



INGENIERIA ESTRUCTURAL

# REFORZAMIENTO HOSPITAL SAN FRANCISCO

PROYECTO No. 309

MEMORIAS DE CALCULO  
TOMO UNICO

|  |                          |
|--|--------------------------|
| <b>CURADOR URBANO No. 2 DE IBAGUÉ</b>  |                          |
| Calle 100 No. 13-100, Manizales, Cauca |                          |
| RADICACION No. 73-001-2                | 14-706                   |
| FECHA DE RADICACION:                   | 05 SEP 2014              |
| RESOLUCION No.: 73-001-2               | 15-704                   |
| FECHA DE LA RESOLUCION:                | 25 NOV 2015              |
| TIPO DE LICENCIA:                      | Const. y Refor. Estruct. |
| FIRMA DEL CURADOR                      | <i>[Signature]</i>       |
| DISEÑO:                                |                          |

ING. DIEGO ORLANDO RUBIO

BOGOTA, FEBRERO DE 2015

20-04-15  
0301 13-04-15  
0206

14-070

20 ABR 2015 10 MAR 2015

Bogotá D.C. Febrero de 2015

SEÑORES

CURADURIA URBANA No.2

Ibague

Remite: INGENIERIA ESTR  
Destino: Leidy Jhoanna R - Area: 111  
2015-03-13 10:38:16 Folios: 5



CUI-RE-2015-00000764

O-194-15

Ref. Respuesta a observaciones expediente 73-001-2-14-0706

Cordial saludo:

Por medio de la presente nos permitimos dar respuesta a las observaciones del expediente correspondiente al proyecto Hospital San Francisco, a la cual se responde lo siguiente:

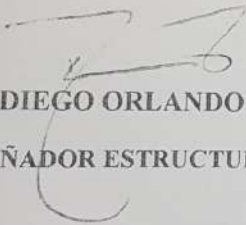
1. Se anexa certificado de vigencia de la Matricula Profesional.
2. Se adecua proyecto estructural al proyecto Arquitectónico, se anexan de nuevo planos ajustados por tal razón.
3. Se entregan memorias de cálculo firmadas por el ingeniero diseñador.
4. Se entrega el memorial de responsabilidad firmado por el ingeniero diseñador.
5. Se entregan documentos con certificados de experiencia y copia del título de Maestría en estructuras. Estos documentos se encuentran anexos al final del tomo de memorias de cálculo del modulo B.
6. Este punto será resuelto por el constructor responsable.
7. El grado de desempeño de los elementos no estructurales se encuentra especificado en el plano No.1.
8. Como diseñador de los elementos no estructurales, se firmaran los planos arquitectónicos.
9. Este punto será resuelto por el Ing. de suelos.
10. Se entregan tomo completo de memorias corrigiendo la ubicación del proyecto.
11. Se envía juego de planos en original para dar claridad en las convenciones.
12. Se corrigió plano No.4 conforme a lo mostrado en planos arquitectónicos.
13. Se corrigió plano No.5 conforme a lo mostrado en planos arquitectónicos.
14. Se corrigió plano No.6 conforme a lo mostrado en planos arquitectónicos.
15. Se anexan las columnas existentes que soportan la cubierta liviana.
16. Se anexan memorias de diseño de vigas del modulo B
17. En cuanto a la descripción solicitada respecto al análisis y uso del software se anexa la siguiente descripción:

El software utilizado para el análisis sísmico y determinación de fuerzas internas en cada uno de los elementos corresponde al Programa ETABS 9.0, basado en el método matricial y el cual permite el análisis lineal de la estructura mediante la utilización de elementos tipo frame para la modelación de vigas y columnas, y la modelación de placas o muros se realiza mediante la utilización de la herramienta tipo Shell la cual utiliza el método de elementos finitos para determinar los esfuerzos internos en los elementos. Los pórticos modelados en tres dimensiones con base rígida tienen uniones rígidas viga-columna y se articulan las uniones de viguetas con vigas para que las viguetas

- únicamente transfieran las cargas verticales pero su rigidez no sea tenida en cuenta para la rigidez ante desplazamientos laterales ni tampoco tomen fuerzas sísmicas dado que estos elementos no pertenecen al sistema de resistencia sísmica. Para el diseño de la estructura se utilizó el método de la resistencia última y estados límites mediante la utilización de hojas de cálculo en programa Excel y DC-CAD 2010 basados en los parámetros establecidos por la NSR-10 para cada tipo de material y tipo de elemento estructural.
18. Se corrigió la contraportada de las memorias de cálculo al título "Análisis Sísmico".
  19. Se revisó la dirección del predio en planos y memorias.
  20. En la memoria de cálculo, páginas 15 y 16 de las memorias de reforzamiento del hospital, se encuentran los índices de flexibilidad de la estructura existente, como estos no cumplen no se requiere conocer los índices de sobreesfuerzo ya que al no cumplirse los índices de flexibilidad ya exige un reforzamiento en sí de la estructura. En cuanto a los índices de sobreesfuerzo de la estructura reforzada, y como se menciona en la página 4 las diagonales metálicas se diseñaron para resistir el 100% del sismo por lo que se articularon en el modelo matemático las vigas y las columnas desvinculando estos elementos de solicitaciones sísmicas y haciéndolos responsables del tema de cargas verticales únicamente. En base a lo anterior las vigas no cambian en sus solicitaciones y no requieren de un cálculo de índices de sobreesfuerzo puesto que el régimen de cargas verticales no se modifica.
  21. Se anexan el cálculo de deflexiones máximas de la estructura nueva en análisis de la luz más grande y del voladizo más grande.

Sin otro particular,

Atentamente,

  
Ing. **DIEGO ORLANDO RUBIO**  
**DISEÑADOR ESTRUCTURAL**



REPÚBLICA DE COLOMBIA  
CONSEJO PROFESIONAL NACIONAL DE INGENIERÍA  
COPNIA

DIRECTORA GENERAL (E)

CERTIFICA

1. Que RUBIO RICARDO, DIEGO ORLANDO con Cédula de Ciudadanía N° 80165789, se encuentra inscrito (a) en el Registro Profesional Nacional que lleva esta entidad, como INGENIERO CIVIL, con Matrícula Profesional No. 25202-114204 CND desde el (los) dieciséis (16) día(s) del mes de diciembre del año dos mil cuatro (2004).
2. Que la Matrícula Profesional es la autorización que expide el Estado para que el titular ejerza su profesión en todo el territorio de la República de Colombia, de conformidad con lo dispuesto en la Ley 842 de 2003.
3. Que la referida Matrícula Profesional se encuentra vigente, por lo cual el profesional certificado actualmente NO está impedido para ejercer la profesión.
4. Que el profesional NO tiene antecedentes disciplinarios ético-profesionales.
5. Que la presente certificación, tiene una validez de seis (6) meses y se expide en Bogotá, D.C., a los uno (1) día(s) del mes de diciembre del año dos mil catorce (2014).

LUZ MARINA RESTREPO TREJOS

Firma del Titular (\*)

(\*) Con el fin de verificar que el titular autoriza su participación en procesos estatales de selección de contratistas, La falta de firma del titular no invalida el Certificado.

presente es un documento público expedido electrónicamente con firma mecánica (Artículo 12, Decreto 2150 de 1995) y con firma digital que garantiza su plena validez jurídica y probatoria según lo establecido en la Ley 527 de 1999

ficar la integridad e inalterabilidad del presente documento consulte en el sitio web: [www.copnia.gov.co](http://www.copnia.gov.co), digitando el siguiente número de certificado: 19434778 y el código de verificación: PDK73FH1

Calle 78 N° 19 - 57 Piso 15 - Bogotá D.C. Pbx: 32201402 - correo-e: [info@copnia.gov.co](mailto:info@copnia.gov.co)  
[www.copnia.gov.co](http://www.copnia.gov.co)



CONDICIONES GEOMETRICAS

|                |           |                           |
|----------------|-----------|---------------------------|
| H              | 0.40 m    |                           |
| L              | 0.40 m    |                           |
| T              | 2.92 m    |                           |
| W              | 8.2 T/m   |                           |
| M              | 22.3 T/m  | En voladizo               |
| h              | 0.00211 m |                           |
| h <sub>1</sub> | 0.00105 m |                           |
| h <sub>2</sub> | 0.20 m    |                           |
| M <sub>1</sub> | 2.84 T/m  | Momento de sustentamiento |
| M <sub>2</sub> | 3.03 T/m  | En voladizo               |

MATERIALES

|                |                            |
|----------------|----------------------------|
| f <sub>c</sub> | 210 Kg/cm <sup>2</sup>     |
| f <sub>t</sub> | 181.442 Kg/cm <sup>2</sup> |
| E <sub>c</sub> | 811422.17 cm <sup>2</sup>  |

DEFLEXIONES MAXIMAS SEGUN LA CONDICION DE APOYO CON CARGA UNIFORME

$$f = \frac{W L^4}{8 E I} \quad k = 2.0$$

$$f = \frac{W L^4}{16 E I} \quad k = 1.4$$

$$f = \frac{W L^4}{32 E I} \quad k = 1.2$$

$$f = \frac{W L^4}{64 E I} \quad k = 1.0$$

CONDICION DE APOYO  $k = 2.0$  CALCULADAS  $k = 2.0$  ALARGO PLAZO  $k = 2.0$

| CONDICION DE APOYO | DEFLEXIONES Y MAXIMAS CALCULADAS PERMISIBLES | CONDICION DE APOYO | DEFLEXIONES Y MAXIMAS CALCULADAS PERMISIBLES |
|--------------------|--|--------------------|--|
| 1.80               | 1.80   | 1.80               | 1.80   |
| 1.40               | 1.40   | 1.40               | 1.40   |
| 1.20               | 1.20   | 1.20               | 1.20   |
| 1.00               | 1.00   | 1.00               | 1.00   |

Nota: (1) El momento de inercia de cada elemento de la estructura se calcula considerando el momento de inercia de cada elemento y el momento de inercia de la estructura completa. (2) Las deflexiones se calculan considerando el momento de inercia de cada elemento y el momento de inercia de la estructura completa. (3) No se debe considerar el momento de inercia de los elementos de la estructura que no están sujetos a la carga considerada.

DEFLEXIONES PERMISIBLES SE REQUEREN CONSTRUIR EN LA FORMA SIGUIENTE

LARGO = 0.61 cm ANCHO = 3.23 cm

## MEMORIAL DE RESPONSABILIDAD

Yo, Diego Orlando Rubio con Matrícula Profesional No. 25202-114204 CND debidamente registrada en el Consejo Profesional de Ingeniería y Arquitectura, presento los cálculos y diseños estructurales elaborados de acuerdo a los requerimientos de la ley 400 de 1997, (Modificada Ley 1229 de 2008) decreto 926 de 2010 y norma sismo resistente NSR-10, del Proyecto Reforzamiento Hospital San Francisco ubicado en la ciudad de Ibagué-Tolima.

### NOTAS:

- Durante la construcción de la cimentación y en el momento de realizar la excavación se debe consultar con el Ingeniero de Suelos.
- Toda parte de la estructura que sea adyacente a otra construcción debe tener los asistamientos requeridos.
- El constructor debe estar capacitado y desarrollar la obra de acuerdo al Código NSR-10.

Atte.



ING. DIEGO ORLANDO RUBIO  
M.P. 25202-114204 CND

[ 1 4 - 0 7 0 6  
13 MAR 2015



## ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD



**INFORME ESTUDIO DE VULNERABILIDAD Y REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL  
HOSPITAL SAN FRANCISCO E.S.E.**

**ANTECEDENTES**

La estructura a analizar corresponde al edificio de dos pisos más un sótano parcial, localizado en la Cr. 4 B No. 24-01 de la ciudad de Bogotá del departamento de Tolima, y donde funciona parte del hospital San Francisco E.S.E.

A partir del 19 de Marzo del 2010 se expidió el decreto que dio vía a la aplicación del reglamento de construcción sísmo resistente NSR-10 el cual presentó modificaciones respecto al reglamento anterior NSR-98 en especial en las sollicitaciones sísmicas y exigencias a estructuras del grupo de uso IV o edificaciones indispensables, adicionalmente en el año 2004 se realizó un estudio de vulnerabilidad elaborado por la firma PC&A Ltda el cual concluyó que el edificio requería las siguientes obras de intervención:

1. Ampliación de zapatas de columnas anilladas.
2. Recalce o anillado de columnas C-11 y C-9.
3. Anclaje debido de equipos y elementos no estructurales.
4. Aislamiento y anclaje de elementos no estructurales como antepechos y mampostería de fachada.
5. Construcción de junta sísmica entre el edificio principal y zona de lavandería.

Estas intervenciones no se han realizado hasta la fecha y la licencia de construcción expedida con este estudio ya se encuentra vencida, por todo lo anterior se requiere realizar un nuevo estudio de vulnerabilidad pero bajo los requisitos y exigencias del reglamento NSR-10. Es importante resaltar que para el presente estudio el levantamiento estructural y recopilación de la información existente (A.10.1.3.7 Etapa 1 y 2) se basó en el estudio ya realizado por la firma PC&A, por lo cual no se presentan ensayos ni destructivos ni no destructivos a los elementos.

Según el estudio de referencia, la estructura que data de 1968 ha sufrido intervenciones el año 1991, en la cual se concluyó la construcción de la sala de cirugía, sala de partos, servicios complementarios, una unidad de urgencias y acondicionamiento de fachada, y en el año 1996, donde se hace un diagnóstico de las instalaciones y se reubica, rediseña y replantea la edificación además de realizar un refuerzo de las columnas originales suministrando adecuado confinamiento y secciones transversales.



## RH INGENIERÍA ESTRUCTURAL S.A.S.

|         |        |   |                  |        |              |
|---------|--------|---|------------------|--------|--------------|
| SOCIOS  |        | 309- REFORZAMIENTO HOSPITAL SAN FRANCISCO |                  | PÁGINA |              |
| GERENTE | IBAGÜE | CALCULA                                   | ING. DIEGO RUBIO | FECHA  | FEBRERO 2015 |
|         |        | VALIDA                                    | ING. DIEGO RUBIO |        | 3            |

Además según el estudio se encontraron los planos de intervención del año 1996 y la información dada en estos corresponde a secciones y refuerzo encontrado en las exploraciones hechas por la firma PC&A Ltda. La investigación realizada en el estudio a la edificación existente con respecto los ensayos de ultrasonido, esclerómetro y detección de refuerzo (Patch-test). La resistencia promedio obtenida por el ultrasonido fue de 28,78Mpa y con el esclerómetro de 32,6 Mpa valores altos que presuman una buena calidad del concreto. Para fines prácticos en el presente informe se tomó una resistencia conservadora de 21MPa para los elementos existentes.

En cuanto a la edificación existente puede decirse que el sistema estructural utilizado es el de pórticos de concreto reforzado con columnas de dimensiones entre 35 y 40cm. con cuantías superiores al 1% y flejes corrugados #3 son separaciones en promedio de 15cm (esto según levantamiento firma PC&A). La losa de entrepiso es de 35cm de espesor aligerada y armada en una dirección. La cubierta es liviana con teja de asbesto cemento y correas metálicas en celosía. La cimentación consiste en zapatas aisladas con alturas entre 20 y 30cm armadas en dos direcciones con vigas de cimentación de altura 25cm. Según el estudio de suelos la capacidad de carga del suelo es de 15T/m<sup>2</sup>.

### ANÁLISIS DEL EDIFICIO EN CONDICIONES ACTUALES

Partiendo del levantamiento estructural anteriormente descrito, se procesó la estructura con los tamaños de columnas y vigas en su estado actual, así mismo se tomó en cuenta la rigidez del concreto en base a la resistencia de 21MPa inferior a la encontrada en los ensayos pero que se toma como medida conservadora y para tener un factor de seguridad adicional en el proceso teniendo en cuenta la incertidumbre sobre la totalidad de la edificación. Como resultado de esta modelación, aplicando el sismo de diseño de la NSR-10 el cual por poseer un cambio en el coeficiente de importancia el cual pasó de 1.3 a 1.5 para edificaciones hospitalarias, además de modificaciones en parámetros de  $A_v$ ,  $F_a$ , y  $F_v$  entre otros, determina una fuerza horizontal igual a 1.28 veces el peso de la estructura, valor muy superior a los valores obtenidos bajo los parámetros de la NSR-98, por lo que como era de esperarse se superan los límites de derivas establecidos por la norma obteniendo índices de flexibilidad de 2.70 y 2.50. Por el anterior resultado, ya se hace necesario el reforzamiento del edificio sin tener que entrar a mirar los índices de sobre esfuerzo en los elementos estructurales.

### ALTERNATIVAS DE REFORZAMIENTO

Debido a que el problema del edificio es la falta de rigidez, las alternativas más eficientes desde el punto de vista costo-beneficio, son la de la construcción de pantallas en concreto y las diagonales concéntricas metálicas, debido a que proporcionan rigidez global al edificio y permiten generar



# RH INGENIERÍA ESTRUCTURAL S.A.S.

|           |  |         |                  |       |                  |       |              |
|-----------|--|---------|------------------|-------|------------------|-------|--------------|
| PROYECTO  | 309 - REFORZAMIENTO HOSPITAL SAN FRANCISCO | FECHA   | 4                |       |                  |       |              |
| UBICACIÓN | IBAGUÉ                                     | CLIENTE | ING. DIEGO RUIBO | FECHA | ING. DIEGO RUIBO | FECHA | FEbrero 2015 |

elementos que concentren la sollicitación sísmica reduciendo la intervención en los demás elementos estructurales.

Por la rapidez de la intervención y la limpieza de la obra, se optó por las diagonales metálicas diseñadas para soportar el 100% de la fuerza sísmica, dejando como reserva de capacidad la resistencia lateral de las vigas y de las columnas, lo que evita tener que intervenir estos elementos, por lo en el modelo matemático de diseño se articularon vigas y columnas.





# RH INGENIERIA ESTRUCTURAL S.A.S.

ESTUDIO

IBAGUÉ

309 - REFORZAMIENTO HOSPITAL SAN FRANCISCO

CLIENTE: ING. DIEGO RUBIO

ING. DIEGO RUBIO

FECHA: FEBRERO 2015

PÁGINA

5

## DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PROYECTO ESTRUCTURAL

### DATOS GENERALES:

|                            |  |
|----------------------------|--|
| NOMBRE DEL PROYECTO:       | HOSPITAL SAN FRANCISCO ANALISIS ACTUAL |
| CUBIERTA:                  | IBAGUÉ                                 |
| CALCULO:                   | C.I.H                                  |
| REVISOR:                   | T.O.M                                  |
| INGENIERO FECHA:           | 24/12/2013                             |
| LOCALIZACIONES:            | N.º 8 N.º 1481 IBAGUÉ - TOLIMA         |
| SISTEMA ESTRUCTURAL:       | Paredes de concreto                    |
| CAPACIDAD DE DISTRIBUCION: | DNO                                    |
| NUMERO DE PISO:            | 3                                      |

### DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO:

El programa consiste en el estudio de vulnerabilidad del edificio antiguo del Hospital San Francisco, una estructura de dos pisos para ser sometida al sismo de intensidad I y posterior.

El mismo consistirá que posee el edificio para recibir cargas verticales y laterales (sismicas), en el de paredes de concreto reforzado, con placa de entablado de 35 cm de espesor aligada y armada en una dirección, como sea caso detallado en las Memorias Calculadas de construcciones sismorresistentes NSR-10.

La construcción consiste en zapatas aisladas, según recomendación del estudio de suelo del Ingeniero Hector Andres Garcia Mardachi.

El método de diseño en el de la Resistencia Útiliza, el análisis de la estructura se realizó mediante el programa ETABS 9.6 y resultados utilizando las fórmulas dadas en la memoria de cálculo.

### PARAMETROS SISMICOS

|  |                         |                            |
|--|-------------------------|----------------------------|
| Método utilizado:                            | 2                       | Método de Análisis Sísmico |
| Ubicación de la estructura:                  | ANÁLISIS MODAL DINÁMICO | IBAGUÉ                     |
| Grupo de uso:                                | =                       | TV                         |
| PARAMETROS DE LA NSR-10                      |                         |                            |
| Zona de Aproximación Sísmica:                | =                       | Intermedia                 |
| Coeff. de aceleración para edificios Au:     | =                       | 0.28                       |
| Coeff. de reducción para edificios Av:       | =                       | 0.28                       |
| Perfil del Suelo:                            | =                       | F                          |
| Coefficiente F <sub>v</sub> :                | =                       | 1.70                       |
| Coefficiente F <sub>y</sub> :                | =                       | 3.20                       |
| Grupo de uso:                                | =                       | TV                         |
| Coefficiente de importancia:                 | =                       | 1.5                        |
| LÍMITE DE DAÑO                               |                         |                            |
| Coefficiente de aceleración piso (Ad)        | =                       | 0.06                       |
| Coefficiente de salto para un nivel de duto: | =                       | 4                          |

### NORMAS:

Se siguieron las recomendaciones dadas por el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10 (Ley 400 de 1997) (Modificada Ley 1239 de 2008), Decreto 976 de 2010 y sus decretos complementarios.

RESISTENCIA EFECTIVA DE LOS MATERIALES

CALIDAD DE LA CONSTRUCCION ORIGINAL

| ITEM  | Calificación | Buena | Regular | Mala |
|---|--------------|-------|---------|------|
| 1. Fenología de construcción de la obra   | 1            |       |         |      |
| 2. Registro de intervención   | 1            |       |         |      |
| 3. Mala comportamiento constructivo debido a distribución irregular de masa y rigidez | $\Phi$       | 1.0   | 0.8     | 0.6  |
| 4. Ausencia de diagrama típico  | 1            |       |         |      |
| 5. Una de ambas secciones de la estructura  | 1            |       |         |      |
| 6. Una de ambas en la dimensión   | 1            |       |         |      |

$\Phi = 1.0$

ESTADO DE LA ESTRUCTURA ORIGINAL

| ITEM   | Calificación | Buena | Regular | Mala |
|--|--------------|-------|---------|------|
| 1. Sistemas que midieron haber afectado la resistencia | 1            |       |         |      |
| 2. Frotamiento por cambios de temperatura              | 1            |       |         |      |
| 3. Durabilidad de la estructura                        | $\Phi$       | 1.0   | 0.8     | 0.6  |
| 4. Corrosión de aceros                                 | 1            |       |         |      |
| 5. Asentamientos                                       | 1            |       |         |      |
| 6. Deflexiones excesivas                               | 1            |       |         |      |

$\Phi = 1.0$

RESISTENCIA EXISTENTE DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

|                   |                             |
|-------------------|-----------------------------|
| Promedio Vigas    | $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ |
| Promedio Columnas | $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ |

Según la información del informe anterior, las resistencias de concreto usan con  $f_{ck} = 210 \text{ Kg/cm}^2$  y  $f_{ck} = 210 \text{ Kg/cm}^2$  para fines prácticos y constructivos se usará una resistencia promedio de 210 Mpa.

RESISTENCIA EFECTIVA DE LOS ELEMENTOS EN CONCRETO

$N_e f_c = \Phi \cdot f_c \cdot e \cdot N_{ex}$

|                  |                        |
|------------------|------------------------|
| N en viga =      | 210 Kg/cm <sup>2</sup> |
| N en col =       | 210 Kg/cm <sup>2</sup> |
| $\Phi \cdot e =$ | 1.0                    |
| $\Phi \cdot e =$ | 1.0                    |

|             |                           |
|-------------|---------------------------|
| N en viga = | 210 Kg/cm <sup>2</sup>    |
| N en col =  | 210 Kg/cm <sup>2</sup>    |
| $E_c =$     | 218820 Kg/cm <sup>2</sup> |
| $E_c =$     | 218820 Kg/cm <sup>2</sup> |

CALCULO DE ALTURAS Y NIVELES DE LA ESTRUCTURA

| NIVEL             | HLIBRE | PLACA | ALTURA PISO | NIVEL |
|-------------------|--------|-------|-------------|-------|
| PISO CLUB         | 3.22   | 0.38  | 3.57        | 12.09 |
| PISO 2            | 3.19   | 0.35  | 3.54        | 8.52  |
| PISO 1            | 4.63   | 0.35  | 4.98        | 4.98  |
| NIVEL DE ARRANQUE | 0.0    |       |             |       |



CALCULO DE DENSIDADES

MATERIALES

|            |                       |
|------------|-----------------------|
| Vigas      |                       |
| Y Concreto | 2.4 TN/m <sup>3</sup> |
| Columnas   |                       |
| Y Concreto | 2.4 TN/m <sup>3</sup> |

| NIVEL     | Vol. Vigas<br>m <sup>3</sup> | Vol. Columnas<br>m <sup>3</sup> | Area Placa<br>m <sup>2</sup> | $\gamma$ Vigas<br>TN/m <sup>3</sup> | $\gamma$ Columnas<br>TN/m <sup>3</sup> |
|-----------|------------------------------|---------------------------------|------------------------------|-------------------------------------|--|
| PISO CLUB | 66.78                        | 43.51                           | 1144.3                       | 0.140                               | 0.082                                  |
| PISO 2    | 66.88                        | 43.14                           | 1144.3                       | 0.140                               | 0.082                                  |
| PISO 1    | 26.93                        | 26.52                           | 445.3                        | 0.145                               | 0.113                                  |

ANALISIS DE CARGAS DE PLACA



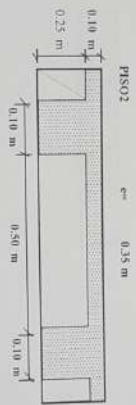
| Carga Muerta  |                                    |
|---------------|------------------------------------|
| Asob.+C. Bazo | 0.030 x 2 = 0.060 T/m <sup>2</sup> |
| Capetón       | = 0.040 T/m <sup>2</sup>           |
| Muro          | = 0.050 T/m <sup>2</sup>           |
| Cubierta      | = 0.070 T/m <sup>2</sup>           |
| <b>C.M.</b>   | <b>0.220 T/m<sup>2</sup></b>       |
| <b>C.V.</b>   | <b>0.035 T/m<sup>2</sup></b>       |
| <b>CT</b>     | <b>0.245 T/m<sup>2</sup></b>       |

Pendiente de cubierta = 27 %

Carga Viva  
 C.U. = 1.2 CM + 1.8 C.V. = 8.1 T/m<sup>2</sup> Para cargar las vigueras

p vigas = 0.140 T/m<sup>2</sup>  
 p columnas = 0.085 T/m<sup>2</sup>  
 p vigas + columnas = 0.225 T/m<sup>2</sup>

C. Real = 0.47 T/m<sup>2</sup>  
 C. Sismo = 0.442 T/m<sup>2</sup>



| Carga Muerta  |   |
|---------------|---|
| Placa         | 0.100 x 2.4 = 0.240 T/m <sup>2</sup>        |
| Vigueras      | 0.100 x 0.25 x 2.4 = 0.600 T/m <sup>2</sup> |
| Asob.+C. Rizo | 0.050 x 2 = 0.100 T/m <sup>2</sup>          |
| Capetón       | = 0.040 T/m <sup>2</sup>                    |
| Muros         | = 0.050 T/m <sup>2</sup>                    |
| <b>C.M.</b>   | <b>0.780 T/m<sup>2</sup></b>                |
| <b>C.V.</b>   | <b>0.200 T/m<sup>2</sup></b>                |
| <b>CT</b>     | <b>0.980 T/m<sup>2</sup></b>                |

Carga Viva  
 C.U. = 1.2 CM + 1.8 C.V. = 8.1 T/m<sup>2</sup> Para cargar las vigueras

p vigas = 0.140 T/m<sup>2</sup>  
 p columnas = 0.085 T/m<sup>2</sup>  
 p vigas + columnas = 0.225 T/m<sup>2</sup>

C. Real = 1.20 T/m<sup>2</sup>  
 C. Sismo = 1.002 T/m<sup>2</sup>





# RH INGENIERIA ESTRUCTURAL S.A.S.

309. REFORZAMIENTO HOSPITAL SAN FRANCISCO  
Calle: ING. DIEGO RUBIO  
Bogotá, D.C. FEBRERO 2015

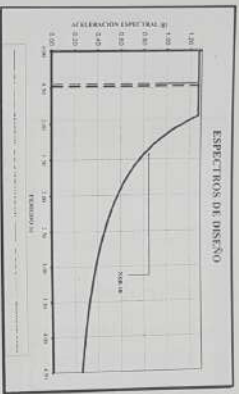
Hoja No. 10

ESTADÍSTICO DE LA ESTRUCTURA

El presente documento es propiedad de la firma de ingeniería RH Ingeniería Estructural S.A.S. y no debe ser utilizado sin el consentimiento escrito de la misma.

**Resumen del Proyecto de la Estructura**

|                     |   |
|---------------------|---|
| Nombre del Proyecto | 309. REFORZAMIENTO HOSPITAL SAN FRANCISCO |
| Ubicación           | Calle: ING. DIEGO RUBIO                   |
| Fecha de Emisión    | FEBRERO 2015                              |
| Autores             | ING. DIEGO RUBIO                          |
| Revisores           |   |
| Aprobados           |   |
| Escalera            |   |
| Plano               |   |
| Detalle             |   |
| Material            |   |
| Estado              |   |
| Observaciones       |   |



**CALCULO DE CARGAS DE DISEÑO**

|        |          |              |        |
|--------|----------|--------------|--------|
| PISO   | Area     | Carga Muerta | Masa   |
| PISO 1 | 12.00 m² | 1.50 kN/m²   | 1.50 t |
| PISO 2 | 12.00 m² | 1.50 kN/m²   | 1.50 t |
| PISO 3 | 12.00 m² | 1.50 kN/m²   | 1.50 t |

**CALCULO DE CENTRO DE MASA Y TORSIONES EN PISO**

| PISO   | CENTRO DE MASA |       | MAYOR LONGITUD |        | m     | CENTRO DE ROTACION |         | CAPACIDAD DE TORSION |         | CENTRO DE ROTACION |       |
|--------|----------------|-------|----------------|--------|-------|--------------------|---------|----------------------|---------|--------------------|-------|
|        | X (m)          | Y (m) | CX (m)         | CY (m) |       | IX (m²)            | IX (m²) | IX (m²)              | IX (m²) | Y (m)              | Y (m) |
| PISO 1 | 6.00           | 6.00  | 11.94          | 11.94  | 12.00 | 0.00               | 0.00    | 0.00                 | 0.00    | 0.00               | 0.00  |
| PISO 2 | 6.00           | 6.00  | 11.94          | 11.94  | 12.00 | 0.00               | 0.00    | 0.00                 | 0.00    | 0.00               | 0.00  |
| PISO 3 | 6.00           | 6.00  | 11.94          | 11.94  | 12.00 | 0.00               | 0.00    | 0.00                 | 0.00    | 0.00               | 0.00  |

Nota: Si el momento de inercia de los pilares es menor que el de las columnas, se debe utilizar el momento de inercia de las columnas.



