier parte de la viga, que en este caso se cumple.

Diseño de acero para aros, cortante

Para el diseño por cortante, primero se deberá calcular la capacidad a flexión del elemento con el acero a utilizar. En la parte inferior se utilizarán $3,96cm^2$ de acero mientras en la parte superior $3,96cm^2$. Además se debe de tener en cuenta que

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E} = 0,0017$$

Para el momento positivo se tiene el siguiente cálculo para la determinación de la capacidad nominal de la viga.

$$a_M = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b} = 3,8810cm$$

$$f'_s = \varepsilon_s E_s = 599$$

$$M_{pr1} = A_s f_y (d - 0,5a) = 366439kg - cm$$

Para el momento negativo se tiene el siguiente cálculo para la determinación de la capacidad nominal de la viga.

$$a_M = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b} = 3,8810cm$$

$$f'_s = \varepsilon_s E_s = 599$$

$$M_{pr2} = A_s f_y (d - 0,5a) = 366439kg - cm$$

Con los dos valores anteriores de momentos (M_{pr1} y M_{pr2}), se puede obtener el cortante a utilizar.

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L - d} + V_{ug} = 5306kg$$

El cortante por sismo representa un 42,5% del cortante total por lo que se tomará en cuenta el aporte del concreto.

El aporte del concreto para cortante está dado por las siguientes formulas:

$$V_{s,max} = 2,12\sqrt{f'_c} A_g = 36866,06kg$$

$$V_s^* = 1,1\sqrt{f'_c} A_g = 19128,62kg$$

$$V_{c-max} = 0,93\sqrt{f'_c} A_g = 16172,38kg$$

Al ser, $\frac{V_u \cdot d}{M_u} = 0,5068 < 1 \rightarrow$ se usa este valor

$$V_{c1} = (0,5\sqrt{f'_c} + 1,75\rho\frac{V_u d}{M_u})bd = 6063,27kg$$

Esto debe ser menor a $V_{c,max}$ por lo que se utiliza el primer valor calculado.

Debido a que $V_e < \phi V_{c1}$ por lo que no se deben colocar aros de refuerzo

Se debe de tener en cuenta que $V_{s,min} = 2,90kg$ por lo que $V_{s1} = 3kg$ Se debe considerar, además, que $V_{s1} < V_{s,max}$ por lo que se acepta y $V_{s1} < V_s^*$ indicando que se debe mantener S .

Se presentan las siguientes separaciones S , para aros en dos ramas.

$S_3 = 47998, 5cm$ con Aros # 3
 $S_4 = 85914, 5cm$ con Aros # 4
 $S_5 = 133167, 7cm$ con Aros # 5

De las anteriores se escoge, $S_3 = 47998, 53cm$ con Aros # 3

Sin embargo, el espaciamiento se cambiará a $47997, 5cm$, para una más fácil construcción.

Según el CSCR 02, la separación máxima es de $S_{max} = 20cm$. 12,7 Esta se logra, con dos ramas de la varilla # 3. Por lo que se cambiara el espaciamiento a 20 cm.

Se debe tener en cuenta que se debe de colocar un acero mínimo el cual corresponde a

$$A_{sh,min} = \frac{0,3sh_c f'_c}{F_y h} \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) = 3,54cm^2$$

Y se cuenta con la siguiente cantidad de acero,

$$A_{sh,colocado} = \frac{2l\phi_{var}}{s} = 19,96cm^2$$

Por lo que se mantiene el diseño brindado anteriormente.

Diseño de acero para aros, torsión

Umbral de la torsión $T_{u,ubral} = 15361kg - cm$ Como $T_{u,diseño}$ es menor que $\phi T_{u,}$ pueden no considerarse los efectos de la torsión.

Diseño para la sección propuesta como Viga C1- 4

Del análisis final se obtuvieron los valores de Momentos y Cortante Últimos. Fueron obtenidos por medio de la envolvente de las combinaciones de carga del CSCR02, calculada por medio de SAP2000.

$$\begin{aligned} M_{u,centro} &= 0,183ton - m \\ M_{u,extremo} &= 1,632ton - m \\ V_{u,centro} &= 0,183ton \\ V_{u,extremo} &= 1,632ton \\ T_u &= 0,051ton \end{aligned}$$

Se tiene una sección propuesta de 40 x 20 cm, además tiene una longitud de 2,3 m.

Características de la sección

$h = 40cm$	$b = 20cm$
Centro	Extremos
$rec. = 5cm$	$rec. = 5cm$
$d' = 5cm$	$d' = 5cm$
$d = 35cm$	$d = 35cm$

Prop. de la sección Def. de materiales

$A_{cp} = 800cm^2$	$f'_c = 210kg/cm^2$
$P_{cp} = 120cm$	$\epsilon_{cu} = 0,003$
$A_{oh} = 450cm^2$	$f_y = 2800kg/cm^2$
$P_h = 90cm$	$\epsilon_y = 0,001$
	$\beta_1 = 0,85$
	$\rho_b = 0,037514423$

Diseño de acero principal

En el centro del claro se tiene el siguiente momento último, $M_u = 0,18ton - m$

Se debe de tener en cuenta, que para centro del claro, se tomará como una Viga "T". Esto por la acción de la losa del entre piso, la cual tiene un espesor $h_f = 5cm$. Además se sabe que se tiene un luz libre entre vigas de 3 m.

Para esto se debe contemplar un ancho efectivo del alma. Además se debe de tomar en cuenta que esta es una viga de Borde. Por lo que b toma el siguiente valor:

$$b' = 39,16666667cm$$

Sin embargo, para poder considerarla como Viga "T", se debe satisfacer la condición de $a > h_f$.

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85 f'_c b'}} = 0,083cm$$

Dado que $a < h_f$, la suposición anterior es incorrecta, por lo que se considera como una viga rectangular.

$$\frac{c}{d} = \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,003$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 0,21cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,0003$$

Como $\frac{c}{d}$ es menor a 0,375, se declara la viga simplemente reforzada.

El ρ_{min} establecido por el Código Sísmico, tiene un valor de $\rho_{min} = 0,000$, por lo que el acero mínimo es, $A_{s-min} = 0,28cm^2$.

El mayor momento a los extremos es el siguiente, $M_u = 1,63ton - m$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85f'_c b}} = 1,483cm$$

$$\frac{c}{d} = \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,050$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 1,89cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,0027$$

Como $\frac{c}{d}$ es menor a 0,375, se declara la viga simplemente reforzada.

El ρ_{min} establecido por el Código Sísmico, tiene un valor de $\rho_{min} = 0,004$, por lo que el acero mínimo es, $A_{s-min} = 2,51cm^2$.

Acero a colocar en el centro del claro
 $A_{s-inf} = 0,28cm^2$

Acero a colocar en los extremos del claro
 $A_{s-sup} = 2,51cm^2$

El Código Sísmico, limita la capacidad del momento positivo en los extremos a no menos de la mitad del momento negativo lo cual en este caso se no se cumple. Por lo que se debe aumentar la cantidad de acero de $A_{s,inf} = 1,257cm^2$

Además se debe contemplar que la capacidad de momento en cualquier parte de la viga no debe ser inferior al 25 % en cualquier parte de la viga, que en este caso se no se cumple.

Diseño de acero para aros, cortante

Para el diseño por cortante, primero se deberá calcular la capacidad a flexión del elemento con el acero a utilizar. En la parte inferior se utilizarán $1,43cm^2$ de acero mientras en la parte superior $2,53cm^2$. Además se debe de tener en cuenta que

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E} = 0,0017$$

Para el momento positivo se tiene el siguiente cálculo para la determinación de la capacidad nominal de la viga.

$$a_{M+} = \frac{(A_s - A'_s)f_y}{0,85f'_c b} = 1,0867cm$$

$$\varepsilon'_s = \frac{\varepsilon_{cu}(a - \beta_1 d')}{a} = 0,0087$$

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{cu}(\beta_1 d - a)}{a} = 0,0791$$

Dado que $\varepsilon_y > \varepsilon_s$ y $\varepsilon_y > \varepsilon'_s$ se tiene el caso 3 .

$$M_{pr1} = 0,85f'_c b a (d - 0,5a) + A'_s f_y (d - d') = 346491kg - cm$$

Para el momento negativo se tiene el siguiente cálculo para la determinación de la capacidad nominal de la viga.

$$a_{M+} = \frac{(A_s - A'_s)f_y}{0,85f'_c b} = 0,5549cm$$

$$\varepsilon'_s = \frac{\varepsilon_{cu}(a - \beta_1 d')}{a} = 0,0200$$

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{cu}(\beta_1 d - a)}{a} = 0,1578$$

Dado que $\varepsilon_y > \varepsilon_s$ y $\varepsilon_y > \varepsilon'_s$ se tiene el caso 3 .

$$M_{pr2} = 0,85f'_c b a (d - 0,5a) + A'_s f_y (d - d') = 254415kg - cm$$

Con los dos valores anteriores de momentos (M_{pr1} y M_{pr2}), se puede obtener el cortante a utilizar.

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L - d} + V_{ug} = 4795kg$$

El cortante por sismo representa un 34,0 % del cortante total por lo que se tomará en cuenta el aporte del concreto.

El aporte del concreto para cortante está dado por las siguientes formulas:

$$V_{s,max} = 2,12\sqrt{f'_c}A_g = 36866,06kg$$

$$V_s^* = 1,1\sqrt{f'_c}A_g = 19128,62kg$$

$$V_{c-max} = 0,93\sqrt{f'_c}A_g = 16172,38kg$$

Al ser, $\frac{V_u^* d}{M_u} = 0,4844 < 1 \rightarrow$ se usa este valor

$$V_{c1} = (0,5\sqrt{f'_c} + 1,75\rho\frac{V_u d}{M_u})bd = 5979,73kg$$

Esto debe ser menor a $V_{c,max}$ por lo que se utiliza el primer valor calculado.

Debido a que $V_e < \phi V_{c1}$ por lo que no se deben colocar aros de refuerzo

Se debe de tener en cuenta que $V_{s,min} = 2,90kg$ por lo que $V_{s1} = 3kg$ Se debe considerar, además, que $V_{s1} < V_{s,max}$ por lo que se acepta y $V_{s1} < V_s^*$ indicando que se debe mantener S .

Se presentan las siguientes separaciones S , para aros en dos ramas.

$$S_3 = 47998,5cm \text{ con Aros \# 3}$$

$$S_4 = 85914,5cm \text{ con Aros \# 4}$$

$$S_5 = 133167,7cm \text{ con Aros \# 5}$$

De las anteriores se escoge, $S_3 = 47998,53cm$ con Aros # 3

Sin embargo, el espaciamiento se cambiará a $47997,5cm$, para una más fácil construcción.

Según el CSCR 02, la separación máxima es de $S_{max} = 20cm$. 12,7 Esta se logra, con dos ramas de la varilla # 3. Por lo que se cambiara el espaciamiento a 20 cm.

Se debe tener en cuenta que se debe de colocar un acero mínimo el cual corresponde a

$$A_{sh,min} = \frac{0,3sh_c f'_c}{F_y h} \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) = 3,54cm^2$$

Y se cuenta con la siguiente cantidad de acero,

$$A_{sh,colocado} = \frac{2l\phi_{var}}{s} = 16,40cm^2$$

Por lo que se mantiene el diseño brindado anteriormente.

Diseño de acero para aros, torsión

Umbral de la torsión $T_{u,ubral} = 15361kg - cm$ Como $T_{u,diseño}$ es menor que ϕT_u , pueden no considerarse los efectos de la torsión.

Diseño para la sección propuesta como Viga C1- 5

Del análisis final se obtuvieron los valores de Momentos y Cortante Últimos. Fueron obtenidos por medio de la envolvente de las combinaciones de carga del CSCR02, calculada por medio de SAP2000.

$$\begin{aligned} M_{u,centro} &= 2,798ton - m \\ M_{u,extremo} &= 4,198ton - m \\ V_{u,centro} &= 2,798ton \\ V_{u,extremo} &= 3,433ton \\ T_u &= 0,083ton \end{aligned}$$

Se tiene una sección propuesta de 60 x 20 cm, además tiene una longitud de 3,25 m.

Características de la sección

$$h = 60cm \quad b = 20cm$$

$$\text{Centro} \quad \text{Extremos}$$

$$rec. = 5cm \quad rec. = 5cm$$

$$d' = 5cm \quad d' = 5cm$$

$$d = 55cm \quad d = 55cm$$

Prop. de la sección Def. de materiales

$$A_{cp} = 1200cm^2 \quad f'_c = 210kg/cm^2$$

$$P_{cp} = 160cm \quad \epsilon_{cu} = 0,003$$

$$A_{oh} = 750cm^2 \quad f_y = 2800kg/cm^2$$

$$P_h = 130cm \quad \epsilon_y = 0,001$$

$$\beta_1 = 0,85$$

$$\rho_b = 0,037514423$$

Diseño de acero principal

En el centro del claro se tiene el siguiente momento último, $M_u = 2,80ton - m$

Se debe de tener en cuenta, que para centro del claro, se tomará como una Viga "T". Esto por la acción de la losa del entre piso, la cual tiene un espesor $h_f = 5cm$. Además se sabe que se tiene un luz libre entre vigas de 3 m.

Para esto se debe contemplar un ancho efectivo del alma. Además se debe de tomar en cuenta que esta es una viga de Borde. Por lo que b toma el siguiente valor:

$$b' = 47,08333333cm$$

Sin embargo, para poder considerarla como Viga "T", se debe satisfacer la condición de $a > h_f$.

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85 f'_c b'}} = 0,677cm$$

Dado que $a < h_f$, la suposición anterior es incorrecta, por lo que se considera como una viga rectangular.

$$\frac{c}{d} = \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,014$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 2,03cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,0018$$

Como $\frac{c}{d}$ es menor a 0,375, se declara la viga simplemente reforzada.

El ρ_{min} establecido por el Código Sísmico, tiene un valor de $\rho_{min} = 0,002$, por lo que el acero mínimo es, $A_{s-min} = 2,70cm^2$.

El mayor momento a los extremos es el siguiente, $M_u = 4,20ton - m$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85 f'_c b}} = 2,429cm$$

$$\frac{c}{d} = \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,052$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 3,10cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,0028$$

Como $\frac{c}{d}$ es menor a 0,375, se declara la viga simplemente reforzada.

El ρ_{min} establecido por el Código Sísmico, tiene un valor de $\rho_{min} = 0,004$, por lo que el acero mínimo es, $A_{s-min} = 4,12cm^2$.

Acero a colocar en el centro del claro
 $A_{s-inf} = 2,70cm^2$

Acero a colocar en los extremos del claro
 $A_{s-sup} = 4,12cm^2$

El Código Sísmico, limita la capacidad del momento positivo en los extremos a no menos de la mitad del momento negativo lo cual en este caso se cumple.

Además se debe contemplar que la capacidad de momento en cualquier parte de la viga no debe ser inferior al 25% en cualquier parte de la viga, que en este caso se cumple.

Diseño de acero para aros, cortante

Para el diseño por cortante, primero se deberá calcular la capacidad a flexión del elemento con el acero a utilizar. En la parte inferior se utilizarán $3,96cm^2$ de acero mientras en la parte superior $5,70cm^2$. Además se debe de tener en cuenta que

$$\varepsilon_y = \frac{fy}{E} = 0,0017$$

Para el momento positivo se tiene el siguiente cálculo para la determinación de la capacidad nominal de la viga.

$$a_{M+} = \frac{(A_s - A'_s) f_y}{0,85 f'_c b} = 1,7077cm$$

$$\varepsilon'_s = \frac{\varepsilon_{cu}(a - \beta_1 d')}{a} = 0,0045$$

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{cu}(\beta_1 d - a)}{a} = 0,0791$$

Dado que $\varepsilon_y > \varepsilon_s$ y $\varepsilon_y > \varepsilon'_s$ se tiene el caso 3 .

$$M_{pr1} = 0,85 f'_c b a (d - 0,5a) + A'_s f_y (d - d') = 1128157kg - cm$$

Para el momento negativo se tiene el siguiente cálculo para la determinación de la capacidad nominal de la viga.

$$a_{M+} = \frac{(A_s - A'_s) f_y}{0,85 f'_c b} = 0,7254cm$$

$$\varepsilon'_s = \frac{\varepsilon_{cu}(a - \beta_1 d')}{a} = 0,0146$$

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{cu}(\beta_1 d - a)}{a} = 0,1903$$

Dado que $\varepsilon_y > \varepsilon_s$ y $\varepsilon_y > \varepsilon'_s$ se tiene el caso 3 .

$$M_{pr2} = 0,85 f'_c b a (d - 0,5a) + A'_s f_y (d - d') = 887298kg - cm$$

Con los dos valores anteriores de momentos (M_{pr1} y M_{pr2}), se puede obtener el cortante a utilizar.

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L - d} + V_{ug} = 11038kg$$

El cortante por sismo representa un 31,1% del cortante total por lo que se tomará en cuenta el aporte del concreto.

El aporte del concreto para cortante está dado por las siguientes formulas:

$$V_{s,max} = 2,12 \sqrt{f'_c} A_g = 36866,06kg$$

$$V_s^* = 1,1 \sqrt{f'_c} A_g = 19128,62kg$$

$$V_{c-max} = 0,93 \sqrt{f'_c} A_g = 16172,38kg$$

Al ser, $\frac{V_u^* d}{M_u} = 0,5381 < 1 \rightarrow$ se usa este valor

$$V_{c1} = (0,5 \sqrt{f'_c} + 1,75 \rho \frac{V_u d}{M_u}) b d = 9013,02kg$$

Esto debe ser menor a $V_{c,max}$ por lo que se utiliza el primer valor calculado.

Debido a que $V_e < \phi V_{c1}$ por lo que no se deben colocar aros de refuerzo

Se debe de tener en cuenta que $V_{s,min} = 2,90kg$ por lo que $V_{s1} = 3kg$ Se debe considerar, además, que $V_{s1} < V_{s,max}$ por lo que se acepta y $V_{s1} < V_s^*$ indicando que se debe mantener S .

Se presentan las siguientes separaciones S , para aros en dos ramas.

$$S_3 = 75426,3cm \text{ con Aros \# 3}$$

$$S_4 = 135008,4cm \text{ con Aros \# 4}$$

$$S_5 = 209263,5cm \text{ con Aros \# 5}$$

De las anteriores se escoge, $S_3 = 75426,26cm$ con Aros # 3

Sin embargo, el espaciamiento se cambiará a $75425cm$, para una más fácil construcción.

Según el CSCR 02, la separación máxima es de $S_{max} = 30cm$. 12,7 Esta se logra, con dos ramas de la varilla # 3. Por lo que se cambiara el espaciamiento a 30 cm.

Se debe tener en cuenta que se debe de colocar un acero mínimo el cual corresponde a

$$A_{sh,min} = \frac{0,3sh_c f'_c}{F_y h} \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) = 4,60cm^2$$

Y se cuenta con la siguiente cantidad de acero,

$$A_{sh,colocado} = \frac{2l\phi_{var}}{s} = 15,45cm^2$$

Por lo que se mantiene el diseño brindado anteriormente.

Diseño de acero para aros, torsión

Umbral de la torsión $T_{u,ubral} = 25921kg - cm$ Como $T_{u,diseño}$ es menor que ϕT_u , pueden no considerarse los efectos de la torsión.

Diseño para la sección propuesta como Viga C1- 6

Del análisis final se obtuvieron los valores de Momentos y Cortante Últimos. Fueron obtenidos por medio de la envolvente de las combinaciones de carga del CSCR02, calculada por medio de SAP2000.

$$\begin{aligned} M_{u,centro} &= 2,080ton - m \\ M_{u,extremo} &= 3,071ton - m \\ V_{u,centro} &= 2,080ton \\ V_{u,extremo} &= 2,635ton \\ T_u &= 0,388ton \end{aligned}$$

Se tiene una sección propuesta de 60 x 20 cm, además tiene una longitud de 1,635 m.

Características de la sección

$$h = 60cm \quad b = 20cm$$

$$\text{Centro} \quad \text{Extremos}$$

$$rec. = 5cm \quad rec. = 5cm$$

$$d' = 5cm \quad d' = 5cm$$

$$d = 55cm \quad d = 55cm$$

Prop. de la sección Def. de materiales

$$A_{cp} = 1200cm^2 \quad f'_c = 210kg/cm^2$$

$$P_{cp} = 160cm \quad \epsilon_{cu} = 0,003$$

$$A_{oh} = 750cm^2 \quad f_y = 2800kg/cm^2$$

$$P_h = 130cm \quad \epsilon_y = 0,001$$

$$\beta_1 = 0,85$$

$$\rho_b = 0,037514423$$

Diseño de acero principal

En el centro del claro se tiene el siguiente momento último, $M_u = 2,08ton - m$

Se debe de tener en cuenta, que para centro del claro, se tomará como una Viga "T". Esto por la acción de la losa del entre piso, la cual tiene un espesor $h_f = 5cm$. Además se sabe que se tiene un luz libre entre vigas de 3 m.

Para esto se debe contemplar un ancho efectivo del alma. Además se debe de tomar en cuenta que esta es una viga de Borde. Por lo que b toma el siguiente valor:

$$b' = 33,625cm$$

Sin embargo, para poder considerarla como Viga "T", se debe satisfacer la condición de $a > h_f$.

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85 f'_c b'}} = 0,705cm$$

Dado que $a < h_f$, la suposición anterior es incorrecta, por lo que se considera como una viga rectangular.

$$\frac{c}{d} = \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,015$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 1,51cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,0014$$

Como $\frac{c}{d}$ es menor a 0,375, se declara la viga simplemente reforzada.

El ρ_{min} establecido por el Código Sísmico, tiene un valor de $\rho_{min} = 0,002$, por lo que el acero mínimo es, $A_{s-min} = 2,01cm^2$.

El mayor momento a los extremos es el siguiente, $M_u = 3,07ton - m$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85 f'_c b}} = 1,766cm$$

$$\frac{c}{d} = \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,038$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 2,25cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,0020$$

Como $\frac{c}{d}$ es menor a 0,375, se declara la viga simplemente reforzada.

El ρ_{min} establecido por el Código Sísmico, tiene un valor de $\rho_{min} = 0,003$, por lo que el acero mínimo es, $A_{s-min} = 2,99cm^2$.

Acero a colocar en el centro del claro
 $A_{s-inf} = 2,01cm^2$

Acero a colocar en los extremos del claro
 $A_{s-sup} = 2,99cm^2$

El Código Sísmico, limita la capacidad del momento positivo en los extremos a no menos de la mitad del momento negativo lo cual en este caso se cumple.

Además se debe contemplar que la capacidad de momento en cualquier parte de la viga no debe ser inferior al 25% en cualquier parte de la viga, que en este caso se cumple.

Diseño de acero para aros, cortante

Para el diseño por cortante, primero se deberá calcular la capacidad a flexión del elemento con el acero a utilizar. En la parte inferior se utilizarán $2,53cm^2$ de acero mientras en la parte superior $3,96cm^2$. Además se debe de tener en cuenta que

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E} = 0,0017$$

Para el momento positivo se tiene el siguiente cálculo para la determinación de la capacidad nominal de la viga.

$$a_{M+} = \frac{(A_s - A'_s)f_y}{0,85 f'_c b} = 1,3972cm$$

$$\varepsilon'_s = \frac{\varepsilon_{cu}(a - \beta_1 d')}{a} = 0,0061$$

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{cu}(\beta_1 d - a)}{a} = 0,0974$$

Dado que $\varepsilon_y > \varepsilon_s$ y $\varepsilon_y > \varepsilon'_s$ se tiene el caso 3 .

$$M_{pr1} = 0,85 f'_c b a (d - 0,5a) + A'_s f_y (d - d') = 825061kg - cm$$

Para el momento negativo se tiene el siguiente cálculo para la determinación de la capacidad nominal de la viga.

$$a_{M+} = \frac{(A_s - A'_s)f_y}{0,85 f'_c b} = 0,8310cm$$

$$\varepsilon'_s = \frac{\varepsilon_{cu}(a - \beta_1 d')}{a} = 0,0123$$

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{cu}(\beta_1 d - a)}{a} = 0,1658$$

Dado que $\varepsilon_y > \varepsilon_s$ y $\varepsilon_y > \varepsilon'_s$ se tiene el caso 3 .

$$M_{pr2} = 0,85 f'_c b a (d - 0,5a) + A'_s f_y (d - d') = 626957kg - cm$$

Con los dos valores anteriores de momentos (M_{pr1} y M_{pr2}), se puede obtener el cortante a utilizar.

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L - d} + V_{ug} = 16664kg$$

El cortante por sismo representa un 15,8% del cortante total por lo que se tomará en cuenta el aporte del concreto.

El aporte del concreto para cortante está dado por las siguientes formulas:

$$V_{s,max} = 2,12 \sqrt{f'_c} A_g = 36866,06kg$$

$$V_s^* = 1,1 \sqrt{f'_c} A_g = 19128,62kg$$

$$V_{c-max} = 0,93 \sqrt{f'_c} A_g = 16172,38kg$$

Al ser, $\frac{V_s^* \cdot d}{M_u} = 1,1109 > 1 \rightarrow$ se usa 1

$$V_{c1} = (0,5 \sqrt{f'_c} + 1,75 \rho \frac{V_u d}{M_u}) b d = 9124,71kg$$

Esto debe ser menor a $V_{c,max}$ por lo que se utiliza el primer valor calculado.

Debido a que $V_e > \phi V_{c1}$ por lo que si se deben colocar aros de refuerzo

Se debe de tener en cuenta que $V_{s,min} = 2,90kg$ por lo que $V_{s1} = 13095kg$ Se debe considerar, además, que $V_{s1} < V_{s,max}$ por lo que se acepta y $V_{s1} < V_s^*$ indicando que se debe mantener S .

Se presentan las siguientes separaciones S , para aros en dos ramas.

- $S_3 = 16,69cm$ con Aros # 3
- $S_4 = 29,88cm$ con Aros # 4
- $S_5 = 46,32cm$ con Aros # 5

De las anteriores se escoge, $S_3 = 16,69cm$ con Aros # 3

Sin embargo, el espaciamiento se cambiará a $15cm$, para una más fácil construcción.

Según el CSCR 02, la separación máxima es de $S_{max} = 15cm$. 12,7 Esta se logra, con dos ramas de la varilla # 3. Por lo que se cambiara el espaciamiento a $15cm$.

Se debe tener en cuenta que se debe de colocar un acero mínimo el cual corresponde a

$$A_{sh,min} = \frac{0,3sh_c f'_c}{F_y h} \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) = 2,30cm^2$$

Y se cuenta con la siguiente cantidad de acero,

$$A_{sh,colocado} = \frac{2l\phi_{var}}{s} = 15,54cm^2$$

Por lo que se mantiene el diseño brindado anteriormente.

Diseño de acero para aros, torsión

Umbral de la torsión $T_{u,ubral} = 25921kg - cm$ Como $T_{u,diseño}$ es menor que ϕT_u , pueden no considerarse los efectos de la torsión.

Diseño para la sección propuesta como Viga C1- 7

Del análisis final se obtuvieron los valores de Momentos y Cortante Últimos. Fueron obtenidos por medio de la envolvente de las combinaciones de carga del CSCR02, calculada por medio de SAP2000.

$$\begin{aligned} M_{u,centro} &= 1,031ton - m \\ M_{u,extremo} &= 2,625ton - m \\ V_{u,centro} &= 1,031ton \\ V_{u,extremo} &= 2,625ton \\ T_u &= 0,331ton \end{aligned}$$

Se tiene una sección propuesta de $40 \times 20cm$ además tiene una longitud de $2,82m$.

Características de la sección

$h = 40cm$	$b = 20cm$
Centro	Extremos
$rec. = 5cm$	$rec. = 5cm$
$d' = 5cm$	$d' = 5cm$
$d = 35cm$	$d = 35cm$

Prop. de la sección Def. de materiales

$A_{cp} = 800cm^2$	$f'_c = 210kg/cm^2$
$P_{cp} = 120cm$	$\epsilon_{cu} = 0,003$
$A_{oh} = 450cm^2$	$f_y = 2800kg/cm^2$
$P_h = 90cm$	$\epsilon_y = 0,001$
	$\beta_1 = 0,85$
	$\rho_b = 0,037514423$

Diseño de acero principal

En el centro del claro se tiene el siguiente momento último, $M_u = 1,03ton - m$

Se debe de tener en cuenta, que para centro del claro, se tomará como una Viga "T". Esto por la acción de la losa del entre piso, la cual tiene un espesor $h_f = 5cm$. Además se sabe que se tiene un luz libre entre vigas de $3m$.

Para esto se debe contemplar un ancho efectivo del alma. Además se debe de tomar en cuenta que esta es una viga de Borde. Por lo que b toma el siguiente valor:

$$b' = 43,5cm$$

Sin embargo, para poder considerarla como Viga "T", se debe satisfacer la condición de $a > h_f$.

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85 f'_c b'}} = 0,424cm$$

Dado que $a < h_f$, la suposición anterior es incorrecta, por lo que se considera como una viga rectangular.

$$\frac{c}{d} = \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,014$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 1,18cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,0017$$

Como $\frac{c}{d}$ es menor a 0,375, se declara la viga simplemente reforzada.

El ρ_{min} establecido por el Código Sísmico, tiene un valor de $\rho_{min} = 0,002$, por lo que el acero mínimo es, $A_{s-min} = 1,56cm^2$.

El mayor momento a los extremos es el siguiente, $M_u = 2,62ton - m$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85f'_c b}} = 2,418cm$$

$$\frac{c}{d} = \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,081$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 3,08cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,0044$$

Como $\frac{c}{d}$ es menor a 0,375, se declara la viga simplemente reforzada.

El ρ_{min} establecido por el Código Sísmico, tiene un valor de $\rho_{min} = 0,005$, por lo que el acero mínimo es, $A_{s-min} = 3,50cm^2$.

Acero a colocar en el centro del claro
 $A_{s-inf} = 1,56cm^2$

Acero a colocar en los extremos del claro
 $A_{s-sup} = 3,50cm^2$

El Código Sísmico, limita la capacidad del momento positivo en los extremos a no menos de la mitad del momento negativo lo cual en este caso se no se cumple. Por lo que se debe aumentar la cantidad de acero de $A_{s,inf} = 1,750cm^2$

Además se debe contemplar que la capacidad de momento en cualquier parte de la viga no debe ser inferior al 25 % en cualquier parte de la viga, que en este caso se cumple.

Diseño de acero para aros, cortante

Para el diseño por cortante, primero se deberá calcular la capacidad a flexión del elemento con el acero a utilizar. En la parte inferior se utilizarán $2,53cm^2$

de acero mientras en la parte superior $3,96cm^2$. Además se debe de tener en cuenta que

$$\varepsilon_y = \frac{fy}{E} = 0,0017$$

Para el momento positivo se tiene el siguiente cálculo para la determinación de la capacidad nominal de la viga.

$$a_{M+} = \frac{(A_s - A'_s)f_y}{0,85f'_c b} = 1,3972cm$$

$$\varepsilon'_s = \frac{\varepsilon_{cu}(a - \beta_1 d')}{a} = 0,0061$$

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{cu}(\beta_1 d - a)}{a} = 0,0609$$

Dado que $\varepsilon_y > \varepsilon_s$ y $\varepsilon_y > \varepsilon'_s$ se tiene el caso 3 .

$$M_{pr1} = 0,85f'_c b a (d - 0,5a) + A'_s f_y (d - d') = 503619kg - cm$$

Para el momento negativo se tiene el siguiente cálculo para la determinación de la capacidad nominal de la viga.

$$a_{M+} = \frac{(A_s - A'_s)f_y}{0,85f'_c b} = 0,6424cm$$

$$\varepsilon'_s = \frac{\varepsilon_{cu}(a - \beta_1 d')}{a} = 0,0168$$

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{cu}(\beta_1 d - a)}{a} = 0,1359$$

Dado que $\varepsilon_y > \varepsilon_s$ y $\varepsilon_y > \varepsilon'_s$ se tiene el caso 3 .

$$M_{pr2} = 0,85f'_c b a (d - 0,5a) + A'_s f_y (d - d') = 385792kg - cm$$

Con los dos valores anteriores de momentos (M_{pr1} y M_{pr2}), se puede obtener el cortante a utilizar.

