

**Diagnóstico y  
Propuesta de  
Reforzamiento del Muro  
de Contención de la  
Gradería Oeste del Estadio  
Eladio Rosabal Cordero**



# Abstract

The purpose of this job is to make a research and diagnostic of the west wall of the Eladio Rosabal Cordero Stadium. This structure was built in the year 1949 and had suffered the earth quakes of Limón and Alajuela also it has been to the weather all this years this wall has been worn out and these structure has been closed by the Ministerio de Salud. A taye out of the structure, dimensions, columns, beams, walls was made during this process using computer programs like AutoCAD, Excel, Sap 2000.

At the same time, a research was done with the people and witnesses with the events, changes and rebuilds that has been done in the wall since it was built until nowadays.

# Resumen

El propósito de este tema fue investigar y dar un diagnóstico del muro del costado Oeste del estadio Eladio Rosabal Cordero ya que es una estructura que fue construida en el año 1949 y con el paso del tiempo ha sufrido una serie de eventos como los terremotos de Limón, Alajuela además de los embates del clima, por lo que ha sufrido un desgaste muy severo al punto de que la estructura ha sido clausurada para su utilización por parte del Ministerio de Salud. Se hizo un levantamiento real de los componentes estructurales que conforman el muro como dimensiones y refuerzo de las columnas, vigas, paredes y su entorno, utilizando cintas métricas y otros, además los análisis fueron elaborados con herramientas computacionales como el Autocad, Excel, SAP 2000. Al mismo tiempo se investigó con las diferentes personas que han estado involucradas con los acontecimientos, cambios y remodelaciones que ha sufrido el muro con tal de tener un panorama más amplio desde su misma construcción hasta el estado en que se encuentra al día de hoy

# **Diagnóstico y Propuesta De Mejora Del Muro de Contención de la Gradería Oeste del Estadio Eladio Rosabal Cordero**



JUAN CARLOS VILLALOBOS CORTÉS

Diciembre 2006

GRADO ACADEMICO LICENCIATURA  
INSTITUTO TECNOLÓGICO DE COSTA RICA  
ESCUELA DE INGENIERÍA EN CONSTRUCCIÓN

# Contenido

PREFACIO.....	1
RESUMEN EJECUTIVO.....	2
INTRODUCCIÓN.....	3
METODOLOGÍA.....	4
RESULTADOS.....	7
ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS.....	29
CONCLUSIONES.....	45
RECOMENDACIONES.....	46
APÉNDICES.....	47
ANEXOS.....	48
REFERENCIAS.....	49

# Prefacio

El tema escogido para esta tesis es el análisis y reforzamiento del muro de contención oeste del estadio Eladio Rosabal Cordero. Esto con el propósito de solucionar un problema que está aquejando a una Institución deportiva con grandes. El Ministerio de Salud ha estado insistiendo en la necesidad de resolver el problema que constituye ese muro de contención. Como se ha logrado esa resolución, el Ministerio de Salud clausuró la gradería oeste. El tema lo considero importante para la escuela ya que hay que hacer un diagnóstico y levantamiento de una estructura que ha sido afectada por el paso del tiempo y que fue construida cuando aún no se había redactado el Código Sísmico Anterior (1986) por lo que resultó interesante analizarlo y dar una solución aplicando el Código Sísmico Actual. Agradezco a las personas que ayudaron en forma directa e indirectamente para conseguir información y poder llevar a cabo este trabajo.

En este documento se plantea la solución respaldada por el análisis y suposiciones hechas. La solución propuesta fue la más práctica y económica y puede estar dentro de los medios económicos del Club Deportivo.

# Resumen Ejecutivo

El objetivo de la propuesta de reforzamiento del muro oeste del estadio Eladio Rosabal Cordero nació de la inquietud y los problemas que aquejan a un club deportivo que por las grandes complicaciones económicas que atraviesan no pueden dar solución a una situación que pone en riesgo tanto la integridad de las personas como la del club.

El tema se consideró de provecho para la escuela ya que lo que se busca es dar una solución para preservar una estructura que ha sufrido una serie de embates naturales como terremotos, lluvias, viento, etc. Y que se construyó cuando no existía ningún Código Sísmico como el que existe actualmente.

Lo primero que se realizó fue un levantamiento del muro tal y como existe, el cual incluye dimensiones de los diferentes elementos estructurales como vigas, columnas, tipo de refuerzo que conforman esos elementos. Seguidamente se investigó cuáles y qué tipos de fuerzas afectan al muro. Dentro del proceso de investigación se tuvieron que hacer una serie de suposiciones debido a la escasa información sobre temas como la profundidad de cimentación de las torres de iluminación y las dimensiones de la placa del muro.

Mediante un análisis de volcamiento de ambas estructuras y tomando como base el hecho de que las obras se mantienen estables, se asumió que la sumatoria de las fuerzas que estabilizan y desestabilizan las estructuras son igual a cero. Se creó una tabla en Excel donde la estabilidad estuviera en función de la anchura y profundidad, en el caso de las torres y en función del ancho de la placa, con respecto al muro.

Después de todos los respectivos análisis, los cuales se explican con detalle en la parte de los resultados obtenidos, se llega a la conclusión de que las torres de iluminación y las graderías no ejercen

presión sobre el muro, ya que las áreas de acción de ambas no lo tocan ni afectan. Se llega a la conclusión de que las casetillas de transmisión son las que ejercen presión sobre el muro, especialmente la de mampostería, por lo que se tomó esta situación como la más crítica y con base en ello se propuso o diseñó la propuesta de reforzamiento del muro.

Uno de los puntos importantes de mencionar es que a la propuesta de reforzamiento se le agregó el diseño del muro nuevo para hacer una comparación de los respectivos costos de cada uno y ver cuán rentable y práctico constructivamente es cada uno.

Al final se propone una solución de reforzamiento que es bastante conveniente desde el punto de vista práctico y de tiempo para su construcción.



# Introducción

El anteproyecto que se presentó de este trabajo consiste un diagnóstico del muro tomando en cuenta el Código Sísmico de Costa Rica 2002, corroborando si los diferentes elementos estructurales que conforman el muro como vigas, columnas y paredes cumplen con lo establecido en dicho Código. Uno de los objetivos específicos fue dar un diagnóstico del muro, los cuales que se hizo un levantamiento con las dimensiones reales de los elementos estructurales que conforman el muro, el cual se citaron anteriormente. Una vez realizada la tarea anterior se analizó el entorno del muro el cual involucraba posibles sobrecargas como la de las torres de iluminación, presión del relleno, gradería, casetillas de transmisión y otros. Se estimaron las cargas que están afectando a la estructura y con ello se hizo el diagnóstico del muro y la propuesta de reforzamiento. Se debe indicar que al realizar la investigación y análisis, se descartaron ciertas cargas que se suponían estaban afectando el muro. Con el debido estudio de las áreas de acción que afectan las cargas, se fueron corroborando y descartando varias cargas que se suponía podrían afectar la capacidad del muro. Una vez definidas, se dio la propuesta de reforzamiento del muro. Otro de los objetivos específicos que se indicaron en el anteproyecto fue dar una solución de reforzamiento del muro tomando la afectación de nuevas cargas. La explicación de este objetivo es básicamente la posible ampliación de la gradería, asunto que se descartó ya que según averiguaciones que se hicieron en la Municipalidad de Heredia, no estarían de acuerdo con ello porque implicarían utilizar parte de la vía pública y según el artículo 28 de La Ley General de Caminos Públicos indica **“Queda terminantemente prohibido al MOPT y a las municipalidades otorgar permisos o derechos de ocupación,**

**disfrute, uso o simple posesión del derecho de vía de los caminos públicos.....”** por lo que esta propuesta fue descartada, además de que el Club no tiene los medios económicos para realizar una inversión como la que se tenía en mente en el anteproyecto.

Por eso al final se propone una solución de reforzamiento que es bastante llamativa desde el punto de vista práctico y de tiempo para su construcción comparándola con una solución como el diseño y construcción del muro si se construyera de nuevo.

# Metodología

La forma en que se procedió con la recolección de la información fue hacer un levantamiento del muro con dimensiones reales como la altura, dimensiones de las columnas, vigas y posible cimentación. Se ubicaron las casetillas de información, las torres y las distancias entre las mismas, también un perfil o corte transversal con las medidas reales de cada una de los escalones de las graderías y los retiros que tienen con el límite de propiedad así también como con las torres. Con toda esta información inicial, se hizo con ayuda del Autocad un dibujo en planta, vista frontal y transversal de esta parte del estadio. Con todos estos datos se procedió a investigar si la tierra que hace presión sobre el muro era relleno o era suelo natural. Observando la topografía de los alrededores del estadio se deduce que es un relleno, ya que los niveles de las calles y propiedades aledañas están por debajo del nivel más alto del muro (nivel del terreno). Se consideraron también las versiones de personas que son oriundas de la zona, más la versión de directivos que tienen mucho tiempo de estar vinculados con el Club. Ellos mencionan que el terreno es un relleno ya que se realizó para sustentar las bases de las graderías. Con este dato ya se tenía definido qué tipo de terreno estaba haciendo presión sobre el muro y el tipo de suelo en el que estaban cimentadas las torres y las graderías. Una vez definida la situación del levantamiento del muro se dio a la tarea de ver qué tipo de refuerzo tienen los elementos estructurales, picando los elementos y otros métodos más para examinar si el refuerzo es apto para soportar las cargas que están siendo aplicadas sobre el muro con base en las disposiciones mínimas que establece el Código Sísmico de Costa Rica (CSCR 2002). Dentro del análisis que se hizo sobre las cargas, se empezó a calificarlas de la siguiente manera: Las posibles cargas ejercidas por la gradería, las torres de iluminación, las casetillas de transmisión y el empuje de la tierra el cual ya teníamos

definido que era un relleno. Con respecto a las cargas que ejercía las graderías se hicieron inspecciones para ver qué tipo de cimentación tenían y dentro de lo que se encontró y examinó, se observó que el área de acción de los cimientos no afectaba el muro, por lo que se descartó que las graderías le aplicaran carga al muro. Con respecto a las torres de iluminación se empezó por medir la altura de la torre. Dentro de las inspecciones que se realizaron era muy difícil ver qué tipo de cimentación tenía la torre, además de que se consultó a varias personas y a la Empresa de Servicios Públicos de Heredia (ESPH) y no dieron datos valiosos que me indicara lo que se estaba buscando, excepto, que el Ministerio de Salud había recomendado al Club, que tenía que habilitar una salida de emergencia por el lado Oeste del estadio, justo donde está ubicado el muro. El Club tuvo que hacer esfuerzos económicos para realizar esta salida ya que de lo contrario no habilitarían esa gradería por lo que tuvieron que botar y hacer nueva una parte del muro. Se procedió a contactar a las personas que estuvieron a cargo de botar y construir esa parte. Se pudo contactar al Maestro de obras que estuvo al mando de la construcción, llamado Benedicto Sánchez el cual me suministró un dato muy importante que fue que la cimentación de la torre empezaba a la mitad de la altura del muro o sea a 1.42 m abajo del nivel de la tierra, pero que no sabía qué tamaño ni espesor tenía.

Con este dato más la altura y tipo de material de la torre se empezó a estimar el ancho y profundidad de la placa tomando en cuenta que las graderías y el muro ya marcaban un espacio determinado y las torres las colocaron posteriormente.

El análisis que se realizó fue el siguiente: haciendo un análisis de volcamiento de la torre tenemos las fuerzas que producen momentos desestabilizadores y las fuerzas que producen los momentos estabilizadores. El peso de la torre multiplicado por un coeficiente sísmico da la fuerza de sismo

que produce el momento desestabilizador. Se debe indicar que para obtener el coeficiente sísmico de la torre, se tuvo que obtener el periodo de oscilación de la torre a partir de un modelo en el SAP2000 para lo cual seccionamos la torre en 28 partes y le suministramos al programa la inercia, área y masa de las 28 piezas y el programa calculó el respectivo tiempo de oscilación de la torre. Con todos estos datos se procedió a crear una tabla en Excel la cual equilibrara los momentos desestabilizadores con los estabilizadores en función de la profundidad y el ancho de la placa a partir de 1.42 m abajo del nivel de tierra y del dato de que el espacio entre el muro y las graderías estaba establecido desde antes de la colocación de las torres de iluminación. Se debe indicar que en el estudio que se le hizo a la torre, se asumió que dicha estructura apenas se mantiene en equilibrio por lo que se tomó que la suma de los momentos debe ser igual a cero. No se están tomando factores de seguridad ya que no se está diseñando la estructura. Al final, con el análisis hecho, se llegó a la conclusión de que el área de influencia de la placa de la torre no afecta el muro. (Ver resultados)

Con respecto a la tierra se puntualizó que es un relleno por lo que se propusieron los siguientes datos: peso específico del suelo:  $1700 \text{ kg/m}^3$ , suelo S3, ángulo de fricción del suelo igual a  $20^\circ$ , esto, para obtener las cargas de empuje y sismo. Los datos fueron definidos junto con el asesoramiento del profesor guía.

Para las casetillas de transmisión se obtuvieron dos pesos, una para la casetilla de mampostería y otro para la casetilla compuesta por diferentes calibres de RT. Posteriormente se multiplicaron por el coeficiente de empuje activo el cual sería la carga que se está aplicando al muro. Estas cargas fueron agregadas a las cargas ya existentes ejercidas por el relleno.

Ya teniendo definidas qué tipos de cargas actúan sobre el muro y cuáles no, se empezó a estudiar el comportamiento del muro. Se tenía altura, tipo de materiales, espesores, pero faltaba un dato muy importante que es el ancho de la placa del muro. Según conversaciones con el señor Benedicto Sánchez, cuando se derribó parte del muro para la construcción de la salida de emergencia, se encontró aparentemente una placa de 40 cm, este ancho de placa no se ajustaba con el entorno, porque si se hace el análisis de

volcamiento del muro, con ese ancho de placa, el mismo podría estar en suelo. Además de que según versiones de las personas que han sido directivos y de los vecinos, el muro nunca se ha derrumbado pero sí hubo indicios de una deformación importante en la parte de la casetillas de transmisión, por el cual se tuvo que construir una nueva. Sustentando la versión de que el muro no se había derrumbado, se desechó la versión del ancho de placa de 40 cm y se hizo una tabla en Excel donde se equilibran los momentos desestabilizadores con los estabilizadores en función del ancho de la placa.

Ya definidos estos parámetros se entro en los estudios correspondientes, definiendo los modelos para la pared, columna, y viga. Se analizó cómo las fuerzas afectan a estos modelos estableciendo los gráficos de momento y cortante para cada uno de los casos. Los modelos fueron analizados con las diferentes combinaciones en que las cargas afectan al muro. Se encontró que hay partes del muro que solo son afectados por el empuje de la tierra y los casos en que las casetillas de transmisión más empuje de la tierra hacen efecto sobre el muro. Con las condiciones antes mencionadas se verificó si el acero de refuerzo era el apto para soportar las condiciones antes planteadas. Basándose en los requerimientos exigidos por el Código Sísmico de Costa Rica (CSCR) se comprobó que en ninguno de los casos cumplían. (Ver resultados)

Teniendo este análisis se consideró que la situación más crítica es la parte en que se encuentra la Casetilla de Transmisión de mampostería y casualmente es el sitio donde se había reconstruido el muro. Por lo que con base en esta situación se procedió a plantear la solución de reforzamiento general del muro comparándolo con el diseño del muro si este se construyera nuevo, con las respectivas medidas del caso.

A continuación se presentarán los pasos o resumen que se siguió para la realización de este proyecto los cuales se describen y se repasan a continuación:

1. Recolectar información para hacer el levantamiento del dibujo del muro con datos como altura,

- dimensiones de vigas, columnas, etc.
2. Analizar si el terreno que ejerce presión sobre el muro es relleno o es terreno natural para definir el peso específico del mismo.
  3. Verificar qué tipo de refuerzo tienen los elementos estructurales que conforman el muro y verificar si cumplen con lo mínimo establecido con base en la fuerza de empuje, sismo y modelos previamente establecidos para cada uno de los elementos.
  4. Analizar qué tipo de fuerzas existentes (sobrecarga) ejercen presión sobre el muro como las graderías, torres de iluminación y casetillas de transmisión.
  5. Estimar la placa de fundación del muro.
  6. Teniendo definida la sobrecarga aplicada en el muro y el ancho de placa, proponer la solución de reforzamiento comparándola con un diseño del muro si se construyera nuevo.

# Resultados

Los datos iniciales son producto de las primeras inspecciones que se realizaron y se obtuvieron los siguientes datos:

CUADRO 1. CARACTERÍSTICAS DEL MURO	
Característica	Unidad (m)
Altura libre	3.20
Largo	105.6
Distancia entre columnas	2.60

CUADRO 2. REFUERZO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DEL MURO			
Elemento	Sección (m)	Refuerzo	
		Longitudinal	Aros(cm)
Viga	30 x 30	4#3	#2@24
Columna	30 x 30	4#3	#2@24

CUADRO 3. REFUERZO DE LA PARED			
Longitud de Pared (m)	Refuerzo Horizontal	Altura muro (m)	Refuerzo Vertical
2.60	1#3@3 hiladas	3.20	1#3@80 cm

CUADRO 4. RETIROS DE LAS TORRES Y GRADERÍA CON RESPECTO AL MURO.	
Elemento	Unidad (m)
Torre	1.20
Gradería	2.50

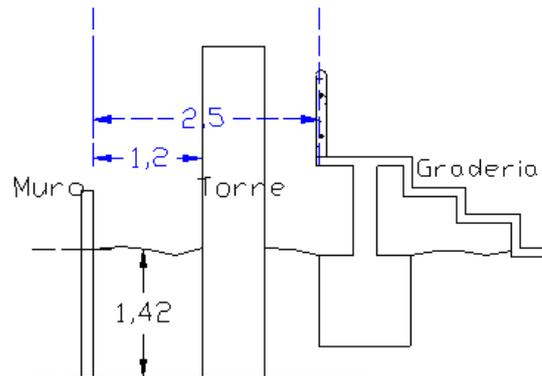


Figura 1. Retiros de la torre y la gradería con respecto al muro

Se hizo el estudio de las fuerzas que actúan sobre el muro. Con los siguientes datos se sacaron las fuerzas de empuje y sismo producido por el terreno.