# RH INGENIERÍA ESTRUCTURAL S.A.S.

309- REFORZAMIENTO HOSPITAL SAN FRANCISCO  
CLIENTE: ING. DIEGO RUBIO  
PROYECTO: ING. DIEGO RUBIO  
FECHA: FEBRERO 2015

CALCULO DEL PRYU DEL CORTANTE Y DEFORMACION DEL CORTANTE BASA ESTADISTICA HORIZONTAL POR VAGOTE  
Analisis por el metodo de la Norma Colombiana de Diseño de Puentes de Hormigon Armado y acero de Refuerzo en la Base de los Puentes A.S.S. - NBR - 108

| CATEGORIA DEL PUNTO DEL PUNTO |         |         |            |
|-------------------------------|---------|---------|------------|
| PRYU                          | N       | PRYU    | Ampliacion |
| PRYU1                         | 1000.00 | 1000.00 | 100%       |
| PRYU2                         | 1000.00 | 1000.00 | 100%       |
| PRYU3                         | 271.18  | 638     | 235%       |
| PRYU4                         | 271.18  | 638     | 235%       |

| CALCULO DE CORTANTE EN LA BASE |        |
|--------------------------------|--------|
| V <sub>u</sub>                 | 207.22 |
| V <sub>u</sub>                 | 207.22 |
| V <sub>u</sub>                 | 207.22 |

CALCULO DE CORTANTE EN LA BASE

Factor de reduccion de la fuerza (φ) = 0.90

| TABLA DE CORTANTES EN SECCIONES |         |
|---------------------------------|---------|
| SECCION                         | VALOR   |
| SECCION 1                       | 1000.00 |
| SECCION 2                       | 1000.00 |
| SECCION 3                       | 1000.00 |
| SECCION 4                       | 1000.00 |
| SECCION 5                       | 1000.00 |
| SECCION 6                       | 1000.00 |
| SECCION 7                       | 1000.00 |
| SECCION 8                       | 1000.00 |
| SECCION 9                       | 1000.00 |
| SECCION 10                      | 1000.00 |
| SECCION 11                      | 1000.00 |
| SECCION 12                      | 1000.00 |
| SECCION 13                      | 1000.00 |
| SECCION 14                      | 1000.00 |
| SECCION 15                      | 1000.00 |
| SECCION 16                      | 1000.00 |
| SECCION 17                      | 1000.00 |
| SECCION 18                      | 1000.00 |
| SECCION 19                      | 1000.00 |
| SECCION 20                      | 1000.00 |
| SECCION 21                      | 1000.00 |
| SECCION 22                      | 1000.00 |
| SECCION 23                      | 1000.00 |
| SECCION 24                      | 1000.00 |
| SECCION 25                      | 1000.00 |
| SECCION 26                      | 1000.00 |
| SECCION 27                      | 1000.00 |
| SECCION 28                      | 1000.00 |
| SECCION 29                      | 1000.00 |
| SECCION 30                      | 1000.00 |
| SECCION 31                      | 1000.00 |
| SECCION 32                      | 1000.00 |
| SECCION 33                      | 1000.00 |
| SECCION 34                      | 1000.00 |
| SECCION 35                      | 1000.00 |
| SECCION 36                      | 1000.00 |
| SECCION 37                      | 1000.00 |
| SECCION 38                      | 1000.00 |
| SECCION 39                      | 1000.00 |
| SECCION 40                      | 1000.00 |
| SECCION 41                      | 1000.00 |
| SECCION 42                      | 1000.00 |
| SECCION 43                      | 1000.00 |
| SECCION 44                      | 1000.00 |
| SECCION 45                      | 1000.00 |
| SECCION 46                      | 1000.00 |
| SECCION 47                      | 1000.00 |
| SECCION 48                      | 1000.00 |
| SECCION 49                      | 1000.00 |
| SECCION 50                      | 1000.00 |
| SECCION 51                      | 1000.00 |
| SECCION 52                      | 1000.00 |
| SECCION 53                      | 1000.00 |
| SECCION 54                      | 1000.00 |
| SECCION 55                      | 1000.00 |
| SECCION 56                      | 1000.00 |
| SECCION 57                      | 1000.00 |
| SECCION 58                      | 1000.00 |
| SECCION 59                      | 1000.00 |
| SECCION 60                      | 1000.00 |
| SECCION 61                      | 1000.00 |
| SECCION 62                      | 1000.00 |
| SECCION 63                      | 1000.00 |
| SECCION 64                      | 1000.00 |
| SECCION 65                      | 1000.00 |
| SECCION 66                      | 1000.00 |
| SECCION 67                      | 1000.00 |
| SECCION 68                      | 1000.00 |
| SECCION 69                      | 1000.00 |
| SECCION 70                      | 1000.00 |
| SECCION 71                      | 1000.00 |
| SECCION 72                      | 1000.00 |
| SECCION 73                      | 1000.00 |
| SECCION 74                      | 1000.00 |
| SECCION 75                      | 1000.00 |
| SECCION 76                      | 1000.00 |
| SECCION 77                      | 1000.00 |
| SECCION 78                      | 1000.00 |
| SECCION 79                      | 1000.00 |
| SECCION 80                      | 1000.00 |
| SECCION 81                      | 1000.00 |
| SECCION 82                      | 1000.00 |
| SECCION 83                      | 1000.00 |
| SECCION 84                      | 1000.00 |
| SECCION 85                      | 1000.00 |
| SECCION 86                      | 1000.00 |
| SECCION 87                      | 1000.00 |
| SECCION 88                      | 1000.00 |
| SECCION 89                      | 1000.00 |
| SECCION 90                      | 1000.00 |
| SECCION 91                      | 1000.00 |
| SECCION 92                      | 1000.00 |
| SECCION 93                      | 1000.00 |
| SECCION 94                      | 1000.00 |
| SECCION 95                      | 1000.00 |
| SECCION 96                      | 1000.00 |
| SECCION 97                      | 1000.00 |
| SECCION 98                      | 1000.00 |
| SECCION 99                      | 1000.00 |
| SECCION 100                     | 1000.00 |

| TABLA DE DEFORMACIONES EN LA BASE |         |
|-----------------------------------|---------|
| SECCION                           | VALOR   |
| SECCION 1                         | 1000.00 |
| SECCION 2                         | 1000.00 |
| SECCION 3                         | 1000.00 |
| SECCION 4                         | 1000.00 |
| SECCION 5                         | 1000.00 |
| SECCION 6                         | 1000.00 |
| SECCION 7                         | 1000.00 |
| SECCION 8                         | 1000.00 |
| SECCION 9                         | 1000.00 |
| SECCION 10                        | 1000.00 |
| SECCION 11                        | 1000.00 |
| SECCION 12                        | 1000.00 |
| SECCION 13                        | 1000.00 |
| SECCION 14                        | 1000.00 |
| SECCION 15                        | 1000.00 |
| SECCION 16                        | 1000.00 |
| SECCION 17                        | 1000.00 |
| SECCION 18                        | 1000.00 |
| SECCION 19                        | 1000.00 |
| SECCION 20                        | 1000.00 |
| SECCION 21                        | 1000.00 |
| SECCION 22                        | 1000.00 |
| SECCION 23                        | 1000.00 |
| SECCION 24                        | 1000.00 |
| SECCION 25                        | 1000.00 |
| SECCION 26                        | 1000.00 |
| SECCION 27                        | 1000.00 |
| SECCION 28                        | 1000.00 |
| SECCION 29                        | 1000.00 |
| SECCION 30                        | 1000.00 |
| SECCION 31                        | 1000.00 |
| SECCION 32                        | 1000.00 |
| SECCION 33                        | 1000.00 |
| SECCION 34                        | 1000.00 |
| SECCION 35                        | 1000.00 |
| SECCION 36                        | 1000.00 |
| SECCION 37                        | 1000.00 |
| SECCION 38                        | 1000.00 |
| SECCION 39                        | 1000.00 |
| SECCION 40                        | 1000.00 |
| SECCION 41                        | 1000.00 |
| SECCION 42                        | 1000.00 |
| SECCION 43                        | 1000.00 |
| SECCION 44                        | 1000.00 |
| SECCION 45                        | 1000.00 |
| SECCION 46                        | 1000.00 |
| SECCION 47                        | 1000.00 |
| SECCION 48                        | 1000.00 |
| SECCION 49                        | 1000.00 |
| SECCION 50                        | 1000.00 |
| SECCION 51                        | 1000.00 |
| SECCION 52                        | 1000.00 |
| SECCION 53                        | 1000.00 |
| SECCION 54                        | 1000.00 |
| SECCION 55                        | 1000.00 |
| SECCION 56                        | 1000.00 |
| SECCION 57                        | 1000.00 |
| SECCION 58                        | 1000.00 |
| SECCION 59                        | 1000.00 |
| SECCION 60                        | 1000.00 |
| SECCION 61                        | 1000.00 |
| SECCION 62                        | 1000.00 |
| SECCION 63                        | 1000.00 |
| SECCION 64                        | 1000.00 |
| SECCION 65                        | 1000.00 |
| SECCION 66                        | 1000.00 |
| SECCION 67                        | 1000.00 |
| SECCION 68                        | 1000.00 |
| SECCION 69                        | 1000.00 |
| SECCION 70                        | 1000.00 |
| SECCION 71                        | 1000.00 |
| SECCION 72                        | 1000.00 |
| SECCION 73                        | 1000.00 |
| SECCION 74                        | 1000.00 |
| SECCION 75                        | 1000.00 |
| SECCION 76                        | 1000.00 |
| SECCION 77                        | 1000.00 |
| SECCION 78                        | 1000.00 |
| SECCION 79                        | 1000.00 |
| SECCION 80                        | 1000.00 |
| SECCION 81                        | 1000.00 |
| SECCION 82                        | 1000.00 |
| SECCION 83                        | 1000.00 |
| SECCION 84                        | 1000.00 |
| SECCION 85                        | 1000.00 |
| SECCION 86                        | 1000.00 |
| SECCION 87                        | 1000.00 |
| SECCION 88                        | 1000.00 |
| SECCION 89                        | 1000.00 |
| SECCION 90                        | 1000.00 |
| SECCION 91                        | 1000.00 |
| SECCION 92                        | 1000.00 |
| SECCION 93                        | 1000.00 |
| SECCION 94                        | 1000.00 |
| SECCION 95                        | 1000.00 |
| SECCION 96                        | 1000.00 |
| SECCION 97                        | 1000.00 |
| SECCION 98                        | 1000.00 |
| SECCION 99                        | 1000.00 |
| SECCION 100                       | 1000.00 |

CORTANTE EN LA BASE

| CORTANTE EN LA BASE |        |
|---------------------|--------|
| V <sub>u</sub>      | 207.22 |
| V <sub>u</sub>      | 207.22 |
| V <sub>u</sub>      | 207.22 |

**PERIODO DE LA ASERTIVIDAD**

|                  |      |      |      |      |
|------------------|------|------|------|------|
| T                | 1    | 2    | 3    | 4    |
| U                | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>1</sub>   | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>2</sub>   | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>3</sub>   | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>4</sub>   | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>5</sub>   | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>6</sub>   | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>7</sub>   | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>8</sub>   | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>9</sub>   | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>10</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>11</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>12</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>13</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>14</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>15</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>16</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>17</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>18</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>19</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>20</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>21</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>22</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>23</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>24</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>25</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>26</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>27</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>28</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>29</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>30</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>31</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>32</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>33</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>34</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>35</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>36</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>37</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>38</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>39</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>40</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>41</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>42</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>43</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>44</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>45</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>46</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>47</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>48</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>49</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>50</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>51</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>52</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>53</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>54</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>55</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>56</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>57</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>58</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>59</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>60</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>61</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>62</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>63</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>64</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>65</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>66</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>67</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>68</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>69</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>70</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>71</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>72</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>73</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>74</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>75</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>76</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>77</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>78</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>79</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>80</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>81</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>82</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>83</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>84</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>85</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>86</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>87</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>88</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>89</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>90</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>91</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>92</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>93</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>94</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>95</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>96</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>97</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>98</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>99</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>100</sub> | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |

(\*) = Sin vibraciones

Se muestra la estructura de la obra de refuerzo de concreto para el periodo de 10 años de vida útil de la estructura de la obra.

**Identificación de la estructura:** = Estructura

En la siguiente imagen se muestra el modelo de la obra de refuerzo de concreto para el periodo de 10 años de vida útil de la estructura de la obra.

**DETALES DE LA ASERTIVIDAD**

|                  |      |      |      |      |
|------------------|------|------|------|------|
| U                | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>1</sub>   | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>2</sub>   | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>3</sub>   | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>4</sub>   | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>5</sub>   | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>6</sub>   | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>7</sub>   | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>8</sub>   | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>9</sub>   | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>10</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>11</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>12</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>13</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>14</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>15</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>16</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>17</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>18</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>19</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>20</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>21</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>22</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>23</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>24</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>25</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>26</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>27</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>28</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>29</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>30</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>31</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>32</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>33</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>34</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>35</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>36</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>37</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>38</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>39</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>40</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>41</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>42</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>43</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>44</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>45</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>46</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>47</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>48</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>49</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>50</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>51</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>52</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>53</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>54</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>55</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>56</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>57</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>58</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>59</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>60</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>61</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>62</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>63</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>64</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>65</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>66</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>67</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>68</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>69</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>70</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>71</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>72</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>73</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>74</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>75</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>76</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>77</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>78</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>79</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>80</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>81</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>82</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>83</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>84</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>85</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>86</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>87</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>88</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>89</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>90</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>91</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>92</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>93</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>94</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>95</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>96</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>97</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>98</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>99</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>100</sub> | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |

**FACTORES DE AJUSTE DEL PERIODO**

|                 |      |      |      |      |
|-----------------|------|------|------|------|
| U               | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>1</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>2</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>3</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>4</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>5</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>6</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>7</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>8</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>9</sub>  | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>10</sub> | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>11</sub> | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>12</sub> | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| U <sub>13</sub> | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
|                 |      |      |      |      |

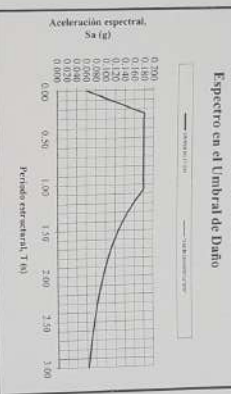
ANÁLISIS SPECTRAL PARA EL DISEÑO DE LOS ELEMENTOS

Resumen de los datos de la estructura de la base de la columna de hormigón armado:

|                         |  |
|-------------------------|--|
| Nombre de la estructura | 300 - REFORZAMIENTO HOSPITAL SAN FRANCISCO |
| Código de la estructura | 300  |
| Nombre de la estructura | IBAGUÉ                                     |
| Fecha de elaboración    | FEBRERO 2015                               |
| Elaborado por           | ING. DIEGO RUBIO                           |
| Revisado por            | ING. DIEGO RUBIO                           |
| Aprobado por            | ING. DIEGO RUBIO                           |
| Fecha de aprobación     | FEBRERO 2015                               |

VALORES DE ACCELERACIÓN ESPECTRAL

| Modo | Periodo (s) | Valor (g) |
|------|-------------|-----------|
| 1    | 0.12        | 0.12      |
| 2    | 0.12        | 0.12      |
| 3    | 0.12        | 0.12      |
| 4    | 0.12        | 0.12      |
| 5    | 0.12        | 0.12      |
| 6    | 0.12        | 0.12      |
| 7    | 0.12        | 0.12      |
| 8    | 0.12        | 0.12      |
| 9    | 0.12        | 0.12      |
| 10   | 0.12        | 0.12      |
| 11   | 0.12        | 0.12      |
| 12   | 0.12        | 0.12      |
| 13   | 0.12        | 0.12      |
| 14   | 0.12        | 0.12      |
| 15   | 0.12        | 0.12      |
| 16   | 0.12        | 0.12      |
| 17   | 0.12        | 0.12      |
| 18   | 0.12        | 0.12      |
| 19   | 0.12        | 0.12      |
| 20   | 0.12        | 0.12      |



Espectro en el Umbral de Daño

COORDENADAS DE LOS NODOS

| Nodo | X    | Y    | Z    |
|------|------|------|------|
| 1    | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 2    | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 3    | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 4    | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 5    | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 6    | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 7    | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 8    | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 9    | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 10   | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 11   | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 12   | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 13   | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 14   | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 15   | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 16   | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 17   | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 18   | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 19   | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 20   | 0.00 | 0.00 | 0.00 |

COORDENADAS DE LOS NODOS

COORDENADAS DE LOS NODOS

|    |      |      |      |
|----|------|------|------|
| 1  | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 2  | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 3  | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 4  | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 5  | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 6  | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 7  | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 8  | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 9  | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 10 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 11 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 12 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 13 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 14 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 15 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 16 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 17 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 18 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 19 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 20 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |

COORDENADAS DE LOS NODOS

| Cantidades basadas en unidades |          |
|--------------------------------|----------|
| E                              | 734.7 m  |
| L                              | 200.0 m  |
| VS                             | 309.87 m |

PERIODO REAL DE LA ESTRUCTURA

|                     |        |
|---------------------|--------|
| T <sub>1</sub>      | 0.48 s |
| T <sub>2</sub>      | 0.24 s |
| C <sub>u,1,T1</sub> | 0.55 % |

AJUSTE DE LOS RESULTADOS

Inconformidad con la normativa = **Errónea**

Si la estructura es regular, el certificar resultados en la base de menor que el 8% podrá ser aceptado, por fuerza normativa (aplicando) (X) o del 9% se en adelante (según A.3.4.3.1. (NSR-10))

RECALCULO Ss

|                    |          |
|--------------------|----------|
| Adm                | 0.50 R   |
| S <sub>1</sub>     | 4.00     |
| S <sub>2</sub>     | 4.00     |
| C <sub>u</sub>     | 6.05     |
| T <sub>1</sub>     | 0.45 s   |
| T <sub>04</sub>    | 0.25 s   |
| T <sub>1,4</sub>   | 0.60 s   |
| S <sub>u1</sub>    | 0.79 %   |
| S <sub>u2</sub>    | 0.18 %   |
| S <sub>u3</sub>    | 0.19 %   |
| 0.90V <sub>1</sub> | 342.27 m |
| 0.90V <sub>2</sub> | 304.27 m |
| V <sub>u1</sub>    | 342.27 m |

FACTORES DE AJUSTE DEFINITIVOS

|                 |      |            |
|-----------------|------|------------|
| E <sub>sc</sub> | 1.00 | Definitivo |
| E <sub>pc</sub> | 1.14 | Definitivo |

CONTROL DE LA BARRA

Se verifica el cumplimiento de la densidad de acero utilizando la fórmula de las vigas y los columnas completas

$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d}$   
 $\rho_{req} = \frac{M_u}{\phi \cdot f_y \cdot b \cdot d^2}$   
 $\rho_{max} = \frac{0.85 \cdot f_c}{f_y}$   
 $\rho_{min} = \frac{1.4}{f_y}$



SISMO EN X

Cálculo de Carga

2

| COL | PISO | b (m) | h (m) | Dx (cm) | Dy (cm) | Aa (cm²) | Ap (cm²) |
|-----|------|-------|-------|---------|---------|----------|----------|
|-----|------|-------|-------|---------|---------|----------|----------|

| It |
|----|
|----|

|    |         |      |      |         |         |      |      |      |
|----|---------|------|------|---------|---------|------|------|------|
| 40 | PROGCTB | 3.27 | 1.27 | 0.1448  | 0.01527 | 6.32 | 1.17 | 0.00 |
|    | PISO    | 3.24 | 1.24 | 0.06797 | 0.00613 | 6.61 | 1.14 | 0.00 |
|    | PISO    | 4.98 | 4.98 | 0       | 0       | 4.98 | 4.98 | OK   |

|      |
|------|
| 1.98 |
| 1.91 |
| 4.08 |
| OK   |

|    |         |      |      |         |         |      |      |      |
|----|---------|------|------|---------|---------|------|------|------|
| 51 | PROGCTB | 3.27 | 1.27 | 0.1448  | 0.01527 | 6.61 | 1.17 | 0.00 |
|    | PISO    | 3.24 | 1.24 | 0.06797 | 0.00613 | 6.32 | 1.14 | 0.00 |
|    | PISO    | 4.98 | 4.98 | 0       | 0       | 4.98 | 4.98 | OK   |

|      |
|------|
| 1.98 |
| 1.91 |
| 4.08 |
| OK   |

|   |         |      |      |         |         |      |      |      |
|---|---------|------|------|---------|---------|------|------|------|
| 1 | PROGCTB | 3.27 | 1.27 | 0.1448  | 0.01527 | 6.61 | 1.17 | 0.00 |
|   | PISO    | 3.24 | 1.24 | 0.06797 | 0.00613 | 6.32 | 1.14 | 0.00 |
|   | PISO    | 4.98 | 4.98 | 0       | 0       | 4.98 | 4.98 | OK   |

|      |
|------|
| 2.78 |
| 2.71 |
| 3.00 |
| OK   |

|    |         |      |      |         |         |      |      |      |
|----|---------|------|------|---------|---------|------|------|------|
| 90 | PROGCTB | 3.24 | 1.24 | 0.07583 | 0.00613 | 7.68 | 1.14 | 0.00 |
|    | PISO    | 4.98 | 4.98 | 0       | 0       | 4.98 | 4.98 | OK   |

|      |
|------|
| 2.08 |
| 2.01 |
| 2.00 |
| OK   |

SISMO EN Y

Cálculo de Carga

4

| COL | PISO | b (m) | h (m) | Dx (cm) | Dy (cm) | Aa (cm²) | Ap (cm²) |
|-----|------|-------|-------|---------|---------|----------|----------|
|-----|------|-------|-------|---------|---------|----------|----------|

| It |
|----|
|----|

|    |         |      |      |          |          |      |      |      |
|----|---------|------|------|----------|----------|------|------|------|
| 40 | PROGCTB | 3.27 | 1.27 | 0.12504  | 0.010651 | 6.26 | 1.17 | 0.00 |
|    | PISO    | 3.24 | 1.24 | 0.061115 | 0.007125 | 6.26 | 1.08 | OK   |
|    | PISO    | 4.98 | 4.98 | 0        | 0        | 4.98 | 4.98 | OK   |

|      |
|------|
| 1.74 |
| 1.68 |
| 1.69 |
| OK   |

|    |         |      |      |          |          |      |      |      |
|----|---------|------|------|----------|----------|------|------|------|
| 51 | PROGCTB | 3.27 | 1.27 | 0.12504  | 0.010651 | 6.38 | 1.17 | 0.00 |
|    | PISO    | 3.24 | 1.24 | 0.062525 | 0.005525 | 6.38 | 1.14 | 0.00 |
|    | PISO    | 4.98 | 4.98 | 0        | 0        | 4.98 | 4.98 | OK   |

|      |
|------|
| 1.88 |
| 1.78 |
| 1.78 |
| OK   |

|   |         |      |      |          |         |      |      |      |
|---|---------|------|------|----------|---------|------|------|------|
| 1 | PROGCTB | 3.24 | 1.24 | 0.073863 | 0.00613 | 7.26 | 1.14 | 0.00 |
|   | PISO    | 4.98 | 4.98 | 0        | 0       | 4.98 | 4.98 | OK   |

|      |
|------|
| 2.41 |
| 2.38 |
| 2.00 |
| OK   |

|    |         |      |      |          |         |      |      |      |
|----|---------|------|------|----------|---------|------|------|------|
| 90 | PROGCTB | 3.24 | 1.24 | 0.073863 | 0.00613 | 7.51 | 1.14 | 0.00 |
|    | PISO    | 4.98 | 4.98 | 0        | 0       | 4.98 | 4.98 | OK   |

|      |
|------|
| 2.41 |
| 2.38 |
| 2.00 |
| OK   |

Indice de Verificación de Vigas y Columnas

Indice de Verificación de Vigas

Indice de Verificación de Columnas

Se presenta el análisis de la deriva máxima utilizando la norma de las vigas y las columnas correspondientes

$h =$  Altura Piso  
 $\delta_x(x) =$  Deriva horizontal por piso  
 $\delta_x =$  Deriva de máxima  
 $\Delta p =$  Deriva permitida  
 $I_r =$  Índice de Resistencia  
 $\Delta u = \sqrt{(\delta_x)^2 + (\delta_y)^2}$   
 $\Delta p = 0.0041$   
 $I_r = \frac{\Delta u}{\Delta p}$

SISTEMO EN X

| COL | PISO     | h (m) | $\delta_x$ (m) | $\delta_y$ (m) | $\Delta u$ (cm) | $\Delta p$ (cm) | $I_r$ |
|-----|----------|-------|----------------|----------------|-----------------|-----------------|-------|
| 48  | PISOCLUB | 3.57  | 0.0255         | 0.0058         | 1.30            | 1.43            | 0.96  |
|     | PISO2    | 3.54  | 0.0129         | 0.0029         | 1.25            | 1.42            | 0.96  |
|     | PISO1    | 4.08  | 0              | 0              | 0.00            | 1.39            | 0.96  |
| 51  | PISOCLUB | 3.57  | 0.0150         | 0.0013         | 1.37            | 1.41            | 0.96  |
|     | PISO2    | 3.54  | 0.0123         | 0.0012         | 1.24            | 1.42            | 0.96  |
|     | PISO1    | 4.08  | 0              | 0              | 0.00            | 1.39            | 0.96  |
| 1   | PISOCLUB | 3.57  | 0.0169         | 0.0072         | 2.07            | 1.43            | 0.67  |
|     | PISO2    | 3.54  | 0.0165         | 0.0035         | 1.84            | 1.42            | 0.96  |
|     | PISO1    | 4.08  | 0              | 0              | 0.00            | 1.39            | 0.96  |
| 90  | PISOCLUB | 3.57  | 0.0346         | 0.0151         | 2.12            | 1.43            | 0.60  |
|     | PISO2    | 3.54  | 0.0175         | 0.0022         | 1.66            | 1.42            | 0.70  |
|     | PISO1    | 4.08  | 0              | 0              | 0.00            | 1.39            | 0.96  |

Indice de resistencia de la estructura:  
 Valor de resistencia = 3

SISTEMO EN Y

| COL | PISO     | h (m) | $\delta_x$ (m) | $\delta_y$ (m) | $\Delta u$ (cm) | $\Delta p$ (cm) | $I_r$ |
|-----|----------|-------|----------------|----------------|-----------------|-----------------|-------|
| 45  | PISOCLUB | 3.57  | 0.0355         | 0.0057         | 1.30            | 1.43            | 0.96  |
|     | PISO2    | 3.54  | 0.0150         | 0.0027         | 1.31            | 1.42            | 0.96  |
|     | PISO1    | 4.08  | 0              | 0              | 0.00            | 1.39            | 0.96  |
| 53  | PISOCLUB | 3.57  | 0.026          | 0.0033         | 1.24            | 1.43            | 0.96  |
|     | PISO2    | 3.54  | 0.0127         | 0.0018         | 1.20            | 1.42            | 0.96  |
|     | PISO1    | 4.08  | 0              | 0              | 0.00            | 1.39            | 0.96  |
| 1   | PISOCLUB | 3.57  | 0.0367         | 0.0072         | 2.07            | 1.43            | 0.60  |
|     | PISO2    | 3.54  | 0.0164         | 0.0024         | 1.67            | 1.42            | 0.70  |
|     | PISO1    | 4.08  | 0              | 0              | 0.00            | 1.39            | 0.96  |
| 90  | PISOCLUB | 3.57  | 0.0365         | 0.0024         | 1.20            | 1.43            | 0.96  |
|     | PISO2    | 3.54  | 0.0164         | 0.0019         | 1.45            | 1.42            | 0.96  |
|     | PISO1    | 4.08  | 0              | 0              | 0.00            | 1.39            | 0.96  |

Indice de resistencia de la estructura:  
 Valor de resistencia = 1.48

Indice de resistencia de la estructura:  
 Valor de resistencia = 0.60

REVISIÓN DE LA IRREGULARIDAD TORSIONAL

Frecuencia Tipo 1 (p): Tipo 1a) — Irregularidad torsional  $\phi_p = 0,9$  Tipo 1b) — Irregularidad torsional extrema  $\phi_p = 0,8$

$$1 + \left( \frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right) \geq \Delta_1 > 1 + \left( \frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right) \quad \Delta_1 > 1 + \left( \frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right)$$

SISTEMA EN X

CASO DE COLUMNA

| EJE DE COLUMNA | PISO | A1 (cm) | A2 (cm) | $\frac{1.2*(A1 + A2)}{2}$ | $\frac{1.4*(A1 + A2)}{2}$ | AX |
|----------------|------|---------|---------|---------------------------|---------------------------|----|
|----------------|------|---------|---------|---------------------------|---------------------------|----|

|   |         |      |      |      |       |         |
|---|---------|------|------|------|-------|---------|
| 1 | PIBOSOL | 8,65 | 6,74 | 9,48 | 11,44 | REGULAR |
|   | PIBOSI  | 7,94 | 6,43 | 8,17 | 10,15 | REGULAR |
|   | PIBOSI  | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00  | REGULAR |

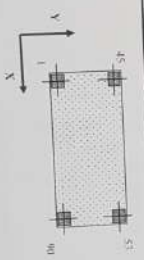
|    |         |      |      |      |       |         |
|----|---------|------|------|------|-------|---------|
| 45 | PIBOSOL | 8,55 | 7,09 | 9,96 | 11,44 | REGULAR |
|    | PIBOSI  | 7,17 | 6,76 | 8,78 | 10,24 | REGULAR |
|    | PIBOSI  | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00  | REGULAR |

CASO DE CUBETA

| EJE DE COLUMNA | PISO | A1 (cm) | A2 (cm) | $\frac{1.2*(A1 + A2)}{2}$ | $\frac{1.4*(A1 + A2)}{2}$ | AX |
|----------------|------|---------|---------|---------------------------|---------------------------|----|
|----------------|------|---------|---------|---------------------------|---------------------------|----|

|   |         |      |      |       |       |         |
|---|---------|------|------|-------|-------|---------|
| 1 | PIBOSOL | 8,96 | 6,87 | 10,78 | 12,48 | REGULAR |
|   | PIBOSI  | 7,36 | 7,31 | 8,40  | 10,27 | REGULAR |
|   | PIBOSI  | 0,00 | 0,00 | 0,00  | 0,00  | REGULAR |

|    |         |      |      |      |      |         |
|----|---------|------|------|------|------|---------|
| 45 | PIBOSOL | 6,78 | 6,48 | 7,78 | 8,90 | REGULAR |
|    | PIBOSI  | 6,38 | 6,28 | 7,50 | 8,53 | REGULAR |
|    | PIBOSI  | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | REGULAR |



CHEQUEO DE IRREGULARIDADES DE LA ESTRUCTURA

1. IRREGULARIDADES EN PLANTA

| TIPO DE IRREGULARIDAD                 | Φ P | SI  | NO | Φ P ADOPTADO |
|---------------------------------------|-----|-----|----|--------------|
| Irregularidad Transversal             | 1AP | 0.9 | X  | 1.0          |
| Irregularidad Transversal externa     | 1BP | 0.9 | X  | 1.0          |
| Recesos en las Esquinas               | 2P  | 0.9 | X  | 1.0          |
| Irregularidad del Diagrama            | 3P  | 0.9 | X  | 0.9          |
| Desplazamiento de los Pisos de Accion | 4P  | 0.8 | X  | 1.0          |
| Sistema no Pruebas                    | 5P  | 0.9 | X  | 1.0          |

Φ P DEFINITIVO = 0.9

2. IRREGULARIDADES EN ALTURA

| TIPO DE IRREGULARIDAD                             | Φ a | SI  | NO | Φ a ADOPTADO |
|---|-----|-----|----|--------------|
| Piso Flexible (Irregularidad en Rigidez)          | 1AA | 0.9 | X  | 1.0          |
| Piso Flexible extremo (Irregularidad en Rigidez)  | 1BA | 0.8 | X  | 1.0          |
| Distribucion de Masa                              | 2A  | 0.9 | X  | 0.9          |
| Irregularidad Geometrica                          | 3A  | 0.9 | X  | 1.0          |
| Desplazamiento del Piso de Accion                 | 4A  | 0.8 | X  | 1.0          |
| Piso Doble - Discontinuidad en la Resistencia     | 5AA | 0.9 | X  | 1.0          |
| Piso Doble externo - Discontinuidad en la Resist. | 5BA | 0.8 | X  | 1.0          |

Φ a DEFINITIVO = 0.9  
 No existe irregularidad (A2/A6 o 3A según NSR-10 A.3.3.1)

Condicion de Capacidad de Disipacion de Energia

$$R = \phi_D * \phi_a * \phi_T * R_e \quad (\text{NSR-10 A.3.3.3})$$

donde:

$$\phi_P = 0.9$$

$$\phi_a = 0.9$$

$$\phi_T = 1.0$$

$$R_e = 3.5$$

$$R = 2.84$$

$$R_d = 2.81$$

$$Q_p = 3.00$$

Puntos de concreto DMO

Componente vertical de sismo 0.17 Según A.3.3.9



# RH INGENIERÍA ESTRUCTURAL S.A.S.

309- REFORZAMIENTO HOSPITAL SAN FRANCISCO  
 CLIENTE: INGI. DIEGO RUBIO      ARCHIVO: INGI. DIEGO RUBIO      FECHA: FEBRERO 2015      PÁGINA: 19

## COMBINACIONES DE CARGA

### 1. FACTORES DE AJUSTE

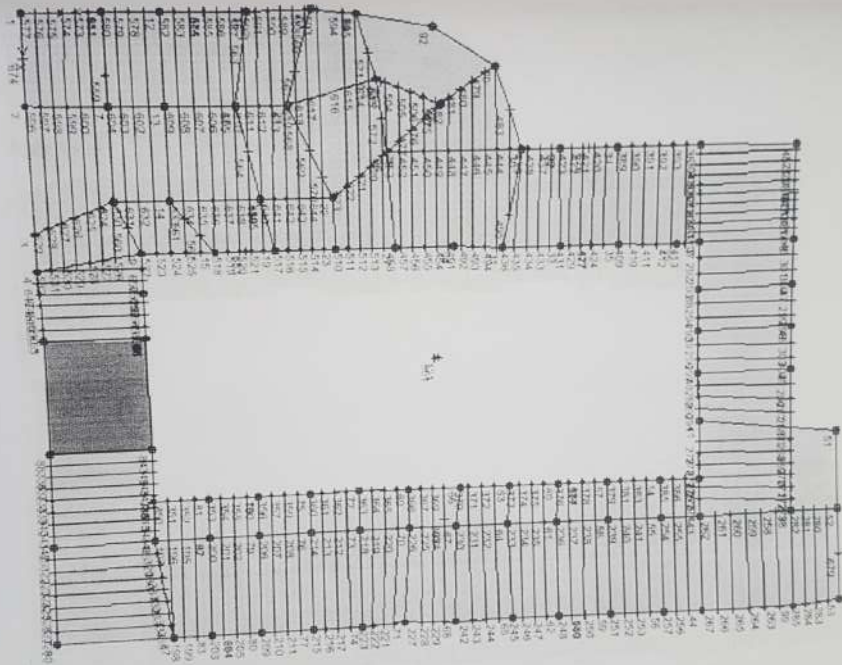
|    |   |      |
|----|---|------|
| Fx | = | 1.49 |
| Fy | = | 1.48 |

### 2. CHEQUEO DE DERIVAS

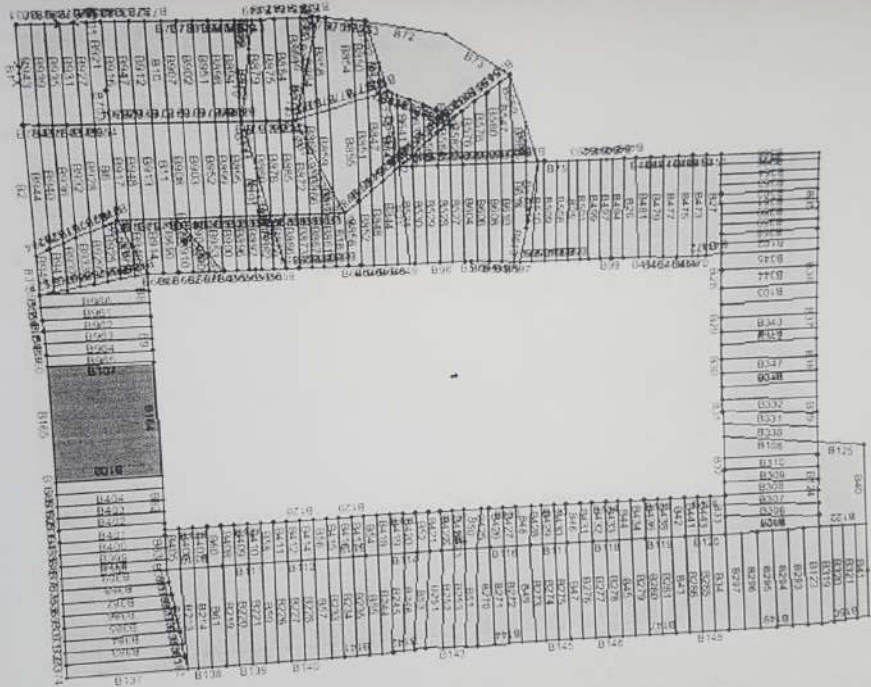
| No. DE COMBINACION | Fx   | Fy        | Combinacion en el programa |        |          |          |
|--------------------|------|-----------|----------------------------|--------|----------|----------|
| 1                  | 1.20 | CN + 0.50 | CV + 1.49                  | SX     | COMBRO 2 |          |
| 2                  | 1.20 | CN + 0.50 | CV - 1.49                  | SX     | COMBRO 2 |          |
| 3                  | 1.20 | CN + 0.50 | CV                         | + 1.48 | SY       | COMBRO 3 |
| 4                  | 1.20 | CN + 0.50 | CV                         | - 1.48 | SY       | COMBRO 4 |
| 5                  | 0.90 | CN        | -                          | 1.49   | SX       | COMBRO 1 |
| 6                  | 0.90 | CN        | -                          | 1.49   | SX       | COMBRO 3 |
| 7                  | 0.90 | CN        | -                          | 1.48   | SY       | COMBRO 3 |
| 8                  | 0.90 | CN        | -                          | 1.48   | SY       | COMBRO 3 |

**DATOS DE ENTRADA DEL MODELO**

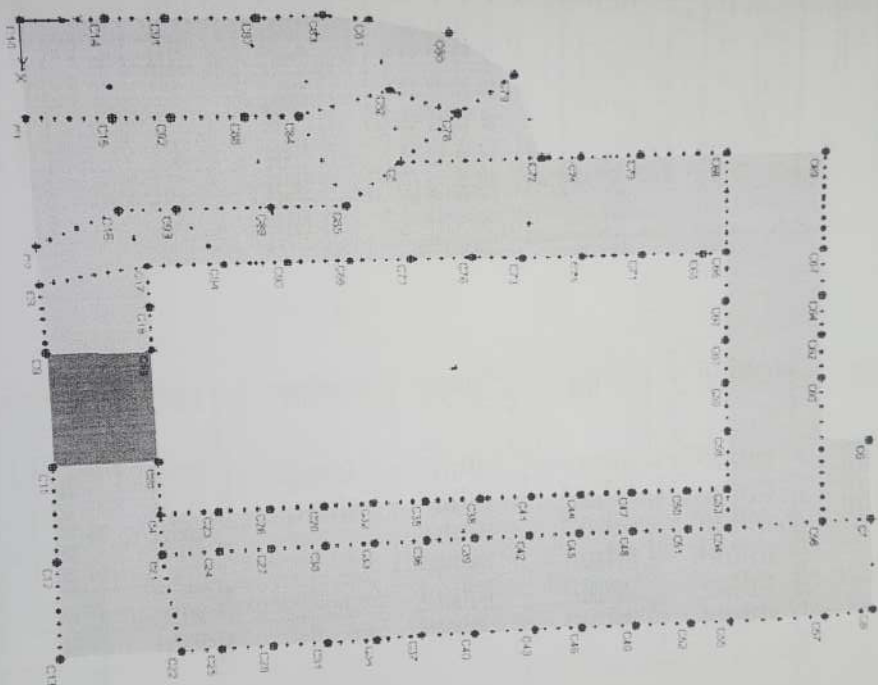
NUMERACION DE NODOS



NUMERACION DE VIGAS



NUMERACION DE COLUMNAS



**PROPUESTA DE REFORZAMIENTO  
ESTRUCTURAL**

DESCRIPCION GENERAL DEL PROYECTO ESTRUCTURAL

**DATOS GENERALES:**

|                          |  |
|--------------------------|--|
| NOMBRE DEL PROYECTO:     | EL SAN FRANCISCO ESTRUCTURA REFORZADA        |
| Ciudad:                  | IBAGUE                                       |
| Calculo:                 | C.A.H.                                       |
| Revisio:                 | DOLE   |
| Fecha:                   | 04/02/2015                                   |
| Observaciones:           |  |
| Localizaci3n:            | C-4 B No. 24-01 IBAGUE - TOPIMA              |
| Sistema Estructural:     | <input type="checkbox"/> Paredes de concreto |
| Capacidad de Disipaci3n: | DMO  |
| Número de Pisos:         | 3  |

**DESCRIPCION DEL PROYECTO:**

El siguiente análisis contiene los resultados obtenidos de la aplicaci3n de la alternativa de reforzamiento estructural de diagonales metálicas.