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L - d} + V_{ug} = 6300kg$$

El cortante por sismo representa un 41,7% del cortante total por lo que se tomará en cuenta el aporte del concreto.

El aporte del concreto para cortante está dado por las siguientes formulas:

$$V_{s,max} = 2,12\sqrt{f'_c} A_g = 36866,06kg$$

$$V_s^* = 1,1\sqrt{f'_c} A_g = 19128,62kg$$

$$V_{c-max} = 0,93\sqrt{f'_c}A_g = 16172,38kg$$

Al ser, $\frac{V_u \cdot d}{M_u} = 0,4378 < 1 \rightarrow$ se usa este valor

$$V_{c1} = (0,5\sqrt{f'_c} + 1,75\rho\frac{V_u d}{M_u})bd = 6066,47kg$$

Esto debe ser menor a $V_{c,max}$ por lo que se utiliza el primer valor calculado.

Debido a que $V_e < \phi V_{c1}$ por lo que no se deben colocar aros de refuerzo

Se debe de tener en cuenta que $V_{s,min} = 2,90kg$ por lo que $V_{s1} = 3kg$ Se debe considerar, además, que $V_{s1} < V_{s,max}$ por lo que se acepta y $V_{s1} < V_s^*$ indicando que se debe mantener S .

Se presentan las siguientes separaciones S , para aros en dos ramas.

$$S_3 = 47998,5cm \text{ con Aros } \# 3$$

$$S_4 = 85914,5cm \text{ con Aros } \# 4$$

$$S_5 = 133167,7cm \text{ con Aros } \# 5$$

De las anteriores se escoge, $S_3 = 47998,53cm$ con Aros $\# 3$

Sin embargo, el espaciamiento se cambiará a $47997,5cm$, para una más fácil construcción.

Según el CSCR 02, la separación máxima es de $S_{max} = 20cm$. 12,7 Esta se logra, con dos ramas de la varilla $\# 3$. Por lo que se cambiara el espaciamiento a $20cm$.

Se debe tener en cuenta que se debe de colocar un acero mínimo el cual corresponde a

$$A_{sh,min} = \frac{0,3sh_c f'_c}{F_{yh}} \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) = 3,54cm^2$$

Y se cuenta con la siguiente cantidad de acero,

$$A_{sh,colocado} = \frac{2l\phi_{var}}{s} = 20,11cm^2$$

Por lo que se mantiene el diseño brindado anteriormente.

Diseño de acero para aros, torsión

Umbral de la torsión $T_{u,ubral} = 15361kg - cm$ Como $T_{u,diseño}$ es menor que ϕT_u , pueden no considerarse los efectos de la torsión.

Diseño para la sección propuesta como Viga C2- 1

Del análisis final se obtuvieron los valores de Momentos y Cortante Últimos. Fueron obtenidos por medio de la envolvente de las combinaciones de carga del CSCR02, calculada por medio de SAP2000.

$$\begin{aligned} M_{u,centro} &= 0,944ton - m \\ M_{u,extremo} &= 1,604ton - m \\ V_{u,centro} &= 0,944ton \\ V_{u,extremo} &= 1,604ton \\ T_u &= 0,113ton \end{aligned}$$

Se tiene una sección propuesta de $60 \times 20cm$, además tiene una longitud de $1,75m$.

Características de la sección

$$h = 60cm \quad b = 20cm$$

Centro Extremos

$$rec. = 5cm \quad rec. = 5cm$$

$$d' = 5cm \quad d' = 5cm$$

$$d = 55cm \quad d = 55cm$$

Prop. de la sección Def. de materiales

$$A_{cp} = 1200cm^2 \quad f'_c = 210kg/cm^2$$

$$P_{cp} = 160cm \quad \varepsilon_{cu} = 0,003$$

$$A_{oh} = 750cm^2 \quad f_y = 2800kg/cm^2$$

$$P_h = 130cm \quad \varepsilon_y = 0,001$$

$$\beta_1 = 0,85$$

$$\rho_b = 0,037514423$$

Diseño de acero principal

En el centro del claro se tiene el siguiente momento último, $M_u = 0,94ton - m$

Se debe de tener en cuenta, que para centro del claro, se tomará como una Viga "T". Esto por la acción de la losa del entre piso, la cual tiene un espesor $h_f = 5cm$. Además se sabe que se tiene un luz libre entre vigas de $3m$.

Para esto se debe contemplar un ancho efectivo del alma. Además se debe de tomar en cuenta que esta es una viga de Borde. Por lo que b toma el siguiente valor:

$$b' = 34,58333333cm$$

Sin embargo, para poder considerarla como Viga "T", se debe satisfacer la condición de $a > h_f$.

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85 f'_c b'}} = 0,310 \text{ cm}$$

Dado que $a < h_f$, la suposición anterior es incorrecta, por lo que se considera como una *viga rectangular*.

$$\frac{c}{d} = \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,007$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 0,68 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,0006$$

Como ρ es menor a 0,025, se declara la viga simplemente reforzada

El ρ_{min} establecido por el Código Sísmico, tiene un valor de $\rho_{min} = 0,001$, por lo que el acero mínimo es, $A_{s-min} = 0,91 \text{ cm}^2$.

El mayor momento a los extremos es el siguiente, $M_u = 1,60 \text{ ton} - m$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85 f'_c b}} = 0,915 \text{ cm}$$

$$\frac{c}{d} = \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,020$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 1,17 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,0011$$

Como ρ es menor a 0,025, se declara la viga simplemente reforzada

El ρ_{min} establecido por el Código Sísmico, tiene un valor de $\rho_{min} = 0,001$, por lo que el acero mínimo es, $A_{s-min} = 1,55 \text{ cm}^2$.

Acero a colocar en el centro del claro
 $A_{s-inf} = 0,91 \text{ cm}^2$

Acero a colocar en los extremos del claro
 $A_{s-sup} = 1,55 \text{ cm}^2$

El Código Sísmico, limita la capacidad del momento positivo en los extremos a no menos de la mitad del momento negativo lo cual en este caso se cumple.

Además se debe contemplar que la capacidad de momento en cualquier parte de la viga no debe ser inferior al 25 % en cualquier parte de la viga, que en este caso se cumple.

Diseño de acero para aros, cortante

Para el diseño por cortante, primero se deberá calcular la capacidad a flexión del elemento con el acero a utilizar. En la parte inferior se utilizarán $2,53 \text{ cm}^2$ de acero mientras en la parte superior $2,53 \text{ cm}^2$. Además se debe de tener en cuenta que

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E} = 0,0017$$

Para el momento positivo se tiene el siguiente cálculo para la determinación de la capacidad nominal de la viga.

$$a_M = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b} = 2,4839 \text{ cm}$$

$$M_{pr1} = A_s f_y (d - 0,5a) = 381355 \text{ kg} - \text{cm}$$

Para el momento negativo se tiene el siguiente cálculo para la determinación de la capacidad nominal de la viga.

$$a_M = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b} = 2,4839 \text{ cm}$$

$$M_{pr2} = A_s f_y (d - 0,5a) = 381355 \text{ kg} - \text{cm}$$

Con los dos valores anteriores de momentos (M_{pr1} y M_{pr2}), se puede obtener el cortante a utilizar.

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L - d} + V_{ug} = 8236 \text{ kg}$$

El cortante por sismo representa un 19,5 % del cortante total por lo que se tomará en cuenta el aporte del concreto.

El aporte del concreto para cortante está dado por las siguientes formulas:

$$V_{s,max} = 2,12 \sqrt{f'_c} A_g = 36866,06 \text{ kg}$$

$$V_s^* = 1,1 \sqrt{f'_c} A_g = 19128,62 \text{ kg}$$

$$V_{c-max} = 0,93 \sqrt{f'_c} A_g = 16172,38 \text{ kg}$$

Al ser, $\frac{V_s^* \cdot d}{M_u} = 1,1878 > 1 \rightarrow$ se usa 1

$$V_{c1} = (0,5 \sqrt{f'_c} + 1,75 \rho \frac{V_u d}{M_u}) b d = 8917,59 \text{ kg}$$

Esto debe ser menor a $V_{c,max}$ por lo que se utiliza el primer valor calculado.

Debido a que $V_e < \phi V_{c1}$ por lo que no se deben colocar aros de refuerzo

Se debe de tener en cuenta que $V_{s,min} = 2,90kg$ por lo que $V_{s1} = 3kg$ Se debe considerar, además, que $V_{s1} < V_{s,max}$ por lo que se acepta y $V_{s1} < V_s^*$ indicando que se debe mantener S .

Se presentan las siguientes separaciones S , para aros en dos ramas.

$$S_3 = 75426,3cm \text{ con Aros \# 3}$$

$$S_4 = 135008,4cm \text{ con Aros \# 4}$$

$$S_5 = 209263,5cm \text{ con Aros \# 5}$$

De las anteriores se escoge, $S_3 = 75426,26cm$ con Aros # 3

Sin embargo, el espaciamiento se cambiará a $75425cm$, para una más fácil construcción.

Según el CSCR 02, la separación máxima es de $S_{max} = 30cm$. 12,7 Esta se logra, con dos ramas de la varilla # 3. Por lo que se cambiara el espaciamiento a 30 cm.

Se debe tener en cuenta que se debe de colocar un acero mínimo el cual corresponde a

$$A_{sh,min} = \frac{0,3sh_c f'_c}{F_y h} \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) = 4,60cm^2$$

Y se cuenta con la siguiente cantidad de acero,

$$A_{sh,colocado} = \frac{2l\phi_{var}}{s} = 8,32cm^2$$

Por lo que se mantiene el diseño brindado anteriormente.

Diseño de acero para aros, torsión

Umbral de la torsión $T_{u,ubral} = 25921kg - cm$ Como $T_{u,diseño}$ es menor que ϕT_u , pueden no considerarse los efectos de la torsión.

Diseño para la sección propuesta como Viga C2- 2

Del análisis final se obtuvieron los valores de Momentos y Cortante Últimos. Fueron obtenidos por medio de la envolvente de las combinaciones de carga del CSCR02, calculada por medio de SAP2000.

$$\begin{aligned} M_{u,centro} &= 4,036ton - m \\ M_{u,extremo} &= 4,074ton - m \\ V_{u,centro} &= 2,776ton \\ V_{u,extremo} &= 3,342ton \\ T_u &= 0,081ton \end{aligned}$$

Se tiene una sección propuesta de 60 x 20 cm, además tiene una longitud de 2,27 m.

Características de la sección

$$h = 60cm \quad b = 20cm$$

$$\text{Centro} \quad \text{Extremos}$$

$$rec. = 5cm \quad rec. = 5cm$$

$$d' = 5cm \quad d' = 5cm$$

$$d = 55cm \quad d = 55cm$$

Prop. de la sección Def. de materiales

$$A_{cp} = 1200cm^2 \quad f'_c = 210kg/cm^2$$

$$P_{cp} = 160cm \quad \epsilon_{cu} = 0,003$$

$$A_{oh} = 750cm^2 \quad f_y = 2800kg/cm^2$$

$$P_h = 130cm \quad \epsilon_y = 0,001$$

$$\beta_1 = 0,85$$

$$\rho_b = 0,037514423$$

Diseño de acero principal

En el centro del claro se tiene el siguiente momento último, $M_u = 4,04ton - m$

Se debe de tener en cuenta, que para centro del claro, se tomará como una Viga "T". Esto por la acción de la losa del entre piso, la cual tiene un espesor $h_f = 5cm$. Además se sabe que se tiene un luz libre entre vigas de 3 m.

Para esto se debe contemplar un ancho efectivo del alma. Además se debe de tomar en cuenta que esta es una viga de Borde. Por lo que b toma el siguiente valor:

$$b' = 38,91666667cm$$

Sin embargo, para poder considerarla como Viga "T", se debe satisfacer la condición de $a > h_f$.

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85 f'_c b'}} = 1,187cm$$

Dado que $a < h_f$, la suposición anterior es incorrecta, por lo que se considera como una viga rectangular.

$$\frac{c}{d} = \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,025$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 2,94cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,0027$$

Como ρ es menor a 0,025, se declara la viga simplemente reforzada

El ρ_{min} establecido por el Código Sísmico, tiene un valor de $\rho_{min} = 0,004$, por lo que el acero mínimo es, $A_{s-min} = 3,92cm^2$.

El mayor momento a los extremos es el siguiente, $M_u = 4,07ton - m$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85 f'_c b}} = 2,356cm$$

$$\frac{c}{d} = \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,050$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 3,00cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,0027$$

Como ρ es menor a 0,025, se declara la viga simplemente reforzada

El ρ_{min} establecido por el Código Sísmico, tiene un valor de $\rho_{min} = 0,004$, por lo que el acero mínimo es, $A_{s-min} = 4,00cm^2$.

Acero a colocar en el centro del claro
 $A_{s-inf} = 3,92cm^2$

Acero a colocar en los extremos del claro
 $A_{s-sup} = 4,00cm^2$

El Código Sísmico, limita la capacidad del momento positivo en los extremos a no menos de la mitad del momento negativo lo cual en este caso se cumple.

Además se debe contemplar que la capacidad de momento en cualquier parte de la viga no debe ser inferior al 25% en cualquier parte de la viga, que en este caso se cumple.

Diseño de acero para aros, cortante

Para el diseño por cortante, primero se deberá calcular la capacidad a flexión del elemento con el acero a utilizar. En la parte inferior se utilizarán $3,96cm^2$ de acero mientras en la parte superior $5,70cm^2$. Además se debe de tener en cuenta que

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E} = 0,0017$$

Para el momento positivo se tiene el siguiente cálculo para la determinación de la capacidad nominal de la viga.

$$a_{M+} = \frac{(A_s - A'_s)f_y}{0,85 f'_c b} = 1,7077cm$$

$$\varepsilon'_s = \frac{\varepsilon_{cu}(a - \beta_1 d')}{a} = 0,0045$$

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{cu}(\beta_1 d - a)}{a} = 0,0791$$

Dado que $\varepsilon_y > \varepsilon_s$ y $\varepsilon_y > \varepsilon'_s$ se tiene el caso 3 .

$$M_{pr1} = 0,85 f'_c b a (d - 0,5a) + A'_s f_y (d - d') = 1128157kg - cm$$

Para el momento negativo se tiene el siguiente cálculo para la determinación de la capacidad nominal de la viga.

$$a_{M+} = \frac{(A_s - A'_s)f_y}{0,85 f'_c b} = 0,8776cm$$

$$\varepsilon'_s = \frac{\varepsilon_{cu}(a - \beta_1 d')}{a} = 0,0115$$

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{cu}(\beta_1 d - a)}{a} = 0,1568$$

Dado que $\varepsilon_y > \varepsilon_s$ y $\varepsilon_y > \varepsilon'_s$ se tiene el caso 3 .

$$M_{pr2} = 0,85 f'_c b a (d - 0,5a) + A'_s f_y (d - d') = 886834kg - cm$$

Con los dos valores anteriores de momentos (M_{pr1} y M_{pr2}), se puede obtener el cortante a utilizar.

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L - d} + V_{ug} = 15408kg$$

El cortante por sismo representa un 21,7% del cortante total por lo que se tomará en cuenta el aporte del concreto.

El aporte del concreto para cortante está dado por las siguientes formulas:

$$V_{s,max} = 2,12 \sqrt{f'_c} A_g = 36866,06kg$$

$$V_s^* = 1,1 \sqrt{f'_c} A_g = 19128,62kg$$

$$V_{c-max} = 0,93 \sqrt{f'_c} A_g = 16172,38kg$$

Al ser, $\frac{V_s^* \cdot d}{M_u} = 0,7512 < 1 \rightarrow$ se usa este valor

$$V_{c1} = (0,5 \sqrt{f'_c} + 1,75 \rho \frac{V_u d}{M_u}) b d = 9125,58kg$$

Esto debe ser menor a $V_{c,max}$ por lo que se utiliza el primer valor calculado.

Debido a que $V_e > \phi V_{c1}$ por lo que si se deben colocar aros de refuerzo

Se debe de tener en cuenta que $V_{s,min} = 2,90kg$ por lo que $V_{s1} = 11418kg$ Se debe considerar, además, que $V_{s1} < V_{s,max}$ por lo que se acepta y $V_{s1} < V_s^*$ indicando que se debe mantener S .

Se presentan las siguientes separaciones S , para aros en dos ramas.

$$S_3 = 19,15cm \text{ con Aros } \# 3$$

$$S_4 = 34,27cm \text{ con Aros } \# 4$$

$$S_5 = 53,12cm \text{ con Aros } \# 5$$

De las anteriores se escoge, $S_3 = 19,15cm$ con Aros $\# 3$

Sin embargo, el espaciamiento se cambiará a $17,5cm$, para una más fácil construcción.

Según el CSCR 02, la separación máxima es de $S_{max} = 15cm$. 12,7 Esta se logra, con dos ramas de la varilla $\# 3$. Por lo que se cambiara el espaciamiento a $15cm$.

Se debe tener en cuenta que se debe de colocar un acero mínimo el cual corresponde a

$$A_{sh,min} = \frac{0,3sh_c f'_c}{F_y h} \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) = 2,30cm^2$$

Y se cuenta con la siguiente cantidad de acero,

$$A_{sh,colocado} = \frac{2l\phi_{var}}{s} = 21,58cm^2$$

Por lo que se mantiene el diseño brindado anteriormente.

Diseño de acero para aros, torsión

Umbral de la torsión $T_{u,ubral} = 25921kg - cm$ Como $T_{u,diseño}$ es menor que ϕT_u , pueden no considerarse los efectos de la torsión.

Diseño para la sección propuesta como Viga C2- 3

Del análisis final se obtuvieron los valores de Momentos y Cortante Últimos. Fueron obtenidos por medio de la envolvente de las combinaciones de carga del CSCR02, calculada por medio de SAP2000.

$$\begin{aligned} M_{u,centro} &= 1,409ton - m \\ M_{u,extremo} &= 1,772ton - m \\ V_{u,centro} &= 1,409ton \\ V_{u,extremo} &= 2,252ton \\ T_u &= 0,025ton \end{aligned}$$

Se tiene una sección propuesta de $40 \times 20cm$ además tiene una longitud de $2,8m$.

Características de la sección

$$h = 40cm \quad b = 20cm$$

$$\text{Centro} \quad \text{Extremos}$$

$$rec. = 5cm \quad rec. = 5cm$$

$$d' = 5cm \quad d' = 5cm$$

$$d = 35cm \quad d = 35cm$$

Prop. de la sección Def. de materiales

$$A_{cp} = 800cm^2 \quad f'_c = 210kg/cm^2$$

$$P_{cp} = 120cm \quad \epsilon_{cu} = 0,003$$

$$A_{oh} = 450cm^2 \quad f_y = 2800kg/cm^2$$

$$P_h = 90cm \quad \epsilon_y = 0,001$$

$$\beta_1 = 0,85$$

$$\rho_b = 0,037514423$$

Diseño de acero principal

En el centro del claro se tiene el siguiente momento último, $M_u = 1,41ton - m$

Se debe de tener en cuenta, que para centro del claro, se tomará como una Viga "T". Esto por la acción de la losa del entre piso, la cual tiene un espesor $h_f = 5cm$. Además se sabe que se tiene un luz libre entre vigas de $3m$.

Para esto se debe contemplar un ancho efectivo del alma. Además se debe de tomar en cuenta que esta es una viga de Borde. Por lo que b toma el siguiente valor:

$$b' = 43,33333333cm$$

Sin embargo, para poder considerarla como Viga "T", se debe satisfacer la condición de $a > h_f$.

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85 f'_c b'}} = 0,583cm$$

Dado que $a < h_f$, la suposición anterior es incorrecta, por lo que se considera como una viga rectangular.

$$\frac{c}{d} = \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,020$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 1,61cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,0023$$

Como ρ es menor a 0,025, se declara la viga simplemente reforzada

El ρ_{min} establecido por el Código Sísmico, tiene un valor de $\rho_{min} = 0,003$, por lo que el acero mínimo es, $A_{s-min} = 2,14cm^2$.

El mayor momento a los extremos es el siguiente, $M_u = 1,77ton - m$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85 f'_c b}} = 1,613cm$$

$$\frac{c}{d} = \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,054$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 2,06cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,0029$$

Como ρ es menor a 0,025, se declara la viga simplemente reforzada

El ρ_{min} establecido por el Código Sísmico, tiene un valor de $\rho_{min} = 0,004$, por lo que el acero mínimo es, $A_{s-min} = 2,73cm^2$.

Acero a colocar en el centro del claro
 $A_{s-inf} = 2,14cm^2$

Acero a colocar en los extremos del claro
 $A_{s-sup} = 2,73cm^2$

El Código Sísmico, limita la capacidad del momento positivo en los extremos a no menos de la mitad del momento negativo lo cual en este caso se cumple.

Además se debe contemplar que la capacidad de momento en cualquier parte de la viga no debe ser inferior al 25% en cualquier parte de la viga, que en este caso se cumple.

Diseño de acero para aros, cortante

Para el diseño por cortante, primero se deberá calcular la capacidad a flexión del elemento con el acero a utilizar. En la parte inferior se utilizarán $2,53cm^2$ de acero mientras en la parte superior $3,96cm^2$. Además se debe de tener en cuenta que

$$\varepsilon_y = \frac{fy}{E} = 0,0017$$

Para el momento positivo se tiene el siguiente cálculo para la determinación de la capacidad nominal de la viga.

$$a_{M+} = \frac{(A_s - A'_s)fy}{0,85 f'_c b} = 1,3972cm$$

$$\varepsilon'_s = \frac{\varepsilon_{cu}(a - \beta_1 d')}{a} = 0,0061$$

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{cu}(\beta_1 d - a)}{a} = 0,0609$$

Dado que $\varepsilon_y > \varepsilon_s$ y $\varepsilon_y > \varepsilon'_s$ se tiene el caso 3 .

$$M_{pr1} = 0,85 f'_c b a (d - 0,5a) + A'_s f_y (d - d') = 503619kg - cm$$

Para el momento negativo se tiene el siguiente cálculo para la determinación de la capacidad nominal de la viga.

$$a_{M+} = \frac{(A_s - A'_s)fy}{0,85 f'_c b} = 0,6448cm$$

$$\varepsilon'_s = \frac{\varepsilon_{cu}(a - \beta_1 d')}{a} = 0,0168$$

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{cu}(\beta_1 d - a)}{a} = 0,1354$$

Dado que $\varepsilon_y > \varepsilon_s$ y $\varepsilon_y > \varepsilon'_s$ se tiene el caso 3 .

$$M_{pr2} = 0,85 f'_c b a (d - 0,5a) + A'_s f_y (d - d') = 385785kg - cm$$

Con los dos valores anteriores de momentos (M_{pr1} y M_{pr2}), se puede obtener el cortante a utilizar.

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L - d} + V_{ug} = 5958kg$$

El cortante por sismo representa un 37,8% del cortante total por lo que se tomará en cuenta el aporte del concreto.

El aporte del concreto para cortante está dado por las siguientes formulas:

$$V_{s,max} = 2,12 \sqrt{f'_c} A_g = 36866,06kg$$

$$V_s^* = 1,1 \sqrt{f'_c} A_g = 19128,62kg$$

$$V_{c-max} = 0,93 \sqrt{f'_c} A_g = 16172,38kg$$

Al ser, $\frac{V_u^* d}{M_u} = 0,4141 < 1 \rightarrow$ se usa este valor

$$V_{c1} = (0,5 \sqrt{f'_c} + 1,75 \rho \frac{V_u d}{M_u}) bd = 5966,84kg$$

Esto debe ser menor a $V_{c,max}$ por lo que se utiliza el primer valor calculado.

Debido a que $V_e < \phi V_{c1}$ por lo que no se deben colocar aros de refuerzo

Se debe de tener en cuenta que $V_{s,min} = 2,90kg$ por lo que $V_{s1} = 3kg$ Se debe considerar, además, que $V_{s1} < V_{s,max}$ por lo que se acepta y $V_{s1} < V_s^*$ indicando que se debe mantener S .

Se presentan las siguientes separaciones S , para aros en dos ramas.

$$S_3 = 47998,5cm \text{ con Aros \# 3}$$

$$S_4 = 85914,5cm \text{ con Aros \# 4}$$

$$S_5 = 133167,7cm \text{ con Aros \# 5}$$

De las anteriores se escoge, $S_3 = 47998,53cm$ con Aros # 3

Sin embargo, el espaciamiento se cambiará a $47997,5cm$, para una más fácil construcción.

Según el CSCR 02, la separación máxima es de $S_{max} = 20cm$. 12,7 Esta se logra, con dos ramas de la varilla # 3. Por lo que se cambiara el espaciamiento a 20 cm.

Se debe tener en cuenta que se debe de colocar un acero mínimo el cual corresponde a

$$A_{sh,min} = \frac{0,3sh_c f'_c}{F_y h} \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) = 3,54cm^2$$

Y se cuenta con la siguiente cantidad de acero,

$$A_{sh,colocado} = \frac{2l\phi_{var}}{s} = 19,96cm^2$$

Por lo que se mantiene el diseño brindado anteriormente.

Diseño de acero para aros, torsión

Umbral de la torsión $T_{u,ubral} = 15361kg - cm$ Como $T_{u,diseño}$ es menor que ϕT_u , pueden no considerarse los efectos de la torsión.

Diseño para la sección propuesta como Viga C2- 4

Del análisis final se obtuvieron los valores de Momentos y Cortante Últimos. Fueron obtenidos por medio de la envolvente de las combinaciones de carga del CSCR02, calculada por medio de SAP2000.

$$\begin{aligned} M_{u,centro} &= 2,350ton - m \\ M_{u,extremo} &= 2,524ton - m \\ V_{u,centro} &= 2,350ton \\ V_{u,extremo} &= 2,524ton \\ T_u &= 0,266ton \end{aligned}$$

Se tiene una sección propuesta de 40 x 20 cm, además tiene una longitud de 2,3 m.

Características de la sección

$$h = 40cm \quad b = 20cm$$

$$\text{Centro} \quad \text{Extremos}$$

$$rec. = 5cm \quad rec. = 5cm$$

$$d' = 5cm \quad d' = 5cm$$

$$d = 35cm \quad d = 35cm$$

Prop. de la sección Def. de materiales

$$A_{cp} = 800cm^2 \quad f'_c = 210kg/cm^2$$

$$P_{cp} = 120cm \quad \epsilon_{cu} = 0,003$$

$$A_{oh} = 450cm^2 \quad f_y = 2800kg/cm^2$$

$$P_h = 90cm \quad \epsilon_y = 0,001$$

$$\beta_1 = 0,85$$

$$\rho_b = 0,037514423$$

Diseño de acero principal

En el centro del claro se tiene el siguiente momento último, $M_u = 2,35ton - m$

Se debe de tener en cuenta, que para centro del claro, se tomará como una Viga "T". Esto por la acción de la losa del entre piso, la cual tiene un espesor $h_f = 5cm$. Además se sabe que se tiene un luz libre entre vigas de 3 m.

Para esto se debe contemplar un ancho efectivo del alma. Además se debe de tomar en cuenta que esta es una viga de Borde. Por lo que b toma el siguiente valor:

$$b' = 39,16666667cm$$

Sin embargo, para poder considerarla como Viga "T", se debe satisfacer la condición de $a > h_f$.

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85 f'_c b'}} = 1,084cm$$

Dado que $a < h_f$, la suposición anterior es incorrecta, por lo que se considera como una viga rectangular.

$$\frac{c}{d} = \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,036$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 2,71cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,0039$$

Como ρ es menor a 0,025, se declara la viga simplemente reforzada

El ρ_{min} establecido por el Código Sísmico, tiene un valor de $\rho_{min} = 0,005$, por lo que el acero mínimo es, $A_{s-min} = 3,50cm^2$.

El mayor momento a los extremos es el siguiente, $M_u = 2,52ton - m$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85f'_c b}} = 2,322cm$$

$$\frac{c}{d} = \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,078$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 2,96cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,0042$$

Como ρ es menor a 0,025, se declara la viga simplemente reforzada

El ρ_{min} establecido por el Código Sísmico, tiene un valor de $\rho_{min} = 0,005$, por lo que el acero mínimo es, $A_{s-min} = 3,50cm^2$.

Acero a colocar en el centro del claro
 $A_{s-inf} = 3,50cm^2$

Acero a colocar en los extremos del claro
 $A_{s-sup} = 3,50cm^2$

El Código Sísmico, limita la capacidad del momento positivo en los extremos a no menos de la mitad del momento negativo lo cual en este caso se cumple.

Además se debe contemplar que la capacidad de momento en cualquier parte de la viga no debe ser inferior al 25% en cualquier parte de la viga, que en este caso se cumple.

Diseño de acero para aros, cortante

Para el diseño por cortante, primero se deberá calcular la capacidad a flexión del elemento con el acero a utilizar. En la parte inferior se utilizarán $3,96cm^2$ de acero mientras en la parte superior $3,96cm^2$. Además se debe de tener en cuenta que

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E} = 0,0017$$

Para el momento positivo se tiene el siguiente cálculo para la determinación de la capacidad nominal de la viga.

$$a_M = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b} = 3,8810cm$$

$$f'_s = \varepsilon_s E_s = 599$$

$$M_{pr1} = A_s f_y (d - 0,5a) = 366439kg - cm$$

Para el momento negativo se tiene el siguiente cálculo para la determinación de la capacidad nominal de la viga.

$$a_M = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b} = 3,8810cm$$

$$f'_s = \varepsilon_s E_s = 599$$

$$M_{pr2} = A_s f_y (d - 0,5a) = 366439kg - cm$$

Con los dos valores anteriores de momentos (M_{pr1} y M_{pr2}), se puede obtener el cortante a utilizar.

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L - d} + V_{ug} = 6381kg$$

El cortante por sismo representa un 39,6% del cortante total por lo que se tomará en cuenta el aporte del concreto.

El aporte del concreto para cortante está dado por las siguientes formulas:

$$V_{s,max} = 2,12\sqrt{f'_c} A_g = 36866,06kg$$

$$V_s^* = 1,1\sqrt{f'_c} A_g = 19128,62kg$$

$$V_{c-max} = 0,93\sqrt{f'_c} A_g = 16172,38kg$$

Al ser, $\frac{V_u \cdot d}{M_u} = 0,6095 < 1 \rightarrow$ se usa este valor

$$V_{c1} = (0,5\sqrt{f'_c} + 1,75\rho\frac{V_u d}{M_u})bd = 6157,37kg$$

Esto debe ser menor a $V_{c,max}$ por lo que se utiliza el primer valor calculado.

Debido a que $V_e < \phi V_{c1}$ por lo que no se deben colocar aros de refuerzo

Se debe de tener en cuenta que $V_{s,min} = 2,90kg$ por lo que $V_{s1} = 3kg$ Se debe considerar, además, que $V_{s1} < V_{s,max}$ por lo que se acepta y $V_{s1} < V_s^*$ indicando que se debe mantener S .

Se presentan las siguientes separaciones S , para aros en dos ramas.

$S_3 = 47998, 5cm$ con Aros # 3
 $S_4 = 85914, 5cm$ con Aros # 4
 $S_5 = 133167, 7cm$ con Aros # 5

De las anteriores se escoge, $S_3 = 47998, 53cm$ con Aros # 3

Sin embargo, el espaciamiento se cambiará a $47997, 5cm$, para una más fácil construcción.

Según el CSCR 02, la separación máxima es de $S_{max} = 20cm$. 12,7 Esta se logra, con dos ramas de la varilla # 3. Por lo que se cambiara el espaciamiento a 20 cm.

Se debe tener en cuenta que se debe de colocar un acero mínimo el cual corresponde a

$$A_{sh,min} = \frac{0,3sh_c f'_c}{F_y h} \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) = 3,54cm^2$$

Y se cuenta con la siguiente cantidad de acero,

$$A_{sh,colocado} = \frac{2l\phi_{var}}{s} = 16,40cm^2$$

Por lo que se mantiene el diseño brindado anteriormente.

