

**REPÚBLICA DE COLOMBIA**

**COLPATRIA S.A.**

**ADMINISTRADORA DE RIESGOS PROFESIONALES**



**INFORME FINAL**

**DIAGNÓSTICO DE LA ESTRUCTURA DEL EDIFICIO INCORA UBICADO EN LA AVENIDA  
EL DORADO - C.A.N. Y PLANTEAMIENTO DE RECOMENDACIONES**



**SANTAFE DE BOGOTÁ D.C., AGOSTO DEL 2000.**

**DOCUMENTO  
DIGITALIZADO**

## 1.0 GENERALIDADES

---

El edificio del Incora – CAN, se empezó a construir en el gobierno del General Gustavo Rojas Pinilla en el año de 1958.

El diseño estructural estuvo a cargo del Ingeniero Doménico Parma, y la firma constructora encargada de realizar la obra fue Cuéllar – Serrano – Gómez, la edificación tiene una fachada, la cual tiene 126.00 metros de longitud, con un ancho de 14.00 metros presentando una geometría demasiado rectangular por lo tanto la estructura pierde rigidez en el sentido oriente - occidente.

En su diseño y construcción inicial la estructura presentaba cinco niveles, pero años después se construyó un sexto piso, armado con mampostería estructural.

El sistema de cimentación utilizado fue de cimentación compensada, este se detectó en cajón monolítico (sótano) de 1.50 metros aproximadamente de altura.

En el primer nivel se presentan las columnas circulares, pero a partir del segundo nivel hasta el quinto las columnas cambian su forma geométrica, a excepción de las columnas localizadas en el costado sur de la edificación las cuales conservan su geometría circular hasta el sexto nivel, de la misma forma pasa con el pórtico No. 10 donde se conserva la columna circular cerca de las escaleras de acceso.

### **Superestructura.**

Su sistema estructural es de tipo convencional, conformado por pórticos de concreto reforzado.

Las luces del edificio son de 7.00 metros, en total se presentan 19 pórticos en el sentido norte – sur y 3 pórticos en el sentido oriente - occidente, las placas son aligeradas en una dirección ( oriente – occidente) y muros divisorios de mampostería.

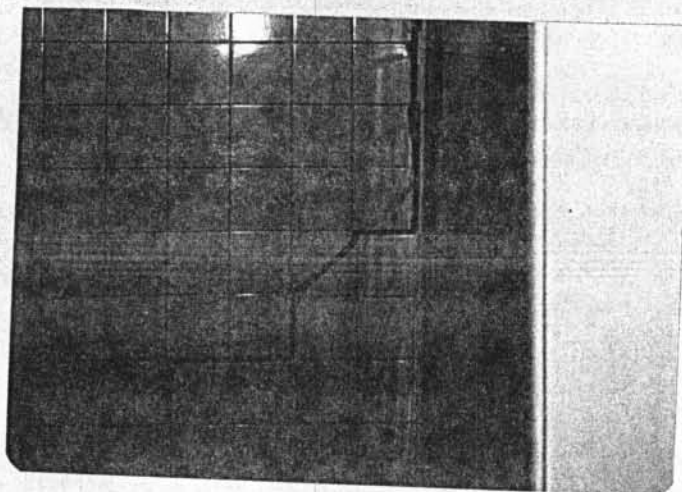
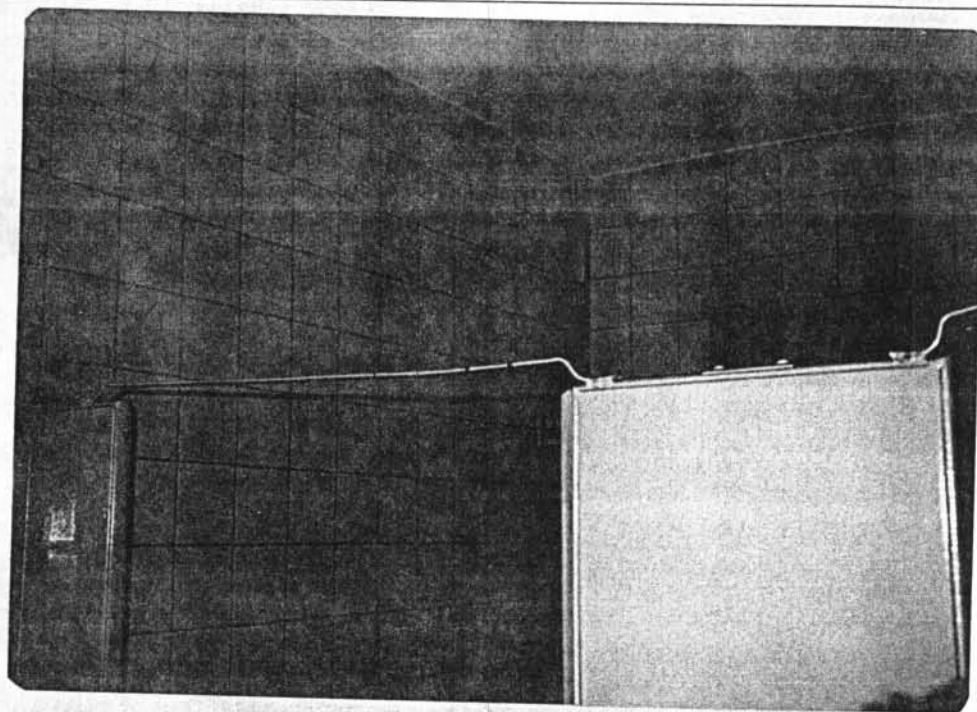
La estructura está dividida por juntas de construcción en tres bloques. La separación entre ejes de columnas tanto en sentido longitudinal como transversal es de 7.00 metros, las cargas varían entre 80.00 toneladas y el peso total del edificio es de 10.250 toneladas.