Los diagramas permitiran tener una mejor idea global de la estructura, ademá para la etapa de diseo, se articularán las columnas de tal manera que las diagonales soporten el 100% del sismo.

La cimentaci3n sera reforzada reutilizando las zapatas existentes de manera que no se supere el esfuerzo de 1578 kg/cm<sup>2</sup> estipulado en el estado de suctos.

El estado de diseo es el de la Resistencia Útil, el análisis de la estructura se realizó mediante el programa ETABS 9.0 y manualmente utilizando las fórmulas descritas en las memorias de cálculo.

**PARAMETROS SISMICOS:**

|  |   |                            |                         |
|--|---|----------------------------|-------------------------|
| Método utilizado:                          | 2 | Método de Análisis Sísmico | ANÁLISIS MODAL DINÁMICO |
| Ubicaci3n de la estructura:                | = |                            | IBAGUE                  |
| Grupo de uso:                              | = |                            | IV                      |
| <b>PARAMETROS DE LA NSR-10</b>             |   |                            |                         |
| Zona de Ancoraje Sísmico:                  | = |                            | Intermedia              |
| Unidad de aceleraci3n para el sismo:       | = | 0.20                       |                         |
| Coefficiente de reducci3n por redundancia: | = | 1.0                        |                         |
| Período del sismo:                         | = | 1.70                       |                         |
| Coefficiente Fa:                           | = | 3.20                       |                         |
| Coefficiente Fv:                           | = | IV                         |                         |
| Grupo de uso:                              | = | 1.5                        |                         |
| Coefficiente de importancia:               | = |                            |                         |
| <b>UMBRAL DE DAÑO</b>                      |   |                            |                         |
| Coefficiente de aceleraci3n para (Ad):     | = | 0.96                       |                         |
| Coefficiente de sismo para umbral de dao:  | = | 4                          |                         |

**ESPECIFICACIONES:**

|                    |                         |           |                    |
|--------------------|-------------------------|-----------|--------------------|
| <b>CONCRETO:</b>   | 210 kg/cm <sup>2</sup>  | 3000 psi  | <b>CEMENTACION</b> |
| <b>ACERO (fy):</b> | 4300 kg/cm <sup>2</sup> | 60000 psi | φ = 3/8"           |
|                    | A36                     | 250 Mpa   |                    |

**NORMAS:**

Se siguieron las recomendaciones dadas por el reglamento Colombiano de Construcci3n Sismo Resistente NSR-10 (Ley 400 de 1997 / Modificada Ley 1259 de 2008), Decreto 926 de 2010 y sus decretos complementarios.

RESISTENCIA EFECTIVA DE LOS MATERIALES

CALIDAD DE LA CONSTRUCCION ORIGINAL

| ITEM   | Calificación    | Buena | Regular | Mala |
|--|-----------------|-------|---------|------|
| Tecnología de construcción de la zona  | 1.0             |       |         |      |
| Registro de intervenciones   | 1.0             |       |         |      |
| Nota de comportamiento estructural debido a distribución irregular de masa y rigidez | $\Phi \epsilon$ | 1.0   | 0.8     | 0.6  |
| Asentamiento   | 1.0             |       |         |      |
| Acidificación  | 1.0             |       |         |      |
| Vient de amarre en los extremos de la estructura                                     | 1.0             |       |         |      |
| Vient de amarre en la intersección   | 1.0             |       |         |      |

$\Phi \epsilon = 1.0$

ESTADO DE LA ESTRUCTURA ORIGINAL

| ITEM  | Calificación    | Buena | Regular | Mala |
|---|-----------------|-------|---------|------|
| Siempre que pudieran haber afectado la estructura | 1.0             |       |         |      |
| Estabilidad por cambios de temperatura            | 1.0             |       |         |      |
| Durabilidad de la estructura                      | $\Phi \epsilon$ | 1.0   | 0.8     | 0.6  |
| Corrosión de aceros                               | 1.0             |       |         |      |
| Acortamiento                                      | 1.0             |       |         |      |
| Deflexiones excesivas                             | 1.0             |       |         |      |

$\Phi \epsilon = 1.0$

RESISTENCIA EXISTENTE DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

| Promedio Vigas    | $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ |
|-------------------|-----------------------------|
| Promedio Columnas | $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ |

Según la información del informe anterior, las resistencias del concreto están entre los 18 y 22Mpa para para fierro y 21Mpa para concreto. Se toma una resistencia promedio de 21 Mpa.

RESISTENCIA EFECTIVA DE LOS ELEMENTOS EN CONCRETO

$N_{ef} = \Phi \epsilon \cdot \Phi \cdot N_{ex}$

|                   |                        |
|-------------------|------------------------|
| N de vigas =      | 210 Kg/cm <sup>2</sup> |
| N de col =        | 210 Kg/cm <sup>2</sup> |
| $\Phi \epsilon =$ | 1.0                    |
| $\Phi =$          | 1.0                    |

|              |                           |
|--------------|---------------------------|
| N ef vigas = | 210 Kg/cm <sup>2</sup>    |
| N ef col =   | 210 Kg/cm <sup>2</sup>    |
| $E_c =$      | 218820 Kg/cm <sup>2</sup> |
| $E_c =$      | 218820 Kg/cm <sup>2</sup> |

CALCULO DE ALTURAS Y NIVELES DE LA ESTRUCTURA

| NIVEL             | H.LIBRE | PLACA | ALTURA PISO | NIVEL |
|-------------------|---------|-------|-------------|-------|
| PISO CLUB         | 5,22    | 0,35  | 3,57        | 12,09 |
| PISO 2            | 3,19    | 0,35  | 3,54        | 8,52  |
| PISO 1            | 4,63    | 0,35  | 4,98        | 4,98  |
| NIVEL DE ARRANQUE | 0,0     |       |             |       |



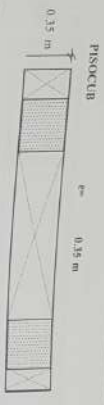
CALCULO DE DENSIDADES

MATERIALES

| Vigas      | 2,4 | TN/m <sup>3</sup> |
|------------|-----|-------------------|
| γ Concreto | 2,4 | TN/m <sup>3</sup> |
| Columnas   | 2,4 | TN/m <sup>3</sup> |
| γ Concreto | 2,4 | TN/m <sup>3</sup> |

| NIVEL     | Vol. Vigas<br>m <sup>3</sup> | Vol. Columnas<br>m <sup>3</sup> | Area Placa<br>m <sup>2</sup> | f Vigas<br>TN/m <sup>2</sup> | f Columnas<br>TN/m <sup>2</sup> |
|-----------|------------------------------|---------------------------------|------------------------------|------------------------------|---------------------------------|
| PISO CLUB | 66,78                        | 43,51                           | 1144,3                       | 0,140                        | 0,082                           |
| PISO 2    | 66,85                        | 43,14                           | 1144,3                       | 0,140                        | 0,082                           |
| PISO 1    | 26,93                        | 26,52                           | 445,3                        | 0,145                        | 0,153                           |

AVALUO DE CARGAS DE PLACA



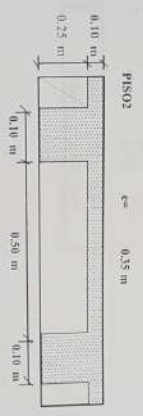
| Carga Muerta       |                                    |
|--------------------|------------------------------------|
| Acab+C. Razo       | 0.050 x 2 = 0.100 T/m <sup>2</sup> |
| Cobertura          | = 0.080 T/m <sup>2</sup>           |
| Módulo             | = 0.050 T/m <sup>2</sup>           |
| Cobertura          | = 0.020 T/m <sup>2</sup>           |
| <b>Carga Viva</b>  | <b>0.210 T/m<sup>2</sup></b>       |
| <b>Carga Total</b> | <b>0.438 T/m<sup>2</sup></b>       |

Pendiente de cubierta = 27 %

Carga Última  
C.U. = 1.2 C.M. + 1.6 C.V. = 0.81 T/m<sup>2</sup> Para cargar las vigas

p vigas = 0.140 T/m<sup>2</sup>  
p columnas = 0.082 T/m<sup>2</sup>  
p vigas + columnas = 0.222 T/m<sup>2</sup>

**C.Réal = 0.47 T/m<sup>2</sup>**  
**C.Sismo = 0.432 T/m<sup>2</sup>**



| Carga Muerta                        |   |
|-------------------------------------|---|
| Placa                               | 0.100 x 2.4 = 0.240 T/m <sup>2</sup>        |
| Viguetas                            | 0.100 x 0.25 x 2.4 = 0.600 T/m <sup>2</sup> |
| Acab+ C. Razo                       | 0.050 x 2 = 0.100 T/m <sup>2</sup>          |
| Cobertura                           | = 0.020 T/m <sup>2</sup>                    |
| Sistema                             | = 0.300 T/m <sup>2</sup>                    |
| <b>C.M. = 0.760 T/m<sup>2</sup></b> |   |
| <b>C.V. = 0.300 T/m<sup>2</sup></b> |   |
| <b>CT = 0.390 T/m<sup>2</sup></b>   |   |

Carga Última  
C.U. = 1.2 C.M. + 1.6 C.V. = 0.75 T/m<sup>2</sup> Para cargar las viguetas

p vigas = 0.140 T/m<sup>2</sup>  
p columnas = 0.082 T/m<sup>2</sup>  
p vigas + columnas = 0.222 T/m<sup>2</sup>

**C.Réal = 1.20 T/m<sup>2</sup>**  
**C.Sismo = 1.002 T/m<sup>2</sup>**



| Placa  |                  | Carga Muerta |            | Carga Viva |  | Carga Total |  |
|--------|------------------|--------------|------------|------------|--|-------------|--|
| Vigas  | 0.100 x 2.4      | =            | 0.240 T/m² |            |  |             |  |
| Acab+C | 0.100 x 0.25 x 2 | =            | 0.100 T/m² |            |  |             |  |
| Cesdon | 0.050 x 2        | =            | 0.100 T/m² |            |  |             |  |
| Muros  |                  | =            | 0.340 T/m² |            |  |             |  |
|        |                  | =            | 0.300 T/m² |            |  |             |  |
|        |                  | =            | 0.780 T/m² |            |  |             |  |
|        |                  | =            | 0.200 T/m² |            |  |             |  |
|        |                  | =            | 0.980 T/m² |            |  |             |  |

Carga U/hna  
 C.U. = 1.2 C.M. + 1.6 C.V. = 0.23 T/m²  
 Para cargar las vigas

p vigas = 0.145 T/m²  
 p columnas = 0.133 T/m²  
 p vigas + columnas = 0.278 T/m²

C.Real = 1.26 T/m²  
 C.Sismo = 1.058 T/m²









**PERIODO REAL DE LA ESTRUCTURA**

|                                 |   |        |
|---------------------------------|---|--------|
| T <sub>n</sub>                  | = | 0.84 s |
| C <sub>u</sub> * T <sub>n</sub> | = | 0.53 s |

**ANILITE DE LOS RESULTADOS**

Irregularidad de la estructura = **Irregular**

Si la estructura es regular, el consumo de hormón en la base no puede ser menor que el 80 % del consumo calculado por la zona horizontal (definición 191) ni del 70% si es irregular (límite A.5.4.3.5 - NSR-10)

**RECALCULO S4**

|                  |   |          |
|------------------|---|----------|
| A <sub>1</sub>   | = | 0.05 E   |
| A <sub>2</sub>   | = | 0.05 E   |
| A <sub>3</sub>   | = | 1.50     |
| C <sub>1</sub>   | = | 0.05     |
| T <sub>n</sub>   | = | 0.84 s   |
| T <sub>1</sub>   | = | 0.72 s   |
| T <sub>2</sub>   | = | 1.29 s   |
| T <sub>3</sub>   | = | 0.60 s   |
| S <sub>1</sub>   | = | 0.75 s   |
| S <sub>2</sub>   | = | 0.18 s   |
| S <sub>3</sub>   | = | 0.14 s   |
| S <sub>4</sub>   | = | 0.14 s   |
| 0.001            | < | 342.7 TH |
| 0.001            | < | 206.2 TH |
| V <sub>adm</sub> | = | 343.7 TH |

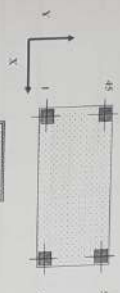
**FACTORES DE ANILITE DEFINITIVOS**

|                |   |      |            |
|----------------|---|------|------------|
| F <sub>1</sub> | = | 1.46 | Definitivo |
| F <sub>2</sub> | = | 1.53 | Definitivo |

CHEQUEO DE LA DERIVA

Se verifica el análisis de la deriva máxima utilizando la técnica de los vigas y los columnas simplas

$h_c =$  Altura Piso  
 $\delta(x,y) =$  Desplazamiento por piso  
 $\Delta x =$  Deriva de análisis  
 $\Delta p =$  Deriva permitida  
 $I_p =$  Índice de flexibilidad  
 $I_p = \frac{\Delta x}{\Delta p}$



SISMO EN X

CASO DE CARGA

2

| COL. | PISO     | h (m) | $\delta_x$ (m) | $\delta_y$ (m) | $\Delta x$ (cm) | $\Delta p$ (cm) | $I_p$ |
|------|----------|-------|----------------|----------------|-----------------|-----------------|-------|
| 46   | PISOCLUB | 3.57  | 0.028          | 0.501          | 0.51            | 3.47            | OK    |
|      | PISO1    | 3.54  | 0.020          | 0.001          | 2.61            | 3.44            | OK    |
| 53   | PISOCLUB | 3.53  | 0.016          | 0.002          | 0.66            | 3.27            | OK    |
|      | PISO1    | 3.54  | 0.001          | 0.000          | 2.20            | 3.34            | OK    |
| 99   | PISOCLUB | 3.57  | 0.027          | 0.001          | 0.64            | 3.57            | OK    |
|      | PISO1    | 3.54  | 0.021          | 0.001          | 2.90            | 3.48            | OK    |
| 99   | PISOCLUB | 3.57  | 0.024          | 0.002          | 0.85            | 3.57            | OK    |
|      | PISO1    | 3.54  | 0.021          | 0.001          | 3.00            | 3.54            | OK    |

SISMO EN Y

| COL. | PISO     | h (m) | $\delta_x$ (m) | $\delta_y$ (m) | $\Delta x$ (cm) | $\Delta p$ (cm) | $I_p$ |
|------|----------|-------|----------------|----------------|-----------------|-----------------|-------|
| 46   | PISOCLUB | 3.57  | 0.030          | 0.001          | 0.68            | 3.47            | OK    |
|      | PISO1    | 3.54  | 0.023          | 0.001          | 2.70            | 3.44            | OK    |
| 53   | PISOCLUB | 3.57  | 0.028          | 0.001          | 0.61            | 3.17            | OK    |
|      | PISO1    | 3.54  | 0.022          | 0.001          | 2.17            | 3.34            | OK    |
| 99   | PISOCLUB | 3.57  | 0.029          | 0.001          | 0.68            | 3.57            | OK    |
|      | PISO1    | 3.54  | 0.022          | 0.001          | 2.34            | 3.54            | OK    |
| 99   | PISOCLUB | 3.57  | 0.029          | 0.001          | 0.75            | 3.57            | OK    |
|      | PISO1    | 3.54  | 0.022          | 0.001          | 2.34            | 3.54            | OK    |

Índice de flexibilidad en la dirección X: 4

Índice de flexibilidad en la dirección Y: 1.58

CHEQUEO DE LA DRIVAS PARA EL EMERAL DE DASSO (CORTO (S2) III + IV)

Se efectúa el análisis de la deriva máxima utilizando la teoría de las vigas y las columnas compuestas

h = Altura pluma  
 $\delta(x,y) =$  Desplazamiento por piso  
 $\Delta x =$  Deriva de análisis  
 $\Delta y =$  Deriva permitida  
 $I_r =$  Índice de flexibilidad

$$I_r = \frac{A_x}{A_y \Delta y}$$

$$A_x = \sqrt{(6x^2 - 2x + 1) + 6y^2}$$

SISTMO EN Y

CASO DE CARGA

2

| COL | PISO | h (m) | $\delta_x$ (m) | $\delta_y$ (m) | $A_x$ (cm) | $A_y$ (cm) | $I_r$ |
|-----|------|-------|----------------|----------------|------------|------------|-------|
|-----|------|-------|----------------|----------------|------------|------------|-------|

|    |          |      |        |       |      |      |    |
|----|----------|------|--------|-------|------|------|----|
| 45 | PISOCLUB | 1.37 | -0.008 | 0.000 | 0.30 | 1.43 | OK |
|    | PISO2    | 3.54 | -0.006 | 0.000 | 0.60 | 1.42 | OK |
|    | PISO1    | 4.98 | -0.005 | 0.000 | 0.90 | 1.39 | OK |

|    |          |      |        |       |      |      |    |
|----|----------|------|--------|-------|------|------|----|
| 53 | PISOCLUB | 1.37 | -0.006 | 0.000 | 0.28 | 1.41 | OK |
|    | PISO2    | 3.54 | -0.006 | 0.000 | 0.60 | 1.41 | OK |
|    | PISO1    | 4.98 | -0.005 | 0.000 | 0.90 | 1.39 | OK |

|   |          |      |         |         |      |      |    |
|---|----------|------|---------|---------|------|------|----|
| 1 | PISOCLUB | 1.37 | -0.0073 | -0.0003 | 0.13 | 1.43 | OK |
|   | PISO2    | 3.54 | -0.0058 | -0.0001 | 0.38 | 1.43 | OK |
|   | PISO1    | 4.98 | -0.0040 | 0.0000  | 0.90 | 1.39 | OK |

|    |          |      |        |       |      |      |    |
|----|----------|------|--------|-------|------|------|----|
| 99 | PISOCLUB | 1.37 | -0.008 | 0.000 | 0.24 | 1.43 | OK |
|    | PISO2    | 3.54 | -0.006 | 0.000 | 0.58 | 1.43 | OK |
|    | PISO1    | 4.98 | -0.005 | 0.000 | 0.90 | 1.39 | OK |

SISTMO EN X

CASO DE CARGA

4

| COL | PISO | h (m) | $\delta_x$ (m) | $\delta_y$ (m) | $A_x$ (cm) | $A_y$ (cm) | $I_r$ |
|-----|------|-------|----------------|----------------|------------|------------|-------|
|-----|------|-------|----------------|----------------|------------|------------|-------|

|    |          |      |       |       |      |      |    |
|----|----------|------|-------|-------|------|------|----|
| 45 | PISOCLUB | 1.37 | 0.010 | 0.001 | 3.40 | 1.43 | OK |
|    | PISO2    | 3.54 | 0.007 | 0.000 | 8.21 | 1.43 | OK |
|    | PISO1    | 4.98 | 0.000 | 0.000 | 0.90 | 1.39 | OK |

|    |          |      |       |       |      |      |    |
|----|----------|------|-------|-------|------|------|----|
| 53 | PISOCLUB | 1.37 | 0.009 | 0.000 | 0.19 | 1.43 | OK |
|    | PISO2    | 3.54 | 0.007 | 0.001 | 0.70 | 1.42 | OK |
|    | PISO1    | 4.98 | 0.000 | 0.000 | 0.90 | 1.39 | OK |

|   |          |      |       |       |      |      |    |
|---|----------|------|-------|-------|------|------|----|
| 1 | PISOCLUB | 1.37 | 0.011 | 0.001 | 0.24 | 1.43 | OK |
|   | PISO2    | 3.54 | 0.008 | 0.000 | 0.76 | 1.42 | OK |
|   | PISO1    | 4.98 | 0.000 | 0.000 | 0.90 | 1.39 | OK |

|    |          |      |       |       |      |      |    |
|----|----------|------|-------|-------|------|------|----|
| 40 | PISOCLUB | 1.37 | 0.010 | 0.001 | 0.21 | 1.43 | OK |
|    | PISO2    | 3.54 | 0.008 | 0.001 | 0.76 | 1.42 | OK |
|    | PISO1    | 4.98 | 0.000 | 0.000 | 0.90 | 1.39 | OK |

|    |          |      |       |       |      |      |    |
|----|----------|------|-------|-------|------|------|----|
| 40 | PISOCLUB | 1.37 | 0.009 | 0.001 | 0.21 | 1.43 | OK |
|    | PISO2    | 3.54 | 0.008 | 0.001 | 0.76 | 1.42 | OK |
|    | PISO1    | 4.98 | 0.000 | 0.000 | 0.90 | 1.39 | OK |

Índice de flexibilidad de la estructura: 1.96 OK  
 Índice de suavidad: 1.96 OK

REVISIÓN DE LA IRREGULARIDAD TORSIONAL

Tipo tab - Irregularidad torsional  $\eta_p = 0.9$  Tipo tip - Irregularidad torsional extrema  $\eta_p = 0.8$

$$1.4 \left( \frac{\Delta_1 + \Delta_2}{z} \right) \geq \Delta_1 > 1.2 \left( \frac{\Delta_1 + \Delta_2}{z} \right)$$

$$\Delta_1 > 1.4 \left( \frac{\Delta_1 + \Delta_2}{z} \right)$$

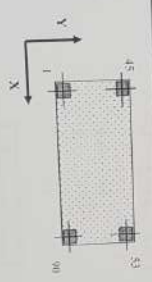
CASO DE CARGA

| EJE DE COLUMNA | PISO    | A1 (cm) |      | A2 (cm) |      | 1.2*(A1 + A2) / 2 |   | 1.4*(A1 + A2) / 2 |   | A3      |
|----------------|---------|---------|------|---------|------|-------------------|---|-------------------|---|---------|
|                |         | 1       | 2    | 1       | 2    | 1                 | 2 | 1                 | 2 |         |
| 1              | PROCCUB | 0.84    | 0.31 | 0.88    | 1.02 |                   |   |                   |   | REGULAR |
|                | PISO2   | 2.09    | 2.01 | 2.46    | 2.87 |                   |   |                   |   | REGULAR |
|                | PISO1   | 0.00    | 0.00 | 0.00    | 0.00 |                   |   |                   |   | REGULAR |
| 90             | PROCCUB | 0.69    | 0.58 | 0.76    | 0.89 |                   |   |                   |   | REGULAR |
|                | PISO2   | 2.90    | 2.81 | 2.86    | 2.87 |                   |   |                   |   | REGULAR |
|                | PISO1   | 0.00    | 0.00 | 0.00    | 0.00 |                   |   |                   |   | REGULAR |

SISMO EN Y

CASO DE CARGA

| EJE DE COLUMNA | PISO    | A1 (cm) |      | A2 (cm) |      | 1.2*(A1 + A2) / 2 |   | 1.4*(A1 + A2) / 2 |   | A3      |
|----------------|---------|---------|------|---------|------|-------------------|---|-------------------|---|---------|
|                |         | 1       | 2    | 1       | 2    | 1                 | 2 | 1                 | 2 |         |
| 1              | PROCCUB | 0.68    | 0.31 | 0.81    | 1.00 |                   |   |                   |   | REGULAR |
|                | PISO2   | 2.28    | 2.28 | 2.68    | 3.13 |                   |   |                   |   | REGULAR |
|                | PISO1   | 0.00    | 0.00 | 0.00    | 0.00 |                   |   |                   |   | REGULAR |
| 45             | PROCCUB | 0.84    | 0.61 | 0.91    | 1.06 |                   |   |                   |   | REGULAR |
|                | PISO2   | 2.16    | 2.15 | 2.59    | 3.02 |                   |   |                   |   | REGULAR |
|                | PISO1   | 0.00    | 0.00 | 0.00    | 0.00 |                   |   |                   |   | REGULAR |



CHEQUEO DE IRREGULARIDADES EN LA ESTRUCTURA

1. IRREGULARIDADES EN PLANTA

| TIPO DE IRREGULARIDAD                 | $\phi$ P | SI  | NO | $\phi$ P ADOPTADO |
|---------------------------------------|----------|-----|----|-------------------|
| Irregularidad Torsional               | 1.0*     |     | X  | 1.0               |
| Irregularidad Torsional extrema       | 1.0*     |     | X  | 1.0               |
| Reducciones en las Esquinas           | 2P       | 0.8 | X  | 1.0               |
| Irregularidad del Diafragma           | 3P       | 0.9 | X  | 1.0               |
| Desplazamiento de los Pisos de Accion | 4P       | 0.9 | X  | 0.9               |
| Sistemas no Paralelos                 | 5P       | 0.8 | X  | 1.0               |
|                                       | 5P       | 0.9 | X  | 1.0               |

$\phi$  P DEFINITIVO = 0.9

2. IRREGULARIDADES EN ALTURA

| TIPO DE IRREGULARIDAD                            | $\phi$ a | SI  | NO | $\phi$ a ADOPTADO |
|--|----------|-----|----|-------------------|
| Piso Fuelle (Irregularidad en Rindes)            | 1.0A     | 0.9 | X  | 1.0               |
| Piso Fuelle extremo (Irregularidad en Rindes)    | 1.0A     | 0.9 | X  | 0.9               |
| Distribucion de Masas                            | 2A       | 0.9 | X  | 0.9               |
| Irregularidad Geometrica                         | 3A       | 0.9 | X  | 1.0               |
| Desplazamiento del Piso de Accion                | 4A       | 0.8 | X  | 1.0               |
| Piso Doble - Descontinuidad en la Resistencia    | 5A       | 0.9 | X  | 1.0               |
| Piso Doble extremo - Descontinuidad en la Resist | 5A       | 0.8 | X  | 1.0               |

$\phi$  a DEFINITIVO = 0.9

Coefficiente de Capacidad de Disipacion de Energia

$$R = \phi_p * \phi_a * \phi_r * R_d \quad (NSR-10 A.3.3.3)$$

donde:

- $\phi_p = 0.9$
- $\phi_a = 0.9$
- $\phi_r = 1.0$
- $R_d = 3.5$

$$R = 2.84$$

$$R_{dada} = 2.84$$

$$R_{dada} = 1.50$$

Componente vertical de sismo

Segun A.3.3.9

0.17

Pisos de inercia

1000

**1. FACTORES DE AJUSTE**

|       |   |      |
|-------|---|------|
| $F_x$ | = | 1.35 |
| $F_y$ | = | 1.45 |

**2. CHEQUEO DE DERIVAS**

| No. DE COMBINACION | $F_x$                       | $F_y$     | Combinacion en el programa |
|--------------------|-----------------------------|-----------|----------------------------|
| 1                  | 1.20 CM + 0.50 CV + 1.35 SX |           | COMB01                     |
| 2                  | 1.20 CM + 0.50 CV - 1.35 SX |           | COMB02                     |
| 3                  | 1.20 CM + 0.50 CV           | + 1.45 SY | COMB03                     |
| 4                  | 1.20 CM + 0.50 CV           | - 1.45 SY | COMB04                     |
| 5                  | 0.90 CM                     | + 1.35 SX | COMB05                     |
| 6                  | 0.90 CM                     | - 1.35 SX | COMB06                     |
| 7                  | 0.90 CM                     | + 1.45 SY | COMB07                     |
| 8                  | 0.90 CM                     | - 1.45 SY | COMB08                     |

**3. PRUEBA DE ELEMENTOS - DIAGONALES METALICAS**

| No. DE COMBINACION | $F_x/R$<br>0.3*F <sub>x</sub> /R | $F_y/R$<br>0.3*F <sub>y</sub> /R | COMB01 |
|--------------------|----------------------------------|----------------------------------|--------|
| 1                  | 1.40 CM                          | 0.50 G                           | COMB01 |
| 2                  | 1.20 CM + 0.50 CV + 0.47 SX      | 0.15 SY                          | COMB02 |
| 3                  | 1.20 CM + 0.50 CV - 0.47 SX      | 0.15 SY                          | COMB03 |
| 4                  | 1.20 CM + 0.50 CV                | 0.47 SX + 0.15 SY                | COMB04 |
| 5                  | 1.20 CM + 0.50 CV                | 0.47 SX - 0.15 SY                | COMB05 |
| 6                  | 1.20 CM + 0.50 CV + 0.14 SX      | 0.51 SY                          | COMB06 |
| 7                  | 1.20 CM + 0.50 CV + 0.14 SX      | 0.51 SY                          | COMB07 |
| 8                  | 1.20 CM + 0.50 CV - 0.14 SX      | 0.51 SY                          | COMB08 |
| 9                  | 1.20 CM + 0.50 CV                | 0.14 SX + 0.15 SY                | COMB09 |
| 10                 | 1.20 CM + 0.50 CV                | 0.14 SX - 0.15 SY                | COMB10 |
| 11                 | 0.90 CM                          | 0.47 SX + 0.15 SY                | COMB11 |
| 12                 | 0.90 CM                          | 0.47 SX - 0.15 SY                | COMB12 |
| 13                 | 0.90 CM                          | 0.14 SX + 0.51 SY                | COMB13 |
| 14                 | 0.90 CM                          | 0.14 SX - 0.51 SY                | COMB14 |
| 15                 | 0.90 CM                          | 0.14 SX + 0.51 SY                | COMB15 |
| 16                 | 0.90 CM                          | 0.14 SX - 0.51 SY                | COMB16 |
| 17                 | 0.90 CM                          | 0.14 SX + 0.51 SY                | COMB17 |
| 18                 | 0.90 CM                          | 0.14 SX - 0.51 SY                | COMB18 |

CALCULO DE ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES

Factor = 0.92/0.87

|                   |                         |
|-------------------|-------------------------|
| Clase de elemento | Superior                |
| R <sub>g</sub>    | 1                       |
| A <sub>g</sub>    | 1.6                     |
| F <sub>c</sub>    | 4200 kg/cm <sup>2</sup> |

| NIVEL  | Fa      | W       | at   | Altura | Capas | Volamen        | γ                | F <sub>c</sub> | F <sub>p</sub> | A <sub>g</sub> 219 | F <sub>y</sub> Definitivo | Masa              | Señ. columnas | Volum | L. G. diámetro | Factor | g <sub>red</sub> | V <sub>a</sub> | V <sub>o</sub> 219 |
|--------|---------|---------|------|--------|-------|----------------|------------------|----------------|----------------|--------------------|---------------------------|-------------------|---------------|-------|----------------|--------|------------------|----------------|--------------------|
|        | Ta      | Ta      | ta   | m      | m     | m <sup>3</sup> | T/m <sup>3</sup> | Ta             | Ta             | Ta                 | Ta                        | Ta/m <sup>2</sup> | m             | Ta    | Cm             |        | kg               | Ta             | Ta                 |
| PSDCUB | 690.77  | 484.36  | 1.89 | 3.77   | 8.11  | 0.39           | 1.3              | 0.50           | 0.30           | 0.078              | 0.30                      | 0.741             | 0.80          | 0.71  | 18             | 0.007  | 4                | 0.109          | 11.5071.8          |
| PISO2  | 1453.28 | 1148.30 | 1.27 | 3.14   | 8.10  | 0.38           | 1.3              | 0.50           | 0.31           | 0.080              | 0.31                      | 0.168             | 1.58          | 0.156 | 18             | 0.007  | 4                | 0.109          | 11.5071.8          |
| PISO1  | 349.34  | 471.18  | 0.78 | 4.01   | 8.12  | 0.56           | 1.3              | 0.72           | 0.18           | 0.072              | 0.18                      | 0.707             | 1.56          | 0.134 | 18             | 0.007  | 4                | 0.109          | 11.5071.8          |

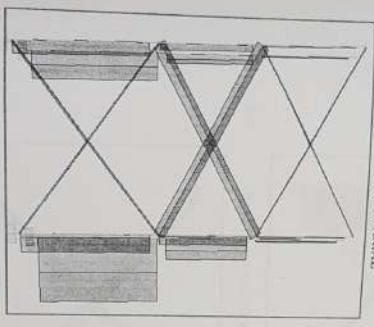
## DISEÑO DE DIAGONALES METÁLICAS

CARGAS EN LAS DIAGONALES METALICAS

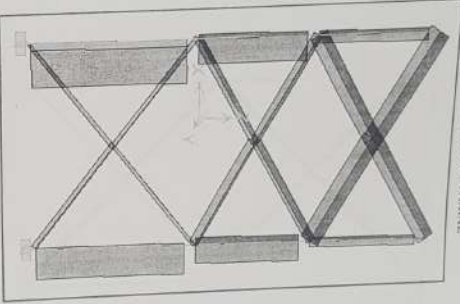
| Sotano | Piso 1 | Piso 2 | Diagonal  | Columna | Col. Externa | P. Interior |        |
|--------|--------|--------|-----------|---------|--------------|-------------|--------|
| P      | P      | P      | P crítica | P       | B            | P           |        |
| KN     | KN     | KN     | KN        | KN      | H            | KN          |        |
| P-1    | 66.0   | 287    | 330       | 545.6   | 0.35         | 1066.0      | -430.4 |
| P-2    | 192.0  | 257    | 330       | 1442.0  | 0.35         | 1066.0      | 376.0  |
| P-3    | 177.4  | 325    | 325       | 1044    | 0.35         | 1066.0      | 325.0  |
| P-4    | 177.2  | 273    | 273       | 688.8   | 0.35         | 1066.0      | -297.2 |
| P-5    | 160.3  | 165.3  | 165.3     | 706.5   | 0.35         | 1066.0      | -295.5 |
| P-6    | 258    | 183.3  | 183.3     | 456.5   | 0.35         | 1066.0      | -409.5 |
| P-7    | 219    | 230.5  | 230.5     | 1506    | 0.35         | 1066.0      | 440.0  |
| P-8    | 126.9  | 184.17 | 184.17    | 1024.7  | 0.35         | 1066.0      | -41.3  |
| P-9    | 295.2  | 273.6  | 273.6     | 715.8   | 0.35         | 1066.0      | -485.6 |
| P-10   | 295.2  | 273.6  | 273.6     | 715.8   | 0.35         | 1066.0      | -330.2 |
| P-11   | 277.6  | 203.0  | 277.6     | 879.5   | 0.35         | 1066.0      | -186.5 |

