

**ANALISIS DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL EN LA EDIFICACION DEL
BLOQUE CENTRAL DE LOS LABORATORIOS DE FISICA Y QUIMICA DE
TULCAN**

JUAN CARLOS NARVAEZ

RODRIGO ANDRES SALAZAR

**UNIVERSIDAD DEL CAUCA
FACULTAD DE INGENIERIAS
INGENIERIA CIVIL**

POPAYAN

2012

**ANALISIS DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL EN LA EDIFICACION DEL
BLOQUE CENTRAL DE LOS LABORATORIOS DE FISICA Y QUIMICA DE
TULCAN**

JUAN CARLOS NARVAEZ

RODRIGO ANDRES SALAZAR

**PROYECTO DE TRABAJO SOCIAL PARA OPTAR EL TITULO DE INGENIERO
CIVIL**

Director:

JUAN MANUEL MOSQUERA RIVERA

UNIVERSIDAD DEL CAUCA

FACULTAD DE INGENIERIAS

INGENIERIA CIVIL

POPAYAN

2012

TABLA DE CONTENIDO

1. INTRODUCCION.
2. OBJETO Y JUSTIFICACIÓN DEL PROYECTO.
 - 2.1 *Objetivo general del proyecto*
 - 2.2 *Objetivos específicos del proyecto*
 - 2.3 *Justificación del proyecto*
3. METODOLOGIA
4. MARCO TEÓRICO.
 - 4.1 Ubicación del edificio
 - 4.2 El uso
 - 4.3 Características principales
 - 4.4 El suelo
 - 4.5 Configuración del edificio y cargas
 - 4.5.1 Cargas del entrepiso
 - 4.5.2 Losa de entrepiso
 - 4.5.3 Pisos y acabados
 - 4.5.4 Cielo raso
 - 4.5.5 Mesas de trabajo
 - 4.5.6 Muros
 - 4.6 Cargas de la cubierta
5. NIVELACION.
 - 5.1 Asentamientos diferenciales:
 - 5.1.2 Nivelación a nivel de piso
 - 5.1.3 Nivelación a nivel de entrepiso

6. MODELACION

6.1 Flujo de cargas verticales

6.1.1 Flujo de cargas en la losa de entrepiso

6.1.2 Flujo de cargas en la cubierta

6.2 Fuerzas sísmicas

6.2.1 Entrepiso

6.2.2 Cubierta

6.3 Análisis del edificio original

6.3.1 Análisis con cargas verticales (D+L)

6.3.2 Análisis con fuerzas sísmicas (D+L+0.7E)

6.3.3 Análisis con fuerzas sísmicas (D+L-0.7E)

7.0 COMPARACION ENTRE LOS ESFUERZOS PERMISIBLES Y DE CONTACTO

8.0 MODELACIONES ALTERNATIVAS PARA UNA SOLUCION

8.1 Modelación 1.0

8.2 Modelación 2.0

8.3 Modelación 3.0

8.4 Modelación 4.0

9.0 ANALISIS DE LAS MODELACIONES

10.0 RESUMEN Y CONCLUSIONES.

11.0 PROCESO CONSTRUCTIVO

12.0 DISEÑOS PARA LA SOLUCION ESCOGIDA

13.0 ANEXOS Y PLANOS

14.0 BIBLIOGRAFIA.

1. INTRODUCCION.

El bloque central del edificio de laboratorios ubicado en la facultad de ingenierías de la universidad del Cauca es un edificio que se construyo en una época que esta fuera de la vigencia de la norma sismo resistente; Este ha presentado una serie de problemas como son grietas en muros, deflexiones considerables en algunos puntos, rompimiento de vidrios de ventanas y cierta preocupación de sus ocupantes, por estos motivos se realizo una solicitud por medio de la dirección administrativa y de servicios de la universidad del Cauca al departamento de estructuras para que se realice un estudio que determine las causas de dichos problemas y de ser necesario se plantee soluciones.

Además de esto en un estudio anterior el edificio fue evaluado como si este fuera una edificación nueva y se concluyo que la estructura analizada es vulnerable a la ocurrencia del sismo de diseño calculado para las condiciones globales y locales de la edificación, en consecuencia la estructura no cumple con los requerimientos mínimos sismo resistente de la norma colombiana vigente, NSR-10.

2. OBJETO Y JUSTIFICACIÓN DEL PROYECTO.

2.1 Objetivo general del proyecto:

Analizar el comportamiento estructural del edificio de laboratorios ubicado en la facultad de ingenierías de la universidad del cauca

2.2 Objetivos específicos del proyecto

2.2.1 Medir los asentamientos diferenciales y las deflexiones sobre los elementos estructurales y a nivel de piso

2.2.2 Identificar la(s) causas del asentamiento, fisuraciones y deflexiones que se presentan en la estructura.

2.2.3 Analizar la estructura en mención bajo las cargas verticales y sísmicas

2.2.4 Adecuar la estructura a la normatividad de la NSR-10 y sugerir elementos adicionales

2.3 Justificación del proyecto:

Este proyecto se llevara a cabo para estudiar las causas por las que la estructura ha presentado asentamiento, fisuraciones y deflexiones considerables, y así buscar las soluciones que se consideren adecuadas para dichos problemas.

Lo anterior se hará en respuesta a la solicitud que se realizo al departamento de estructuras por medio de la dirección administrativa y de servicios de la universidad del cauca.

El proyecto será desarrollado por los estudiantes de ingeniería civil Rodrigo

Andrés Salazar y Juan Carlos Narváez como proyecto o trabajo de grado en la modalidad de pasantía social que es un requisito de graduación para Obtener el título de ingeniero civil.

Los estudiantes antes mencionados están capacitados para llevar a cabo el Proyecto ya que en su nivel de estudio y conocimiento del tema tienen las Herramientas necesarias para dicho fin, esto bajo la dirección y asesoría de un ingeniero capacitado y especializado en el área requerida.

3. METODOLOGIA

Se debe recolectar información previa necesaria como son la modelación y análisis estructural actualizado y estudio de suelos que esta siendo realizado por el departamento correspondiente.

Se hará una nivelación de columnas y puntos intermedios entre pórticos a nivel de piso para calcular las deformaciones y asentamientos diferenciales que ha sufrido la estructura.

Para hallar las causas de estas deformaciones y asentamientos compararemos la capacidad portante de los suelos proveniente del estudio de suelos con las presiones de contacto de las zapatas que obtendremos del análisis estructural que se realizo recientemente.

Se determinaran parámetros y coeficientes que son requeridos según la norma para que al momento de proponer una solución esta permita que se considere la edificación como una estructura sismo-resistente que cumpla los requerimientos.

Luego de hallar la(s) causa(s) y determinar los sitios críticos de la estructura se adoptaran posibles soluciones que cumplan con la norma, que deberán ser estudiadas y analizadas para así escoger la mas

adecuada.

4. INFORMACION PRELIMINAR.

4.1 Ubicación:

El edificio que es objeto de estudio en este proyecto es el bloque central de laboratorios de física y química, está ubicado en la sede de Tulcán de la Universidad del Cauca en Popayán entre calles 15NE y 11NE, frente a la facultad de ingeniería electrónica y telecomunicaciones.

4.2 El uso:

La estructura se usa mayoritariamente como laboratorios de prácticas universitarias, hay algunas oficinas por lo tanto se considera de orden universitario.

4.3 Características principales:

Materiales

Estructura en concreto reforzado.

Sistema estructural

Pórtico resistente a momento.

Tipo de cimentación

Cimentación superficial con zapatas individuales.

Sistema de entepiso

Sistema de losa aligerada que trabaja en 2 direcciones.

4.4 El suelo:

Las variables que provienen del suelo deben involucrarse en este proyecto y serán estudiadas por el departamento de suelos de la facultad de ingeniería civil

4.5 Configuración del edificio y cargas:

La configuración del edificio como: las dimensiones de los elementos estructurales, elementos no estructurales, mesas de trabajo etc; Se tomara de estudios previos realizados anteriormente.

se cuantifico la carga muerta que actúa en el entrepiso y la cubierta Como se muestra a continuación.

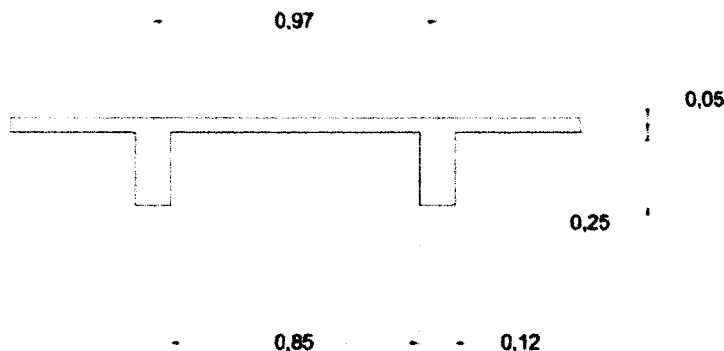
4.5.1 Cargas del entrepiso

- Carga muerta:

A continuación se muestran los diferentes elementos que constituyen la carga muerta del edificio. Como la losa tiene zonas que carga muros y otras en las que en lugar de muros hay mesas de trabajo entonces se tomara un sector representativo de la losa que incluye las mesas y algunos muros este sector está comprendido entre los ejes 7 y 9

4.5.1.1 Losa de entrepiso:

Losa aligerada que trabaja en 2 direcciones con las siguientes dimensiones



La parte de la losa que no incluye los voladizos y que trabaja en 2 direcciones aporta :

Loseta	= $0,05\text{m} \cdot 24\text{KN/m}^3$	= 1.20 KN/m ²
Nervios	= $0,12\text{m} \cdot 0,25\text{m} \cdot 1,82\text{m} / (0,97\text{m} \cdot 0,97\text{m}) \cdot 24\text{KN/m}^3$	= 1.393 KN/m ²
total		= 2.593 KN/m ²

la parte que trabaja en una dirección aporta:

Loseta	= $0,05\text{m} \cdot 24\text{KN/m}^3$	= 1.20 KN/m ²
--------	--	--------------------------

$$\text{Nervios} = (0.12\text{m} \cdot 0.25\text{m} / 0.97\text{m}) \cdot 24\text{KN/m}^3 = 0.742\text{KN/m}^2$$

$$\text{Total} = 1.942 \text{ KN/m}^2$$

4.5.2 Pisos y acabados:

Para nuestro caso y de acuerdo a la norma NSR-10 un piso de baldosa sobre 20mm de mortero aporta **1.10 KN/m²**

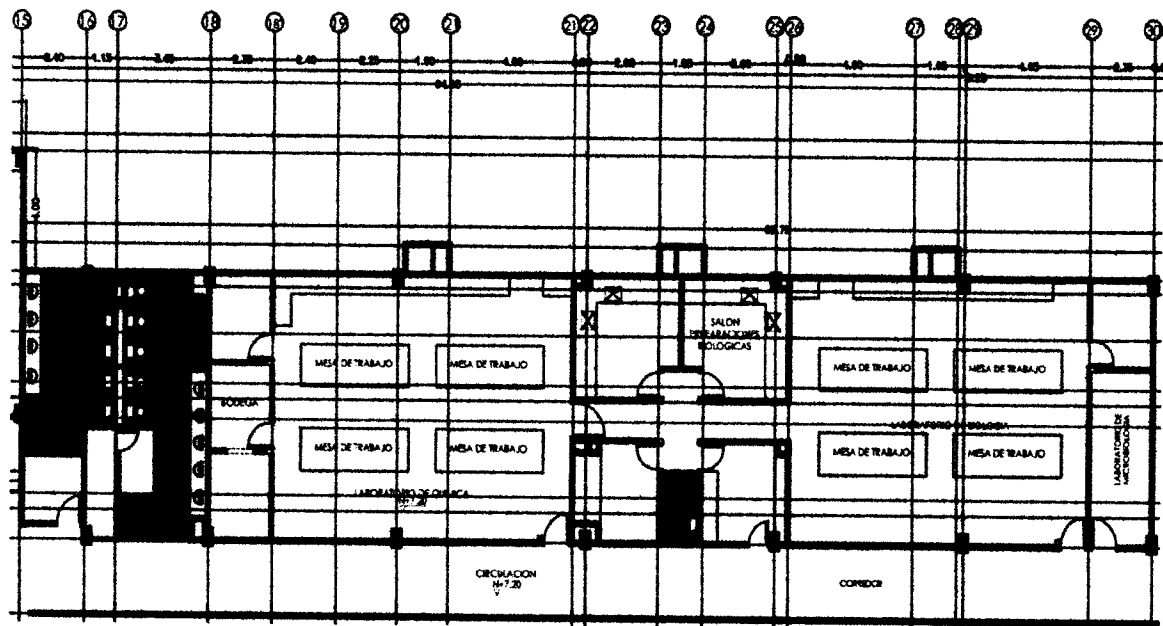
4.5.3 Cielo raso:

para un cielo raso entramado metálico suspendido afinado en cemento de acuerdo a la NSR-10 se toma **0.7 KN/m²**

4.5.4 Mesas de trabajo:

de la información recopilada se sabe que una mesa de trabajo pesa 34.988k N pero estas se encuentran en 2 grupos de 4 mesas sobre areas de la losa que corresponden a salones de laboratorio entre ejes 7-9 y también entre los ejes 10-12 de manera que la carga por metro cuadrado se calcula de la siguiente manera

$$(34.988\text{KN} \cdot 4) / (14 \cdot 8.6) = 1.16 \text{ KN/m}^2$$



En esta grafica los ejes 7 y 9 corresponden al 18 y 22 respectivamente.