CUADRO 5. DATOS GENERALES DEL MURO PARA EL ANÁLISIS DE LAS FUERZAS DE EMPUJE Y SISMO		
Característica	Dato	
Altura libre	3.20 m	
Peso Volumétrico suelo ( $\mu$ )	1700 Kg/m <sup>3</sup>	
Lugar	Heredia	
Suelo	S3	
aef	0.36	
Ángulo de fricción del suelo ( $\phi$ )	20°	
Coefficiente de Empuje activo	0.49	
Resultante de Empuje Activo (Ea)	4267.48 Kg/m	
Empuje Activo (Ea)	2667.18 Kg/m <sup>2</sup>	
Resultante de Empuje Sísmico (Es)	2350 Kg/m	
Resultante de	P1	P2

Empuje Sísmico kg/m <sup>2</sup>	293.76 kg/m <sup>2</sup>	1175 kg/m <sup>2</sup>
-------------------------------------	-----------------------------	---------------------------

Con los datos del cuadro 5, se calcularon las primeras cargas de empuje y de sismo aplicadas al muro. Posteriormente se definieron los tres modelos de análisis, uno para la pared el cual se observa en el Figura 1.

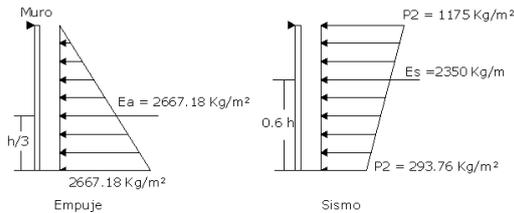


Figura 2. Modelo de la Pared.

Las fórmulas utilizadas para obtener estas fuerzas son las siguientes:

Resultante de Empuje Activo.

$$Ea = \frac{1}{2} \mu h^2 Ka.$$

Resultante de Empuje Sísmico.

$$Es = \frac{3}{8} \mu h^2 aef.$$

Presiones por efectos de sismo.

$$P1 = \frac{3}{20} \mu h aef.$$

$$P2 = \frac{3}{5} \mu h aef.$$

Donde:

$\mu$  = Peso Volumétrico del terreno.

$Ka$  = Coeficiente de empuje activo.

$h$  = Altura libre del muro.

$P1$  y  $P2$  = Presiones por efectos del sismo.

El siguiente modelo es para la columna, presentado en la Figura 2.

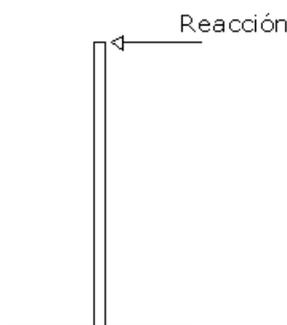


Figura 3. Modelo de la columna  
La reacción de la columna que se indica en la anterior figura proviene de multiplicar la reacción generada por el modelo de la pared por el ancho tributario de la columna.

Y la Figura 3 representa el modelo de la viga.

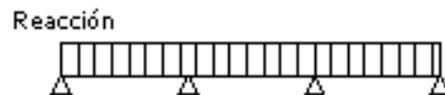


Figura 4. Modelo de la Viga.

Una vez definidos los modelos y las cargas de empuje y sismo ejercidas por la tierra, se procedió a investigar un dato muy importante que hacía falta: la dimensión o ancho de la placa de fundación. Los cuadros 6 y 7 presentan el equilibrio entre los momentos que desestabilizan y estabilizan el muro en función del ancho de la placa.

CUADRO 6. MOMENTOS DESESTABILIZADORES DEL MURO			
Tipo de Fuerza	Fuerza (Kg)	Distancia (m)	Momento (Kg-m)
Empuje	4267,48	2,067	8820,88
Sismo	2350	2.92	6862,00
TOTAL			15,682.88

Ver figura 5

CUADRO 7. MOMENTOS ESTABILIZADORES DEL MURO			
Tipo de Fuerza	Fuerza (Kg)	Distancia (m)	Momento (Kg-m)
Peso del Suelo	13423,2	1.06	14228.59
Peso de Pared	600	0.06	36
Peso de Placa	1353,6	1.06	1434.82
			15,699.41

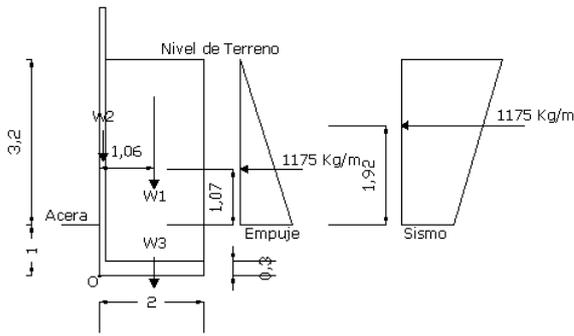


Figura 5. Fuerzas con las cuales se estimó el ancho de placa y se hicieron los cuadros 6 y 7.

Con la dimensión de 2 metros de ancho, se corroboró que es la mínima que tiene que tener la placa para que el muro se mantenga estable, con base en el análisis de volcamiento. La profundidad de 1 metro sobre el nivel de acera y el espesor de placa de 30 cm son datos que se supusieron y se tomaron como mínimos.

Ahora bien, para las torres se planteó la misma situación ya que no se sabía ni el ancho ni la profundidad de la placa. Lo primero que se realizó fue hacer un levantamiento de los tipos de materiales y secciones que componen la torre. La base de la torre a la hora que se construyó, la colaron en 13 secciones de 0.87 metros de altura y en forma de estrella tal y como se muestra en la siguiente figura 5.

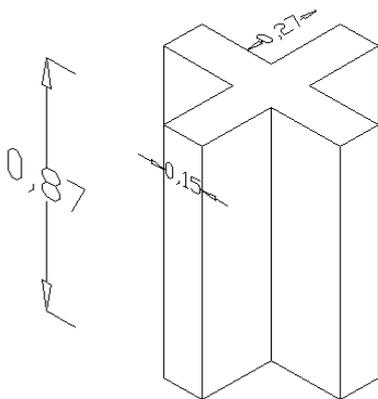


Figura 6. Sección de las 13 piezas que conforman la base de la torre hasta llegar a una altura de 11.31 metros

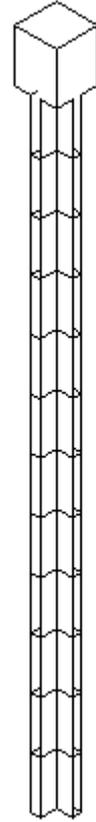


Figura 7. Se muestran todas las piezas juntas, al final termina con una pieza de 0.69 m x 0.69 m de arista y 0.87 m de altura.

La otra parte de la torre está compuesta por un poste de alumbrado publico con un diámetro externo en la base de 32.5 cm y un diámetro interno de 20.30 cm y en la cúspide termina con un diámetro de 13 cm sólido en los últimos 80 cm.



Figura 8. Muestra la última parte de la torre, la cual es un poste de alumbrado público.

A continuación se presenta la torre compuesta por ambas figuras. 7 y 8



Figura 9. Se representa la torre de iluminación, completando una altura de 23.94 metros.



Figura 10 Foto de las secciones compuestas por las figuras 7 y 8



Figura 11 Foto general de la Torre.

Una vez que se tuvo el levantamiento de las características de la torre, se procedió a determinar el centro de masa. Los datos se presentan en el siguiente cuadro.

<b>CUADRO 7. TORRE DE ILUMINACIÓN</b>			
Elemento	Peso (Kg)	Altura (h)	P x A (Kg * m)
1	385.24	0.44	169.506
2	385.24	1.31	504.664
3	385.24	2.18	839.823
4	385.24	3.05	1174.982
5	385.24	3.92	1510.141
6	385.24	4.79	1845.300
7	385.24	5.66	2180.458
8	385.24	6.53	2515.617
9	385.24	7.40	2850.776
10	385.24	8.27	3185.935
11	385.24	9.14	3521.094
12	385.24	10.01	3856.252
13	571.32	10.69	6107.411
14 Torre	997.68	17.44	14877.192
15 Lámparas	410	23.94	9815.400
Total Peso	6601.88	Total A*P	57476.89

<b>CUADRO 8. DATOS PARA OBTENER EL COEFICIENTE SÍSMICO DE LA TORRE</b>	
Característica	Dato
Tipo de Suelo	S3
Zona	III
Factor de Importancia	1.5 tabla 4.1 CSCR
Factor de Sobre Resistencia (SR)	1.2 Estructura tipo Voladizo
Ductilidad Global Asignada	1.0
Factor Espectral Dinámico FED	2.5
Csismico	1.125

Para poder obtener el FED se tuvo que investigar el tiempo de oscilación de la estructura (T), el cual se obtuvo con la ayuda del SAP2000. Se dividió la estructura en 28 partes como se presenta en la siguiente Figura 9.

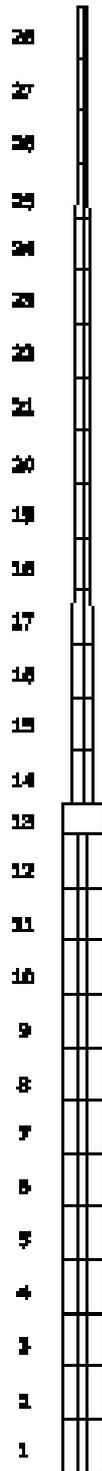
Con estos datos se sacó el centro de masa:

$$\bar{y} = \frac{57476.89}{6601.88} = 8.71 \text{ m}$$

Teniendo la distancia a la que está ubicada el centro de masa ya se puede obtener la fuerza de sismo.

Fuerza de Sismo= C sísmico x Peso

Para calcular la fuerza de sismo se emplearon los siguientes datos:



<b>CUADRO 9. ÁREA, INERCIA, PESO Y MASA DE LOS TRAMOS 1-13</b>				
Número	Área (m <sup>2</sup> )	Inercia (m <sup>4</sup> )	Peso (Kg)	Masa
1	0.1845	0.004258	385.24	39.27
2	0.1845	0.004258	385.24	39.27
3	0.1845	0.004258	385.24	39.27
4	0.1845	0.004258	385.24	39.27
5	0.1845	0.004258	385.24	39.27
6	0.1845	0.004258	385.24	39.27
7	0.1845	0.004258	385.24	39.27
8	0.1845	0.004258	385.24	39.27
9	0.1845	0.004258	385.24	39.27
10	0.1845	0.004258	385.24	39.27
11	0.1845	0.004258	385.24	39.27
12	0.1845	0.004258	385.24	39.27
13	0.1845	0.004258	385.24	39.27

<b>CUADRO 10. ÁREA, INERCIA, PESO Y MASA DE LOS TRAMOS 14-28</b>				
Número	Área (m <sup>2</sup> )	Inercia (m <sup>4</sup> )	Peso (Kg)	Masa
14	0.0493	0.0004317	102.96	10.50
15	0.0468	0.0003712	97.92	9.98
16	0.0443	0.0003172	92.64	9.44
17	0.0418	0.0002685	87.36	8.91
18	0.0393	0.0002254	82.08	8.37
19	0.0368	0.0001871	77.04	7.85
20	0.0343	0.0001537	71.76	7.31
21	0.0318	0.0001245	66.48	6.78
22	0.0293	0.0000995	61.20	6.24
23	0.0268	0.0000781	56.16	5.72
24	0.0243	0.0000603	50.88	5.19
25	0.0218	0.0000455	45.60	4.65
26	0.0193	0.0000335	40.32	4.11
27	0.0168	0.0000240	35.04	3.57
28	0.0145	0.0000168	440.24	44.88

Figura 12. Número de divisiones en que se fraccionó la torre para obtener el periodo aplicando el SAP2000.

En los siguientes cuadros se presentan los datos que se le suministraron al SAP2000.

Con estos datos suministrados al SAP 2000 resultó un periodo de  $T=0.38$  y este dato se ubicó en la Figura 5.7 del capítulo 5 del Código Sísmico de Costa Rica (CSCR) para sitios Tipo S3 en Zona III Y se obtuvo el  $FED = 2.5$  con una ductilidad = 1

Con estos datos se alcanzó un Coeficiente Sísmico de 1.125 y se multiplicó por el total del peso de la torre (Cuadro 7)  $WT = 6601.88$  Kg por lo que se pudo obtener el Momento desestabilizador de la torre, multiplicando la distancia del centro de masa de la torre = 8.71 metros más 1.42 m de profundidad a la que empieza la placa más la profundidad de la misma, la cual era

una de las variables, y se procedió a poner la profundidad y el ancho de la placa en función de la igualdad de los momentos. Teniendo en cuenta que el área donde está ubicada la torre está establecida por el muro y la gradería desde antes de su construcción.

<b>CUADRO 12. MOMENTO DESESTABILIZADOR DE LA TORRE</b>			
Tipo de Fuerza	Fuerza (Kg)	Distancia (m)	Momento (Kg-m)
Sismo	7427,12	11,83	87.862,83
<b>TOTAL</b>			<b>87.862,83</b>

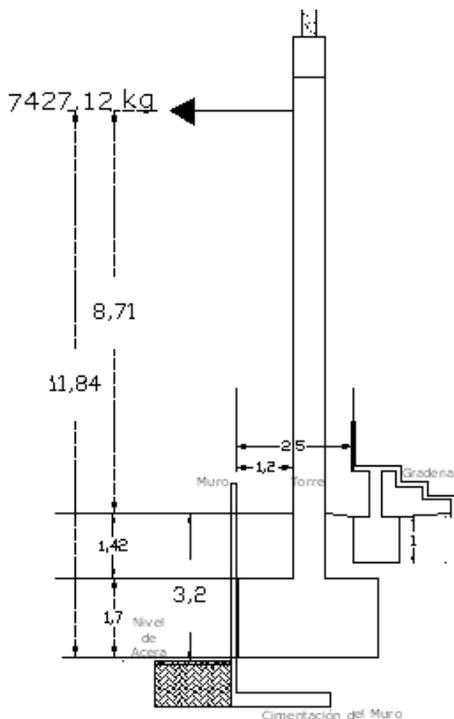


Figura 13. Gráfico que muestra el momento desestabilizador producida por la fuerza de sismo.

<b>CUADRO 13. MOMENTOS ESTABILIZADORES DE LA TORRE</b>			
Tipo de Fuerza	Fuerza (Kg)	Distancia (m)	Momento (Kg-m)
Peso de la Torre (W3)	6601,89	1,4875	9.820,31
Peso de Suelo (W1)	8205,04	0,57125	4.687,13
Peso de Tierra (W2)	8205,04	2,40375	19.722,85
Peso de la Placa (W4)	36110,55	1,4875	5.3714,44
<b>TOTAL</b>			<b>87.944,73</b>

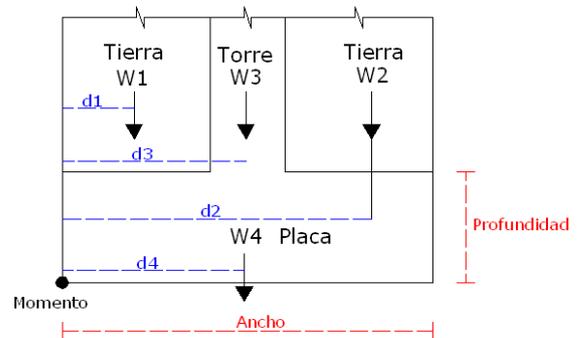


Figura 14. Gráfico que muestra las fuerzas que interactúan por parte de la tierra, torre y placa.

Hay que indicar que la profundidad de la torre se estimó a partir de 1.42 m con respecto al nivel del terreno.

Para que se cumpliera la igualdad entre los momentos indicados en los cuadros 12 y 13 se obtuvo un ancho de placa de 3 m y una profundidad de 1.70 m, dimensiones que coinciden con el espacio determinado por el muro y las graderías.

Con estos datos se llegó a la conclusión de que la torre no le aplica carga al muro ya que la profundidad de 1.7m más los 1.42 m de la parte superior de la placa, suman 3.12 m la cual es la misma altura de 3.20 m que tiene el muro de altura con respecto a la acera. Y si tomamos el ángulo acción de la placa, 1 horizontal y 2 vertical se considera que no entra en contacto con la parte del muro que está en voladizo, como se aprecia en la figura 12

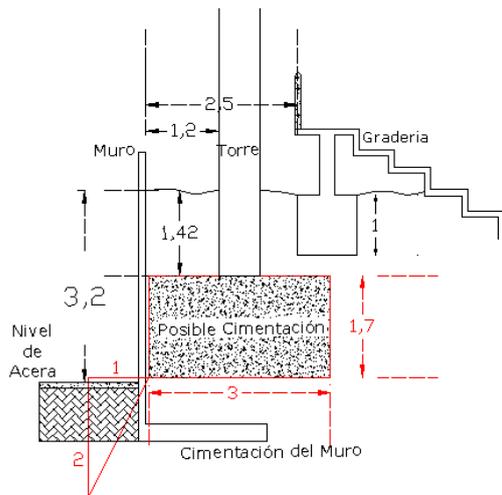


Figura 15. Representación gráfica de la posible cimentación del muro, con base en los datos de las tablas de los cuadros 12 y 13.