#### **Infraestructura.**

Las cargas generadas por la estructura son transmitidas al suelo de fundación por medio de una cimentación superficial, conformada por zapatas aisladas de sección cuadrada en los vértices del edificio con un ancho de 2.80 metros y de forma hexagonal de un ancho máximo de 6.00 metros en el resto de los apoyos.

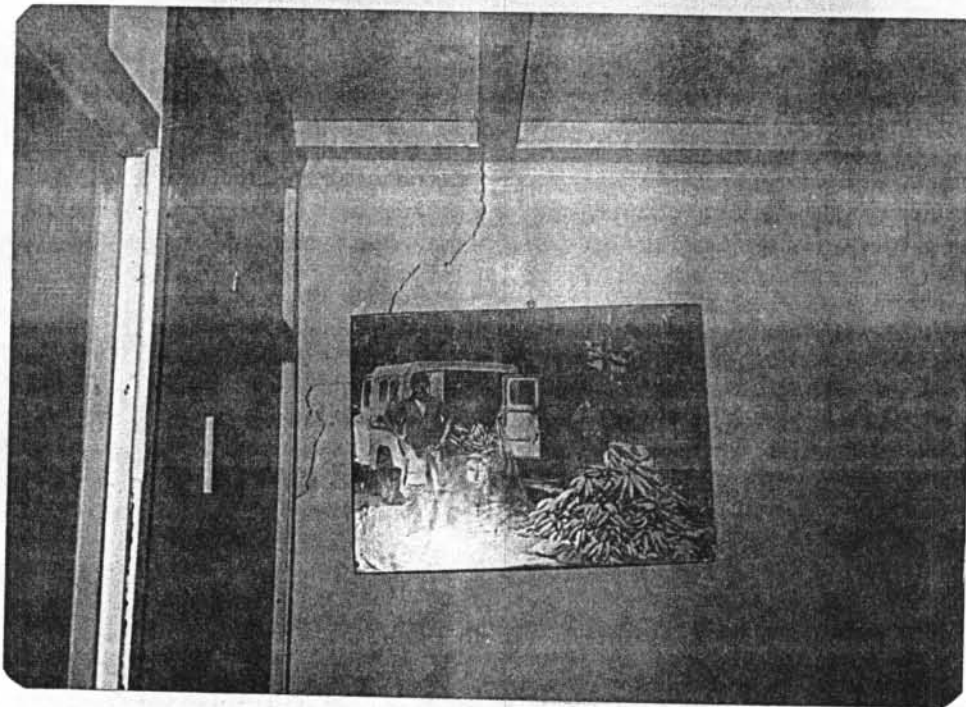
La profundidad de cimientos es de 2.0 metros con respecto a la superficie actual del terreno.

## ESTADO ACTUAL



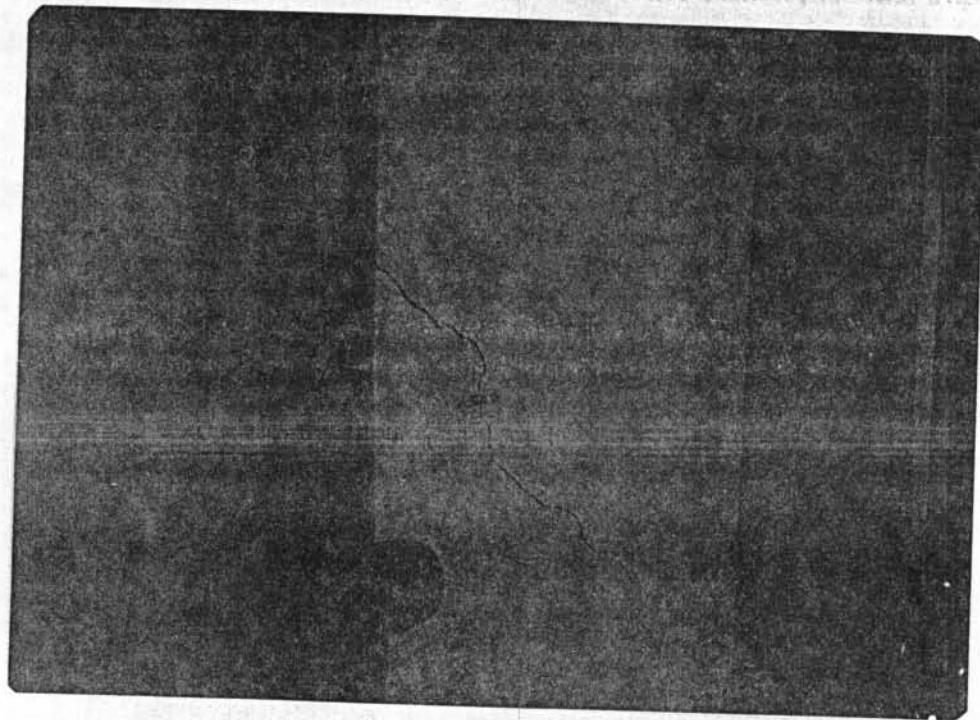
Fotografía No.1 y No.2

Debido a los asentamientos diferenciales que se presentaron en el primer módulo de la edificación, el edificio basculó en sentido transversal produciendo estas grietas en el primer piso, es de aclarar que los muros son el mampostería.