Diseño de acero para aros, torsión

Umbral de la torsión $T_{u,ubral} = 15361kg - cm$ Como $T_{u,diseño}$ es menor que ϕT_u , pueden no considerarse los efectos de la torsión.

Diseño para la sección propuesta como Viga C2- 5

Del análisis final se obtuvieron los valores de Momentos y Cortante Últimos. Fueron obtenidos por medio de la envolvente de las combinaciones de carga del CSCR02, calculada por medio de SAP2000.

$$\begin{aligned} M_{u,centro} &= 1,109ton - m \\ M_{u,extremo} &= 2,679ton - m \\ V_{u,centro} &= 1,308ton \\ V_{u,extremo} &= 2,500ton \\ T_u &= 0,184ton \end{aligned}$$

Se tiene una sección propuesta de 60 x 20 cm, además tiene una longitud de 3,25 m.

Características de la sección

$h = 60cm$	$b = 20cm$
Centro	Extremos
$rec. = 5cm$	$rec. = 5cm$
$d' = 5cm$	$d' = 5cm$
$d = 55cm$	$d = 55cm$

Prop. de la sección Def. de materiales

$A_{cp} = 1200cm^2$	$f'_c = 210kg/cm^2$
$P_{cp} = 160cm$	$\varepsilon_{cu} = 0,003$
$A_{oh} = 750cm^2$	$f_y = 2800kg/cm^2$
$P_h = 130cm$	$\varepsilon_y = 0,001$
	$\beta_1 = 0,85$
	$\rho_b = 0,037514423$

Diseño de acero principal

En el centro del claro se tiene el siguiente momento último, $M_u = 1,11ton - m$

Se debe de tener en cuenta, que para centro del claro, se tomará como una Viga "T". Esto por la acción de la losa del entre piso, la cual tiene un espesor $h_f = 5cm$. Además se sabe que se tiene un luz libre entre vigas de 3 m.

Para esto se debe contemplar un ancho efectivo del alma. Además se debe de tomar en cuenta que esta es una viga de Borde. Por lo que b toma el siguiente valor:

$$b' = 47,08333333cm$$

Sin embargo, para poder considerarla como Viga "T", se debe satisfacer la condición de $a > h_f$.

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85 f'_c b'}} = 0,267cm$$

Dado que $a < h_f$, la suposición anterior es incorrecta, por lo que se considera como una viga rectangular.

$$\frac{c}{d} = \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,006$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 0,80cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,0007$$

Como $\frac{c}{d}$ es menor a 0,375, se declara la viga simplemente reforzada.

El ρ_{min} establecido por el Código Sísmico, tiene un valor de $\rho_{min} = 0,001$, por lo que el acero mínimo es, $A_{s-min} = 1,07cm^2$.

El mayor momento a los extremos es el siguiente, $M_u = 2,68ton - m$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85f'_c b}} = 1,538cm$$

$$\frac{c}{d} = \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,033$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 1,96cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,0018$$

Como $\frac{c}{d}$ es menor a 0,375, se declara la viga simplemente reforzada.

El ρ_{min} establecido por el Código Sísmico, tiene un valor de $\rho_{min} = 0,002$, por lo que el acero mínimo es, $A_{s-min} = 2,61cm^2$.

Acero a colocar en el centro del claro
 $A_{s-inf} = 1,07cm^2$

Acero a colocar en los extremos del claro
 $A_{s-sup} = 2,61cm^2$

El Código Sísmico, limita la capacidad del momento positivo en los extremos a no menos de la mitad del momento negativo lo cual en este caso se no se cumple. Por lo que se debe aumentar la cantidad de acero de $A_{s,inf} = 1,304cm^2$

Además se debe contemplar que la capacidad de momento en cualquier parte de la viga no debe ser inferior al 25 % en cualquier parte de la viga, que en este caso se cumple.

Diseño de acero para aros, cortante

Para el diseño por cortante, primero se deberá calcular la capacidad a flexión del elemento con el acero a utilizar. En la parte inferior se utilizarán $2,53cm^2$ de acero mientras en la parte superior $3,96cm^2$. Además se debe tener en cuenta que

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E} = 0,0017$$

Para el momento positivo se tiene el siguiente cálculo para la determinación de la capacidad nominal de la viga.

$$a_{M+} = \frac{(A_s - A'_s)f_y}{0,85f'_c b} = 1,3972cm$$

$$\varepsilon'_s = \frac{\varepsilon_{cu}(a - \beta_1 d')}{a} = 0,0061$$

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{cu}(\beta_1 d - a)}{a} = 0,0974$$

Dado que $\varepsilon_y > \varepsilon_s$ y $\varepsilon_y > \varepsilon'_s$ se tiene el caso 3 .

$$M_{pr2} = 0,85f'_c b a (d - 0,5a) + A'_s f_y (d - d') = 825061kg - cm$$

Para el momento negativo se tiene el siguiente cálculo para la determinación de la capacidad nominal de la viga.

$$a_{M-} = \frac{(A_s - A'_s)f_y}{0,85f'_c b} = 0,5935cm$$

$$\varepsilon'_s = \frac{\varepsilon_{cu}(a - \beta_1 d')}{a} = 0,0185$$

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{cu}(\beta_1 d - a)}{a} = 0,2333$$

Dado que $\varepsilon_y > \varepsilon_s$ y $\varepsilon_y > \varepsilon'_s$ se tiene el caso 3 .

$$M_{pr2} = 0,85f'_c b a (d - 0,5a) + A'_s f_y (d - d') = 627550kg - cm$$

Con los dos valores anteriores de momentos (M_{pr1} y M_{pr2}), se puede obtener el cortante a utilizar.

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L - d} + V_{ug} = 7981kg$$

El cortante por sismo representa un 31,3 % del cortante total por lo que se tomará en cuenta el aporte del concreto.

El aporte del concreto y del acero para cortante están dados por las siguientes formulas:

$$V_{s,max} = 2,12\sqrt{f'_c} A_g = 36866,06kg$$

$$V_s^* = 1,1\sqrt{f'_c} A_g = 19128,62kg$$

$$V_{c-max} = 0,93\sqrt{f'_c} A_g = 16172,38kg$$

Al ser, $\frac{V_u^* d}{M_u} = 0,5320 < 1 \rightarrow$ se usa este valor

$$V_{c1} = (0,5\sqrt{f'_c} + 1,75\rho\frac{V_u d}{M_u})bd = 8893,95kg$$

Esto debe ser menor a $V_{c,max}$ por lo que se utiliza el primer valor calculado.

Debido a que $V_e < \phi V_{c1}$ por lo que no se deben colocar aros de refuerzo

Se debe de tener en cuenta que $V_{s,min} = 2,90kg$ por lo que $V_{s1} = 3kg$ Se debe considerar, además, que $V_{s1} < V_{s,max}$ por lo que se acepta y $V_{s1} < V_s^*$ indicando que se debe mantener S .

Se presentan las siguientes separaciones S , para aros en dos ramas.

$$S_3 = 75426,3cm \text{ con Aros \# 3}$$

$$S_4 = 135008,4cm \text{ con Aros \# 4}$$

$$S_5 = 209263,5cm \text{ con Aros \# 5}$$

De las anteriores se escoge, $S_3 = 75426,26cm$ con Aros # 3

Sin embargo, el espaciamiento se cambiará a $75425cm$, para una más fácil construcción.

Según el CSCR 02, la separación máxima está dada por $S_{max} = 30cm$. Esta se logra, con dos ramas de la varilla # 3. Por lo que se cambiara el espaciamiento a 30 cm.

Se debe tener en cuenta que se debe de colocar un acero mínimo el cual corresponde a

$$A_{sh,min} = \frac{0,3sh_c f'_c}{F_y h} \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) = 4,60cm^2$$

Y se cuenta con la siguiente cantidad de acero,

$$A_{sh,colocado} = \frac{2l\phi_{var}}{s} = 15,45cm^2$$

Por lo que se mantiene el diseño brindado anteriormente.

Diseño de acero para aros, torsión

Umbral de la torsión $T_{u,ubral} = 25921kg - cm$ Como $T_{u,diseño}$ es menor que ϕT_u , pueden no considerarse los efectos de la torsión.

Diseño para la sección propuesta como Viga C2- 6

Del análisis final se obtuvieron los valores de Momentos y Cortante Últimos. Fueron obtenidos por medio de la envolvente de las combinaciones de carga del CSCR02, calculada por medio de SAP2000.

$$\begin{aligned} M_{u,centro} &= 1,917ton - m \\ M_{u,extremo} &= 2,048ton - m \\ V_{u,centro} &= 1,917ton \\ V_{u,extremo} &= 2,048ton \\ T_u &= 0,024ton \end{aligned}$$

Se tiene una sección propuesta de 60 x 20 cm, además tiene una longitud de 1,635 m.

Características de la sección

$$h = 60cm \quad b = 20cm$$

$$\text{Centro} \quad \text{Extremos}$$

$$rec. = 5cm \quad rec. = 5cm$$

$$d' = 5cm \quad d' = 5cm$$

$$d = 55cm \quad d = 55cm$$

Prop. de la sección Def. de materiales

$$A_{cp} = 1200cm^2 \quad f'_c = 210kg/cm^2$$

$$P_{cp} = 160cm \quad \epsilon_{cu} = 0,003$$

$$A_{oh} = 750cm^2 \quad f_y = 2800kg/cm^2$$

$$P_h = 130cm \quad \epsilon_y = 0,001$$

$$\beta_1 = 0,85$$

$$\rho_b = 0,037514423$$

Diseño de acero principal

En el centro del claro se tiene el siguiente momento último, $M_u = 1,92ton - m$

Se debe de tener en cuenta, que para centro del claro, se tomará como una Viga "T". Esto por la acción de la losa del entre piso, la cual tiene un espesor $h_f = 5cm$. Además se sabe que se tiene un luz libre entre vigas de 3 m.

Para esto se debe contemplar un ancho efectivo del alma. Además se debe de tomar en cuenta que esta es una viga de Borde. Por lo que b toma el siguiente valor:

$$b' = 33,625cm$$

Sin embargo, para poder considerarla como Viga "T", se debe satisfacer la condición de $a > h_f$.

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85 f'_c b'}} = 0,649cm$$

Dado que $a < h_f$, la suposición anterior es incorrecta, por lo que se considera como una viga rectangular.

$$\frac{c}{d} = \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,014$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 1,39cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,0013$$

Como $\frac{c}{d}$ es menor a 0,375, se declara la viga simplemente reforzada.

El ρ_{min} establecido por el Código Sísmico, tiene un valor de $\rho_{min} = 0,002$, por lo que el acero mínimo es, $A_{s-min} = 1,85cm^2$.

El mayor momento a los extremos es el siguiente, $M_u = 2,05ton - m$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85f'_c b}} = 1,171cm$$

$$\frac{c}{d} = \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,025$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 1,49cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,0014$$

Como $\frac{c}{d}$ es menor a 0,375, se declara la viga simplemente reforzada.

El ρ_{min} establecido por el Código Sísmico, tiene un valor de $\rho_{min} = 0,002$, por lo que el acero mínimo es, $A_{s-min} = 1,99cm^2$.

Acero a colocar en el centro del claro
 $A_{s-inf} = 1,85cm^2$

Acero a colocar en los extremos del claro
 $A_{s-sup} = 1,99cm^2$

El Código Sísmico, limita la capacidad del momento positivo en los extremos a no menos de la mitad del momento negativo lo cual en este caso se cumple.

Además se debe contemplar que la capacidad de momento en cualquier parte de la viga no debe ser inferior al 25% en cualquier parte de la viga, que en este caso se cumple.

Diseño de acero para aros, cortante

Para el diseño por cortante, primero se deberá calcular la capacidad a flexión del elemento con el acero a utilizar. En la parte inferior se utilizarán $2,53cm^2$ de acero mientras en la parte superior $2,53cm^2$. Además se debe de tener en cuenta que

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E} = 0,0017$$

Para el momento positivo se tiene el siguiente cálculo para la determinación de la capacidad nominal de la viga.

$$a_M = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b} = 2,4839cm$$

$$M_{pr1} = A_s f_y (d - 0,5a) = 381355kg - cm$$

Para el momento negativo se tiene el siguiente cálculo para la determinación de la capacidad nominal de la viga.

$$a_M = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b} = 2,4839cm$$

$$M_{pr2} = A_s f_y (d - 0,5a) = 381355kg - cm$$

Con los dos valores anteriores de momentos (M_{pr1} y M_{pr2}), se puede obtener el cortante a utilizar.

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L - d} + V_{ug} = 9417kg$$

El cortante por sismo representa un 21,7% del cortante total por lo que se tomará en cuenta el aporte del concreto.

El aporte del concreto para cortante está dado por las siguientes formulas:

$$V_{s,max} = 2,12\sqrt{f'_c}A_g = 36866,06kg$$

$$V_s^* = 1,1\sqrt{f'_c}A_g = 19128,62kg$$

$$V_{c-max} = 0,93\sqrt{f'_c}A_g = 16172,38kg$$

Al ser, $\frac{V_u^* \cdot d}{M_u} = 1,3582 > 1 \rightarrow$ se usa 1

$$V_{c1} = (0,5\sqrt{f'_c} + 1,75\rho \frac{V_u d}{M_u})bd = 8979,96kg$$

Esto debe ser menor a $V_{c,max}$ por lo que se utiliza el primer valor calculado.

Debido a que $V_e < \phi V_{c1}$ por lo que no se deben colocar aros de refuerzo

Se debe de tener en cuenta que $V_{s,min} = 2,90kg$ por lo que $V_{s1} = 3kg$ Se debe considerar, además, que $V_{s1} < V_{s,max}$ por lo que se acepta y $V_{s1} < V_s^*$ indicando que se debe mantener S .

Se presentan las siguientes separaciones S , para aros en dos ramas.

$S_3 = 75426, 3cm$ con Aros # 3
 $S_4 = 135008, 4cm$ con Aros # 4
 $S_5 = 209263, 5cm$ con Aros # 5

De las anteriores se escoge, $S_3 = 75426, 26cm$ con Aros # 3

Sin embargo, el espaciamiento se cambiará a $75425cm$, para una más fácil construcción.

Según el CSCR 02, la separación máxima es de $S_{max} = 30cm$. 12,7 Esta se logra, con dos ramas de la varilla # 3. Por lo que se cambiara el espaciamiento a 30 cm.

Se debe tener en cuenta que se debe de colocar un acero mínimo el cual corresponde a

$$A_{sh,min} = \frac{0,3sh_c f'_c}{F_{yh}} \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) = 4,60cm^2$$

Y se cuenta con la siguiente cantidad de acero,

$$A_{sh,colocado} = \frac{2l\phi_{var}}{s} = 7,77cm^2$$

Por lo que se mantiene el diseño brindado anteriormente.

Diseño de acero para aros, torsión

Umbral de la torsión $T_{u,ubral} = 25921kg - cm$ Como $T_{u,diseño}$ es menor que $\phi T_{u,}$ pueden no considerarse los efectos de la torsión.

Diseño para la sección propuesta como Viga C2- 7

Del análisis final se obtuvieron los valores de Momentos y Cortante Últimos. Fueron obtenidos por medio de la envolvente de las combinaciones de carga del CSCR02, calculada por medio de SAP2000.

$$\begin{aligned} M_{u,centro} &= 7,062ton - m \\ M_{u,extremo} &= 7,696ton - m \\ V_{u,centro} &= 7,062ton \\ V_{u,extremo} &= 7,696ton \\ T_u &= 0,008ton \end{aligned}$$

Se tiene una sección propuesta de 40 x 20 cm además tiene una longitud de 2,82 m.

Características de la sección

$h = 40cm$	$b = 20cm$
Centro	Extremos
$rec. = 5cm$	$rec. = 5cm$
$d' = 5cm$	$d' = 5cm$
$d = 35cm$	$d = 35cm$

Prop. de la sección Def. de materiales

$A_{cp} = 800cm^2$	$f'_c = 210kg/cm^2$
$P_{cp} = 120cm$	$\epsilon_{cu} = 0,003$
$A_{oh} = 450cm^2$	$f_y = 2800kg/cm^2$
$P_h = 90cm$	$\epsilon_y = 0,001$
	$\beta_1 = 0,85$
	$\rho_b = 0,037514423$

Diseño de acero principal

En el centro del claro se tiene el siguiente momento último, $M_u = 7,06ton - m$

Se debe de tener en cuenta, que para centro del claro, se tomará como una Viga "T". Esto por la acción de la losa del entre piso, la cual tiene un espesor $h_f = 5cm$. Además se sabe que se tiene un luz libre entre vigas de 3 m.

Para esto se debe contemplar un ancho efectivo del alma. Además se debe de tomar en cuenta que esta es una viga de Borde. Por lo que b toma el siguiente valor:

$$b' = 43,5cm$$

Sin embargo, para poder considerarla como Viga "T", se debe satisfacer la condición de $a > h_f$.

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85 f'_c b'}} = 3,017cm$$

Dado que $a < h_f$, la suposición anterior es incorrecta, por lo que se considera como una viga rectangular.

$$\frac{c}{d} = \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,101$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 8,37cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,0120$$

Como $\frac{c}{d}$ es menor a 0,375, se declara la viga simplemente reforzada.

El ρ_{min} establecido por el Código Sísmico, tiene un valor de $\rho_{min} = 0,005$, por lo que el acero mínimo es, $A_{s-min} = 3,50cm^2$.

El mayor momento a los extremos es el siguiente, $M_u = 7,70ton - m$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85f'_c b}} = 7,688cm$$

$$\frac{c}{d} = \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,258$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 9,80cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,0140$$

Como $\frac{c}{d}$ es menor a 0,375, se declara la viga simplemente reforzada.

El ρ_{min} establecido por el Código Sísmico, tiene un valor de $\rho_{min} = 0,005$, por lo que el acero mínimo es, $A_{s-min} = 3,50cm^2$.

Acero a colocar en el centro del claro

$$A_{s-inf} = 8,37cm^2$$

Acero a colocar en los extremos del claro

$$A_{s-sup} = 9,80cm^2$$

El Código Sísmico, limita la capacidad del momento positivo en los extremos a no menos de la mitad del momento negativo lo cual en este caso se cumple.

Además se debe contemplar que la capacidad de momento en cualquier parte de la viga no debe ser inferior al 25 % en cualquier parte de la viga, que en este caso se cumple.

Diseño de acero para aros, cortante

Para el diseño por cortante, primero se deberá calcular la capacidad a flexión del elemento con el acero a utilizar. En la parte inferior se utilizarán $10,13cm^2$ de acero mientras en la parte superior $10,13cm^2$. Además se debe de tener en cuenta que

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E} = 0,0017$$

Para el momento positivo se tiene el siguiente cálculo para la determinación de la capacidad nominal de la viga.

$$a_M = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b} = 9,9354cm$$

$$M_{pr1} = A_s f_y (d - 0,5a) = 852185kg - cm$$

Para el momento negativo se tiene el siguiente cálculo para la determinación de la capacidad nominal de la viga.

$$a_M = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b} = 9,9354cm$$

$$M_{pr2} = A_s f_y (d - 0,5a) = 852185kg - cm$$

Con los dos valores anteriores de momentos (M_{pr1} y M_{pr2}), se puede obtener el cortante a utilizar.

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L - d} + V_{ug} = 14739kg$$

El cortante por sismo representa un 52,2 % del cortante total por lo que no se tomará en cuenta el aporte del concreto.

Se presentan las siguientes separaciones S , para aros en dos ramas.

$$S_3 = 9,44cm \text{ con Aros } \# 3$$

$$S_4 = 16,89cm \text{ con Aros } \# 4$$

$$S_5 = 26,19cm \text{ con Aros } \# 5$$

De las anteriores se escoge, $S_4 = 16,89cm$ con Aros # 4

Sin embargo, el espaciamiento se cambiará a $15cm$, para una más fácil construcción.

Según el CSCR 02, la separación máxima es de $S_{max} = 10cm$. 12,7 Esta se logra, con dos ramas de la varilla # 3. Por lo que se cambiara el espaciamiento a $10cm$.

Se debe tener en cuenta que se debe de colocar un acero mínimo el cual corresponde a

$$A_{sh,min} = \frac{0,3sh_c f'_c}{F_y h} \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) = 1,77cm^2$$

Y se cuenta con la siguiente cantidad de acero,

$$A_{sh,colocado} = \frac{2l\phi_{var}}{s} = 71,46cm^2$$

Por lo que se mantiene el diseño brindado anteriormente.

Diseño de acero para aros, torsión

Umbral de la torsión $T_{u,ubral} = 15361kg - cm$ Como $T_{u,diseño}$ es menor que ϕT_u , pueden no considerarse los efectos de la torsión.

Diseño para la sección propuesta como Viga C3- 1

Del análisis final se obtuvieron los valores de Momentos y Cortante Últimos. Fueron obtenidos por medio de la envolvente de las combinaciones de carga del *CSCR02*, calculada por medio de *SAP2000*.

$$\begin{aligned} M_{u,centro} &= 2,911ton - m \\ M_{u,extremo} &= 3,130ton - m \\ V_{u,centro} &= 2,310ton \\ V_{u,extremo} &= 2,911ton \\ T_u &= 0,014ton \end{aligned}$$

Se tiene una sección propuesta de 40 x 20 cm, además tiene una longitud de 2,3 m.

Características de la sección

$$\begin{array}{ll} h = 40cm & b = 20cm \\ \text{Centro} & \text{Extremos} \\ rec. = 5cm & rec. = 5cm \\ d' = 5cm & d' = 5cm \\ d = 35cm & d = 35cm \end{array}$$

Prop. de la sección	Def. de materiales
$A_{cp} = 800cm^2$	$f'_c = 210kg/cm^2$
$P_{cp} = 120cm$	$\varepsilon_{cu} = 0,003$
$A_{oh} = 450cm^2$	$f_y = 2800kg/cm^2$
$P_h = 90cm$	$\varepsilon_y = 0,001$
	$\beta_1 = 0,85$
	$\rho_b = 0,037514423$

Diseño de acero principal

En el centro del claro se tiene el siguiente momento último, $M_u = 2,91ton - m$

$$\begin{aligned} a &= d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85 f'_c b'}} = 2,692cm \\ \frac{c}{d} &= \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,091 \\ A_s &= \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 3,43cm^2 \\ \rho &= \frac{A_s}{bd} = 0,0049 \end{aligned}$$

Como $\frac{c}{d}$ es menor a 0,375, se declara la viga simplemente reforzada.

El ρ_{min} establecido por el Código Sísmico, tiene un valor de $\rho_{min} = 0,005$, por lo que el acero mínimo es, $A_{s-min} = 3,50cm^2$.

El mayor momento a los extremos es el siguiente, $M_u = 3,13ton - m$

$$\begin{aligned} a &= d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85 f'_c b}} = 2,904cm \\ \frac{c}{d} &= \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,098 \\ A_s &= \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 3,70cm^2 \\ \rho &= \frac{A_s}{bd} = 0,0053 \end{aligned}$$

Como $\frac{c}{d}$ es menor a 0,375, se declara la viga simplemente reforzada.

El ρ_{min} establecido por el Código Sísmico, tiene un valor de $\rho_{min} = 0,005$, por lo que el acero mínimo es, $A_{s-min} = 3,50cm^2$.

Acero a colocar en el centro del claro

$$A_{s-inf} = 3,50cm^2$$

Acero a colocar en los extremos del claro

$$A_{s-sup} = 3,70cm^2$$

El Código Sísmico, limita la capacidad del momento positivo en los extremos a no menos de la mitad del momento negativo lo cual en este caso se cumple.

Además se debe contemplar que la capacidad de momento en cualquier parte de la viga no debe ser inferior al 25% en cualquier parte de la viga, que en este caso se cumple.

Diseño de acero para aros, cortante

Para el diseño por cortante, primero se deberá calcular la capacidad a flexión del elemento con el acero a utilizar. En la parte inferior se utilizarán $3,96cm^2$ de acero mientras en la parte superior $3,96cm^2$. Además se debe de tener en cuenta que

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E} = 0,0017$$

Para el momento positivo se tiene el siguiente cálculo para la determinación de la capacidad nominal de la viga.

$$a_M = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b} = 3,8810cm$$

$$f'_s = \varepsilon_s E_s = 599$$

$$M_{pr1} = A_s f_y (d - 0,5a) = 366439kg - cm$$

Para el momento negativo se tiene el siguiente cálculo para la determinación de la capacidad nominal de la viga.

$$a_M = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b} = 3,8810cm$$

$$f'_s = \varepsilon_s E_s = 599$$

$$M_{pr2} = A_s f_y (d - 0,5a) = 366439kg - cm$$

Con los dos valores anteriores de momentos (M_{pr1} y M_{pr2}), se puede obtener el cortante a utilizar.

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L - d} + V_{ug} = 6769kg$$

El cortante por sismo representa un 43,0% del cortante total por lo que se tomará en cuenta el aporte del concreto.

El aporte del concreto para cortante está dado por las siguientes formulas:

$$V_{s,max} = 2,12\sqrt{f'_c} A_g = 24577,37kg$$

$$V_s^* = 1,1\sqrt{f'_c} A_g = 12752,41kg$$

$$V_{c-max} = 0,93\sqrt{f'_c} A_g = 10781,58kg$$

Al ser, $\frac{V_u \cdot d}{M_u} = 0,6465 < 1 \rightarrow$ se usa este valor

$$V_{c1} = (0,5\sqrt{f'_c} + 1,75\rho \frac{V_u d}{M_u})bd = 6275,24kg$$

Esto debe ser menor a $V_{c,max}$ por lo que se utiliza el primer valor calculado.

Debido a que $V_e < \phi V_{c1}$ por lo que no se deben colocar aros de refuerzo

Se debe de tener en cuenta que $V_{s,min} = 2,90kg$ por lo que $V_{s1} = 3kg$ Se debe considerar, además, que $V_{s1} < V_{s,max}$ por lo que se acepta y $V_{s1} < V_s^*$ indicando que se debe mantener S .

Se presentan las siguientes separaciones S , para aros en dos ramas.

$$S_3 = 47998,5cm \text{ con Aros \# 3}$$

$$S_4 = 85914,5cm \text{ con Aros \# 4}$$

$$S_5 = 133167,7cm \text{ con Aros \# 5}$$

De las anteriores se escoge, $S_3 = 47998,53cm$ con Aros # 3

Sin embargo, el espaciamiento se cambiará a 47997,5cm, para una más fácil construcción.

Según el CSCR 02, la separación máxima es de $S_{max} = 20cm$. 12,7 Esta se logra, con dos ramas de la varilla # 3. Por lo que se cambiara el espaciamiento a 20 cm.

Se debe tener en cuenta que se debe de colocar un acero mínimo el cual corresponde a

$$A_{sh,min} = \frac{0,3sh_c f'_c}{F_{yh}} \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) = 3,54cm^2$$

Y se cuenta con la siguiente cantidad de acero,

$$A_{sh,colocado} = \frac{2l\phi_{var}}{s} = 16,40cm^2$$

Por lo que se mantiene el diseño brindado anteriormente.

Diseño de acero para aros, torsión

Umbral de la torsión $T_{u,ubral} = 15361kg - cm$ Como $T_{u,diseño}$ es menor que ϕT_u , pueden no considerarse los efectos de la torsión.

Diseño para la sección propuesta como Viga C3- 2

Del análisis final se obtuvieron los valores de Momentos y Cortante Últimos. Fueron obtenidos por medio de la envolvente de las combinaciones de carga del CSCR02, calculada por medio de SAP2000.

$$\begin{aligned} M_{u,centro} &= 2,298ton - m \\ M_{u,extremo} &= 2,472ton - m \\ V_{u,centro} &= 2,298ton \\ V_{u,extremo} &= 2,472ton \\ T_u &= 0,004ton \end{aligned}$$

Se tiene una sección propuesta de 40 x 20 cm, además tiene una longitud de 1,635 m.

Características de la sección	
$h = 40cm$	$b = 20cm$
Centro	Extremos
$rec. = 5cm$	$rec. = 5cm$
$d' = 5cm$	$d' = 5cm$
$d = 35cm$	$d = 35cm$

Prop. de la sección	Def. de materiales
$A_{cp} = 800cm^2$	$f'_c = 210kg/cm^2$
$P_{cp} = 120cm$	$\varepsilon_{cu} = 0,003$
$A_{oh} = 450cm^2$	$f_y = 2800kg/cm^2$
$P_h = 90cm$	$\varepsilon_y = 0,001$
	$\beta_1 = 0,85$
	$\rho_b = 0,037514423$

Diseño de acero principal

En el centro del claro se tiene el siguiente momento último, $M_u = 2,30ton - m$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85 f'_c b'}} = 2,107cm$$

$$\frac{c}{d} = \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,071$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 2,69cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,0038$$

Como $\frac{c}{d}$ es menor a 0,375, se declara la viga simplemente reforzada.

El ρ_{min} establecido por el Código Sísmico, tiene un valor de $\rho_{min} = 0,005$, por lo que el acero mínimo es, $A_{s-min} = 3,50cm^2$.

El mayor momento a los extremos es el siguiente, $M_u = 2,47ton - m$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85 f'_c b}} = 2,272cm$$

$$\frac{c}{d} = \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,076$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 2,90cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,0041$$

Como $\frac{c}{d}$ es menor a 0,375, se declara la viga simplemente reforzada.

El ρ_{min} establecido por el Código Sísmico, tiene un valor de $\rho_{min} = 0,005$, por lo que el acero mínimo es, $A_{s-min} = 3,50cm^2$.

Acero a colocar en el centro del claro
 $A_{s-inf} = 3,50cm^2$

Acero a colocar en los extremos del claro
 $A_{s-sup} = 3,50cm^2$

El Código Sísmico, limita la capacidad del momento positivo en los extremos a no menos de la mitad del momento negativo lo cual en este caso se cumple.

Además se debe contemplar que la capacidad de momento en cualquier parte de la viga no debe ser inferior al 25% en cualquier parte de la viga, que en este caso se cumple.

Diseño de acero para aros, cortante

Para el diseño por cortante, primero se deberá calcular la capacidad a flexión del elemento con el acero a utilizar. En la parte inferior se utilizarán $3,96cm^2$ de acero mientras en la parte superior $3,96cm^2$. Además se debe de tener en cuenta que

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E} = 0,0017$$

Para el momento positivo se tiene el siguiente cálculo para la determinación de la capacidad nominal de la viga.

$$a_M = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b} = 3,8810cm$$

$$f'_s = \varepsilon_s E_s = 599$$

$$M_{pr1} = A_s f_y (d - 0,5a) = 366439kg - cm$$

Para el momento negativo se tiene el siguiente cálculo para la determinación de la capacidad nominal de la viga.

$$a_M = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b} = 3,8810cm$$

$$f'_s = \varepsilon_s E_s = 599$$

$$M_{pr2} = A_s f_y (d - 0,5a) = 366439kg - cm$$

Con los dos valores anteriores de momentos (M_{pr1} y M_{pr2}), se puede obtener el cortante a utilizar.

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L - d} + V_{ug} = 8407kg$$

El cortante por sismo representa un 29,4% del cortante total por lo que se tomará en cuenta el aporte del concreto.

El aporte del concreto para cortante está dado por las siguientes formulas:

$$V_{s,max} = 2,12\sqrt{f'_c}A_g = 24577,37kg$$

$$V_s^* = 1,1\sqrt{f'_c}A_g = 12752,41kg$$

$$V_{c-max} = 0,93\sqrt{f'_c}A_g = 10781,58kg$$

Al ser, $\frac{V_u \cdot d}{M_u} = 0,8029 < 1 \rightarrow$ se usa este valor

$$V_{c1} = (0,5\sqrt{f'_c} + 1,75\rho\frac{V_u d}{M_u})bd = 6261,80kg$$

Esto debe ser menor a $V_{c,max}$ por lo que se utiliza el primer valor calculado.