4.5.5 Muros:

La norma NSR-10 indica que para muros de mampostería bloque de arcilla con 15cm de espesor y con repello en ambas caras aportan 2.5 KN/m² por metro cuadrado de superficie vertical

- Carga viva:

La carga viva que indica la norma es de 2KN/m² para salones de clase y de 5KN/m² para corredores de uso educativo.

Resumen de las cargas que actúan en el entrepiso por vanos

ELEMENTO	CARGA (KN/M ²) entre ejes					
	6 - 7	7 - 8	8 - 9	9 - 10	10 - 11	11 - 12
LOSA	2.593	2.593	2.593	2.593	2.593	2.593
PISO	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1
CIELO RASO	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7
MUROS	1.36	1.23	0	2.35	0	1.34
MESAS DE TRABAJO	0	1.16	1.16	0	1.16	1.16
TOTAL	5.753	6.783	5.553	6.743	5.553	6.893

NOTA:

Para las cargas verticales usamos el cuadro anterior por zonas ya que la carga varia a lo largo del entrepiso

4.6 CARGAS DE LA CUBIERTA

- Carga muerta:

Estas cargas corresponden a una cubierta en forma de v con cerchas en perfiles de acero apoyadas sobre los pórticos 6-12 con tensores entre ejes, tejas de asbesto-cemento y un cielo raso como el del entrepiso

Cubierta corrugada de asbesto-cemento 0.2KN/m²

Cercha en perfiles de acero 0.4 KN/m²

Cielo raso	0.7 KN/m ²
Total cubierta	1.3 KN/m ²

En la cubierta hay un muro perimetralmente que mide 2.4m de altura y esta sobre el eje c, el eje 12 y en el extremo del voladizo paralelo a los ejes C y G

Longitud =95.1m

La carga se distribuye sobre el area de la losa

Peso muros = $95.1\text{m} \times 2.4\text{m} \times 2.5\text{KN/m}^2 = 570.6\text{KN}$

Área losa = $41.9 \times 11.3 = 473.47\text{m}^2$

La carga por metro cuadrado es de **1.2KN/m²**

Total carga muerta de cubierta = 2.5KN/m²

- Carga viva:

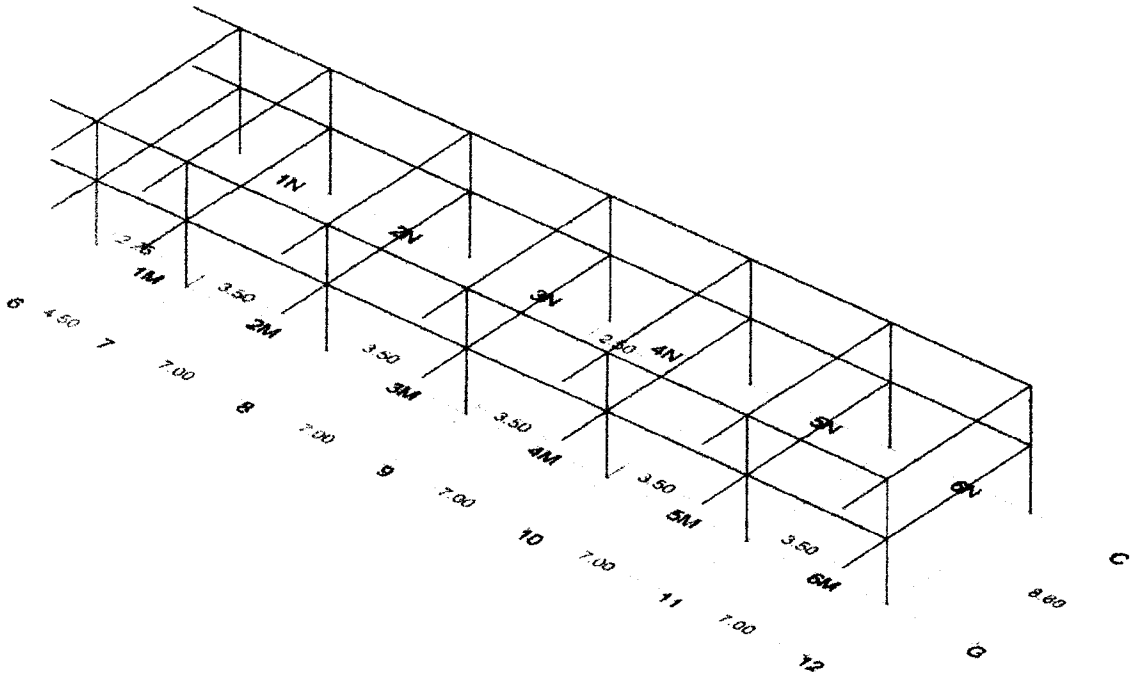
La cubierta tiene una inclinación mayor a 15 grados de pendiente y en estructura metálica Para este tipo de cubierta la norma NSR-10 nos sugiere una carga de **0.35 KN/m²**.

5. NIVELACION.

5.1 asentamientos diferenciales:

Se utilizo un nivel de precisión para la nivelación de las columnas que conforman los pórticos del bloque central de el edificio de laboratorios y se obtuvieron los siguientes datos.

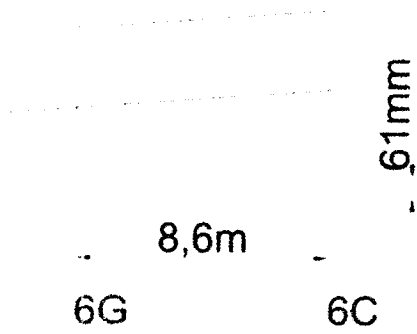
Las siguientes cotas son referenciadas a un punto fijo o BM que esta junto a la edificación al cual se le dio la cota 100(m), Puesto que no se cuenta con una nivelación inicial o un registro de cotas al momento de la construcción de esta manera igualmente podremos determinar cuales son los asentamientos diferenciales que generan agrietamientos en los muros.



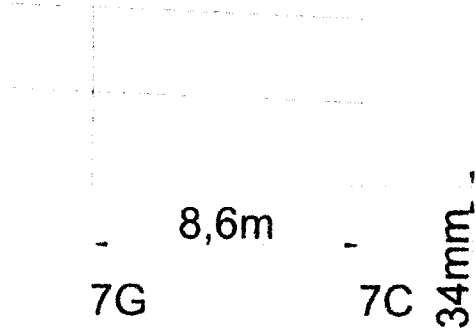
5.1.2 Nivelación a nivel de piso

PORTICO	COTA DE COLUMNA A NIVEL DE PISO(m)		Asentamiento diferencial en pórticos de ejes 6 a 12 (mm)
	G	C	
6	99.418	99.479	61
7	99.448	99.414	34
8	99.441	99.388	53
9	99.461	99.428	33
10	99.457	99.443	14
11	99.462	99.446	16
12	99.452	99.415	37

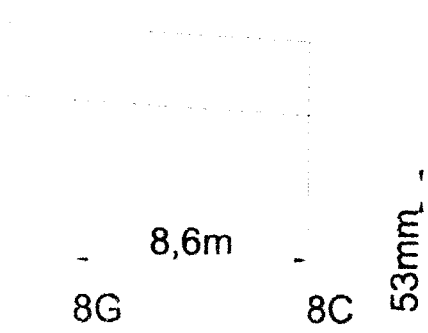
6.



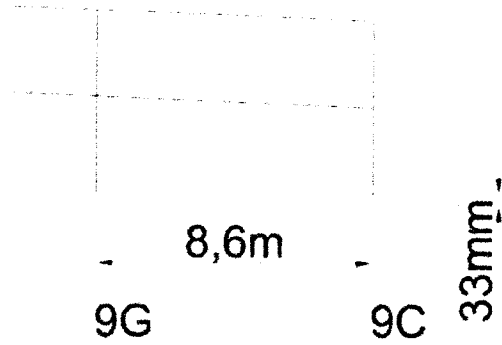
7.



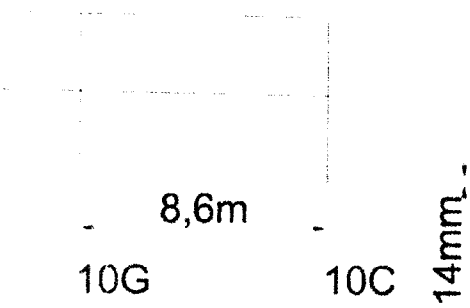
8.



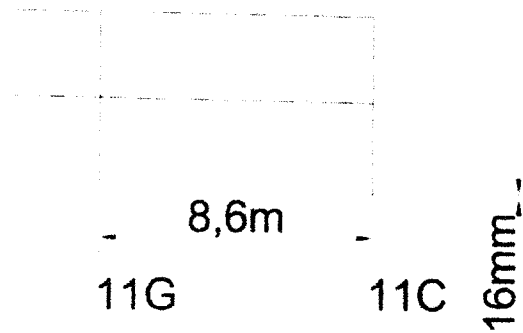
9.



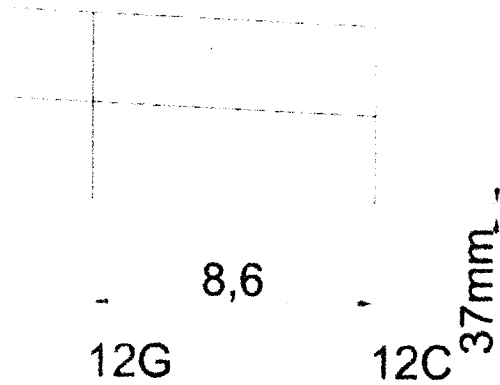
10.



11.

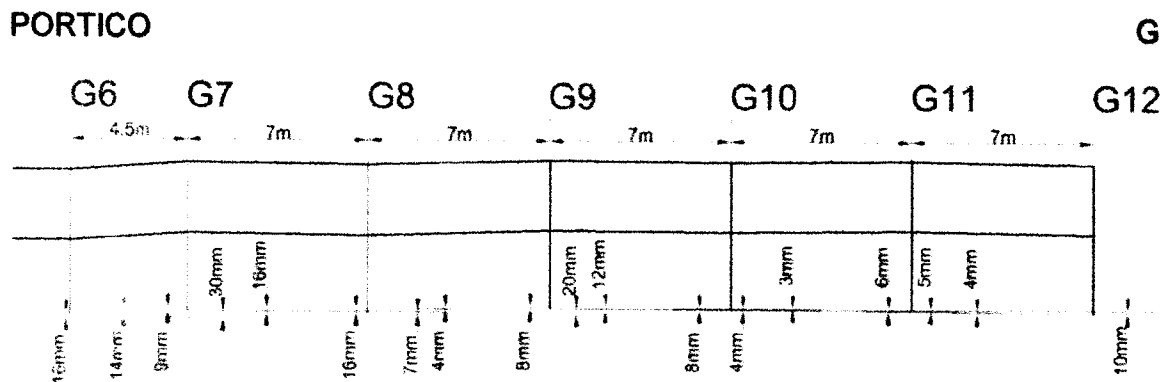


12.