En lo que respecta a la cimentación de la gradería, se hizo igual que en los casos anteriores un levantamiento con las dimensiones:

<b>CUADRO 14. DIMENSIONES DE LA PLACA DE FUNDACIÓN DE LAS GRADERÍAS.</b>	
Característica	Medida ( m )
Largo	1.00
Ancho	1.00
Profundidad	1.00
Retiro al Muro	2.50

Con las dimensiones antes mencionadas y con el respectivo retiro, se aplicó un ángulo de acción de la placa en 2 vertical y 1 horizontal y se consideró que no afecta el muro en voladizo. Ver figura 13.

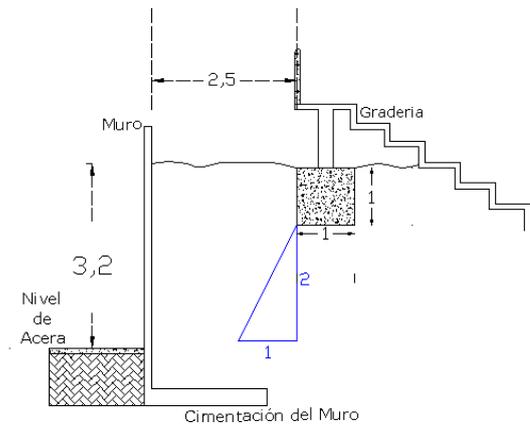


Figura 16. Representación grafica de cómo la cimentación de la gradería actúa con respecto al muro.

En lo que respecta a la influencia de las casetillas de transmisión sobre el muro según el levantamiento, se dividió en dos partes. La que está conformada por una estructura en Mampostería y la otra que está conformada de Perfiles Laminados en Frío. La profundidad de las cimentaciones de estas estructuras se desconoce y ninguna de las personas consultadas sabe algo al respecto. Por lo que se procedió de la siguiente manera. Al estar las estructuras a tan solo 40 centímetros del borde del muro se determinó que estaban aplicando carga al muro. Se obtuvieron los siguientes datos, ver cuadro 15 y 16.

<b>CUADRO 15. PESO DE LA CASETILLA DE MAMPOSTERÍA.</b>	
Elemento	Peso (Kg)
Losa	14.346
Pilares de Mampostería	6.671
Paredes de la Casetilla	9453
Techo	164
Total	30.634

**CUADRO 16. PESO DE LA CASETILLA DE RT.**

Elemento	Peso (Kg)
Peso de la estructura de Perling	815.26
Paredes	663.08
Techo	165
<b>Total</b>	<b>1642.74</b>

Ambos pesos se dividieron entre el área en que se aplican y después se multiplican por el Coeficiente de Empuje Activo ( $K_a$ ) para conocer cuánta es la carga que aplican estas estructuras al muro, además de las fuerzas de empuje y sismo del terreno. Ver cuadro 17 y 18.

**CUADRO 17. PESOS DE LAS ESTRUCTURAS ENTRE EL ÁREA DEL SUELO QUE ESTÁN SOPORTADAS**

Estructura	Peso Estructura (kg)	Área (m <sup>2</sup> )	Peso por unidad de Área (kg/m <sup>2</sup> )
Caseta Mampostería	30.634	15	2.049
Caseta RT	1.642.7	15	109.9

**CUADRO 18. CARGAS APLICADAS AL MURO POR PARTE DE LAS CASETILLAS DE TRANSMISIÓN.**

Estructura	Peso por unidad de Área (kg/m <sup>2</sup> )	Coefficiente de empuje activo.	Carga sobre el muro por una franja de 1 metro (Kg/m)
Caseta Mampostería	2.049	0.49	1004.5
Caseta RT	109.9	0.49	53.86

Con estos datos se genera el siguiente diagrama de fuerzas sobre el muro. El cual incluye la carga de empuje de sismo, la carga permanente para el área de las casetillas de mampostería y perling.

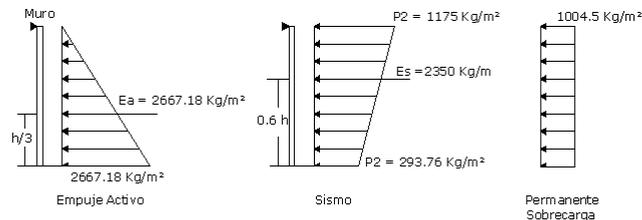


Figura 17. Representación de las fuerzas generadas en la zona de la casetilla de mampostería.

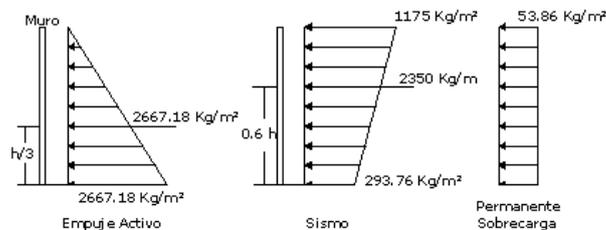


Figura 18. Representación de las fuerzas generadas en la zona de la casetilla de Perling.

Con esto tenemos 3 casos definidos en que el muro es afectado, los mencionados anteriormente y el caso en que no es afectado por ninguna carga permanente que se presentó en la figura 1, que hace mención únicamente al empuje y el sismo.

Ahora teniendo las cargas definidas se trabajó con los tres modelos propuestos para verificar si las secciones y acero de refuerzo cumplen para las cargas a que están siendo sometidas, dejando en claro, como se indicó anteriormente, que las torres de iluminación y las graderías no ejercen carga sobre el muro.



Figura 19. En esta foto se presentan los tres casos en análisis, las casetillas de transmisión de mampostería y perling ubicadas en el centro y la presión del terreno en el resto del muro, descartando la aplicación de carga por parte de las torres y las graderías como se comprobó anteriormente.

## Análisis del Muro Existente.

El siguiente paso fue determinar los momentos y cortantes generados en los Tres casos definidos anteriormente sobre cada uno de los modelos indicados al principio que eran para la pared, columna y viga. A continuación se presentan los datos para el primer caso con respecto al empuje de la tierra más el sismo. Ver cuadro 19.

<b>CUADRO 19. MOMENTOS Y CORTANTES GENERADOS POR EL EMPUJE Y SISMO.</b>		
Modelo	Cortante (kg)	Momento (kg-m)
Pared	4.636	2.723,2
Columna	5.152	16.486
Viga	2.962,3	1.339,5

Ahora se presenta el segundo caso que es la fuerza de empuje, sismo más la fuerza generada por la casetilla de transmisión de Perling. Ver cuadro 20.

## **CUADRO 20. MOMENTOS Y CORTANTES GENERADOS POR EL EMPUJE, SISMO MÁS LA CARGA DE LA CASETILLA DE PERLING.**

Modelo	Cortante (kg)	Momento (kg-m)
Pared	4.744	2.792,4
Columna	5.321	17.027
Viga	3.059,5	1.383,4

Y por último se presenta el tercer caso que es el empuje, sismo más la carga que aplica la casetilla de mampostería. Ver cuadro 2

## **CUADRO 21. MOMENTOS Y CORTANTES GENERADOS POR EL EMPUJE, SISMO MÁS LA CARGA DE LA CASETILLA DE MAMPOSTERIA.**

Modelo	Cortante (kg)	Momento (kg-m)
Pared	6.638,4	4.004
Columna	8.272	26.480
Viga	4.758,6	2.151,7

Los datos de los cuadros 19, 20 y 21 se consiguieron de la siguiente manera. Para el modelo de la pared, el momento y cortante se obtuvieron de la superposición de efectos de una carga distribuida uniforme y una carga distribuida triangular. Para los cortantes y momentos de una carga uniformemente distribuida se aplicaron las siguientes formulas de tabla, ver figura 20.

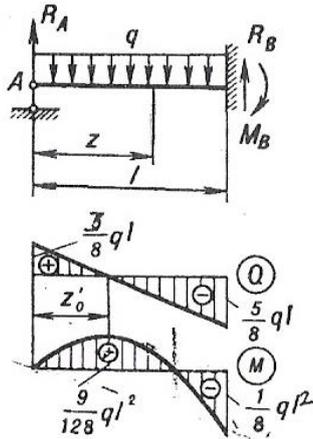


Figura 20. Cortantes y Momentos para una carga uniformemente distribuida.

Ahora, para los cortantes y momentos de una carga distribuida triangular se aplicaron las siguientes fórmulas de tabla. Ver figura 21.

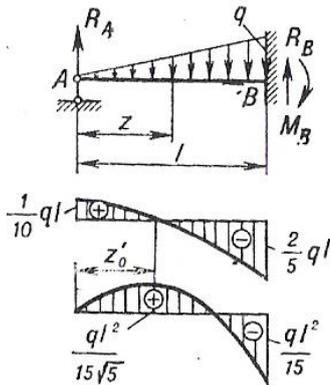


Figura 21. Cortantes y Momentos para una carga triangular distribuida.

Mientras que para la columna según el modelo, el cortante y momento de mayor magnitud se dan en la base, ambas fuerzas son generados por la fuerza que se aplica a 3.20 m de altura y ambas tienen la mayor magnitud sobre la misma base.

Para la viga, el cortante y momento se consiguieron aplicando las siguientes fórmulas:

$$V = \frac{1.15 w l}{2} \quad M = \frac{w l^2}{10}$$

Donde:

- W = Carga distribuida.
  - l = Distancia de la viga.
  - V = Fuerza Cortante.
  - M = Momento.
- Factores de la ACI

Teniendo definidos los cortantes y momentos para los tres tipos de modelos, se empezó a verificar si el acero de refuerzo que tienen las columnas vigas y paredes es el mínimo según el Código Sísmico de Costa Rica para soportar las cargas que son aplicadas sobre el muro.

Se empezó a verificar el acero de refuerzo de la pared. Hay que indicar que las fuerzas de cortante y momento generados. A continuación se presentan los diagramas de cada uno de los casos para cada modelo respaldando los resultados de los cuadros 19, 20,21. Primero se presenta el caso del modelo de la pared con la fuerza de empuje y sismo.

**Gráficos de cortante y momento sobre los modelos de la pared, columna y viga con la carga de empuje y sismo.**

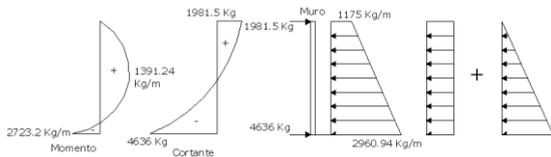


Figura 22. Gráficos de Momento y Cortante generados por las fuerzas de Empuje y Sismo sobre la Pared.

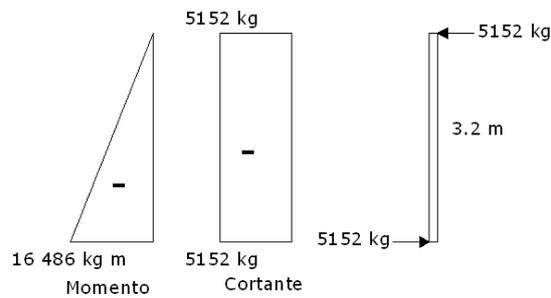


Figura 23. Gráficos de Momento y Cortante generados por las fuerzas de Empuje y Sismo sobre la Columna.

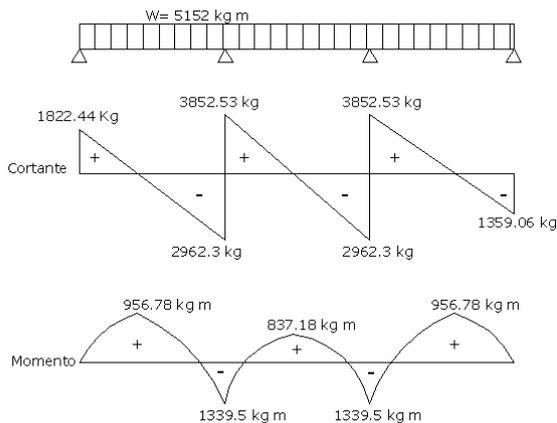


Figura 24. Gráficos de Momento y Cortante generados por las fuerzas de Empuje y Sismo sobre la Viga.

**Gráficos de cortante y momento sobre los modelos de la pared, columna y viga con la carga de empuje, sismo y casetilla de RT.**

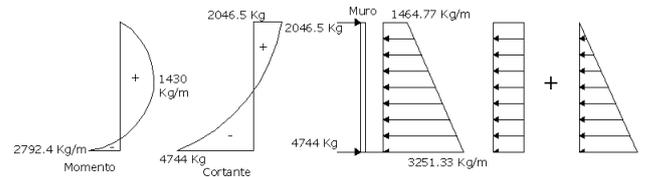


Figura 25. Gráficos de Momento y Cortante generados por las fuerzas de Empuje, Sismo y Casetilla de RT sobre la Pared.

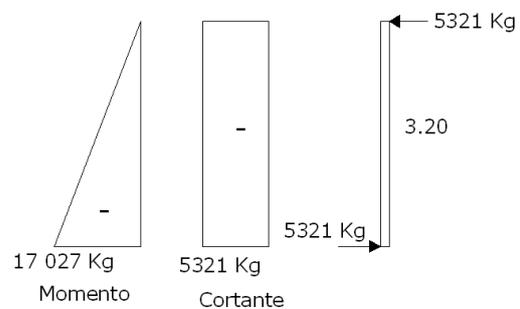


Figura 26. Gráficos de Momento y Cortante generados por las fuerzas de Empuje, Sismo y Casetilla de RT sobre la Columna.

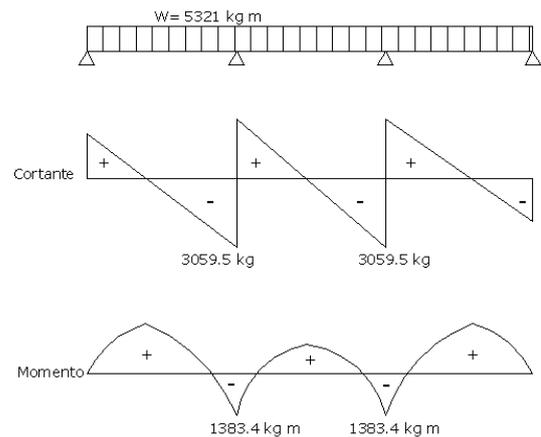


Figura 27. Gráficos de Momento y Cortante generados por las fuerzas de Empuje Sismo y Casetilla de RT sobre la Viga.

## Gráficos de cortante y momento sobre los modelos de la pared, columna y viga con la carga de empuje, sismo y casetilla de Mampostería.

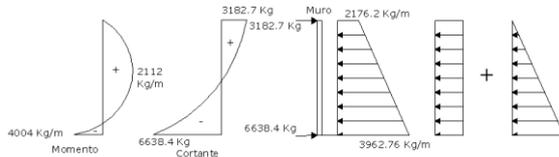


Figura 28. Gráficos de Momento y Cortante generados por las fuerzas de Empuje, Sismo y Casetilla de Mampostería sobre la Pared.

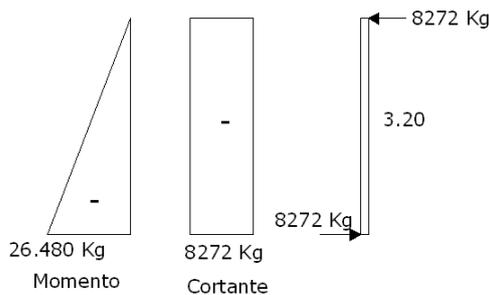


Figura 29. Gráficos de Momento y Cortante generados por las fuerzas de Empuje, Sismo y Casetilla de Mampostería sobre la Columna.

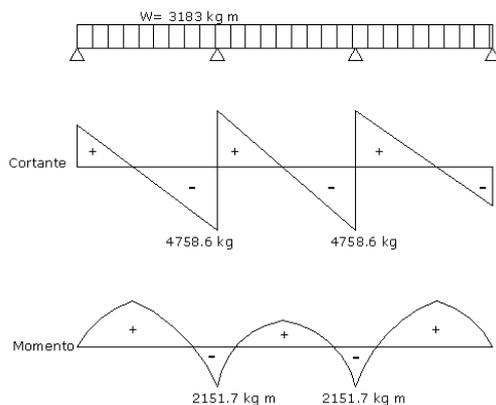


Figura 30. Gráficos de Momento y Cortante generados por las fuerzas de Empuje Sismo y Casetilla de Mampostería sobre la Viga.