Debido a que $V_e > \phi V_{c1}$ por lo que si se deben colocar aros de refuerzo

Se debe de tener en cuenta que $V_{s,min} = 2,90kg$ por lo que $V_{s1} = 4947kg$ Se debe considerar, además, que $V_{s1} < V_{s,max}$ por lo que se acepta y $V_{s1} < V_s^*$ indicando que se debe mantener S .

Se presentan las siguientes separaciones S , para aros en dos ramas.

$$S_3 = 28,12cm \text{ con Aros } \# 3$$

$$S_4 = 50,33cm \text{ con Aros } \# 4$$

$$S_5 = 78,02cm \text{ con Aros } \# 5$$

De las anteriores se escoge, $S_3 = 28,12cm$ con Aros # 3

Sin embargo, el espaciamiento se cambiará a 27,5cm, para una más fácil construcción.

Según el CSCR 02, la separación máxima es de $S_{max} = 10cm$. 12,7 Esta se logra, con dos ramas de la varilla # 3. Por lo que se cambiara el espaciamiento a 10 cm.

Se debe tener en cuenta que se debe de colocar un acero mínimo el cual corresponde a

$$A_{sh,min} = \frac{0,3sh_c f'_c}{F_{yh}} \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) = 1,77cm^2$$

Y se cuenta con la siguiente cantidad de acero,

$$A_{sh,colocado} = \frac{2l\phi_{var}}{s} = 23,32cm^2$$

Por lo que se mantiene el diseño brindado anteriormente.

Diseño de acero para aros, torsión

Umbral de la torsión $T_{u,ubral} = 15361kg - cm$ Como $T_{u,diseño}$ es menor que ϕT_u , pueden no considerarse los efectos de la torsión.

Diseño para la sección propuesta como Viga C3- 3

Del análisis final se obtuvieron los valores de Momentos y Cortante Últimos. Fueron obtenidos por medio de la envolvente de las combinaciones de carga del CSCR02, calculada por medio de SAP2000.

$$\begin{aligned} M_{u,centro} &= 2,310ton - m \\ M_{u,extremo} &= 2,441ton - m \\ V_{u,centro} &= 2,310ton \\ V_{u,extremo} &= 2,441ton \\ T_u &= 0,004ton \end{aligned}$$

Se tiene una sección propuesta de 40 x 20 cm además tiene una longitud de 2,82 m.

Características de la sección

$h = 40cm$	$b = 20cm$
Centro	Extremos
$rec. = 5cm$	$rec. = 5cm$
$d' = 5cm$	$d' = 5cm$
$d = 35cm$	$d = 35cm$

Prop. de la sección Def. de materiales

$A_{cp} = 800cm^2$	$f'_c = 210kg/cm^2$
$P_{cp} = 120cm$	$\epsilon_{cu} = 0,003$
$A_{oh} = 450cm^2$	$f_y = 2800kg/cm^2$
$P_h = 90cm$	$\epsilon_y = 0,001$
	$\beta_1 = 0,85$
	$\rho_b = 0,037514423$

Diseño de acero principal

En el centro del claro se tiene el siguiente momento último, $M_u = 2,31ton - m$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85f'_c b}} = 2,118cm$$

$$\frac{c}{d} = \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,071$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 2,70cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,0039$$

Como $\frac{c}{d}$ es menor a 0,375, se declara la viga simplemente reforzada.

El ρ_{min} establecido por el Código Sísmico, tiene un valor de $\rho_{min} = 0,005$, por lo que el acero mínimo es, $A_{s-min} = 3,50cm^2$.

El mayor momento a los extremos es el siguiente, $M_u = 2,44ton - m$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85 f'_c b}} = 2,242cm$$

$$\frac{c}{d} = \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,075$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 2,86cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,0041$$

Como $\frac{c}{d}$ es menor a 0,375, se declara la viga simplemente reforzada.

El ρ_{min} establecido por el Código Sísmico, tiene un valor de $\rho_{min} = 0,005$, por lo que el acero mínimo es, $A_{s-min} = 3,50cm^2$.

Acero a colocar en el centro del claro
 $A_{s-inf} = 3,50cm^2$

Acero a colocar en los extremos del claro
 $A_{s-sup} = 3,50cm^2$

El Código Sísmico, limita la capacidad del momento positivo en los extremos a no menos de la mitad del momento negativo lo cual en este caso se cumple.

Además se debe contemplar que la capacidad de momento en cualquier parte de la viga no debe ser inferior al 25% en cualquier parte de la viga, que en este caso se cumple.

Diseño de acero para aros, cortante

Para el diseño por cortante, primero se deberá calcular la capacidad a flexión del elemento con el acero a utilizar. En la parte inferior se utilizarán $3,96cm^2$ de acero mientras en la parte superior $3,96cm^2$. Además se debe de tener en cuenta que

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E} = 0,0017$$

Para el momento positivo se tiene el siguiente cálculo para la determinación de la capacidad nominal de la viga.

$$a_M = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b} = 3,8810cm$$

$$f'_s = \varepsilon_s E_s = 599$$

$$M_{pr1} = A_s f_y (d - 0,5a) = 366439kg - cm$$

Para el momento negativo se tiene el siguiente cálculo para la determinación de la capacidad nominal de la viga.

$$a_M = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b} = 3,8810cm$$

$$f'_s = \varepsilon_s E_s = 599$$

$$M_{pr2} = A_s f_y (d - 0,5a) = 366439kg - cm$$

Con los dos valores anteriores de momentos (M_{pr1} y M_{pr2}), se puede obtener el cortante a utilizar.

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L - d} + V_{ug} = 5469kg$$

El cortante por sismo representa un 44,6% del cortante total por lo que se tomará en cuenta el aporte del concreto.

El aporte del concreto para cortante está dado por las siguientes formulas:

$$V_{s,max} = 2,12 \sqrt{f'_c} A_g = 24577,37kg$$

$$V_s^* = 1,1 \sqrt{f'_c} A_g = 12752,41kg$$

$$V_{c-max} = 0,93 \sqrt{f'_c} A_g = 10781,58kg$$

Al ser, $\frac{V_u \cdot d}{M_u} = 0,5224 < 1 \rightarrow$ se usa este valor

$$V_{c1} = (0,5 \sqrt{f'_c} + 1,75 \rho \frac{V_u d}{M_u}) bd = 6095,21kg$$

Esto debe ser menor a $V_{c,max}$ por lo que se utiliza el primer valor calculado.

Debido a que $V_e < \phi V_{c1}$ por lo que no se deben colocar aros de refuerzo

Se debe de tener en cuenta que $V_{s,min} = 2,90kg$ por lo que $V_{s1} = 3kg$ Se debe considerar, además, que $V_{s1} < V_{s,max}$ por lo que se acepta y $V_{s1} < V_s^*$ indicando que se debe mantener S .

Se presentan las siguientes separaciones S , para aros en dos ramas.

$S_3 = 47998, 5cm$ con Aros # 3
 $S_4 = 85914, 5cm$ con Aros # 4
 $S_5 = 133167, 7cm$ con Aros # 5

De las anteriores se escoge, $S_3 = 47998, 53cm$ con Aros # 3

Sin embargo, el espaciamiento se cambiará a $47997, 5cm$, para una más fácil construcción.

Según el CSCR 02, la separación máxima es de $S_{max} = 20cm$. 12,7 Esta se logra, con dos ramas de la varilla # 3. Por lo que se cambiara el espaciamiento a 20 cm.

Se debe tener en cuenta que se debe de colocar un acero mínimo el cual corresponde a

$$A_{sh,min} = \frac{0,3sh_c f'_c}{F_y h} \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) = 3,54cm^2$$

Y se cuenta con la siguiente cantidad de acero,

$$A_{sh,colocado} = \frac{2l\phi_{var}}{s} = 20,11cm^2$$

Por lo que se mantiene el diseño brindado anteriormente.

Diseño de acero para aros, torsión

Umbral de la torsión $T_{u,ubral} = 15361kg - cm$ Como $T_{u,diseño}$ es menor que $\phi T_{u,}$ pueden no considerarse los efectos de la torsión.

Diseño para la sección propuesta como Viga C3- 4

Del análisis final se obtuvieron los valores de Momentos y Cortante Últimos. Fueron obtenidos por medio de la envolvente de las combinaciones de carga del CSCR02, calculada por medio de SAP2000.

$$\begin{aligned} M_{u,centro} &= 5,761ton - m \\ M_{u,extremo} &= 6,368ton - m \\ V_{u,centro} &= 5,761ton \\ V_{u,extremo} &= 6,368ton \\ T_u &= 0,044ton \end{aligned}$$

Se tiene una sección propuesta de 40 x 20 cm, además tiene una longitud de 2,27 m.

Características de la sección

$h = 40cm$	$b = 20cm$
Centro	Extremos
$rec. = 5cm$	$rec. = 5cm$
$d' = 5cm$	$d' = 5cm$
$d = 35cm$	$d = 35cm$

Prop. de la sección Def. de materiales

$A_{cp} = 800cm^2$	$f'_c = 210kg/cm^2$
$P_{cp} = 120cm$	$\epsilon_{cu} = 0,003$
$A_{oh} = 450cm^2$	$f_y = 2800kg/cm^2$
$P_h = 90cm$	$\epsilon_y = 0,001$
	$\beta_1 = 0,85$
	$\rho_b = 0,037514423$

Diseño de acero principal

En el centro del claro se tiene el siguiente momento último, $M_u = 5,76ton - m$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85 f'_c b}} = 5,565cm$$

$$\frac{c}{d} = \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,187$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 7,10cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,0101$$

Como $\frac{c}{d}$ es menor a 0,375, se declara la viga simplemente reforzada.

El ρ_{min} establecido por el Código Sísmico, tiene un valor de $\rho_{min} = 0,005$, por lo que el acero mínimo es, $A_{s-min} = 3,50cm^2$.

El mayor momento a los extremos es el siguiente, $M_u = 6,37ton - m$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85 f'_c b}} = 6,215cm$$

$$\frac{c}{d} = \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,209$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 7,92cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,0113$$

Como $\frac{c}{d}$ es menor a 0,375, se declara la viga simplemente reforzada.

El ρ_{min} establecido por el Código Sísmico, tiene un valor de $\rho_{min} = 0,005$, por lo que el acero mínimo es, $A_{s-min} = 3,50cm^2$.

Acero a colocar en el centro del claro

$$A_{s-inf} = 7,10cm^2$$

Acero a colocar en los extremos del claro

$$A_{s-sup} = 7,92cm^2$$

El Código Sísmico, limita la capacidad del momento positivo en los extremos a no menos de la mitad del momento negativo lo cual en este caso se cumple.

Además se debe contemplar que la capacidad de momento en cualquier parte de la viga no debe ser inferior al 25% en cualquier parte de la viga, que en este caso se cumple.

Diseño de acero para aros, cortante

Para el diseño por cortante, primero se deberá calcular la capacidad a flexión del elemento con el acero a utilizar. En la parte inferior se utilizarán $7,76cm^2$ de acero mientras en la parte superior $7,76cm^2$. Además se debe de tener en cuenta que

$$\varepsilon_y = \frac{fy}{E} = 0,0017$$

Para el momento positivo se tiene el siguiente cálculo para la determinación de la capacidad nominal de la viga.

$$a_M = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b} = 7,6068cm$$

$$f'_s = \varepsilon_s E_s = 2780$$

$$M_{pr1} = A_s f_y (d - 0,5a) = 677748kg - cm$$

Para el momento negativo se tiene el siguiente cálculo para la determinación de la capacidad nominal de la viga.

$$a_M = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b} = 7,6068cm$$

$$f'_s = \varepsilon_s E_s = 2780$$

$$M_{pr2} = A_s f_y (d - 0,5a) = 677748kg - cm$$

Con los dos valores anteriores de momentos (M_{pr1} y M_{pr2}), se puede obtener el cortante a utilizar.

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L - d} + V_{ug} = 13617kg$$

El cortante por sismo representa un 46,8% del cortante total por lo que se tomará en cuenta el aporte del concreto.

El aporte del concreto para cortante está dado por las siguientes formulas:

$$V_{s,max} = 2,12\sqrt{f'_c} A_g = 24577,37kg$$

$$V_s^* = 1,1\sqrt{f'_c} A_g = 12752,41kg$$

$$V_{c-max} = 0,93\sqrt{f'_c} A_g = 10781,58kg$$

Al ser, $\frac{V_u \cdot d}{M_u} = 0,7032 < 1 \rightarrow$ se usa este valor

$$V_{c1} = (0,5\sqrt{f'_c} + 1,75\rho\frac{V_u d}{M_u})bd = 6911,00kg$$

Esto debe ser menor a $V_{c,max}$ por lo que se utiliza el primer valor calculado.

Debido a que $V_e > \phi V_{c1}$ por lo que si se deben colocar aros de refuerzo

Se debe de tener en cuenta que $V_{s,min} = 2,90kg$ por lo que $V_{s1} = 11245kg$ Se debe considerar, además, que $V_{s1} < V_{s,max}$ por lo que se acepta y $V_{s1} < V_s^*$ indicando que se debe mantener S .

Se presentan las siguientes separaciones S , para aros en dos ramas.

$$S_3 = 12,37cm \text{ con Aros } \# 3$$

$$S_4 = 22,14cm \text{ con Aros } \# 4$$

$$S_5 = 34,32cm \text{ con Aros } \# 5$$

De las anteriores se escoge, $S_3 = 12,37cm$ con Aros $\# 3$

Sin embargo, el espaciamiento se cambiará a $10cm$, para una más fácil construcción.

Según el CSCR 02, la separación máxima es de $S_{max} = 10cm$. 12,7 Esta se logra, con dos ramas de la varilla $\# 3$. Por lo que se cambiara el espaciamiento a $10cm$.

Se debe tener en cuenta que se debe de colocar un acero mínimo el cual corresponde a

$$A_{sh,min} = \frac{0,3sh_c f'_c}{F_{yh}} \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) = 1,77cm^2$$

Y se cuenta con la siguiente cantidad de acero,

$$A_{sh,colocado} = \frac{2l\phi_{var}}{s} = 32,37cm^2$$

Por lo que se mantiene el diseño brindado anteriormente.

Diseño de acero para aros, torsión

Umbral de la torsión $T_{u,ubral} = 15361kg - cm$ Como $T_{u,diseño}$ es menor que ϕT_u , pueden no considerarse los efectos de la torsión.

Diseño de muros

Diseño del Muro C1-M1

Diseño para cargas perpendiculares al plano

Características del muro

Materiales:	Sección:
$\omega_m = 300kg/m^2$	$l_w = 2,30m$
$f'_m = 100kg/cm^2$	$h_w = 2,90m$
$f_y = 2800kg/cm^2$	$t_w = 0,15m$

Carga en el muro

área del muro: $A_m = 6,67m^2$

$\omega_{wp} = 690kg/m$

Peso del muro: $P_w = 2001kg$

Valor máximo de carga axial

Este valor fue tomado del análisis previamente realizado.

$$P_f = P_{ft} + P_{fp} = 6400,11 + 3217,52 = 9617,63kg$$

$$\frac{P_w + P_f}{A_g} = \frac{2001 + 9617,6}{3450} = 3,3677kg/cm$$

El limite es: $0,04f'_m = 4kg/cm^2$ por lo que se acepta

Carga lateral

El coeficiente sísmico se toma del análisis hecho en el análisis anterior, el cual tiene un valor de: $C = 0,25974$.

$$\omega_s = \omega_m \cdot C = 690 \cdot 0,25974 = 179,2206kg/m^2$$

Combinaciones de carga

$$P_U = 1,4 \cdot (2001 + 3217,52) = 7306kg$$

$$P_U = 1,2 \cdot (2001 + 3217,52) + 1,6 \cdot (6400,11) = 16502kg$$

$$P_U = 1,05 \cdot (2001 + 3217,52) + 0,5 \cdot (6400,11) + C_S = 8680kg + C_S$$

$$P_U = 0,95 \cdot (2001 + 3217,52) + C_S = 4958kg + C_S$$

Acero a utilizar

Acero, se supone 1 # 3 a cada 80 cm

$$A_s = 0,713 \cdot \frac{230}{80} = 2,05cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{2,048602503}{230 \cdot 15} = 0,000593798$$

$$\rho_b = \frac{0,85f'_m}{f_y} \cdot \left(\frac{5100}{6000 + f_y} \right) = 0,017593344$$

Como $\rho_{max} = 0,5\rho_b = 0,008796672 > \rho$ el acero se acepta

Área Neta

$$A_n = 230 \cdot 15 - 12(9,6 \cdot 15,3) = 1760,88cm^2$$

Módulo de elasticidad

$$E_m = 75000kg/cm^2 \quad n = \frac{E_s}{E_m} = 28$$

$$E_s = 2100000kg/cm^2$$

Módulo de roptura

Se toma para la mampostería parcialmente rellena $f_r = 0,67\sqrt{f'_m} = 6,7$.

Inercia de la sección sin agrietar

$$I_g = \frac{230 \cdot 15^3}{12} - \frac{15,3 \cdot 9,6^3}{12} = 51715,1cm^4$$

Momento de agrietamiento

$$M_{cr} = \frac{f_r \cdot I_g}{t/2} = \frac{6,7 \cdot 51715,1}{7,5} = 46198,7855kg-cm$$

Inercia de la sección agrietada

$$A_{se} = \frac{P_u + A_s \cdot f_y}{f_y} = \frac{8679,501 + 2,05 \cdot 2800}{2800} = 5,15 \text{ cm}^2$$

$$d = \frac{P_u + A_s \cdot f_y}{0,85 f'_m \cdot b} = \frac{8679,501 + 2,05 \cdot 2,3}{0,85 \cdot 100 \cdot 230} = 0,4442 \text{ cm}$$

$$c = \frac{d}{0,85} = 0,5226$$

$$I_{cr} = n \cdot A_{se} \cdot (d - c)^2 + 1/3 b \cdot c^3 = 7029,054162 \text{ cm}^4$$

Excentricidad

Se recomienda utilizar: $e_{min} = \frac{t}{4} = 3,75 \text{ cm}$

Condición de servicio

Cuadro 150: Condición de servicio en el muro C1-M1

Δ_s cm	M_{ser} kg-cm	$M_{ser} < M_{cr}$	Δ_s cm
0	90569	NO	0,9419
0,9419	100570	NO	1,1307
1,1307	102575	NO	1,1685
1,1685	102977	NO	1,1761
1,1761	103057	NO	1,1776

Momento nominal

$$a = \frac{P_u + A_s \cdot f_y}{0,85 f'_m \cdot b} = 0,737 \text{ cm}$$

$$M_n = A_{se} \cdot f_y (d - 0,5a) = 102802,0973 \text{ kg-cm}$$

$$\phi = 0,8 - \frac{1,5 \cdot P_u}{A_e \cdot f'_m} = 0,7261$$

$$\phi M_n = 0,7261 \cdot 102802,0973 = 74640,89667 \text{ kg-cm}$$

Momento último

$$M_u = \frac{W_u \cdot h^2}{8} + \frac{P_{uf} \cdot e}{2} + (P_{uw} + P_{uf}) \cdot \Delta_u = 41396,28 \text{ kg-cm}$$

Como $\phi M_n > M_u$ la sección es adecuada

Diseño para cargas paralelas al plano

Carga axial

$$A_s = 2,05 \text{ cm}^2 \text{ y } A_e = 1760,88 \text{ cm}^2.$$

$$P_o = 0,85 \cdot 100 \cdot (1760,88 - 2,05) + 2,05 \cdot 2800 = 155237 \text{ kg}$$

$$P_u = \frac{P_o}{0,8} = \frac{155237}{0,8} = 194045,9447 \text{ kg}$$

Cortante para el acero

El cortante obtenido del análisis $V_u = 823,31 \text{ kg}$. El cual debe ser multiplicado por 2 dado que la ductilidad es distinta de 1.

$$V_m = (0,15 \sqrt{100 + 0,2 \frac{194045,9447}{1500}}) 184 \cdot 5,6 = 28205 \text{ kg}$$

$$V_s = V_u - V_m = 1646,62 - 28205 = -26558 \text{ kg}$$

Para este caso se colocarían varillas # 3 a cada 80cm

Acero mínimo en el muro

Según el inciso 9.3.3 del Código Sísmico (Refuerzo en elementos estructurales), se debe tener un refuerzo mínimo igual a $0,002 A_{bruta}$ ³⁸. Por lo que el espaciamiento mínimo de los muros se cambiará a varillas # 3 @ 60cm en ambas direcciones.

Diseño del Muro C1-M2

Diseño para cargas perpendiculares al plano

Características del muro

Materiales:	Sección:
$\omega_m = 300 \text{ kg/m}^2$	$l_w = 2,85 \text{ m}$
$f'_m = 100 \text{ kg/cm}^2$	$h_w = 2,90 \text{ m}$
$f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$	$t_w = 0,15 \text{ m}$

Carga en el muro

$$\text{Area del muro: } A_m = 8,265 \text{ m}^2$$

$$\omega_{wp} = 855 \text{ kg/m}$$

³⁸Anteriormente sólo se cumplió con la designación de colocar un área de acero equivalente al $0,0007 A_{bruta}$

Peso del muro: $P_w = 2479,5kg$

Valor máximo de carga axial

Este valor fue tomado del análisis previamente realizado.

$$P_f = P_{ft} + P_{fp} = 5019,05 + 2783,01 = 7802,06kg$$

$$\frac{P_w + P_f}{A_g} = \frac{2479,5 + 7802,1}{4275} = 2,4050kg/cm$$

El limite es: $0,04f'_m = 4kg/cm^2$ por lo que se acepta

Carga lateral

El coeficiente sísmico se toma del análisis hecho en el análisis anterior, el cual tiene un valor de: $C = 0,25974$.

$$\omega_s = \omega_m \cdot C = 855 \cdot 0,25974 = 222,0777kg/m^2$$

Combinaciones de carga

$$P_U = 1,4 \cdot (2479,5 + 2783,01) = 7367,514kg$$

$$P_U = 1,2 \cdot (2479,5 + 2783,01) + 1,6 \cdot (5019,05) = 14345,492kg$$

$$P_U = 1,05 \cdot (2479,5 + 2783,01) + 0,5 \cdot (5019,05) + C_S = 8035,1605kg + C_S$$

$$P_U = 0,95 \cdot (2479,5 + 2783,01) + C_S = 4999,3845kg + C_S$$

Acero a utilizar

Acero, se supone 1 # 3 a cada 80 cm

$$A_s = 0,713 \cdot \frac{285}{80} = 2,54cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{2,538485711}{285 \cdot 15} = 0,000593798$$

$$\rho_b = \frac{0,85f'_m}{f_y} \cdot \left(\frac{5100}{6000 + f_y} \right) = 0,017593344$$

Como $\rho_{max} = 0,5\rho_b = 0,008796672 > \rho$ el acero se acepta

Area Neta

$$A_n = 285 \cdot 15 - 14(9,6 \cdot 15,3) = 2181,96cm^2$$

Módulo de elasticidad

$$E_m = 75000kg/cm^2 \quad n = \frac{E_s}{E-m} = 28$$

$$E_s = 2100000kg/cm^2$$

Módulo de roptura

Se toma para la mampostería parcialmente rellena $f_r = 0,67\sqrt{f'_m} = 6,7$

Inercia de la sección sin agrietar

$$I_g = \frac{285 \cdot 15^3}{12} - \frac{15,3 \cdot 9,6^3}{12} = 64081,7cm^4$$

Momento de agrietamiento

$$M_{cr} = \frac{f_r \cdot I_g}{t/2} = \frac{6,7 \cdot 64081,7}{7,5} = 57246,32117kg-cm$$

Inercia de la sección a grietada

$$A_{se} = \frac{P_u + A_s \cdot f_y}{f_y} = \frac{8035,1605 + 2,54 \cdot 2800}{2800} = 5,41cm^2$$

$$d = \frac{P_u + A_s \cdot f_y}{0,85f'_m \cdot b} = \frac{8035,1605 + 2,54 \cdot 2,85}{0,85 \cdot 100 \cdot 285} = 0,3320cm$$

$$c = \frac{d}{0,85} = 0,3906$$

$$I_{cr} = n \cdot A_{se} \cdot (d - c)^2 + 1/3b \cdot c^3 = 7659,489773cm^4$$

Excentricidad

Se recomienda utilizar: $e_{min} = \frac{t}{4} = 3,75cm$

Condición de servicio

Cuadro 151: Condición de servicio en el muro C1-M2

Δ_s cm	M_{ser} kg - cm	$M_{ser} < M_{cr}$	Δ_s cm
0	104511	NO	0,9113
0,9113	112750	NO	1,0519
1,0519	114022	NO	1,0737
1,0737	114219	NO	1,0770
1,0770	114249	NO	1,0775

Momento nominal

$$a = \frac{P_u + A_s \cdot f_y}{0,85f'_m \cdot b} = 0,625cm$$

$$M_n = A_{se} \cdot f_y(d - 0,5a) = 108839,0236kg - cm$$

$$\phi = 0,8 - \frac{1,5 \cdot P_u}{A_e \cdot f'_m} = 0,7448$$

$$\phi M_n = 0,7448 \cdot 108839,0236 = 81059,15386kg - cm$$

Momento último

$$M_u = \frac{W_u \cdot h^2}{8} + \frac{P_{uf} \cdot e}{2} + (P_{uw} + P_{uf}) \cdot \Delta_u = 42188,41kg - cm$$

Como $\phi M_n > M_u$ la sección es adecuada

Diseño para cargas paralelas al plano

Carga axial

$$A_s = 2,54cm^2 \text{ y } A_e = 2181,96cm^2.$$

$$P_o = 0,85 \cdot 100 \cdot (2181,96 - 2,54) + 2,54 \cdot 2800 = 192359kg$$

$$P_u = \frac{P_o}{0,8} = \frac{192359}{0,8} = 240448,2359kg$$

Cortante para el acero

El cortante obtenido del análisis, $V_u = 151,24kg$. El cual debe ser multiplicado por 2 dado que la ductilidad es distinta de 1.

$$V_m = (0,15 \sqrt{100 + 0,2 \frac{240448,2359}{1500}}) 228 \cdot 5,6 = 42849kg$$

$$V_s = V_u - V_m = 302,48 - 42849 = -42547kg$$

Para este caso se colocarían varillas # 3 a cada 80cm

Acero mínimo en el muro

Según el inciso 9.3.3 del Código Sísmico (Refuerzo en elementos estructurales), se debe tener un refuerzo mínimo igual a $0,002A_{bruta}$ ³⁹. Por lo que el espaciamiento mínimo de los muros se cambiará a varillas # 3 @ 60cm en ambas direcciones.

Diseño del Muro C1-M3

Diseño para cargas perpendiculares al plano

Características del muro

Materiales:	Sección:
$\omega_m = 300kg/m^2$	$l_w = 2,80m$
$f'_m = 100kg/cm^2$	$h_w = 1,75m$
$f_y = 2800kg/cm^2$	$t_w = 0,15m$

Carga en el muro

$$\text{Area del muro: } A_m = 4,9m^2$$

$$\omega_{wp} = 840kg/m$$

$$\text{Peso del muro: } P_w = 1470kg$$

Valor máximo de carga axial

Este valor fue tomado del análisis previamente realizado.

$$P_f = P_{ft} + P_{fp} = 839,18 + 2093,63 = 2932,81kg$$

$$\frac{P_w + P_f}{A_g} = \frac{1470 + 2932,8}{4200} = 1,0483kg/cm$$

El limite es: $0,04f'_m = 4kg/cm^2$ por lo que se acepta

Carga lateral

El coeficiente sísmico se toma del análisis hecho en el análisis anterior, el cual tiene un valor de: $C = 0,25974$.

$$\omega_s = \omega_m \cdot C = 840 \cdot 0,25974 = 218,1816kg/m^2$$

Combinaciones de carga

$$P_U = 1,4 \cdot (1470 + 2093,63) = 4989,082kg$$

³⁹Anteriormente sólo se cumplió con la designación de colocar un area de acero equivalente al $0,0007A_{bruta}$

$$P_U = 1,2 \cdot (1470 + 2093,63) + 1,6 \cdot (839,18) = 5619,044kg$$

$$P_U = 1,05 \cdot (1470 + 2093,63) + 0,5 \cdot (839,18) + C_S = 4161,4015kg + C_S$$

$$P_U = 0,95 \cdot (1470 + 2093,63) + C_S = 3385,4485kg + C_S$$

Acero a utilizar

Acero, se supone 1 # 3 a cada 80 cm

$$A_s = 0,713 \cdot \frac{280}{80} = 2,49cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{2,493950874}{280 \cdot 15} = 0,000593798$$

$$\rho_b = \frac{0,85f'_m}{f_y} \cdot \left(\frac{5100}{6000 + f_y}\right) = 0,017593344$$

Como $\rho_{max} = 0,5\rho_b = 0,008796672 > \rho$ el acero se acepta

Area Neta

$$A_n = 280 \cdot 15 - 14(9,6 \cdot 15,3) = 2143,68cm^2$$

Módulo de elasticidad

$$E_m = 75000kg/cm^2 \quad n = \frac{E_s}{E_m} = 28$$

$$E_s = 2100000kg/cm^2$$

Módulo de roptura

Se toma para la mampostería parcialmente rellena

$$f_r = 0,67\sqrt{f'_m} = 6,7$$

Inercia de la sección sin agrietar

$$I_g = \frac{280 \cdot 15^3}{12} - \frac{15,3 \cdot 9,6^3}{12} = 62957,5cm^4$$

Momento de agrietamiento

$$M_{cr} = \frac{f_r \cdot I_g}{t/2} = \frac{6,7 \cdot 62957,5}{7,5} = 56241,99974kg-cm$$

Inercia de la sección a grietada

$$A_{se} = \frac{P_u + A_s \cdot f_y}{f_y} = \frac{4161,4015 + 2,49 \cdot 2800}{2800} = 3,98cm^2$$

$$d = \frac{P_u + A_s \cdot f_y}{0,85f'_m \cdot b} = \frac{4161,4015 + 2,49 \cdot 2,8}{0,85 \cdot 100 \cdot 280} = 0,1751cm$$

$$c = \frac{d}{0,85} = 0,2060$$

$$I_{cr} = n \cdot A_{se} \cdot (d - c)^2 + 1/3b \cdot c^3 = 5929,862062cm^4$$

Excentricidad

Se recomienda utilizar: $e_{min} = \frac{t}{4} = 3,75cm$

Condición de servicio

Cuadro 152: Condición de servicio en el muro C1-M3

Δ_s cm	M_{ser} kg-cm	$M_{ser} < M_{cr}$	Δ_s cm
0	37655	SI	0,0254
0,0254	37749	SI	0,0255
0,0255	37749	NO	-0,1071
-0,1071	37262	NO	-0,1110
-0,1110	37248	NO	-0,1111

Momento nominal

$$a = \frac{P_u + A_s \cdot f_y}{0,85f'_m \cdot b} = 0,468cm$$

$$M_n = A_{se} \cdot f_y(d - 0,5a) = 80974,2553kg-cm$$

$$\phi = 0,8 - \frac{1,5 \cdot P_u}{A_e \cdot f'_m} = 0,7709$$

$$\phi M_n = 0,7709 \cdot 80974,2553 = 62421,54494kg-cm$$

Momento último

$$M_u = \frac{W_u \cdot h^2}{8} + \frac{P_{uf} \cdot e}{2} + (P_{uw} + P_{uf}) \cdot \Delta_u = 12798,60kg-cm$$

Como $\phi M_n > M_u$ la sección es adecuada

Diseño para cargas paralelas al plano

Carga axial

$$A_s = 2,49\text{cm}^2 \text{ y } A_e = 2143,68\text{cm}^2.$$

$$P_o = 0,85 \cdot 100 \cdot (2143,68 - 2,49) + 2,49 \cdot 2800 = 188984\text{kg}$$

$$P_u = \frac{P_o}{0,8} = \frac{188984}{0,8} = 236229,8458\text{kg}$$

Cortante para el acero

El cortante obtenido del análisis, $V_u = 573,74\text{kg}$. El cual debe ser multiplicado por 2 dado que la ductilidad es distinta de 1.

$$V_m = (0,15 \sqrt{100 + 0,2 \frac{236229,8458}{1500}}) 224 \cdot 5,6 = 41392\text{kg}$$

$$V_s = V_u - V_m = 1147,48 - 41392 = -40244\text{kg}$$

Para este caso se colocarían varillas # 3 a cada 80cm

Acero mínimo en el muro

Según el inciso 9.3.3 del Código Sísmico (Refuerzo en elementos estructurales), se debe tener un refuerzo mínimo igual a $0,002A_{bruta}$ ⁴⁰. Por lo que el espaciamiento mínimo de los muros se cambiará a varillas # 3 @ 60cm en ambas direcciones.