Esquema de diagonales

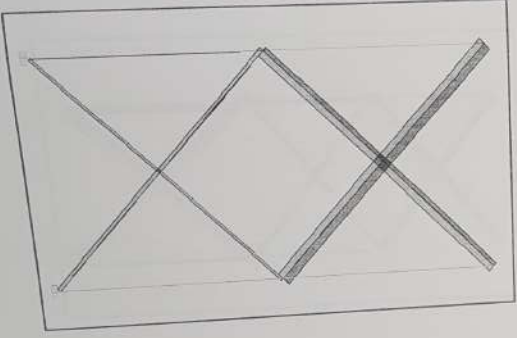
P-1 DIAGRAMA DE FUERZA AXIAL



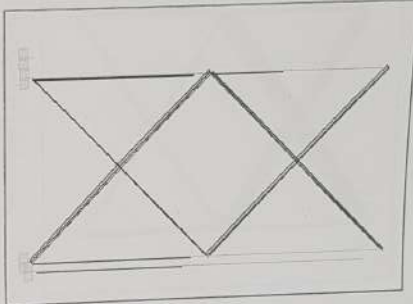
P-2 DIAGRAMA DE FUERZA AXIAL



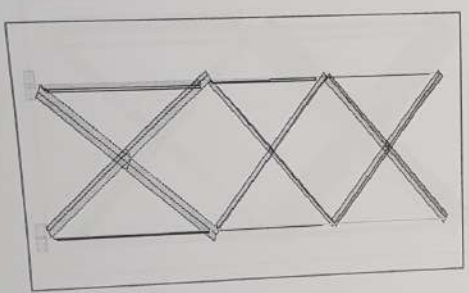
P-3 DIAGRAMA DE FUERZA AXIAL



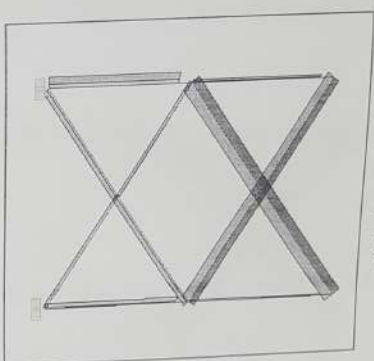
P-4 DIAGRAMA DE FUERZA AXIAL



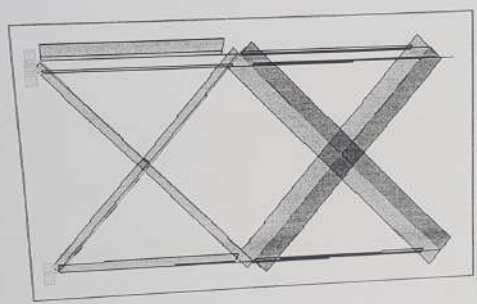
P-5 DIAGRAMA DE FUERZA AXIAL



P-6  
DIAGRAMA DE FUERZA AXIAL

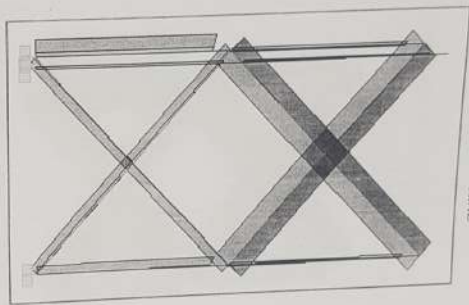


P-7  
DIAGRAMA DE FUERZA AXIAL



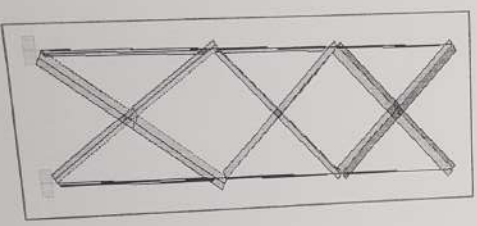
P-8

DIAGRAMA DE FUERZA AXIAL

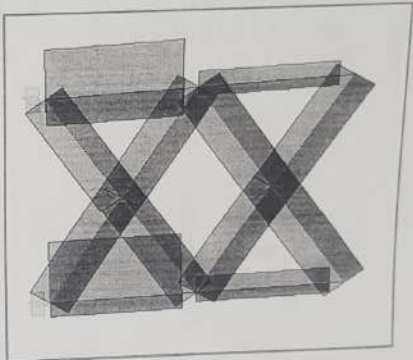


P-9

DIAGRAMA DE FUERZA AXIAL



P-10  
DIAGRAMA DE FUERZA AXIAL



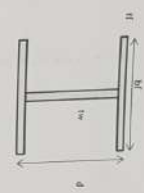
DISEÑO DE COLUMNAS EN EL MARCO METÁLICO

Materiales

|                  |        |                   |
|------------------|--------|-------------------|
| E=               | 200000 | N/mm <sup>2</sup> |
| E <sub>y</sub> = | 210    | N/mm <sup>2</sup> |
| E <sub>x</sub> = | 400    | N/mm <sup>2</sup> |
| f <sub>y</sub> = | 25     | MPa               |

Propiedades geométricas

|                 |                          |
|-----------------|--------------------------|
| Perfil          | HEA 200                  |
| A <sub>v</sub>  | 5103 mm <sup>2</sup>     |
| I <sub>y</sub>  | 16710 mm <sup>4</sup>    |
| I <sub>x</sub>  | 6.5 mm <sup>4</sup>      |
| I <sub>pl</sub> | 200.0 mm <sup>4</sup>    |
| I <sub>pl</sub> | 19.0 mm <sup>4</sup>     |
| I <sub>pl</sub> | 36900000 mm <sup>4</sup> |
| I <sub>pl</sub> | 388000 mm <sup>4</sup>   |
| I <sub>pl</sub> | 83.0 mm <sup>4</sup>     |
| I <sub>pl</sub> | 407000 mm <sup>4</sup>   |
| I <sub>pl</sub> | 13400000 mm <sup>4</sup> |
| I <sub>pl</sub> | 6 mm <sup>4</sup>        |
| I <sub>pl</sub> | 51.2 mm <sup>4</sup>     |
| I <sub>pl</sub> | 0 mm <sup>4</sup>        |



Requisitos de sección

Se realiza la verificación para determinar si el perfil hace énfasis en el diseño.

Según Tabla F.2.4.1

Para las almas  $0.56 \sqrt{E/F_y}$

Para el alma

$$1.49 \sqrt{E/F_y}$$

Almas

Límite 1= 10.00

Límite 2= 13.84

Almas

Límite 1= 27.23

Límite 2= 42.14

Según Tabla F.3.4.1

Para las almas

$$0.38 \sqrt{E/F_y}$$

Para el alma

$$1.49 \sqrt{E/F_y}$$

Almas

Límite 1= 10.00

Límite 2= 13.84

Almas

Límite 1= 27.23

Límite 2= 42.14

Según Tabla F.3.4.1

Para las almas

$$0.38 \sqrt{E/F_y}$$

Para el alma

$$1.49 \sqrt{E/F_y}$$

Almas

Límite 1= 10.00

Límite 2= 13.84

Almas

Límite 1= 27.23

Límite 2= 42.14

Según Tabla F.3.4.1

Para las almas

$$0.38 \sqrt{E/F_y}$$

Para el alma

$$1.49 \sqrt{E/F_y}$$

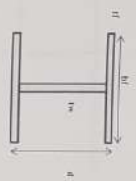
DISEÑO DE COLUMNAS EN EL MARCO METÁLICO

MATERIALES

|                  |        |      |
|------------------|--------|------|
| E                | 200000 | Mpa  |
| F <sub>y</sub>   | 350    | Mpa  |
| F <sub>u</sub>   | 480    | Mpa  |
| D <sub>max</sub> | 1.5    | DIAM |

Propiedades geométricas

|                 |                          |
|-----------------|--------------------------|
| Perfil          | HES 150                  |
| A <sub>w</sub>  | 1510 mm <sup>2</sup>     |
| d               | 190 mm                   |
| t <sub>w</sub>  | 6.5 mm                   |
| t <sub>f</sub>  | 200.0 mm                 |
| I <sub>xx</sub> | 103.0 mm <sup>4</sup>    |
| S <sub>xx</sub> | 10900000 mm <sup>3</sup> |
| r <sub>xx</sub> | 38800 mm                 |
| Z <sub>xx</sub> | 427000 mm <sup>3</sup>   |
| I <sub>yy</sub> | 1400000 mm <sup>4</sup>  |
| S <sub>yy</sub> | 0 mm <sup>3</sup>        |
| Z <sub>yy</sub> | 512 mm <sup>3</sup>      |



Requisito de sección

Se realiza la verificación para determinar si el perfil tiene dimensiones válidas. Según Tabla F.2.3.4.1

Para las alas

$$d \leq 400 \sqrt{E/F_y}$$

Para el alma

$$t_w \leq 160 \sqrt{E/F_y}$$

|          |          |
|----------|----------|
| Alas     |          |
| tipo     | Limite 1 |
| Limite 1 | 10.00    |
| Limite 2 | 13.64    |

|          |          |
|----------|----------|
| Alma     |          |
| tipo     | Limite 1 |
| Limite 1 | 29.73    |
| Limite 2 | 42.14    |

Según Tabla F.2.3.4.1

DMD

Limite 1

DMS

Para las alas

$$0.38 \sqrt{E/F_y}$$

Para el alma

$$0.30 \sqrt{E/F_y}$$

Limite 1

Limite 2

|          |          |
|----------|----------|
| Alas     |          |
| tipo     | Limite 1 |
| Limite 1 | 10.00    |
| Limite 2 | 10.75    |

|          |          |
|----------|----------|
| Alma     |          |
| tipo     | Limite 1 |
| Limite 1 | 0.056    |
| Limite 2 | 29.73    |
| Limite 3 | 71.05    |

Por no haber elementos espaldas se revisaron los cables, límites de pandeo por flexión y pandeo por torsión.

**PANDEO POR FLEXION**

|                 |         |
|-----------------|---------|
| L <sub>cr</sub> | 1800 mm |
| l <sub>cr</sub> | 1800 mm |
| P <sub>cr</sub> | 6010 KN |

Se revisa que alrededor de los dos ejes principales el K<sub>L</sub>L<sub>r</sub> no supere el valor máximo recomendado de 200.

|                                       |              |
|---------------------------------------|--------------|
| K <sub>L</sub> L <sub>r</sub> (eje X) | 11.76 Limpio |
| K <sub>L</sub> L <sub>r</sub> (eje Y) | 19.52 Limpio |

Se determina si la esbeltez de la columna es menor o mayor que el límite que determina si el pandeo es elástico o inelástico.

Límite 3 
$$4.71 \sqrt{\frac{E}{F_c}}$$

Límite 3 = 133.27 Pandeo inelástico

Se calcula el coeficiente de esbeltez de cada eje según 2.3.3.4.

|                 |            |
|-----------------|------------|
| F <sub>cr</sub> | 5181.3 Mpa |
|-----------------|------------|

Se determina el coeficiente de pandeo por flexión y la carga nominal.

Para pandeo inelástico 
$$F_{cr} = \left[ 0.658^{F_c / F_y} \right] F_y$$

Para pandeo elástico 
$$F_{cr} = 0.877 F_y$$

|                               |                      |
|-------------------------------|----------------------|
| F <sub>cr</sub>               | 245.0 Mpa            |
| φ <sub>c</sub> P <sub>n</sub> | 0.90                 |
| A <sub>g</sub> P <sub>n</sub> | 5105 mm <sup>2</sup> |
| φ <sub>t</sub> P <sub>n</sub> | 1175.7 KN            |
| F <sub>u</sub>                | 1001.5 KN            |

P<sub>n</sub> = F<sub>y</sub>A<sub>g</sub>

Con fuerza amplificada

**PANDEO POR TORSION**

|                |                          |
|----------------|--------------------------|
| C <sub>w</sub> | 1.05E+11 mm <sup>4</sup> |
| K <sub>w</sub> | 1.0                      |
| G <sub>w</sub> | 77200 Mpa                |
| J <sub>c</sub> | 1.50E+10 Mpa             |
| J <sub>w</sub> | 4489.86 Mpa              |

Se determina si la esbeltez de la columna es menor o mayor que el límite que determina si el pandeo es elástico o inelástico.

Límite 3 
$$4.71 \sqrt{\frac{E}{F_c}}$$

Límite 3 = 133.27 Pandeo inelástico

Se determina el coeficiente de pandeo por flexión y la carga nominal.

Para pandeo inelástico 
$$F_{cr} = \left[ 0.658^{F_c / F_y} \right] F_y$$

Para pandeo elástico 
$$F_{cr} = 0.877 F_y$$

|                               |            |
|-------------------------------|------------|
| F <sub>cr</sub>               | 2013.2 Mpa |
| φ <sub>c</sub>                | 0.90       |
| A <sub>g</sub> P <sub>n</sub> | 18080.3 KN |
| φ <sub>t</sub> P <sub>n</sub> | 1007.5 KN  |
| F <sub>u</sub>                |            |

P<sub>n</sub> = F<sub>y</sub>A<sub>g</sub>

**INTERACCION FLEJO COMPRESION**

|                       |                          |
|-----------------------|--------------------------|
| $I_{yc} =$            | 6666667 mm <sup>4</sup>  |
| $I_{yc} / I_{xe} =$   | 13400000 mm <sup>4</sup> |
| $P_u / Q_u =$         | 0.498 OK                 |
| Relacion de esfuerzos | 0.99 > 0.2               |
| $P_u / Q_u =$         | 0.99                     |
| $M_{uy} / Q_{uy} =$   | 0.00                     |
| $M_{uy} / Q_{uy} =$   | 0.00                     |

Interaccion columna  $0.448 < 1.0$  Cumple

Restringida lateralmente en toda la altura  
Restringida lateralmente en toda la altura

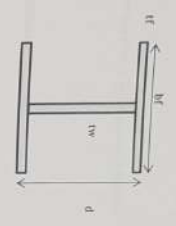
**Materiales**

|                   |        |      |
|-------------------|--------|------|
| E=                | 210000 | Mpa  |
| E <sub>st</sub> = | 2100   | Mpa  |
| E <sub>st</sub> = | 400    | Mpa  |
| D <sub>st</sub> = | 2.5    | DMIO |

**Propiedades Geometricas**

Perfil HE A 230

|                  |                           |
|------------------|---------------------------|
| A <sub>w</sub> = | 6156 mm <sup>2</sup>      |
| d=               | 210.0 mm                  |
| t <sub>w</sub> = | 7.0 mm                    |
| b <sub>f</sub> = | 220.0 mm                  |
| r <sub>f</sub> = | 11.0 mm                   |
| I <sub>x</sub> = | 541.00000 mm <sup>4</sup> |
| S <sub>x</sub> = | 515000 mm <sup>3</sup>    |
| r <sub>x</sub> = | 93.7 mm                   |
| Z <sub>x</sub> = | 543000 mm <sup>3</sup>    |
| I <sub>y</sub> = | 19500000 mm <sup>4</sup>  |
| S <sub>y</sub> = | 0 mm <sup>3</sup>         |
| r <sub>y</sub> = | 56.3 mm                   |
| Z <sub>y</sub> = | 0 mm <sup>3</sup>         |



**Requisitos de seccion**  
 Se realiza la verificación para determinar si el perfil tiene elementos esbelto  
 Según Tabla F 2.2.4.1

Para las alas  $0.56 \sqrt{E/F_y}$  Para el alma  $1.49 \sqrt{E/F_y}$

|                    |                 |               |
|--------------------|-----------------|---------------|
| <b>Aleas</b>       | <b>Limite 1</b> |               |
| b/t <sub>w</sub> = | 10.00           | No es esbelto |
| Limite 1=          | 15.84           |               |
| <b>Alma</b>        |                 |               |
| b/t <sub>w</sub> = | 30.00           | No es esbelto |
| Limite 2=          | 42.14           |               |

Segun Tabla F.3.4.1 **DMIO**  
 Para las alas  $0.38 \sqrt{E/F_y}$

**Limite 1**  
 Para C<sub>1</sub> < 0.125  $1.78 \sqrt{E/F_y} (1 - 2.74 C_1)$   
 Para C<sub>1</sub> > 0.125  $1.12 \sqrt{E/F_y} (2.53 - C_1)$   
 $\geq 1.49 \sqrt{E/F_y}$

|                    |       |               |
|--------------------|-------|---------------|
| <b>Aleas</b>       |       |               |
| b/t <sub>w</sub> = | 10.00 | No es esbelto |
| Limite 1=          | 10.73 |               |
| <b>Alma</b>        |       |               |
| C <sub>1</sub> =   | 0.261 |               |
| b/t <sub>w</sub> = | 30.00 | No es esbelto |
| Limite 2=          | 30.11 |               |

**Limite 2**  
 Para C<sub>2</sub> < 0.125  $1.49 \sqrt{E/F_y} (1 - 0.95 C_2)$   
 Para C<sub>2</sub> > 0.125  $0.77 \sqrt{E/F_y} (2.93 - C_2)$   
 $\geq 1.49 \sqrt{E/F_y}$

**DMS**  
 $0.30 \sqrt{E/F_y}$

Por no tener elementos, chequeo se revalidan los estados límites de Pandeo por flexión y Pandeo por Torsion únicamente

**PANDEO POR FLEXION**

|     |          |
|-----|----------|
| L=  | 3800 mm  |
| i=  | 1.0      |
| Pu= | 330.0 KN |

Del análisis del edificio

|        |              |
|--------|--------------|
| KL/iy= | 37.33 Cumple |
| KLy/y= | 62.19 Cumple |
| KLy/z= | 62.19        |

Se determina si la esbeltez de la columna es menor o mayor que el límite que determina si el pandeo es elastico o inelastico.

Límite 3 
$$4.71 \sqrt{\frac{E}{F_c}}$$

|           |        |
|-----------|--------|
| Límite 3= | 133.22 |
|-----------|--------|

Se calcula el esfuerzo crítico elastico segun F.2.5.3-4

|     |           |
|-----|-----------|
| Fc= | 510.4 Mpa |
|-----|-----------|

Se determina el esfuerzo de pandeo por flexion y la carga nominal

Para pandeo inelastico

$$F_{cr} = \left[ 0.658^{F_c / F_{ce}} \right] F_c$$

Para pandeo elastico

$$F_{cr} = 0.877 F_{ce}$$

|      |                      |
|------|----------------------|
| Fcr= | 203.7 Mpa            |
| φc=  | 0.90                 |
| Ag=  | 6156 mm <sup>2</sup> |
| φPn= | 1128.4 KN            |
| Pu=  | 825.0 KN             |

F<sub>cr</sub> = F<sub>cr</sub> A<sub>c</sub>  
Cumple Con fuerza amplificada

**PANDEO POR TORSION**

|      |                             |
|------|-----------------------------|
| Cwy= | 1.93055E+11 mm <sup>6</sup> |
| Kz=  | 1.0                         |
| G=   | 77200 Mpa                   |
| J=   | 2.18E+05 Mpa                |
| Fce= | 651.29 Mpa                  |

Se determina si la esbeltez de la columna es menor o mayor que el límite que determina si el pandeo es elastico o inelastico.

Límite 3 
$$4.71 \sqrt{\frac{E}{F_c}}$$

|           |        |
|-----------|--------|
| Límite 3= | 133.22 |
|-----------|--------|

Pandeo Elastico

Se determina el esfuerzo de pandeo por flexion y la carga nominal

Para pandeo inelástico

$$F_{cr} = \left[ 0.658^{f_c/f_y} \right] F_y$$

Para pandeo elástico

$$F_{cr} = 0.877 F_y$$

|            |                      |
|------------|----------------------|
| $F_{cr}$   | 571.2 Mpa            |
| $\phi_c$   | 0.90                 |
| $A_g$      | 6156 mm <sup>2</sup> |
| $\phi P_n$ | 3164.6 KN            |
| $P_u$      | 825.0 KN             |

Cumple

$$P_u = F_{cr} A_g$$

**INTERACCION FLEJO COMPRESION**

|                       |                          |
|-----------------------|--------------------------|
| $I_{xc}$              | 9760667 mm <sup>4</sup>  |
| $I_{yc}$              | 19500000 mm <sup>4</sup> |
| $I_{xc}/I_{yc}$       | 0.501 OK                 |
| $P_u/\phi P_n$        | 0.73 > 0.2               |
| Relacion de esfuerzos |                          |
| $P_u/\phi P_n$        | 0.73                     |
| $M_{uy}/\phi M_{ny}$  | 0.09                     |
| $M_{ux}/\phi M_{nx}$  | 0.04                     |

Interaccion columna

0.497 < 1.0

Cumple

INDICES DE SOBRESFUERZO EN COLUMNAS

**INDICES DE SOBRESFUERZO EN COLUMNAS**

**INDICES DE SOBRESFUERZO EN COLUMNAS**

## REFORZAMIENTO DE COLUMNAS CON SOBRESFUERZO

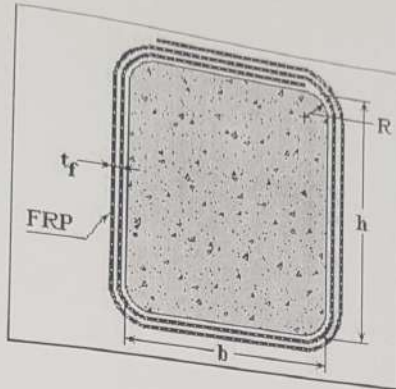


# Strengthening of Reinforced Concrete Structures with Sika® CarboDur® Composite Strengthening Systems

94

Disclaimer: The user is responsible for the results obtained from this programme.

## CONFINEMENT



Type of Cross Section  
Rectangular

### Cross Section Geometry

Width  $b = 0.35$  m  
Height  $h = 0.35$  m  
Radius at corner  $R = 0.01$  m

### Concrete

Strength class C 20/25  
Characteristic strength  $f_{ck} = 20$  N/mm<sup>2</sup>  
Mean strength  $f_{cm} = 28.2$  N/mm<sup>2</sup>

### Composite Materials

Elastic modulus  $E_f = 231$  kN/mm<sup>2</sup>  
Ultimate tensile strain  $\epsilon_{fu} = 0.015$   
Effective ultimate strain  $\epsilon_{fu,e} = 0.9 \times \epsilon_{fu} = 0.0135$

### Type of Application

Continuous jacket

### Requirements

Increase of mean strength  
Mean strength after strengthening  $f_{cc} = 70$  N/mm<sup>2</sup>

### Results

Required FRP thickness  $t_f = 1.44$  mm  
Applied FRP thickness  $t_f = 1.70$  mm  
Mean strength after strengthening  $f_{cc} = 74.38$  N/mm<sup>2</sup>  
Ultimate axial strain after strengthening  $\epsilon_{cu} = 0.03911$



Applied FRP

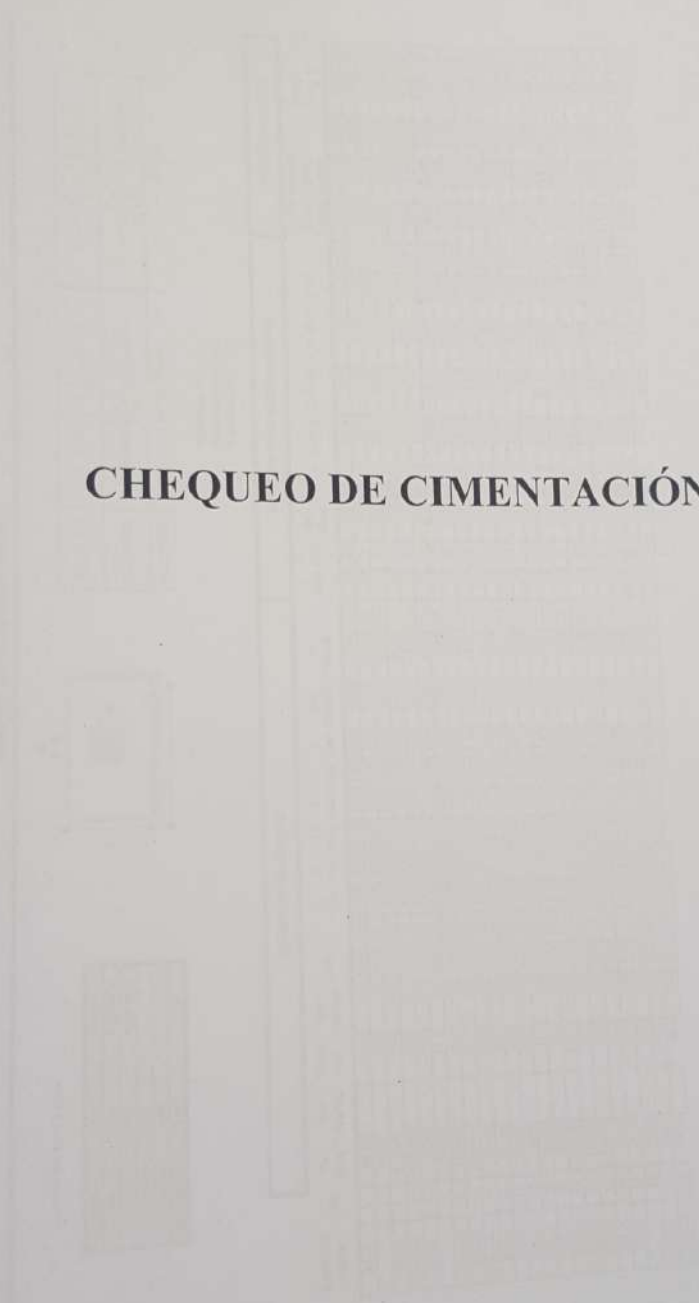
Thickness 0.34 mm

Number of layers required 5

CHEQUEO DE CIMENTACION



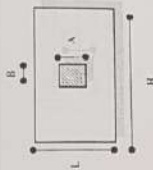
# CHEQUEO DE CIMENTACIÓN



DISÑO DE ZAPATAS CONCENTRICAS (I)

DATOS DE ENTRADA

|            |       |                    |
|------------|-------|--------------------|
| swelo=     | 15.0  | Tam*2              |
| fy=        | 4200  | Kg/Cm <sup>2</sup> |
| f'c=       | 280.0 | Kg/Cm <sup>2</sup> |
| Cortante=  | 0.75  |                    |
| Friction=  | 0.90  |                    |
| <Dimension | 1.00  | m                  |



$$V_x = 0.17 \left( 1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda_y \sqrt{f'c} b_x d$$

$$V_x = 0.003 \left( \frac{\alpha_c d}{b_x} + 2 \right) \lambda_y \sqrt{f'c} b_x d$$

$$V_x = 0.33 \lambda_y \sqrt{f'c} b_x d$$

$$V_y = 0.21 \left( 1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda_x \sqrt{f'c} b_y d$$

$$V_y = 0.27 \left( \frac{\alpha_c d}{b_y} + 2 \right) \lambda_x \sqrt{f'c} b_y d$$

$$V_y = \lambda_x \sqrt{f'c} b_y d$$

\*Condicion RC(I-31)  
\*Condicion RC(I-32)  
\*Condicion RC(I-33)

DIMENSIONAMIENTO

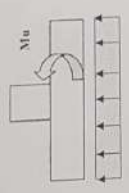
REVISION POR FUNZIONAMIENTO

CORTE COMO VIGA

| ZAPATA TIPO | COL | Pu (Tn) | Mu (Tn-m) | Prad (Tn) | Mr (Tn-m) | ε (m) | A (m) | B (m) | L (m) | L' (m) | A (m) | H (m) | H' (m) | u (Tn/m <sup>2</sup> ) | d (Cm) | h (Cm) | hb (Cm) | h' (Cm) | ε (Vt/100) | C1-I-31 | C1-I-32 | C1-I-33 | Scatida Suelo Centro (Vt/100) | Scatida Suelo Vértice (Vt/100) | f'c (Kg/Cm <sup>2</sup> ) |       |       |
|-------------|-----|---------|-----------|-----------|-----------|-------|-------|-------|-------|--------|-------|-------|--------|------------------------|--------|--------|---------|---------|------------|---------|---------|---------|-------------------------------|--------------------------------|---------------------------|-------|-------|
| RZ-2        | 1   | 55.20   |           | 56.8      | 0.0       | 0.00  | 0.35  | 0.35  | 4.08  | 4.88   | 2.70  | 1.80  | 1.80   | 12.49                  | 17.04  | 18.35  | 232.40  | 1       | 0.04       | 0.43    | 0.80    | 0.37    | 0.5                           | 13.65                          | 17.65                     | 13.65 | 8.53  |
| RZ-2        | 2   | 40.84   |           | 27.3      | 0.0       | 0.00  | 0.35  | 0.35  | 3.00  | 3.00   | 2.00  | 1.50  | 1.50   | 13.34                  | 18.29  | 18.75  | 222.40  | 1       | 0.04       | 0.43    | 0.80    | 0.37    | 0.5                           | 10.28                          | 10.28                     | 10.28 | 3.10  |
| RZ-12       | 3   | 111.30  |           | 68.9      | 0.0       | 0.00  | 0.35  | 0.35  | 8.16  | 8.16   | 5.44  | 2.40  | 2.40   | 14.13                  | 19.31  | 20.75  | 272.40  | 1       | 0.03       | 0.37    | 0.74    | 0.30    | 0.5                           | 23.23                          | 23.23                     | 23.23 | 15.14 |
| RZ-14       | 4   | 138.40  |           | 36.8      | 0.0       | 0.00  | 0.35  | 0.35  | 6.08  | 6.08   | 2.70  | 2.70  | 2.70   | 4.97                   | 19.10  | 20.75  | 202.40  | 1       | 0.03       | 0.37    | 0.74    | 0.30    | 0.5                           | 23.23                          | 23.23                     | 23.23 | 15.14 |
| RZ-3        | 5   | 36.50   |           | 79.3      | 0.0       | 0.00  | 0.35  | 0.35  | 4.08  | 4.08   | 2.70  | 1.70  | 1.70   | 14.40                  | 18.66  | 18.65  | 252.40  | 1       | 0.03       | 0.37    | 0.74    | 0.30    | 0.5                           | 23.23                          | 23.23                     | 23.23 | 15.14 |
| RZ-13       | 6   | 119.00  |           | 66.7      | 0.0       | 0.00  | 0.35  | 0.35  | 4.33  | 4.33   | 4.89  | 2.30  | 2.30   | 13.86                  | 18.90  | 20.75  | 232.40  | 1       | 0.03       | 0.37    | 0.74    | 0.30    | 0.5                           | 23.23                          | 23.23                     | 23.23 | 15.14 |
| RZ-11       | 7   | 100.00  |           | 50.3      | 0.0       | 0.00  | 0.35  | 0.35  | 5.59  | 5.59   | 3.69  | 2.00  | 2.00   | 13.33                  | 18.15  | 20.75  | 232.40  | 1       | 0.03       | 0.37    | 0.74    | 0.30    | 0.5                           | 23.23                          | 23.23                     | 23.23 | 15.14 |
| RZ-6        | 8   | 75.40   |           | 58.8      | 0.0       | 0.00  | 0.35  | 0.35  | 5.66  | 5.66   | 3.78  | 2.00  | 2.00   | 14.66                  | 20.00  | 20.75  | 232.40  | 1       | 0.03       | 0.37    | 0.74    | 0.30    | 0.5                           | 23.23                          | 23.23                     | 23.23 | 15.14 |
| RZ-9        | 10  | 77.40   |           | 57.2      | 0.0       | 0.00  | 0.35  | 0.35  | 6.07  | 6.07   | 3.21  | 2.00  | 2.00   | 14.39                  | 19.03  | 20.75  | 232.40  | 1       | 0.03       | 0.37    | 0.74    | 0.30    | 0.5                           | 23.23                          | 23.23                     | 23.23 | 15.14 |
| RZ-7        | 11  | 86.50   |           | 37.5      | 0.0       | 0.00  | 0.35  | 0.35  | 4.79  | 4.79   | 2.59  | 1.70  | 1.70   | 14.29                  | 19.42  | 20.75  | 232.40  | 1       | 0.03       | 0.37    | 0.74    | 0.30    | 0.5                           | 23.23                          | 23.23                     | 23.23 | 15.14 |
| RZ-4        | 12  | 56.50   |           | 31.5      | 0.0       | 0.00  | 0.35  | 0.35  | 4.79  | 4.79   | 2.59  | 1.70  | 1.70   | 14.29                  | 19.42  | 20.75  | 232.40  | 1       | 0.03       | 0.37    | 0.74    | 0.30    | 0.5                           | 23.23                          | 23.23                     | 23.23 | 15.14 |
| RZ-1        | 13  | 48.80   |           | 31.5      | 0.0       | 0.00  | 0.35  | 0.35  | 5.79  | 5.79   | 2.59  | 1.60  | 1.60   | 13.98                  | 19.00  | 20.75  | 232.40  | 1       | 0.03       | 0.37    | 0.74    | 0.30    | 0.5                           | 23.23                          | 23.23                     | 23.23 | 15.14 |
| RZ-1        | 14  | 48.80   |           | 31.5      | 0.0       | 0.00  | 0.35  | 0.35  | 5.79  | 5.79   | 2.59  | 1.60  | 1.60   | 13.98                  | 19.00  | 20.75  | 232.40  | 1       | 0.03       | 0.37    | 0.74    | 0.30    | 0.5                           | 23.23                          | 23.23                     | 23.23 | 15.14 |
| RZ-16       | 15  | 109.50  |           | 80.7      | 0.0       | 0.00  | 0.35  | 0.35  | 6.08  | 6.08   | 8.14  | 2.90  | 2.90   | 15.38                  | 19.07  | 20.75  | 232.40  | 1       | 0.03       | 0.37    | 0.74    | 0.30    | 0.5                           | 23.23                          | 23.23                     | 23.23 | 15.14 |
| RZ-15       | 16  | 139.00  |           | 80.0      | 0.0       | 0.00  | 0.35  | 0.35  | 6.08  | 6.08   | 6.80  | 2.50  | 2.50   | 14.08                  | 19.30  | 20.75  | 232.40  | 1       | 0.03       | 0.37    | 0.74    | 0.30    | 0.5                           | 23.23                          | 23.23                     | 23.23 | 15.14 |
| RZ-13       | 17  | 129.00  |           | 67.3      | 0.0       | 0.00  | 0.35  | 0.35  | 6.08  | 6.08   | 4.29  | 2.25  | 2.25   | 14.17                  | 19.32  | 20.75  | 232.40  | 1       | 0.03       | 0.37    | 0.74    | 0.30    | 0.5                           | 23.23                          | 23.23                     | 23.23 | 15.14 |
| RZ-9        | 18  | 60.40   |           | 40.3      | 0.0       | 0.00  | 0.35  | 0.35  | 3.69  | 3.69   | 2.25  | 1.50  | 1.50   | 13.67                  | 18.64  | 20.75  | 232.40  | 1       | 0.03       | 0.37    | 0.74    | 0.30    | 0.5                           | 23.23                          | 23.23                     | 23.23 | 15.14 |
| RZ-7        | 20  | 41.85   |           | 27.9      | 0.0       | 0.00  | 0.35  | 0.35  | 3.69  | 3.69   | 2.25  | 1.50  | 1.50   | 13.64                  | 18.64  | 20.75  | 232.40  | 1       | 0.03       | 0.37    | 0.74    | 0.30    | 0.5                           | 23.23                          | 23.23                     | 23.23 | 15.14 |
| RZ-5        | 21  | 73.69   |           | 49.1      | 0.0       | 0.00  | 0.35  | 0.35  | 5.04  | 5.04   | 3.60  | 1.90  | 1.90   | 14.29                  | 18.78  | 20.75  | 232.40  | 1       | 0.03       | 0.37    | 0.74    | 0.30    | 0.5                           | 23.23                          | 23.23                     | 23.23 | 15.14 |
| RZ-10       | 22  | 90.90   |           | 69.0      | 0.0       | 0.00  | 0.35  | 0.35  | 6.06  | 6.06   | 4.44  | 2.20  | 2.20   | 13.91                  | 18.78  | 20.75  | 232.40  | 1       | 0.03       | 0.37    | 0.74    | 0.30    | 0.5                           | 23.23                          | 23.23                     | 23.23 | 15.14 |

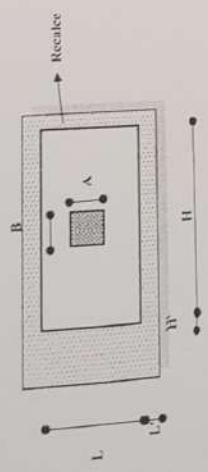
**DISEÑO DE ZAPATAS CONCENTRICAS (2)**

C.10.14 — Resistencia al aplastamiento  
 C.10.14.1 — La resistencia de diseño al aplastamiento del concreto en el área de contacto (A<sub>sc</sub>) se determina a partir de la ecuación 10.14.1.1, pero se limita a un máximo de 0.85 f<sub>c</sub> A<sub>sc</sub>.  
 C.10.14.2 — La resistencia de diseño al aplastamiento del acero en el área de contacto (A<sub>sc</sub>) se determina a partir de la ecuación 10.14.1.2, pero se limita a un máximo de 0.85 f<sub>y</sub> A<sub>sc</sub>.