## Análisis de los modelos con las aplicaciones de las cargas.

### Modelo de la Pared

Los siguientes datos son valores que se asignaron para realizar el análisis según inspecciones realizadas y se anotan a continuación:

- En el acero vertical se encontró una varilla #3 a cada 80 cm.
- $f'm = 60 \text{ kg/cm}^2$ , mampostería tipo C
- Al no tener el  $f'm$  de la mampostería del muro se tomó la mínima establecida en el CSCR.
- $F_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$ , grado 40
- Espesor de pared = 12 cm = t

### Análisis por Flexión de la pared.

Para hacer este análisis se utilizaron las siguientes formulas:

- $As \text{ aproximado} = \frac{Mu}{\phi f_y (0.90 d)}$
- $\phi = 0.60 - \frac{1.5 Pu}{Ae f'm}$
- $Tu = As \cdot fy$
- $a = \frac{Mu}{0.85 \cdot f'm \cdot b}$
- $\phi Mn > Mu$
- $\phi \cdot Tu \cdot (d - a/2) > Mu$

Donde:

$As$  = Área de acero requerido  
 $Mu$  = Momento ultimo.  
 $Mn$  = Momento nominal  
 $\phi$  = Factor de reducción para la flexión de mampostería tipo C, Tabla 9.1 del Código Sísmico de Costa Rica.

$F_y$  = Resistencia de fluencia del acero.  
 $P_u$  = carga aplicada.  
 $A_e$  = Área efectiva de la mampostería para tomar cortante.  
 $f'_m$  = Resistencia de la mampostería a compresión.  
 $d$  = Distancia mas larga de la fibra de compresión con respecto al eje neutro.  
 $a$  = Distancia desde la fibra extrema en compresión.  
 $T_u$  = Fuerza en tensión.

## Análisis por Cortante de la pared.

Para hacer este análisis se utilizaron las siguientes formulas:

- $V_u \leq \phi V_n$
- $\phi = 0.40$
- $V_n = 0.32 \sqrt{f'_m} \cdot A_{mv}$
- $A_{mv} = b_w \cdot t$

Donde:

- $V_u$  = Cortante Ultimo.  
 $V_n$  = Cortante Nominal para  $M/V \cdot d \geq 1$ , tabla 9.2 del Código Sísmico de Costa Rica.  
 $\phi$  = Factor de reducción para el cortante en mampostería tipo C, Tabla 9.1 del Código Sísmico de Costa Rica.

$A_{mv}$  = Área de la mampostería que toma el cortante.  
 $b_w$  = Largo de la zona de la mampostería que toma cortante.  
 $t$  = ancho del bloque de mampostería.

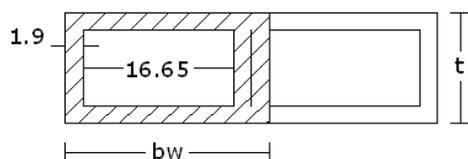


Figura 22. Área de la mampostería que soporta cortante.

## Modelo de la viga.

Se encontraron los siguientes datos en el sitio

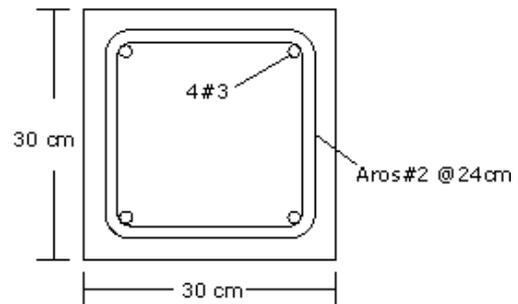


Figura 23. Dimensiones y refuerzo encontrados en la viga del muro.

## Análisis por Flexión de la Viga.

El análisis por flexión de la viga se baso en las siguientes relaciones.

- $M_u \leq \phi M_n$
- $M_u \leq \phi (A_s f_y (d - a/2))$

Viga doblemente reforzada.

- $M_n = M_{n1} + M_{n2}$
- $M_{n1} = A_s' f_y (d - d')$
- $M_{n2} = (A_s - A_s') f_y (d - a/2)$

Donde:

$M_u$  = Momento aplicado.  
 $M_n$  = Momento nominal.  
 $M_{n1}$  = Momento generado por la fuerza de compresión.  
 $M_{n2}$  = Momento generado por la fuerza de tensión.  
 $\phi = 0.90$  según ACI.  
 $A_s$  = Área de acero en Compresión.  
 $A_s'$  = Área de acero en tensión.  
 $F_y$  = Resistencia del acero.  
 $a$  = Distancia desde la fibra extrema en compresión.  
 $d$  = Distancia mas larga de la fibra de compresión con respecto al eje neutro.

## Análisis por Cortante de la Viga.

- $V_u \leq \phi V_n$
- $V_u \leq \phi (V_c + V_s)$
- $V_s = \frac{A_v f_y d}{S}$
- $V_c = 2 \sqrt{f'_c} b_w d$

Donde:

$V_u$  = Cortante Aplicado.

$V_n$  = Cortante Nominal.

$\phi = 0.85$  según ACI

$A_v$  = Área de acero que toma cortante.

$f_y$  = Resistencia del acero.

$d$  = Distancia mas larga de la fibra de compresión con respecto al eje neutro.

$S$  = Separación de los aros.

$f'_c$  = Resistencia del concreto.

$b_w$  = ancho de la viga que toma cortante.

## Modelo de la columna.

Para la columna se encontró una sección idéntica que la que se encontró en la viga.

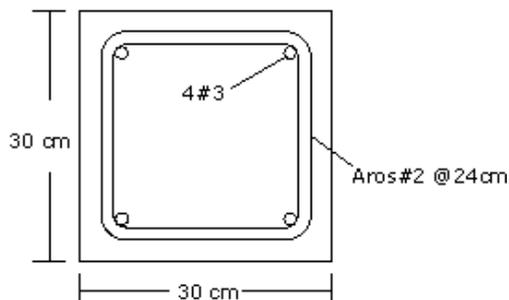


Figura 24. Dimensiones y refuerzo encontrados en la columna del muro.

Se indica que la columna al no tener carga axial se analizó como una viga, por lo que se tomaron las mismas condiciones de razonamiento anteriores.

## Análisis por Flexión de la Columna.

Las columnas se analizaron solo por flexión ya que las mismas no están sometidas a cargas que las sometiera a flexo compresión por eso se realizó solo ese análisis como si fuera una viga en voladizo. El análisis por flexión de la columna se basó en las siguientes relaciones.

- $M_u \leq \phi M_n$
- $M_u \leq \phi (A_s f_y (d - a/2))$

Viga doblemente reforzada.

- $M_n = M_{n1} + M_{n2}$
- $M_{n1} = A_s' f_y (d - d')$
- $M_{n2} = (A_s - A_s') f_y (d - a/2)$

Donde:

$M_u$  = Momento aplicado.

$M_n$  = Momento nominal.

$M_{n1}$  = Momento generado por la fuerza de compresión.

$M_{n2}$  = Momento generado por la fuerza de tensión.

$\phi = 0.90$  según ACI.

$A_s$  = Área de acero en Compresión.

$A_s'$  = Área de acero en tensión.

$f_y$  = Resistencia del acero.

$a$  = Distancia desde la fibra extrema en compresión.

$d$  = Distancia mas larga de la fibra de compresión con respecto al eje neutro.

## Análisis por Cortante de la Columna.

- $V_u \leq \phi V_n$
- $V_u \leq \phi (V_c + V_s)$
- $V_s = \frac{A_v f_y d}{S}$
- $V_c = 2 \sqrt{f'_c} b_w d$

Donde:

$V_u$  = Cortante Aplicado.

$V_n$  = Cortante Nominal.

$\phi = 0.85$  según ACI

$A_v$  = Área de acero que toma cortante.

$f_y$  = Resistencia del acero.

$d$  = Distancia mas larga de la fibra de compresión con respecto al eje neutro.

$S$  = Separación de los aros.

$f'c$  = Resistencia del concreto.  
 $bw$  = ancho de la viga que toma cortante.

A continuación se presentan los cuadros con los resultados del análisis que se explicaron anteriormente.

### Estudio con las cargas de empuje y sismo para el modelo de la pared.

<b>CUADRO 22. DATOS OBTENIDOS CON LAS CARGAS DE EMPUJE Y SISMO (FLEXIÓN)</b>	
Característica	Dato
Mu	2.723.2 Kg-m
Mu @ 80cm	2.178.56 Kg-m
$\emptyset$	0.60
As (área de acero requerida)	24.67 cm <sup>2</sup> / 80cm
Área de acero Existente	0.88 cm <sup>2</sup> , 1 # 3 @ 80 cm
Tu	2458 kg
a	0.609 cm
C	0.717 cm
$\emptyset \cdot Tu \cdot (d - a/2)$	84.9 kg-m
$\emptyset \cdot Tu \cdot (d - a/2) > Mu$	No cumple.

<b>CUADRO 23. DATOS OBTENIDOS CON LAS CARGAS DE EMPUJE Y SISMO (CORTANTE)</b>	
Característica	Dato
Vu	4636 kg
M/Vd	7.83
Cd	0.32
bw	22.35 cm
Amv	268.2 cm <sup>2</sup>
Vn	664.79 kg
$\emptyset Vn$	265.92 kg
$Vu \leq \emptyset Vn$	No cumple

Estudio con las cargas de empuje y sismo para el modelo de la viga

<b>CUADRO 24. DATOS OBTENIDOS CON LAS CARGAS DE EMPUJE Y SISMO (FLEXIÓN)</b>	
Característica	Dato
Mu	1339.5 kg-m
Mn	1001 kg-m
$\emptyset Mn$	900.90 kg-m
$Mu \leq \emptyset Mn$	No cumple

<b>CUADRO 25. DATOS OBTENIDOS CON LAS CARGAS DE EMPUJE Y SISMO (CORTANTE)</b>	
Característica	Dato
Vu	2963.3 kg
Av	0.64 cm <sup>2</sup>
fy	2800 kg/cm <sup>2</sup>
d	27.5 cm
S	24 cm
f'c	210 kg/cm <sup>2</sup>
bw	30 cm
$\emptyset$	0.85
Vs	2053.33 kg
Vc	23.910 kg
$\emptyset Vn$	22.069.47
$Vu \leq \emptyset Vn$	Cumple

Estudio con las cargas de empuje y sismo para el modelo de la columna.

<b>CUADRO 26. DATOS OBTENIDOS CON LAS CARGAS DE EMPUJE Y SISMO (FLEXIÓN)</b>	
Característica	Dato
Mu	16.486,4 kg - m
Mn	1001 kg - m
$\emptyset Mn$	900.9 kg-m
$Mu \leq \emptyset Mn$	No cumple

<b>CUADRO 27. DATOS OBTENIDOS CON LAS CARGAS DE EMPUJE Y SISMO (CORTANTE)</b>	
Característica	Dato
Vu	5152 kg
Av	0.64 cm <sup>2</sup>
fy	2800 kg/cm <sup>2</sup>
d	27.5 cm

S	24 cm
f'c	210 kg/cm <sup>2</sup>
bw	30 cm
Ø	0.85
Vs	2053.33 kg
Vc	23.910 kg
Ø Vn	22.069.47
Vu ≤ Ø Vn	Cumple

**Estudio con las cargas de la casetilla de perling para el modelo de la pared.**

**CUADRO 28. DATOS OBTENIDOS CON LAS CARGAS DE SISMO, EMPUJE Y CASETILLA DE PERLING (FLEXIÓN)**

Característica	Dato
Mu	2792.4 Kg-m
Mu @ 80cm	2234 Kg-m
Ø	0.60
As (área de acero requerida)	24.63 cm <sup>2</sup> / 80cm
Área de acero Existente	0.88 cm <sup>2</sup> , 1 # 3 @ 80 cm
Tu	2458 kg
a	0.609 cm
C	0.717 cm
Ø · Tu · ( d- a/2)	84.9 kg-m
Ø · Tu · ( d- a/2) > Mu	No cumple.

**CUADRO 29. DATOS OBTENIDOS CON LAS CARGAS DE SISMO, EMPUJE Y CASETILLA DE PERLING (CORTANTE)**

Característica	Dato
Vu	4744 kg
M/Vd	7.85
Cd	0.32
bw	22.35 cm
Amv	268.2 cm <sup>2</sup>
Vn	664.79 kg
Ø Vn	265.92 kg
Vu ≤ Ø Vn	No cumple

**Estudio con las cargas de empuje, sismo y la casetilla de perling para el modelo de la viga**

**CUADRO 30. DATOS OBTENIDOS CON LAS CARGAS DE EMPUJE, SISMO Y CASETILLA DE PERLING (FLEXIÓN)**

Característica	Dato
Mu	1383.4 kg-m
Mn	1001 kg-m
Ø Mn	900.90 kg-m
Mu ≤ Ø Mn	No cumple

**CUADRO 31. DATOS OBTENIDOS CON LAS CARGAS DE EMPUJE, SISMO Y CASETILLA DE PERLING (CORTANTE)**

Característica	Dato
Vu	3059.5 kg
Av	0.64 cm <sup>2</sup>
fy	2800 kg/cm <sup>2</sup>
d	27.5 cm
S	24 cm
f'c	210 kg/cm <sup>2</sup>
bw	30 cm
Ø	0.85
Vs	2053.33 kg
Vc	23.910 kg
Ø Vn	22.069.47
Vu ≤ Ø Vn	Cumple

Estudio con las cargas de empuje, sismo y casetilla de perling para el modelo de la columna.

**CUADRO 32. DATOS OBTENIDOS CON LAS CARGAS DE EMPUJE, SISMO Y CASETILLA DE PERLING (FLEXIÓN)**

Característica	Dato
Mu	17024 kg - m
Mn	1001 kg - m
$\emptyset$ Mn	900.9 kg-m
$Mu \leq \emptyset$ Mn	No cumple

**CUADRO 33. DATOS OBTENIDOS CON LAS CARGAS DE EMPUJE, SISMO Y CASETILLA DE PERLING (CORTANTE)**

Característica	Dato
Vu	5.321 kg
Av	0.64 cm <sup>2</sup>
fy	2800 kg/cm <sup>2</sup>
d	27.5 cm
S	24 cm
f'c	210 kg/cm <sup>2</sup>
bw	30 cm
$\emptyset$	0.85
Vs	2053.33 kg
Vc	23.910 kg
$\emptyset$ Vn	22.069.47
$Vu \leq \emptyset$ Vn	Cumple

Estudio con las cargas de empuje, sismo y casetilla de mampostería para el modelo de la pared.

**CUADRO 34. DATOS OBTENIDOS CON LAS CARGAS DE EMPUJE, SISMO Y CASETILLA DE MAMPOSTERÍA (FLEXIÓN)**

Característica	Dato
Mu	4004 kg-m
Mn	1001 kg-m
$\emptyset$ Mn	900.90 kg-m
$Mu \leq \emptyset$ Mn	No cumple

**CUADRO 35. DATOS OBTENIDOS CON LAS CARGAS DE EMPUJE, SISMO Y CASETILLA DE MAMPOSTERÍA (CORTANTE)**

Característica	Dato
Vu	6638.4 kg
Av	0.64 cm <sup>2</sup>
fy	2800 kg/cm <sup>2</sup>
d	27.5 cm
S	24 cm
f'c	210 kg/cm <sup>2</sup>
bw	30 cm
$\emptyset$	0.85
Vs	2053.33 kg
Vc	23.910 kg
$\emptyset$ Vn	22.069.47
$Vu \leq \emptyset$ Vn	Cumple

Estudio con las cargas de empuje, sismo y casetilla de mampostería para el modelo de la viga

**CUADRO 36. DATOS OBTENIDOS CON LAS CARGAS DE EMPUJE, SISMO Y CASETILLA DE MAMPOSTERÍA (FLEXIÓN)**

Característica	Dato
Mu	2151.7 kg-m
Mn	1001 kg-m
$\emptyset$ Mn	900.90 kg-m
$Mu \leq \emptyset$ Mn	No cumple

**CUADRO 37. DATOS OBTENIDOS CON LAS CARGAS DE EMPUJE, SISMO Y CASSETILLA DE MAMPOSTERÍA (CORTANTE)**

Característica	Dato
Vu	4758.6 kg
Av	0.64 cm <sup>2</sup>
fy	2800 kg/cm <sup>2</sup>
d	27.5 cm
S	24 cm
f'c	210 kg/cm <sup>2</sup>
bw	30 cm
Ø	0.85
Vs	2053.33 kg
Vc	23.910 kg
Ø Vn	22.069.47
Vu ≤ Ø Vn	Cumple

**CUADRO 39. DATOS OBTENIDOS CON LAS CARGAS DE EMPUJE, SISMO Y CASSETILLA DE MAMPOSTERÍA (CORTANTE)**

Característica	Dato
Vu	8.272 kg
Av	0.64 cm <sup>2</sup>
fy	2800 kg/cm <sup>2</sup>
d	27.5 cm
S	24 cm
f'c	210 kg/cm <sup>2</sup>
bw	30 cm
Ø	0.85
Vs	2053.33 kg
Vc	23.910 kg
Ø Vn	22.069.47
Vu ≤ Ø Vn	Cumple

**Estudio con las cargas de empuje, sismo y casetilla de mampostería para el modelo de la columna.**

Tomando la situación más crítica como las cargas que son generadas por la casetilla de mampostería se procedió a realizar la propuesta de reforzamiento del muro y el diseño nuevo, con base en esta situación. A continuación en las siguientes figuras se presentan las cargas con las que se inició el análisis.