Diseño del Muro C1-M4

Diseño para cargas perpendiculares al plano

Características del muro

Materiales:	Sección:
$\omega_m = 300\text{kg}/\text{m}^2$	$l_w = 2,80\text{m}$
$f'_m = 100\text{kg}/\text{cm}^2$	$h_w = 1,75\text{m}$
$f_y = 2800\text{kg}/\text{cm}^2$	$t_w = 0,15\text{m}$

Carga en el muro

$$\text{Area del muro: } A_m = 4,9\text{m}^2$$

$$\omega_{wp} = 840\text{kg}/\text{m}$$

⁴⁰Anteriormente sólo se cumplió con la designación de colocar un area de acero equivalente al $0,0007A_{bruta}$

$$\text{Peso del muro: } P_w = 1470\text{kg}$$

Valor máximo de carga axial

Este valor fue tomado del análisis previamente realizado.

$$P_f = P_{ft} + P_{fp} = 1094,73 + 1094,73 = 2189,46\text{kg}$$

$$\frac{P_w + P_f}{A_g} = \frac{1470 + 2189,5}{4200} = 0,8713\text{kg}/\text{cm}$$

El limite es: $0,04f'_m = 4\text{kg}/\text{cm}^2$ por lo que se acepta

Carga lateral

El coeficiente sísmico se toma del análisis hecho en el análisis anterior, el cual tiene un valor de: $C = 0,25974$.

$$\omega_s = \omega_m \cdot C = 840 \cdot 0,25974 = 218,1816\text{kg}/\text{m}^2$$

Combinaciones de carga

$$P_U = 1,4 \cdot (1470 + 1094,73) = 3590,622\text{kg}$$

$$P_U = 1,2 \cdot (1470 + 1094,73) + 1,6 \cdot (1094,73) = 4829,244\text{kg}$$

$$P_U = 1,05 \cdot (1470 + 1094,73) + 0,5 \cdot (1094,73) + C_S = 3240,3315\text{kg} + C_S$$

$$P_U = 0,95 \cdot (1470 + 1094,73) + C_S = 2436,4935\text{kg} + C_S$$

Acero a utilizar

Acero, se supone 1 # 3 a cada 80 cm

$$A_s = 0,713 \cdot \frac{280}{80} = 2,49\text{cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{2,493950874}{280 \cdot 15} = 0,000593798$$

$$\rho_b = \frac{0,85f'_m}{f_y} \cdot \left(\frac{5100}{6000 + f_y} \right) = 0,017593344$$

Como $\rho_{max} = 0,5\rho_b = 0,008796672 > \rho$ el acero se acepta

Area Neta

$$A_n = 280 \cdot 15 - 14(9,6 \cdot 15,3) = 2143,68 \text{ cm}^2$$

Módulo de elasticidad

$$E_m = 75000 \text{ kg/cm}^2 \quad n = \frac{E_s}{E-m} = 28$$

$$E_s = 2100000 \text{ kg/cm}^2$$

Módulo de roptura

Se toma para la mampostería parcialmente rellena
 $f_r = 0,67\sqrt{f'_m} = 6,7$

Inercia de la sección sin agrietar

$$I_g = \frac{280 \cdot 15^3}{12} - \frac{15,3 \cdot 9,6^3}{12} = 62957,5 \text{ cm}^4$$

Momento de agrietamiento

$$M_{cr} = \frac{f_r \cdot I_g}{t/2} = \frac{6,7 \cdot 62957,5}{7,5} = 56241,99974 \text{ kg-cm}$$

Inercia de la sección a grietada

$$A_{se} = \frac{P_u + A_s \cdot f_y}{f_y} = \frac{3240,3315 + 2,49 \cdot 2800}{2800} = 3,65 \text{ cm}^2$$

$$d = \frac{P_u + A_s \cdot f_y}{0,85 f'_m \cdot b} = \frac{3240,3315 + 2,49 \cdot 2,8}{0,85 \cdot 100 \cdot 280} = 0,1364 \text{ cm}$$

$$c = \frac{d}{0,85} = 0,1605$$

$$I_{cr} = n \cdot A_{se} \cdot (d - c)^2 + 1/3 b \cdot c^3 = 5507,520848 \text{ cm}^4$$

Excentricidad

Se recomienda utilizar: $e_{min} = \frac{t}{4} = 3,75 \text{ cm}$

Condición de servicio

Cuadro 153: Condición de servicio en el muro C1-M4

Δ_s cm	M_{ser} kg-cm	$M_{ser} < M_{cr}$	Δ_s cm
0	36261	SI	0,0245
0,0245	36333	SI	0,0245
0,0245	36333	NO	-0,1292
-0,1292	35884	NO	-0,1330
-0,1330	35873	NO	-0,1331

Momento nominal

$$a = \frac{P_u + A_s \cdot f_y}{0,85 f'_m \cdot b} = 0,430 \text{ cm}$$

$$M_n = A_{se} \cdot f_y (d - 0,5a) = 74479,70284 \text{ kg-cm}$$

$$\phi = 0,8 - \frac{1,5 \cdot P_u}{A_e \cdot f'_m} = 0,7773$$

$$\phi M_n = 0,7773 \cdot 74479,70284 = 57895,03825 \text{ kg-cm}$$

Momento último

$$M_u = \frac{W_u \cdot h^2}{8} + \frac{P_{uf} \cdot e}{2} + (P_{uw} + P_{uf}) \cdot \Delta_u = 11102,61 \text{ kg-cm}$$

Como $\phi M_n > M_u$ la sección es adecuada

Diseño para cargas paralelas al plano**Carga axial**

$$A_s = 2,49 \text{ cm}^2 \text{ y } A_e = 2143,68 \text{ cm}^2.$$

$$P_o = 0,85 \cdot 100 \cdot (2143,68 - 2,49) + 2,49 \cdot 2800 = 188984 \text{ kg}$$

$$P_u = \frac{P_o}{0,8} = \frac{188984}{0,8} = 236229,8458 \text{ kg}$$

Cortante para el acero

El cortante obtenido del análisis, $V_u = 542,17 \text{ kg}$.
 El cual debe ser multiplicado por 2 dado que la ductilidad es distinta de 1.

$$V_m = (0,15 \sqrt{100 + 0,2 \frac{236229,8458}{1500}}) 224 \cdot 5,6 = 41392 \text{ kg}$$

$$V_s = V_u - V_m = 1084,34 - 41392 = -40307 \text{ kg}$$

Para este caso se colocarían varillas # 3 a cada 80cm

Acero mínimo en el muro

Según el inciso 9.3.3 del Código Sísmico (Refuerzo en elementos estructurales), se debe tener un refuerzo mínimo igual a $0,002A_{bruta}$ ⁴¹. Por lo que el espaciamiento mínimo de los muros se cambiará a varillas # 3 @ 60cm en ambas direcciones.

Diseño del Muro C2-M1

Diseño para cargas perpendiculares al plano

Características del muro

Materiales:	Sección:
$\omega_m = 300kg/m^2$	$l_w = 2,30m$
$f'_m = 100kg/cm^2$	$h_w = 2,90m$
$f_y = 2800kg/cm^2$	$t_w = 0,15m$

Carga en el muro

Area del muro: $A_m = 6,67m^2$

$\omega_{wp} = 690kg/m$

Peso del muro: $P_w = 2001kg$

Valor máximo de carga axial

Este valor fue tomado del análisis previamente realizado.

$$P_f = P_{ft} + P_{fp} = 6400,11 + 3217,52 = 9617,63kg$$

$$\frac{P_w + P_f}{A_g} = \frac{2001 + 9617,6}{3450} = 3,3677kg/cm$$

El limite es: $0,04f'_m = 4kg/cm^2$ por lo que se acepta

Carga lateral

El coeficiente sísmico se toma del análisis hecho en el análisis anterior, el cual tiene un valor de: $C = 0,25974$.

$$\omega_s = \omega_m \cdot C = 690 \cdot 0,25974 = 179,2206kg/m^2$$

Combinaciones de carga

$$P_U = 1,4 \cdot (2001 + 3217,52) = 7305,928kg$$

⁴¹Anteriormente sólo se cumplió con la designación de colocar un area de acero equivalente al $0,0007A_{bruta}$

$$P_U = 1,2 \cdot (2001 + 3217,52) + 1,6 \cdot (6400,11) = 16502,4kg$$

$$P_U = 1,05 \cdot (2001 + 3217,52) + 0,5 \cdot (6400,11) + C_S = 8679,501kg + C_S$$

$$P_U = 0,95 \cdot (2001 + 3217,52) + C_S = 4957,594kg + C_S$$

Acero a utilizar

Acero, se supone 1 # 3 a cada 80 cm

$$A_s = 0,713 \cdot \frac{230}{80} = 2,05cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{2,048602503}{230 \cdot 15} = 0,000593798$$

$$\rho_b = \frac{0,85f'_m}{f_y} \cdot \left(\frac{5100}{6000 + f_y} \right) = 0,017593344$$

Como $\rho_{max} = 0,5\rho_b = 0,008796672 > \rho$ el acero se acepta

Area Neta

$$A_n = 230 \cdot 15 - 12(9,6 \cdot 15,3) = 1760,88cm^2$$

Módulo de elasticidad

$$E_m = 75000kg/cm^2 \quad n = \frac{E_s}{E_m} = 28$$

$$E_s = 2100000kg/cm^2$$

Módulo de roptura

Se toma para la mampostería parcialmente rellena
 $f_r = 0,67\sqrt{f'_m} = 6,7$

Inercia de la sección sin agrietar

$$I_g = \frac{230 \cdot 15^3}{12} - \frac{15,3 \cdot 9,6^3}{12} = 51715,1cm^4$$

Momento de agrietamiento

$$M_{cr} = \frac{f_r \cdot I_g}{t/2} = \frac{6,7 \cdot 51715,1}{7,5} = 46198,7855kg - cm$$

Inercia de la sección a grietada

$$A_{se} = \frac{P_u + A_s \cdot f_y}{f_y} = \frac{8679,501 + 2,05 \cdot 2800}{2800} = 5,15cm^2$$

$$d = \frac{P_u + A_s \cdot f_y}{0,85 f'_m \cdot b} = \frac{8679,501 + 2,05 \cdot 2,3}{0,85 \cdot 100 \cdot 230} = 0,4442 \text{ cm}$$

$$c = \frac{d}{0,85} = 0,5226$$

$$I_{cr} = n \cdot A_{se} \cdot (d - c)^2 + 1/3 b \cdot c^3 = 7029,054162 \text{ cm}^4$$

Excentricidad

Se recomienda utilizar: $e_{min} = \frac{t}{4} = 3,75 \text{ cm}$

Condición de servicio

Cuadro 154: Condición de servicio en el muro C2-M1

Δ_s cm	M_{ser} kg - cm	$M_{ser} < M_{cr}$	Δ_s cm
0	90569	NO	0,9419
0,9419	100570	NO	1,1307
1,1307	102575	NO	1,1685
1,1685	102977	NO	1,1761
1,1761	103057	NO	1,1776

Momento nominal

$$a = \frac{P_u + A_s \cdot f_y}{0,85 f'_m \cdot b} = 0,737 \text{ cm}$$

$$M_n = A_{se} \cdot f_y (d - 0,5a) = 102802,0973 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$\phi = 0,8 - \frac{1,5 \cdot P_u}{A_e \cdot f'_m} = 0,7261$$

$$\phi M_n = 0,7261 \cdot 102802,0973 = 74640,89667 \text{ kg} - \text{cm}$$

Momento último

$$M_u = \frac{W_u \cdot h^2}{8} + \frac{P_{uf} \cdot e}{2} + (P_{uw} + P_{uf}) \cdot \Delta_u = 41396,28 \text{ kg} - \text{cm}$$

Como $\phi M_n > M_u$ la sección es adecuada

Diseño para cargas paralelas al plano

Carga axial

$$A_s = 2,05 \text{ cm}^2 \text{ y } A_e = 1760,88 \text{ cm}^2.$$

$$P_o = 0,85 \cdot 100 \cdot (1760,88 - 2,05) + 2,05 \cdot 2800 = 155237 \text{ kg}$$

$$P_u = \frac{P_o}{0,8} = \frac{155237}{0,8} = 194045,9447 \text{ kg}$$

Cortante para el acero

El cortante obtenido del análisis, $V_u = 65,39 \text{ kg}$. El cual debe ser multiplicado por 2 dado que la ductilidad es distinta de 1.

$$V_m = (0,15 \sqrt{100 + 0,2 \frac{194045,9447}{1500}}) 184 \cdot 5,6 = 28205 \text{ kg}$$

$$V_s = V_u - V_m = 130,78 - 28205 = -28074 \text{ kg}$$

Para este caso se colocarían varillas # 3 a cada 80cm

Acero mínimo en el muro

Según el inciso 9.3.3 del Código Sísmico (Refuerzo en elementos estructurales), se debe tener un refuerzo mínimo igual a $0,002 A_{bruta}^{42}$. Por lo que el espaciamiento mínimo de los muros se cambiará a varillas # 3 @ 60cm en ambas direcciones.

Diseño del Muro C2-M2

Diseño para cargas perpendiculares al plano

Características del muro

Materiales:	Sección:
$\omega_m = 300 \text{ kg/m}^2$	$l_w = 2,85 \text{ m}$
$f'_m = 100 \text{ kg/cm}^2$	$h_w = 2,90 \text{ m}$
$f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$	$t_w = 0,15 \text{ m}$

Carga en el muro

$$\text{Area del muro: } A_m = 8,265 \text{ m}^2$$

$$\omega_{wp} = 855 \text{ kg/m}$$

⁴²Anteriormente sólo se cumplió con la designación de colocar un área de acero equivalente al $0,0007 A_{bruta}$

Peso del muro: $P_w = 2479,5kg$

Valor máximo de carga axial

Este valor fue tomado del análisis previamente realizado.

$$P_f = P_{ft} + P_{fp} = 5019,05 + 2783,01 = 7802,06kg$$

$$\frac{P_w + P_f}{A_g} = \frac{2479,5 + 7802,1}{4275} = 2,4050kg/cm$$

El limite es: $0,04f'_m = 4kg/cm^2$ por lo que se acepta

Carga lateral

El coeficiente sísmico se toma del análisis hecho en el análisis anterior, el cual tiene un valor de: $C = 0,25974$.

$$\omega_s = \omega_m \cdot C = 855 \cdot 0,25974 = 222,0777kg/m^2$$

Combinaciones de carga

$$P_U = 1,4 \cdot (2479,5 + 2783,01) = 7367,514kg$$

$$P_U = 1,2 \cdot (2479,5 + 2783,01) + 1,6 \cdot (5019,05) = 14345,492kg$$

$$P_U = 1,05 \cdot (2479,5 + 2783,01) + 0,5 \cdot (5019,05) + C_S = 8035,1605kg + C_S$$

$$P_U = 0,95 \cdot (2479,5 + 2783,01) + C_S = 4999,3845kg + C_S$$

Acero a utilizar

Acero, se supone 1 # 3 a cada 80 cm

$$A_s = 0,713 \cdot \frac{285}{80} = 2,54cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{2,538485711}{285 \cdot 15} = 0,000593798$$

$$\rho_b = \frac{0,85f'_m}{f_y} \cdot \left(\frac{5100}{6000 + f_y} \right) = 0,017593344$$

Como $\rho_{max} = 0,5\rho_b = 0,008796672 > \rho$ el acero se acepta

Area Neta

$$A_n = 285 \cdot 15 - 14(9,6 \cdot 15,3) = 2181,96cm^2$$

Módulo de elasticidad

$$\frac{E_m = 75000kg/cm^2}{E_s = 2100000kg/cm^2} \quad n = \frac{E_s}{E_m} = 28$$

Módulo de roptura

Se toma para la mampostería parcialmente rellena $f_r = 0,67\sqrt{f'_m} = 6,7$

Inercia de la sección sin agrietar

$$I_g = \frac{285 \cdot 15^3}{12} - \frac{15,3 \cdot 9,6^3}{12} = 64081,7cm^4$$

Momento de agrietamiento

$$M_{cr} = \frac{f_r \cdot I_g}{t/2} = \frac{6,7 \cdot 64081,7}{7,5} = 57246,32117kg-cm$$

Inercia de la sección a grietada

$$A_{se} = \frac{P_u + A_s \cdot f_y}{f_y} = \frac{8035,1605 + 2,54 \cdot 2800}{2800} = 5,41cm^2$$

$$d = \frac{P_u + A_s \cdot f_y}{0,85f'_m \cdot b} = \frac{8035,1605 + 2,54 \cdot 2,85}{0,85 \cdot 100 \cdot 285} = 0,3320cm$$

$$c = \frac{d}{0,85} = 0,3906$$

$$I_{cr} = n \cdot A_{se} \cdot (d - c)^2 + 1/3b \cdot c^3 = 7659,489773cm^4$$

Excentricidad

Se recomienda utilizar: $e_{min} = \frac{t}{4} = 3,75cm$

Condición de servicio

Cuadro 155: Condición de servicio en el muro C2-M2

Δ_s cm	M_{ser} kg - cm	$M_{ser} < M_{cr}$	Δ_s cm
0	104511	NO	0,9113
0,9113	112750	NO	1,0519
1,0519	114022	NO	1,0737
1,0737	114219	NO	1,0770
1,0770	114249	NO	1,0775

Momento nominal

$$a = \frac{P_u + A_s \cdot f_y}{0,85f'_m \cdot b} = 0,625cm$$

$$M_n = A_{se} \cdot f_y(d - 0,5a) = 108839,0236kg - cm$$

$$\phi = 0,8 - \frac{1,5 \cdot P_u}{A_e \cdot f'_m} = 0,7448$$

$$\phi M_n = 0,7448 \cdot 108839,0236 = 81059,15386kg - cm$$

Momento último

$$M_u = \frac{W_u \cdot h^2}{8} + \frac{P_{uf} \cdot e}{2} + (P_{uw} + P_{uf}) \cdot \Delta_u = 42188,41kg - cm$$

Como $\phi M_n > M_u$ la sección es adecuada

Diseño para cargas paralelas al plano**Carga axial**

$$A_s = 2,54cm^2 \text{ y } A_e = 2181,96cm^2.$$

$$P_o = 0,85 \cdot 100 \cdot (2181,96 - 2,54) + 2,54 \cdot 2800 = 192359kg$$

$$P_u = \frac{P_o}{0,8} = \frac{192359}{0,8} = 240448,2359kg$$

Cortante para el acero

El cortante obtenido del análisis, $V_u = 151,24kg$. El cual debe ser multiplicado por 2 dado que la ductilidad es distinta de 1.

$$V_m = (0,15 \sqrt{100 + 0,2 \frac{240448,2359}{1500}}) 228 \cdot 5,6 = 42849kg$$

$$V_s = V_u - V_m = 302,48 - 42849 = -42547kg$$

Para este caso se colocarían varillas # 3 a cada 80cm

Acero mínimo en el muro

Según el inciso 9.3.3 del Código Sísmico (Refuerzo en elementos estructurales), se debe tener un refuerzo mínimo igual a $0,002A_{bruta}$ ⁴³. Por lo que el espaciamiento mínimo de los muros se cambiará a varillas # 3 @ 60cm en ambas direcciones.

Diseño del Muro C2-M3**Diseño para cargas perpendiculares al plano****Características del muro**

Materiales:	Sección:
$\omega_m = 300kg/m^2$	$l_w = 2,80m$
$f'_m = 100kg/cm^2$	$h_w = 1,75m$
$f_y = 2800kg/cm^2$	$t_w = 0,15m$

Carga en el muro

$$\text{Area del muro: } A_m = 4,9m^2$$

$$\omega_{wp} = 840kg/m$$

$$\text{Peso del muro: } P_w = 1470kg$$

Valor máximo de carga axial

Este valor fue tomado del análisis previamente realizado.

$$P_f = P_{ft} + P_{fp} = 553,65 + 1157,71 = 1711,36kg$$

$$\frac{P_w + P_f}{A_g} = \frac{1470 + 1711,4}{4200} = 0,7575kg/cm$$

El limite es: $0,04f'_m = 4kg/cm^2$ por lo que se acepta

Carga lateral

El coeficiente sísmico se toma del análisis hecho en el análisis anterior, el cual tiene un valor de: $C = 0,25974$.

$$\omega_s = \omega_m \cdot C = 840 \cdot 0,25974 = 218,1816kg/m^2$$

Combinaciones de carga

$$P_U = 1,4 \cdot (1470 + 1157,71) = 3678,794kg$$

⁴³Anteriormente sólo se cumplió con la designación de colocar un area de acero equivalente al $0,0007A_{bruta}$

$$P_U = 1,2 \cdot (1470 + 1157,71) + 1,6 \cdot (553,65) = 4039,092kg$$

$$P_U = 1,05 \cdot (1470 + 1157,71) + 0,5 \cdot (553,65) + C_S = 3035,9205kg + C_S$$

$$P_U = 0,95 \cdot (1470 + 1157,71) + C_S = 2496,3245kg + C_S$$

Acero a utilizar

Acero, se supone 1 # 3 a cada 80 cm

$$A_s = 0,713 \cdot \frac{280}{80} = 2,49cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{2,493950874}{280 \cdot 15} = 0,000593798$$

$$\rho_b = \frac{0,85f'_m}{f_y} \cdot \left(\frac{5100}{6000 + f_y}\right) = 0,017593344$$

Como $\rho_{max} = 0,5\rho_b = 0,008796672 > \rho$ el acero se acepta

Area Neta

$$A_n = 280 \cdot 15 - 14(9,6 \cdot 15,3) = 2143,68cm^2$$

Módulo de elasticidad

$$E_m = 75000kg/cm^2 \quad n = \frac{E_s}{E-m} = 28$$

$$E_s = 2100000kg/cm^2$$

Módulo de roptura

Se toma para la mampostería parcialmente rellena

$$f_r = 0,67\sqrt{f'_m} = 6,7$$

Inercia de la sección sin agrietar

$$I_g = \frac{280 \cdot 15^3}{12} - \frac{15,3 \cdot 9,6^3}{12} = 62957,5cm^4$$

Momento de agrietamiento

$$M_{cr} = \frac{f_r \cdot I_g}{t/2} = \frac{6,7 \cdot 62957,5}{7,5} = 56241,99974kg-cm$$

Inercia de la sección a grietada

$$A_{se} = \frac{P_u + A_s \cdot f_y}{f_y} = \frac{3035,9205 + 2,49 \cdot 2800}{2800} = 3,58cm^2$$

$$d = \frac{P_u + A_s \cdot f_y}{0,85f'_m \cdot b} = \frac{3035,9205 + 2,49 \cdot 2,8}{0,85 \cdot 100 \cdot 280} = 0,1279cm$$

$$c = \frac{d}{0,85} = 0,1504$$

$$I_{cr} = n \cdot A_{se} \cdot (d - c)^2 + 1/3b \cdot c^3 = 5412,210905cm^4$$

Excentricidad

Se recomienda utilizar: $e_{min} = \frac{t}{4} = 3,75cm$

Condición de servicio

Cuadro 156: Condición de servicio en el muro C2-M3

Δ_s cm	M_{ser} kg-cm	$M_{ser} < M_{cr}$	Δ_s cm
0	35365	SI	0,0239
0,0239	35424	SI	0,0239
0,0239	35424	NO	-0,1397
-0,1397	35023	NO	-0,1431
-0,1431	35015	NO	-0,1432

Momento nominal

$$a = \frac{P_u + A_s \cdot f_y}{0,85f'_m \cdot b} = 0,421cm$$

$$M_n = A_{se} \cdot f_y(d - 0,5a) = 73033,54816kg-cm$$

$$\phi = 0,8 - \frac{1,5 \cdot P_u}{A_e \cdot f'_m} = 0,7788$$

$$\phi M_n = 0,7788 \cdot 73033,54816 = 56875,36597kg-cm$$

Momento último

$$M_u = \frac{W_u \cdot h^2}{8} + \frac{P_{uf} \cdot e}{2} + (P_{uw} + P_{uf}) \cdot \Delta_u = 10715,91kg-cm$$

Como $\phi M_n > M_u$ la sección es adecuada

Diseño para cargas paralelas al plano

Carga axial

$$A_s = 2,49\text{cm}^2 \text{ y } A_e = 2143,68\text{cm}^2.$$

$$P_o = 0,85 \cdot 100 \cdot (2143,68 - 2,49) + 2,49 \cdot 2800 = 188984\text{kg}$$

$$P_u = \frac{P_o}{0,8} = \frac{188984}{0,8} = 236229,8458\text{kg}$$

Cortante para el acero

El cortante obtenido del análisis, $V_u = 392,25\text{kg}$. El cual debe ser multiplicado por 2 dado que la ductilidad es distinta de 1.

$$V_m = (0,15 \sqrt{100 + 0,2 \frac{236229,8458}{1500}}) 224 \cdot 5,6 = 41392\text{kg}$$

$$V_s = V_u - V_m = 784,50 - 41392 = -40607\text{kg}$$

Para este caso se colocarían varillas # 3 a cada 80cm

Acero mínimo en el muro

Según el inciso 9.3.3 del Código Sísmico (Refuerzo en elementos estructurales), se debe tener un refuerzo mínimo igual a $0,002A_{bruta}$ ⁴⁴. Por lo que el espaciamiento mínimo de los muros se cambiará a varillas # 3 @ 60cm en ambas direcciones.

Diseño del Muro C2-M4

Diseño para cargas perpendiculares al plano

Características del muro

Materiales:	Sección:
$\omega_m = 300\text{kg}/\text{m}^2$	$l_w = 2,80\text{m}$
$f'_m = 100\text{kg}/\text{cm}^2$	$h_w = 1,75\text{m}$
$f_y = 2800\text{kg}/\text{cm}^2$	$t_w = 0,15\text{m}$

Carga en el muro

$$\text{Area del muro: } A_m = 4,9\text{m}^2$$

$$\omega_{wp} = 840\text{kg}/\text{m}$$

⁴⁴Anteriormente sólo se cumplió con la designación de colocar un area de acero equivalente al $0,0007A_{bruta}$

$$\text{Peso del muro: } P_w = 1470\text{kg}$$

Valor máximo de carga axial

Este valor fue tomado del análisis previamente realizado.

$$P_f = P_{ft} + P_{fp} = 560,57 + 560,57 = 1121,14\text{kg}$$

$$\frac{P_w + P_f}{A_g} = \frac{1470 + 1121,1}{4200} = 0,6169\text{kg}/\text{cm}^2$$

El limite es: $0,04f'_m = 4\text{kg}/\text{cm}^2$ por lo que se acepta

Carga lateral

El coeficiente sísmico se toma del análisis hecho en el análisis anterior, el cual tiene un valor de: $C = 0,25974$.

$$\omega_s = \omega_m \cdot C = 840 \cdot 0,25974 = 218,1816\text{kg}/\text{m}^2$$

Combinaciones de carga

$$P_U = 1,4 \cdot (1470 + 560,57) = 2842,798\text{kg}$$

$$P_U = 1,2 \cdot (1470 + 560,57) + 1,6 \cdot (560,57) = 3333,596\text{kg}$$

$$P_U = 1,05 \cdot (1470 + 560,57) + 0,5 \cdot (560,57) + C_S = 2412,3835\text{kg} + C_S$$

$$P_U = 0,95 \cdot (1470 + 560,57) + C_S = 1929,0415\text{kg} + C_S$$

Acero a utilizar

Acero, se supone 1 # 3 a cada 80 cm

$$A_s = 0,713 \cdot \frac{280}{80} = 2,49\text{cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{2,493950874}{280 \cdot 15} = 0,000593798$$

$$\rho_b = \frac{0,85f'_m}{f_y} \cdot \left(\frac{5100}{6000 + f_y} \right) = 0,017593344$$

Como $\rho_{max} = 0,5\rho_b = 0,008796672 > \rho$ el acero se acepta

Area Neta

$$A_n = 280 \cdot 15 - 14(9,6 \cdot 15,3) = 2143,68\text{cm}^2$$

Módulo de elasticidad

$$E_m = 75000 \text{ kg/cm}^2 \quad n = \frac{E_s}{E_m} = 28$$

$$E_s = 2100000 \text{ kg/cm}^2$$

Módulo de roptura

Se toma para la mampostería parcialmente rellena
 $f_r = 0,67\sqrt{f'_m} = 6,7$

Inercia de la sección sin agrietar

$$I_g = \frac{280 \cdot 15^3}{12} - \frac{15,3 \cdot 9,6^3}{12} = 62957,5 \text{ cm}^4$$

Momento de agrietamiento

$$M_{cr} = \frac{f_r \cdot I_g}{t/2} = \frac{6,7 \cdot 62957,5}{7,5} = 56241,99974 \text{ kg-cm}$$

Inercia de la sección a grietada

$$A_{se} = \frac{P_u + A_s \cdot f_y}{f_y} = \frac{2412,3835 + 2,49 \cdot 2800}{2800} = 3,36 \text{ cm}^2$$

$$d = \frac{P_u + A_s \cdot f_y}{0,85 f'_m \cdot b} = \frac{2412,3835 + 2,49 \cdot 2,8}{0,85 \cdot 100 \cdot 280} = 0,1017 \text{ cm}$$

$$c = \frac{d}{0,85} = 0,1196$$

$$I_{cr} = n \cdot A_{se} \cdot (d - c)^2 + 1/3 b \cdot c^3 = 5117,897325 \text{ cm}^4$$

Excentricidad

Se recomienda utilizar: $e_{min} = \frac{t}{4} = 3,75 \text{ cm}$

Condición de servicio

Cuadro 157: Condición de servicio en el muro C2-M4

Δ_s cm	M_{ser} kg-cm	$M_{ser} < M_{cr}$	Δ_s cm
0	34258	SI	0,0231
0,0231	34301	SI	0,0232
0,0232	34301	NO	-0,1592
-0,1592	33963	NO	-0,1622
-0,1622	33957	NO	-0,1623

Momento nominal

$$a = \frac{P_u + A_s \cdot f_y}{0,85 f'_m \cdot b} = 0,395 \text{ cm}$$

$$M_n = A_{se} \cdot f_y (d - 0,5a) = 68611,3403 \text{ kg-cm}$$

$$\phi = 0,8 - \frac{1,5 \cdot P_u}{A_e \cdot f'_m} = 0,7831$$

$$\phi M_n = 0,7831 \cdot 68611,3403 = 53730,89892 \text{ kg-cm}$$

Momento último

$$M_u = \frac{W_u \cdot h^2}{8} + \frac{P_{uf} \cdot e}{2} + (P_{uw} + P_{uf}) \cdot \Delta_u = 9589,97 \text{ kg-cm}$$

Como $\phi M_n > M_u$ la sección es adecuada

Diseño para cargas paralelas al plano

Carga axial

$$A_s = 2,49 \text{ cm}^2 \text{ y } A_e = 2143,68 \text{ cm}^2.$$

$$P_o = 0,85 \cdot 100 \cdot (2143,68 - 2,49) + 2,49 \cdot 2800 = 188984 \text{ kg}$$

$$P_u = \frac{P_o}{0,8} = \frac{188984}{0,8} = 236229,8458 \text{ kg}$$

Cortante para el acero

El cortante obtenido del análisis, $V_u = 163,04 \text{ kg}$.
 El cual debe ser multiplicado por 2 dado que la ductilidad es distinta de 1.

$$V_m = (0,15 \sqrt{100 + 0,2 \frac{236229,8458}{1500}}) 224,5,6 = 41392 \text{ kg}$$

$$V_s = V_u - V_m = 326,08 - 41392 = -41066 \text{ kg}$$

Para este caso se colocarían varillas # 3 a cada 80cm

Acero mínimo en el muro

Según el inciso 9.3.3 del Código Sísmico (Refuerzo en elementos estructurales), se debe tener un refuerzo mínimo igual a $0,002A_{bruta}$ ⁴⁵. Por lo que el espaciamiento mínimo de los muros se cambiará a varillas # 3 @ 60cm en ambas direcciones.