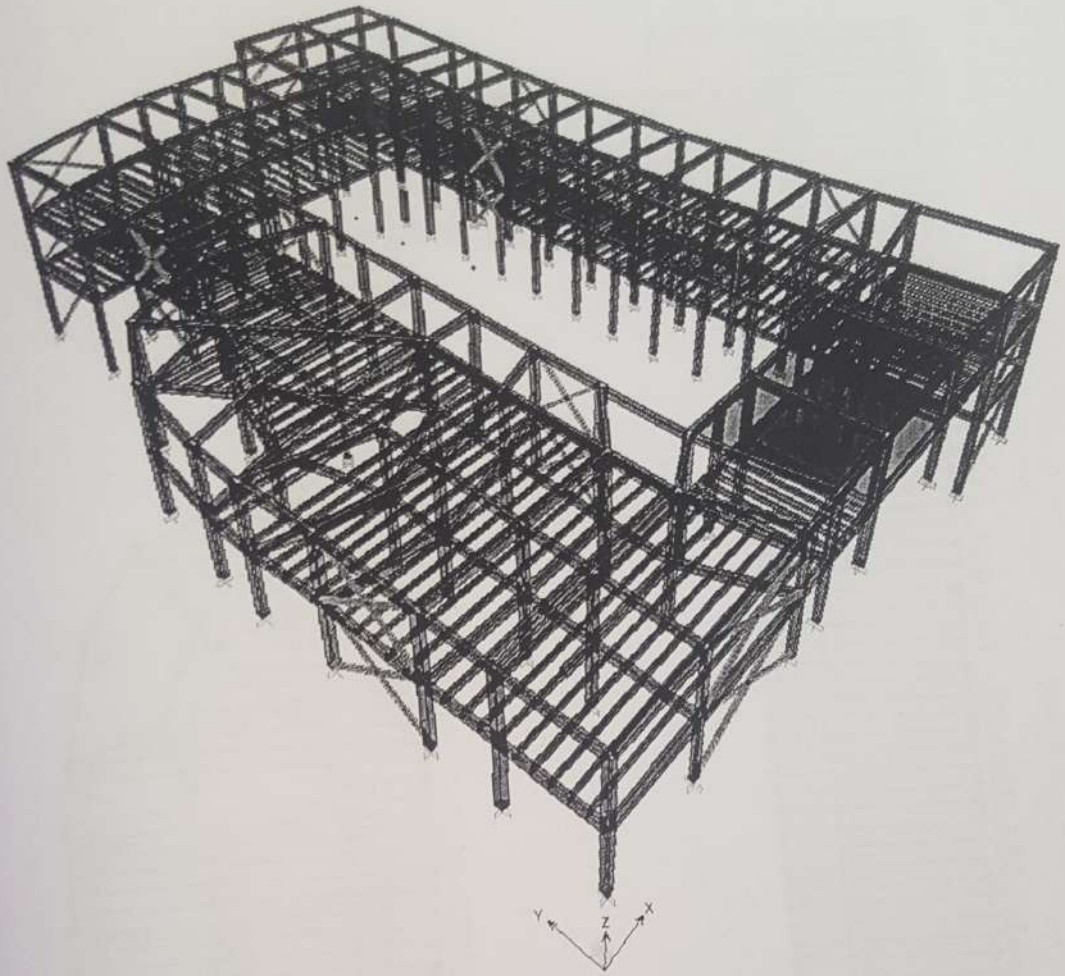
| ZAPATA TIPO | L <sub>v</sub> (m) | M <sub>u</sub> (Tn-m) | REF. SENTIDO A    |                    |                       | REF. SENTIDO B    |                    |                       | PRESIÓN DE CONTACTO |                                   |                   |                     |                                      |        |       |
|-------------|--------------------|-----------------------|-------------------|--------------------|-----------------------|-------------------|--------------------|-----------------------|---------------------|-----------------------------------|-------------------|---------------------|--------------------------------------|--------|-------|
|             |                    |                       | Reforzo sentido A | L <sub>v</sub> (m) | M <sub>u</sub> (Tn-m) | Reforzo sentido B | L <sub>v</sub> (m) | M <sub>u</sub> (Tn-m) | Sección en          | A <sub>s</sub> (Cm <sup>2</sup> ) | Reforzo sentido B | P <sub>c</sub> (Tn) | f <sub>c</sub> (kg/cm <sup>2</sup> ) |        |       |
| RZ-2        | 0.73               | 4.93                  | 0.0017            | 0.0018             | 0.0018                | 0.0017            | 0.0018             | 0.0018                | 0.0018              | 0.0018                            | 6.30              | 10 # 4 21           | 6.25                                 | 55.50  | 189.5 |
| 0           | 0.575              | 3.31                  | 0.0028            | 0.0018             | 0.0028                | 0.0028            | 0.0018             | 0.0028                | 0.0028              | 0.0028                            | 4.98              | 7 # 4 18            | 6.25                                 | 40.94  | 189.5 |
| RZ-17       | 1.03               | 4.17                  | 0.0029            | 0.0018             | 0.0029                | 0.0029            | 0.0018             | 0.0029                | 0.0029              | 0.0029                            | 9.18              | 21 # 4 27           | 6.25                                 | 111.50 | 189.5 |
| RZ-14       | 1.175              | 4.17                  | 0.0029            | 0.0018             | 0.0029                | 0.0029            | 0.0018             | 0.0029                | 0.0029              | 0.0029                            | 11.04             | 27 # 4 30           | 6.25                                 | 148.40 | 189.5 |
| RZ-3        | 0.65               | 3.79                  | 0.0010            | 0.0018             | 0.0010                | 0.0010            | 0.0018             | 0.0010                | 0.0010              | 0.0010                            | 6.30              | 9 # 4 20            | 6.25                                 | 55.20  | 189.5 |
| 0           | 0.65               | 3.82                  | 0.0024            | 0.0018             | 0.0024                | 0.0024            | 0.0018             | 0.0024                | 0.0024              | 0.0024                            | 4.74              | 8 # 4 17            | 6.25                                 | 119.00 | 189.5 |
| RZ-13       | 0.68               | 12.10                 | 0.0030            | 0.0018             | 0.0030                | 0.0030            | 0.0018             | 0.0030                | 0.0030              | 0.0030                            | 9.97              | 25 # 4 28           | 6.25                                 | 100.00 | 189.5 |
| RZ-6        | 0.98               | 9.88                  | 0.0024            | 0.0018             | 0.0024                | 0.0024            | 0.0018             | 0.0024                | 0.0024              | 0.0024                            | 8.10              | 14 # 4 16           | 6.25                                 | 75.40  | 189.5 |
| RZ-6        | 0.83               | 7.24                  | 0.0029            | 0.0018             | 0.0029                | 0.0029            | 0.0018             | 0.0029                | 0.0029              | 0.0029                            | 7.00              | 14 # 4 23           | 6.25                                 | 77.40  | 189.5 |
| RZ-8        | 0.83               | 8.42                  | 0.0029            | 0.0018             | 0.0029                | 0.0029            | 0.0018             | 0.0029                | 0.0029              | 0.0029                            | 8.17              | 14 # 4 23           | 6.25                                 | 88.15  | 189.5 |
| RZ-7        | 0.83               | 7.35                  | 0.0025            | 0.0018             | 0.0025                | 0.0025            | 0.0018             | 0.0025                | 0.0025              | 0.0025                            | 7.00              | 14 # 4 23           | 6.25                                 | 77.40  | 189.5 |
| RZ-4        | 0.68               | 4.88                  | 0.0017            | 0.0018             | 0.0017                | 0.0017            | 0.0018             | 0.0017                | 0.0017              | 0.0017                            | 6.30              | 9 # 4 20            | 6.25                                 | 55.20  | 189.5 |
| RZ-16       | 1.28               | 17.70                 | 0.0029            | 0.0018             | 0.0029                | 0.0029            | 0.0018             | 0.0029                | 0.0029              | 0.0029                            | 6.30              | 9 # 4 20            | 6.25                                 | 55.20  | 189.5 |
| RZ-13       | 1.08               | 14.48                 | 0.0030            | 0.0018             | 0.0030                | 0.0030            | 0.0018             | 0.0030                | 0.0030              | 0.0030                            | 6.30              | 9 # 4 20            | 6.25                                 | 55.20  | 189.5 |
| RZ-9        | 0.73               | 4.93                  | 0.0010            | 0.0018             | 0.0010                | 0.0010            | 0.0018             | 0.0010                | 0.0010              | 0.0010                            | 6.30              | 9 # 4 20            | 6.25                                 | 55.20  | 189.5 |
| RZ-2        | 0.58               | 3.38                  | 0.0028            | 0.0018             | 0.0028                | 0.0028            | 0.0018             | 0.0028                | 0.0028              | 0.0028                            | 6.30              | 9 # 4 20            | 6.25                                 | 55.20  | 189.5 |
| RZ-5        | 0.78               | 6.74                  | 0.0023            | 0.0018             | 0.0023                | 0.0023            | 0.0018             | 0.0023                | 0.0023              | 0.0023                            | 6.30              | 13 # 4 22           | 6.25                                 | 18.00  | 189.5 |
| RZ-10       | 0.93               | 8.84                  | 0.0031            | 0.0018             | 0.0031                | 0.0031            | 0.0018             | 0.0031                | 0.0031              | 0.0031                            | 8.58              | 22 # 4 25           | 6.25                                 | 90.00  | 189.5 |

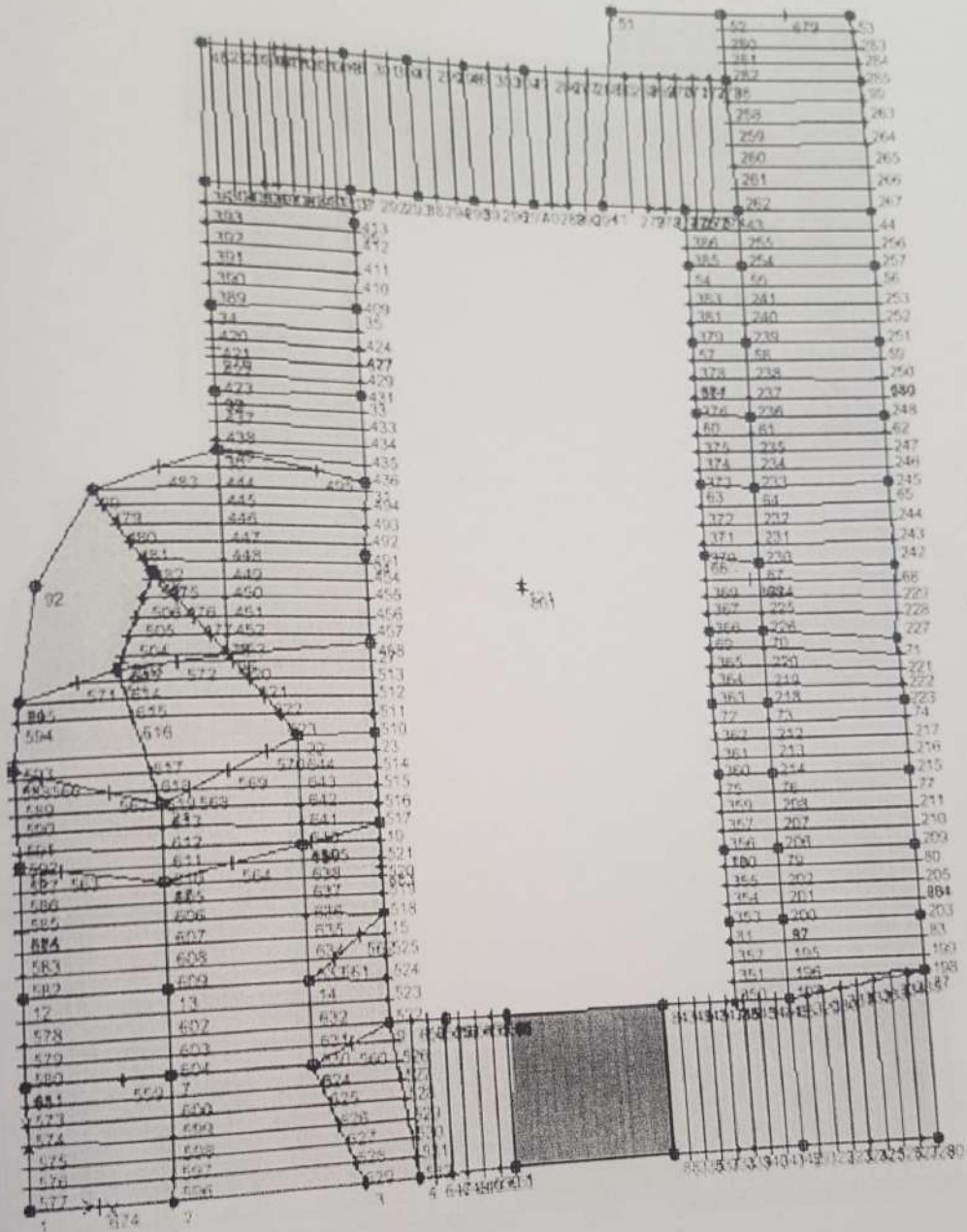
DISEÑO DE RECALCES DE ZAPATAS



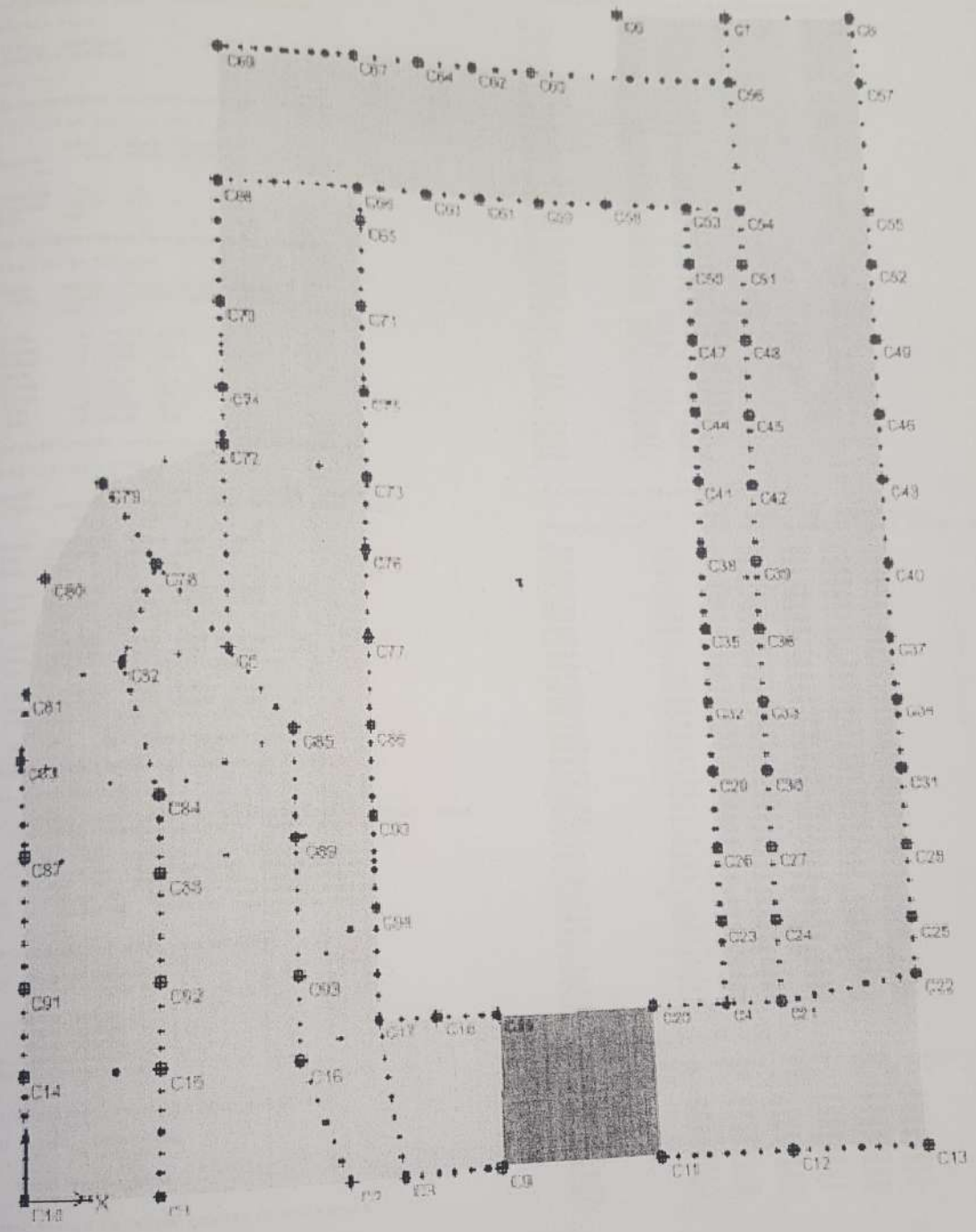
| COL | ZAPATA EXIST.       |       |        | SENTIDO A           |                      |          | SENTIDO B           |                      |         |          |            |    |
|-----|---------------------|-------|--------|---------------------|----------------------|----------|---------------------|----------------------|---------|----------|------------|----|
|     | REFUERZO EN RECALCE |       |        | REFUERZO EN RECALCE |                      |          | REFUERZO EN RECALCE |                      |         |          |            |    |
|     | L (m)               | H (m) | H' (m) | A <sub>s</sub>      | REFUERZO A CADA LADO | COLOCAR  | A <sub>s</sub>      | REFUERZO A CADA LADO | COLOCAR |          |            |    |
| 1   | 1.5                 | 1.5   | 0.15   | 0.15                | 18                   | Recalzar | 11.3                | 4 # 6                | 2       | 2da fila | 8 # 4 c/c  | 10 |
| 2   | 1.5                 | 1.5   | 0.00   | 0.00                | 18                   | Recalzar | 7.5                 | 3 # 6                | 1       | 2da fila | 7 # 4 c/c  | 10 |
| 3   | 1.8                 | 1.8   | 0.30   | 0.30                | 18                   | Recalzar | 22.0                | 8 # 6                | 4       | 2da fila | 18 # 4 c/c | 10 |
| 4   | 1.5                 | 1.5   | 0.60   | 0.60                | 18                   | Recalzar | 29.8                | 11 # 6               | 6       | 2da fila | 15 # 4 c/c | 10 |
| 5   | 1.4                 | 1.4   | 0.00   | 0.00                | 18                   | Recalzar | 10.7                | 4 # 6                | 2       | 2da fila | 8 # 4 c/c  | 10 |
| 6   | 1.4                 | 0.8   | 0.83   | 0.83                | 18                   | Recalzar | 2.9                 | 3 # 6                | 1       | 2da fila | 8 # 4 c/c  | 10 |
| 7   | 0.8                 | 0.8   | 0.75   | 0.75                | 18                   | Recalzar | 24.9                | 9 # 6                | 5       | 2da fila | 8 # 4 c/c  | 10 |
| 8   | 0.8                 | 0.8   | 0.60   | 0.60                | 18                   | Recalzar | 14.0                | 5 # 6                | 3       | 2da fila | 6 # 4 c/c  | 10 |
| 9   | 0.8                 | 0.8   | 0.60   | 0.60                | 18                   | Recalzar | 14.0                | 5 # 6                | 3       | 2da fila | 6 # 4 c/c  | 10 |
| 10  | 0.8                 | 0.8   | 0.30   | 0.30                | 18                   | Recalzar | 12.1                | 4 # 6                | 2       | 2da fila | 6 # 4 c/c  | 10 |
| 11  | 1.5                 | 1.5   | 0.25   | 0.25                | 18                   | Recalzar | 14.2                | 5 # 6                | 3       | 2da fila | 10 # 4 c/c | 10 |
| 12  | 1.5                 | 1.5   | 0.35   | 0.35                | 18                   | Recalzar | 10.7                | 4 # 6                | 2       | 2da fila | 6 # 4 c/c  | 10 |
| 13  | 1.0                 | 1.0   | 0.30   | 0.30                | 18                   | Recalzar | 10.1                | 4 # 6                | 2       | 2da fila | 6 # 4 c/c  | 10 |
| 14  | 0.8                 | 0.8   | 1.05   | 1.05                | 18                   | Recalzar | 32.3                | 13 # 6               | 6       | 2da fila | 8 # 4 c/c  | 10 |
| 15  | 0.8                 | 0.8   | 0.95   | 0.95                | 18                   | Recalzar | 27.9                | 10 # 6               | 5       | 2da fila | 8 # 4 c/c  | 10 |
| 16  | 0.8                 | 0.8   | 0.85   | 0.85                | 18                   | Recalzar | 25.1                | 9 # 6                | 5       | 2da fila | 8 # 4 c/c  | 10 |
| 17  | 0.8                 | 0.8   | 0.70   | 0.70                | 18                   | Recalzar | 19.4                | 7 # 6                | 4       | 2da fila | 8 # 4 c/c  | 10 |
| 18  | 0.8                 | 0.8   | 0.15   | 0.15                | 18                   | Recalzar | 9.3                 | 4 # 6                | 2       | 2da fila | 8 # 4 c/c  | 10 |
| 19  | 1.5                 | 1.5   | 0.00   | 0.00                | 18                   | OK       | 7.6                 | 3 # 6                | 1       | 2da fila | 8 # 4 c/c  | 10 |
| 20  | 1.5                 | 1.5   | 0.00   | 0.00                | 18                   | Recalzar | 12.4                | 5 # 6                | 3       | 2da fila | 7 # 4 c/c  | 10 |
| 21  | 1.0                 | 1.0   | 0.45   | 0.45                | 18                   | Recalzar | 18.9                | 7 # 6                | 4       | 2da fila | 12 # 4 c/c | 10 |
| 22  | 1.3                 | 1.3   | 0.50   | 0.50                | 18                   | Recalzar | 18.9                | 7 # 6                | 4       | 2da fila | 12 # 4 c/c | 10 |

**DATOS DE ENTRADA DEL MODELO  
ESTRUCTURA REFORZADA**











HOSPITAL SAN GERARDO No. 2 DE IBAGUE

MODULO B Ing. Civil/Gertrudis Cárdenas Silva

PADRICACION No. 73-001-2 4-706

FECHA DE RADICACION: 05 SEP 2014

PROYECTO No. 309 73-001-2 15-704

RESOLUCION No. 73-001-2 25 NOV 2015

FECHA DE LA RESOLUCION: 25 NOV 2015

TIPO DE LICITACION: Construcción de Módulo B

TERMINA DEL CANCELADOR

MEMORIAS DE CALCULO

TOMO UNICO

DISEÑO:  
ING. DIEGO ORLANDO RUBIO

BOGOTA, FEBRERO DE 2015

284415  
046  
174-001-2  
13 MAR 2015

### MEMORIAL DE RESPONSABILIDAD

Yo, Diego Orlando Rubio con Matrícula Profesional No. 25202-114204 CND debidamente registrada en el Consejo Profesional de Ingeniería y Arquitectura, presento los cálculos y diseños estructurales elaborados de acuerdo a los requerimientos de la Ley 400 de 1997, (Modificada Ley 1229 de 2008) decreto 926 de 2010 y norma sismo resistente NSR-10, del Proyecto Reforzamiento Hospital San Francisco ubicado en la ciudad de Itagué-Tolima.

#### NOTAS:

- Durante la construcción de la cimentación y en el momento de realizar la excavación se debe consultar con el Ingeniero de Suelos;
- Toda parte de la estructura que sea adyacente a otra construcción debe tener los aislamientos requeridos.
- El constructor debe estar capacitado y desarrollar la obra de acuerdo al Código NSR-10.

Atte:

  
**ING. DIEGO ORLANDO RUBIO**  
M.P. 25202-114204 CND

114-07  
13 MAR 21

REPÚBLICA DE COLOMBIA  
CONSEJO PROFESIONAL NACIONAL DE INGENIERIA  
COPINA

MATRÍCULA N.º 25.202114204CND  
INGENIERO CIVIL

05/11/57 127.2004

RAFAEL PARRALES

DEPARTAMENTO DE  
UNIVERSIDAD DE LA SALLE



*Rafael Parrales*  
PRESIDENTE

HOSPITAL GENERAL DE CALI  
UNIVERSIDAD DE LA SALLE

## ANÁLISIS SÍSMICO



# RH INGENIERÍA ESTRUCTURAL S.A.S.

309 - HOSPITAL SAN FRANCISCO - MODULO B

CLIENTE: ING. DIEGO RUBIO | PROYECTO: ING. DIEGO RUBIO | FECHA: FEBRERO 2015

PAGINA 2

## DESCRIPCION GENERAL DEL PROYECTO ESTRUCTURAL

### DATOS GENERALES:

|                          |                                 |
|--------------------------|---------------------------------|
| NOMBRE DEL PROYECTO:     | HOSPITAL SAN FRANCISCO MODULO B |
| Ciudad:                  | BOGOTÁ D.C.                     |
| CALCULO:                 | D.O.B                           |
| REVISOR:                 | D.O.B                           |
| FECHA:                   | 09/04/2014                      |
| OBSERVACIONES:           |                                 |
| LOCALIZACION:            | Av. 8 No. 21-01 IBAGUÉ - TOLIMA |
| SISTEMA ESTRUCTURAL:     | Perifoneo de concreto           |
| CAPACIDAD DE DISIPACION: | DMO                             |
| NUMERO DE PISOS:         | 2                               |

### DESCRIPCION DEL PROYECTO:

El proyecto requerimiento consiste de un módulo nuevo de 2 pisos de la cual está destinada para del hospital.

El sistema estructural utilizado para resistir cargas verticales y laterales (sísmico), es el de periferoneo de concreto reforzado con columnas y vigas, cuyos apoyos están definidos en las Normas Colombianas de construcciones sismorresistentes NSR-10.

La cimentación consiste en zapatas aisladas, según recomendación del estudio de suelos del Ingeniero Hector Ardelt Garcia Manchaba.

El método de diseño es el de la Resistencia Única, el análisis de la estructura se realizó mediante el programa ETABS 9.0 y manualmente utilizando las Formas de diseño en las normativas de cálculo. El diseño de vigas, columnas y columnas se realizó mediante el programa RC-CAD-2010.

### PARAMETROS SISMICOS

|  |   |                            |
|--|---|----------------------------|
| Método utilizado:                                  | 2 | Método de Análisis sísmico |
| Ubicación de la estructura:                        | - | ANÁLISIS MODAL DINÁMICO    |
| Grupo de uso:                                      | - | IBAGUÉ                     |
|  | - | IV                         |
| PARAMETROS DE LA NSR-10                            |   |                            |
| Zona de Amenaza Sísmica                            | - | Intermedia                 |
| Coeff. de reducción para diseño, $R_d$             | = | 0.20                       |
| Coeff. de reducción para diseño, $R_d$             | = | 0.20                       |
| Perfil del Suelo                                   | = | I                          |
| Coefficiente $F_a$                                 | = | 1.70                       |
| Coefficiente $F_v$                                 | = | 3.20                       |
| Grupo de uso                                       | = | IV                         |
| Coefficiente de importancia                        | = | 1.3                        |
| LÍMITE DE DAÑO                                     |   |                            |
| Coefficiente de aceleración pico (A <sub>d</sub> ) | = | 0.06                       |
| Coefficiente de sitio para un nivel de daño        | = | 4                          |

### ESPECIFICACIONES:

|               |                                     |                  |
|---------------|-------------------------------------|------------------|
| CONCRETO (C1) | 210 kg/cm <sup>2</sup> → 3000 psi   | VIGAS            |
|               | 280 kg/cm <sup>2</sup> → 4000 psi   | COLUANNAS        |
|               | 210 kg/cm <sup>2</sup> → 3000 psi   | CIMENTACION      |
| ACERO (O1)    | 4200 kg/cm <sup>2</sup> → 60000 psi | $\phi \geq 3.8"$ |
|               | 2400 kg/cm <sup>2</sup> → 34286 psi | $\phi < 3.8"$    |

NORMAS: Se siguieron las recomendaciones dadas por el reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10 (Ley 401 de 1997 Modificada Ley 1259 de 2008), Decreto 916 de 2010 y sus decretos complementarios.

Calculo de alturas y niveles de la estructura

| NIVEL             | HILBRE | PLACA | ALTURA PISO | NIVEL |
|-------------------|--------|-------|-------------|-------|
| PISO CLUB         | 3.17   | 0.4   | 3.57        | 7.11  |
| PISO 2            | 3.14   | 0.4   | 3.54        | 3.54  |
| NIVEL DE ARRANQUE | 0.0    |       |             |       |



Calculo de densidades

MATERIALES

| Vigas                   | 2.4 | TN/m <sup>3</sup> |
|-------------------------|-----|-------------------|
| Y Concreto <sup>o</sup> | 2.4 | TN/m <sup>3</sup> |

| NIVEL     | Vol. Vigas<br>m <sup>3</sup> | Vol. Columnas<br>m <sup>3</sup> | Area Placa<br>m <sup>2</sup> | r Vigas<br>TN/m <sup>3</sup> | r Columnas<br>TN/m <sup>3</sup> |
|-----------|------------------------------|---------------------------------|------------------------------|------------------------------|---------------------------------|
| PISO CLUB | 9.21                         | 4.57                            | 12.31                        | 0.174                        | 0.077                           |
| PISO 2    | 9.21                         | 4.54                            | 12.31                        | 0.174                        | 0.076                           |

AVALUO DE CARGAS DE PLACA



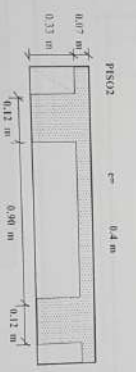
**Carga Muerta**

|             |                           |          |                              |
|-------------|---------------------------|----------|------------------------------|
| Piso        | 0.070 x 2.4               | =        | 0.168 T/m <sup>2</sup>       |
| Vigueras    | 0.120 x 0.33 x 2.4 / 1.02 | =        | 0.490 T/m <sup>2</sup>       |
| Acabado     | 0.020 x 2                 | =        | 0.040 T/m <sup>2</sup>       |
| Columnas    | -                         | =        | 0.000 T/m <sup>2</sup>       |
| Muros       | -                         | =        | 0.100 T/m <sup>2</sup>       |
| <b>C.M.</b> |                           | <b>=</b> | <b>0.800 T/m<sup>2</sup></b> |
| <b>C.V.</b> |                           | <b>=</b> | <b>0.250 T/m<sup>2</sup></b> |
| <b>C.T.</b> |                           | <b>=</b> | <b>0.651 T/m<sup>2</sup></b> |

**Carga Viva**  
 Pendiente de cubierta = 0 %  
**G<sub>s</sub>** = 0.100 T/m<sup>2</sup>

**Carga Total**  
**C.T.** = 0.651 T/m<sup>2</sup>

**Carga Útil**  
 C.U. = 1.2 C.M. + 1.6 C.V. = 0.89 T/m<sup>2</sup>  
 Para cargar las vigas



**Carga Muerta**

|             |              |          |                              |
|-------------|--------------|----------|------------------------------|
| Piso        | 0.070 x 2.4  | =        | 0.168 T/m <sup>2</sup>       |
| Vigueras    | 0.120 x 0.33 | =        | 0.093 T/m <sup>2</sup>       |
| Acabado     | 0.020 x 2    | =        | 0.040 T/m <sup>2</sup>       |
| Muros       | -            | =        | 0.000 T/m <sup>2</sup>       |
| <b>C.M.</b> |              | <b>=</b> | <b>0.300 T/m<sup>2</sup></b> |
| <b>C.V.</b> |              | <b>=</b> | <b>0.500 T/m<sup>2</sup></b> |
| <b>C.T.</b> |              | <b>=</b> | <b>1.161 T/m<sup>2</sup></b> |

**Carga Viva**  
 Para cargar las vigas  
 C.U. = 1.2 C.M. + 1.6 C.V. = 0.89 T/m<sup>2</sup>

**Carga Total**  
 C.T. = 1.161 T/m<sup>2</sup>

Se tiene en cuenta el 25% de la carga viva como masa

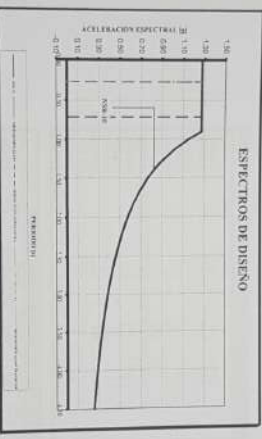
**C. Real = 1.41 T/m<sup>2</sup>**  
**C. Simo = 1.058 T/m<sup>2</sup>**

ANÁLISIS SISMO DE LA ESTRUCTURA

El presente estudio se realizó por el método de ANÁLISIS SISMO DINÁMICO  
 El programa de análisis representó ETABS usando el método de análisis sismológico y análisis sismológico de Estructuras de Edificios, el cual se aplicó según parámetros de la Norma Sismo 2015.  
 Colombia.