Los siguientes son puntos intermedios que se nivelaron adicionalmente

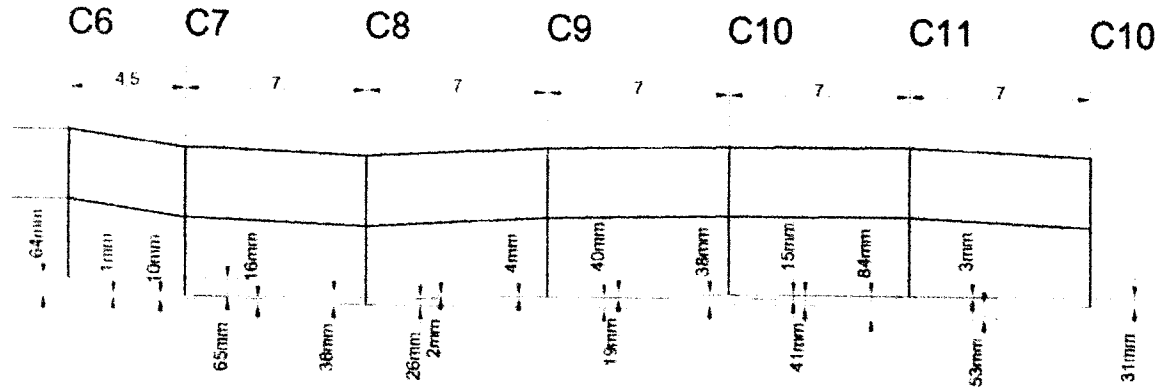
PUNTO	COTA	PUNTO	COTA
1M	99.434	1N	99.415
2M	99.457	2N	99.404
3M	99.457	3N	99.426
4M	99.469	4N	99.424
5M	99.465	5N	99.405
6M	99.456	6N	99.362



- ASENTAMIENTOS DIF ENTRE MURO Y COLUMNAS A NIVEL DE PISO
- ASENTAMIENTOS DIFERNCIALES ENTRE COLUMNAS

PORTICO

C



- ASENTAMIENTOS DIF ENTRE MURO Y COLUMNAS A NIVEL DE PISO
- ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES ENTRE COLUMNAS

Las siguientes asentamientos se miden con respecto a la columna con menor asentamiento ya que no se tiene registro de una nivelación.

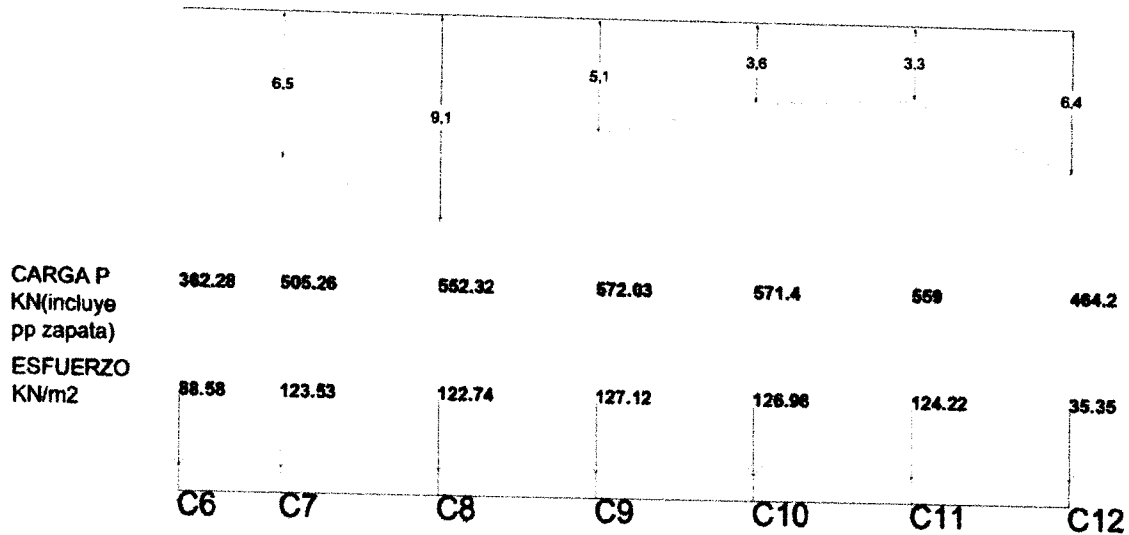
PORTICO

G



CARGA KN(incluye pp zapata)	576.63	720.42	801.38	818.41	817.24	812.53	571.41
ESFUERZO KN/m ²	77.82	97.22	93.84	95.83	95.7	95.14	43.52
	G6	G7	G8	G9	G10	G11	G12

PORTICO C



5.1.3 NIVELACION A NIVEL DE ENTREPISO

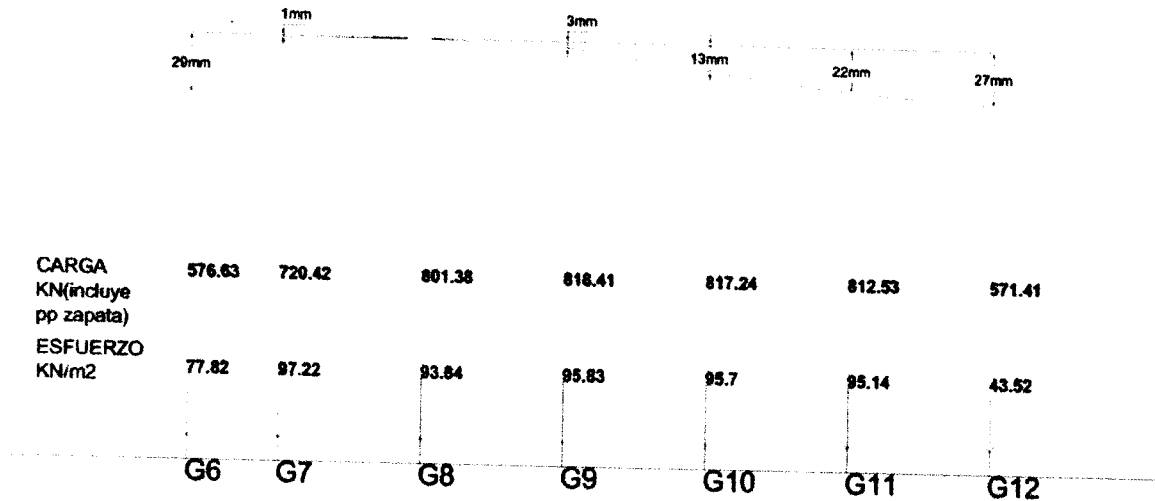
Para esta nivelación se trazo una línea horizontal en las columnas con ayuda del nivel de precisión, adicionalmente se trazo una línea paralela al entrepiso por debajo de la línea horizontal y con respecto a ella se midió la distancia vertical hasta de esta forma obtuvimos un perfil de deformación en las vigas de entrepiso correspondientes a los pórticos largos C y G

a continuación se muestran los perfiles junto con las cargas y presiones de las columnas.

Los desniveles se miden con respecto al punto con mayor cota

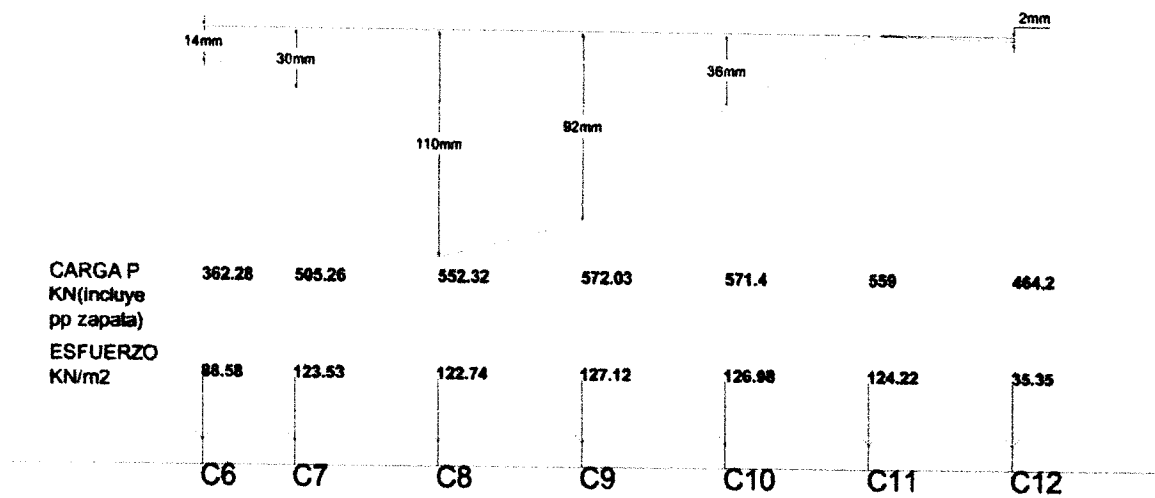
PORTICO

G



PORTICO

C



6. MODELACION

6.1 Flujo de cargas verticales

6.1.1 FLUJO DE CARGAS EN LA LOSA DE ENTREPISO

Para determinar que cargas de la losa fluyen a los pórticos paralelos a X (pórticos largos) y Y (pórticos cortos) usamos un criterio aproximado para el flujo de carga:

1. $w_x + w_y = W$

2. $w_x * l_x^4 = w_y * l_y^4$

Entre ejes 6 y 7 $w_x = 0.93$ y $w_y = 0.07$

Entre los demás ejes $w_x = 0.696$ y $w_y = 0.304$

- Peso propio de las vigas

$$0.35\text{m} * 0.6\text{m} * 24 \text{ KN/m}^3 = 5.04 \text{ KN/m}$$

- Carga por muro de cerramiento en voladizo sobre eje G:

$$H = 1\text{m} \quad w = 2.5 \text{ KN/m}^2 * 1\text{m} = 2.5 \text{ KN/m}$$

- Muro sobre el eje C, G y (12, 10, 9, 7 sin voladizo):

$$H = 2.7\text{m} \quad w = 2.5 \text{ KN/m}^2 * 2.7\text{m} = 6.75 \text{ KN/m}$$

- Carga por viga en los voladizos correspondientes al eje G y (6)

$$0.30\text{m} * 0.6\text{m} * 24 \text{ KN/m}^3 = 4.32 \text{ KN/m}$$

Los datos anteriores se introducen en una hoja de excel que calcula las cargas uniformes que van a cada pórtico dando los siguientes resultados:

- CARGAS MUERTAS

PORTICO	CARGA KN/m
6	25.25
7	39.74
8	35.09
9	41.02
10	41.02
11	35.36
12	28.6

ENTRE PORTICOS	C. UNIF PORT (KN/m)	G	C. UNIF PORTICO C (KN/m)
6 Y 7	25.48		13.42
7 Y 8	32.72		20.66
8 Y 9	31.11		19.05
9 Y 10	32.28		20.22
10 Y 11	31.11		19.05
11 Y 12	32.87		20.8

• CARGAS VIVAS

PORTICO	CARGA KN/m
6	15.7
7	9.06
8	9.74
9	9.74
10	9.74
11	9.74

ENTRE PORTICOS	C. UNIF PORT (KN/m)	G	C. UNIF PORTICO C (KN/m)
6 Y 7	6		0.6
7 Y 8	8.01		2.61
8 Y 9	8.01		2.61
9 Y 10	8.01		2.61
10 Y 11	8.01		2.61
11 Y 12	8.01		2.61
12	4.87		

6.1.2 FLUJO DE CARGAS EN LA CUBIERTA

- Las cargas de la cubierta se distribuyen entre los pórticos 6 a 12 excepto los muros de cerramiento que se apoyan sobre los ejes C, 12 Y G .
- Muros sobre C, G Y 12

$$H = 2.4\text{m} \quad w = 2.5\text{KN/m}^2 * 2.4\text{m} = 6\text{KN/m}$$

Los resultados de una hoja de Excel nos da la carga por metro lineal en los pórticos en la parte de cubierta

- Peso propio de vigas de cubierta
 $0.35\text{m} * 0.5\text{m} * 24 \text{ KN/m}^3 = 4.2 \text{ KN/m}$
- Carga por viga sobre los voladizos correspondientes a ejes G y 6
 $0.3\text{m} * 0.5\text{m} * 24\text{KN/m}^3 = 3.6 \text{ KN/m}$
- CARGA MUERTA

PORTICO	CARGA KN/m
6	13.84
7	11.67
8	13.3
9	13.3
10	13.3
11	13.3
12	14.75
C	10.2
G	17.31

- CARGA VIVA

PORTICO	CARGA KN/m
6	0.8
7	2.01
8	2.45
9	2.45
10	2.45
11	2.45
12	1.22

C	0
G	0.94

6.2 Fuerzas sísmicas

6.2.1 Entrepiso

Para el efecto sísmico se utilizó la carga por metro cuadrado de una zona representativa del entrepiso y la cubierta ya que para estos cálculos requerimos una única carga muerta y viva para todo el entrepiso y la cubierta.