Diseño del Muro C3-M1

Diseño para cargas perpendiculares al plano

Características del muro

Materiales:	Sección:
$\omega_m = 300kg/m^2$	$l_w = 2,30m$
$f'_m = 100kg/cm^2$	$h_w = 2,90m$
$f_y = 2800kg/cm^2$	$t_w = 0,15m$

Carga en el muro

Area del muro: $A_m = 6,67m^2$

$\omega_{wp} = 690kg/m$

Peso del muro: $P_w = 2001kg$

Valor máximo de carga axial

Este valor fue tomado del análisis previamente realizado.

$$P_f = P_{ft} + P_{fp} = 772,82 + 460,69 = 1233,51kg$$

$$\frac{P_w + P_f}{A_g} = \frac{2001 + 1233,5}{3450} = 0,9375kg/cm$$

El limite es: $0,04f'_m = 4kg/cm^2$ por lo que se acepta

Carga lateral

El coeficiente sísmico se toma del análisis hecho en el análisis anterior, el cual tiene un valor de: $C = 0,25974$.

$$\omega_s = \omega_m \cdot C = 690 \cdot 0,25974 = 179,2206kg/m^2$$

Combinaciones de carga

$$P_U = 1,4 \cdot (2001 + 460,69) = 3446,366kg$$

⁴⁵Anteriormente sólo se cumplió con la designación de colocar un area de acero equivalente al $0,0007A_{bruta}$

$$P_U = 1,2 \cdot (2001 + 460,69) + 1,6 \cdot (772,82) = 4190,54kg$$

$$P_U = 1,05 \cdot (2001 + 460,69) + 0,5 \cdot (772,82) + C_S = 2971,1845kg + C_S$$

$$P_U = 0,95 \cdot (2001 + 460,69) + C_S = 2338,6055kg + C_S$$

Acero a utilizar

Acero, se supone 1 # 3 a cada 80 cm

$$A_s = 0,713 \cdot \frac{230}{80} = 2,05cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{2,048602503}{230 \cdot 15} = 0,000593798$$

$$\rho_b = \frac{0,85f'_m}{f_y} \cdot \left(\frac{5100}{6000 + f_y}\right) = 0,017593344$$

Como $\rho_{max} = 0,5\rho_b = 0,008796672 > \rho$ el acero se acepta

Area Neta

$$A_n = 230 \cdot 15 - 12(9,6 \cdot 15,3) = 1760,88cm^2$$

Módulo de elasticidad

$$E_m = 75000kg/cm^2 \quad n = \frac{E_s}{E_m} = 28$$

$$E_s = 2100000kg/cm^2$$

Módulo de roptura

Se toma para la mampostería parcialmente rellena
 $f_r = 0,67\sqrt{f'_m} = 6,7$

Inercia de la sección sin agrietar

$$I_g = \frac{230 \cdot 15^3}{12} - \frac{15,3 \cdot 9,6^3}{12} = 51715,1cm^4$$

Momento de agrietamiento

$$M_{cr} = \frac{f_r \cdot I_g}{t/2} = \frac{6,7 \cdot 51715,1}{7,5} = 46198,7855kg - cm$$

Inercia de la sección a grietada

$$A_{se} = \frac{P_u + A_s \cdot f_y}{f_y} = \frac{2971,1845 + 2,05 \cdot 2800}{2800} = 3,11cm^2$$

$$d = \frac{P_u + A_s \cdot f_y}{0,85 f'_m \cdot b} = \frac{2971,1845 + 2,05 \cdot 2,3}{0,85 \cdot 100 \cdot 230} = 0,1522 \text{ cm}$$

$$c = \frac{d}{0,85} = 0,1791$$

$$I_{cr} = n \cdot A_{se} \cdot (d - c)^2 + 1/3 b \cdot c^3 = 4667,175564 \text{ cm}^4$$

Excentricidad

Se recomienda utilizar: $e_{min} = \frac{t}{4} = 3,75 \text{ cm}$

Condición de servicio

Cuadro 158: Condición de servicio en el muro C3-M1

Δ_s cm	M_{ser} kg - cm	$M_{ser} < M_{cr}$	Δ_s cm
0	74849	NO	0,8861
0,8861	76829	NO	0,9401
0,9401	76949	NO	0,9434
0,9434	76957	NO	0,9436
0,9436	76957	NO	0,9436

Momento nominal

$$a = \frac{P_u + A_s \cdot f_y}{0,85 f'_m \cdot b} = 0,445 \text{ cm}$$

$$M_n = A_{se} \cdot f_y (d - 0,5a) = 63365,49343 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$\phi = 0,8 - \frac{1,5 \cdot P_u}{A_e \cdot f'_m} = 0,7747$$

$$\phi M_n = 0,7747 \cdot 63365,49343 = 49088,61789 \text{ kg} - \text{cm}$$

Momento último

$$M_u = \frac{W_u \cdot h^2}{8} + \frac{P_{uf} \cdot e}{2} + (P_{uw} + P_{uf}) \cdot \Delta_u = 23275,70 \text{ kg} - \text{cm}$$

Como $\phi M_n > M_u$ la sección es adecuada

Diseño para cargas paralelas al plano

Carga axial

$$A_s = 2,05 \text{ cm}^2 \text{ y } A_e = 1760,88 \text{ cm}^2.$$

$$P_o = 0,85 \cdot 100 \cdot (1760,88 - 2,05) + 2,05 \cdot 2800 = 155237 \text{ kg}$$

$$P_u = \frac{P_o}{0,8} = \frac{155237}{0,8} = 194045,9447 \text{ kg}$$

Cortante para el acero

El cortante obtenido del análisis, $V_u = 218,48 \text{ kg}$. El cual debe ser multiplicado por 2 dado que la ductilidad es distinta de 1.

$$V_m = (0,15 \sqrt{100 + 0,2 \frac{194045,9447}{1500}}) 184 \cdot 5,6 = 28205 \text{ kg}$$

$$V_s = V_u - V_m = 436,96 - 28205 = -27768 \text{ kg}$$

Para este caso se colocarían varillas # 3 a cada 80cm

Acero mínimo en el muro

Según el inciso 9.3.3 del Código Sísmico (Refuerzo en elementos estructurales), se debe tener un refuerzo mínimo igual a $0,002 A_{bruta}$ ⁴⁶. Por lo que el espaciamiento mínimo de los muros se cambiará a varillas # 3 @ 60cm en ambas direcciones.

Diseño del Muro C3-M2

Diseño para cargas perpendiculares al plano

Características del muro

Materiales:	Sección:
$\omega_m = 300 \text{ kg/m}^2$	$l_w = 2,85 \text{ m}$
$f'_m = 100 \text{ kg/cm}^2$	$h_w = 2,90 \text{ m}$
$f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$	$t_w = 0,15 \text{ m}$

Carga en el muro

$$\text{Area del muro: } A_m = 8,265 \text{ m}^2$$

$$\omega_{wp} = 855 \text{ kg/m}$$

⁴⁶Anteriormente sólo se cumplió con la designación de colocar un área de acero equivalente al $0,0007 A_{bruta}$

Peso del muro: $P_w = 2479,5kg$

Valor máximo de carga axial

Este valor fue tomado del análisis previamente realizado.

$$P_f = P_{ft} + P_{fp} = 1029,61 + 446,58 = 1476,19kg$$

$$\frac{P_w + P_f}{A_g} = \frac{2479,5 + 1476,2}{4275} = 0,9253kg/cm$$

El limite es: $0,04f'_m = 4kg/cm^2$ por lo que se acepta

Carga lateral

El coeficiente sísmico se toma del análisis hecho en el análisis anterior, el cual tiene un valor de: $C = 0,25974$.

$$\omega_s = \omega_m \cdot C = 855 \cdot 0,25974 = 222,0777kg/m^2$$

Combinaciones de carga

$$P_U = 1,4 \cdot (2479,5 + 446,58) = 4096,512kg$$

$$P_U = 1,2 \cdot (2479,5 + 446,58) + 1,6 \cdot (1029,61) = 5158,672kg$$

$$P_U = 1,05 \cdot (2479,5 + 446,58) + 0,5 \cdot (1029,61) + C_S = 3587,189kg + C_S$$

$$P_U = 0,95 \cdot (2479,5 + 446,58) + C_S = 2779,776kg + C_S$$

Acero a utilizar

Acero, se supone 1 # 3 a cada 80 cm

$$A_s = 0,713 \cdot \frac{285}{80} = 2,54cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{2,538485711}{285 \cdot 15} = 0,000593798$$

$$\rho_b = \frac{0,85f'_m}{f_y} \cdot \left(\frac{5100}{6000 + f_y} \right) = 0,017593344$$

Como $\rho_{max} = 0,5\rho_b = 0,008796672 > \rho$ el acero se acepta

Area Neta

$$A_n = 285 \cdot 15 - 14(9,6 \cdot 15,3) = 2181,96cm^2$$

Módulo de elasticidad

$$E_m = 75000kg/cm^2 \quad n = \frac{E_s}{E-m} = 28$$

$$E_s = 2100000kg/cm^2$$

Módulo de roptura

Se toma para la mampostería parcialmente rellena $f_r = 0,67\sqrt{f'_m} = 6,7$

Inercia de la sección sin agrietar

$$I_g = \frac{285 \cdot 15^3}{12} - \frac{15,3 \cdot 9,6^3}{12} = 64081,7cm^4$$

Momento de agrietamiento

$$M_{cr} = \frac{f_r \cdot I_g}{t/2} = \frac{6,7 \cdot 64081,7}{7,5} = 57246,32117kg-cm$$

Inercia de la sección a grietada

$$A_{se} = \frac{P_u + A_s \cdot f_y}{f_y} = \frac{3587,189 + 2,54 \cdot 2800}{2800} = 3,82cm^2$$

$$d = \frac{P_u + A_s \cdot f_y}{0,85f'_m \cdot b} = \frac{3587,189 + 2,54 \cdot 2,85}{0,85 \cdot 100 \cdot 285} = 0,1484cm$$

$$c = \frac{d}{0,85} = 0,1746$$

$$I_{cr} = n \cdot A_{se} \cdot (d - c)^2 + 1/3b \cdot c^3 = 5739,63531cm^4$$

Excentricidad

Se recomienda utilizar: $e_{min} = \frac{t}{4} = 3,75cm$

Condición de servicio

Cuadro 159: Condición de servicio en el muro C3-M2

Δ_s cm	M_{ser} kg - cm	$M_{ser} < M_{cr}$	Δ_s cm
0	92650	NO	0,8894
0,8894	95065	NO	0,9429
0,9429	95211	NO	0,9461
0,9461	95219	NO	0,9463
0,9463	95220	NO	0,9464

Momento nominal

$$a = \frac{P_u + A_s \cdot f_y}{0,85f'_m \cdot b} = 0,441cm$$

$$M_n = A_{se} \cdot f_y(d - 0,5a) = 77851,2932kg - cm$$

$$\phi = 0,8 - \frac{1,5 \cdot P_u}{A_e \cdot f'_m} = 0,7753$$

$$\phi M_n = 0,7753 \cdot 77851,2932 = 60361,19664kg - cm$$

Momento último

$$M_u = \frac{W_u \cdot h^2}{8} + \frac{P_{uf} \cdot e}{2} + (P_{uw} + P_{uf}) \cdot \Delta_u = 28585,13kg - cm$$

Como $\phi M_n > M_u$ la sección es adecuada

Diseño para cargas paralelas al plano**Carga axial**

$$A_s = 2,54cm^2 \text{ y } A_e = 2181,96cm^2.$$

$$P_o = 0,85 \cdot 100 \cdot (2181,96 - 2,54) + 2,54 \cdot 2800 = 192359kg$$

$$P_u = \frac{P_o}{0,8} = \frac{192359}{0,8} = 240448,2359kg$$

Cortante para el acero

El cortante obtenido del análisis, $V_u = 225,62kg$. El cual debe ser multiplicado por 2 dado que la ductilidad es distinta de 1.

$$V_m = (0,15 \sqrt{100 + 0,2 \frac{240448,2359}{1500}}) 228 \cdot 5,6 = 42849kg$$

$$V_s = V_u - V_m = 451,24 - 42849 = -42398kg$$

Para este caso se colocarían varillas # 3 a cada 80cm

Acero mínimo en el muro

Según el inciso 9.3.3 del Código Sísmico (Refuerzo en elementos estructurales), se debe tener un refuerzo mínimo igual a $0,002A_{bruta}$ ⁴⁷. Por lo que el espaciamiento mínimo de los muros se cambiará a varillas # 3 @ 60cm en ambas direcciones.

⁴⁷Anteriormente sólo se cumplió con la designación de colocar un área de acero equivalente al $0,0007A_{bruta}$

Diseño de entrepiso

Para los entrepisos, se decidió utilizar el sistema de bloques de polietileno y vigas pretensadas. Siendo necesario, la carga temporal, sobre el entrepiso un factor determinante, se tomó la más exigente la cual es de $400\text{kg}/\text{m}^2$ (esta corresponde a las escaleras). Además, la carga permanente superimpuesta, es de $200\text{kg}/\text{m}^2$. También se sabe que la luz máxima de las viguetas, es de 3m .

El fabricante recomienda utilizar esta fórmula para la escoger del entrepiso.

$$C_{si} = C_t + \frac{1,4}{1,7} C_p$$

$$C_{si} = 400 + \frac{1,4}{1,7} \cdot 200 = 565\text{kg}/\text{m}^2$$

Donde:

- C_{si} Carga superimpuesta
- C_t Carga temporal
- C_p Carga permanente

Con el dato de C_{si} y la luz libre se escogió el entrepiso 15-2-08 (ver cuadro 160 de la empresa ESCOSA) puesto que puede soportar una carga mayor con una luz libre mayor.

Cuadro 160: Carga y escoger de entrepiso

Carga Superimpuesta	Longitudes admisibles (m)	
	15-2-8	
kg/m^2	Sin apuntalar	Apuntalada
200	5,35	6,19
250	5,14	5,78
300	4,96	5,45
350	4,79	5,16
400	4,64	4,92
450	4,51	4,71
500	4,38	4,52
550	4,27	4,36
600	4,16	4,21
650	4,06	4,07
700	3,95	3,95
750	3,84	3,84
800	3,73	3,73
850	3,64	3,64

Diseño de escalera

Diseño de las escaleras

Para el diseño de la escalera hizo la consideración de que es una losa en una dirección.

Para el diseño de la escalera, se tomaron las siguientes consideraciones. El concreto a utilizar tendrá un $f'_c = 210\text{kg/cm}^2$, con este se tiene que $\beta_1 = 0,85$. Mientras que el acero tendrá un $f_y = 2800\text{kg/cm}^2$. Con respecto a las escaleras, se tienen las siguientes medidas,

$$\begin{aligned} l_a &= 1,65\text{m} & l_b &= 3,3\text{m} \\ t_{losa} &= 15\text{cm} & rec &= 2,5\text{cm} \\ d_{inf} &= 12\text{cm} & d_{sup} &= 3\text{cm} \\ l_{huella} &= 27\text{cm} & l_{contrahuella} &= 17,5\text{cm} \end{aligned}$$

Acero por flexión

Por lo que las cargas a considerar son las siguientes
Carga permanente Peso losa: $2400 \cdot t_{losa} = 360\text{kg/m}^2$
Peso escalones: $2400 \cdot 0,5 \cdot l_{contrahuella} = 210\text{kg/m}^2$
Peso acabados: 80kg/m^2

Carga temporal Sobre en escaleras 400kg/m^2

Según el análisis del momento último es de $M_u = 2,30\text{ton} - \text{m}$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85 f'_c b'}} = 1,275\text{cm}$$

$$\frac{c}{d} = \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,126$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 8,13\text{cm}^2$$

$$A_{s,min} = 0,0018 \cdot 100 \cdot t_{losa} = 2,7$$

Por lo que se cumple con el acero mínimo a colocar.

El acero se distribuye la siguiente manera acero inf $4 @ 15,58$ var $\# 4 @ 15,0$ cm

Según el análisis el momento último es de $M_u = 2,30\text{ton} - \text{m}$.

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0,85 f'_c b'}} = 1,275\text{cm}$$

$$\frac{c}{d} = \frac{a}{\beta_1 \cdot d} = 0,479$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} = 8,13\text{cm}^2$$

$$A_{s,min} = 0,0018 \cdot 100 \cdot t_{losa} = 2,7$$

Por lo que se cumple con el acero mínimo a colocar.

El acero se distribuye la siguiente manera: varillas $\# 4 @ 15,0$ cm.

Acero por cortante

Según el análisis el cortante último es de $V_u = 2,60\text{ton} - \text{m}$.

El aporte del concreto para cortante está dado por las siguientes fórmulas:

$$V_{s,max} = 2,12 \sqrt{f'_c} A_g = 76036,25\text{kg}$$

$$V_s^* = 1,1 \sqrt{f'_c} A_g = 39452,77\text{kg}$$

$$V_{c-max} = 0,93 \sqrt{f'_c} A_g = 33355,53\text{kg}$$

Al ser, $\frac{V_u \cdot d}{M_u} = 3,54 > 1 \rightarrow$ se usa 1

$$V_{c1} = (0,5 \sqrt{f'_c} + 1,75 \rho \frac{V_u d}{M_u}) b d = 16054\text{kg}$$

Esto debe ser menor a $V_{c,max}$, entonces se utiliza el primer valor calculado.

Debido a que $V_u > \phi V_{c1}$, no es necesario colocar refuerzo por cortante. Esto lleva a colocar un mínimo de acero, el cual es de varillas $\# 3 @ 15\text{cm}$

Diseño del descanso

Para el diseño del descanso se tomó el concreto con un $f'_c = 210\text{kg/cm}^2$, y el acero con un $f_y = 2800\text{kg/cm}^2$. El descanso tiene las siguientes medidas,

$$\begin{aligned} l_a &= 1,65\text{m} & l_b &= 1,65\text{m} \\ t &= 15\text{cm} & rec &= 2,5\text{cm} \\ d_y &= 12\text{cm} & d_x &= 11\text{cm} \end{aligned}$$

Al considerar las medidas anteriores resulta la relación de aspecto $m = 1,00$. Con los apoyos de la escalera se obtiene un caso 4 para la determinación de los momentos negativos y positivos, según las Tablas 12.3, 12.4 y 12.5, presentadas por Nilson en su texto.

Las cargas permanentes y temporales que debe soportar la escalera son $C_p = 360\text{kg/m}^2$, por el peso propio, y $C_t = 400\text{kg/m}^2$, por indicación del Código Sísmico.

El resumen del diseño se encuentra en el cuadro 161.

Cuadro 161: Diseño de descanso del Bloque C

	M_{1x}	M_{2y}	M_{3x}	M_{4y}
Coef. C_p	0,050	0,050	0,027	0,027
Coef. C_t	0,050	0,050	0,032	0,032
Factor	ωl_b^2	ωl_a^2	ωl_b^2	ωl_a^2
$M_{CP} (kg - cm)$	4900,5	4900,5	2646,3	2646,3
$M_{CT} (kg - cm)$	5445,0	5445,0	3484,8	3484,8
$M_{CU} (kg - cm)$	14592,6	14592,6	8751,2	8751,2
$d (cm)$	11	12	11	12
$a (cm)$	0,0521	0,0465	0,0312	0,0279
$A_{s,rec} (cm^2)$	0,55	0,4890	0,3283	0,2930
$A_{s,min} (cm^2)$	4,95	4,95	4,95	4,95
$A_{s,col} (cm^2)$	4,95	4,95	4,95	4,95
$S_{teo} (cm)$	25,59	25,59	25,59	25,59
$S_{prac} (cm)$	25,0	25,0	25,0	25,0
Varillas	7 #4	7 #4	7 #4	7 #4

Diseño de cimientos especiales

Diseño para la sección propuesta como placa EP-1

Del análisis final, se obtuvo los valores de Momentos y Cortante Últimos, que se muestran a continuación. Estos fueron calculados por medio de SAP2000.

$$P_{ft} = 7624,2 \text{ kg} \quad P_{fp} = 47802,1 \text{ kg} \quad P_u = 84784,6 \text{ kg}$$

$$M_{d1} = 22899,1 \text{ kg} - m \quad M_{d2} = 38849,7 \text{ kg} - m$$

Def. de materiales	Caract. de la sec.
$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$	$C_1 = 170 \text{ cm}$
$\varepsilon_{cu} = 0,003$	$C_2 = 35 \text{ cm}$
$f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$	$rec. = 7,5 \text{ cm}$
$\varepsilon_y = 0,001$	$t_b = 30 \text{ cm}$
$\beta_1 = 0,85$	$t = 22,5 \text{ cm}$
$q_a = 15 \text{ kg/cm}^2$	

Donde:

P_{ft}	Carga axial temporal
P_{fp}	Carga axial permanente
P_u	Carga axial mayorada
M_1 y M_2	Momentos mayorados
f'_c	Capacidad del concreto
ε_{cu}	Módulo de elasticidad del concreto
f_y	Límite de fluencia del acero
ε_y	Módulo de elasticidad del acero
β_1	Factor del bloque de esfuerzo
q_a	Presión activa del suelo, al desplante
C_1 y C_2	Dimensiones de la columna
$rec.$	Recubrimiento para el acero
t_b	Espesor propuesto para la placa
t	Brazo de palanca del acero

Base de la placa de cimentación

Según el CSCR 02, la presión del suelo debe ser reducida por el factor que aparece en la *Tabla 13.1*,

por lo que q_u queda de la siguiente manera:

$$q_u = \phi q_u = 15 \cdot 0,5 = 7,5 \text{ kg/cm}^2$$

El área requerida para soportar las cargas temporales y permanentes (sin mayorar) está dada por:

$$A_f = \frac{P_{tf} + P_{tp}}{q_a} = \frac{7624,2 + 47802,1}{15} = 3695,08 \text{ cm}^2$$

Porque se escogerá una placa rectangular a longitud de los lados es de $27,58 \times 133,97 \text{ cm}$. Dado que estas medidas son difíciles de aplicar, se cambiarán a $b = 30,00$ y $l = 135,00 \text{ cm}$, por lo que se tiene una nueva área $A'_f = 4050 \text{ cm}^2$.

Ahora, se necesitará de las presiones que actúan bajo la placa, dada por la ecuación siguiente:

$$q_{max,min} = \frac{P_u}{A_g} \pm \frac{M_c}{I}$$

Con la que se obtienen las siguientes presiones:

$$q_{1max} = 603,07 \text{ kg/cm}^2 \quad q_{2max} = 14,13 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_{1min} = -414,66 \text{ kg/cm}^2 \quad q_{2min} = -4,82 \text{ kg/cm}^2$$

Del caso 1, según el método de Meyerhoff, se obtiene los siguientes valores:

$$\vartheta_1 b = -2,2009 \quad \vartheta_1 = -0,5183$$

$$b_1 = -36,03 \text{ cm} \quad l_1 = 65,04 \text{ cm}$$

De aquí resulta una área en contacto de 1171 cm^2 . Esta área representa un 28,93% del total. Esto conduce al rechazo de la sección propuesta anteriormente. Entonces se propone una nueva sección rectangular con $b = 150$ y $l = 280 \text{ cm}$. Se recalcularán las presiones bajo la placa, debido a la nueva sección.

De esta nueva sección se obtienen las siguientes presiones:

$$q_{1max} = 3,04 \text{ kg/cm}^2 \quad q_{2max} = 4,43 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_{1min} = 1,00 \text{ kg/cm}^2 \quad q_{2min} = -0,39 \text{ kg/cm}^2$$

Según lo visto anteriormente, del caso 2 se obtienen los siguientes valores:

$$\begin{aligned} \vartheta_b &= 1,4917 & \vartheta_l &= 0,9194 \\ b' &= 223,76\text{cm} & l_1 &= 257,42\text{cm} \\ b_2 &= 150,00\text{cm} & l_2 &= 84,86\text{cm} \end{aligned}$$

De estos valores se genera una área de 25671cm^2 . Esta área representa un 61,12% del total, por lo que se acepta la sección propuesta anteriormente.

Verificación de cortante por punzonamiento

La sección crítica para el corte por punzonamiento está ubicada a una distancia igual a la mitad del espesor de la placa.

$$q_{1s} = q_{1max} - \frac{(b - C_2 - 0,5t_b)(q_{1max} - q_{1min})}{2b} = 2,358\text{kg/cm}^2 \quad A_{1s} = \rho bt = 0,0052 \cdot 150 \cdot 22,5 = 17,58\text{cm}^2$$

$$q_{2s} = q_{2max} - \frac{(l - C_1 - 0,5t_b)(q_{2max} - q_{2min})}{2l} = 3,609\text{kg/cm}^2$$

El área donde actúa el cortante es la siguiente:

$$A_v = A_g - (C_1 + t)(C_2 + t) = 42000 - 200 \cdot 65$$

$$A_v = 29000\text{cm}^2$$

El cortante por punzonamiento en la placa es de:

$$V_u = q_p A_v = 3,61 \cdot 29000 = 104659,0\text{kg}$$

La resistencia del concreto se debe multiplicar por el siguiente factor:

$$\begin{aligned} \zeta &= \frac{4}{3} + \frac{8}{3\beta_c} = 0,71 \\ \beta_c &= 2,66 \\ \zeta &= 2,34 \end{aligned}$$

$$V_c = \zeta \sqrt{f'_c} b_o t = 2,34 \cdot \sqrt{210} \cdot 500 \cdot 22,5$$

$$V_c = 380807,2\text{kg}$$

Como $\phi V_c > V_u$, entonces no es afectada por punzonamiento.

Diseño de la armadura de refuerzo

La placa de cimentación debe soportar el momento debido a la presión a la que está sometida. El momento es el siguiente

$$q'_1 = q_{1max} - \frac{(b - C_2)(q_{1max} - q_{1min})}{2b} = 2,256\text{kg/cm}^2$$

$$M_{qi} = \frac{q'_1(b - C_2)^2 l}{8} + \frac{(q_{1max} - q'_1)(b - C_2)l}{6} = 1048505\text{kg-cm}$$

$$M_{qs} = \frac{2000(b - C_2)^2 l}{8} = 92575\text{kg-cm}$$

$$M_{u1} = M_{qi} - M_{qs} = 1048505 - 92575 = 955930\text{kg-cm}$$

$$R_{n,requerido} = \frac{M_{u1}}{\phi b t^2} = \frac{955930}{0,9 \cdot 150 \cdot 22,5^2} = 13,99\text{kg/cm}^2$$

$$\rho = \frac{0,85f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0,85f'_c}}\right) = 0,0052$$

El ρ_{min} según el ACI 318-02 para varillas $G - 40$, es de 0,002; por lo que se utilizará el ρ calculado.

El área de acero está dada por:

Se debe realizar el mismo cálculo anterior, cambiando a l , para obtener el área de acero en esta dirección.

$$q'_2 = q_{2max} - \frac{(l - C_1)(q_{2max} - q_{2min})}{2l} = 3,480\text{kg/cm}^2$$

$$M_{qi} = \frac{q'_2(l - C_1)^2 b}{8} + \frac{(q_{2max} - q'_2)(l - C_1)b}{6} = 788304\text{kg-cm}$$

$$M_{qs} = \frac{2000(l - C_1)^2 b}{8} = 45375\text{kg-cm}$$

$$M_{u2} = M_{qi} - M_{qs} = 788304 - 45375 = 742929\text{kg-cm}$$

$$R_{n,requerido} = \frac{M_{u2}}{\phi l t^2} = \frac{742929}{0,9 \cdot 280 \cdot 22,5^2} = 5,82\text{kg/cm}^2$$

$$\rho = \frac{0,85f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0,85f'_c}}\right) = 0,0021$$

El $\rho_{min} = 0,002$ por lo que se utilizará el ρ calculado.

El área de acero está dada por:

$$A_{2s} = \rho l t = 0,0021 \cdot 280 \cdot 22,5 = 13,32\text{cm}^2$$

Al concretar esto, se debe verificar las deformaciones de las varillas, como se muestra a continuación.

$$a_b = \frac{A_s f_y}{0,85f'_c b} = 1,838\text{cm}$$

$$c_b = \frac{a}{\beta_1} = 2,163cm$$

$$\varepsilon_t = \frac{\varepsilon_c}{c}t - \varepsilon_c$$

$$\varepsilon_t = 0,028$$

$$a_l = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c l} = 0,746cm$$

$$c_l = \frac{a}{\beta_1} = 0,878cm$$

$$\varepsilon_t = \frac{\varepsilon_c}{c}t - \varepsilon_c$$

$$\varepsilon_t = 0,074$$

La deformación es aceptada, puesto que es superior a $\varepsilon = 0,004$.

Para el correcto desarrollo de la capacidad en tensión de las varillas, estas deben estar correctamente empotradas en el concreto. Más adelante se hará mención de la longitud de desarrollo a utilizar.

Armadura para transmisión de esfuerzos

La capacidad en compresión de la columna está dada por la siguiente ecuación:

$$P_{nc} = \phi 0,85 f'_c A_1 = 0,65 \cdot 0,85 \cdot 210 \cdot 5950 = 690349kg$$

La capacidad en compresión de la placa de cimentación, está dada por la siguiente ecuación:

$$P_{np} = \phi 0,85 f'_c A_1 \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$$

donde $\sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$ debe ser a lo sumo 2

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{21850}{5950}} = 1,92$$

por lo que P_{np} queda de la siguiente manera:

$$P_{np} = 1,916316495 \cdot 690349 = 1322927kg$$

Como P_{nc} es mayor a P_u y P_{np} es mayor a P_u se puede decir que no necesita acero de refuerzo; entonces se colocará el mínimo.

$$A_{s-min} = 0,005 \cdot 5950 = 29,75cm^2$$

Nuevamente, las varillas deben ser correctamente empotradas, tanto en la columna como en la placa, por lo que se proporcionará la longitud de desarrollo apropiada.

Diseño para la sección propuesta como placa EP-2

Del análisis final, se obtuvo los valores de Momentos y Cortante Últimos, que se muestran a continuación. Estos fueron calculados por medio de SAP2000.

$$P_{ft} = 10135,3kg \quad P_{fp} = 29439,6kg \quad P_u = 66543,4kg$$

$$M_{d1} = 12374,4kg-m \quad M_{d2} = 16296,3kg-m$$

Def. de materiales	Caract. de la sec.
$f'_c = 210kg/cm^2$	$C_1 = 95cm$
$\varepsilon_{cu} = 0,003$	$C_2 = 45cm$
$f_y = 2800kg/cm^2$	$rec. = 7,5cm$
$\varepsilon_y = 0,001$	$t_b = 30cm$
$\beta_1 = 0,85$	$t = 22,5cm$
$q_a = 15kg/cm^2$	

Donde:

P_{ft}	Carga axial temporal
P_{fp}	Carga axial permanente
P_u	Carga axial mayorada
M_1 y M_2	Momentos mayorados
f'_c	Capacidad del concreto
ε_{cu}	Módulo de elasticidad del concreto
f_y	Límite de fluencia del acero
ε_y	Módulo de elasticidad del acero
β_1	Factor del bloque de esfuerzo
q_a	Presión activa del suelo, al desplante
C_1 y C_2	Dimensiones de la columna
$rec.$	Recubrimiento para el acero
t_b	Espesor propuesto para la placa
t	Brazo de palanca del acero

Base de la placa de cimentación

Según el CSCR 02, la presión del suelo debe ser reducida por el factor que aparece en la Tabla 13.1, por lo que q_u queda de la siguiente manera:

$$q_u = \phi q_u = 15 \cdot 0,5 = 7,5kg/cm^2$$

El área requerida para soportar las cargas temporales y permanentes (sin mayorar) está dada por:

$$A_f = \frac{P_{tf} + P_{tp}}{q_a} = \frac{10135,3 + 29439,6}{15} = 2638,33cm^2$$

Porque se escogerá una placa rectangular a longitud de los lados es de $35,35 \times 74,63 \text{ cm}$. Dado que estas medidas son difíciles de aplicar, se cambiarán a $b = 40,00$ y $l = 75,00 \text{ cm}$, por lo que se tiene una nueva area $A'_f = 3000 \text{ cm}^2$.