**Parámetros del Proyecto de la Norma Sismo 2015**

|                     |                             |
|---------------------|-----------------------------|
| Nombre del Proyecto | 309- Hospital San Francisco |
| Ubicación           | IBAGUÉ                      |
| Fecha de Emisión    | 2015                        |
| Elaborado por       | ING. DIEGO RUBIO            |
| Revisado por        | ING. DIEGO RUBIO            |
| Aprobado por        | ING. DIEGO RUBIO            |
| Fecha de Emisión    | 2015                        |
| Fecha de Revisión   | 2015                        |
| Fecha de Aprobación | 2015                        |
| Elaborado por       | ING. DIEGO RUBIO            |
| Revisado por        | ING. DIEGO RUBIO            |
| Aprobado por        | ING. DIEGO RUBIO            |
| Fecha de Emisión    | 2015                        |
| Fecha de Revisión   | 2015                        |
| Fecha de Aprobación | 2015                        |



**CÁLCULO DE LAS MASAS DEL EDIFICIO**

|          |        |             |      |
|----------|--------|-------------|------|
| PISO     | Año    | Carga Sismo | Masa |
| PROYECTO | 127.00 | 0.31        | 0.27 |
| PROYECTO | 127.00 | 1.04        | 1.82 |

**CÁLCULO DEL CENTRO DE MASAS Y TORQUE EN EL PISO**

| PISO     | CENTRO DE MASAS |       | MAJOR LONGITUD |        |        |       | CENTRO DE RIGIDEZ |       |       |       | CENTRO DE RIGIDEZ |       | CENTRO DE RIGIDEZ |       | CENTRO DE RIGIDEZ |  |
|----------|-----------------|-------|----------------|--------|--------|-------|-------------------|-------|-------|-------|-------------------|-------|-------------------|-------|-------------------|--|
|          | X (m)           | Y (m) | LX (m)         | LX (m) | LX (m) | X (m) | Y (m)             | X (m) | Y (m) | X (m) | Y (m)             | X (m) | Y (m)             | X (m) | Y (m)             |  |
| PROYECTO | 4.90            | 3.31  | 14.18          | 8.68   | 0.00   | 0.00  | 0.00              | 0.00  | 1.21  | 8.80  | 3.11              | -     | -                 | -     | -                 |  |
| PIB22    | 1.40            | 1.26  | 14.66          | 8.68   | 0.00   | 0.00  | 0.00              | 0.00  | 1.29  | 8.95  | 3.28              | -     | -                 | -     | -                 |  |

Nota: Se utilizó el método de análisis sismológico de Estructuras de Edificios según Norma Sismo 2015.



# RH INGENIERIA ESTRUCTURAL S.A.S.

## 300- HOSPITAL SAN FRANCISCO - MODULO B

CLIENTE: ING. DIEGO RUBIO | DISEÑO: ING. DIEGO RUBIO | FECHA: FEBRERO 2015

CALCULO DEL PISO DEL EDIFICIO Y DETERMINACION DEL CONSTANTE BASAL EXACTO POR ENERGIA HORIZONTAL EQUIVALENTE

Analisis por el metodo de la Norma Internacional Ecuacion para que el valor del constante obtenido en la base (S<sub>base</sub>) sea igual a S<sub>base</sub> = 100

| CALCULO DEL PISO DEL EDIFICIO |          | ALTIMETRIA  |          | VOLUMENES   |          |
|-------------------------------|----------|-------------|----------|-------------|----------|
| PROYECTO                      | NO. PLAN | PROYECTO    | NO. PLAN | PROYECTO    | NO. PLAN |
| HOSPITAL                      | 300      | HOSPITAL    | 300      | HOSPITAL    | 300      |
| FECHA                         | 2015.02  | FECHA       | 2015.02  | FECHA       | 2015.02  |
| PROYECTISTA                   | 2221131  | PROYECTISTA | 2221131  | PROYECTISTA | 2221131  |

| CS  | CC  | CC1 | CC2 |
|-----|-----|-----|-----|
| 60  | 60  | 60  | 60  |
| 70  | 70  | 70  | 70  |
| 80  | 80  | 80  | 80  |
| 90  | 90  | 90  | 90  |
| 100 | 100 | 100 | 100 |

CALCULO CONSTANTE ESTADICO EN LA BASE

TABLA DE CONSTANTES DINAMICAS

| Modo | SI   | S2   | S3   | S4   | S5   | S6   | S7   | S8   | S9   | S10  |
|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| 1    | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 2    | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 3    | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 4    | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 5    | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 6    | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 7    | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 8    | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 9    | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 10   | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |

TABLA DE PERIODOS RESULTANTES DE LA ESTRUCTURA

| Modo | SI   | S2   | S3   | S4   | S5   | S6   | S7   | S8   | S9   | S10  |
|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| 1    | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 2    | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 3    | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 4    | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 5    | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 6    | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 7    | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 8    | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 9    | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 10   | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |

CONSTANTE DINAMICO EN LA BASE

| Constante basal en sentido X |     | Constante basal en sentido Y |     |
|------------------------------|-----|------------------------------|-----|
| F1                           | 0.1 | F1                           | 0.1 |
| F2                           | 0.1 | F2                           | 0.1 |
| F3                           | 0.1 | F3                           | 0.1 |
| F4                           | 0.1 | F4                           | 0.1 |
| F5                           | 0.1 | F5                           | 0.1 |
| F6                           | 0.1 | F6                           | 0.1 |
| F7                           | 0.1 | F7                           | 0.1 |
| F8                           | 0.1 | F8                           | 0.1 |
| F9                           | 0.1 | F9                           | 0.1 |
| F10                          | 0.1 | F10                          | 0.1 |



ANÁLISIS SISMICO PARA EL DISEÑO DE DAND (CORTO DE LARGO DE 4.13)

**Parámetros de Espectro de la Norma Sismo Resistente SRI 10**

|                                |       |       |       |
|--------------------------------|-------|-------|-------|
| Zona de amenaza sísmica        | III   | III   | III   |
| Coeficiente de importancia     | 1     | 1     | 1     |
| Coeficiente de sitio ( $S_s$ ) | 1     | 1     | 1     |
| Coeficiente de reducción       | 4     | 4     | 4     |
| Coeficiente de comportamiento  | IV    | IV    | IV    |
| Coeficiente de modificación    | 1.5   | 1.5   | 1.5   |
| Coeficiente de mayoración      | 1.075 | 1.075 | 1.075 |

**CALCULO DE ACCELERACION ESPECTRAL**

|          |       |
|----------|-------|
| $S_a$    | 0.80  |
| $S_b$    | 1.00  |
| $S_c$    | 0.65  |
| $S_d$    | 0.315 |
| $S_e$    | 0.253 |
| $S_f$    | 0.253 |
| $S_g$    | 0.253 |
| $S_h$    | 0.40  |
| $S_i$    | 0.18  |
| $S_j$    | 0.18  |
| $S_k$    | 0.18  |
| $S_l$    | 0.18  |
| $S_m$    | 0.18  |
| $S_n$    | 0.18  |
| $S_o$    | 0.18  |
| $S_p$    | 0.18  |
| $S_q$    | 0.18  |
| $S_r$    | 0.18  |
| $S_s$    | 0.18  |
| $S_t$    | 0.18  |
| $S_u$    | 0.18  |
| $S_v$    | 0.18  |
| $S_w$    | 0.18  |
| $S_x$    | 0.18  |
| $S_y$    | 0.18  |
| $S_z$    | 0.18  |
| $S_{aa}$ | 0.18  |
| $S_{ab}$ | 0.18  |
| $S_{ac}$ | 0.18  |
| $S_{ad}$ | 0.18  |
| $S_{ae}$ | 0.18  |
| $S_{af}$ | 0.18  |
| $S_{ag}$ | 0.18  |
| $S_{ah}$ | 0.18  |
| $S_{ai}$ | 0.18  |
| $S_{aj}$ | 0.18  |
| $S_{ak}$ | 0.18  |
| $S_{al}$ | 0.18  |
| $S_{am}$ | 0.18  |
| $S_{an}$ | 0.18  |
| $S_{ao}$ | 0.18  |
| $S_{ap}$ | 0.18  |
| $S_{aq}$ | 0.18  |
| $S_{ar}$ | 0.18  |
| $S_{as}$ | 0.18  |
| $S_{at}$ | 0.18  |
| $S_{au}$ | 0.18  |
| $S_{av}$ | 0.18  |
| $S_{aw}$ | 0.18  |
| $S_{ax}$ | 0.18  |
| $S_{ay}$ | 0.18  |
| $S_{az}$ | 0.18  |
| $S_{aa}$ | 0.18  |
| $S_{ab}$ | 0.18  |
| $S_{ac}$ | 0.18  |
| $S_{ad}$ | 0.18  |
| $S_{ae}$ | 0.18  |
| $S_{af}$ | 0.18  |
| $S_{ag}$ | 0.18  |
| $S_{ah}$ | 0.18  |
| $S_{ai}$ | 0.18  |
| $S_{aj}$ | 0.18  |
| $S_{ak}$ | 0.18  |
| $S_{al}$ | 0.18  |
| $S_{am}$ | 0.18  |
| $S_{an}$ | 0.18  |
| $S_{ao}$ | 0.18  |
| $S_{ap}$ | 0.18  |
| $S_{aq}$ | 0.18  |
| $S_{ar}$ | 0.18  |
| $S_{as}$ | 0.18  |
| $S_{at}$ | 0.18  |
| $S_{au}$ | 0.18  |
| $S_{av}$ | 0.18  |
| $S_{aw}$ | 0.18  |
| $S_{ax}$ | 0.18  |
| $S_{ay}$ | 0.18  |
| $S_{az}$ | 0.18  |
| $S_{aa}$ | 0.18  |
| $S_{ab}$ | 0.18  |
| $S_{ac}$ | 0.18  |
| $S_{ad}$ | 0.18  |
| $S_{ae}$ | 0.18  |
| $S_{af}$ | 0.18  |
| $S_{ag}$ | 0.18  |
| $S_{ah}$ | 0.18  |
| $S_{ai}$ | 0.18  |
| $S_{aj}$ | 0.18  |
| $S_{ak}$ | 0.18  |
| $S_{al}$ | 0.18  |
| $S_{am}$ | 0.18  |
| $S_{an}$ | 0.18  |
| $S_{ao}$ | 0.18  |
| $S_{ap}$ | 0.18  |
| $S_{aq}$ | 0.18  |
| $S_{ar}$ | 0.18  |
| $S_{as}$ | 0.18  |
| $S_{at}$ | 0.18  |
| $S_{au}$ | 0.18  |
| $S_{av}$ | 0.18  |
| $S_{aw}$ | 0.18  |
| $S_{ax}$ | 0.18  |
| $S_{ay}$ | 0.18  |
| $S_{az}$ | 0.18  |
| $S_{aa}$ | 0.18  |
| $S_{ab}$ | 0.18  |
| $S_{ac}$ | 0.18  |
| $S_{ad}$ | 0.18  |
| $S_{ae}$ | 0.18  |
| $S_{af}$ | 0.18  |
| $S_{ag}$ | 0.18  |
| $S_{ah}$ | 0.18  |
| $S_{ai}$ | 0.18  |
| $S_{aj}$ | 0.18  |
| $S_{ak}$ | 0.18  |
| $S_{al}$ | 0.18  |
| $S_{am}$ | 0.18  |
| $S_{an}$ | 0.18  |
| $S_{ao}$ | 0.18  |
| $S_{ap}$ | 0.18  |
| $S_{aq}$ | 0.18  |
| $S_{ar}$ | 0.18  |
| $S_{as}$ | 0.18  |
| $S_{at}$ | 0.18  |
| $S_{au}$ | 0.18  |
| $S_{av}$ | 0.18  |
| $S_{aw}$ | 0.18  |
| $S_{ax}$ | 0.18  |
| $S_{ay}$ | 0.18  |
| $S_{az}$ | 0.18  |
| $S_{aa}$ | 0.18  |
| $S_{ab}$ | 0.18  |
| $S_{ac}$ | 0.18  |
| $S_{ad}$ | 0.18  |
| $S_{ae}$ | 0.18  |
| $S_{af}$ | 0.18  |
| $S_{ag}$ | 0.18  |
| $S_{ah}$ | 0.18  |
| $S_{ai}$ | 0.18  |
| $S_{aj}$ | 0.18  |
| $S_{ak}$ | 0.18  |
| $S_{al}$ | 0.18  |
| $S_{am}$ | 0.18  |
| $S_{an}$ | 0.18  |
| $S_{ao}$ | 0.18  |
| $S_{ap}$ | 0.18  |
| $S_{aq}$ | 0.18  |
| $S_{ar}$ | 0.18  |
| $S_{as}$ | 0.18  |
| $S_{at}$ | 0.18  |
| $S_{au}$ | 0.18  |
| $S_{av}$ | 0.18  |
| $S_{aw}$ | 0.18  |
| $S_{ax}$ | 0.18  |
| $S_{ay}$ | 0.18  |
| $S_{az}$ | 0.18  |
| $S_{aa}$ | 0.18  |
| $S_{ab}$ | 0.18  |
| $S_{ac}$ | 0.18  |
| $S_{ad}$ | 0.18  |
| $S_{ae}$ | 0.18  |
| $S_{af}$ | 0.18  |
| $S_{ag}$ | 0.18  |
| $S_{ah}$ | 0.18  |
| $S_{ai}$ | 0.18  |
| $S_{aj}$ | 0.18  |
| $S_{ak}$ | 0.18  |
| $S_{al}$ | 0.18  |
| $S_{am}$ | 0.18  |
| $S_{an}$ | 0.18  |
| $S_{ao}$ | 0.18  |
| $S_{ap}$ | 0.18  |
| $S_{aq}$ | 0.18  |
| $S_{ar}$ | 0.18  |
| $S_{as}$ | 0.18  |
| $S_{at}$ | 0.18  |
| $S_{au}$ | 0.18  |
| $S_{av}$ | 0.18  |
| $S_{aw}$ | 0.18  |
| $S_{ax}$ | 0.18  |
| $S_{ay}$ | 0.18  |
| $S_{az}$ | 0.18  |
| $S_{aa}$ | 0.18  |
| $S_{ab}$ | 0.18  |
| $S_{ac}$ | 0.18  |
| $S_{ad}$ | 0.18  |
| $S_{ae}$ | 0.18  |
| $S_{af}$ | 0.18  |
| $S_{ag}$ | 0.18  |
| $S_{ah}$ | 0.18  |
| $S_{ai}$ | 0.18  |
| $S_{aj}$ | 0.18  |
| $S_{ak}$ | 0.18  |
| $S_{al}$ | 0.18  |
| $S_{am}$ | 0.18  |
| $S_{an}$ | 0.18  |
| $S_{ao}$ | 0.18  |
| $S_{ap}$ | 0.18  |
| $S_{aq}$ | 0.18  |
| $S_{ar}$ | 0.18  |
| $S_{as}$ | 0.18  |
| $S_{at}$ | 0.18  |
| $S_{au}$ | 0.18  |
| $S_{av}$ | 0.18  |
| $S_{aw}$ | 0.18  |
| $S_{ax}$ | 0.18  |
| $S_{ay}$ | 0.18  |
| $S_{az}$ | 0.18  |
| $S_{aa}$ | 0.18  |
| $S_{ab}$ | 0.18  |
| $S_{ac}$ | 0.18  |
| $S_{ad}$ | 0.18  |
| $S_{ae}$ | 0.18  |
| $S_{af}$ | 0.18  |
| $S_{ag}$ | 0.18  |
| $S_{ah}$ | 0.18  |
| $S_{ai}$ | 0.18  |
| $S_{aj}$ | 0.18  |
| $S_{ak}$ | 0.18  |
| $S_{al}$ | 0.18  |
| $S_{am}$ | 0.18  |
| $S_{an}$ | 0.18  |
| $S_{ao}$ | 0.18  |
| $S_{ap}$ | 0.18  |
| $S_{aq}$ | 0.18  |
| $S_{ar}$ | 0.18  |
| $S_{as}$ | 0.18  |
| $S_{at}$ | 0.18  |
| $S_{au}$ | 0.18  |
| $S_{av}$ | 0.18  |
| $S_{aw}$ | 0.18  |
| $S_{ax}$ | 0.18  |
| $S_{ay}$ | 0.18  |
| $S_{az}$ | 0.18  |
| $S_{aa}$ | 0.18  |
| $S_{ab}$ | 0.18  |
| $S_{ac}$ | 0.18  |
| $S_{ad}$ | 0.18  |
| $S_{ae}$ | 0.18  |
| $S_{af}$ | 0.18  |
| $S_{ag}$ | 0.18  |
| $S_{ah}$ | 0.18  |
| $S_{ai}$ | 0.18  |
| $S_{aj}$ | 0.18  |
| $S_{ak}$ | 0.18  |
| $S_{al}$ | 0.18  |
| $S_{am}$ | 0.18  |
| $S_{an}$ | 0.18  |
| $S_{ao}$ | 0.18  |
| $S_{ap}$ | 0.18  |
| $S_{aq}$ | 0.18  |
| $S_{ar}$ | 0.18  |
| $S_{as}$ | 0.18  |
| $S_{at}$ | 0.18  |
| $S_{au}$ | 0.18  |
| $S_{av}$ | 0.18  |
| $S_{aw}$ | 0.18  |
| $S_{ax}$ | 0.18  |
| $S_{ay}$ | 0.18  |
| $S_{az}$ | 0.18  |
| $S_{aa}$ | 0.18  |
| $S_{ab}$ | 0.18  |
| $S_{ac}$ | 0.18  |
| $S_{ad}$ | 0.18  |
| $S_{ae}$ | 0.18  |
| $S_{af}$ | 0.18  |
| $S_{ag}$ | 0.18  |
| $S_{ah}$ | 0.18  |
| $S_{ai}$ | 0.18  |
| $S_{aj}$ | 0.18  |
| $S_{ak}$ | 0.18  |
| $S_{al}$ | 0.18  |
| $S_{am}$ | 0.18  |
| $S_{an}$ | 0.18  |
| $S_{ao}$ | 0.18  |
| $S_{ap}$ | 0.18  |
| $S_{aq}$ | 0.18  |
| $S_{ar}$ | 0.18  |
| $S_{as}$ | 0.18  |
| $S_{at}$ | 0.18  |
| $S_{au}$ | 0.18  |
| $S_{av}$ | 0.18  |
| $S_{aw}$ | 0.18  |
| $S_{ax}$ | 0.18  |
| $S_{ay}$ | 0.18  |
| $S_{az}$ | 0.18  |
| $S_{aa}$ | 0.18  |
| $S_{ab}$ | 0.18  |
| $S_{ac}$ | 0.18  |
| $S_{ad}$ | 0.18  |
| $S_{ae}$ | 0.18  |
| $S_{af}$ | 0.18  |
| $S_{ag}$ | 0.18  |
| $S_{ah}$ | 0.18  |
| $S_{ai}$ | 0.18  |
| $S_{aj}$ | 0.18  |
| $S_{ak}$ | 0.18  |
| $S_{al}$ | 0.18  |
| $S_{am}$ | 0.18  |
| $S_{an}$ | 0.18  |
| $S_{ao}$ | 0.18  |
| $S_{ap}$ | 0.18  |
| $S_{aq}$ | 0.18  |
| $S_{ar}$ | 0.18  |
| $S_{as}$ | 0.18  |
| $S_{at}$ | 0.18  |
| $S_{au}$ | 0.18  |
| $S_{av}$ | 0.18  |
| $S_{aw}$ | 0.18  |
| $S_{ax}$ | 0.18  |
| $S_{ay}$ | 0.18  |
| $S_{az}$ | 0.18  |
| $S_{aa}$ | 0.18  |
| $S_{ab}$ | 0.18  |
| $S_{ac}$ | 0.18  |
| $S_{ad}$ | 0.18  |
| $S_{ae}$ | 0.18  |
| $S_{af}$ | 0.18  |
| $S_{ag}$ | 0.18  |
| $S_{ah}$ | 0.18  |
| $S_{ai}$ | 0.18  |
| $S_{aj}$ | 0.18  |
| $S_{ak}$ | 0.18  |
| $S_{al}$ | 0.18  |
| $S_{am}$ | 0.18  |
| $S_{an}$ | 0.18  |
| $S_{ao}$ | 0.18  |
| $S_{ap}$ | 0.18  |
| $S_{aq}$ | 0.18  |
| $S_{ar}$ | 0.18  |
| $S_{as}$ | 0.18  |
| $S_{at}$ | 0.18  |
| $S_{au}$ | 0.18  |
| $S_{av}$ | 0.18  |
| $S_{aw}$ | 0.18  |
| $S_{ax}$ | 0.18  |
| $S_{ay}$ | 0.18  |
| $S_{az}$ | 0.18  |
| $S_{aa}$ | 0.18  |
| $S_{ab}$ | 0.18  |
| $S_{ac}$ | 0.18  |
| $S_{ad}$ | 0.18  |
| $S_{ae}$ | 0.18  |
| $S_{af}$ | 0.18  |
| $S_{ag}$ | 0.18  |
| $S_{ah}$ | 0.18  |
| $S_{ai}$ | 0.18  |
| $S_{aj}$ | 0.18  |
| $S_{ak}$ | 0.18  |
| $S_{al}$ | 0.18  |
| $S_{am}$ | 0.18  |
| $S_{an}$ | 0.18  |
| $S_{ao}$ | 0.18  |
| $S_{ap}$ | 0.18  |
| $S_{aq}$ | 0.18  |
| $S_{ar}$ | 0.18  |
| $S_{as}$ | 0.18  |
| $S_{at}$ | 0.18  |
| $S_{au}$ | 0.18  |
| $S_{av}$ | 0.18  |
| $S_{aw}$ | 0.18  |
| $S_{ax}$ | 0.18  |
| $S_{ay}$ | 0.18  |
| $S_{az}$ | 0.18  |
| $S_{aa}$ | 0.18  |
| $S_{ab}$ | 0.18  |
| $S_{ac}$ | 0.18  |
| $S_{ad}$ | 0.18  |
| $S_{ae}$ | 0.18  |
| $S_{af}$ | 0.18  |
| $S_{ag}$ | 0.18  |
| $S_{ah}$ | 0.18  |
| $S_{ai}$ | 0.18  |
| $S_{aj}$ | 0.18  |
| $S_{ak}$ | 0.18  |
| $S_{al}$ | 0.18  |
| $S_{am}$ | 0.18  |
| $S_{an}$ | 0.18  |
| $S_{ao}$ | 0.18  |
| $S_{ap}$ | 0.18  |
| $S_{aq}$ | 0.18  |
| $S_{ar}$ | 0.18  |
| $S_{as}$ | 0.18  |
| $S_{at}$ | 0.18  |
| $S_{au}$ | 0.18  |
| $S_{av}$ | 0.18  |
| $S_{aw}$ | 0.18  |
| $S_{ax}$ | 0.18  |
| $S_{ay}$ | 0.18  |
| $S_{az}$ | 0.18  |
| $S_{aa}$ | 0.18  |
| $S_{ab}$ | 0.18  |
| $S_{ac}$ | 0.18  |
| $S_{ad}$ | 0.18  |
| $S_{ae}$ | 0.18  |
| $S_{af}$ | 0.18  |
| $S_{ag}$ | 0.18  |
| $S_{ah}$ | 0.18  |
| $S_{ai}$ | 0.18  |
| $S_{aj}$ | 0.18  |
| $S_{ak}$ | 0.18  |
| $S_{al}$ | 0.18  |
| $S_{am}$ | 0.18  |
| $S_{an}$ | 0.18  |

**CORRIENTE DINAMICO EN LA BASE**

**Corriente base en sentido X**

|    |         |
|----|---------|
| F1 | 42.6 Tn |
| F2 | 0.0 Tn  |
| V1 | 42.6 Tn |

**Corriente base en sentido Y**

|    |         |
|----|---------|
| F1 | 0.0 Tn  |
| F2 | 41.0 Tn |
| V1 | 41.0 Tn |

**PERIODO DECA DE LA ESTRUCTURA**

|                                  |        |
|----------------------------------|--------|
| T <sub>1</sub>                   | 0.51 s |
| T <sub>2</sub>                   | 0.71 s |
| C <sub>10</sub> * T <sub>1</sub> | 0.53 s |

**ADJUSTE DE LOS RESULTADOS**      Respaldar: **Si**

**Integridad de la estructura**      Irregular

Si la estructura es regular, el contenido dinámico en la base no podrá ser menor que el 80 % del contenido calculado por "Acord. Nacional" (aproximación V<sub>0</sub>) o del 90% si es irregular (según N.S.4.2 y N.S.8.10)

**RECALCULOS**

|                  |        |
|------------------|--------|
| Adm              | 0.76 s |
| S <sub>1</sub>   | 4.07   |
| S <sub>2</sub>   | 1.21   |
| C <sub>10</sub>  | 0.53 s |
| T <sub>1</sub>   | 0.51 s |
| T <sub>2</sub>   | 0.71 s |
| T <sub>3</sub>   | 0.75 s |
| T <sub>4</sub>   | 0.75 s |
| T <sub>5</sub>   | 0.75 s |
| T <sub>6</sub>   | 0.75 s |
| T <sub>7</sub>   | 0.75 s |
| T <sub>8</sub>   | 0.75 s |
| T <sub>9</sub>   | 0.75 s |
| T <sub>10</sub>  | 0.75 s |
| T <sub>11</sub>  | 0.75 s |
| T <sub>12</sub>  | 0.75 s |
| T <sub>13</sub>  | 0.75 s |
| T <sub>14</sub>  | 0.75 s |
| T <sub>15</sub>  | 0.75 s |
| T <sub>16</sub>  | 0.75 s |
| T <sub>17</sub>  | 0.75 s |
| T <sub>18</sub>  | 0.75 s |
| T <sub>19</sub>  | 0.75 s |
| T <sub>20</sub>  | 0.75 s |
| T <sub>21</sub>  | 0.75 s |
| T <sub>22</sub>  | 0.75 s |
| T <sub>23</sub>  | 0.75 s |
| T <sub>24</sub>  | 0.75 s |
| T <sub>25</sub>  | 0.75 s |
| T <sub>26</sub>  | 0.75 s |
| T <sub>27</sub>  | 0.75 s |
| T <sub>28</sub>  | 0.75 s |
| T <sub>29</sub>  | 0.75 s |
| T <sub>30</sub>  | 0.75 s |
| T <sub>31</sub>  | 0.75 s |
| T <sub>32</sub>  | 0.75 s |
| T <sub>33</sub>  | 0.75 s |
| T <sub>34</sub>  | 0.75 s |
| T <sub>35</sub>  | 0.75 s |
| T <sub>36</sub>  | 0.75 s |
| T <sub>37</sub>  | 0.75 s |
| T <sub>38</sub>  | 0.75 s |
| T <sub>39</sub>  | 0.75 s |
| T <sub>40</sub>  | 0.75 s |
| T <sub>41</sub>  | 0.75 s |
| T <sub>42</sub>  | 0.75 s |
| T <sub>43</sub>  | 0.75 s |
| T <sub>44</sub>  | 0.75 s |
| T <sub>45</sub>  | 0.75 s |
| T <sub>46</sub>  | 0.75 s |
| T <sub>47</sub>  | 0.75 s |
| T <sub>48</sub>  | 0.75 s |
| T <sub>49</sub>  | 0.75 s |
| T <sub>50</sub>  | 0.75 s |
| T <sub>51</sub>  | 0.75 s |
| T <sub>52</sub>  | 0.75 s |
| T <sub>53</sub>  | 0.75 s |
| T <sub>54</sub>  | 0.75 s |
| T <sub>55</sub>  | 0.75 s |
| T <sub>56</sub>  | 0.75 s |
| T <sub>57</sub>  | 0.75 s |
| T <sub>58</sub>  | 0.75 s |
| T <sub>59</sub>  | 0.75 s |
| T <sub>60</sub>  | 0.75 s |
| T <sub>61</sub>  | 0.75 s |
| T <sub>62</sub>  | 0.75 s |
| T <sub>63</sub>  | 0.75 s |
| T <sub>64</sub>  | 0.75 s |
| T <sub>65</sub>  | 0.75 s |
| T <sub>66</sub>  | 0.75 s |
| T <sub>67</sub>  | 0.75 s |
| T <sub>68</sub>  | 0.75 s |
| T <sub>69</sub>  | 0.75 s |
| T <sub>70</sub>  | 0.75 s |
| T <sub>71</sub>  | 0.75 s |
| T <sub>72</sub>  | 0.75 s |
| T <sub>73</sub>  | 0.75 s |
| T <sub>74</sub>  | 0.75 s |
| T <sub>75</sub>  | 0.75 s |
| T <sub>76</sub>  | 0.75 s |
| T <sub>77</sub>  | 0.75 s |
| T <sub>78</sub>  | 0.75 s |
| T <sub>79</sub>  | 0.75 s |
| T <sub>80</sub>  | 0.75 s |
| T <sub>81</sub>  | 0.75 s |
| T <sub>82</sub>  | 0.75 s |
| T <sub>83</sub>  | 0.75 s |
| T <sub>84</sub>  | 0.75 s |
| T <sub>85</sub>  | 0.75 s |
| T <sub>86</sub>  | 0.75 s |
| T <sub>87</sub>  | 0.75 s |
| T <sub>88</sub>  | 0.75 s |
| T <sub>89</sub>  | 0.75 s |
| T <sub>90</sub>  | 0.75 s |
| T <sub>91</sub>  | 0.75 s |
| T <sub>92</sub>  | 0.75 s |
| T <sub>93</sub>  | 0.75 s |
| T <sub>94</sub>  | 0.75 s |
| T <sub>95</sub>  | 0.75 s |
| T <sub>96</sub>  | 0.75 s |
| T <sub>97</sub>  | 0.75 s |
| T <sub>98</sub>  | 0.75 s |
| T <sub>99</sub>  | 0.75 s |
| T <sub>100</sub> | 0.75 s |

**FACTORES DE ADJUSTE DINAMICOS**

|                  |      |
|------------------|------|
| F <sub>1</sub>   | 1.00 |
| F <sub>2</sub>   | 1.00 |
| F <sub>3</sub>   | 1.00 |
| F <sub>4</sub>   | 1.00 |
| F <sub>5</sub>   | 1.00 |
| F <sub>6</sub>   | 1.00 |
| F <sub>7</sub>   | 1.00 |
| F <sub>8</sub>   | 1.00 |
| F <sub>9</sub>   | 1.00 |
| F <sub>10</sub>  | 1.00 |
| F <sub>11</sub>  | 1.00 |
| F <sub>12</sub>  | 1.00 |
| F <sub>13</sub>  | 1.00 |
| F <sub>14</sub>  | 1.00 |
| F <sub>15</sub>  | 1.00 |
| F <sub>16</sub>  | 1.00 |
| F <sub>17</sub>  | 1.00 |
| F <sub>18</sub>  | 1.00 |
| F <sub>19</sub>  | 1.00 |
| F <sub>20</sub>  | 1.00 |
| F <sub>21</sub>  | 1.00 |
| F <sub>22</sub>  | 1.00 |
| F <sub>23</sub>  | 1.00 |
| F <sub>24</sub>  | 1.00 |
| F <sub>25</sub>  | 1.00 |
| F <sub>26</sub>  | 1.00 |
| F <sub>27</sub>  | 1.00 |
| F <sub>28</sub>  | 1.00 |
| F <sub>29</sub>  | 1.00 |
| F <sub>30</sub>  | 1.00 |
| F <sub>31</sub>  | 1.00 |
| F <sub>32</sub>  | 1.00 |
| F <sub>33</sub>  | 1.00 |
| F <sub>34</sub>  | 1.00 |
| F <sub>35</sub>  | 1.00 |
| F <sub>36</sub>  | 1.00 |
| F <sub>37</sub>  | 1.00 |
| F <sub>38</sub>  | 1.00 |
| F <sub>39</sub>  | 1.00 |
| F <sub>40</sub>  | 1.00 |
| F <sub>41</sub>  | 1.00 |
| F <sub>42</sub>  | 1.00 |
| F <sub>43</sub>  | 1.00 |
| F <sub>44</sub>  | 1.00 |
| F <sub>45</sub>  | 1.00 |
| F <sub>46</sub>  | 1.00 |
| F <sub>47</sub>  | 1.00 |
| F <sub>48</sub>  | 1.00 |
| F <sub>49</sub>  | 1.00 |
| F <sub>50</sub>  | 1.00 |
| F <sub>51</sub>  | 1.00 |
| F <sub>52</sub>  | 1.00 |
| F <sub>53</sub>  | 1.00 |
| F <sub>54</sub>  | 1.00 |
| F <sub>55</sub>  | 1.00 |
| F <sub>56</sub>  | 1.00 |
| F <sub>57</sub>  | 1.00 |
| F <sub>58</sub>  | 1.00 |
| F <sub>59</sub>  | 1.00 |
| F <sub>60</sub>  | 1.00 |
| F <sub>61</sub>  | 1.00 |
| F <sub>62</sub>  | 1.00 |
| F <sub>63</sub>  | 1.00 |
| F <sub>64</sub>  | 1.00 |
| F <sub>65</sub>  | 1.00 |
| F <sub>66</sub>  | 1.00 |
| F <sub>67</sub>  | 1.00 |
| F <sub>68</sub>  | 1.00 |
| F <sub>69</sub>  | 1.00 |
| F <sub>70</sub>  | 1.00 |
| F <sub>71</sub>  | 1.00 |
| F <sub>72</sub>  | 1.00 |
| F <sub>73</sub>  | 1.00 |
| F <sub>74</sub>  | 1.00 |
| F <sub>75</sub>  | 1.00 |
| F <sub>76</sub>  | 1.00 |
| F <sub>77</sub>  | 1.00 |
| F <sub>78</sub>  | 1.00 |
| F <sub>79</sub>  | 1.00 |
| F <sub>80</sub>  | 1.00 |
| F <sub>81</sub>  | 1.00 |
| F <sub>82</sub>  | 1.00 |
| F <sub>83</sub>  | 1.00 |
| F <sub>84</sub>  | 1.00 |
| F <sub>85</sub>  | 1.00 |
| F <sub>86</sub>  | 1.00 |
| F <sub>87</sub>  | 1.00 |
| F <sub>88</sub>  | 1.00 |
| F <sub>89</sub>  | 1.00 |
| F <sub>90</sub>  | 1.00 |
| F <sub>91</sub>  | 1.00 |
| F <sub>92</sub>  | 1.00 |
| F <sub>93</sub>  | 1.00 |
| F <sub>94</sub>  | 1.00 |
| F <sub>95</sub>  | 1.00 |
| F <sub>96</sub>  | 1.00 |
| F <sub>97</sub>  | 1.00 |
| F <sub>98</sub>  | 1.00 |
| F <sub>99</sub>  | 1.00 |
| F <sub>100</sub> | 1.00 |

Se efectúa el análisis de la armadura utilizando la teoría de los ejes y los cálculos completos.