Los muros divisorios del entrepiso tienen 2.7m de altura, la longitud de muros divisorios es 11m y los de cerramiento 34.6 m para un total de 45.6m.

Entonces el peso de estos muros es

$$45.6\text{m} \times 2.7\text{m} \times 2.5\text{KN/m}^2 = 307.8 \text{ KN}$$

Sobre un área de losa de $8.6\text{m} \times 14.0\text{m}$

La carga por metro **2.56 KN/m²**

Este valor es representativo para los muros en el entrepiso y sumado a las demás cargas de entrepiso que son constantes suman el siguiente total de carga muerta.

$$\text{Losa en 2 direcciones} = 2.593$$

$$\text{Pisos y acabados} = 1.10$$

$$\text{Cielo raso} = 0.7$$

$$\text{Mesas de trabajo} = 1.16$$

$$\text{Total carga muerta} = 2.593 + 1.1 + 0.7 + 1.16 + 2.56 = 8.113 \text{ KN/m}^2$$

La carga viva que indica la norma es de 2KN/m² para salones de clase y de 5KN/m² para corredores de uso educativo.

$$\text{Total cargas de servicio m+v} = 10.113 \text{ KN/m}^2$$

6.2.2 cubierta

se usa el mismo valor que para el análisis de fuerzas verticales ya que es constante en toda la cubierta

total carga muerta de cubierta = 2.5KN/m²

La carga viva que sugiere la norma es de 0.35 KN/m² para cubierta

total carga de servicio de cubierta m+v = 2.85KN/m²

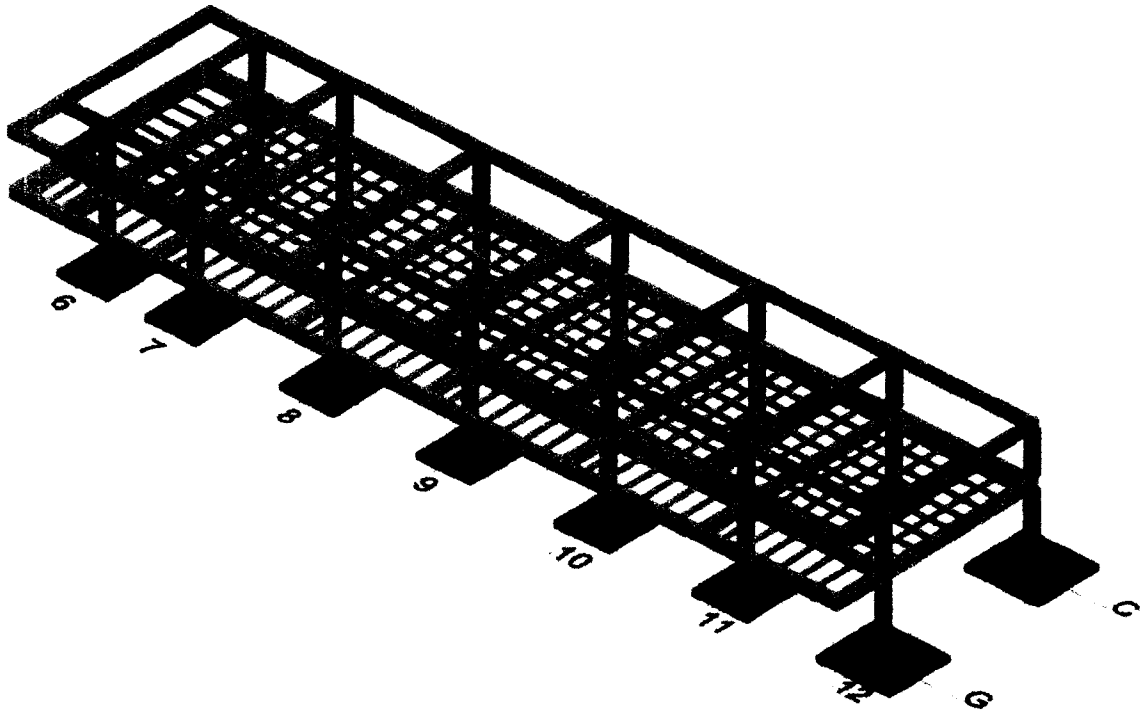
A partir de estos valores se obtienen las fuerzas sísmicas que actúan en cada pórtico usando el programa "espacial" de la universidad del cauca

Para el análisis involucrando las fuerzas sísmicas se utilizo un factor de disipación de energía $R = 7$ que se usa para sistemas aporticados.

Los resultados del programa se muestran a continuación

EJE	FUERZA SISMICA		FUERZA SISMICA/7 = E	
	1er PISO	2do PISO	1er PISO	2do PISO
6	957.95	330.11	136.85	47.16
7	903.02	315.56	129.00	45.08
8	817.55	292.93	116.79	41.85
9	732.09	270.29	104.58	38.61
10	790.25	285.12	112.89	40.73
11	856.12	301.97	122.30	43.14
12	922.00	318.81	131.71	45.54
G	2636.49	980.19	376.64	140.03
C	2547.07	941.99	363.87	134.57

6.3 ANALISIS DEL EDIFICIO ORIGINAL



Para este análisis se utilizó el programa "CENTRAL" de la universidad del Cauca el cual requiere como datos las fuerzas verticales y horizontales en cada uno de los pórticos las cuales se muestran en el numeral 6.1 y 6.2.

En las siguientes tablas se muestra los resultados arrojados por el programa y además los esfuerzos de contacto promedio, donde:

FZ = FUERZA VERTICAL EN DIRECCION DE LA GRAVEDAD

FY = FUERZA EN EL SENTIDO CORTO DEL EDIFICIO

FX = FUERZA EN EL SENTIDO LARGO DEL EDIFICIO

MY = MOMENTOS ALREDEDOR DEL EJE CORTO DEL EDIFICIO

MX = MOMENTOS ALREDEDOR DEL EJE LARGO DEL EDIFICIO

6.3.1 análisis con cargas verticales (D+L)

CUADRO DE FUERZAS Y PRESIONES DE CONTACTO D+L												
PTO	FZ	FX	FY	MK	MY	peso zapata	AREA ZAPATA	ESF ZAPATA	ESF PROMEDIO	esf por zapata	zapata	esf total promedio
G6	505.81	6.33	54.50	55.19	7.57	67.54	7.41	7.41	68.26	9.11	9.11	77.37
G7	652.88	12.50	66.83	67.32	13.70	67.54	7.41	7.41	88.11	9.11	9.11	97.22
G8	723.75	-0.46	59.82	60.55	0.57	77.63	8.54	8.54	84.75	9.09	9.09	93.84
G9	740.78	2.26	68.76	69.40	3.16	77.63	8.54	8.54	86.74	9.09	9.09	95.83
G10	739.61	-0.33	68.76	69.40	0.42	77.63	8.54	8.54	86.61	9.09	9.09	95.70
G11	734.90	4.17	60.21	60.94	4.75	77.63	8.54	8.54	86.05	9.09	9.09	95.14
G12	452.92	-24.46	42.55	43.55	-24.15	118.49	13.13	13.13	34.49	9.02	9.02	43.52
C6	327.50	2.57	-54.50	-55.19	3.31	31.50	4.09	4.09	80.07	7.70	7.70	87.77
C7	473.76	8.12	-66.83	-67.32	8.83	31.50	4.09	4.09	115.83	7.70	7.70	123.53
C8	517.65	-0.71	-59.82	-60.55	-0.08	34.67	4.50	4.50	115.03	7.70	7.70	122.74
C9	537.36	1.69	-68.76	-69.40	2.24	34.67	4.50	4.50	119.41	7.70	7.70	127.12
C10	536.73	-0.47	-68.76	-69.40	0.00	34.67	4.50	4.50	119.27	7.70	7.70	126.98
C11	524.33	2.87	-60.21	-60.94	3.24	34.67	4.50	4.50	116.52	7.70	7.70	124.22
C12	345.71	-14.07	-42.55	-43.46	-13.85	118.49	13.13	13.13	26.33	9.02	9.02	35.35

6.3.2 análisis con fuerzas sísmicas (D+L+0.7E)

CUADRO DE FUERZAS Y PRESIONES DE CONTACTO D+L+0.7E											
PTO	FZ	FX	FY	MX	MY	peso ZAPATA	AREA ZAPATA	ESF PROMEDIO	esf por zapata	zapata	esf total promedio
G6	445.90	-36.62	-7.94	-73.57	-64.00	67.54	7.41	60.18	9.11		69.29
G7	653.26	-36.63	7.75	-54.59	-64.37	67.54	7.41	88.16	9.11		97.27
G8	700.72	-48.26	5.96	-50.73	-77.05	77.63	8.54	82.05	9.09		91.14
G9	721.30	-48.44	20.13	-31.22	-78.74	77.63	8.54	84.46	9.09		93.55
G10	719.18	-54.31	16.60	-38.40	-86.67	77.63	8.54	84.21	9.09		93.30
G11	708.75	-55.71	4.06	-54.99	-90.80	77.63	8.54	82.99	9.09		92.08
G12	449.25	-81.69	-17.60	-80.60	-120.33	118.49	13.13	34.22	9.02		43.24
C6	318.18	2.57	-120.87	-190.46	3.31	31.50	4.09	77.80	7.70		85.50
C7	519.98	8.12	-129.61	-195.36	8.83	31.50	4.09	127.13	7.70		134.84
C8	537.51	-0.71	-117.01	-177.36	-0.08	34.67	4.50	119.45	7.70		127.15
C9	556.83	1.69	-120.36	-174.97	2.24	34.67	4.50	123.74	7.70		131.44
C10	557.83	-0.47	-124.14	-182.55	0.00	34.67	4.50	123.96	7.70		131.67
C11	542.82	2.87	-119.87	-182.67	3.24	34.67	4.50	120.63	7.70		128.33
C12	388.72	-14.07	-106.47	-173.77	-13.85	118.49	13.13	29.61	9.02		38.63

6.3.3 análisis con fuerzas sísmicas (D+L-0.7E)

CUADRO DE FUERZAS Y PRESIONES DE CONTACTO										
APOYO	FZ	FX	FY	MX	MY	peso ZAPATA	AREA ZAPATA	ESF PROMEDIO	esf por zapata	esf total promedio
G6	576.88	49.27	109.60	157.20	79.15	67.54	7.41	77.85	9.11	86.97
G7	656.87	61.63	116.65	161.68	91.76	67.54	7.41	88.65	9.11	97.76
G8	750.75	47.33	105.32	146.49	78.19	77.63	8.54	87.91	9.09	97.00
G9	763.91	52.96	107.57	144.81	85.06	77.63	8.54	89.45	9.09	98.54
G10	763.94	53.64	111.18	151.06	87.52	77.63	8.54	89.45	9.09	98.54
G11	765.21	64.05	108.01	150.90	100.30	77.63	8.54	89.60	9.09	98.69
G12	461.06	32.78	97.13	143.08	72.03	118.49	13.13	35.11	9.02	44.14
C6	338.76	43.99	19.21	67.20	72.34	31.50	4.09	82.83	7.70	90.53
C7	423.16	55.51	5.20	50.67	84.12	31.50	4.09	103.46	7.70	111.16
C8	493.74	45.39	5.74	47.15	74.78	34.67	4.50	109.72	7.70	117.42
C9	514.26	50.60	-7.34	30.09	81.24	34.67	4.50	114.28	7.70	121.98
C10	511.74	51.60	-3.64	36.49	84.02	34.67	4.50	113.72	7.70	121.42
C11	501.67	60.65	7.80	50.96	95.42	34.67	4.50	111.48	7.70	119.19
C12	298.21	41.17	27.02	73.22	78.96	118.49	13.13	22.71	9.02	31.74

7.0 COMPARACION ENTRE LOS ESFUERZOS PERMISIBLE Y DE CONTACTO DEL SUELO.

Del estudio de suelos realizado por el departamento de suelos a cargo de la ingeniera Margarita Polanco del edificio a consideración se obtuvieron las siguientes presiones permisibles.