**CUADRO 38. DATOS OBTENIDOS CON LAS CARGAS DE EMPUJE, SISMO y CASSETILLA DE MAMPOSTERÍA (FLEXIÓN)**

Característica	Dato
Mu	26.480 kg - m
Mn	1001 kg - m
Ø Mn	900.9 kg-m
Mu ≤ Ø Mn	No cumple

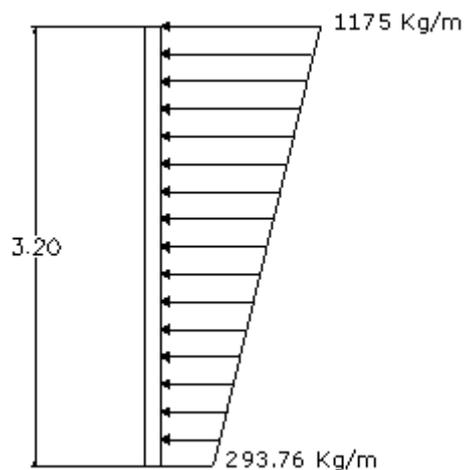


Figura 25 Fuerza de sismo aplicada al muro.

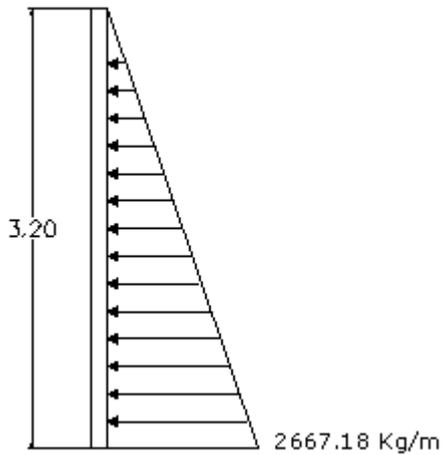


Figura 26 Fuerza de Empuje aplicada al muro.

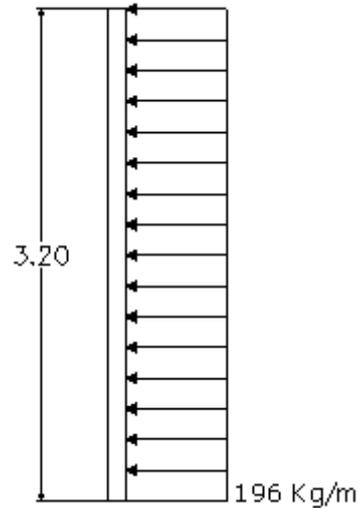


Figura 28 Carga viva ejercida por la casetilla de mampostería aplicada al muro, Sobrecarga.

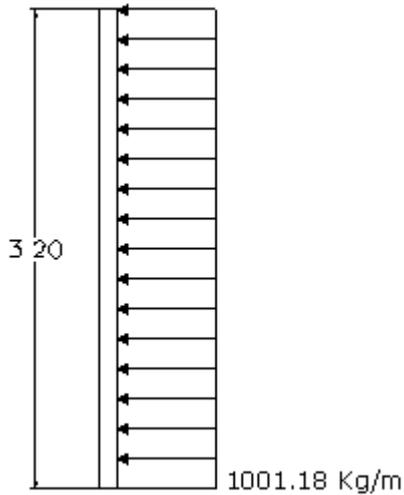


Figura 27 Fuerza ejercida por la casetilla de mampostería aplicada al muro.

Teniendo estas cargas definidas se modelaron dos estructuras en el Sap2000, uno para la propuesta de reforzamiento con tensores y otro para el diseño del muro nuevo y así obtener las cargas de momento, cortante y carga axial para el respectivo diseño. Se indica que el peso propio del muro fue suministrado en el mismo programa suministrándole una Masa por unidad de volumen de  $200 \text{ kg/m}^3$  y un Peso por unidad de volumen de  $2000 \text{ Kg/m}^3$

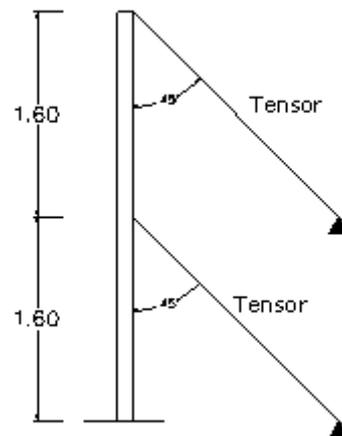


Figura 29 Modelo para el análisis de la propuesta de refuerzo.

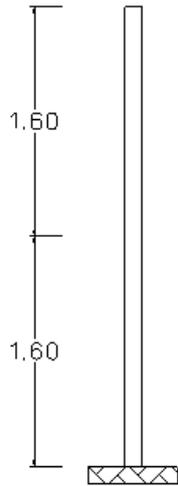


Figura 30 Modelo propuesto para el análisis del diseño nuevo.

El modelo con tensores se propuso como una solución práctica y rápida de construir mientras que la solución de la construcción del muro nuevo se propuso con el fin de comparar desde el punto de vista económico y constructivo las dos soluciones y tener un panorama más amplio de las posibles soluciones para el muro.

A estos modelos se les aplicaron las cargas de sismo, empuje, mampostería y carga viva. El paso que siguió fue suministrarle al programa 4 combinaciones de carga que se indican en el Código Sísmico de Costa Rica las cuales se presentan a continuación:

<b>CUADRO 34. COMBINACIONES DE CARGA SEGÚN CSCR 2002</b>	
Detalle	
Combinación 1 =	1.4 CP
Combinación 2 =	1.2 CP + 1.6 CT + 1.6 CE
Combinación 3 =	1.05 CP + f1 CT ± CS ± CE
Combinación 4 =	0.95 CP ± CS + CE

CP = Carga Permanente de la Mampostería  
 CT = Carga Temporal (Viva).  
 CE = Carga de Empuje  
 CS = Carga de Sismo.  
 f1 = 0.5 para edificaciones de baja probabilidad de ocupación plena de carga temporal a la hora del sismo.

Teniendo bien definidos los modelos se procedió a obtener los diferentes diagramas de cortante, momento y carga

axial para cada uno de las fuerzas de sismo, empuje, mampostería y carga viva. A continuación se presentan los diagramas de la envolvente de fuerzas generadas por la fuerza de sismo.

### Diagramas de fuerzas para la Envolvente con el modelo de tensores.

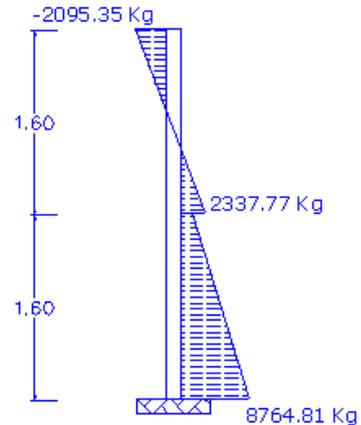


Figura 31 Diagrama de Cortante de la envolvente de fuerzas para el caso del modelo con tensores.

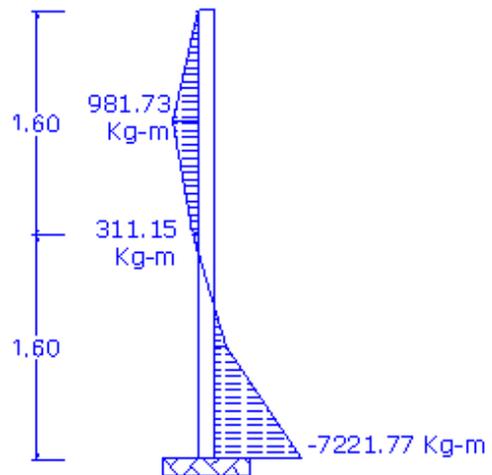


Figura 32 Diagrama de Momento de la envolvente de fuerzas para el caso del modelo con tensores.

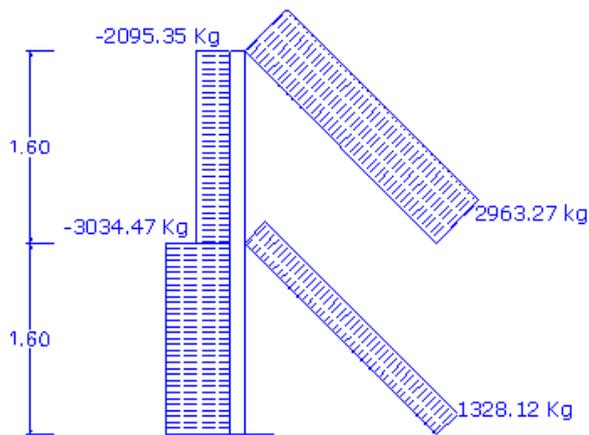


Figura 33 Diagrama de Carga Axial de la envolvente de fuerzas para el caso del modelo con tensores.

Ahora para poder diseñar el muro nuevo el modelo que se presentó anteriormente fue en voladizo. Se aplicaron las mismas cargas de sismo, empuje, carga permanente de la mampostería y carga viva. A continuación se presentarán cada uno de los diagramas de cortante, momento, carga axial y las combinaciones de carga para llegar a la envolvente de fuerzas utilizando el programa Sap2000 y así tener las dos envolventes y hacer el respectivo análisis de resultados.

### Diagramas de fuerzas para la Envolvente con el modelo simple en voladizo.

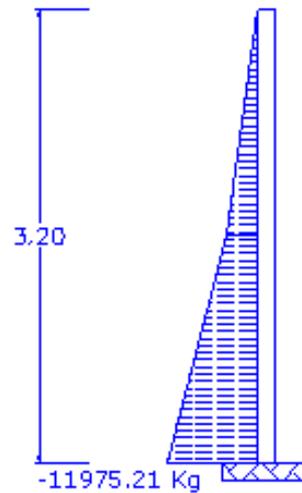


Figura 34 Diagrama de Cortante generado para la Envolvente en el caso del modelo simple.

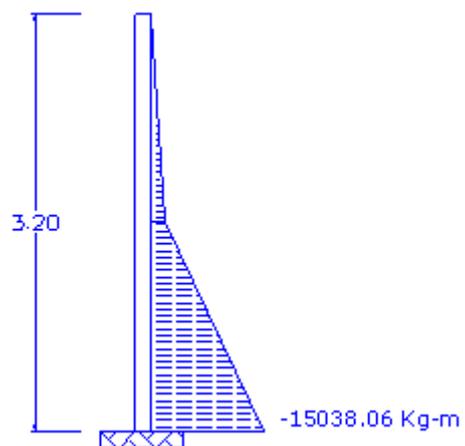


Figura 35 Diagrama de Momento generado para la Envolvente en el caso del modelo simple.

# Análisis de Resultados

## Diseño del muro nuevo

De los resultados se obtuvieron las respectivas envolventes de fuerzas para cada uno de los modelos. Por lo que se procederá, en el análisis de resultados, a diseñar con estos gráficos de envolventes. Se iniciará con el diseño del muro nuevo, se decidió diseñarlo en concreto y no en mampostería ya que las fuerzas generadas son muy altas y darían cantidades de acero muy elevadas que imposibilitan su construcción en mampostería. El muro, al diseñarlo en concreto, se consideró como una losa en voladizo. El momento de diseño se tomó de la envolvente del gráfico de la figura 35, el cual es igual a 15038.06 Kg-m y se empezó el análisis por flexión. Se asumieron los siguientes datos:

## Análisis por flexión.

Se tomaron los siguientes datos:

$d = 15 \text{ cm.}$

Recubrimiento = 3 cm

Se calculó el área de acero requerido con la fórmula que se chequeó el acero de los elementos estructurales existentes en el muro.

$A_s = M_u / \phi f_y 0.9 d.$

Donde:

$M_u = 15\ 038 \text{ Kg} - \text{m}$

$\phi = 0.85.$

$F_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$

$d = 15 \text{ cm.}$

$A_s = 46.8 \text{ cm}^2.$

Con esta cantidad de acero nos dirigimos a la **Anexo 1** de la parte de anexos y nos da que para cumplir con esa área de acero se necesita varilla # 8 a cada 10.8 cm ambos doble malla.

Se chequeo el  $\rho$  max y el  $\rho$  min para saber si esta cantidad de acero estaba dentro de este margen.

$\rho \text{ max} = 0.7 \rho \text{ bal}$

Donde:

$\rho \text{ max} =$  Razón máxima de área de refuerzo a tracción en flexión.

$\rho \text{ bal} =$  Razón del área de refuerzo a tracción que produce condiciones balanceadas de deformación.

$$\rho \text{ bal} = \frac{0.85 f'c B1}{f_y} \times \frac{0.003 E_s}{0.003 E_s + f_y}$$

Donde:

$f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$

$B1 = 0.85$

$F_y = 2800 \text{ Kg/cm}^2$

$E_s = 2100000 \text{ Kg/cm}^2$

$\rho \text{ bal} = 0.038$

$\rho \text{ max} = 0.70 \times 0.038 = 0.026$

$\rho \text{ max} = 0.026$

$\rho \text{ min} = 0.002$  para viga.

$$\rho \text{ calculado} = \frac{A_s}{b_w d} = \frac{46.8}{100 \times 15} = 0.031$$

$\rho \text{ calculado} = 0.031$  se pasa del  $\rho \text{ max}$  por lo que no cumple.

Al pasarse el  $\rho \text{ calculado}$  del  $\rho \text{ max}$  se propuso un nuevo valor de  $d = 20 \text{ cm}$  con el mismo recubrimiento de 3 cm y se obtuvieron los siguientes datos:

$A_s = 35.10 \text{ cm}^2$

$$\rho \text{ calculado} = \frac{35.10}{100 \times 20} = 0.018, \text{ Si Cumple}$$

Por lo que es un valor que cumple ya que se encuentra entre el  $p$  max y el  $p$  min. Ahora nos vamos al **Anexo 1** y presentamos tres cantidades de acero que cumple con la cantidad calculada y son las siguientes:

1. 1 # 8 @ 14 cm vertical ambos lados
2. 1 # 7 @ 10.8 cm vertical ambos lados.
3. 1 # 6 @ 7.6 cm vertical ambos lados.

## Análisis por Cortante.

$$V_u = 11675.21 \text{ Kg} = 11.675 \text{ ton.}$$

$$V_c = 0.85 \cdot 2 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d$$

Donde:

$V_u$  = Cortante de diseño producto de la envolvente de fuerzas.

$V_c$  = Capacidad de cortante de la sección.

$b_w$  = Ancho Unitario.

$d$  = Distancia desde la fibra extrema en compresión al centro del refuerzo longitudinal a tracción.

$$V_c = 0.85 \cdot 2 \cdot \sqrt{210} \cdot 100 \cdot 20$$

$$V_c = 49.270 \text{ Kg} > 11.675 \text{ Kg} \text{ Si cumple.}$$

Aunque cumpla por cortante se colocará el acero mínimo que es:

$$A_s = 0.002 \cdot b_w \cdot t$$

$$A_s = 0.002 \cdot 100 \cdot 23$$

$t$  = Espesor del muro.

$$A_s = 4.6 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Según **Anexo 1** la cantidad de acero que cumple con esta cantidad es:

1. 1 # 4 @ 28 cm horizontal ambos lados.

**Ver Anexos 2-3-4 de los respectivos detalles.**

Después del paso anterior se realizó el estudio de volcamiento y deslizamiento del muro. Se proponen las siguientes dimensiones:

1. Ancho placa = 2.60 m
2. Espesor de placa = 0.40 m
3. Espesor del Muro = 0.23 m

La altura del muro está definida a 3.20 metros sobre el nivel de acera y 4.20 hasta la cimentación tal y como se muestra en la siguiente figura.

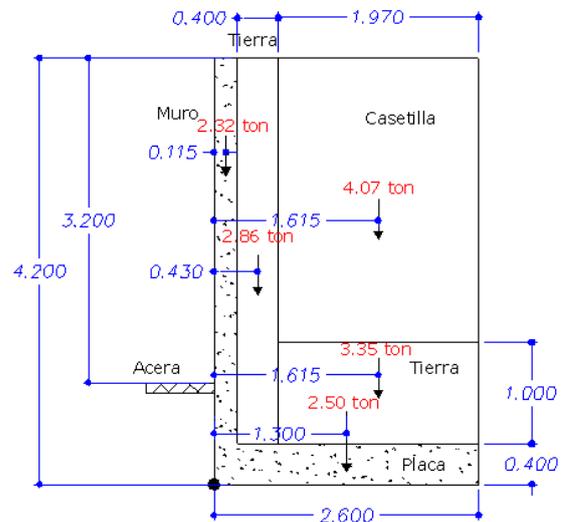


Figura 36 Croquis 1 del muro con las respectivas dimensiones para el análisis de volcamiento y deslizamiento. Opción 1

Primero se sacarán los respectivos pesos de la casetilla, tierra, placa del muro y muro.

$$\text{Peso casetilla} = 30.63 \text{ ton}$$

$$\text{Longitud de la casetilla} = 6 \text{ m}$$

$$\text{Peso por metro} = 30.63 \text{ ton} / 6 \text{ m} = 5.105 \text{ ton} / \text{m.}$$

$$\text{Profundidad de la casetilla} = 2.47 \text{ m}$$

$$\text{Ancho de placa} = 2.60$$

La profundidad de la casetilla afecta a 1.97 metros de placa siendo un 79.75% de fuerza que le transmite a dicha placa para un peso de 4.07 ton/m.

$$\text{Peso del suelo debajo de la casetilla} = 1 \text{ m} \times 1.97 \text{ m} \times 1 \text{ m} \times 1.7 \text{ ton} / \text{m}^3 = 3.35 \text{ ton} / \text{m.}$$

$$\text{Peso del suelo de 0.40 m de espesor} = 0.40 \text{ m} \times 1 \text{ m} \times 4.20 \text{ m} \times 1.7 \text{ ton} / \text{m}^3 = 2.86 \text{ ton} / \text{m.}$$

$$\text{Peso del muro} = 0.23 \text{ m} \times 4.20 \text{ m} \times 1 \text{ m} \times 2.4 \text{ ton} / \text{m}^3 = 2.32 \text{ ton} / \text{m.}$$

$$\text{Peso de la placa} = 2.60 \text{ m} \times 0.40 \text{ m} \times 1 \text{ m} \times 2.4 \text{ ton} / \text{m}^3 = 2.50 \text{ ton} / \text{m}$$

El análisis por volcamiento y Deslizamiento se realizará tomando en cuenta el posible volcamiento y deslizamiento con sismo y sin él.