Ahora, se necesitará de las presiones que actúan bajo la placa, dada por la ecuación siguiente:

$$q_{max,min} = \frac{P_u}{A_g} \pm \frac{Mc}{I}$$

Con la que se obtienen las siguientes presiones:

$$\begin{aligned} q_{1max} &= 157,60 \text{ kg/cm}^2 & q_{2max} &= 35,01 \text{ kg/cm}^2 \\ q_{1min} &= -74,42 \text{ kg/cm}^2 & q_{2min} &= -11,35 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Del caso 1, según el método de Meyerhoff, se obtiene los siguientes valores:

$$\begin{aligned} \vartheta_1 b &= -0,8947 & \vartheta_1 &= -0,4796 \\ b_1 &= 4,21 \text{ cm} & l_1 &= 39,03 \text{ cm} \end{aligned}$$

De aquí resulta una área en contacto de 82 cm^2 . Esta area representa un 2,74% del total. Esto conduce al rechazo de la sección propuesta anteriormente. Entonces se propone una nueva sección rectangular con $b = 120$ y $l = 150 \text{ cm}$. Se recalcularán las presiones bajo la placa, debido a la nueva sección.

De esta nueva sección se obtienen las siguientes presiones:

$$\begin{aligned} q_{1max} &= 6,27 \text{ kg/cm}^2 & q_{2max} &= 8,28 \text{ kg/cm}^2 \\ q_{1min} &= 1,12 \text{ kg/cm}^2 & q_{2min} &= -0,89 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Según lo visto anteriormente, del caso 2 se obtienen los siguientes valores:

$$\begin{aligned} \vartheta_b &= 1,2170 & \vartheta_l &= 0,9030 \\ b' &= 146,04 \text{ cm} & l_1 &= 135,44 \text{ cm} \\ b_2 &= 120,00 \text{ cm} & l_2 &= 24,15 \text{ cm} \end{aligned}$$

De estos valores se genera una área de 9576 cm^2 . Esta área representa un 53,20% del total, por lo que se acepta la sección propuesta anteriormente.

Verificación de cortante por punzonamiento

La sección crítica para el corte por punzonamiento está ubicada a una distancia igual a la mitad del espesor de la placa.

$$q_{1s} = q_{1max} - \frac{(b - C_2 - 0,5t_b)(q_{1max} - q_{1min})}{2b} = 4,986 \text{ kg/cm}^2 \quad A_{1s} = \rho b t = 0,0032 \cdot 120 \cdot 22,5 = 8,57 \text{ cm}^2$$

$$q_{2s} = q_{2max} - \frac{(l - C_1 - 0,5t_b)(q_{2max} - q_{2min})}{2l} = 7,061 \text{ kg/cm}^2$$

El área donde actúa el cortante es la siguiente:

$$\begin{aligned} A_v &= A_g - (C_1 + t)(C_2 + t) = 18000 - 125 \cdot 75 \\ A_v &= 8625 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

El cortante por punzonamiento en la placa es de:

$$V_u = q_p A_v = 7,06 \cdot 8625 = 60898,8 \text{ kg}$$

La resistencia del concreto se debe multiplicar por el siguiente factor:

$$\begin{aligned} \zeta &= \frac{4}{3} + \frac{8}{3\beta_c} = 0,97 \\ \beta_c &= 2,11 \\ \zeta &= 2,60 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_c &= \zeta \sqrt{f'_c} b_o t = 2,60 \cdot \sqrt{210} \cdot 370 \cdot 22,5 \\ V_c &= 313242,5 \text{ kg} \end{aligned}$$

Como $\phi V_c > V_u$, entonces no es afectada por punzonamiento.

Diseño de la armadura de refuerzo

La placa de cimentación debe soportar el momento debido a la presión a la que está sometida. El momento es el siguiente

$$q'_1 = q_{1max} - \frac{(b - C_2)(q_{1max} - q_{1min})}{2b} = 4,664 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_{qi} = \frac{q'_1 (b - C_2)^2 l}{8} + \frac{(q_{1max} - q'_1)(b - C_2)l}{6} = 494886 \text{ kg-cm}$$

$$M_{qs} = \frac{2000(b - C_2)^2 l}{8} = 21094 \text{ kg-cm}$$

$$M_{u1} = M_{qi} - M_{qs} = 494886 - 21094 = 473792 \text{ kg-cm}$$

$$R_{n,requerido} = \frac{M_{u1}}{\phi b t^2} = \frac{473792}{0,9 \cdot 120 \cdot 22,5^2} = 8,67 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho = \frac{0,85 f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0,85 f'_c}}\right) = 0,0032$$

El ρ_{min} según el ACI 318-02 para varillas G-40, es de 0,002; por lo que se utilizará el ρ calculado.

El área de acero está dada por:

Se debe realizar el mismo cálculo anterior, cambiando a l , para obtener el area de acero en esta dirección.

$$q'_2 = q_{2max} - \frac{(l - C_1)(q_{2max} - q_{2min})}{2l} = 6,602kg/cm^2$$

$$M_{qi} = \frac{q'_2(l - C_1)^2 b}{8} + \frac{(q_{2max} - q'_2)(l - C_1)b}{6} = 299207kg-cm$$

$$M_{qs} = \frac{2000(l - C_1)^2 b}{8} = 9075kg - cm$$

$$M_{u2} = M_{qi} - M_{qs} = 299207 - 9075 = 290132kg - cm$$

$$R_{n,requerido} = \frac{M_{u2}}{\phi l t^2} = \frac{290132}{0,9 \cdot 150 \cdot 22,5^2} = 4,25kg/cm^2$$

$$\rho = \frac{0,85f'_c}{fy} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0,85f'_c}}\right) = 0,0015$$

El $\rho_{min} = 0,002$ por lo que se utilizará el ρ mínimo.

El area de acero está dada por:

$$A_{2s} = \rho l t = 0,0020 \cdot 150 \cdot 22,5 = 6,75cm^2$$

Al concretar esto, se debe verificar las deformaciones de las varillas, como se muestra a continuación.

$$a_b = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b} = 1,120cm$$

$$c_b = \frac{a}{\beta_1} = 1,318cm$$

$$\varepsilon_t = \frac{\varepsilon_c}{c} t - \varepsilon_c$$

$$\varepsilon_t = 0,048$$

$$a_l = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c l} = 0,706cm$$

$$c_l = \frac{a}{\beta_1} = 0,830cm$$

$$\varepsilon_t = \frac{\varepsilon_c}{c} t - \varepsilon_c$$

$$\varepsilon_t = 0,078$$

La deformación es aceptada, puesto que es superior a $\varepsilon = 0,004$.

Para el correcto desarrollo de la capacidad en tensión de las varillas, estas deben estar correctamente empotradas en el concreto. Más adelante se hará mención de la longitud de desarrollo a utilizar.

Armadura para transmisión de esfuerzos

La capacidad en compresión de la columna está dada por la siguiente ecuación:

$$P_{nc} = \phi 0,85 f'_c A_1 = 0,65 \cdot 0,85 \cdot 210 \cdot 4275 = 496007kg$$

La capacidad en compresión de la placa de cimentación, está dada por la siguiente ecuación:

$$P_{np} = \phi 0,85 f'_c A_1 \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$$

donde $\sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$ debe ser a lo sumo 2

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{16275}{4275}} = 1,95$$

por lo que P_{np} queda de la siguiente manera:

$$P_{np} = 1,951158001 \cdot 496007 = 967788kg$$

Como P_{nc} es mayor a P_u y P_{np} es mayor a P_u se puede decir que no necesita acero de refuerzo; entonces se colocará el mínimo.

$$A_{s-min} = 0,005 \cdot 4275 = 21,375cm^2$$

Nuevamente, las varillas deben ser correctamente empotradas, tanto en la columna como en la placa, por lo que se proporcionará la longitud de desarrollo apropiada.

Diseño para la sección propuesta como placa EP- 3

Del análisis final, se obtuvo los valores de Momentos y Cortante Últimos, que se muestran a continuación. Estos fueron calculados por medio de SAP2000.

$$P_{ft} = 10404,9kg \quad P_{fp} = 29469,1kg \quad P_u = 53996,4kg$$

$$M_{d1} = 31141,1kg-m \quad M_{d2} = 36794,7kg-m$$

Def. de materiales	Caract. de la sec.
$f'_c = 210kg/cm^2$	$C_1 = 275cm$
$\varepsilon_{cu} = 0,003$	$C_2 = 110cm$
$f_y = 2800kg/cm^2$	$rec. = 2,5cm$
$\varepsilon_y = 0,001$	$t_b = 40cm$
$\beta_1 = 0,85$	$t = 37,5cm$
$q_a = 15kg/cm^2$	

Donde:

P_{ft}	Carga axial temporal
P_{fp}	Carga axial permanente
P_u	Carga axial mayorada
M_1 y M_2	Momentos mayorados
f'_c	Capacidad del concreto
ε_{cu}	Módulo de elasticidad del concreto
f_y	Límite de fluencia del acero
ε_y	Módulo de elasticidad del acero
β_1	Factor del bloque de esfuerzo
q_a	Presión activa del suelo, al desplante
C_1 y C_2	Dimensiones de la columna
$rec.$	Recubrimiento para el acero
t_b	Espesor propuesto para la placa
t	Brazo de palanca del acero

Base de la placa de cimentación

Según el CSCR 02, la presión del suelo debe ser reducida por el factor que aparece en la *Tabla 13.1*, por lo que q_u queda de la siguiente manera:

$$q_u = \phi q_u = 15 \cdot 0,5 = 7,5 \text{ kg/cm}^2$$

El área requerida para soportar las cargas temporales y permanentes (sin mayorar) está dada por:

$$A_f = \frac{P_{tf} + P_{tp}}{q_a} = \frac{10404,9 + 29469,1}{15} = 2658,26 \text{ cm}^2$$

Porque se escogerá una placa rectangular a longitud de los lados es de $29,77 \times 89,30 \text{ cm}$. Dado que estas medidas son difíciles de aplicar, se cambiarán a $b = 30,00$ y $l = 90,00 \text{ cm}$, por lo que se tiene una nueva area $A'_f = 2700 \text{ cm}^2$.

Ahora, se necesitará de las presiones que actúan bajo la placa, dada por la ecuación siguiente:

$$q_{max,min} = \frac{P_u}{A_g} \pm \frac{Mc}{I}$$

Con la que se obtienen las siguientes presiones:

$$\begin{aligned} q_{1max} &= 752,02 \text{ kg/cm}^2 & q_{2max} &= 36,95 \text{ kg/cm}^2 \\ q_{1min} &= -632,03 \text{ kg/cm}^2 & q_{2min} &= -23,62 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Del caso 1, según el método de Meyerhoff, se obtiene los siguientes valores:

$$\begin{aligned} \vartheta_b &= 0,5433 & \vartheta_l &= 0,6101 \\ b_1 &= 16,30 \text{ cm} & l_1 &= 54,91 \text{ cm} \end{aligned}$$

De aquí resulta una área en contacto de 447 cm^2 . Esta área representa un 16,57% del total. Esto conduce al rechazo de la sección propuesta anteriormente. Entonces se propone una nueva sección rectangular con $b = 275$ y $l = 500 \text{ cm}$. Se recalcularán las presiones bajo la placa, debido a la nueva sección.

De esta nueva sección se obtienen las siguientes presiones:

$$\begin{aligned} q_{1max} &= 0,79 \text{ kg/cm}^2 & q_{2max} &= 0,75 \text{ kg/cm}^2 \\ q_{1min} &= 0,00 \text{ kg/cm}^2 & q_{2min} &= 0,04 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Según lo visto anteriormente, del caso 3 se obtienen los siguientes valores:

$$\begin{aligned} \vartheta_b &= 0,9967 & \vartheta_l &= 1,0559 \\ b_1 &= 274,09 \text{ cm} & l' &= 527,94 \text{ cm} \\ b_2 &= 14,50 \text{ cm} & l_2 &= 500,00 \text{ cm} \end{aligned}$$

De estos valores se genera una área de 72149 cm^2 . Esta área representa un 52,47% del total, por lo que se acepta la sección propuesta anteriormente.

Verificación de cortante por punzonamiento

Por las condiciones de apoyo de las columnas y muro se tiene que: $b' = 87,5 \text{ cm}$ $l' = 132,5 \text{ cm}$

Donde, b' y l' son las distancias máximas entre la cara de la columna y el final de la placa, en los ejes "x" y "y" respectivamente.

La sección crítica para el corte por punzonamiento está ubicada a una distancia igual a la mitad del espesor de la placa.

$$q_{1s} = q_{1max} - \frac{(b' - t_b)(q_{1max} - q_{1min})}{b} = 0,651 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_{2s} = q_{2max} - \frac{(l' - t_b)(q_{2max} - q_{2min})}{l} = 0,615 \text{ kg/cm}^2$$

El área donde actúa el cortante es la siguiente:

$$A_v = A_g - (C_1 + t)(C_2 + t) = 137500 - 47250$$

$$A_v = 90250 \text{ cm}^2$$

El cortante por punzonamiento en la placa es de:

$$V_u = q_p A_v = 0,65 \cdot 90250 = 58793,4 \text{ kg}$$

La resistencia del concreto se debe multiplicar por el siguiente factor:

$$\zeta = \frac{4}{3} + \frac{8}{3\beta_c} = 0,90$$

$$\beta_c = 2,50$$

$$\zeta = 2,40$$

$$V_c = \zeta \sqrt{f'_c} b_o t = 2,40 \cdot \sqrt{210} \cdot 930 \cdot 37,5$$

$$V_c = 1212928kg$$

Como $\phi V_c > V_u$, entonces no es afectada por punzonamiento.

Diseño de la armadura de refuerzo

La placa de cimentación debe soportar el momento debido a la presión a la que esta sometida. El momento es el siguiente

$$q'_1 = q_{1max} - \frac{(b')(q_{1max} - q_{1min})}{b} = 0,536kg/cm^2$$

$$M_{qi} = \frac{q'_1(b')^2 l}{4} + \frac{(q_{1max} - q'_1)(b')l}{3} = 517068kg - cm$$

$$M_{qs} = \frac{2000(b')^2 l}{4} = 191406kg - cm$$

$$M_{u1} = M_{qi} - M_{qs} = 517068 - 191406 = 325662kg - cm$$

$$R_{n,requerido} = \frac{M_{u1}}{\phi b t^2} = \frac{325662}{0,9 \cdot 275 \cdot 37,5^2} = 0,94kg/cm^2$$

$$\rho = \frac{0,85f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0,85f'_c}}\right) = 0,0003$$

El ρ_{min} según el ACI 318-02 para varillas G - 40, es de 0,002 ; por lo que se utilizará el ρ mínimo.

El área de acero está dada por:

$$A_{1s} = \rho b t = 0,0020 \cdot 275 \cdot 37,5 = 20,63cm^2$$

Se debe realizar el mismo cálculo anterior, cambiando a l , para obtener el area de acero en esta dirección.

$$q'_2 = q_{2max} - \frac{(l')(q_{2max} - q_{2min})}{l} = 0,559kg/cm^2$$

$$M_{qi} = \frac{q'_2 l'^2 b}{4} + \frac{(q_{2max} - q'_2)(l')b}{3} = 676643kg - cm$$

$$M_{qs} = \frac{2000(l')^2 b}{4} = 241398kg - cm$$

$$M_{u1} = M_{qi} - M_{qs} = 676643 - 241398 = 435244kg - cm$$

$$R_{n,requerido} = \frac{M_{u2}}{\phi l t^2} = \frac{435244}{0,9 \cdot 500 \cdot 37,5^2} = 0,69kg/cm^2$$

$$\rho = \frac{0,85f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0,85f'_c}}\right) = 0,0002$$

El $\rho_{min} = 0,002$ por lo que se utilizará el ρ mínimo.

El area de acero está dada por:

$$A_{2s} = \rho l t = 0,0020 \cdot 500 \cdot 37,5 = 37,50cm^2$$

Al concretar esto, se debe verificar las deformaciones de las varillas, como se muestra a continuación.

$$a_b = \frac{A_s f_y}{0,85f'_c b} = 1,176cm$$

$$c_b = \frac{a}{\beta_1} = 1,384cm$$

$$\varepsilon_t = \frac{\varepsilon_c}{c} t - \varepsilon_c$$

$$\varepsilon_t = 0,084$$

$$a_l = \frac{A_s f_y}{0,85f'_c l} = 1,176cm$$

$$c_l = \frac{a}{\beta_1} = 1,384cm$$

$$\varepsilon_t = \frac{\varepsilon_c}{c} t - \varepsilon_c$$

$$\varepsilon_t = 1,344$$

La deformación es aceptada, puesto que es superior a $\varepsilon = 0,004$.

Para el correcto desarrollo de la capacidad en tensión de las varillas, estas deben estar correctamente empotradas en el concreto. Más adelante se hará mención de la longitud de desarrollo a utilizar.

Armadura para transmisión de esfuerzos

La capacidad en compresión de la columna está dada por la siguiente ecuación:

$$P_{nc} = \phi 0,85 f' c A_1 = 0,65 \cdot 0,85 \cdot 210 \cdot 30250 = 3509756 kg$$

La capacidad en compresión de la placa de cimentación, está dada por la siguiente ecuación:

$$P_{np} = \phi 0,85 f' c A_1 \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$$

donde $\sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$ debe ser a lo sumo 2

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{63650}{30250}} = 1,45$$

por lo que P_{np} queda de la siguiente manera:

$$P_{np} = 1,450562729 \cdot 3509756 = 5091122 kg$$

Como P_{nc} es mayor a P_u y P_{np} es mayor a P_u se puede decir que no necesita acero de refuerzo; entonces se colocará el mínimo.

$$A_{s-min} = 0,005 \cdot 30250 = 151,25 cm^2$$

Nuevamente, las varillas deben ser correctamente empotradas, tanto en la columna como en la placa, por lo que se proporcionará la longitud de desarrollo apropiada.

Consideraciones del acero de refuerzo

Al tener elementos de concreto reforzado, se vuelve de mucha importancia adicionar en los planos constructivos cierta información como la que se muestra seguidamente.

Detalles de armado

Ganchos normales

A continuación se presenta la normativa, según el **ACI 318-02**, para la construcción de los ganchos normales, también conocidos como *ganchos estándar*, para el acero principal (ver cuadro 162) y aros (ver cuadro 163).

El ACI expone que los ganchos normales deben satisfacer las siguientes medidas, tanto de diámetro (ϕ_v) como prolongación después del doblez (l_{dv}). Para el acero principal aplica lo siguiente:

Varillas	ϕ_v	l_{dv} a 90°	l_{dv} a 180°
# 3 a # 8	$6d_b$	$12d_b$	$4d_b \geq 2,5in$
# 9 a #11	$8d_b$	$12d_b$	$4d_b \geq 2,5in$

Varillas	ϕ_v	l_{dv}
# 3 a # 5	$4d_b$	$6d_b$
# 6 a # 8	$6d_b$	$6d_b$

Donde, d_b es el diámetro de la varilla.

Si se aplican las ecuaciones anteriores para las varillas a utilizar, se obtienen los cuadros 162 y 163.

Separación y recubrimiento

Se debe recordar y considerar que la colocación de la armadura deberá hacerse según la sección 7.5 del *ACI 318-02* (la indicación anterior deberá ser colocada en planos).

Por otro lado, tanto la separación entre los elementos de la armadura, como el recubrimiento necesario, según sea su uso, se indicarán en los planos,

Cuadro 162: Ganchos normales, acero principal

Varilla	ϕ_v	l_{dv} a 90°	l_{dv} a 180°
# 2	4cm	8cm	7cm
# 3	6cm	12cm	7cm
# 4	8cm	16cm	7cm
# 5	10cm	20cm	7cm
# 6	12cm	23cm	8cm
# 7	14cm	27cm	9cm
# 8	16cm	31cm	11cm
# 9	23cm	35cm	12cm
# 10	26cm	39cm	13cm
# 11	28cm	42cm	14cm

Cuadro 163: Ganchos normales en aros

Varilla	ϕ_v	l_{dv} a 135°
# 2	3cm	4cm
# 3	4cm	6cm
# 4	6cm	8cm
# 5	7cm	10cm
# 6	12cm	12cm
# 7	14cm	14cm
# 8	16cm	16cm

por medio de los detalles constructivos que se muestran. De haber alguna anomalía o mal entendimiento de los mismos se deberá revisar el Código Sísmico, y el código ACI, en sus respectivas secciones para la aclaración o corrección de la instancia.

Longitudes de anclaje para varillas

A continuación se hará una revisión de las longitudes de desarrollo de varillas en tensión y compresión, así como de mayas electrosoldadas; según el código

ACI 318-02.

Varillas en tensión

Esta longitud de desarrollo (l_{dt}) esta dada por la siguiente ecuación:

$$l_{dt} = \left(\frac{7,5 f_y \alpha \beta \gamma \lambda}{26 \sqrt{f'_c} \frac{c+k_{tr}}{d_b}} \right) d_b \quad (4)$$

donde:

- d_b Diámetro de la barra
- f_y Capacidad en fluencia del acero
- f'_c Resistencia a la compresión del concreto
- α Factor de ubicación
- β Factor de revestimiento
- γ Factor de diámetro de varilla
- λ Factor de agregados livianos
- k_{tr} Índice de armadura transversal
- c Recubrimiento

Para determinar la longitud de desarrollo se calcularan los factores antes indicados.

Se supondrá el caso crítico de que las varillas no tengan una capa superior a 30cm sobre ellas, así que $\alpha = 1$.

No se utilizaran armaduras con recubiertas de epóxico, por lo que $\beta = 1$.

El factor γ es 0,8 para varillas inferiores a la # 6; y 1 para las superiores a la # 7.

Como no se utilizará concreto con agregados livianos, $\lambda = 1$.

$$k_{tr} = \frac{A_{st} f_{yt}}{1500sn}$$

donde:

- A_{st} Área de acero en tensión
- f_{yt} Fluencia del acero en tensión
- s Separación utilizada entre varillas
- n Número de varillas que se anclan

Según el ACI 318-02, se puede considerar este factor como cero ($k_{tr} = 0$) de forma conservadora, con el fin de simplificar los cálculos. Por lo que el *índice de armadura transversal* tomaría un valor de 2,5.

Además, el concreto a utilizar tiene una resistencia a la compresión $f'_c = 210kg/cm^2$; mientras que el acero a utilizar tiene un límite de fluencia $f_y = 2800kg/cm^2$.

Dado lo anterior, se hará un cuadro (164), con la longitud de desarrollo (l_{dt}) para cada varilla (en centímetros).

Cuadro 164: Longitud de desarrollo en tensión

Varilla	l_{dt}
# 2	11,1cm
# 3	16,7cm
# 4	22,3cm
# 5	27,9cm
# 6	33,4cm
# 7	48,8cm
# 8	55,7cm
# 9	62,7cm
# 10	69,7cm
# 11	76,6cm

Varillas en compresión

Las varillas que se encuentran en compresión poseen una longitud de desarrollo definida por la siguiente ecuación:

$$l_{dc} = \frac{0,075 f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b \quad (5)$$

donde:

- d_b Diámetro de la barra
- f_y Capacidad de fluencia del acero
- f'_c Resistencia a la compresión del concreto

Este valor no puede ser menor a ninguno de los dos siguientes valores: $0,003 f_y d_b$ ni $20cm$

Dado que las características de los materiales no se han cambiado, el concreto a utilizar tiene una resistencia a la compresión $f'_c = 210kg/cm^2$; mientras que el acero a utilizar tiene un límite de fluencia $f_y = 2800kg/cm^2$.

Nuevamente, se presentarán en un cuadro (165) los resultados, pero para la longitud de desarrollo en compresión (l_{dc}).

Cuadro 165: Longitud de desarrollo en compresión

Varilla	l_{dt}
# 2	20,0cm
# 3	20,0cm
# 4	20,0cm
# 5	22,6cm
# 6	27,2cm
# 7	31,7cm
# 8	36,2cm
# 9	40,8cm
# 10	45,3cm
# 11	49,8cm

Cuadro 166: Longitud de anclaje

Varilla	l_{ag}	$2,5l_{ag}$	$3,5l_{ag}$
# 2	15,0cm	37,5cm	52,5cm
# 3	15,0cm	37,5cm	52,5cm
# 4	15,1cm	37,7cm	52,8cm
# 5	18,9cm	47,2cm	66,0cm
# 6	22,6cm	56,6cm	79,2cm
# 7	26,4cm	66,0cm	92,5cm
# 8	30,2cm	75,5cm	105,7cm
# 9	34,0cm	84,9cm	118,9cm
# 10	37,7cm	94,3cm	132,1cm
# 11	41,5cm	103,8cm	145,3cm

Debido a que los valores anteriores pertenecen al Código Sísmico, son los que se tendrán en consideración.

Longitudes de anclaje para mayas

A continuación se hará una revisión de las longitudes de desarrollo de mayas en tensión, según el código *ACI 318-02*. Esta se hará para las mayas electrosoldadas con varillas lisas.

La especificación (*ACI 318-02* sec. 12.8) dice que se deben traslapar los dos últimos alambres más $5cm$, cuando se encuentran en los bordes (es decir cuando el anclaje se hace a una viga).

Por otro lado se indica que, cuando son dos mayas consecutivas, se deben traslapar un mínimo de $15cm$ (*ACI 318-02* sec. 12.19).

Longitudes de anclaje según CSCR02

Según la legislación nacional se debe contemplar el máximo valor, para el anclaje de varillas de la # 3 a la # 11, de entre 8 veces su diámetro, $15cm$ o la siguiente ecuación:

$$l_{ag} = \frac{f_y d_b}{16 \sqrt{f'_c}}$$



ESTUDIO DE SUELOS

UNIVERSIDAD DE
COSTA RICA
08-OTS-0208-2054

Proyecto

Construcción de Edificio de tres niveles
para Matemáticas

Ubicación

Sabanilla, San José

Junio, 2008

Edificio para Matemáticas
Junio 2008.



análisis de riesgos de construcción
laboratorio de control de calidad
estudio de suelo y geotecnia
diseño e inspección de obras



Alcance de ISO 9001:2008

9 de Junio, 2008

Señor
Ing. Julio Gutiérrez
Proyecto Construcción de edificio de tres niveles para Matemáticas
UNIVERSIDAD DE COSTA RICA
Oficina

Asunto: Estudio de suelos

Informe número: 08-OTS-0208-2054

Estimado señor:

Sírvase encontrar a continuación los resultados del estudio de suelos solicitado para el proyecto **Construcción de edificio de tres niveles para Matemáticas**, ubicado en el lote de la finca No. 2 de la Ciudad de la Investigación de la Universidad de Costa Rica, en Sabanilla, San José.

Cualquier aclaración o ampliación que se requiera del estudio estamos a la orden.

El abajo firmante se hace responsable de los términos técnicos expresados en el presente Estudio de suelos, en el terreno indicado en el diagrama.

Atentamente

VIETO & ASOCIADOS S.A. CC-00211

Ing. Ezequiel Vieto S. MSc
Presidente IC-0312
Consultor Ambiental No. CI-022-2006-SETENA

EVS/Mvj
cc. Archivo

1. TABLA DE CONTENIDO

	Página	
2.1	Resumen de perforaciones	3
2.2	Conclusiones técnicas	3
3	Introducción	4
3.1	Datos sobre la finca estudiada	4
3.2	Coordinación profesional	6
3.3	Objetivo del estudio	6
3.4	Metodología aplicada	6
3.5	Ensayos	6
4	Trabajo realizado	7
4.1	Sondeos	7
4.2	Condiciones del terreno	8
4.3	Correlación e interacción con datos de geología del terreno	8
5	Resultados geotécnicos obtenidos	9
5.1	Descripción de los estratos y clasificación de los suelos	9
5.2	Resumen de hojas de perforación y fotos	13
6	Evaluación de resultados y conclusiones geotécnicas	21
6.1	Capacidad soportante por perforación	21
7	Recomendaciones	22
7.1	Recomendaciones generales	22
7.2	Recomendaciones para pisos	22
7.3	Tipo de suelo para diseño estructural	22
7.4	Recomendaciones para muros de retención	22
8	Discusión de los grados de incertidumbre y alcance del estudio	23
9	Referencia bibliográficas	23
	Anexo	24

2. RESUMEN DE RESULTADOS

2.1 Resumen de perforaciones

Perforación P-1:

- Profundidad total de perforación: 5.4 m
- Profundidad de nivel freático: Nivel freático hasta 5.4 m no se encontró.
- Coordenadas nacionales: 213,687, Y 531,707, X

Perforación P-2:

- Profundidad total de perforación: 4.8 m
- Profundidad de nivel freático: Nivel freático hasta 4.8 m no se encontró.
- Coordenadas nacionales: 213,663, Y 531,710, X

Perforación P-3:

- Profundidad total de perforación: 5.4 m
- Profundidad de nivel freático: 4.2 m.
- Coordenadas nacionales: 213,673, Y 531,721, X

Perforación P-4:

- Profundidad total de perforación: 5.4 m
- Profundidad de nivel freático: 3 m.
- Coordenadas nacionales: 213,665, Y 531,735, X

2.2 Conclusiones técnicas

En el sitio existe suelo limoso de consistencia suave, por lo que se recomienda cimentar el edificio sobre rellenos de sustitución con las recomendaciones indicadas en este estudio.

Se encontró nivel freático al momento de realizar las perforaciones, sin embargo se aclara que el nivel freático no es una condición constante sino que depende de la estación.

3. INTRODUCCIÓN

3.1 Datos sobre la finca estudiada

La finca estudiada es parte de la Finca No. 2 de la Ciudad de la Investigación de la Universidad de Costa Rica, ubicada en Sabanilla, San José.

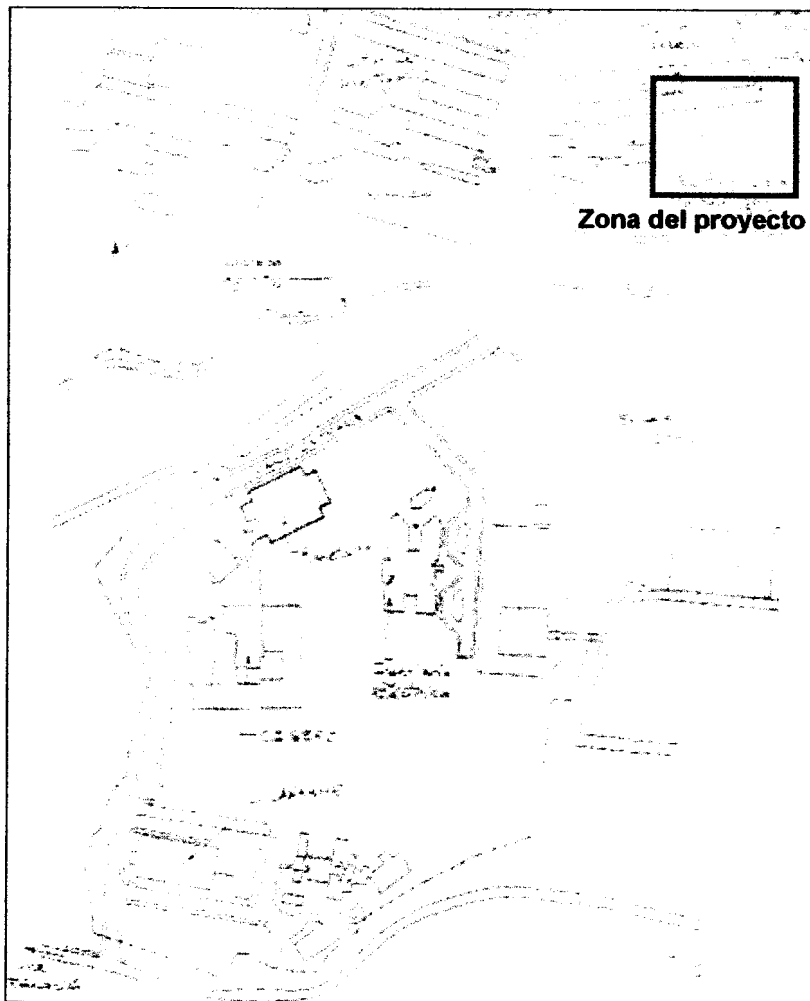


Figura. Diagrama de diseño de zona de estudio.