Esfuerzo permisible en el eje C = 70 KN/m²

Esfuerzo permisible en el eje G = 53 KN/m²

Al comparar estas presiones admisibles con las presiones de contacto del literal 6.3 se observa que la mayoría de las presiones de contacto están sobrepasando considerablemente la capacidad del suelo como se observa en los cuadros siguientes, causando asentamientos excesivos en los apoyos de la estructura.

CARGAS DE SERVICIO

PTO	PRESIONES (KN/m ²)	
	PERMISIBLE	ORIGINAL D+L
G6	53	77.37
G7		97.22
G8		93.84
G9		95.83
G10		95.7
G11		95.14
G12		43.52
C6	70	87.77
C7		123.53
C8		122.74
C9		127.12
C10		126.98
C11		124.22
C12		35.35

CON SISMO

PTO	PERMISIBLE	ORIGINAL D+L+0.7E	ORIGINAL D+L-0.7E
G6	70.5	69.29	86.97
G7		97.27	97.76
G8		91.14	97
G9		93.55	98.54
G10		93.3	98.54
G11		92.08	98.69
G12		43.24	44.14
C6	93	85.5	90.53
C7		134.84	111.16
C8		127.15	117.42
C9		131.44	121.98
C10		131.67	121.42
C11		128.33	119.19
C12		38.63	31.74

8.0 MODELACIONES ALTERNATIVAS PARA UNA SOLUCION

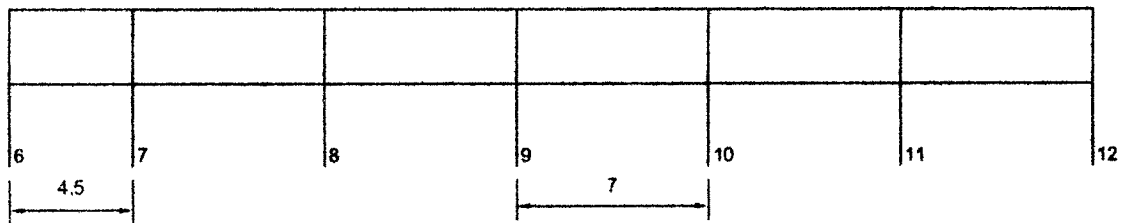
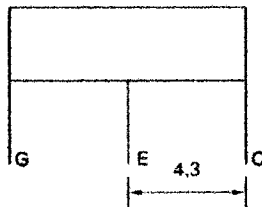
Las siguientes modelaciones planteadas se desarrollaron con el fin de disminuir las presiones en las zapatas existentes de tal forma que estas se aproximen a las capacidades admisibles del suelo de fundación, Esto se logrará adicionando elementos verticales (columnas) que ayuden a las columnas originales a tomar las cargas del entrepiso puesto que en este se encuentra la mayor concentración de ellas.

En los siguientes cuadros se muestran los esfuerzos de contacto para la combinación 1.0D+1.0L

8.1 modelación 1.0

Esta consiste en introducir 1 columna extra a media luz en los pórticos cortos es decir los correspondientes a los ejes 6 a 12, en el siguiente cuadro estos nuevos elementos se nombran con la letra E

Todas las columnas nuevas van solo hasta el entrepiso



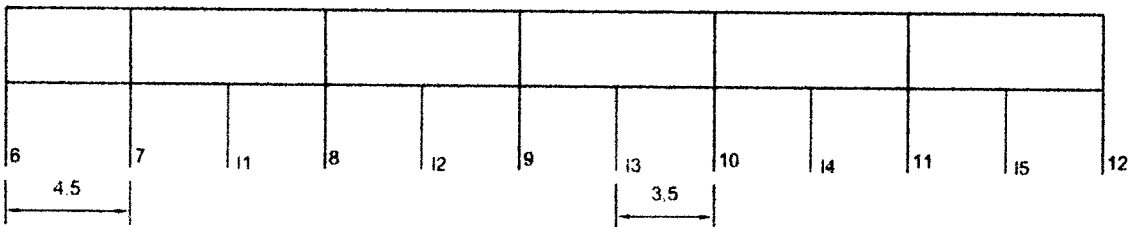
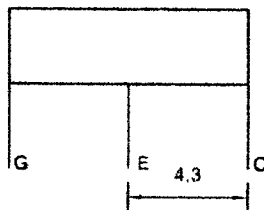
PTO	FZ PORTICOS LARGOS (KN)	FZ PORTICOS CORTOS (KN)	F Z (KN)	ESFUERZO (KN/M2)
G6	90.367	151.492	418.529	65.596
G7	331.842	163.579	544.811	82.638
G8	414.633	164.599	628.622	82.699
G9	407.666	176.993	634.049	83.335
G10	406.546	176.993	632.929	83.204
G11	424.015	165.163	638.568	83.864
G12	187.816	214.640	451.846	43.438
C6	42.603	151.492	240.205	66.432
C7	177.854	163.579	365.873	97.157
C8	233.838	164.599	422.877	101.677
C9	229.545	176.993	430.978	103.477
C10	228.955	176.993	430.388	103.346
C11	238.794	165.163	428.397	102.904

C12	105.751	214.640	344.831	35.287
E6	0.000	175.089	188.049	
E7	0.000	210.170	223.130	
E8	0.000	191.790	204.750	
E9	0.000	217.999	230.959	
E10	0.000	217.999	230.959	
E11	0.000	192.984	205.944	
E12	0.000	158.013	170.973	

8.2 modelación 2.0

En esta solución se introducen además de 1 columna intermedia en los pórticos cortos como en la solución 1, columnas adicionales en los pórticos horizontales C y G a partir de la segunda luz del pórtico, las columnas intermedias de los pórticos verticales se denominan con la letra E y las que están en los pórticos horizontales con GI y CI (G intermedia y C intermedia)

Todas las columnas nuevas van solo hasta el entrepiso.

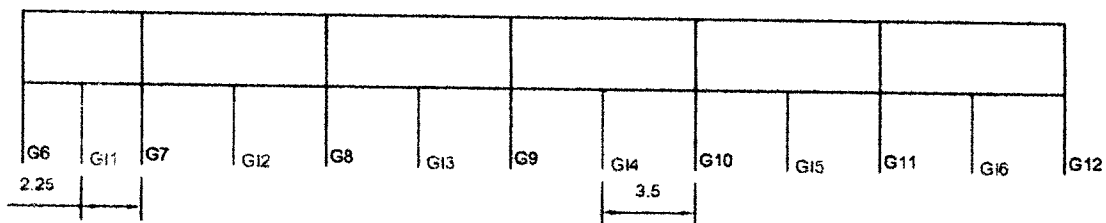
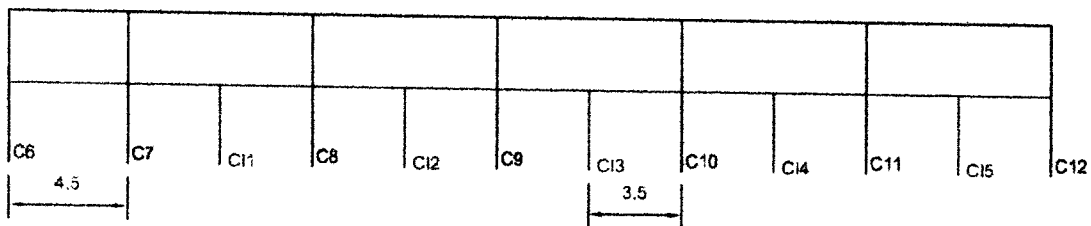
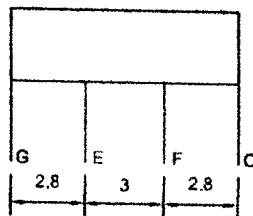


PTO	FZ PORTICOS LARGOS (KN)	FZ PORTICOS CORTOS (KN)	F Z (KN)	ESFUERZO (KN/M2)
G6	99.508	151.492	427.670	66.830
G7	261.565	163.579	474.534	73.154
G8	275.039	164.599	489.028	66.353
G9	271.668	176.993	498.051	67.410
G10	270.972	176.993	497.355	67.328
G11	277.641	165.163	492.194	66.724
G12	126.869	214.640	390.899	38.796
C6	47.877	151.492	245.479	67.721
C7	137.075	163.579	325.094	87.187
C8	153.549	164.599	342.588	83.835
C9	151.935	176.993	353.368	86.231
C10	151.537	176.993	352.970	86.142
C11	155.264	165.163	344.867	84.342
C12	70.935	214.640	310.015	32.636
E6	0.000	175.089	180.919	
E7	0.000	210.170	216.000	
E8	0.000	191.790	197.620	
E9	0.000	217.999	223.829	
E10	0.000	217.999	223.829	
E11	0.000	192.984	198.814	
E12	0.000	158.013	163.843	
GI2	134.489	0.000	140.319	
GI3	139.117	0.000	144.947	
GI4	138.896	0.000	144.726	
GI5	139.666	0.000	145.496	
GI6	141.454	0.000	147.284	
CI2	76.320	0.000	82.150	
CI3	77.851	0.000	83.681	
CI4	77.712	0.000	83.542	
CI5	78.141	0.000	83.971	
CI6	79.154	0.000	84.984	

8.3 modelación 3.0

En esta solución se añaden dos columnas a cada pórtico corto o sea a los ejes de 6 a 12 y además columnas intermedias en los pórticos largos

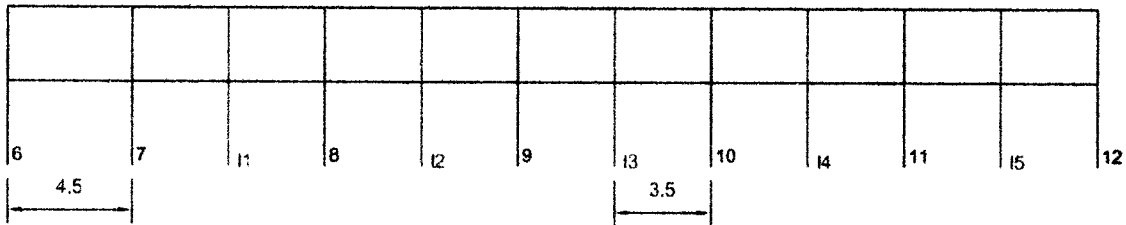
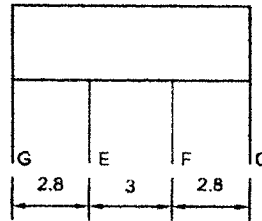
Todas las columnas nuevas van solo hasta el entrepiso



PTO	FZ PORTICOS LARGOS (KN)	FZ PORTICOS CORTOS (KN)	F Z (KN)	ESFUERZO (KN/M2)
G6	68.687	124.443	369.800	59.020
G7	220.966	130.155	400.511	63.165
G8	272.257	134.097	455.744	62.456
G9	270.582	141.95	461.922	63.179
G10	269.843	142.235	461.468	63.126
G11	276.576	134.511	460.477	63.010
G12	126.248	119.695	295.333	31.517
C6	48.917	124.443	219.470	61.362
C7	138.287	130.155	292.882	79.311
C8	153.548	134.097	312.085	77.057
C9	151.897	141.95	318.287	78.435
C10	151.5	142.235	318.175	78.410
C11	155.228	134.511	314.179	77.522
C12	70.911	119.695	215.046	25.403
E6	0	115.497	121.327	
E7	0	138.595	144.425	
E8	0	126.44	132.270	
E9	0	143.57	149.400	
E10	0	143.672	149.502	
E11	0	127.316	133.146	
E12	0	93.241	99.071	
F6	0	115.497	121.327	
F7	0	138.595	144.425	
F8	0	126.44	132.270	
F9	0	143.57	149.400	
F10	0	143.672	149.502	
F11	0	127.316	133.146	
F12	0	93.241	99.071	
GI1	66.078	0	71.908	
GI2	139.923	0	145.753	
GI3	137.904	0	143.734	
GI4	137.566	0	143.396	
GI5	138.33	0	144.160	
GI6	140.034	0	145.864	
CI2	76.142	0	81.972	
CI3	77.816	0	83.646	
CI4	77.679	0	83.509	
CI5	78.108	0	83.938	
CI6	79.117	0	84.947	