## Análisis por Volcamiento con sismo.

Momento Desestabilizador = 15.038 ton m, suministrado de la envolvente de fuerzas.

Momento Estabilizador =  $5.10 \text{ ton } 1.865\text{m} + 4.20 \text{ ton } 1.865\text{m} + 2.98 \text{ ton } 1.55 \text{ m} + 2.86 \text{ ton} \times 0.43 \text{ m} + 2.32 \times 0.115 \text{ m} = 23.46 \text{ ton m}$

Tenemos que:

$\frac{\text{Momentos Estabilizadores}}{\text{Momentos Desestabilizadores}} > 1.2$

$\frac{23.46 \text{ ton}}{15.038 \text{ ton}} = 1.56 > 1.2$  Sí cumple.

## Análisis por Volcamiento sin el sismo.

Momento Desestabilizador = 14.952 ton m,

Momento Estabilizador =  $5.10 \text{ ton } 1.865\text{m} + 4.20 \text{ ton } 1.865\text{m} + 2.98 \text{ ton } 1.55 \text{ m} + 2.86 \text{ ton} \times 0.43 \text{ m} + 2.32 \times 0.115 \text{ m} = 23.46 \text{ ton m}$

$\frac{23.46 \text{ ton}}{14.952} = 1.57 < 1.5$  Si cumple.

## Análisis por Deslizamiento con sismo.

Fdes = Fuerza Empuje + Fuerza Sismo.

Fdes = Fuerza que causa deslizamiento.

Fdes = 4267.48 kg + 2350 kg = 6617.48 kg

Fest =  $Wt \mu / 0.4 + Fp$

$Fp = Kp \gamma h b / 2$

Donde:

Fest = Fuerza estabilizadora.

Wt = Peso ejercidos sobre la placa.

$\mu$  = Coeficiente de Poisson.

Fp = Fuerza Pasiva.

Kp = Coeficiente de Empuje Pasivo.

$\gamma$  = Peso volumétrico del terreno.

h = Altura donde se localiza el empuje pasivo.

b = Ancho Unitario.

$Wt = 5.10 \text{ ton} + 4.20 \text{ ton} + 2.98 \text{ ton} + 2.86 \text{ ton} + 2.32 \text{ ton} = 17.46 \text{ ton}$ .

$\mu = 0.33$

Kp = 2.04

$\gamma = 1.70 \text{ ton} / \text{m}^3$

h = 1 m

b = 1 m

Fest =  $17.46 \text{ ton} \times 0.33 / 0.40 + 2.04 (1.7 \text{ ton} / \text{m}^3 \times 1\text{m} \times 1\text{m} / 2)$ .

Fest = 16.14 ton.

FS =  $\frac{\text{Fest}}{\text{Fdes}} > 1.2$

FS =  $\frac{16.14 \text{ ton}}{6.617 \text{ ton}} = 2.44 > 1.2$  Cumple

## Análisis por Deslizamiento sin sismo.

FS =  $\frac{\text{Fest}}{\text{Fdes}} > 1.5$

FS =  $\frac{16.14 \text{ ton}}{4.267 \text{ ton}} = 3.8 > 1.5$  Cumple.

Ahora se tomará el momento resultante con respecto al centro de la placa.

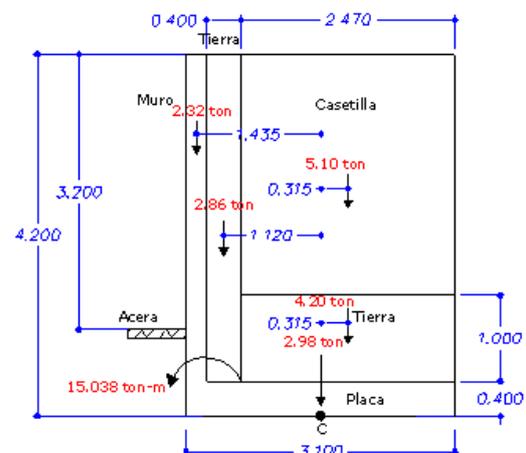


Figura 37 fuerzas ejercidas sobre la placa.

$$\Sigma Mc = 15.038 \text{ ton-m} + 2.32 \text{ ton} \times 1.435\text{m} + 2.86 \text{ ton} \times 1.120 - 5.10 \text{ ton} \times 0.315\text{m} - 4.20 \text{ ton} \times 0.315 \text{ m} = 18.64 \text{ ton - m.}$$

$$\Sigma \text{ Pesos} = 5.10 \text{ ton} + 4.20 \text{ ton} + 2.98 \text{ ton} + 2.32 \text{ ton} + 2.86 \text{ ton} = 17.46 \text{ ton.}$$

$$X = \frac{18.64 \text{ ton - m}}{17.46 \text{ ton}} = 1.068 \text{ m.}$$

$$e = \frac{3.10}{2} - 1.068.$$

$$e = 0.482 \text{ m}$$

$$\frac{3.10}{6} = 0.517$$

$e < L/6$  Sí cumple.

Donde:

$e$  = Excentricidad.

$L$  = Ancho de placa.

$$q_{\max} = W/A (1 + 6 e / L ).$$

$$q_{\min} = W/A (1 - 6 e / L ).$$

Donde:

$W$  = Peso sobre la placa.

$A$  = Área de la placa con un ancho unitario.

$q_{\max}$  = Carga máxima sobre la placa.

$q_{\min}$  = Carga mínima sobre la placa.

$$q_{\max} = 17.46 \text{ ton} / 3.10\text{m} \times 1 \text{ m}) \times ( 1 + 6 \cdot 0.482 \text{ m} / 3.10 )$$

$$q_{\max} = 10.887 \text{ ton} / \text{m}^2$$

$$q_{\min} = 17.46 \text{ ton} / 3.10\text{m} \times 1 \text{ m}) \times ( 1 - 6 \cdot 0.482 \text{ m} / 3.10 )$$

$$q_{\min} = 0.378 \text{ ton} / \text{m}^2$$

$d = 37.5 \text{ cm}$ , la placa es de 40 cm espesor.

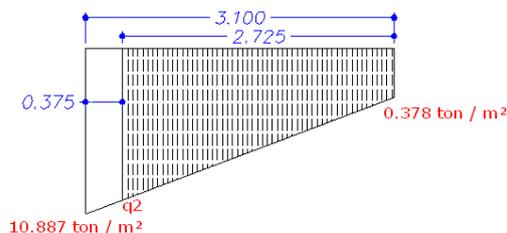


Figura 38. Presiones sobre la placa de fundación.

$$q_2 = (2.725 / 3.10) \times 10.887$$

$$q_2 = 9.57 \text{ ton} / \text{m}^2.$$

Ahora al tener esta carga sacamos el momento aplicado para así poder obtener el acero que requiere la placa, por lo que:

$$M_u = \frac{1}{2} q_2 (L-d) [L - d] / 3 + d] + \frac{1}{2} q_{\min} [2/3 (L - d) + d].$$

$$M_u = \frac{1}{2} 9.57 (3.10 - 0.375) [3.10 - 0.375] / 3 + 0.375] + \frac{1}{2} 0.378 [2/3 (3.10 - 0.375) + 0.375].$$

$$M_u = 17.144 \text{ ton - m}$$

$$A_s = \frac{1.714.400}{0.85 \cdot 2800 \cdot 0.9 \cdot 37.5}$$

$$A_s = 21.343 \text{ cm}^2.$$

Antes de proponer una cantidad de acero que cumpla con el área obtenida, se procedió a chequear la razón del área de esfuerzo a tracción que produce condiciones balanceadas de deformación ( $\rho_{cal}$ )

$$\rho_{cal} = A_s / b w d$$

$\rho_{cal}$  = Razón calculada

$$\rho_{cal} = 21.343 \text{ cm}^2 / 100 \text{ cm} \times 37.5 \text{ cm}$$

$$\rho_{cal} = 0.006$$

$$\rho_{\max} = 0.70 \times \rho_{bal}.$$

$\rho_{bal}$  = Razón balanceada de acero.

$\rho_{\max}$  = Razón máxima de acero.

$$\rho_{bal} = \frac{0.85 f'_c \beta_1}{f_y} \times \frac{0.003 E_s}{0.003 E_s + f_y}$$

Donde:

$f'_c$  = Resistencia del concreto.

$f_y$  = Resistencia del acero.

$\beta_1 = 0.85$  ACI

$E_s$  = Módulo de Elasticidad del concreto.

$$\rho_{bal} = (0.85 \times 210 \times 0.85 / 2800) \times (0.003 \cdot 210 \cdot 000 / 0.003 \cdot 210 \cdot 000 + 2800)$$

$$\rho_{bal} = 0.01$$

$$\rho_{\max} = 0.70 \times 0.01$$

$$\rho_{\max} = 0.007$$

$$\rho_{\min} = 0.80 (\sqrt{f'_c} / f_y)$$

$\rho_{\min}$  = Razón mínima de acero.

$$p_{min} = 0.80 \sqrt{210 / 2800}$$

$$p_{min} = 0.004$$

$$p_{min} < p_{cal} < p_{max}$$

$$0.004 < 0.006 < 0.007$$

Sí cumple.

Al cumplir con el punto anterior se calculó según **Anexo 1** la cantidad de acero que cumple con el área calculada.

Para un  $A_s = 21.343 \text{ cm}^2$  se propone:

1. 1#7 @ 16.5 cm ambas direcciones.

Ver **Anexo 5**

El siguiente paso es indicar en qué parte de la placa va el acero. Si en la parte de arriba o debajo de la placa.

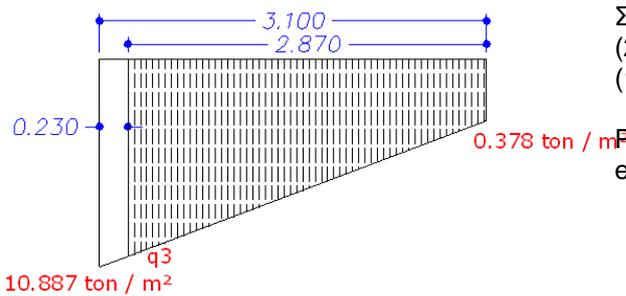


Figura 39. Presiones sobre la placa de fundación para la colocación del acero.

$$q_3 = (2.870 / 3.10) \times 10.887$$

$$q_3 = 10.08 \text{ ton} / \text{m}^2.$$

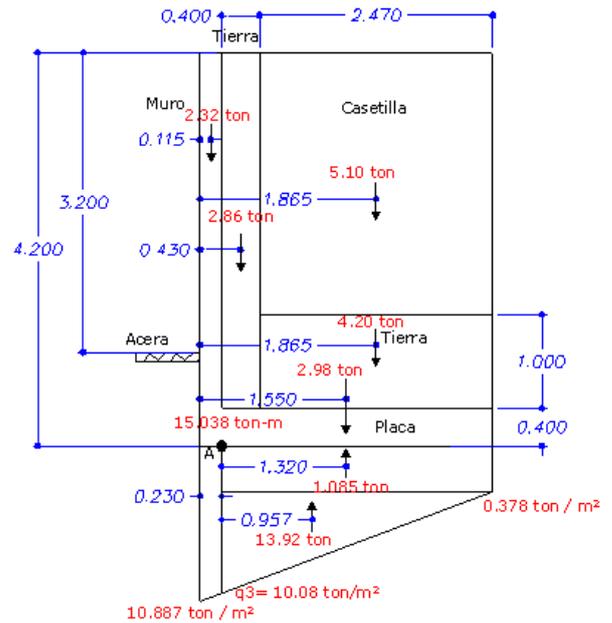


Figura 40. Sumatoria de momentos con respecto a A

$$\Sigma M_A = (2.32 \times 0.115) - (2.86 \times 0.43) - (2.98 \times 1.55) - (4.20 \times 1.865) - (5.10 \times 1.865) + (1.085 \times 1.32) + (13.92 \times 0.957) = -8.173$$

Por lo que el acero de la placa va ubicado en la parte de arriba.

## Diseño de la propuesta de Reforzamiento.

Para este diseño se tomarán los datos que se obtuvieron de los gráficos de envolvente de las figuras 31,32, 33. Estos diagramas fueron hechos tomando en cuenta que el apoyo del muro sea un empotramiento.

En la parte de los resultados obtenidos se observa que la capacidad de flexión del muro no cumplía con las diferentes fuerzas aplicadas como la de sismo, empuje y fuerzas ejercidas por las casetillas de mampostería y perling. Por lo que se decidió que en esta propuesta de reforzamiento toda la capacidad de flexión sea tomada por la malla que estará incluida en la propuesta, quitándole esta labor por completo al muro existente.

Se resolvió que el muro se agrietara en la base para que se cumpla lo indicado anteriormente, por lo que para diseñar la malla de reforzamiento se tuvo que cambiar el modelo a un apoyo simple en la base. Los diagramas de cortante y momento cambiaran para los diferentes tipos de fuerzas para así obtener la respectiva envolvente y poder diseñar. A continuación se presentan los gráficos con los respectivos cambios, dicho análisis se realizó por metro lineal.

## Diagramas de fuerzas para la Envolvente con el modelo de tensores con apoyo simple.

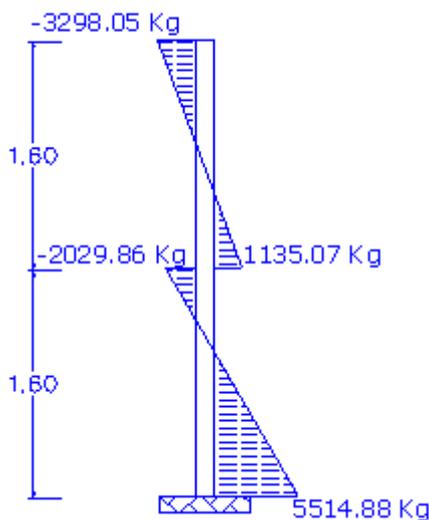


Figura 41 Diagrama de Cortante de la envolvente de fuerzas para el caso del modelo con tensores y con apoyo simple

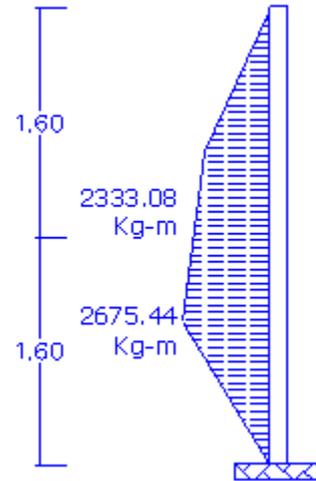


Figura 42 Diagrama de Momento de la envolvente de fuerzas para el caso del modelo con tensores y con apoyo simple

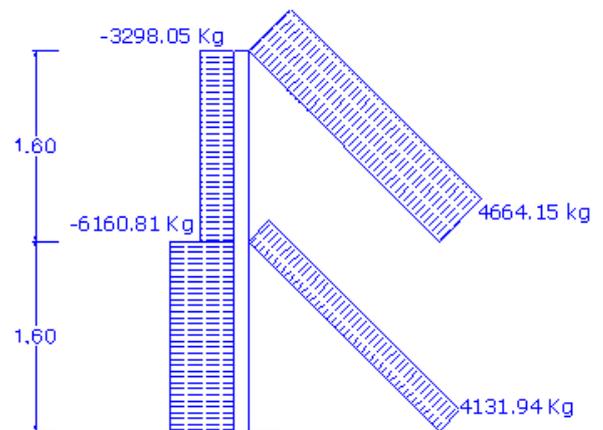


Figura 43 Diagrama de Carga Axial de la envolvente de fuerzas para el caso del modelo con tensores y con apoyo simple

## Diseño de tensores.

La propuesta de reforzamiento se basó en colocar dos tensores; uno en la parte superior del muro existente y otro a la mitad del muro, tal como se mostró en la figura 26.

Las fuerzas que me suministró el Sap2000 fueron a cada metro. Se propuso colocarlos a cada tres metros por lo que las fuerzas suministradas tuvieron que multiplicarse por tres, tal como se muestra en el siguiente cuadro.

<b>CUADRO 35. FUERZA POR TENSORES</b>			
Tensor	Fuerza Sap 2000 a cada metro (Kg)	Separación ( m )	Fuerza Diseño ( Kg )
Superior	4664.15	3	13992.4
Inferior	4131.94	3	12395.8

El diseño se basará en la comparación de los esfuerzos permisibles con los esfuerzos aplicados sobre las barras.

$$Eu = \frac{Pu}{\emptyset Av.}$$

Tomado del capítulo 3.2 del Libro Diseño de Estructuras de Acero (LRFD), Diseño por resistencia de miembros a tensión.

Donde:

Eu = Esfuerzo aplicado en las barras.  
 Pu = Fuerza aplicada al tensor.  
 $\emptyset = 0.75$  Factor de reducción para conexiones atornilladas a tensión.  
 Av = Área propuesta del tensor.

$$Ep = 0.60 Fy \emptyset F_{sismo}$$

Donde:

Ep = Esfuerzo Permissible  
 Fy = Resistencia de la Varilla = 2800 kg / cm<sup>2</sup>

$\emptyset = 0.75$  Factor de reducción para conexiones atornilladas.