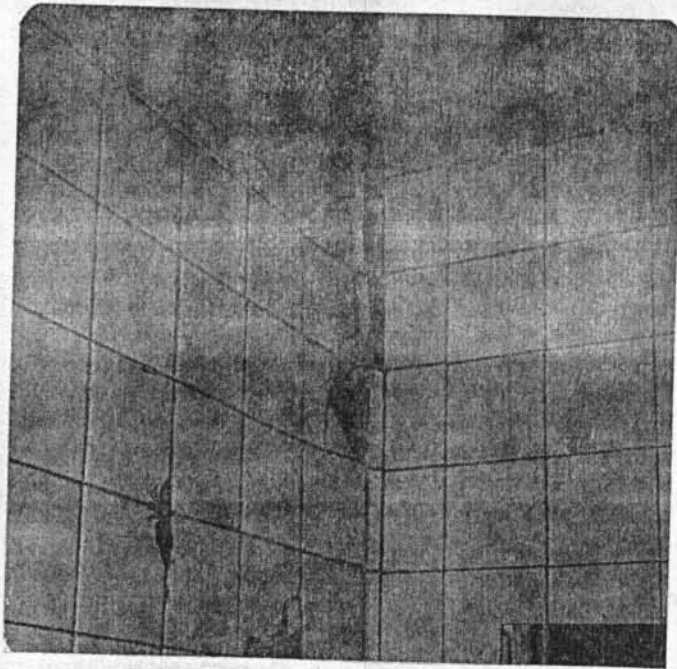
Fotografía No. 5

Se observa falla por corte sobre los muros en el primer nivel del edificio, debido a los asentamientos diferenciales.



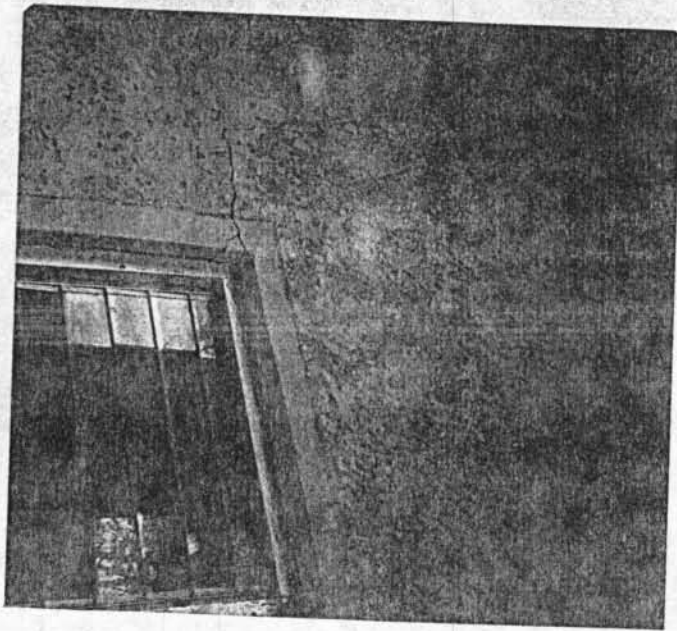
Fotografía No 3 y No. 4

Se observa falla por corte sobre los muros en el primer nivel del edificio, debido a los asentamientos diferenciales.



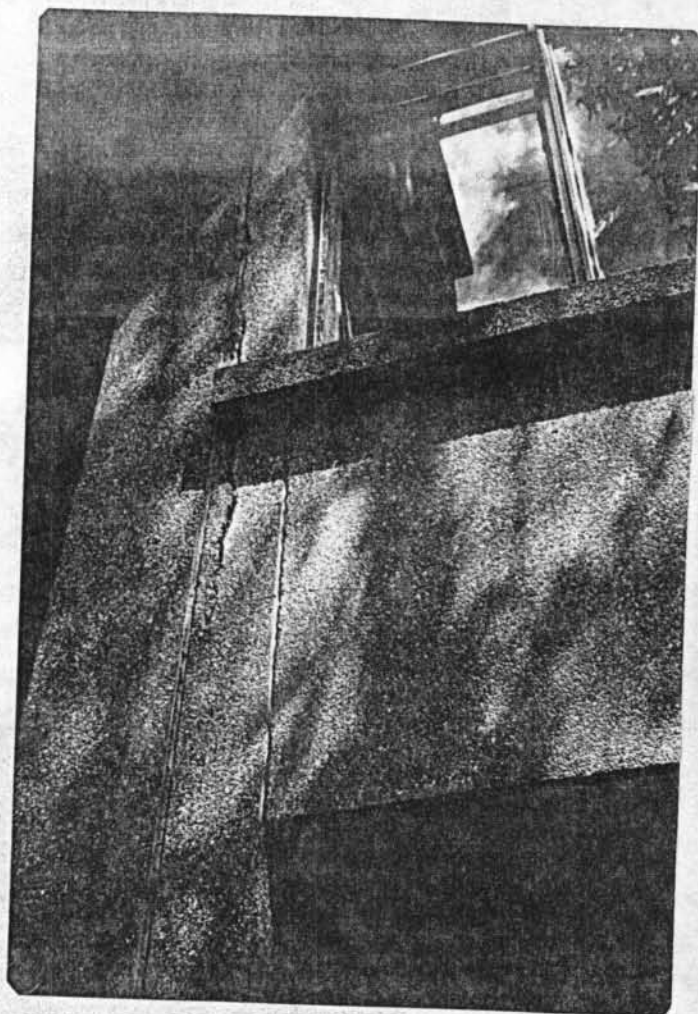
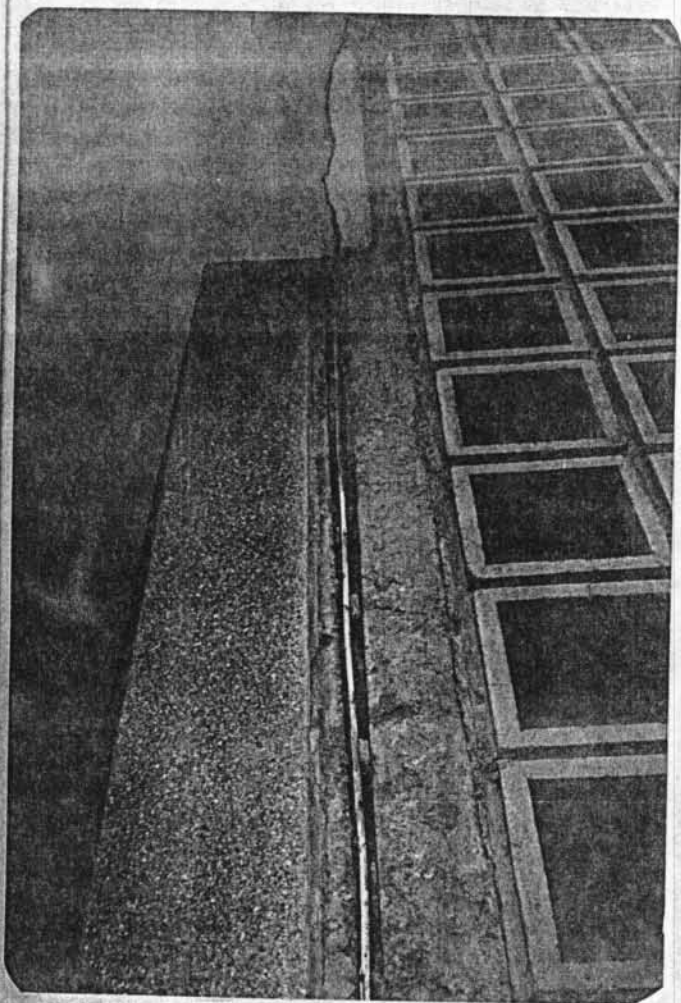
Fotografía No. 5