8.4 modelación 4.0

En esta solución se dejan las mismas 2 columnas adicionales en los pórticos cortos y las que se añadieron a los pórticos largos (en las luces de 7 metros), se llevan hasta la cubierta



PTO	FZ PORTICOS LARGOS (KN)	FZ PORTICOS CORTOS (KN)	F Z (KN)	ESFUERZO (KN/M2)
G6	103.058	123.727	403.455	63.56
G7	233.989	130.159	413.538	64.92
G8	222.736	134.178	406.304	56.67
G9	222.426	142.365	414.181	57.59
G10	222.421	142.365	414.176	57.59
G11	221.321	134.551	405.262	56.54
G12	100.623	119.504	269.517	29.55
C6	50.599	123.727	220.436	61.6
C7	123.107	130.159	277.706	75.6
C8	125.253	134.178	283.871	70.79
C9	125.166	142.365	291.971	72.59
C10	125.164	142.365	291.969	72.59
C11	124.544	134.551	283.535	70.71
C12	56.599	119.504	200.543	24.3
E6	0	115.31	121.14	
E7	0	138.505	144.335	

E8	0	126.316	132.146	
E9	0	143.628	149.458	
E10	0	143.628	149.458	
E11	0	127.104	132.934	
E12	0	93.087	98.917	
F6	0	115.31	121.14	
F7	0	138.505	144.335	
F8	0	126.316	132.146	
F9	0	143.628	149.458	
F10	0	143.628	149.458	
F11	0	127.104	132.934	
F12	0	93.087	98.917	
G11	183.39	0	189.22	
G12	185.87	0	191.7	
G13	185.884	0	191.714	
G14	185.954	0	191.784	
G15	196.927	0	202.757	
CI1	103.965	0	109.795	
CI2	104.62	0	110.45	
CI3	104.62	0	110.45	
CI4	104.66	0	110.49	
CI5	110.844	0	116.674	
CI6	79.12	0	84.95	

CUADROS RESUMEN DE LAS PRESIONES PARA LAS DIFERENTES SOLUCIONES Y PARA LAS 3 COMBINACIONES.

D+L

PTO	ESFUERZO COMBINACION D+L (KN/m ²)				
	PERMISIBLE	ORIGINAL	SOLUCION 1	SOLUCION 2	SOLUCION 3
G6	53	77.37	65.596	66.830	59.020
G7		97.22	82.638	73.154	63.165
G8		93.84	82.699	66.353	62.456
G9		95.83	83.335	67.410	63.179
G10		95.70	83.204	67.328	63.126
G11		95.14	83.864	66.724	63.010
G12		43.52	43.438	38.796	31.517
C6		70	87.77	66.432	67.721
C7	123.53		97.157	87.187	79.311
C8	122.74		101.677	83.835	77.057
C9	127.12		103.477	86.231	78.435
C10	126.98		103.346	86.142	78.410
C11	124.22		102.904	84.342	77.522
C12	35.35		35.287	32.636	25.403

D+L+0.7E

PTO	ESFUERZO COMBINACION D+L+0.7E (KN/m ²)				
	PERMISIBLE	ORIGINAL	SOLUCION 1	SOLUCION 2	SOLUCION 3
G6	70.5	69.29	67.337	61.992	47.020
G7		97.27	76.143	75.993	59.953
G8		91.14	80.269	66.404	57.936
G9		93.55	80.954	67.443	59.091
G10		93.30	80.624	67.374	58.767
G11		92.08	81.600	67.003	58.559
G12		43.24	40.024	40.863	30.276
C6		93	85.50	63.729	59.274
C7	134.84		108.818	92.142	94.812
C8	127.15		106.388	83.928	85.916
C9	131.44		108.074	86.290	86.439
C10	131.67		108.324	86.226	86.985
C11	128.33		107.323	84.852	87.146
C12	38.63		38.677	34.626	30.728

D+L-0.7E

PTO	ESFUERZO COMBINACION D+L-0.7E (KN/m2)				
	PERMISIBLE	ORIGINAL	SOLUCION 1	SOLUCION 2	SOLUCION 3
G6	70.5	86.97	74.271	71.668	71.021
G7		97.76	82.729	70.316	66.377
G8		97.00	85.508	66.303	66.976
G9		98.54	85.718	67.377	67.268
G10		98.54	85.705	67.283	67.485
G11		98.69	87.042	66.446	67.462
G12		44.14	43.798	36.729	32.759
C6	93	90.53	50.949	76.169	58.688
C7		111.16	96.680	82.231	63.809
C8		117.42	96.274	83.742	68.197
C9		121.98	98.878	86.171	70.430
C10		121.42	98.514	86.058	69.835
C11		119.19	96.817	83.831	67.897
C12		31.74	34.838	30.644	20.077

9.0 ANALISIS DE LAS MODELACIONES

Analizando las diferentes modelaciones concluimos que:

en las modelaciones 1 y 2 las presiones máximas están cerca de (103 y 88) KN/m² respectivamente siendo aún grandes en comparación con la capacidad del suelo de fundación.

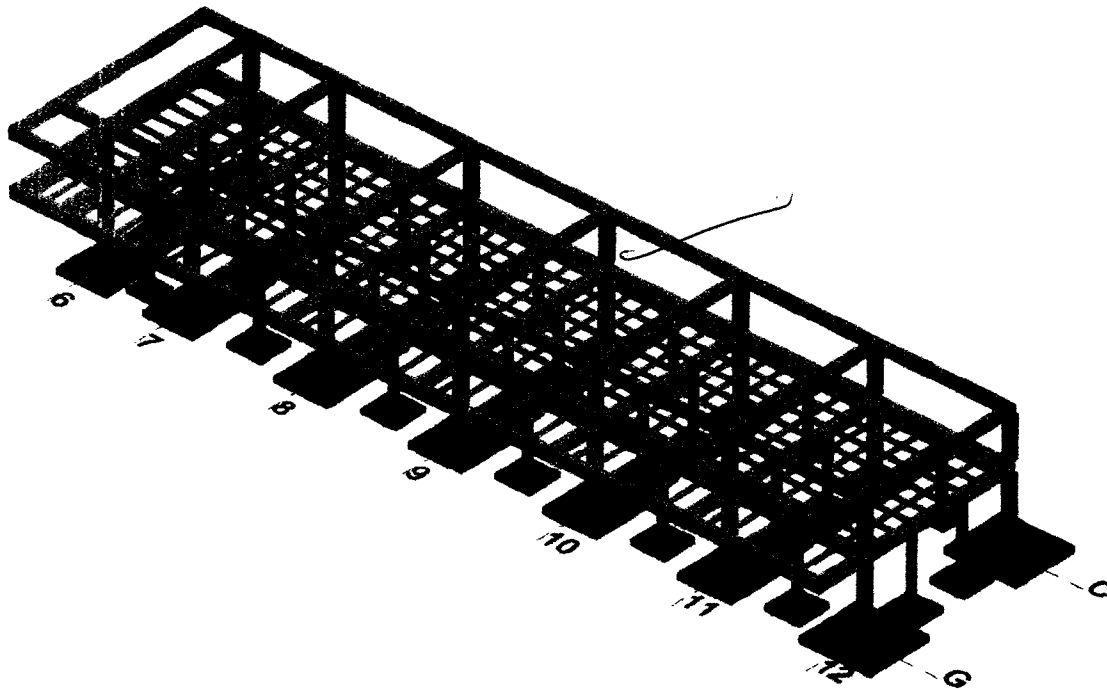
En la modelación 3 las presiones se aproximan al esfuerzo admisible del suelo y es viable constructivamente.

Con la modelación 4 las presiones son menores pero esta es muy difícil de realizarse ya que las nuevas columnas irían hasta el segundo piso siendo de mayor complejidad constructiva.

Por lo anterior decidimos que la modelación 3 es la mas adecuada; aunque los esfuerzos son un poco mayores que los admisibles para el suelo se acepta puesto que otra solución de este tipo conllevaría a adicionar mas columnas y esto saturaría el edificio de estas y las luces o vanos serian demasiado pequeños. Por lo anterior adoptamos la modelación 3 como la solución a realizarse.

La modelación 3 genera en las vigas del entrepiso una distinta distribución de esfuerzos a la original en la cual se presentan importantes momentos negativos en los puntos donde la viga se une con las nuevas columnas.

Se debe revisar que las secciones de las vigas soportaran estos nuevos esfuerzos. Para observar esto a continuación se muestran los diagramas de cortante, de momento con cargas mayoradas (Combinación 1.2D+1.6L) para la viga de entrepiso del pórtico 9 que es uno de los mas cargados y el cálculo de la resistencia nominal de las vigas y así poder garantizar que la capacidad resistente sea mayor o igual a los esfuerzos actuantes provenientes de la modelación.



DIAGRAMAS DE CORTANTE Y MOMENTO VIGA 9 (combinación 1.2D+1.6L)

Diagrama de cortante (KN)

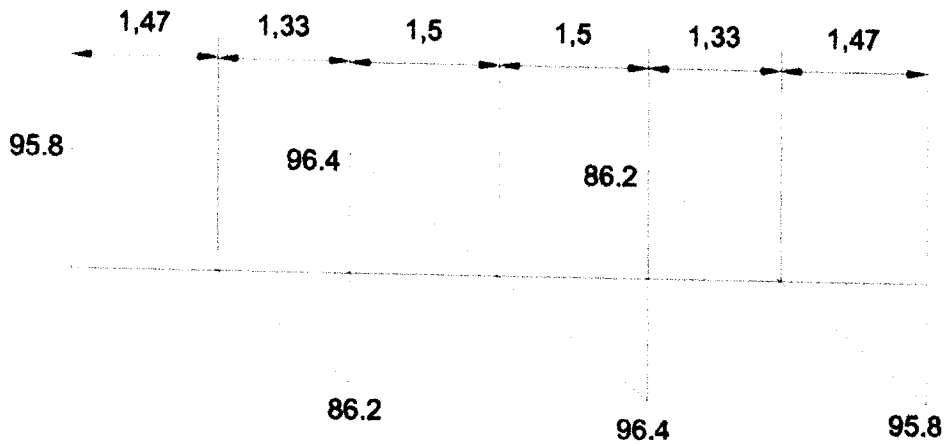
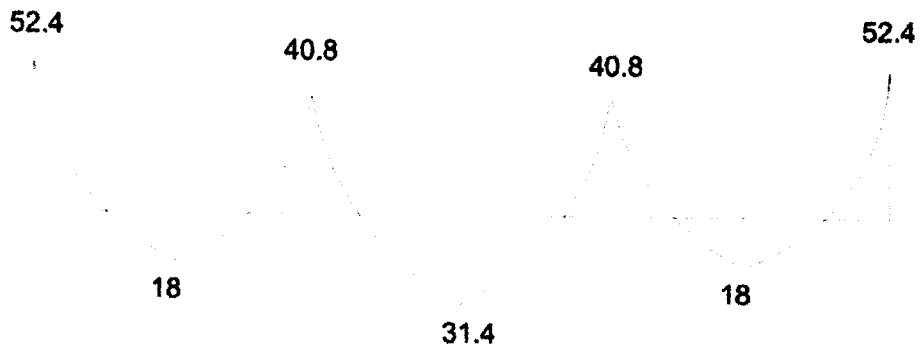


Diagrama de momento (KN*M)



En las secciones de momento ultimo negativo de diseño = 52.4 KN-m

En la sección 1 que es la contigua al eje G tiene como refuerzo para momento negativo 4 barras de 7/8"

$$A_s = 1.55E-0.3 \text{ m}^2$$

Momento resistente de diseño

$$\Phi M_n = 286.15 \text{ KN-m} > 52.4 \text{ KN-m}$$

En la sección 2 que es la contigua al eje C tiene como refuerzo para momento negativo, 2 barras de 6/8".

$$A_s = 5.7E-0.4 \text{ m}^2$$

Momento resistente de diseño

$$\Phi M_n = 112.23 \text{ KN-m} > 52.4 \text{ KN-m}$$

En las secciones de momento ultimo negativo de diseño = 40.8 KN-m

En la parte intermedia de la viga entre las dos columnas nuevas existe para Momento negativo 2 barras de 7/8" cuyo momento resistente es:

$$A_s = 7.758 \text{ E-}04 \text{ m}^2.$$

$$d = 0.54 \text{ m}$$

$$\Phi M_n = 150 \text{ KN-m} > 40.8 \text{ KN-m}.$$

En la anterior comparación se observa que la capacidad resistente de la viga es suficientemente mayor a la sollicitación, concluyendo que la solución escogida es viable estructuralmente.