Fsismo = Factor de seguridad de sismo.

## Diseño de tensor superior.

El diseño se empieza proponiendo un diámetro para tensor. En este caso se empieza por proponer un tensor con diámetro igual a 2.54 cm (1") con una área de 5.07 cm<sup>2</sup>. Grado 60

$$Eu = 13992 \text{ Kg} / 0.75 \times 5.07 \text{ cm}^2$$

$$Eu = 3679.80 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

$$Ep = 0.60 \times 2800 \text{ kg/cm}^2 \times 0.75 \times 1.33$$

$$Ep = 2513.7 \text{ kg/cm}^2$$

Eu < Fp No se Cumple.

Se propone dos tensores de 1" a cada 1.50 m.

$$Av = 10.13 \text{ cm}^2$$

$$Eu = 13992 \text{ kg} / 0.75 \times 10.13 \text{ cm}^2$$

$$Eu = 1841.72 \text{ kg/cm}^2$$

Eu < Fp Sí se Cumple.

Se propondrá un diámetro más ya que por construir conexiones atornilladas, a la hora de que se le realiza la rosca al tensor, este pierde diámetro, por lo que el tensor queda de 2.858 cm (1 1/8") grado 60 a cada 1.50 metros

## Diseño de tensor inferior.

La fuerza que se aplica a este tensor es igual a 12395.8 kg según cuadro 35. Se propone un tensor de 1" = 2.54 cm con una área igual a 5.07 cm<sup>2</sup>.

$$Eu = 12395.8 \text{ kg} / 0.75 \times 5.07 \text{ cm}^2$$

$$Eu = 3259.91 \text{ kg/cm}^2$$

$$Ep = 2513.7 \text{ kg/cm}^2$$

Eu < Fp No se Cumple.

Se propone un tensor de 2.54 cm (1") a cada 1.50 m con una área igual a 10.13 cm<sup>2</sup>

$$Eu = 12395.8 \text{ kg} / 0.75 \times 10.13 \text{ cm}^2$$

$$Eu = 1631.57 \text{ kg/cm}^2$$

$Eu < Fp$  Si se Cumple.

Se propondrá un diámetro más ya que por construir conexiones atornilladas a la hora de que se le realiza la rosca al tensor, este pierde diámetro, por lo que el tensor queda de 2.85 cm (1 1/8") a cada 1.50 metros

<b>CUADRO 36. MUESTRA DEL DISEÑO DE TENSORES</b>			
Tensor	Diseño de tensor	Grado del tensor (kg/cm <sup>2</sup> )	Fuerza Diseño (Kg)
Superior	1 de 2.85 cm @ 1.50 m	4200	13992.4
Inferior	1 de 2.84 cm @ 1.50 m	4200	12395.8

### Diseño de las tuercas para los tensores de 2.85 cm (1 1/8") para placa superior.

La rosca o tuerca del tensor queda de 1" = 2.54 cm por lo que para este diámetro la tuerca tiene que ser de 4.15 cm (1.635") y una arandela de 3.68 cm (1.450") Ver Anexo 6

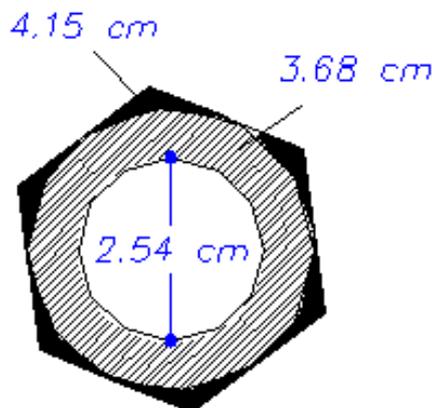


Figura 44. Placa para tensores de 2.85cm (1 1/8) placa superior

La fuerza por tensor se calculo de la siguiente manera:

$$Fts = 13992.4 \text{ kg} / 2$$

$$Fts = 6996.23 \text{ kg}$$

Fts = Fuerza de tensor Superior

El análisis que se hace es por aplastamiento comparando los esfuerzos permisibles con los esfuerzos aplicados en el área de la tuerca.

$$Ep = 0.60 Fy \text{ } \emptyset \text{ Fsismo}$$

$$Ep = 0.60 \text{ } 2800 \text{ kg/cm}^2 \text{ } 0.75 \text{ } 1.33$$

$$Ep = 1675.8 \text{ kg/cm}^2$$

$$1.450'' = 3.683 \text{ cm.}$$

$$1'' = 2.54 \text{ cm}$$

Área neta de aplastamiento = An

$$An = \frac{\pi (3.683)^2}{4} - \frac{\pi (2.540)^2}{4}$$

$$An = 5.584 \text{ cm}^2$$

$$Ea = Fts / An$$

$$Ea = \frac{6996.23 \text{ kg}}{5.584 \text{ cm}^2}$$

$$Ea = 1252.99 \text{ kg/cm}^2$$

$Ea < Ep$  Si se Cumple.

### Diseño de las tuercas para los tensores de 2.85 cm (1 1/8") de placa inferior.

Para el diseño se tomarán las mismas establecidas anteriormente.

$$Fts = 12395 \text{ kg} / 2$$

$$Fts = 6197.91 \text{ kg}$$

Fts = Fuerza de tensor Superior

$$An = 5.584 \text{ cm}^2$$

$$Ea = \frac{6197.91 \text{ kg}}{5.584 \text{ cm}^2}$$

$$Ea = 1109.94 \text{ kg/cm}^2$$

$Ea < Ep$  Si se Cumple.

## Análisis de las dimensiones de la placa Superior e Inferior.

Para el diseño se hizo inicialmente un análisis de las dimensiones de la placa con respecto al espesor para garantizarse de que la placa sea compacta. Las propiedades del acero con que se hizo el análisis es el acero A36 con una resistencia de 2530.6 Kg/cm<sup>2</sup>.

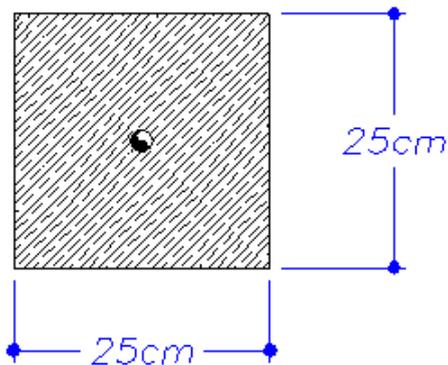


Figura 45. Dimensiones de placa para tensor superior.

Según el Código Sísmico de Costa Rica 2002 en la tabla 10.2 indica que la relación largo espesor de la placa debe de ser menor que  $0.30 \sqrt{E_s/F_y}$ . (Ver Anexo 8)

$$\frac{d}{t} < 0.30 \sqrt{E_s/F_y}$$

Donde:

d = Ancho de la placa.  
t = Espesor de la Placa.  
Es = 2100000 Kg/cm<sup>2</sup>  
Fy = 2530.6 Kg/cm<sup>2</sup>

$$0.30 \sqrt{2100000 / 2530.6} = 8.642$$

Se propone placa de 1" = 2.54 cm

$$d/t = 25 \text{ cm} / 2.54 \text{ cm} = 9.843 \text{ No Cumple.}$$

Se propone cambiar las dimensiones de placa a 20 cm x 20 cm.

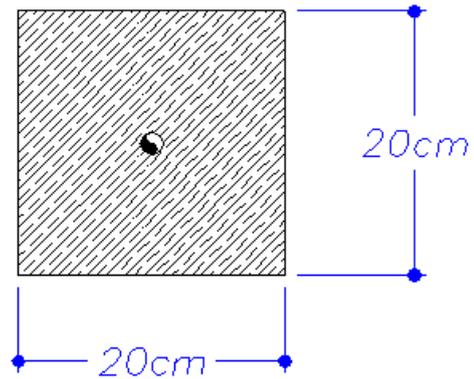


Figura 46. Readecuación de las dimensiones de placa para tensor superior.

Se propone placa de 1/2" = 1.27 cm

$$d/t = 20 \text{ cm} / 1.27 \text{ cm} = 15.70 \text{ No Cumple.}$$

Se propone placa de 1" = 2.54 cm

$$d/t = 20 \text{ cm} / 2.54 \text{ cm} = 7.87 \text{ Si Cumple. La placa es Compacta.}$$

## Revisión de los esfuerzos de la Placa Superior.

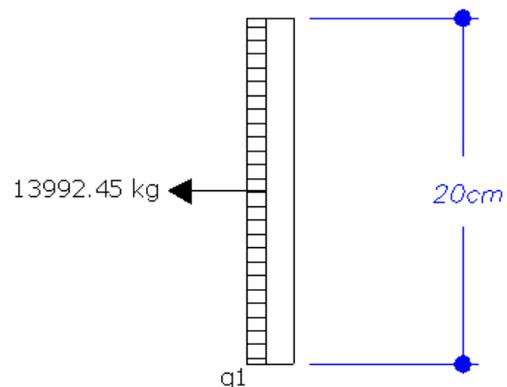


Figura 47. Fuerza del tensor ejercida sobre la placa superior.

$$q_1 = T_1/A_p$$

Donde:

q1 = Esfuerzo de la placa sobre el muro.

T1 = Fuerza ejercida sobre la placa = 13992.45 kg.

Ap = Área de contacto de la placa.

$$q_1 = \frac{13992.45 \text{ kg}}{20 \text{ cm} \times 20 \text{ cm}} = 34.98 \text{ kg/cm}^2$$

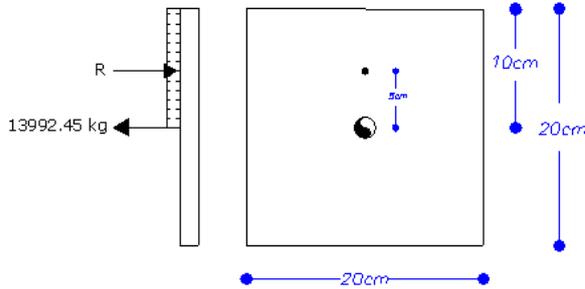


Figura 48. Gráfico de fuerzas sobre la placa superior para obtener el momento de diseño.

$$R = q_1 \times b \times d/2.$$

$$R = 34.98 \text{ kg/cm}^2 \times 20 \text{ cm} \times 20 \text{ cm}$$

$$R = 6996.23 \text{ kg.}$$

$$M_{\max} = 6996.23 \text{ kg} \times 5 \text{ cm.}$$

$$M_{\max} = 34981.13 \text{ kg} \times \text{cm}$$

$M_{\max}$  = Momento aplicado en la placa.

$$M_u = \phi M_{\max}$$

$$M_u = 0.90 \times 34981.13 \text{ kg cm}$$

$$M_u = 31483 \text{ kg cm}$$

Donde:

$M_u$  = Momento de Diseño.

$\phi$  = Factor de reducción = 0.90 LRFD.

$$E_a = \frac{M_u C}{\phi I_{xx}}$$

$E_a$  = Esfuerzo que soporta la placa.

$C$  = Eje central del espesor de la placa.

$I_{xx}$  = Inercia en el eje x-x

$$E_p = 0.60 F_y \phi F_{sismo}$$

Tipo de Acero = A36 = 2530.6 kg/cm<sup>2</sup>

$$\phi = 0.90 \text{ LRFD}$$

$$E_p = 0.60 \times 2530.6 \text{ kg/cm}^2 \times 0.90 \times 1.33$$

$$E_p = 1817.47 \text{ kg/cm}^2.$$

Se propone placa de 1" de espesor.

$$I_{xx} = 25 \text{ cm} \times (2.54 \text{ cm})^3 / 12$$

$$I_{xx} = 27.31 \text{ cm}^4$$

$$C = 2.54 \text{ cm} / 2$$

$$C = 1.27 \text{ cm}$$

$$E_a = \frac{31483 \text{ kg-m} \times 1.27 \text{ cm}}{0.90 \times 27.31 \text{ cm}^4}$$

$$E_a = 1626.61 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_a < E_p \text{ Sí cumple.}$$

### Revisión de los esfuerzos de la Placa Inferior.

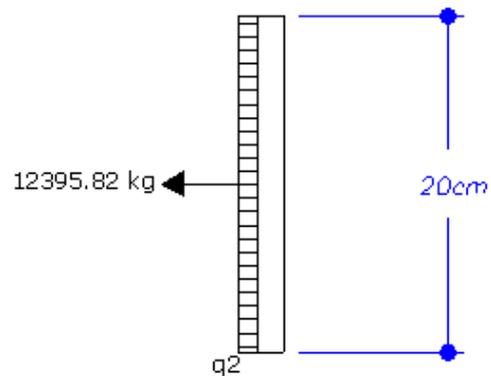


Figura 49. Fuerza del tensor ejercida sobre la placa inferior.

$$q_2 = T_2 / A_p$$

Donde:

$q_2$  = Esfuerzo de la placa sobre el muro.

$T_2$  = Fuerza ejercida sobre la placa = 12395.82 kg.

$A_p$  = Área de contacto de la placa.

$$q_2 = \frac{12395.82 \text{ kg}}{20 \text{ cm} \times 20 \text{ cm}} = 30.99 \text{ kg/cm}^2$$

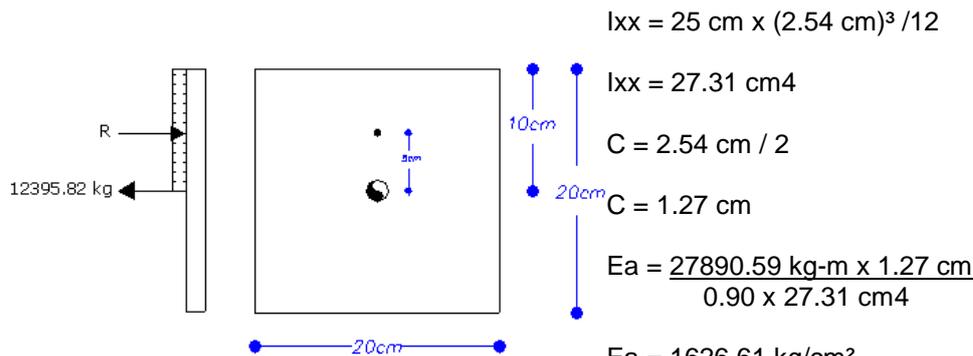


Figura 50. Gráfico de fuerzas sobre la placa inferior para obtener el momento de diseño.

$R = q \times b \times d / 2.$

$R = 30.99 \text{ kg/cm}^2 \times 20 \text{ cm} \times 20 \text{ cm}$

$R = 6197.91 \text{ kg}.$

$M_{max} = 6197.91 \text{ kg} \times 5 \text{ cm}.$

$M_{max} = 30989.55 \text{ kg} \times \text{cm}$

$M_{max} =$  Momento aplicado en la placa.

$M_u = \phi M_{max}$

$M_u = 0.90 \times 30989.55 \text{ kg cm}$

$M_u = 27890.59 \text{ kg cm}$

Donde:

$M_u =$  Momento de Diseño.

$\phi =$  Factor de reducción = 0.90 LRFD.

$E_a = \frac{M_u C}{\phi I_{xx}}$

$E_a =$  Esfuerzo que soporta la placa.

$C =$  Eje central del espesor de la placa.

$I_{xx} =$  Inercia en el eje x-x

$E_p = 0.60 F_y \phi F_{sismo}$

Tipo de Acero = A36 = 2530.6 kg/cm<sup>2</sup>

$\phi = 0.90$  LRFD

$E_p = 0.60 \times 2530.6 \text{ kg/cm}^2 \times 0.90 \times 1.33$

$E_p = 1817.47 \text{ kg/cm}^2.$

Se propone placa de 1" de espesor.

### Diseño de los tornillos de la Placa Superior.

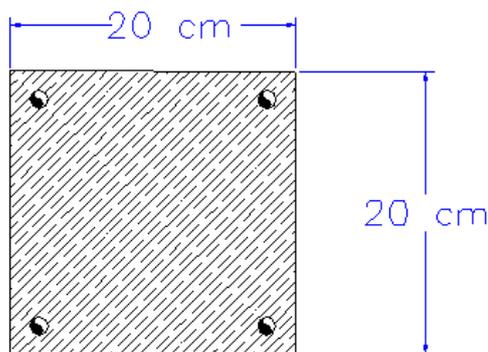


Figura 51. Gráfico de propuesta de 4 tornillos para placa superior.

Carga por tornillo =  $13992.45 \text{ kg} / 4 = 3498.11 \text{ kg}.$

Los tornillos soportan la carga aplicada al tensor superior o inferior entre 4, que son el número de tornillos que sujetan la placa al muro.

Se propone tornillo de 1/2" = 1.27 cm

$A_v = 1.27 \text{ cm}^2$

$E_a = 3498.11 \text{ kg} / 1.27 \text{ cm}^2 = 3672.56 \text{ kg/cm}^2$

$E_p = 0.60 \times 2800 \text{ kg/cm}^2 \times 0.75 \times 1.33$   
 $E_p = 1675.8 \text{ kg/cm}^2$

$E_a > E_p$  No cumple.