Las fisuras afectan directamente a los acabados del edificio, lo cual implica que antes de hacerle mantenimiento al edificio, es necesario solucionar su problema de cimentación, ya que las fisuras siempre estarán a la vista.



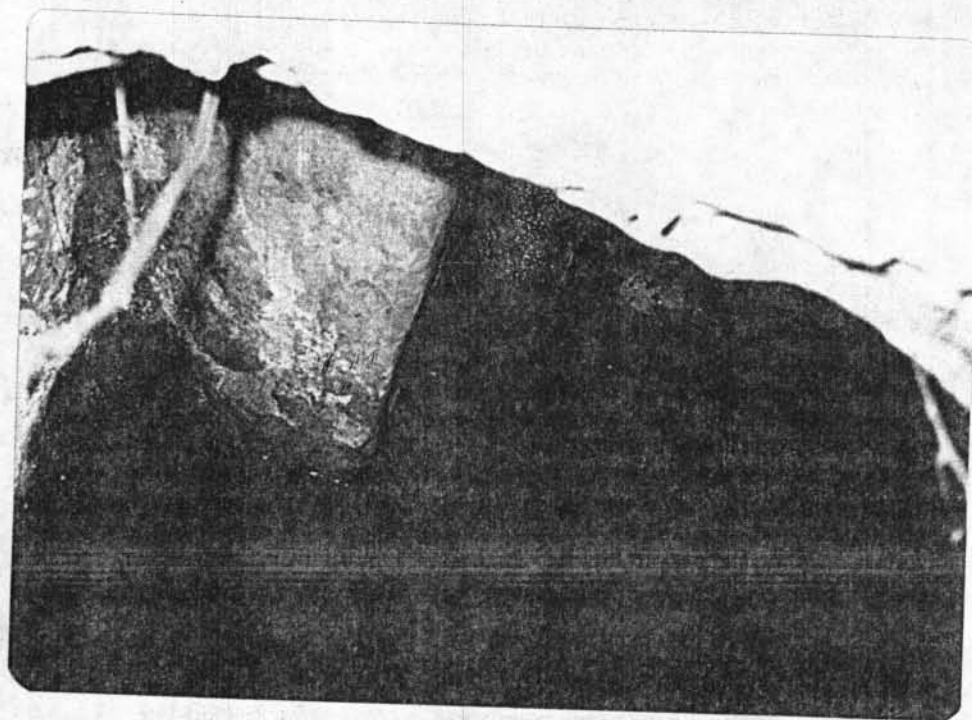
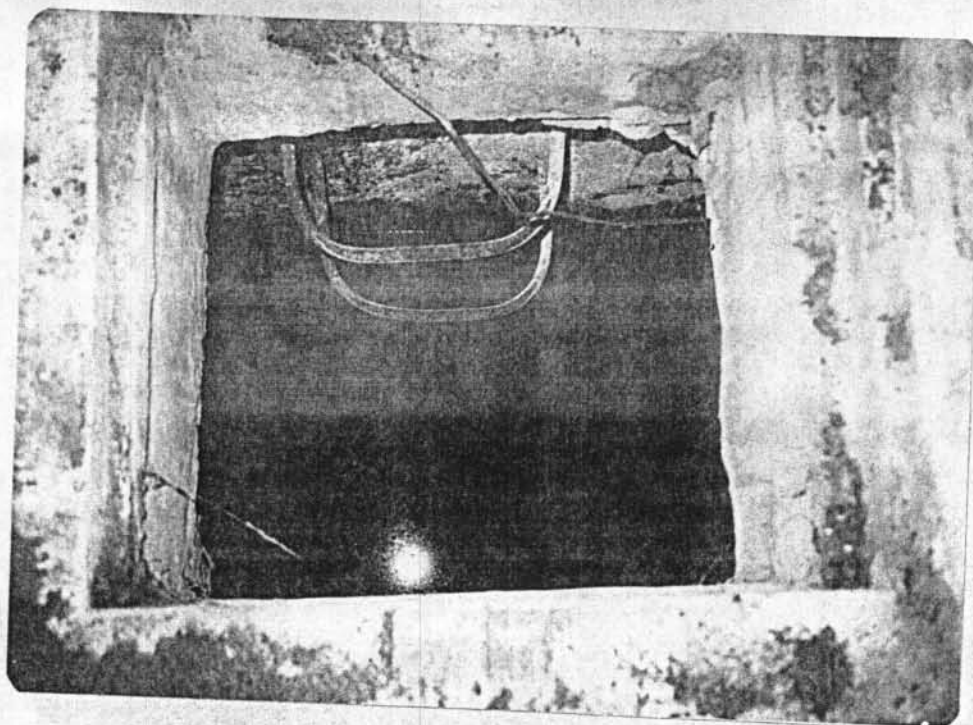
Fotografía No 6

Falla por corte en los antepechos de las fachada principal de la edificación.