10.0 RESUMEN Y CONCLUSIONES.

El estudio que se llevo a cabo sobre el edificio de laboratorios de la Universidad del Cauca, nos llevo a concluir que la causa de los asentamientos excesivos y diferenciales que se observaron en la nivelación realizada y los demás problemas que en este se presentan, se deben a que el suelo de fundación está recibiendo una presión bastante alta a través de las zapatas como se muestra en la siguiente tabla con información obtenida de la modelación

Para carga vertical (combinación D+L) y con sismo (combinación D+L±0.7E) en ambas direcciones

PTO	ESFUERZO COMBINACION D+L (KN/m2)	
	PERMISIBLE	ORIGINAL
G6	53	77.37
G7		97.22
G8		93.84
G9		95.83
G10		95.70
G11		95.14
G12		43.52
C6	70	87.77
C7		123.53
C8		122.74
C9		127.12
C10		126.98
C11		124.22
C12		35.35

ESFUERZO COMBINACION D+L+0.7E (KN/m2)		
PTO	PERMISIBLE	ORIGINAL
G6	70.5	69.29
G7		97.27
G8		91.14
G9		93.55
G10		93.30
G11		92.08
G12		43.24
C6	93	85.50
C7		134.84
C8		127.15
C9		131.44
C10		131.67
C11		128.33
C12		38.63

ESFUERZO COMBINACION D+L-0.7E (KN/m2)		
PTO	PERMISIBLE	ORIGINAL
G6	70.5	86.97
G7		97.76
G8		97.00
G9		98.54
G10		98.54
G11		98.69
G12		44.14
C6	93	90.53
C7		111.16
C8		117.42
C9		121.98
C10		121.42
C11		119.19
C12		31.74

El esfuerzo permisible para el efecto del sismo se puede incrementar un 33% mas ya que el sismo es un evento que no se puede predecir si va a ocurrir.

Después de que se discutieron posibles soluciones al problema que se presentaba se decidió que lo más conveniente era introducir una serie de nuevas columnas en la estructura del edificio, que ayuden a tomar cargas del entrepiso que es la zona más cargada y además para tomar cargas de la cubierta que en general es bastante liviana, se necesitaría llevar nuevas columnas hasta las vigas de cubierta siendo esto de gran complejidad constructiva y poco beneficio extra en las presiones.

Se modelaron cuatro posibles soluciones con diferente configuración y cierto número de columnas nuevas, estas se pueden observar en detalle en el numeral 8.

Las dos primeras modelaciones no alcanzan a disminuir suficientemente la presión, con la tercera modelación se llega a una presión cercana a la admisible esto se puede ver en los siguientes cuadros.

CUADROS RESUMEN DE LAS PRESIONES PARA LAS DIFERENTES SOLUCIONES Y PARA LAS 3 COMBINACIONES DE CARGA SIN SISMO (D+L) Y CON SISMO (D+L±0.7E).

D+L

PTO	ESFUERZO COMBINACION D+L (KN/m ²)				
	PERMISIBLE	ORIGINAL	SOLUCION 1	SOLUCION 2	SOLUCION 3
G6	53	77.37	65.596	66.830	59.020
G7		97.22	82.638	73.154	63.165
G8		93.84	82.699	66.353	62.456
G9		95.83	83.335	67.410	63.179
G10		95.70	83.204	67.328	63.126
G11		95.14	83.864	66.724	63.010
G12		43.52	43.438	38.796	31.517
C6	70	87.77	66.432	67.721	61.362
C7		123.53	97.157	87.187	79.311
C8		122.74	101.677	83.835	77.057
C9		127.12	103.477	86.231	78.435

C10		126.98	103.346	86.142	78.410
C11		124.22	102.904	84.342	77.522
C12		35.35	35.287	32.636	25.403

D+L+0.7E

ESFUERZO COMBINACION D+L+0.7E (KN/m2)					
PTO	PERMISIBLE	ORIGINAL	SOLUCION 1	SOLUCION 2	SOLUCION 3
G6	70.5	69.29	67.337	61.992	47.020
G7		97.27	76.143	75.993	59.953
G8		91.14	80.269	66.404	57.936
G9		93.55	80.954	67.443	59.091
G10		93.30	80.624	67.374	58.767
G11		92.08	81.600	67.003	58.559
G12		43.24	40.024	40.863	30.276
C6		93	85.50	63.729	59.274
C7	134.84		108.818	92.142	94.812
C8	127.15		106.388	83.928	85.916
C9	131.44		108.074	86.290	86.439
C10	131.67		108.324	86.226	86.985
C11	128.33		107.323	84.852	87.146
C12	38.63		38.677	34.626	30.728

D+L-0.7E

ESFUERZO COMBINACION D+L-0.7E (KN/m2)					
PTO	PERMISIBLE	ORIGINAL	SOLUCION 1	SOLUCION 2	SOLUCION 3
G6	70.5	86.97	74.271	71.668	71.021
G7		97.76	82.729	70.316	66.377
G8		97.00	85.508	66.303	66.976
G9		98.54	85.718	67.377	67.268
G10		98.54	85.705	67.283	67.485
G11		98.69	87.042	66.446	67.462
G12		44.14	43.798	36.729	32.759
C6		93	90.53	50.949	76.169
C7	111.16		96.680	82.231	63.809
C8	117.42		96.274	83.742	68.197
C9	121.98		98.878	86.171	70.430
C10	121.42		98.514	86.058	69.835
C11	119.19		96.817	83.831	67.897
C12	31.74		34.838	30.644	20.077

La cuarta modelación no se muestra en los anteriores cuadros ya que no se considero viable constructivamente.

Ya adoptada la modelación 3 como solución se procede a plantear el proceso constructivo, que se debe manejar con gran cuidado ya que de este depende que esta solución produzca resultados.

11.0 PROCESO CONSTRUCTIVO

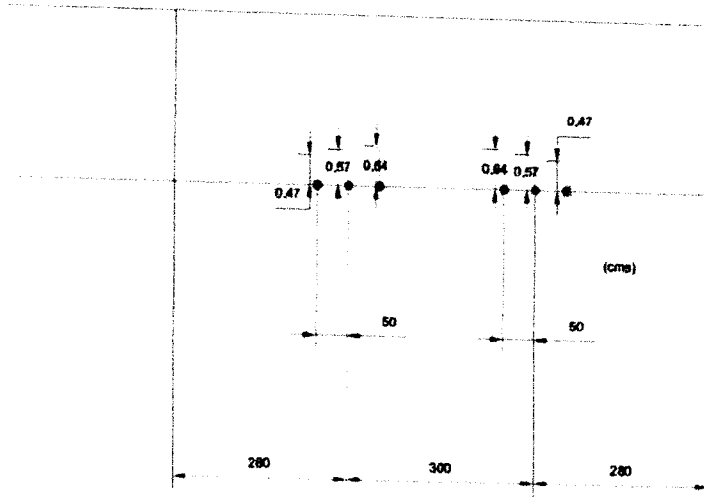
Para lograr que la solución propuesta funcione y las nuevas columnas tomen las cargas aproximadas que se generan del análisis y la modelación en el software, se deberá generar en las vigas que se van a intervenir una deflexión en el punto donde esta va a unirse con la nueva columna esta deflexión debe ser negativa (contraria al sentido de la acción de la gravedad) y se genera con apoyos provisionales en ambos lados de las nuevas columnas de tal manera que al construirse estas y retirarse los apoyos provisionales esta se recupere de su deformación y baje sobre la nueva columna generando una presión y carga sobre esta.

La deformación que se deba generar con los apoyos provisionales se halla al modelar el pórtico a intervenir con unas cargas puntuales equivalentes a las cargas que tomarían los apoyos provisionales y en su misma ubicación; las cargas puntuales se toman con sentido negativo contrario a la acción de la gravedad.

Las deformaciones en los puntos de apoyos provisionales y de unión con las nuevas columnas que se deben inducir se muestran en la siguiente imagen. pero la deformación recomendada a realizarse es de 1 centímetro.

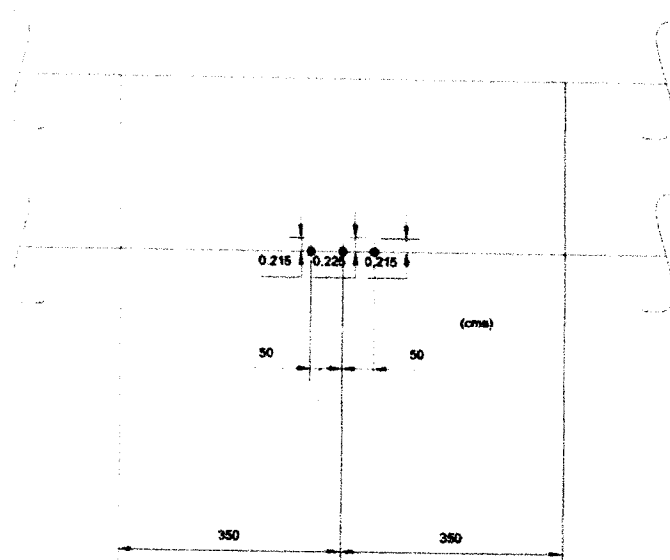
En la primera imagen se muestra para los pórticos cortos y en la que sigue la de los pórticos largos.

PORTICOS CORTOS



- deflexion necesaria puntos de union viga-columna
 - deflexion necesaria puntos de union apoyo provisional-viga
- todas las unidades estan en centimetros

PORTICOS LARGOS



- deflexion necesaria puntos de union viga-columna
 - deflexion necesaria puntos de union apoyo provisional-viga
- todas las unidades estan en centimetros

Para el proceso constructivo de cada columna a construir se sugiere las siguientes recomendaciones:

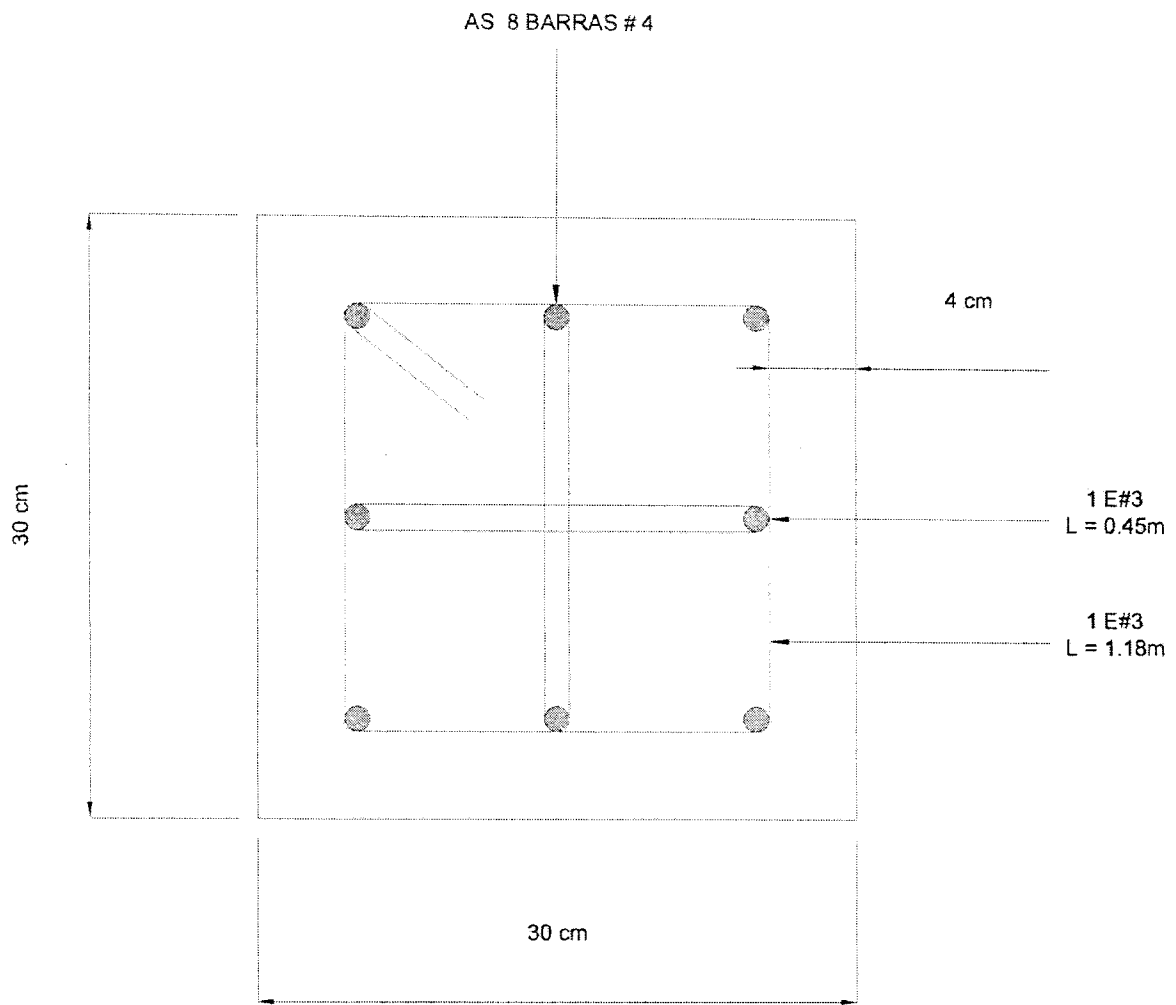
- Corte de los muros a una distancia de 0.8 metros a lado y lado del eje de cada columna es decir un corte de 1.6 metros de ancho en el muro (si hay muro).
- Realizar la excavación necesaria para la construcción de las zapatas.
- Romper el concreto de las vigas de cimentación por donde va a pasar la columna.
- Formaletar, colocación de aceros y Fundir la zapata dejando libre los aceros de la columna.
- Colocar un puntal provisional a una distancia de 0.5 metros a cada lado del eje de la columna y generar una contraflecha en estos puntos provisionales de apoyo de 1 centímetro.
- Formaletear, colocación de aceros transversal y principal de la columna, fundición de las columnas hasta el punto donde esta se va unir con la viga de entrepiso finalizando con un mortero de nivelación.
- retirar los puntales después de dejar fraguar el concreto un tiempo de 15 días.