$\lambda =$  A la luz libre  
 $R(\lambda, \lambda) =$  Coeficiente de reducción por peso  
 $\lambda < \lambda_{cr}$  Densidad de armadura  
 $\lambda > \lambda_{cr}$  Densidad permitida  
 $I_y =$  Índice de flexibilidad  
 $I_y = \frac{A_s}{A_{adm}}$   
 $\lambda_{cr} = \sqrt{\frac{E A_s}{f_y A_{adm}}}$   
 $\lambda_{cr} = 0.91$



SISMO EN X

| COL | PISO    | h (m) | $\delta_x$ (m) | $\delta_y$ (m) | $A_s$ (cm <sup>2</sup> ) | $A_{adm}$ (cm <sup>2</sup> ) | $I_1$ |
|-----|---------|-------|----------------|----------------|--------------------------|------------------------------|-------|
| I   | PROSCUB | 3.57  | 0.035          | 0.004          | 3.17                     | 3.57                         | OK    |
|     | PSO2    | 3.54  | 0.018          | 0.002          | 1.78                     | 3.54                         | OK    |
| II  | PROSCUB | 3.57  | 0.035          | 0.004          | 3.17                     | 3.57                         | OK    |
|     | PSO2    | 3.54  | 0.018          | 0.002          | 1.78                     | 3.54                         | OK    |
| 2   | PROSCUB | 3.57  | 0.034          | 0.004          | 7.9                      | 3.57                         | OK    |
|     | PSO2    | 3.54  | 0.017          | 0.002          | 7.9                      | 3.54                         | OK    |
| 5   | PROSCUB | 3.57  | 0.034          | 0.004          | 6.48                     | 3.57                         | OK    |
|     | PSO2    | 3.54  | 0.017          | 0.002          | 1.78                     | 3.54                         | OK    |

SISMO EN Y

| COL | PISO    | h (m) | $\delta_x$ (m) | $\delta_y$ (m) | $A_s$ (cm <sup>2</sup> ) | $A_{adm}$ (cm <sup>2</sup> ) | $I_1$ |
|-----|---------|-------|----------------|----------------|--------------------------|------------------------------|-------|
| I   | PROSCUB | 3.57  | 0.001          | 0.056          | 1.32                     | 3.57                         | OK    |
|     | PSO2    | 3.54  | 0.000          | 0.022          | 1.35                     | 3.54                         | OK    |
| II  | PROSCUB | 3.57  | 0.001          | 0.056          | 3.34                     | 3.57                         | OK    |
|     | PSO2    | 3.54  | 0.000          | 0.023          | 1.34                     | 3.54                         | OK    |
| 2   | PROSCUB | 3.57  | 0.001          | 0.056          | 3.12                     | 3.57                         | OK    |
|     | PSO2    | 3.54  | 0.000          | 0.022          | 2.35                     | 3.54                         | OK    |
| 5   | PROSCUB | 3.57  | 0.001          | 0.056          | 3.39                     | 3.57                         | OK    |
|     | PSO2    | 3.54  | 0.000          | 0.023          | 1.34                     | 3.54                         | OK    |

Índice de flexibilidad de la armadura:  
 Índice de reducción de momento de inercia:  
 Índice de flexibilidad en la dirección X:  
 Índice de reducción de momento de inercia:  
 Índice de flexibilidad en la dirección Y:  
 Índice de reducción de momento de inercia:

**CHEQUEO DE LA DERIVAS PARA EL LÍMITE DE DAÑO (CORTOSO H. 0.1%)**

Se efectúa el análisis de la deriva máxima utilizando la fuerza de las vigas y las columnas completa.

h = Altura Piso  
 Δ (Δy) = Desplazamiento por piso  
 Δx = Deriva de análisis  
 Δp = Deriva permitida  
 I<sub>r</sub> = Índice de flexibilidad

$$\Delta x = \sqrt{(6x1.5x2)^2 + (6x1.5x1)^2}$$

$$\Delta p = 0.104$$

$$I_r = \Delta x / \Delta p$$

**SISMO EN X**

CASO DE CARGA

2

| COL | PISO    | h (m) | Δx (m) | Δy (m) | Δx (cm) | Δy (cm) | Δx | Δy | I <sub>r</sub> |
|-----|---------|-------|--------|--------|---------|---------|----|----|----------------|
| 8   | PISOCUB | 3.57  | 0.0114 | 0.0064 | 6.7     | 4.1     | OK | OK | 0.30           |
|     | PISO2   | 3.54  | 0.0096 | 0.0022 | 6.0     | 1.42    | OK | OK | 0.42           |
| 11  | PISOCUB | 3.57  | 0.0114 | 0.0096 | 6.7     | 6.1     | OK | OK | 0.46           |
|     | PISO2   | 3.54  | 0.0056 | 0.0023 | 6.0     | 1.42    | OK | OK | 0.41           |
| 3   | PISOCUB | 3.57  | 0.0109 | 0.0064 | 6.9     | 4.1     | OK | OK | 0.41           |
|     | PISO2   | 3.54  | 0.0054 | 0.0022 | 6.0     | 1.42    | OK | OK | 0.41           |
| 5   | PISOCUB | 3.57  | 0.0109 | 0.0096 | 6.9     | 6.1     | OK | OK | 0.48           |
|     | PISO2   | 3.54  | 0.0054 | 0.0023 | 6.0     | 1.42    | OK | OK | 0.41           |

Índice de flexibilidad de la estructura:  
 Índice de vulnerabilidad:  
 0.50 OK  
 1.98 OK

**SISMO EN Y**

CASO DE CARGA

3

| COL | PISO    | h (m) | Δx (m) | Δy (m) | Δx (cm) | Δy (cm) | Δx | Δy | I <sub>r</sub> |
|-----|---------|-------|--------|--------|---------|---------|----|----|----------------|
| 8   | PISOCUB | 3.57  | 0.0029 | 0.022  | 1.84    | 14.3    | OK | OK | 0.94           |
|     | PISO2   | 3.54  | 0.0003 | 0.0086 | 0.36    | 5.41    | OK | OK | 0.61           |
| 11  | PISOCUB | 3.57  | 0.0029 | 0.0223 | 1.84    | 14.3    | OK | OK | 0.95           |
|     | PISO2   | 3.54  | 0.0003 | 0.0087 | 0.37    | 5.42    | OK | OK | 0.61           |
| 2   | PISOCUB | 3.57  | 0.0029 | 0.022  | 1.84    | 14.3    | OK | OK | 0.94           |
|     | PISO2   | 3.54  | 0.0004 | 0.0086 | 0.36    | 5.42    | OK | OK | 0.61           |
| 5   | PISOCUB | 3.57  | 0.0029 | 0.0223 | 1.84    | 14.3    | OK | OK | 0.95           |
|     | PISO2   | 3.54  | 0.0004 | 0.0087 | 0.37    | 5.42    | OK | OK | 0.62           |

Índice de flexibilidad de la estructura:  
 Índice de vulnerabilidad:  
 0.95 OK  
 1.95 OK

CHECKEO DE IRREGULARIDADES DE LA ESTRUCTURA

1. IRREGULARIDADES EN PLANTA

| TIPO DE IRREGULARIDAD                | $\phi_p$ | SI  | NO | $\phi_p$ ADOPTADO |
|--------------------------------------|----------|-----|----|-------------------|
| Irregularidad Tipológica             | 1aP      | 0.3 | X  | 1.0               |
| Irregularidad 1a                     | 1bP      | 0.8 | X  | 1.0               |
| Reducción en las Etapas              | 2P       | 0.9 | X  | 1.0               |
| Irregularidad del Perfilado          | 3P       | 0.9 | X  | 1.0               |
| Desplazamiento de los Pisos de Acero | 4P       | 0.8 | X  | 1.0               |
| Sistema no Perforado                 | 5P       | 0.9 | X  | 1.0               |

$\phi_p$  DEFINITIVO = 1.0

2. IRREGULARIDADES EN ALTURA

| TIPO DE IRREGULARIDAD                             | $\phi_a$ | SI  | NO | $\phi_a$ ADOPTADO |
|---|----------|-----|----|-------------------|
| Piso Escudo (Irregularidad en Rigid.)             | 1Aa      | 0.9 | X  | 1.0               |
| Piso Escudo (Irregularidad en Rigidez)            | 1Ba      | 0.8 | X  | 1.0               |
| Distribución de M                                 | 2A       | 0.9 | X  | 1.0               |
| Irregularidad Resonante                           | 3A       | 0.9 | X  | 1.0               |
| Desplazamiento del Plano de Acero                 | 4A       | 0.8 | X  | 1.0               |
| Piso Débil - Descontinuidad en la Rigididad       | 5Aa      | 0.9 | X  | 1.0               |
| Piso Débil extremo - Descontinuidad en la Rigidez | 5Ab      | 0.8 | X  | 1.0               |

$\phi_a$  DEFINITIVO = 1.0

No existe irregularidad 1A, 2A o 3A según NSR-10 A.3.3.5

Corrección de Capacidad de Disipación de Energía

$R = \phi_p \cdot \phi_a \cdot \phi_r \cdot R_s$  (NSR-10 A.3.3.9)

donde:

$\phi_p = 1.0$

$\phi_a = 1.0$

$\phi_r = 0.75$

$R_s = 5.0$

$R = 3.75$

Tolerancia = 3.75

Dis = 3.00

Componente vertical de sismo

0.17

Según A.3.3.9

Partición de concreto

D6@0

COMBINACIONES DE CARGA

1. FACTORES DE AJUSTE

|    |   |      |
|----|---|------|
| Fx | = | 1.00 |
| Fy | = | 1.00 |

2. CHEQUEO DE DEVIAS

| Nº. DE COMBINACION | Fx                          | Fy | Combinacion en el programa |
|--------------------|-----------------------------|----|----------------------------|
| 1                  | 1.20 CM + 0.50 CV + 1.00 SX |    | COMBO 2                    |
| 2                  | 1.20 CM + 0.50 CV - 1.00 SX |    | COMBO 2                    |
| 3                  | 1.20 CM + 0.50 CV           |    | COMBO 4                    |
| 4                  | 1.20 CM + 0.50 CV + 1.00 SY |    | COMBO 4                    |
| 5                  | 0.90 CM + 0.50 CV + 1.00 SX |    | COMBO 4                    |
| 6                  | 0.90 CM + 0.50 CV - 1.00 SX |    | COMBO 4                    |
| 7                  | 0.90 CM + 0.50 CV + 1.00 SY |    | COMBO 5                    |
| 8                  | 0.90 CM + 0.50 CV - 1.00 SY |    | COMBO 5                    |

3. DISEÑO DE ELEMENTOS - VIGAS Y COLUMNAS

| Nº. DE COMBINACION | Fx                                    | Fy | Combinacion en el programa |
|--------------------|---------------------------------------|----|----------------------------|
| 1                  | 1.40 CM                               |    | COMBO 1                    |
| 2                  | 1.20 CM + 0.50 CV + 0.50 G            |    | COMBO 1                    |
| 3                  | 1.20 CM + 0.50 CV + 0.27 SX + 0.08 SY |    | COMBO 1                    |
| 4                  | 1.20 CM + 0.50 CV + 0.27 SX - 0.08 SY |    | COMBO 1                    |
| 5                  | 1.20 CM + 0.50 CV - 0.27 SX + 0.08 SY |    | COMBO 1                    |
| 6                  | 1.20 CM + 0.50 CV - 0.27 SX - 0.08 SY |    | COMBO 1                    |
| 7                  | 1.20 CM + 0.50 CV + 0.08 SX + 0.27 SY |    | COMBO 8                    |
| 8                  | 1.20 CM + 0.50 CV + 0.08 SX - 0.27 SY |    | COMBO 8                    |
| 9                  | 1.20 CM + 0.50 CV - 0.08 SX + 0.27 SY |    | COMBO 9                    |
| 10                 | 1.20 CM + 0.50 CV - 0.08 SX - 0.27 SY |    | COMBO 9                    |
| 11                 | 0.90 CM + 0.27 SX + 0.08 SY           |    | COMBO 10                   |
| 12                 | 0.90 CM + 0.27 SX - 0.08 SY           |    | COMBO 10                   |
| 13                 | 0.90 CM + 0.27 SX + 0.08 SY           |    | COMBO 11                   |
| 14                 | 0.90 CM + 0.27 SX - 0.08 SY           |    | COMBO 11                   |
| 15                 | 0.90 CM + 0.08 SX + 0.27 SY           |    | COMBO 12                   |
| 16                 | 0.90 CM + 0.08 SX - 0.27 SY           |    | COMBO 12                   |
| 17                 | 0.90 CM - 0.08 SX + 0.27 SY           |    | COMBO 13                   |
| 18                 | 0.90 CM - 0.08 SX - 0.27 SY           |    | COMBO 13                   |

3. DISEÑO DE ELEMENTOS - PARTE SUPERIOR

| No. DE COMBINACION | EJE  |      | EJE    |      |        |    |        |    |          |
|--------------------|------|------|--------|------|--------|----|--------|----|----------|
|                    | 1.20 | 0.50 | 1.20   | 0.50 |        |    |        |    |          |
| 1                  | 1.40 | CM   |        |      |        |    |        |    |          |
| 2                  | 1.20 | CM   | - 1.60 | CV   | - 0.50 | G  |        |    |          |
| 3                  | 1.20 | CM   | + 0.50 | CV   | + 0.38 | SX | + 0.11 | SY | COMBO 1  |
| 4                  | 1.20 | CM   | + 0.50 | CV   | + 0.38 | SX | - 0.11 | SY | COMBO 6  |
| 5                  | 1.20 | CM   | + 0.50 | CV   | - 0.38 | SX | + 0.11 | SY | COMBO 7  |
| 6                  | 1.20 | CM   | + 0.50 | CV   | - 0.38 | SX | - 0.11 | SY |          |
| 7                  | 1.20 | CM   | + 0.50 | CV   | + 0.11 | SX | + 0.38 | SY | COMBO 8  |
| 8                  | 1.20 | CM   | + 0.50 | CV   | + 0.11 | SX | - 0.38 | SY | COMBO 9  |
| 9                  | 1.20 | CM   | + 0.50 | CV   | - 0.11 | SX | + 0.38 | SY |          |
| 10                 | 1.20 | CM   | + 0.50 | CV   | - 0.11 | SX | - 0.38 | SY |          |
| 11                 | 0.90 | CM   |        |      | + 0.38 | SX | + 0.11 | SY | COMBO 10 |
| 12                 | 0.90 | CM   |        |      | + 0.38 | SX | - 0.11 | SY | COMBO 11 |
| 13                 | 0.90 | CM   |        |      | - 0.38 | SX | + 0.11 | SY |          |
| 14                 | 0.90 | CM   |        |      | - 0.38 | SX | - 0.11 | SY |          |
| 15                 | 0.90 | CM   |        |      | + 0.11 | SX | + 0.38 | SY | COMBO 12 |
| 16                 | 0.90 | CM   |        |      | + 0.11 | SX | - 0.38 | SY | COMBO 13 |
| 17                 | 0.90 | CM   |        |      | - 0.11 | SX | + 0.38 | SY |          |
| 18                 | 0.90 | CM   |        |      | - 0.11 | SX | - 0.38 | SY |          |

4. DISEÑO DE CORTANTE SISMICO EN VIGAS (E2)

| No. DE COMBINACION | F/R  |                                  | 0.3*F/R |     |
|--------------------|------|----------------------------------|---------|-----|
|                    | F/R  | F/R                              | 0.3*F/R | F/R |
| 19                 | 1.20 | CM + 1.00 CV + 0.51 SX - 0.16 SY | 0.3*F/R | F/R |
| 20                 | 1.20 | CM + 1.00 CV + 0.51 SX - 0.16 SY | 0.3*F/R | F/R |
| 21                 | 1.20 | CM + 1.00 CV - 0.51 SX + 0.16 SY | 0.3*F/R | F/R |
| 22                 | 1.20 | CM + 1.00 CV - 0.51 SX + 0.16 SY | 0.3*F/R | F/R |
| 23                 | 1.20 | CM + 1.00 CV + 0.16 SX - 0.51 SY | 0.3*F/R | F/R |
| 24                 | 1.20 | CM + 1.00 CV + 0.16 SX - 0.51 SY | 0.3*F/R | F/R |
| 25                 | 1.20 | CM + 1.00 CV - 0.16 SX + 0.51 SY | 0.3*F/R | F/R |
| 26                 | 1.20 | CM + 1.00 CV - 0.16 SX + 0.51 SY | 0.3*F/R | F/R |
| 27                 | 0.90 | CM + 0.51 SX + 0.16 SY           | 0.3*F/R | F/R |
| 28                 | 0.90 | CM + 0.51 SX + 0.16 SY           | 0.3*F/R | F/R |
| 29                 | 0.90 | CM - 0.51 SX + 0.16 SY           | 0.3*F/R | F/R |
| 30                 | 0.90 | CM - 0.51 SX + 0.16 SY           | 0.3*F/R | F/R |
| 31                 | 0.90 | CM + 0.16 SX - 0.51 SY           | 0.3*F/R | F/R |
| 32                 | 0.90 | CM + 0.16 SX - 0.51 SY           | 0.3*F/R | F/R |
| 33                 | 0.90 | CM - 0.16 SX + 0.51 SY           | 0.3*F/R | F/R |
| 34                 | 0.90 | CM - 0.16 SX + 0.51 SY           | 0.3*F/R | F/R |

5. DISEÑO DE CORTANTE SISMICO EN COLUMNAS (E4)

| No. DE COMBINACION | F/R  |                                  | 0.3*F/R |     |
|--------------------|------|----------------------------------|---------|-----|
|                    | F/R  | F/R                              | 0.3*F/R | F/R |
| 35                 | 1.37 | CM + 1.00 CV + 0.80 SX + 0.24 SY | 0.3*F/R | F/R |
| 36                 | 1.37 | CM + 1.00 CV + 0.80 SX - 0.24 SY | 0.3*F/R | F/R |
| 37                 | 1.37 | CM + 1.00 CV - 0.80 SX + 0.24 SY | 0.3*F/R | F/R |
| 38                 | 1.37 | CM + 1.00 CV - 0.80 SX - 0.24 SY | 0.3*F/R | F/R |
| 39                 | 1.37 | CM + 1.00 CV + 0.24 SX + 0.80 SY | 0.3*F/R | F/R |
| 40                 | 1.37 | CM + 1.00 CV + 0.24 SX - 0.80 SY | 0.3*F/R | F/R |
| 41                 | 1.37 | CM + 1.00 CV - 0.24 SX + 0.80 SY | 0.3*F/R | F/R |
| 42                 | 1.37 | CM + 1.00 CV - 0.24 SX - 0.80 SY | 0.3*F/R | F/R |
| 43                 | 0.73 | CM + 0.80 SX + 0.24 SY           | 0.3*F/R | F/R |
| 44                 | 0.73 | CM + 0.80 SX - 0.24 SY           | 0.3*F/R | F/R |
| 45                 | 0.73 | CM - 0.80 SX + 0.24 SY           | 0.3*F/R | F/R |
| 46                 | 0.73 | CM - 0.80 SX - 0.24 SY           | 0.3*F/R | F/R |
| 47                 | 0.73 | CM + 0.24 SX + 0.80 SY           | 0.3*F/R | F/R |
| 48                 | 0.73 | CM + 0.24 SX - 0.80 SY           | 0.3*F/R | F/R |
| 49                 | 0.73 | CM - 0.24 SX + 0.80 SY           | 0.3*F/R | F/R |
| 50                 | 0.73 | CM - 0.24 SX - 0.80 SY           | 0.3*F/R | F/R |

**DISEÑO DE ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES**

CALCULO DE ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES

|                      |                         |
|----------------------|-------------------------|
| Grado de descompenso | Superior                |
| R <sub>g</sub>       | 1                       |
| Δp                   | 1.0                     |
| γ                    | 4200 kg/cm <sup>3</sup> |

Factor = 0.5/10L

| NIVEL   | Fx<br>Tn | W<br>Tn | ax   | Altura<br>m | Espesor<br>m | Volumen<br>m <sup>3</sup> | γ<br>Tn/m <sup>3</sup> | P<br>Tn | Fp<br>Tn | As*E <sup>2</sup> *P<br>Tn | Fp de fletido<br>Tn | Momax<br>Tn*m | Sep columnetas<br>m | Vmax<br>Tn | L de dilatacion<br>Cm | factor | φ varilla<br>Ø" | Vn<br>Tn | Vp-Vn<br>Tn |
|---------|----------|---------|------|-------------|--------------|---------------------------|------------------------|---------|----------|----------------------------|---------------------|---------------|---------------------|------------|-----------------------|--------|-----------------|----------|-------------|
| PISOCUB | 109.53   | 90.47   | 1.87 | 3.17        | 0.42         | 0.38                      | 1.3                    | 0.49    | 0.31     | 0.049                      | 0.11                | 0.245         | 1.00                | 0.134      | 10                    | 0.02   | 4               | 0.160    | CLINPLE     |
| PISO2   | 113.29   | 131.63  | 0.80 | 3.14        | 0.42         | 0.38                      | 1.3                    | 0.49    | 0.14     | 0.049                      | 0.14                | 0.11          | 1.30                | 0.106      | 10                    | 0.02   | 4               | 0.160    | CLINPLE     |

**DISEÑO DE COLUMNAS, VIGAS Y VIGUETAS**

Columnas F-12, H-12

| Nivel  | Hilbre | Losa | B  | H   | M1     | M2    | P      | V2    | Cantidad   | m/m <sup>2</sup> |
|--------|--------|------|----|-----|--------|-------|--------|-------|------------|------------------|
| CUB    | 3.17   | .40  | 50 | .40 | -17.53 | -0.14 | -28.49 | 22.95 | 1296(1.7%) | 0.75             |
| PISO 2 | 3.24   | .40  | 50 | .40 | 13.91  | -0.04 | -14.75 | 0.71  | 1296(1.7%) | 0.66             |
|        |        |      |    |     | 20.73  | 8.93  | -65.48 | 31.47 | 1296(1.7%) | 0.58             |
|        |        |      |    |     |        |       |        |       | 1296(1.7%) | 0.99             |

Columnas G-12, H-14

| Nivel  | Hilbre | Losa | B  | H   | M1     | M2    | P     | V2    | Cantidad   | m/m <sup>2</sup> |
|--------|--------|------|----|-----|--------|-------|-------|-------|------------|------------------|
| CUB    | 3.17   | .40  | 50 | .40 | 15.49  | 7.13  | -5.92 | 22.01 | 1496(2.0%) | 0.69             |
| PISO 2 | 3.24   | .40  | 50 | .40 | -13.15 | -5.00 | 16.29 | 4.43  | 1496(2.0%) | 0.56             |
|        |        |      |    |     | 21.55  | 8.49  | -5.64 | 31.21 | 1496(2.0%) | 0.93             |

Columna F-12

| Nivel  | Hilbre | Losa | B  | H   | M1    | M2     | P      | V2    | Cantidad  | m/m <sup>2</sup> |
|--------|--------|------|----|-----|-------|--------|--------|-------|-----------|------------------|
| CUB    | 3.17   | .40  | 50 | .40 | 10.89 | 17.51  | -15.02 | 24.15 | 897(1.2%) | 0.33             |
| PISO 2 | 3.24   | .40  | 50 | .40 | -8.88 | -12.73 | 12.97  | 6.63  | 897(1.2%) | 0.64             |
|        |        |      |    |     | 3.66  | 25.81  | -27.83 | 33.91 | 897(1.2%) | 0.98             |

Columnas F-14, G-14

| Nivel  | Hilbre | Loas | B   | H   | MI     | M2    | P      | V2    | Cantidad    | m/m <sup>2</sup> |
|--------|--------|------|-----|-----|--------|-------|--------|-------|-------------|------------------|
| CLUB   | 3.17   | .40  | .50 | .40 | -22.40 | -7.26 | -42.40 | 22.15 | 1287 (2.3%) | 0.86             |
|        |        |      |     |     | 18.23  | 6.05  | -18.14 | -2.66 | 1287 (2.3%) | 0.71             |
| PISO 2 | 3.24   | .40  | .50 | .40 | 23.70  | 10.82 | -48.35 | 30.69 | 1287 (2.3%) | 0.67             |
|        |        |      |     |     |        |       |        |       | 1287 (2.3%) | 0.96             |

Columna T-14

| Nivel  | Hilbre | Loas | B   | H   | MI     | M2    | P      | V2    | Cantidad    | m/m <sup>2</sup> |
|--------|--------|------|-----|-----|--------|-------|--------|-------|-------------|------------------|
| CLUB   | 3.17   | .40  | .50 | .40 | 20.95  | 1.85  | -29.76 | 22.84 | 1086 (1.4%) | 0.99             |
|        |        |      |     |     | -16.12 | -0.40 |        |       | 1086 (1.4%) | 0.71             |
| PISO 2 | 3.24   | .40  | .50 | .40 | 16.42  | 3.26  | -57.58 | 31.85 | 1086 (1.4%) | 0.72             |
|        |        |      |     |     | 3.21   | 27.03 |        |       | 1086 (1.4%) | 1.00             |

**B-101/PISO2**

| B-0.40 H-0.40 L-2.32 |          | B-0.40 H-0.40 L-2.10 |           | B-0.40 H-0.40 L-2.26 |           |
|----------------------|----------|----------------------|-----------|----------------------|-----------|
| Mu=-0.08             | Mu=-7.52 | Mu=-23.04            | Mu=-27.47 | Mu=-16.30            | Mu=-14.98 |
| As=4.62              | As=8.32  | As=-22.62            | As=-27.05 | As=16.43             | As=14.98  |
| Mu=0.02              | Mu=0.00  | Mu=4.39              | Mu=5.32   | Mu=16.12             | Mu=15.03  |
| As=3.62              | As=3.62  | As=4.98              | As=7.90   | As=16.12             | As=15.03  |
| Vu=2.29              | Vu=14.35 | Vu=-38.15            | Vu=14.66  | Vu=13.78             | Vu=11.15  |
|                      |          |                      |           | Vu=33.98             | Vu=-38.33 |
|                      |          |                      |           |                      | Vu=29.97  |

**B-0.40 H-0.40 L-3.06**

| B-0.40 H-0.40 L-3.06 |          | B-0.40 H-0.40 L-2.80 |           |
|----------------------|----------|----------------------|-----------|
| Mu=-14.42            | Mu=-2.34 | Mu=-21.70            | Mu=-28.97 |
| As=11.56             | As=4.34  | As=19.04             | As=24.13  |
| As=9.49              | As=4.76  | As=7.41              | As=8.25   |
| Vu=-22.02            | Vu=26.46 | Vu=16.84             | Vu=1.18   |

**B-102/PISO2**

| B-0.40 H-0.40 L-2.52 |          | B-0.40 H-0.40 L-2.10 |           | B-0.40 H-0.40 L-2.26 |           |
|----------------------|----------|----------------------|-----------|----------------------|-----------|
| Mu=-0.05             | Mu=-4.02 | Mu=-15.02            | Mu=-19.39 | Mu=-3.88             | Mu=-13.50 |
| As=4.62              | As=5.31  | As=16.05             | As=14.82  | As=13.17             | As=11.21  |
| Mu=0.00              | Mu=0.00  | Mu=1.81              | Mu=14.82  | Mu=1.81              | Mu=1.37   |
| As=4.62              | As=4.62  | As=12.57             | As=4.62   | As=12.53             | As=10.31  |
| Vu=1.33              | Vu=10.80 | Vu=-33.31            | Vu=-3.13  | Vu=25.67             | Vu=27.19  |

**B-0.40 H-0.40 L-3.06**

| B-0.40 H-0.40 L-3.06 |          | B-0.40 H-0.40 L-2.80 |           |
|----------------------|----------|----------------------|-----------|
| Mu=-12.82            | Mu=-5.67 | Mu=-18.37            | Mu=-10.28 |
| As=10.64             | As=4.62  | As=16.05             | As=17.00  |
| Mu=10.93             | Mu=2.97  | Mu=9.46              | Mu=17.86  |
| As=8.93              | As=4.62  | As=7.64              | As=4.62   |
| Vu=19.86             | Vu=22.87 | Vu=11.47             | Vu=-0.79  |

**B-103/PISO2**

| B-0.40 H-0.40 L-5.85 |          | B-0.40 H-0.40 L-1.69 |          |
|----------------------|----------|----------------------|----------|
| Mu=-20.64            | Mu=-5.31 | Mu=-26.56            | Mu=-7.91 |
| As=18.47             | As=2.51  | As=22.49             | As=6.31  |
| Mu=13.30             | Mu=2.31  | Mu=8.98              | Mu=1.58  |
| As=11.08             | As=4.98  | As=7.23              | As=4.62  |
| Vu=21.19             | Vu=23.92 | Vu=6.68              | Vu=1.74  |

**B-104/PISO2**

|                             |         |                             |         |
|-----------------------------|---------|-----------------------------|---------|
| <b>B-0-40 H-0-40 L-5-85</b> |         | <b>B-0-40 H-0-40 L-1-60</b> |         |
| Mu=20.54                    | Mu=5.39 | Mu=26.64                    | Mu=6.51 |
| As=18.85                    | As=5.99 | As=29.49                    | As=7.13 |
| As=11.31                    | As=4.70 | Mu=9.59                     | Mu=1.30 |
|                             |         | As=7.73                     | As=4.62 |
| Vu=21.35                    |         | Vu=24.39                    | Vu=5.77 |
|                             |         |                             | Vu=1.30 |

**B-105/PISO2**

|                             |         |                             |         |
|-----------------------------|---------|-----------------------------|---------|
| <b>B-0-40 H-0-40 L-5-85</b> |         | <b>B-0-40 H-0-40 L-1-60</b> |         |
| Mu=20.97                    | Mu=5.43 | Mu=23.13                    | Mu=7.32 |
| As=18.83                    | As=5.67 | As=22.80                    | As=5.81 |
| Mu=14.20                    | Mu=5.43 | Mu=9.91                     | Mu=2.41 |
| As=11.93                    | As=6.06 | As=8.49                     | As=4.62 |
| Vu=23.09                    |         | Vu=26.64                    | Vu=6.40 |
|                             |         |                             | Vu=1.50 |

**B-106/PISO2**

|                             |         |                             |         |
|-----------------------------|---------|-----------------------------|---------|
| <b>B-0-40 H-0-40 L-5-85</b> |         | <b>B-0-40 H-0-40 L-1-60</b> |         |
| Mu=21.09                    | Mu=5.51 | Mu=22.55                    | Mu=8.88 |
| As=18.96                    | As=5.76 | As=23.13                    | As=7.14 |
| Mu=13.93                    | Mu=5.91 | Mu=9.38                     | Mu=1.78 |
| As=11.67                    | As=4.86 | As=8.42                     | As=4.62 |
| Vu=22.65                    |         | Vu=25.96                    | Vu=7.50 |
|                             |         |                             | Vu=1.96 |

**B-201/CUB**

|                             |         |                             |          |                             |          |
|-----------------------------|---------|-----------------------------|----------|-----------------------------|----------|
| <b>B-0-40 H-0-40 L-2-52</b> |         | <b>B-0-40 H-0-40 L-2-10</b> |          | <b>B-0-40 H-0-40 L-2-26</b> |          |
| Mu=0.07                     | Mu=7.14 | Mu=22.79                    | Mu=13.64 | Mu=8.92                     | Mu=8.54  |
| As=4.62                     | As=7.78 | As=20.90                    | As=13.31 | As=7.17                     | As=6.85  |
| Mu=0.11                     | Mu=0.00 | Mu=4.56                     | Mu=6.67  | Mu=9.01                     | Mu=7.57  |
| As=4.62                     | As=4.62 | As=4.73                     | As=5.48  | As=7.25                     | As=6.03  |
| Vu=2.06                     |         | Vu=13.45                    | Vu=24.09 | Vu=18.80                    | Vu=17.06 |
|                             |         |                             |          |                             | Vu=18.55 |

**B-0-40 H-0-40 L-3-06**

|          |         |          |          |         |         |
|----------|---------|----------|----------|---------|---------|
| Mu=8.21  | Mu=1.32 | Mu=16.58 | Mu=27.57 | Mu=7.88 | Mu=0.00 |
| As=6.57  | As=4.62 | As=14.24 | As=23.15 | As=9.26 | As=4.62 |
| Mu=6.58  | Mu=2.78 | Mu=5.51  | Mu=5.51  | Mu=0.00 | Mu=0.11 |
| As=5.20  | As=2.78 | As=5.78  | As=6.64  | As=4.62 | As=4.62 |
| Vu=13.19 |         | Vu=18.79 | Vu=16.07 |         | Vu=1.11 |