Fotografía No. 7 y No.8

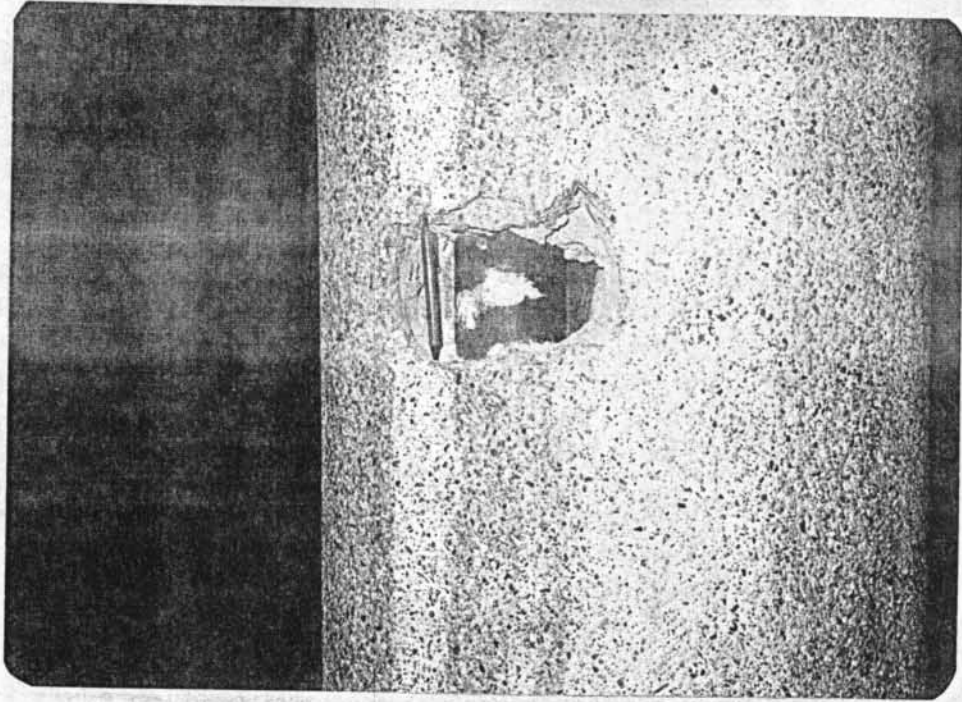
Debido a que la capacidad portante del suelo es menor al esfuerzo de trabajo de la estructura, se presenta los asentamientos diferenciales , que a su vez afectan la deriva del edificio.



Fotografía No. 9 y No.10

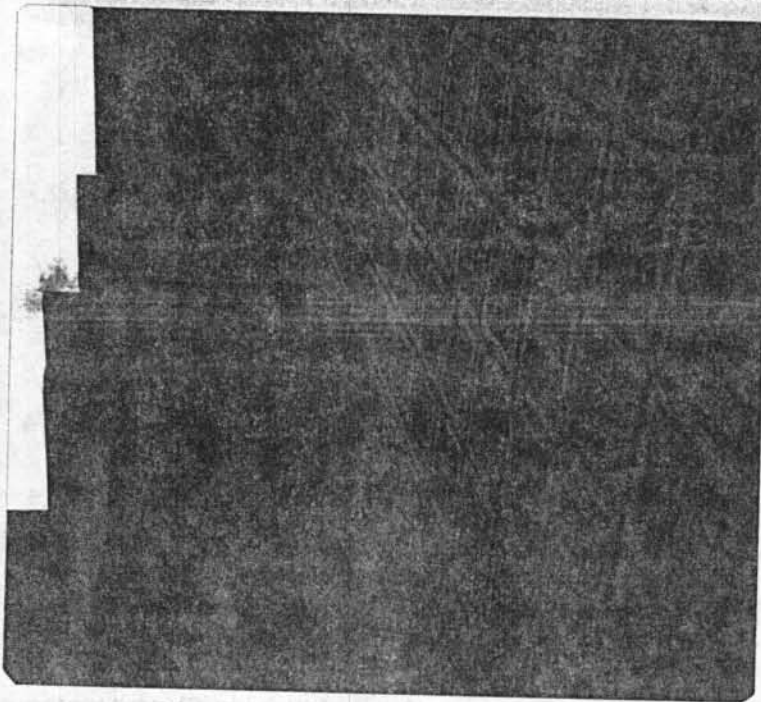
En el semisótano del edificio, se presenta un nivel de agua constante, el cual está afectando la cimentación del edificio y produciendo desgaste del área de las columnas, dejando al descubierto posibles fallas graves en un eventual sismo.