LOCALIZACION GEOGRAFICA

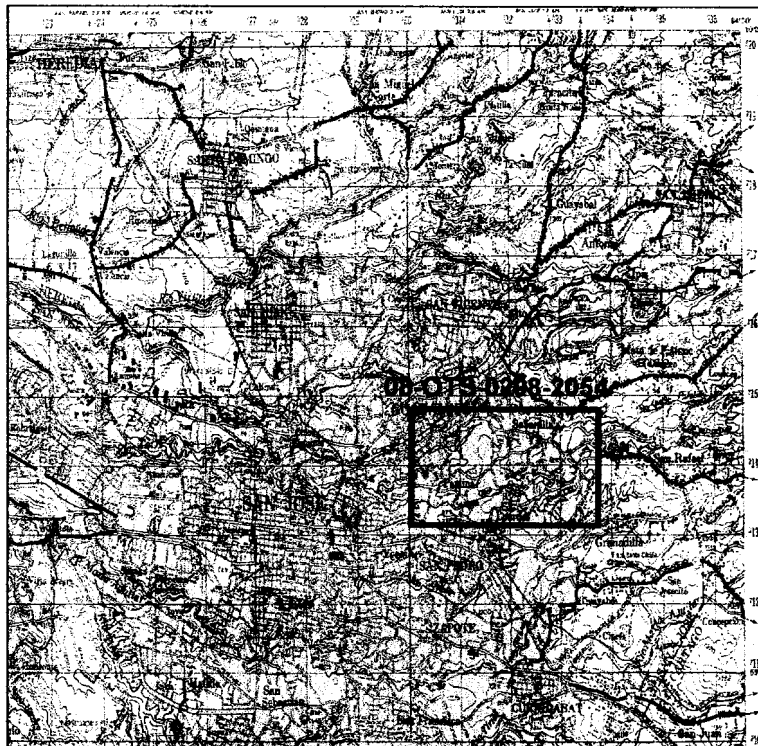


Figura. Mapa geográfico.

4. TRABAJO REALIZADO

4.1 Sondeos

Se realizaron cuatro perforaciones a percusión utilizando muestreador estándar con el objeto de evaluar el suelo existente en el sitio indicado.

Las muestras inalteradas extraídas en el campo fueron llevadas al laboratorio para su análisis.

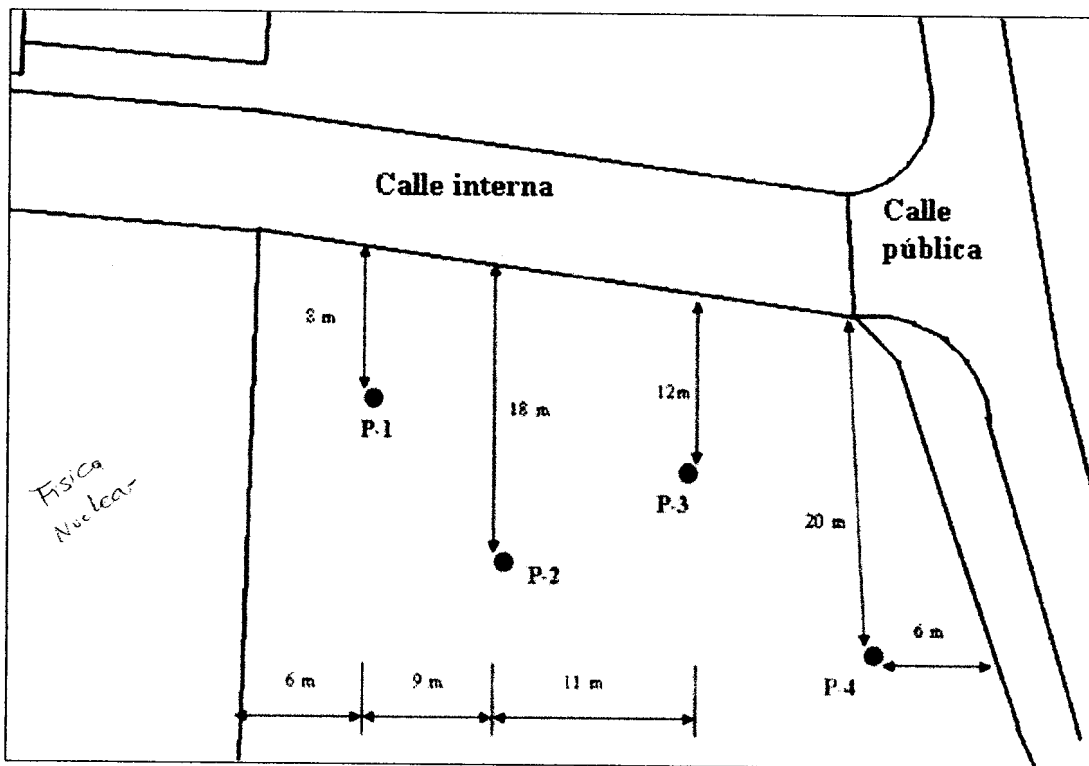


Figura. Diagrama de distribución de las perforaciones.

4.2 Condiciones del terreno

- El terreno analizado presenta una leve pendiente.
- Se encontró nivel freático a 4,20 m y 3,0 m en las perforaciones P-3 y P-4 respectivamente al momento de ejecutar los trabajos en el sitio.

4.3 Correlación e interacción con datos de geología del terreno

- Los suelos encontrados correlacionan bien con la geología típica de la zona.

Perforación P-3:

- 0,00 a 4,20 m** Se encuentra un limo arcilloso de baja compresibilidad de color café (ML); LA-1.
Consistencia medianamente rígida a duro.
Cohesión seca media.
- 4,20 a 5,40 m** Existe un limo arcilloso de baja compresibilidad de color café con cascajo; (ML); LA-2.
Consistencia muy duro.
Cohesión seca media.

Perforación P-4:

- 0,00 a 3,00 m** Existe un limo arcilloso de baja compresibilidad de color café (ML); LA-1.
Consistencia variable de blando a rígida.
Cohesión seca media.
- 3,00 a 5,40 m** Se encuentra un limo arcilloso de baja compresibilidad de color café con cascajo; (ML); LA-2.
Consistencia variable de blando a duro.
Cohesión seca media.

Límite de Atterberg 1

Resultados de ensayos

Método estándar para determinación del límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad en suelos según AASHTO T 89 y T 90, ASTM D-4318, INS L-043

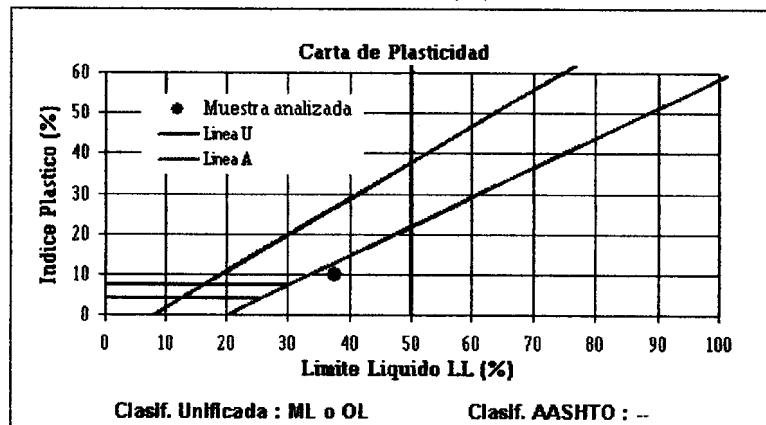
Método A

Condición de muestra: Remoldeada

Muestra extraída de un material de: Limo inorgánico de baja compresibilidad de color café (ML)

Muestra 1

Descripción del material (objeto de ensayo): Limo arcilloso de baja compresibilidad de color café (ML)



Límite de Atterberg	
Límite líquido	38
Límite plástico	28
Índice plástico	10

Límite de Atterberg 2

Resultados de ensayos

Método estándar para determinación del límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad en suelos según AASHTO T 89 y T 90, ASTM D-4318, INS L-043

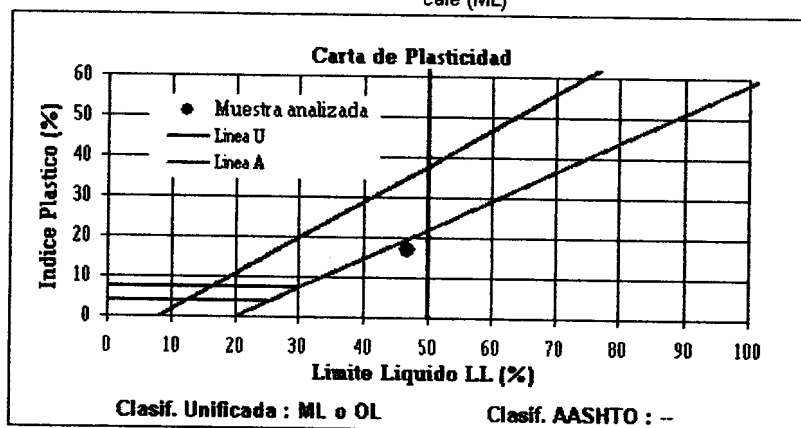
Método A

Condición de muestra: Remoldeada

Muestra extraída de un material de: Limo inorgánico de baja compresibilidad de color café (ML)

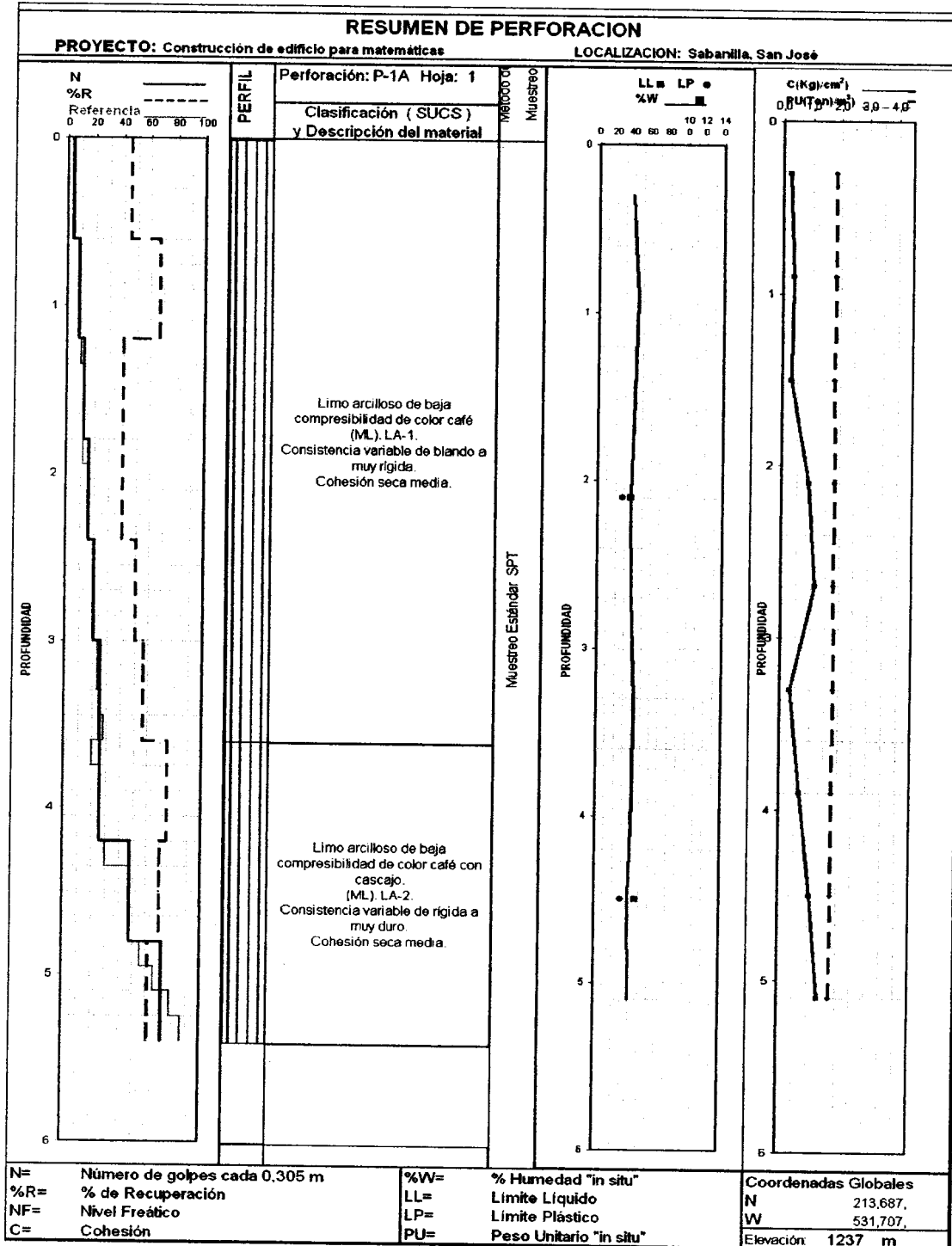
Muestra 2

Descripción del material (objeto de ensayo): Limo arcilloso de baja compresibilidad de color café (ML)



Límite de Atterberg	
Límite líquido	47
Límite plástico	30
Índice plástico	17

5.2 Resumen de hojas de perforación y fotos





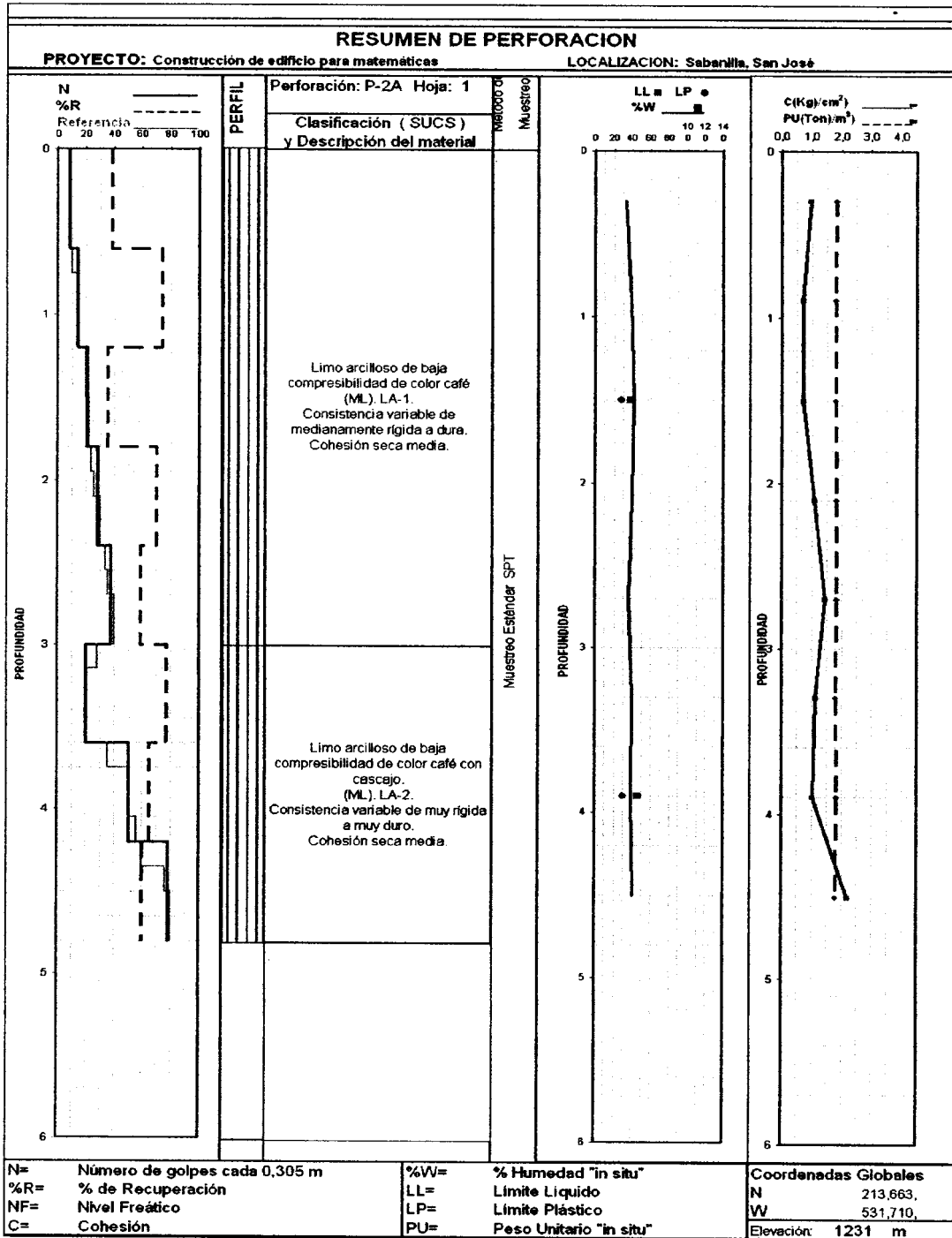
Fotografía 1. Vista de perforación P-1.



análisis de materiales de construcción
laboratorio de control de calidad
estudios de suelo y geotecnia
diseño e inspección de obras

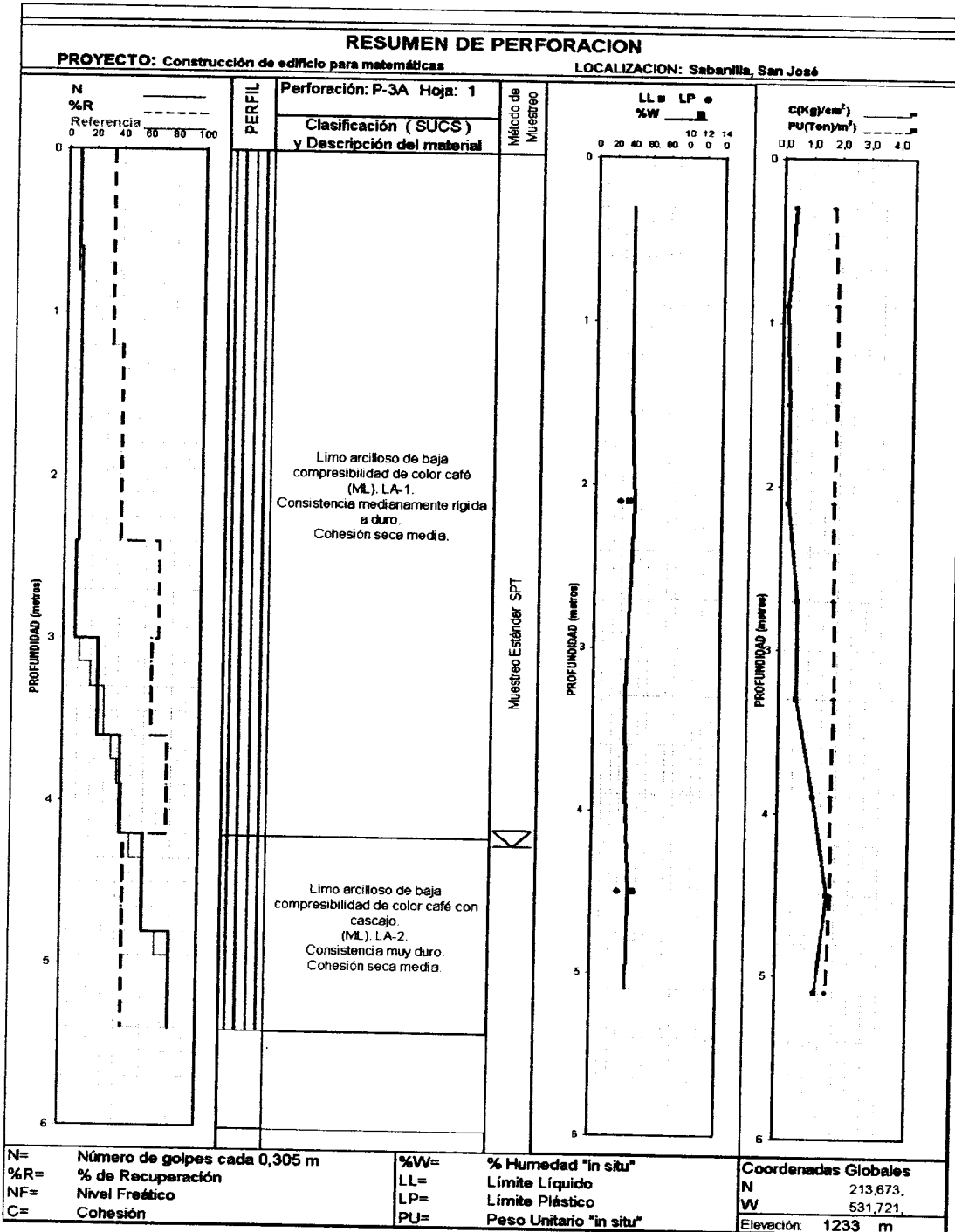


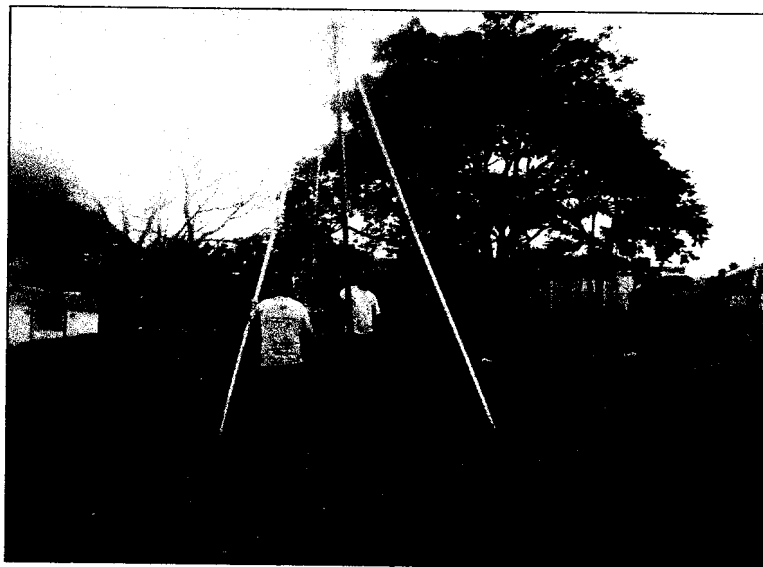
Teléfono: (506) 224-5049



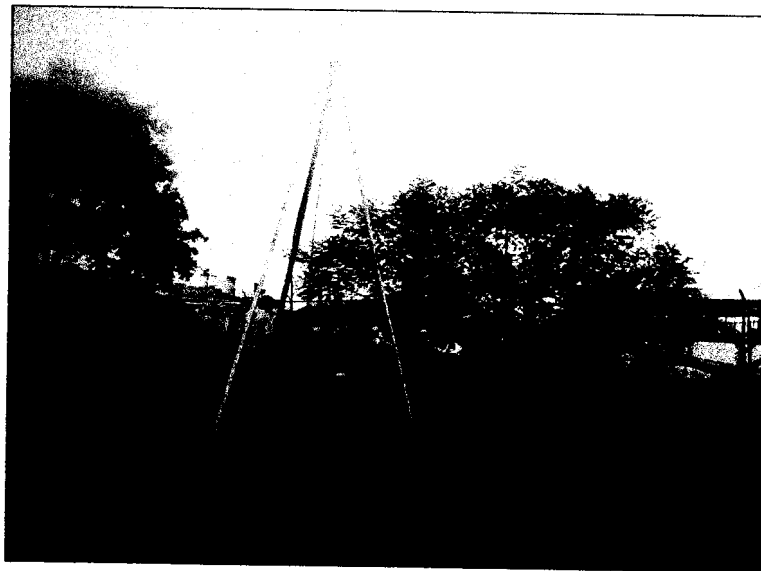


Fotografía 2. Vista de perforación P-2.





Fotografía 3. Vista de perforaci3n P-3.



Fotografía 4. Vista de perforación P-4.

6. EVALUACIÓN DE RESULTADOS Y CONCLUSIONES GEOTÉCNICAS

6.1 Capacidad soportante por perforación

Perforación No	Profundidad desde el nivel actual del terreno (m)	Capacidad soportante (ton/m ²)
P-1	0,00 – 0,60	4*
	0,60 – 1,35	8
	1,35 – 2,00	12
	2,00 – 2,40	15
	2,40 – 4,20	20
	4,20 – 5,40	30
P-2	0,00 – 0,75	6
	0,75 – 1,20	12
	1,20 – 2,40	15
	2,40 – 3,60	20
	3,60 – 4,80	30
P-3	0,00 – 0,75	5
	0,75 – 3,00	8
	3,00 – 3,60	15
	3,60 – 4,20	20
	4,20 – 5,40	30
P-4	0,00 – 0,75	4*
	0,75 – 1,80	8
	1,80 – 3,00	10
	3,00 – 3,60	15
	3,60 – 4,80	20
	4,80 – 5,40	30

* Estrato de suelos blandos no adecuados para cimentar estructuras

7. RECOMENDACIONES

7.1 Recomendaciones generales:

De acuerdo con los resultados obtenidos en este estudio, se recomienda cimentar la edificación a una profundidad de 1,20 m sobre un relleno de sustitución de lastre-cemento en una proporción de un saco por metro cúbico y una densidad del 95 % del próctor modificado hasta una profundidad de 2,40 m en la zona de las perforaciones P-1 y P-2 y de 3,60 en la zona de las perforaciones P-3 y P-4, y utilizar una capacidad soportante de 20 ton/m² con un factor de seguridad de 3.

Alternativamente, se puede cimentar a una profundidad de 1,20 m, sobre un relleno de sustitución de lastre-cemento en una proporción de un saco por metro cúbico y una densidad del 95 % del próctor modificado bajo los cimientos en la zona de las perforaciones P-1 y P-2 hasta una profundidad de 2,00 m y un relleno de sustitución de 3,00 m en la zona de las perforaciones P-3 y P-4 de espesor y utilizar una capacidad soportante de 15 ton/m² con un factor de seguridad de 3.

7.2 Recomendaciones para pisos:

Para pisos se recomienda construir una subbase de 0,40 m de espesor compactada al 95% del próctor modificado.

7.3 Tipo de suelo para diseño estructural:

Para diseño estructural se puede utilizar un tipo de suelo S3.

7.4 Recomendaciones para muros de retención:

Para muros de retención se pueden utilizar los siguientes parámetros promedio del suelo:

- Peso unitario húmedo: 1 850 kg/m³
- Coeficiente de presión pasiva: 1,530
- Coeficiente de presión activa: 0,655

8. DISCUSIÓN DE LOS GRADOS DE INCERTIDUMBRE Y ALCANCE DEL ESTUDIO

De acuerdo con el Código de Cimentaciones de Costa Rica (CCCR), la complejidad geotécnica del proyecto clasifica como baja y por magnitud de obra clasifica como baja, con base en este criterio el CCCR recomienda realizar, al menos, dos (2) perforaciones.

Se han realizado cuatro (4) perforaciones, por lo tanto, los resultados obtenidos y recomendaciones son aplicables para el proyecto.

Los resultados de los ensayos de las perforaciones son puntuales y pueden variar ligeramente en cualquier otro punto, sin embargo no es de esperarse mayores cambios dado que los resultados en las perforaciones son similares.

En cuanto al nivel freático hay que resaltar que no es un dato constante en el tiempo sino que depende de la estación en que este se realice.

9. REFERENCIA BIBLIOGRÁFICAS

- American Society of Testing Material, 2005, Annual Book of ASTM Standard. West Conshokoken, PA, Vol. 04,08
- Asociación costarricense de Geotecnia, 2003, Código de Cimentaciones. Cartago, Editorial Tecnológica de Costa Rica, Vol. 1
- Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos, 2003, Código Sísmico de Costa Rica 2002. Cartago, Editorial Tecnológica de Costa Rica, Vol. 1
- Instituto Geográfico Nacional de Costa Rica, 1989, Abra 1:50 000, 3 ed. San José, Editorial Instituto Nacional de Costa Rica



Análisis de materiales de construcción
laboratorio de control de calidad
estudios de suelo y geotecnia
diseño e inspección de obras



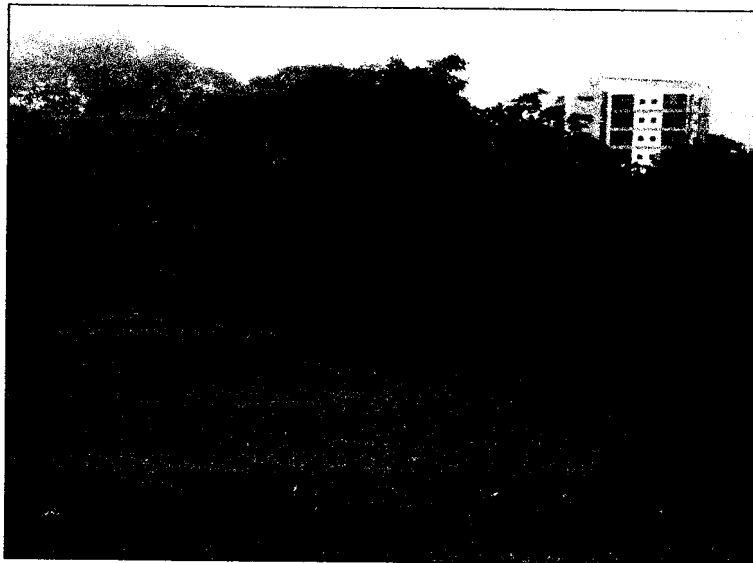
* Alcance: EN ISO 9001, ISO 9001:2005

ANEXO

FOTOGRAFÍAS DEL SITIO



Fotografía A1. Vista del lote del proyecto.



Fotografía A2. Vista del interior del lote del proyecto.

Referencias

- American Concrete Institute. 2002. *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*. Estados Unidos: American Concrete Institute.
- Beer, Fredinand P., and E. Russell Jonhston. 1997. *Mecánica vectorial para ingenieros, Estática*. Quinta. México, DF: Mc Graw Hill.
- Brockenbrough, Roger, and Frederick Merritt. 1997. *Manual de Diseño de Estructuras de Acero, Tomo 2*. Segunda. Pittsburgh, Pennsylvania: Mc Graw hill.
- Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos. 1994. *Código de Cimentaciones*. Costa Rica: Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos.
- . 2002. *Código Sísmico*. Costa Rica: Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos.
- Das, Brajas M. 1999. *Principios de Ingeniería de Cimentaciones*. Cuarta. California State University, Sacramento: International Thomsen Editors.
- McCormac, Jack C. 2005. *Diseño de Concreto Reforzado*. Quinta. Universidad Nacional Autónoma de México, México: Alfaomega.
- Nilson, Arthur H. 1999. *Diseño de Estructuras de Concreto*. Duodécima. Cornell University, EEUU: Mc Graw Hill.
- Tapia, Marco A. 2005. “Mecánica de Suelos 2, apuntes de clase.” Cartago, Escuela de Ingeniería en Construcción, Instituto Tecnológico de Costa Rica.
- Vieto, Ezequiel. 2008, Junio. Estudio de Suelos. Informacin suministrada por OEPI. Sabanilla, Montes Oca.