**B-202/CUB**

|                             |          |                             |           |                             |          |
|-----------------------------|----------|-----------------------------|-----------|-----------------------------|----------|
| <b>B-0-40 H-0-40 L-2-52</b> |          | <b>B-0-40 H-0-40 L-2-10</b> |           | <b>B-0-40 H-0-40 L-2-28</b> |          |
| Mu=-0.04                    | Mu=-4.68 | Mu=15.22                    | Mu=-13.92 | Mu=-4.34                    | Mu=-7.72 |
| As=5.04                     | As=5.04  | As=1.90                     | As=1.76   | As=1.50                     | As=2.57  |
| Mu=0.00                     | Mu=0.00  | Mu=0.00                     | Mu=0.00   | Mu=0.00                     | Mu=0.00  |
| As=4.62                     | As=4.62  | As=4.62                     | As=4.62   | As=4.62                     | As=4.62  |
| Vu=1.34                     | Vu=0.79  | Vu=-20.50                   | Vu=-6.82  | Vu=6.41                     | Vu=5.58  |
|                             |          |                             |           | Vu=15.55                    | Vu=16.99 |

|                             |          |                             |           |
|-----------------------------|----------|-----------------------------|-----------|
| <b>B-0-40 H-0-40 L-3-06</b> |          | <b>B-0-40 H-0-40 L-2-00</b> |           |
| Mu=-7.31                    | Mu=-2.71 | Mu=-13.56                   | Mu=-18.41 |
| As=5.81                     | As=4.62  | As=4.62                     | As=5.39   |
| Mu=6.22                     | Mu=2.71  | Mu=4.34                     | Mu=3.68   |
| As=4.90                     | As=4.62  | As=4.62                     | As=4.62   |
| Mu=12.13                    | Vu=16.03 | Vu=11.04                    | Vu=0.75   |

|                  |          |                             |          |
|------------------|----------|-----------------------------|----------|
| <b>B-203/CUB</b> |          | <b>B-0-40 H-0-40 L-1-69</b> |          |
| Mu=-15.53        | Mu=-4.50 | Mu=-22.48                   | Mu=-1.54 |
| As=8.21          | As=4.62  | As=20.53                    | As=6.00  |
| Mu=10.26         | Mu=4.50  | Mu=7.49                     | Mu=1.51  |
| As=8.61          | As=3.91  | As=3.96                     | As=4.62  |
| Vu=-16.76        | Vu=20.08 | Vu=6.37                     | Vu=1.65  |

|                  |          |                             |          |
|------------------|----------|-----------------------------|----------|
| <b>B-204/CUB</b> |          | <b>B-0-40 H-0-40 L-1-69</b> |          |
| Mu=-15.48        | Mu=-4.45 | Mu=-22.26                   | Mu=-6.21 |
| As=13.15         | As=4.45  | As=20.42                    | As=8.92  |
| Mu=10.80         | Mu=4.45  | Mu=7.42                     | Mu=1.44  |
| As=8.81          | As=3.60  | As=3.97                     | As=4.62  |
| Vu=-16.90        | Vu=20.36 | Vu=5.50                     | Vu=1.23  |

|                  |          |                             |          |
|------------------|----------|-----------------------------|----------|
| <b>B-205/CUB</b> |          | <b>B-0-40 H-0-40 L-1-69</b> |          |
| Mu=-15.68        | Mu=-4.56 | Mu=-22.79                   | Mu=-6.07 |
| As=13.35         | As=4.73  | As=20.89                    | As=8.53  |
| Mu=11.25         | Mu=4.56  | Mu=7.60                     | Mu=1.39  |
| As=9.22          | As=5.37  | As=4.05                     | As=4.62  |
| Vu=-18.08        | Vu=21.94 | Vu=6.10                     | Vu=1.42  |

**B-206/CUB**

| B-0.40 H-0.40 L-5.85   |                         |                        |                        | B-0.40 H-0.40 L-1.69  |                       |                       |                       |
|------------------------|-------------------------|------------------------|------------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|
| M <sub>1</sub> =-13.66 | M <sub>2</sub> =-4.63   | M <sub>3</sub> =-23.17 | M <sub>4</sub> =-8.45  | M <sub>5</sub> =-2.58 | M <sub>6</sub> =-0.00 | M <sub>7</sub> =-4.62 | M <sub>8</sub> =-0.00 |
| V <sub>1</sub> =10.95  | V <sub>2</sub> =-6.03   | V <sub>3</sub> =-7.21  | V <sub>4</sub> =-6.78  | V <sub>5</sub> =-4.62 | V <sub>6</sub> =-6.62 | V <sub>7</sub> =-4.62 | V <sub>8</sub> =-6.62 |
| A <sub>1</sub> =-5.75  | A <sub>2</sub> =-1.01   | A <sub>3</sub> =-28.16 | A <sub>4</sub> =-6.2   | A <sub>5</sub> =-4.62 | A <sub>6</sub> =-6.62 | A <sub>7</sub> =-4.62 | A <sub>8</sub> =-6.62 |
| V <sub>9</sub> =-17.67 | V <sub>10</sub> =-21.58 | V <sub>11</sub> =-7.14 | V <sub>12</sub> =-1.86 |                       |                       |                       |                       |

**B-107/PISO2**

| B-0.12 H=0.40 L=6.00 |          | B-0.12 H=0.40 L=1.74 |          |
|----------------------|----------|----------------------|----------|
| Mu=-3.00             | Mv=0.00  | Mu=-4.25             | Mv=-4.56 |
| Ma=0.00              | Mb=2.00  | Ma=-1.45             | Mb=1.73  |
| Md=-0.84             | Ml=-4.59 | Md=1.43              | Ml=0.00  |
| Av=2.02              | Av=-4.00 | Av=1.43              | Av=1.43  |
|                      |          | Vu=-5.05             | Vu=3.84  |
|                      |          |                      | Vu=0.00  |

**B-207/CUB**

| B-0.12 H=0.40 L=6.00 |          | B-0.12 H=0.40 L=1.74 |          |
|----------------------|----------|----------------------|----------|
| Mu=-0.00             | Mv=0.00  | Mu=-4.23             | Mv=-4.56 |
| Ma=0.20              | Mb=1.00  | Ma=1.45              | Mb=1.73  |
| Md=-0.84             | Ml=-4.59 | Md=1.43              | Ml=0.00  |
| Av=2.02              | Av=-4.00 | Av=1.43              | Av=1.43  |
|                      |          | Vu=-5.05             | Vu=3.84  |
|                      |          |                      | Vu=0.00  |

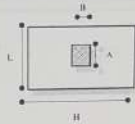
DISEÑO DE VIGUETAS

## DISEÑO DE CIMENTACIÓN

DISEÑO DE ZAPATAS CONCENTRICAS (D)

DATOS DE ENTRADA

|                 |       |                    |
|-----------------|-------|--------------------|
| $\alpha$ radian | 15.0  | Tu/m <sup>2</sup>  |
| $f_y$           | 4200  | Kg/Cm <sup>2</sup> |
| $f_c$           | 23000 | Kg/Cm <sup>2</sup> |
| $\phi$ Cortante | 0.75  |                    |
| $\phi$ Flexion  | 0.90  |                    |
| <Dimension      | 1.00  | m                  |

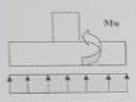


|            |   |  |
|------------|---|--|
| (C. 11-31) | $V_c = 0.17 \left( 1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_w d$       | $V_c = 0.53 \left( 1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_w d$      |
| (C. 11-32) | $V_c = 0.083 \left( \frac{\alpha d}{h_w} + 2 \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_w d$ | $V_c = 0.27 \left( \frac{\alpha d}{h_w} + 2 \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_w d$ |
| (C. 11-33) | $V_c = 0.33 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d$  | $V_c = \lambda \sqrt{f'_c} b_w d$  |

\*Condicion (C. 11-31)  
 \*Condicion (C. 11-32)  
 \*Condicion (C. 11-33)

| ZAPATA TIPO | COL | Pa (Tn) | Mta (Tn*m) | Prcad (Tn) | Mr (Tn*m) | e (m) | DIMENSIONAMIENTO |       |         |       | REVISION POR FUNZONAMIENTO |       |            |           | CORTE COMO VIGA |        |         |     |    |         |         |         |         |                       |                       |        |       |      |     |
|-------------|-----|---------|------------|------------|-----------|-------|------------------|-------|---------|-------|----------------------------|-------|------------|-----------|-----------------|--------|---------|-----|----|---------|---------|---------|---------|-----------------------|-----------------------|--------|-------|------|-----|
|             |     |         |            |            |           |       | A (m)            | B (m) | LIP (m) | A (m) | L (m)                      | H (m) | mtm (Tn/m) | mu (Tn/m) | d (Cm)          | h (Cm) | h0 (Cm) | m   | bc | Vr (Tn) | C.11-31 | C.11-32 | C.11-33 | Seccion corte (Vu/Tn) | Seccion carga (Vu/Tn) | d (cm) |       |      |     |
| 1           | 2   | 53.50   | 13.7       | 0.0        | 0.00      | 0.00  | 0.00             | 1.00  | 0.40    | 12.25 | 2.62                       | 1.70  | 1.50       | 13.50     | 13.50           | 10.0   | 18.25   | 252 | 40 | 1       | 48.20   | 10.60   | 11.14   | 14.61                 | 14.70                 | 13.72  | 14.70 | 8.20 | 15% |
| 2           | 3   | 27.20   | 18.1       | 0.0        | 0.00      | 0.00  | 0.00             | 1.00  | 0.50    | 9.41  | 19.95                      | 1.33  | 1.20       | 1.20      | 13.95           | 13.95  | 18.25   | 252 | 40 | 1       | 19.73   | 6.52    | 4.76    | 8.24                  | 4.76                  | 3.83   | 4.90  | 4.60 | 15% |
| 3           | 4   | 32.20   | 21.5       | 0.0        | 0.00      | 0.00  | 0.00             | 1.00  | 0.50    | 8.40  | 23.61                      | 1.33  | 1.30       | 1.30      | 13.97           | 13.97  | 19.05   | 400 | 1  | 24.69   | 5.68    | 3.81    | 5.81    | 4.69                  | 3.40                  | 4.69   | 3.30  | 15%  |     |
| 4           | 5   | 36.20   | 33.3       | 0.0        | 0.00      | 0.00  | 0.00             | 1.00  | 0.50    | 8.40  | 30.81                      | 2.42  | 1.40       | 1.40      | 14.50           | 14.50  | 19.81   | 400 | 1  | 27.47   | 5.74    | 10.24   | 15.40   | 4.69                  | 3.10                  | 13.10  | 13.10 | 8.20 | 15% |
| 5           | 6   | 35.50   | 50.1       | 0.0        | 0.00      | 0.00  | 0.00             | 1.00  | 0.50    | 8.40  | 35.52                      | 3.69  | 1.40       | 1.40      | 13.94           | 13.94  | 18.82   | 400 | 1  | 25.30   | 6.62    | 14.71   | 19.57   | 4.69                  | 3.10                  | 13.10  | 13.10 | 8.20 | 15% |
| 6           | 7   | 41.50   | 37.0       | 0.0        | 0.00      | 0.00  | 0.00             | 1.00  | 0.50    | 8.40  | 30.77                      | 2.05  | 1.40       | 1.40      | 13.00           | 13.00  | 18.62   | 400 | 1  | 24.56   | 7.95    | 8.33    | 18.91   | 4.69                  | 3.10                  | 13.10  | 13.10 | 8.20 | 15% |
| 7           | 11  | 43.20   | 55.5       | 0.0        | 0.00      | 0.00  | 0.00             | 1.00  | 0.50    | 8.40  | 41.51                      | 4.07  | 2.00       | 2.00      | 13.94           | 13.94  | 18.80   | 400 | 1  | 23.30   | 15.84   | 13.67   | 27.33   | 4.69                  | 3.10                  | 13.10  | 13.10 | 8.20 | 15% |

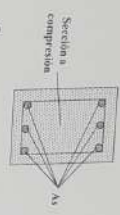
DISEÑO DE ZAPATAS CONCENTRICAS (2)



C.10.14 — Resistencia al aplastamiento  
 C.10.14.1 — La resistencia de diseño al aplastamiento del concreto no debe ser menor a  $0.85 f'_{ck} A_1$  cuando se aplica la superficie de contacto con área efectiva en todos los lados que el área efectiva del zapata. La resistencia de diseño al aplastamiento en la zona cargada con el factor de seguridad  $\phi$  no debe ser menor a:

| ZAPATA TIPO | Lx (m) | My (Tn*m)    | p      | p mín  | p diseño | REF. SENTIDO A   |                   | REF. SENTIDO B   |                   | PRESION DE CONTACTO |                           |        |          |      |                |       |       |
|-------------|--------|--------------|--------|--------|----------|------------------|-------------------|------------------|-------------------|---------------------|---------------------------|--------|----------|------|----------------|-------|-------|
|             |        |              |        |        |          | Sección en (Cm2) | Reforza sentido A | Sección en (Cm2) | Reforza sentido B | Pc (Tn)             | $\phi > 0.85 f'_{ck} A_1$ |        |          |      |                |       |       |
| 1           | 0.40   | 4.26(0.0052) | 0.0018 | 0.0035 | Traction | 0.53             | 12 # 4 18 @ 15    | 0.69             | 3.67              | 0.0051              | 0.0018                    | 0.0051 | Traction | 5.34 | 8 # 4 18 @ 15  | 32.70 | 300.4 |
| 2           | 0.4    | 1.66(0.0074) | 0.0018 | 0.0018 | Traction | 4.50             | 5 # 4 15 @ 25     | 0.55             | 1.77              | 0.0010              | 0.0018                    | 0.0018 | Traction | 4.50 | 3 # 4 18 @ 15  | 22.20 | 300.4 |
| 3           | 0.45   | 2.17(0.0018) | 0.0018 | 0.0018 | Traction | 4.50             | 6 # 4 18 @ 25     | 0.60             | 1.68              | 0.0014              | 0.0018                    | 0.0018 | Traction | 4.30 | 6 # 4 18 @ 15  | 32.20 | 300.4 |
| 4           | 0.6    | 3.88(0.0052) | 0.0018 | 0.0018 | Traction | 7.80             | 9 # 4 18 @ 20     | 0.53             | 3.26              | 0.0071              | 0.0018                    | 0.0071 | Traction | 4.91 | 7 # 4 18 @ 15  | 26.40 | 300.4 |
| 5           | 0.80   | 6.94(0.0074) | 0.0018 | 0.0018 | Traction | 7.80             | 9 # 4 18 @ 20     | 0.53             | 5.84              | 0.0070              | 0.0018                    | 0.0070 | Traction | 4.90 | 11 # 4 18 @ 15 | 32.20 | 300.4 |
| 6           | 0.55   | 3.10(0.0074) | 0.0018 | 0.0036 | Traction | 4.66             | 7 # 4 18 @ 25     | 0.50             | 2.58              | 0.0021              | 0.0018                    | 0.0021 | Traction | 3.84 | 6 # 4 18 @ 15  | 41.80 | 300.4 |
| 7           | 0.80   | 7.50(0.0074) | 0.0018 | 0.0039 | Traction | 8.93             | 11 # 4 18 @ 10    | 0.70             | 0.94              | 0.0034              | 0.0018                    | 0.0034 | Traction | 7.18 | 14 # 4 18 @ 15 | 43.20 | 300.4 |

**DISEÑO DE ZAPATA CONCENTRICAS (D)**

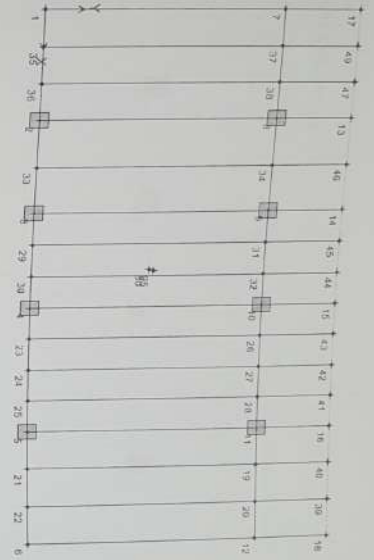


**DISEÑO DE VIGA DE CIMENTACIÓN**

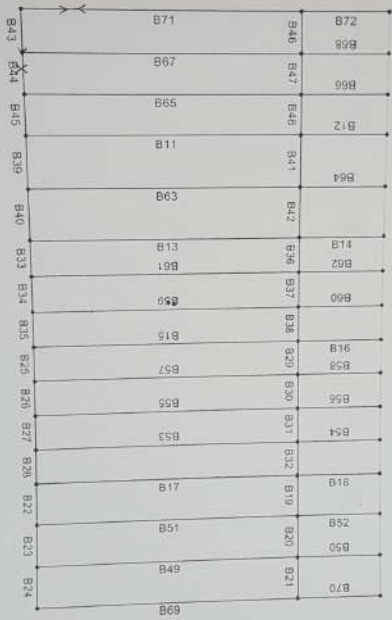
| ZAPATA | % DE       | P                  | As         | Sección            | B    | H    | C | T | As | Reforzo |
|--------|------------|--------------------|------------|--------------------|------|------|---|---|----|---------|
| TIPO   | CARGA (Tn) | (Cm <sup>2</sup> ) | compresión | (Cm <sup>2</sup> ) | (Cm) | (Cm) |   |   |    |         |
| 1      | 100%       | 5.4                | 0.89       | 191                | 40   | 40   | 0 | 0 | 4  | 4       |
| 2      | 100%       | 2.7                | 0.45       | 97                 | 40   | 40   | 0 | 0 | 4  | 4       |
| 3      | 100%       | 3.2                | 0.54       | 115                | 40   | 40   | 0 | 0 | 4  | 4       |
| 4      | 100%       | 5.0                | 0.84       | 179                | 40   | 40   | 0 | 0 | 4  | 4       |
| 5      | 100%       | 7.6                | 1.26       | 270                | 40   | 40   | 0 | 0 | 4  | 4       |
| 6      | 100%       | 4.2                | 0.70       | 150                | 40   | 40   | 0 | 0 | 4  | 4       |
| 7      | 100%       | 8.3                | 1.39       | 297                | 40   | 40   | 0 | 0 | 4  | 4       |

**DATOS DE ENTRADA DEL MODELO  
MATEMÁTICO**

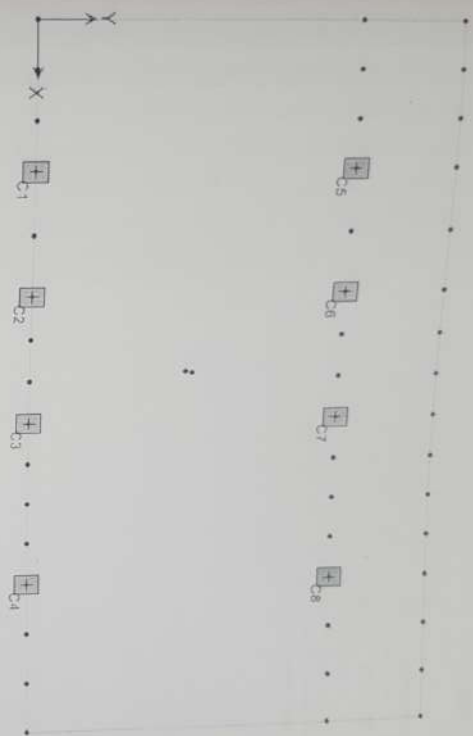
NUMERACION DE NODOS



NUMERACION DE VIGAS



NUMERACION DE COLUMNAS



# HOJA DE VIDA

**DIEGO ORLANDO RUBIO RICARDO**

C.C. 80.165.789 de Bogotá  
MATRICULA PROFESIONAL 23202 114204 CONARCA

Carrera 55 No 153-15 Torre 5 apto 1601

Teléfonos: 63544067

E mail: didueo752@hotmail.com

**PERFIL PROFESIONAL**

Profesional del Área de Ingeniería civil. Manejo eficiente de los fundamentos conceptuales del campo de las estructuras y de programas de computador afines. Excelentes relaciones interpersonales a todo nivel, facilidad de adaptación al cambio. Aprendizaje continuo, trabajo en equipo y alto sentido de compromiso y responsabilidad.

**FORMACION ACADÉMICA**

INSTITUTO TECNICO CENTRAL LA SALLE  
BACHILLER TECNICO  
MODALIDAD MOLDES Y METALURGIA  
PROMOCIÓN 1998

**FORMACION PROFESIONAL**

ESCUELA COLOMBIANA DE INGENIERIA  
MAESTRIA EN ESTRUCTURAS  
FECHA DE TERMINACION: SEPTIEMBRE DE 2012

UNIVERSIDAD DE LA SALLE  
INGENIERO CIVIL  
FECHA DE TERMINACION: MAYO DE 2004

SEMINARIO DE REFORZAMIENTO DE ESTRUCTURAS  
FECHA DE REALIZACION: MARZO 30 Y 31 DE 2005

ACI SECCIONAL COLOMBIANA  
SEMINARIO: DURABILIDAD EN ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO  
FECHA DE REALIZACION: FEBRERO 9, 10, Y 11 DE 2006

CURSO AVANZADO DE DISEÑO EN ETABS Y SAFE  
FECHA DE REALIZACION: MAYO DE 2006  
REUNION DEL CONCRETO 2008  
FECHA DE REALIZACION: SEPTIEMBRE DE 2008  
REUNION DEL CONCRETO 2010  
FECHA DE REALIZACION: SEPTIEMBRE DE 2010

#### EXPERIENCIA LABORAL

AIC LTDA-AYCARDI INGENIEROS CIVILES  
Auxiliar de Ingeniería  
Abril de 2003-mayo de 2004  
AIC LTDA-AYCARDI INGENIEROS CIVILES  
Ingeniero diseñador  
Mayo 2004 – Diciembre de 2007  
AIC S.A.-AYCARDI INGENIEROS CIVILES  
Director de Proyectos  
Enero 2008 – a Noviembre de 2009  
RH INGENIERIA ESTRUCTURAL S.A.S.  
Socio, fundador y Gerente General  
Abril 2009 – a la fecha

#### DATOS PERSONALES

FECHA DE NACIMIENTO 6 de Noviembre de 1981  
ESTADO CIVIL CASADO

REFERENCIAS PERSONALES

FEDERICO AYCARDI V.

INGENIERO CIVIL  
TEL. 315-3345286

EDUARDO OCHOA

INGENIERO CIVIL  
TEL. 3165217742

CARLOS ANDRES MONROY

INGENIERO CIVIL  
TEL. 3102040274



DIEGO ORLANDO RUBIO RICARDO  
CC 80.165.789 de Bogotá  
MP. 25202-144204 CND

REPÚBLICA DE COLOMBIA  
CONSEJO PROFESIONAL NACIONAL DE INGENIERIA  
COPIA



MATRÍCULA NO. 25.20214204CND  
INGENIERO CIVIL

FECHA: 16/12/2004

RICARDO  
DIEGO ORLANDO

C.C. 80165789

UNIVERSIDAD DE LA SALUD

*Ricardo Orlandi*  
PRESIDENTE DEL CONSEJO

# LA UNIVERSIDAD DE LA SALLE



Provincia de Bogotá  
Departamento de la Capital de Bogotá

EN ATENCIÓN A QUE

## Diego Celando Rubio Ricardo

c.c. 80'165.759 de San José de Bogotá, D.C.

HA CURSADO TODOS LOS ESTUDIOS Y CUMPLIDO LOS REQUISITOS ESTABLECIDOS POR LA UNIVERSIDAD Y LAS DISPOSICIONES LEGALES PARA OPTAR EL GRADO UNIVERSITARIO EN LA FACULTAD DE

### Ingeniería Civil

LE OTORGA

EN NOMBRE DE LA REPUBLICA DE COLOMBIA  
Y POR AUTORIZACION DEL MINISTERIO DE EDUCACION NACIONAL

EL TITULO DE **Ingeniero Civil**

EN FE DE LO CUAL FIRMANOS Y SELLAMOS ESTE DIPLOMA EN  
BOGOTÁ, D.C. A LOS **25** DIAS DEL MES DE **septiembre** AÑO DE **2004**

*[Firma]*  
*[Firma]*

Modificado: 1/10/04  
Versión del Reglamento: 1/10/04

Revisado: 1/10/04

Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garzón



Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garzón  
Ingeniería de Sistemas de Gestión y Recursos Humanos

Boleón 11

Diego Orlando Rubio Ricardo

Se le otorga el título de Ingeniero de Gestión y Recursos Humanos  
al señor DIEGO ORLANDO RUBIO RICARDO  
el día 11 del mes de septiembre de 2011  
en Bogotá, D.C.

Magíster en Ingeniería Civil

En presencia de los señores profesores

Dr. Mauricio Pineda  
Rector de Ingeniería

Dr. Andrés Ballesteros  
Director de Ingeniería

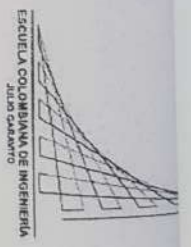
Dr. Andrés Ballesteros

Dr. Andrés Ballesteros

Dr. Andrés Ballesteros

(Firma)

(Firma)



# La Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito

con Personería Jurídica concedida por el Ministerio de Justicia según Resolución No 086 del 19 de enero de 1973

Certifica que

**Diego Orlando Rubio Ricardo**

*C.C. 80.165.789 de Santafé de Bogotá D.C.*


Cursó el programa académico de

**Maestría en Ingeniería Civil**

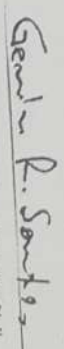
bajo la modalidad de profundización con énfasis en

**Ingeniería Estructural**

En testimonio de ello se expide el presente diploma en Bogotá, D.C., el día 11 de septiembre de 2012

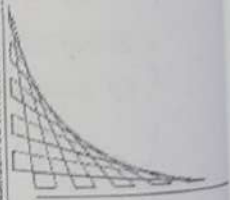
  
Rector

  
Secretario General

  
Director de la Maestría en Ingeniería Civil

ESCUELA COLOMBIANA DE INGENIERIA

BOGOTÁ



# La Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garzón

con personería jurídica reconocida por el Ministerio de Justicia, según Resolución No. 0046413 de marzo de 1973

otorgada

## Diego Orlando Rubio Ricardo

c.c. 8.453.89 de Santa Fe de Bogotá D.C.  
el día 11 de febrero de ochenta y siete

alzada de

### Magíster en Ingeniería Civil

En testimonio de ello se expide el presente diploma

*Diego Rubio*

Rector

*[Signature]*  
Secretario General

*[Signature]*  
Presidente del Consejo Superior

Acta de grado No. 2503

Boletín No. 87 11 de septiembre de 1977

Registro No. 09404

Acta de Grado No. 09

Acta No. 4599

**CERTIFICACION**

La Suscrita Ingeniera ZULMA GUALDRON GUIZA, identificada con cedula de ciudadanía No. 37.559.351 de Bucaramanga, certifica que el Ingeniero DIEGO ORLANDO RUBIO RICARDO, identificado con cedula de ciudadanía No. 80.165.789 de Bogotá, se desempeño como Ingeniero de Diseño desde el 23 de Abril de 2004 al 30 de Junio de 2005 con Contrato a Término Indefinido.

La presente se expide a solicitud del interesado a los Cuatro (04) días del mes de Octubre del año 2010.



ZULMA GUALDRON GUIZA  
DIRECTORA ADMINISTRATIVA Y FINANCIERA



### CERTIFICACION

La Suscrita Ingeniera ZULMA GUALDRON GUIZA, identificada con cedula de ciudadanía No. 37.599.351 de Bucaramanga, certifica que el Ingeniero DIEGO ORLANDO RUBIO RICARDO, identificado con cedula de ciudadanía No. 80.165.739 de Bogotá, se desempeño como Coordinador de Proyectos desde el 01 de Julio de 2005 al 30 de Abril de 2007 con Contrato a Término Indefinido.

La presente se expide a solicitud del interesado a los Cuatro (04) días del mes de Octubre del año 2010.

ZULMA GUALDRON GUIZA  
DIRECTORA ADMINISTRATIVA Y FINANCIERA





PROYECTO

EXPERIENCIA ESPECIFICA EN INGENIERIA ESTRUCTURAL

SISTEMA ESTRUCTURAL

FECHA

| PROYECTO   | SISTEMA ESTRUCTURAL         | NUMERO DE PISOS | AREA CONSTRUIDA (M <sup>2</sup> ) | CARGO              | FECHA                         |
|--|-----------------------------|-----------------|-----------------------------------|--------------------|-------------------------------|
| DISENO IGLESIA BI THESEA EN EL MONICERIO DE CARICA   | PORTICOS DE CONCRETO        | 2               |                                   | 100 INDEPENDIENTE  | 06/06                         |
| REFORZAMIENTO Y AMPLIACION SUPERFICIA DOVALD EN BOGOTA   | PORTICOS DE CONCRETO        | 3               |                                   | 900 INDEPENDIENTE  | 06/08                         |
| REFORZAMIENTO DEL CENTRO DE SALUD DE MORGEL BOYACA   | PORTICOS DE CONCRETO        | 1               |                                   | 400 INDEPENDIENTE  | 04/04                         |
| LABORATORIOS DE LA SECRETARIA DE SALUD DEL TOLIMA  | PORTICOS DE CONCRETO        | 1               |                                   | 1200 INDEPENDIENTE | 06/07                         |
| HIFAMILIAR EN CARICA   | PORTICOS DE CONCRETO        | 3               |                                   | 300 INDEPENDIENTE  | 04/07                         |
| COLEGIO SAN CARLOS   | PORTICOS DE CONCRETO        | 2               |                                   | 1100 INDEPENDIENTE | 06/07                         |
| AMPLIACION CASA SANTA BARBARA Y SALTRE   | PORTICOS DE CONCRETO        | 1               |                                   | 200 INDEPENDIENTE  | 06/07                         |
| SERVITICA CALLE 19   | ESTRUCTURA METALICA         | 2               |                                   | 500 INDEPENDIENTE  | 06/07                         |
| IGLESIA SORO   | PORTICOS DE CONCRETO        | 2               |                                   | 200 INDEPENDIENTE  | 06/07                         |
| EDIFICIO PORTAL DEL PARQUE   | PORTICOS DE CONCRETO        | 1-1 SOTANO      |                                   | 1100 INDEPENDIENTE | 06/07                         |
| ESTUDIO DE VULNERABILIDAD SISMICA Y REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL COLEGIO RAMON SIMON              | PORTICOS DE CONCRETO        | 2               |                                   | 1400 INDEPENDIENTE | 06/07                         |
| REFORZAMIENTO DEL CENTRO DE SALUD DE MICHIGUO BOYACA   | PORTICOS DE CONCRETO        | 1               |                                   | 400 INDEPENDIENTE  | 06/07                         |
| LOCALS COMERCIALES ALAMOS  | PORTICOS DE CONCRETO        | 1               |                                   | 200 INDEPENDIENTE  | 06/07                         |
| ESTACION DE SERVICIO NUEVA ESTRELLA  | MUROS DE MAQUETEA CONCRETA  | 1               |                                   | 200 INDEPENDIENTE  | 06/07                         |
| SUPERVISION TECNICA A LA CONSTRUCCION DE LOS LABORATORIOS DE LA SECRETARIA DE SALUD DEL TOLIMA | PORTICOS DE CONCRETO        | 2               |                                   | 2200 INDEPENDIENTE | FEBRERO 2007 A DICIEMBRE 2007 |
| AMPLIACION Y MODIFICACION DE LA ESTACION DE SERVICIO TEXACO 7                                  | PORTICOS DE CONCRETO        | 2               |                                   | 500 INDEPENDIENTE  | 06/08                         |
| HOSPITAL NIVEL 1 DE LA SUPERINTENDENCIA DE OPERACIONES DE CONTROL EN QUITO PICHINACHO          | PORTICOS DE CONCRETO        | 2               |                                   | 1200 INDEPENDIENTE | 04/08                         |
| CLINICA RAMON ALFARADO   | PORTICOS DE CONCRETO        | 3               |                                   | 800 INDEPENDIENTE  | 04/08                         |
| CLINICA RAMON I AGUIRRE  | PORTICOS DE CONCRETO        | 1               |                                   | 500 INDEPENDIENTE  | 06/07                         |
| CENTRAL DE CIUDADOS INTENSIVOS DEL HOSPITAL DEL ESPINAL  | PORTICOS DE CONCRETO        | 1               |                                   | 500 INDEPENDIENTE  | 06/08                         |
| TRINCA CABALOS RIEZ  | MUROS DE MAQUETEA REFORZADA | 1               |                                   | INDEPENDIENTE      | 06/08                         |
| PLACAS DE APOYO EQUIPOS CLINICA TULUA  | PORTICOS DE CONCRETO        | 1               |                                   | 1200 INDEPENDIENTE | 06/08                         |
| CENTRO COMERCIAL ALAMOS  | MUROS DE MAQUETEA           | 3               |                                   | 1200 INDEPENDIENTE | 06/08                         |
| ESTUDIO DE VULNERABILIDAD HOTEL EUROPA   | PORTICOS DE CONCRETO        | 3               |                                   | 1200 INDEPENDIENTE | NOVIEMBRE 2008 A FEBRERO 2009 |
| SUPERVISION TECNICA A LA CONSTRUCCION DE LA CLINICA ROMULO II                                  | MUROS DE CONCRETO           | 1               |                                   | 1000 INDEPENDIENTE | 06/08                         |
| TANQUE ACUEDUCTO MUNICIPIO DE MANOQUITA  | MUROS DE CONCRETO           | 1               |                                   | 200 INDEPENDIENTE  | 06/08                         |
| CENTRO ORTODONCOLOGICO DEL TOLIMA  | PORTICOS DE CONCRETO        | 3               |                                   | 2200 INDEPENDIENTE | NOVIEMBRE 2008 A FEBRERO 2009 |
| CLINICA RAMON MEDIELIN   | PORTICOS DE CONCRETO        | 1 (1 SOTANO)    |                                   | 1200 INDEPENDIENTE | 06/08                         |
| HOSPITAL SAN RAMON BELLAER TULUA   | PORTICOS DE CONCRETO        | 4               |                                   | 1400 INDEPENDIENTE | NOVIEMBRE 2008 A FEBRERO 2009 |
| FAACULTAD DE ECONOMIA DE LA UNIVERSIDAD SOCIOCOMUNAL   | PORTICOS DE CONCRETO        | 3               |                                   | 500 INDEPENDIENTE  | 06/08                         |
| REFORZAMIENTO FERRETO CALLE 77   | PORTICOS DE CONCRETO        | 2               |                                   | 1000 INDEPENDIENTE | 06/08                         |
| AMPLIACION CASA CRISTIANO RESTRIBO   | MUROS DE CONCRETO           | 1               |                                   | 1000 INDEPENDIENTE | 06/08                         |
| TANQUE ACUEDUCTO MUNICIPIO DE BOGOTAS  | PORTICOS DE CONCRETO        | 1               |                                   | 1000 INDEPENDIENTE | 06/08                         |
| HOSPITAL DEL CAMARON DE APURACA  | ESTRUCTURA METALICA         | 2               |                                   | 1200 INDEPENDIENTE | 06/08                         |
| ALBORNILLO BIENITO SALAS DE LA CIUDAD DE NIPIVA  | PORTICOS DE CONCRETO        | 1               |                                   | 200 INDEPENDIENTE  | 06/08                         |
| CLIMATIZACION TANQUE EL GUILARDO   | PORTICOS DE CONCRETO        | 1               |                                   | 200 INDEPENDIENTE  | 06/08                         |
| CENTRAL DE OBSTETRICA HOSPITAL SAN FALCADA TOLIMA  | MUROS DE CONCRETO           | 1               |                                   | 500 INDEPENDIENTE  | 06/08                         |
| TANQUE ACUEDUCTO MUNICIPIO DE SAN GEMO TOLIMA  | PORTICOS DE CONCRETO        | 4               |                                   | 600 INDEPENDIENTE  | 06/08                         |
| TANQUE ACUEDUCTO EL GLIADO TOLIMA  | PORTICOS DE CONCRETO        | 3               |                                   | 1000 INDEPENDIENTE | 06/08                         |
| COLEGIO GIMNASIO MODESTO SANTA MONSERRATA  | PORTICOS DE CONCRETO        | 1               |                                   | 100 INDEPENDIENTE  | 06/08                         |
| MURO DE CONTENCION VIA JUNTAS VILLA RESTRIBO   | MUROS DE CONCRETO           | 1               |                                   | 600 INDEPENDIENTE  | 06/08                         |
| TANQUE ACUEDUCTO EL GLIADO TOLIMA  | ESTRUCTURA METALICA         | 4               |                                   | 600 INDEPENDIENTE  | 06/08                         |