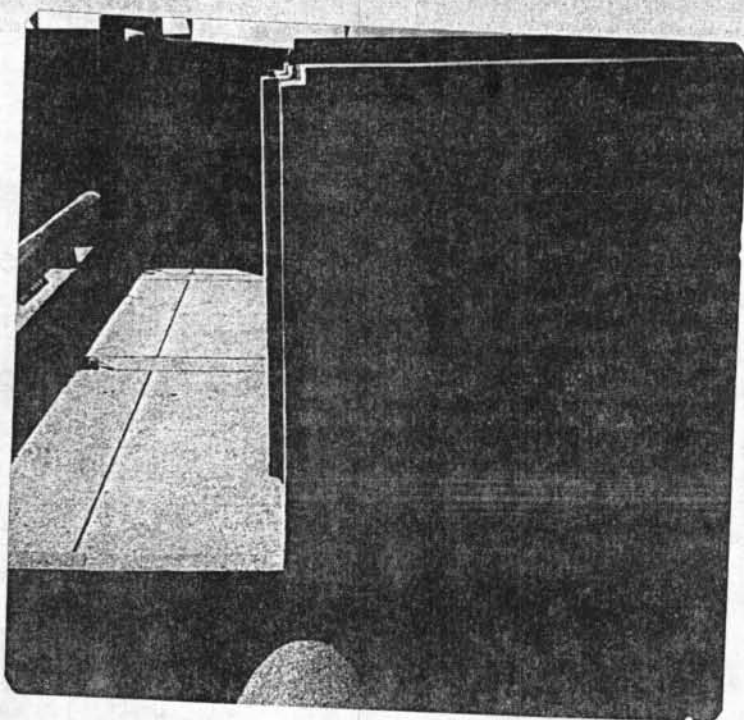
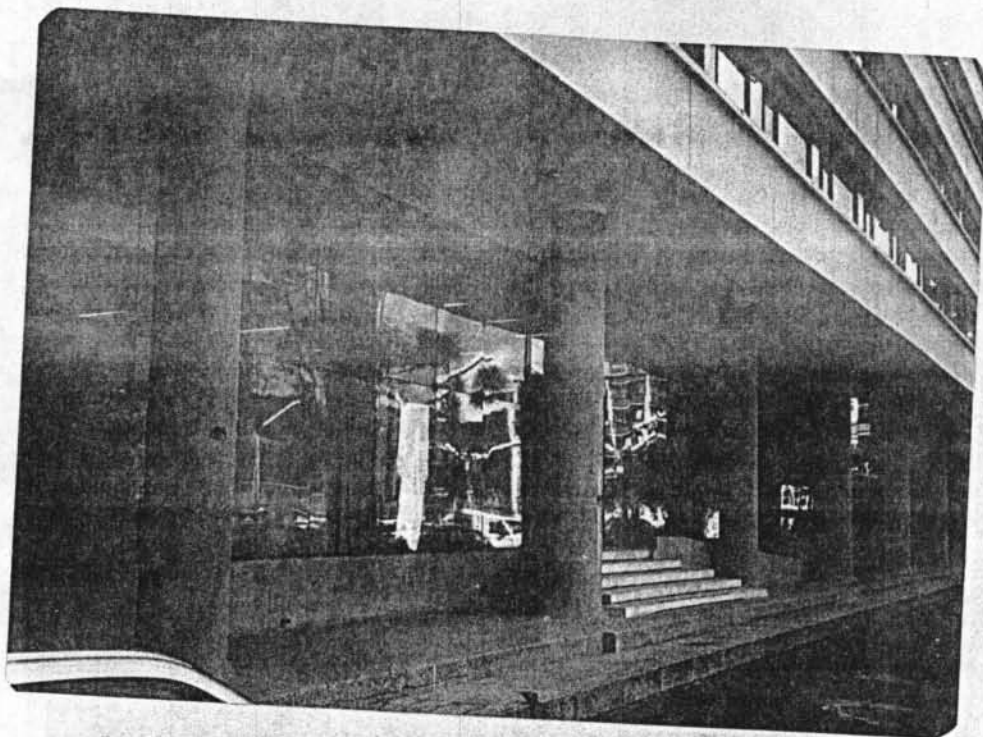
Fotografía No.11

Se observa que por el interior de las columnas de la fachad principal (pórtico No1), vienen los ductos de aguas lluvias, lo que le resta área efectiva a la mismas.



Fotografía No.12

Adicional a los problemas de asentamientos diferenciales , se presentan problemas de humedad que afectan el terminado de las fachadas, dando una imagen de deterioro y de peligro al personal que transita por este lugar.



Fotografía No. 13 y No. 14  
Costado sur de la estructura (3 módulo), aquí se presenta el mayor asentamiento de la edificación, el cual basculó en el sentido sur - oriental.



Fotografía No. 15

Se observa Que los drenajes de la cubierta del edificio , descargan al nivel No. 5 en el cual existen unas rejillas que toman el agua lluvia y la conducen hacia el alcantarillado, a través de los ductos embebidos en las columnas de la fachada principal.

## INVESTIGACIÓN ESTRUCTURAL Y GEOTÉCNICA DE LA EDIFICACIÓN

---

### 3.1 NIVELACIÓN TOPOGRÁFICA

Para La nivelación de los asentamientos diferenciales reales que ha sufrido la edificación a través del tiempo, se llevó a cabo una primera nivelación topográfica de su frente exterior. Esta nivelación se realizó tomando como referencia la parte inferior de las columnas, pero debido a los daños presentados en los andenes del edificio del Incora, no se pudo obtener una nivelación confiable de la edificación.

Por tal razón en el momento de realizar el estudio se debe llevar acabo un segundo levantamiento topográfico, en donde se nivele la parte inferior de la placa del segundo piso en su contorno exterior, la cual indica de manera real los asentamientos diferenciales que se han generado.

Así mismo, con el fin de poder efectuar un control periódico de los asentamientos durante los trabajos de reparación de los edificios y chequeos posteriores a la reparación, por tal razón se deben instalar puntos de referencia permanentes fijados a las placas y se deben materializar BMs de referencia en el exterior de la construcción.

Entonces el costado sur presenta un asentamiento diferencial de 0.18 metros con respecto al costado norte, recalcando que dicho asentamiento es relativo debido a lo explicado anteriormente.

En el sentido transversal de la edificación no se diseñaron originalmente elementos estructurales que se encarguen de absorber las fuerzas originadas por un sismo, debido a que no existía la NSR -98.

Las grietas son originadas por las siguientes causas:

- Asentamientos diferenciales ( en sentido longitudinal y transversal) entre los vértices del edificio y entre los bloques extremos y centrales que conforman la estructura.

- Estos asentamientos diferenciales se han generado principalmente por la deficiencia de la cimentación existente debido a que la capacidad portante del suelo de fundación ( $7.2 \text{ t/m}^2$ ) es menor que el esfuerzo de trabajo al cual está sometido ( $8.7 \text{ t/m}^2$ ).