12.0. DISEÑOS PARA LA SOLUCION ESCOGIDA

Los diseños de los elementos estructurales, que se derivan de la solución propuesta se realizan teniendo en cuenta la normatividad vigente de la NSR-10

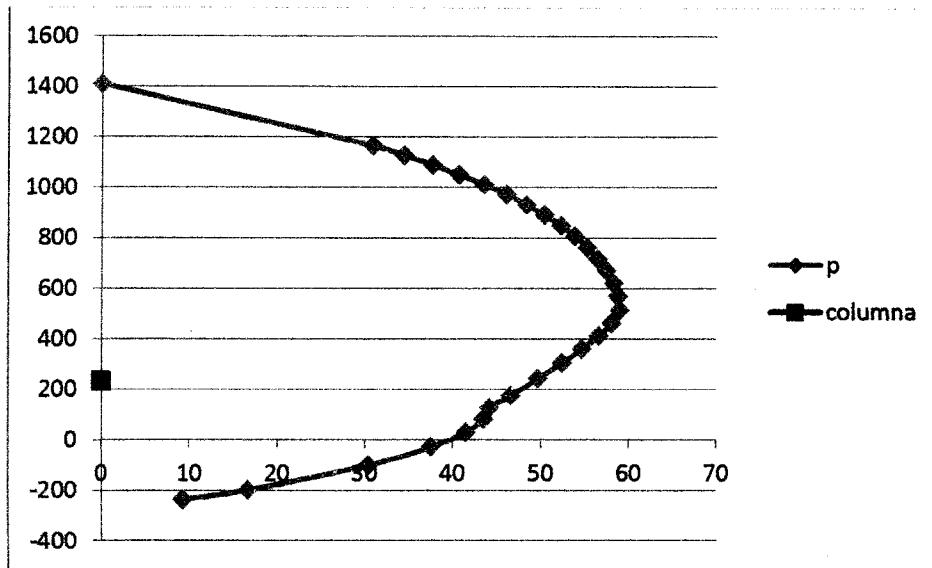
12.1. COLUMNAS

Las columnas nuevas se disenaran todas con la misma configuración y tomando el caso más crítico como se muestra a continuación:



Para esta sección con 8 barras No 4 se realizó el diagrama de interacción como se muestra a continuación además en este se puede ver el punto donde se encuentra nuestra columna para diseño trabajando solamente a carga axial y con cargas mayoradas.

DIAGRAMA DE INTERACCION COLUMNA 30X30 Y 8 BARRAS#4



Mn, Mu en coordenadas horizontales

Pn, Pu en coordenadas verticales

	Mu (kn-m)	Pu (kn)	Vu (kn)
columna mas cargada	0	232	8.8

CHEQUEO DE CORTANTE

Para la zona de confinamiento

Lo = longitud de confinamiento = 0.6m

S = Separación de estribos = 0.08 m

$$\Phi V_c = \Phi * 0.17 \sqrt{f_c} * b * d = 0.75 * 0.17 \sqrt{21} * 300 * 250 = 58428 \text{ N} = 58.4 \text{ KN}$$

$$\Phi = 0.75$$

$$A_v = 1.42 * 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$d = 0.25 \text{ m}$$

$$\Phi V_s = \Phi \frac{\Phi * A_v * f_y * d}{s} = 279.5 \text{ KN}$$

$$\Phi V = \Phi V_c + \Phi V_s = 338 \text{ KN}$$

$$V_u = 8.8 \text{ KN}$$

La sección toma satisfactoriamente los esfuerzos cortantes

12.2. ZAPATAS

El diseño de las zapatas a realizar es para las columnas nuevas de la solución tres. Las combinaciones de mayoración de carga a considerar son La siguientes:

1.2D+1.6L

1.2D+1.0L+1.0E

El resultado de las combinaciones para las columnas se muestra en la siguiente tabla.

PTO	COMBINACION 1.2D+1.6L			COMBINACION 1.2D+1.0L+1.0E		
	FZ (KN)	M (KN*m)	V(KN)	FZ (KN)	M (KN*m)	V(KN)
E6	162.465	0	0.359	203.001	0	-4.563
E7	182.546	0	0.387	231.262	0	-4.259
E8	168.445	0	0.378	210.684	0	-3.865
E9	189.124	0	0.412	225.812	0	-3.424
E10	189.124	0	0.412	229.505	0	-3.695
E11	169.497	0	0.38	214.089	0	-4.038
E12	123.347	0	0.302	180.415	0	-4.412
F6	162.465	0	-0.359	66.244	0	-5.268
F7	182.546	0	-0.387	101.675	0	-5.047
F8	168.446	0	-0.378	92.204	0	-4.622
F9	189.124	0	-0.412	118.516	0	-4.242
F10	189.124	0	-0.412	114.768	0	-4.519
F11	169.497	0	-0.38	90.866	0	-4.803
F12	123.347	0	-0.302	48.553	0	-5.061
GI1	89.750	0	0.145	97.479	0	-6.463
GI2	184.674	0	0.03	164.953	0	-6.601
GI3	182.004	0	0.052	165.241	0	-6.897
GI4	181.588	0	0.034	164.769	0	-7.297
GI5	182.530	0	0.024	165.139	0	-7.825
GI6	185.187	0	0.012	153.102	0	-8.798

CI2	100.686	0	0.072	91.191	0	-6.42
CI3	102.642	0	0.017	96.779	0	-6.79
CI4	102.477	0	0.006	96.566	0	-7.163
CI5	102.996	0	0.001	96.560	0	-7.665
CI6	104.461	0	-0.005	84.200	0	-8.592

12.2.1 Cálculo tipo para el diseño de las zapatas para las columnas nuevas en el pórtico 6.

12.2.1.1 determinaciones de las dimensiones de la zapata.

Por ejemplo para la columna E1

La combinación dominante es 1.2D+L+E.

$P=206.0\text{KN}$ $M=0\text{ KN}\cdot\text{m}$

$D=25.25\text{ KN/m}$ $L=15.7\text{ KN/m}$. Factor de mayoración

$F_{mg} = (1.2 \cdot 25.25 + 15.7) / (25.25 + 15.7) = 1.12$

Esfuerzo del suelo $G_S = 53\text{ KN/m}^2$

Esfuerzo del suelo Mayorado $G_{Sm} = 1.12 \cdot 53 = 59.4\text{ KN/m}^2$

$L_y = P \cdot (1 + 6 \cdot e / L_x) / (L_x \cdot G_a)$. Para $l_x = 1.9\text{ m}$ $l_y = 1.9\text{ m}$

Esfuerzo actuante $G_a = 56\text{ KN/m}^2 < G_{Sm} = 59.4\text{ KN/m}^2$

12.1.2 diseño a cortante.

Para un espesor de la Zapata $t = 25\text{ cm}$

Para un recubrimiento de 7.5 cm

Cortante actuante en el perímetro de la columna.

$\Theta_{vc} = 194.3\text{ KN}$ $V_u = 11\text{ KN}$.

Cortante actuante entre el extremo de la zapata y el extremo de la columna.

$\Theta_{vc} = 224\text{ KN}$ $V_u = 93\text{ KN}$.

12.2.1.3 diseño a flexión.

Con un esfuerzo de fluencia del acero de $f_y = 420$ MPa y del concreto de $f'_c = 21$ MPa.

Un momento actuante de $M_u = 17.98$ KN*m

Para un ancho de 1 metro ($b=1.0$ m)

Un área de acero por flexión o principal $A_s = 2.77$ cm². 1#3 C 0.25m.

Un área de acero por temperatura $A_{st} = 3.5$ cm². 1#3 C 0.20m.

12.2.1.4 factores de seguridad

- Volcamiento $f_v = 0.5 \cdot FZ \cdot LX / (M + V \cdot 3)$.
- Deslizamiento $f_d = 0.5 \cdot FZ / V$.

Para el diseño de las demás zapatas lo resumiré en las siguientes tablas.

pórtico	dimensiones (m)		esfuerzo del suelo (KN/m ²)	esfuerzo actuante (KN/m ²)	factor de seguridad	
	lx,direccion larga	ly,direccion corta	GSm	Gmax	volcamiento	deslizamiento
6	1.9	1.9	59.4	56.2	12.1	19.2
7,8,9,10,11	2.0	2.0	61.48	57.75	15.2	22.9
12	1.8	1.8	62	55.68	10.7	17.8
G(6-7)	1.3	1.3	60.42	57.69	3.3	7.5
G(7-12)	1.8	1.8	60.42	57.16	6.3	10.5
C(6-12)	1.2	1.2	81.2	72.6	2.4	6.1

portico	diseño a cortante, recubrimiento = 7.5 cm					diseño a flexion				
	t (cm)	perimetro columna		extremo zapata		MU (KN*m)	acero por flexion		acero por temperatura	
		θ_{vc} (KN)	vu (KN)	θ_{vc} (KN)	vu (KN)		As (cm ²)	N.barras	Ast (cm ²)	N.barras
6	25	124.16	10.16	138.77	78.79	17.98	2.77	1 # 3 c 0.25 m	3.5	1 # 3 c 0.20 m
7,8,9,10,11	25	124.16	10.43	146.07	90.96	20.86	3.22	1 # 3 c 0.20 m	3.5	1 # 3 c 0.20 m
12	25	194.27	12.56	184.05	66.40	15.66	2.41	1 # 3 c 0.25 m	3.5	1 # 3 c 0.20 m
G(6-7)	25	124.16	10.42	94.95	32.81	7.21	1.55	1 # 3 c 0.25 m	2.5	1 # 3 c 0.20 m
G(7-12)	25	194.27	12.90	184.05	68.16	16.08	2.47	1 # 3 c 0.25 m	3.5	1 # 3 c 0.20 m
C(6-12)	25	124.16	13.11	87.64	33.76	7.35	1.58	1 # 3 c 0.25 m	2.5	1 # 3 c 0.20 m

13.0 ANEXOS Y PLANOS.

14.0 BIBLIOGRAFIA.

- EVALUACIÓN ESTRUCTURAL Y ESTUDIO DE VULNERABILIDAD SÍSMICA DEL EDIFICIO DE LABORATORIOS DE QUÍMICA, FÍSICA Y BIOLOGÍA DE LA UNIVERSIDAD DEL CAUCA (EJES 6-12) por WILINTON LÓPEZ ROJAS
- NORMA SISMO RESISTENTE DEL 2010 (NSR10)