Se propone tornillo de 3/4"

$$A_v = 2.85 \text{ cm}^2$$

$$E_a = 3498.11 \text{ kg}/2.85 \text{ cm}^2 = 1636.5 \text{ kg}/\text{cm}^2$$

$E_a < E_p$  Si cumple

A la hora de que se le realiza la rosca al tensor esta pierde diámetro, por lo que se aumenta un diámetro al tensor o sea pasa de  $\frac{3}{4}$ " = 1.91 cm a  $\frac{7}{8}$ " = 2.22 cm para que la rosca quede en  $\frac{3}{4}$ " = 1.91 cm de diámetro.

### Diseño de los tornillos de la Placa Inferior.

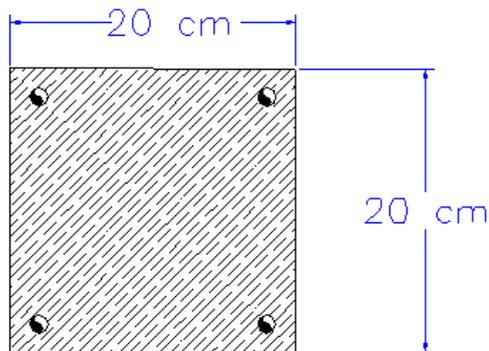


Figura 52. Gráfico de propuesta de 4 tornillos para placa inferior.

$$\text{Carga por tornillo} = 12395.82 \text{ kg} / 4 = 3098.96 \text{ kg.}$$

Se propone tornillo de  $\frac{3}{4}$ "

$$A_v = 2.85 \text{ cm}^2$$

$$E_a = 3098.96 \text{ kg}/2.85 \text{ cm}^2 = 1449.8 \text{ kg}/\text{cm}^2$$

$E_a < E_p$  Sí cumple

A la hora de que se le realiza la rosca al tensor esta pierde diámetro, por lo que se aumenta un diámetro al tensor o sea pasa de  $\frac{3}{4}$ " = 1.91 cm a  $\frac{7}{8}$ " = 2.22 cm para que la rosca quede en  $\frac{3}{4}$ " = 1.91 cm de diámetro.

### Revisión del aplastamiento de las arandelas y tuercas de los tornillos de la placa Superior.

Para este diámetro la arandela tiene que ser de  $1.285$ " = 3.26 cm y la tuerca  $1.465$ " = 3.72 cm Ver Anexo 6

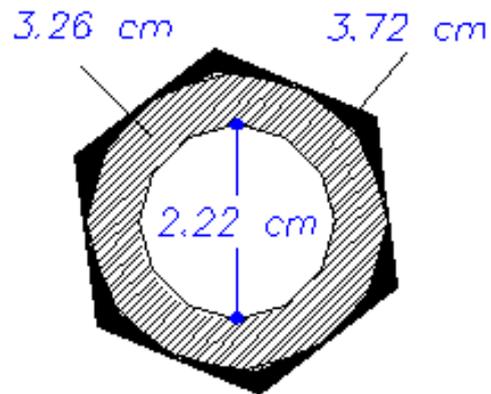


Figura 53. Tuercas y arandelas para placa Superior.

$$E_p = 0.60 F_y \varnothing F_{sismo}$$

$$E_p = 0.60 \cdot 2800 \text{ kg}/\text{cm}^2 \cdot 0.75 \cdot 1.33$$

$$E_p = 1675.8 \text{ kg}/\text{cm}^2$$

$$1.285" = 3.264 \text{ cm.}$$

$$7/8" = 2.22 \text{ cm}$$

Área neta de aplastamiento =  $A_n$

$$A_n = \frac{\pi (3.264)^2}{5} - \frac{\pi (2.222)^2}{4}$$

$$A_n = 4.484 \text{ cm}^2$$

$$E_a = F_{ts} / A_n$$

$$E_a = \frac{3498.11 \text{ kg}}{4.484 \text{ cm}^2}$$

$$E_a = 780.13 \text{ kg}/\text{cm}^2$$

$E_a < E_p$  Sí se Cumple.



Lo primero que se realiza es analizar si la viga o la sección de la misma causa desgarre sobre el muro existente.

La fuerza horizontal con que se hace el análisis de esfuerzo es igual a 9894.16 kg Según como se muestra en la siguiente figura.

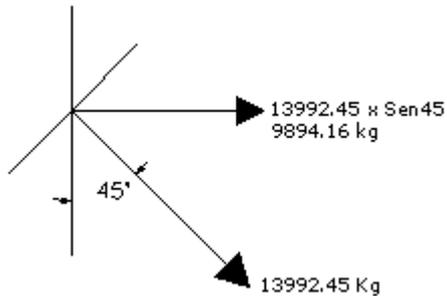


Figura 57. Componente de la fuerza del tensor con la que se hace el análisis de desgarre.

Este estudio se hace con base en el tensor superior, ya que es la fuerza con mayor magnitud. Si cumple el análisis con esta fuerza también cumplirá para el tensor inferior, ya que la fuerza es un poco menor.

$$ED = T1 / 2 \text{ btrib} \times d$$

Donde:

ED = Esfuerzo de Desgarre sobre pared existente.

T1 = Componente de la fuerza ejercida por el tensor

btrib = Ancho tributario del tensor que causa el desgarre.

d = Altura de la sección que causa desgarre.

$$T1 = 9894.16 \text{ kg}$$

$$\text{btrib} = 1.50 \text{ m}$$

$$d = 48 \text{ cm}$$

$$ED = 9894.16 \text{ kg} / 2 ( 150 \text{ cm} ) \times 48 \text{ cm}$$

$$ED = 0.687 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo de desgarre tiene que ser menor que:

$$\phi Vc = \phi 0.53 \sqrt{F'c}$$

$$\phi = 0.85 \text{ ACI}$$

F'c = 100 kg/cm<sup>2</sup> valor que toma en cuenta el muro nuevo y el existente.

$$\phi Vc = 0.85 0.53 \sqrt{100}$$

$$\phi Vc = 4.505 \text{ kg/cm}^2$$

ED <  $\phi Vc$  Si cumple no hay desgarre de la viga sobre el muro.

### Análisis por flexión.

Se definirá un modelo con apoyos simples y una carga distribuida.

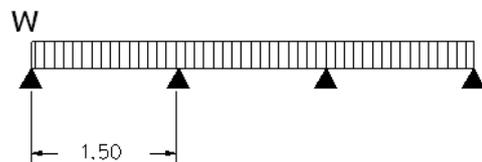


Figura 58. Modelo para viga.

Se definirán doce apoyos para un fuerza total T = 6996.23 x 12 = 83954.76 kg por lo que la carga W = 83954.76 kg / 12 x 1.50m = 4664.15 kg/m

El modelo fue suministrado al SAP2000 dieron las siguientes fuerzas:

$$Vu = 5253.37 \text{ kg}$$

$$Mu = 1311.6 \text{ kg-m}$$

$$As = \frac{Mu}{Q Fb 0,9d}$$

$$d = 0,372\text{m} = 37,15\text{cm}$$

$$As = \frac{131160 \text{ kg cm}}{0.85 \times 2800\text{kg/cm}^2 \times 0,9 \times 37,15\text{cm}}$$

$$As = 1,648 \text{ cm}^2$$

$$Pcal = \frac{As}{bw d} = \frac{1.684 \text{ cm}^2}{100 \text{ cm} \times 37.15 \text{ cm}}$$

$$Pcal = 0.0004$$

$$Pmax = 0.7 \times Pbal$$

$$Pbal = \frac{0.85 fc B1}{Fy} \frac{0.003 Es}{0.003 Es + fy}$$

$$P_{bal} = \frac{0,85 \cdot 210 \cdot 0,85 \times 0,003 \cdot 2100000}{2800 \cdot 0,003 \cdot 2100000 + 2800}$$

$$P_{bal} = 0,038$$

$$P_{max} = 0,7 \times 0,038$$

$$P_{max} = 0,026$$

$$P_{min} = \frac{0,80 \sqrt{f_c}}{f_y}$$

$$P_{min} = 0,80 \sqrt{210} / 2800$$

$$P_{min} = 0,004$$

$P_{cal} < P_{min}$  No cumple.

Se propone cambiar la varilla de grado 40 a grado 60

$$P_{bal} = \frac{0,85 \cdot 210 \text{ ks} \cdot 0,85 \times 0,003 \cdot 2100000}{4200 \cdot 0,003 \cdot 2100000 + 4200}$$

$$P_{bal} = 0,022$$

$$P_{max} = 0,7 \times 0,022$$

$$P_{max} = 0,02$$

$$P_{min} = 0,80 \sqrt{210} / 4200$$

$$P_{min} = 0,003$$

Se propone 6 varillas # 5

$$A_v = 11,87 \text{ cm}^2$$

$$P_{cal} = 11,87 \text{ cm}^2 / 100 \times 37,15$$

$$P_{cal} = 0,0032$$

$P_{cal} > P_{min}$  Sí cumple

### Análisis por Cortante.

$$V_u = 5253,37 \text{ kg}$$

$$\phi V_c = 0,85 \cdot 2 \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d$$

$$\phi V_c = 0,85 \times 2 \times \sqrt{210} \times 100 \times 37,15$$

$$\phi V_c = 91\,520 \text{ kg} > V_u = 5253,37 \text{ kg}$$

$$V_n = 107\,671 \text{ kg}$$

$$V_c = 91\,520$$

$$V_s = 107\,671 \text{ ks} - 91\,520$$

$$V_s = 16\,151 \text{ ks}$$

$$S = A_v f_y d / V_s$$

Se propone varilla # 3

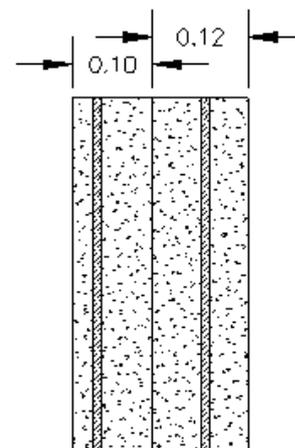
$$A_v = 1,43 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{1,43 \text{ cm}^2 \times 4200 \text{ kg/cm}^2}{16\,151 \text{ kg}} \cdot 37,15 \text{ cm}$$

$$S = 28 \text{ cm}$$

Se colocaran aros # 3 @ 28 cm G60

### Diseño de muro de Reforzamiento.



Muro Reforzamiento Muro Existente

Figura 59. Figura de la pared y la propuesta de reforzamiento. Ver figura 55

### Análisis por Flexión.

$$\text{Recubrimiento} = 2,50 \text{ cm}$$

$$d = 19,5 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{267500 \text{ kg cm}}{85 \times 2800 \text{ kg/cm}^2 \times 0,9 \times 19,5 \text{ cm}}$$

$$A_s = 6,4 \text{ cm}^2$$

$$P_{cal} = \frac{A_s}{b_w d} = \frac{6,4 \text{ cm}^2}{100 \text{ cm} \times 19,5 \text{ cm}}$$

$$P_{cal} = 0,004.$$

$$P_{max} = 0,7 \times P_{bal}$$

$$P_{bal} = \frac{0.85 f_c B_1}{F_y} \frac{0.003 E_s}{0.003 E_s + f_y}$$

$$P_{bal} = \frac{0.85 \cdot 210}{2800} \cdot \frac{0.85 \times 0.003 \cdot 2100000}{0.003 \cdot 2100000 + 2800}$$

$$P_{bal} = 0.038$$

$$P_{max} = 0.7 \times 0.038$$

$$P_{max} = 0.026$$

$$P_{min} = \frac{0.80 \sqrt{f_c}}{f_y}$$

$$P_{min} = 0.80 \sqrt{210} / 2800$$

$$P_{min} = 0.004.$$

$$P_{cal} = 0.004 = P_{min}$$

No cumple.

Se propone malla de varilla # 5 @ 13.3 cm

$$A_v = 15.03 \text{ cm}^2$$

$$P_{cal} = 15.03/100 \times 19.5 = 0.008$$

Sí Cumple.

### Análisis por Cortante.

$$V_u = 5514.88 \text{ kg}$$

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 2 \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 2 \times \sqrt{210} \times 100 \times 19.5$$

$$\phi V_c = 48.038 \text{ Kg}$$

$\phi V_c > V_u$  Sí Cumple.

$$A_s = 0.002 \times 100 \text{ cm} \times 22 \text{ cm}$$

$$A_s = 4.4 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Se propone malla de varilla # 5 @ 13.3 cm

$$A_v = 15.03 \text{ cm}^2$$

$$P_{cal} = 15.03/100 \times 19.5 = 0.008$$

Sí Cumple.

### Proceso Constructivo.

- El proceso constructivo de la propuesta de reforzamiento consistirá primero en hacer los orificios para los tensores de 2.85 cm (1 1/8) en el muro existente, a cada 1.50 metros.
- La malla de varilla # 5, se tiene que colocar empezando desde la cimentación por el lado de afuera del muro por lo que se tiene que hacer una zanja para poder colocar dicha malla y adherirla al muro.
- La malla se tiene que colocar de modo que se respete un recubrimiento de 2.50 cm. Después se tiene que colocar la armadura de las vigas que soportaran las placas de los tensores a 1.60 m y a 3.20 m de altura.
- Los tensores se protegerán con un tubo de PVC de 10 cm y se le inyectara lechada con una relación agua-cemento igual a 0.40.
- Con respecto a la construcción del muro nuevo se plantearon tres propuestas que desde el punto de vista económico están muy parecidas. (Ver Apéndices) Desde el punto de vista constructivo hay que dar solución a ciertos puntos durante la construcción, como por ejemplo, cómo sostener el terreno, las torres de iluminación y las graderías durante la excavación de tierra para la construcción de la placa de cimentación del muro y el levantamiento del mismo, así como el área tan ajustada que se tendría para trabajar, el clima y otros factores que se tienen que tomar en cuenta. Por eso la propuesta de reforzamiento es una solución bastante práctica, sencilla, segura y más económica que si se construyera el muro totalmente nuevo.

# Conclusiones

1. El muro actualmente no cumple con la capacidad mínima para resistir los esfuerzos que me generan flexión producidos por las cargas aplicadas al muro.
2. Las torres de iluminación no ejercen carga sobre el muro.
3. Las graderías de sol no ejercen carga sobre el muro.
4. Las dimensiones mínimas que debe de tener la placa del muro existente es de 2 metros para que se mantenga estable como están actualmente.
5. Las dimensiones mínimas que deben tener las bases de la torre es de 3 metros de ancho por 1.70 metros de profundidad, para que se mantenga estable como están actualmente.
6. Las cargas que están haciendo presión sobre el muro son la de empuje de la tierra, sismo y casetilla de transmisión de mampostería.
7. La fuerza ejercida por la casetilla de mampostería se considera como la situación mas crítica y con base en ella se fundamenta la propuesta de reforzamiento y diseño del muro nuevo.
8. La propuesta de reforzamiento es una solución muy práctica y rápida, con respecto a la construcción del muro si este se construyera nuevo ya que no se tendría que hacer movimientos de tierra y se guardarían los problemas de espacio para trabajar.
9. La construcción del muro nuevo con varilla numero #8 tiene un valor de  $\$426.677$  por metro lineal.
10. La construcción del muro nuevo con varilla numero #7 tiene un valor de  $\$420.805$  el metro lineal.
11. La construcción del muro nuevo con varilla numero #6 tiene un valor de  $\$415.812$  el metro lineal.
12. La propuesta de reforzamiento tiene un costo de  $\$312.357$  el metro lineal.
13. El muro de la propuesta de reforzamiento fue diseñado para resistir o absorber la flexión y cortante generada por las fuerzas aplicadas, ya que el muro existente no cumple o tiene la capacidad de resistir el 100% de flexión y cortante generado por las fuerzas aplicadas.
14. El reforzamiento es viable sin demoler el muro existente

# Recomendaciones

Las siguientes recomendaciones se tienen que tomar en cuenta si se quiere llevar a cabo el trabajo en el campo. Ya que se hicieron una serie de suposiciones que no se pudieron respaldar por la falta de los estudios de laboratorio respectivos y recursos económicos.

1. Se debe de realizar un estudio de suelos del terreno que hace presión sobre el muro, para conocer las verdaderas propiedades físicas.
2. Se debe de tomar muestra de los diferentes componentes estructurales del muro como vigas, columnas y pared para que sean analizados por un laboratorio en materiales y que proporcionen un diagnóstico real de las propiedades físicas de estos elementos.
3. Se debe realizar una excavación del terreno para conocer las verdaderas dimensiones que tiene la cimentación del muro, con las debidas medidas de seguridad y escogiendo el sitio del muro que sea menos peligroso.
4. Se debe realizar una excavación del terreno para conocer las verdaderas dimensiones que tienen las torres de iluminación del estadio, tomando en cuenta las debidas medidas de seguridad para esta actividad.

# Apéndices

Los apéndices que se presentan son cuatro. El presupuesto del diseño de la propuesta de reforzamiento y el presupuesto de 3 diseños nuevos.

# Anexos

# Referencias

Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos, 2002. **CÓDIGO SISMICO DE COSTA 2002.** Costa Rica. Editorial Tecnológica de Costa Rica.

Jack C. McCormac. 1989, **DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO.** EE.UU.; Ediciones Alfaomega, S.A. de C.V.

Arthur H. Nilson. 1999, **DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO.** Colombia. McGRAW-HILL INTERAMERICANA, S.A.

R.Park y T. Paulay.1986, **ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO.** Nueva Zelandia; Editorial Limusa, S.A.

James H. Earle.1973, **DISEÑO GRAFICO EN INGENIERÍA.** Texas; Fondo Educativo Interamericano S.A.