Por esta razón, es necesario recimentar la edificación con el propósito de producir un alivio de esfuerzos a la cimentación actual.

### 3.2 EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO Y REVISIÓN DE LA CIMENTACIÓN

Para determinar las características y las propiedades geotécnicas del subsuelo e inspeccionar el tipo de cimentación de la edificación, se realizaron dos (2) sondeos con equipo manual hasta una profundidad máxima de 10.0 metros .

Estas exploraciones se realizaron en la zona exterior de la estructura , hacia el costado sur, en la zona verde entre el Ministerio de transporte y el edificio en estudio.

En las dos perforaciones y a través de la longitud explorada, se llevó a cabo un registro continuo y un muestreo detallado de los suelos obtenidos, recuperándose principalmente muestras inalteradas con el tubo de pared delgada o tubo shelby, debido a la presencia en su gran mayoría de suelos con características cohesivas de consistencia blanda a medianamente firme.

#### 3.2.1 Ensayos de laboratorio

Las muestras obtenidas se verificaron visualmente y se realizó una descripción detallada de cada una de ellas; sobre una cantidad representativa de los suelos encontrados hasta la profundidad de 10.0 metros, se realizaron las pruebas de laboratorio requeridas para clasificar y determinar las propiedades In – situ.

A continuación se relacionan los ensayos de laboratorios realizados:

##### 1. Clasificación:

- Lavado sobre el tamiz No. 200
- Límite líquido (LL)
- Límite plástico (LP).

## 2. Propiedades "In situ" :

- Humedad natural (wn)
- Peso unitario total
- Contenido de materia orgánica.

### 3.2.2 Estratigrafía

#### - Estrato No. 1.

Desde la superficie actual del terreno y hasta una profundidad promedio de 1.0 m, se encontró un relleno conformado por desechos de construcción y gravas de grano grueso a fino en matriz arcillosa.

#### - Estrato No. 2.

A continuación del relleno se encontró un limo orgánico carmelito a negro, oxidado y con raíces. Este suelo se presentó hasta una profundidad aproximada de 1.8 m.

#### - Estrato No.3

Entre los 1.8m y los 10.0 m de profundidad se encontró un estrato predominantemente arcilloso, con colores gris habano o carmelita, de consistencia medianamente firme y plasticidad alta.

### 3.2.3 Propiedades geotécnicas del subsuelo.

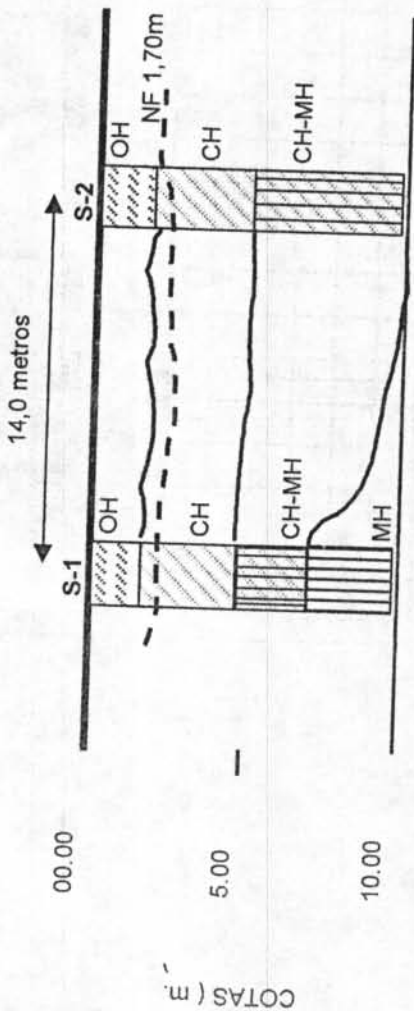
En el cuadro No. 01 , se resume los intervalos de variación de las propiedades geotécnicas del estrato No. 3 , por ser éste el suelo afectado por las cargas transmitidas a la cimentación.

Cuadro No. 1 Edificio del Incora

Prof. (m)	LL (%)	IP (%)	Clasif. (U.S.C)	W (%)	Peso Unitario	Contenido Materia orgánica
1.8 - 10.0	66	36	CH,(CH- MH)	56 - 114	1.4 - 1.6	2.8 - 5.0

### 3.2.3 Aspectos sísmicos del suelo.

Como resultado de los trabajos de investigación del subsuelo y de acuerdo con lo establecido en la Norma Sismo Resistente del 1998, se pudo determinar que el perfil del subsuelo corresponde al tipo S-3, al cual, y para tener en cuenta los efectos sísmicos locales, le corresponde un coeficiente de sitio (S) igual a 1.5. La zona donde se encuentra la estructura presenta un riesgo sísmico intermedio.



**CONVENCIONES**

- OH Limo orgánico
- CH Arcilla de plasticidad alta
- MH Limo arcilloso de compresibilidad alta
- CH - MH Arcilla limosa de plasticidad alta

**APOC LIMITADA**  
Ingenieros consultores

**COLPATRIA S.A**  
**ARP COLPATRIA**  
**DIAGNÓSTICO ESTRUCTURAL DEL**  
**EDIFICIO INCORA - CAN**

**PERFIL ESTRATIGRÁFICO**

**FECHA:**  
**AGOSTO DE 2000**





INVESTIGACIONES DEL SUBSUELO

TRABAJO No. 1 SONDEO No. 1  
 NOMBRE EDIFICIO INCORA - CAN AGOSTO DE 2000.

PROF (m) CLAS. USC DESCRIPCIÓN

MUESTRA

LIMITES Y HUMEDAD NATURAL

PESO UNITARIO T/m<sup>3</sup>

PROF (m)	CLAS. USC	DESCRIPCIÓN	MUESTRA	LIMITES Y HUMEDAD NATURAL	PESO UNITARIO T/m <sup>3</sup>
				0 40 80 120 160 1 1,2 1,4 1,6 1,8 2	
1		Relleno conformado por desechos de construcción y gravas gruesas.			
2	OH	Limo orgánico carnello y negro con raíces			
3	CH - MH	Arcilla limosa habana y gris con vetas amarillas y oxidadas de consistencia medianamente firme y plasticidad alta			
4					
5					
6		Arcilla gris y rosada, de consistencia medianamente firme y plasticidad alta			
7	CH				
8					
9		Idem, orgánica con vetas azules			
10		Fin del sondeo a 10,0 metros			

N.F



APOC LIMITADA, Ingenieros consultores

TABLA DE RESUMEN DE RESULTADOS

FECHA: SEPTIEMBRE / 00

EDIFICIO INCORA -CAN

TABLA:

SONDEO No.	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
MUESTRA No	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10						
DESCRIPCIÓN	Limo orgánico carmelito y negro con raíces	Arcilla limo habana y gris con vetas amarillas y oxidadas	Idem, Gris carmelita	Idem	Arcilla gris rosada, medianamen. firme	Idem	Idem	Idem	Idem Orgánica con vetas azules	Idem						
PROFUNDIDAD (m)	1,2-1,7	2,0-2,7	3,0-3,4	3,5-4,0	4,0-4,7	5,0-5,7	6,0-6,7	7,0-7,8	8,0-8,8	9,0-10,0						
HUMEDAD NATURAL, w, (%)	60,3	56,8	75,9	68,1	96,2	111,2	104,1	113,8	96	82,4						
LÍMITE LÍQUIDO, W <sub>L</sub> , (%)		66														
ÍNDICE DE PLASTICIDAD, Ip, (%)		36														
CONTENIDO MATERIA ORGÁNICA (%)	9,4		2,8													
CLASIFICACIÓN USC		CH-MH														
ESPESOR UNITARIO (T / m <sup>3</sup> )		1,61						CH								

000019



APOC LIMITADA, Ingenieros consultores  
TABLA DE RESUMEN DE RESULTADOS

FECHA: SEPTIEMBRE / 00

TABLA:

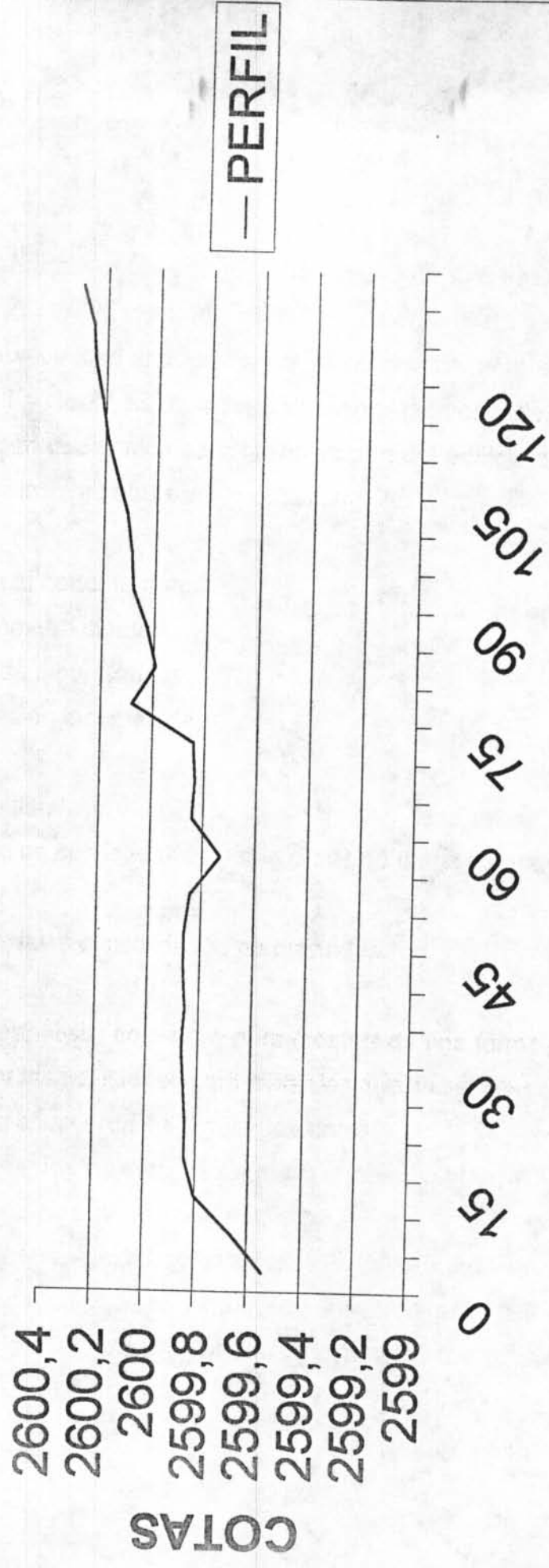
EDIFICIO INCORA -CAN

SONDEO No.	MUESTRA No	2	11	2	12
DESCRIPCIÓN	Arcilla limosa rosada y gris medianament firme		Idem		
PROFUNDIDAD (m)	7,0-7,7		8,0-8,8		
HUMEDAD NATURAL, w, (%)	80,3		104,4		
LÍMITE LÍQUIDO, W <sub>L</sub> , (%)					
ÍNDICE DE PLASTICIDAD, Ip, (%)					
CONTENIDO MATERIA ORGÁNICA (%)					
CLASIFICACIÓN USC					
PESO UNITARIO (T / m <sup>3</sup> )					

INCORA - CAN - BOGOTÁ  
 AGOSTO 23 DE 2000  
 PERFIL LONGITUDINAL FACHADA EDIFICIO INCORA  
 ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES

Δ	V+ (atrás)	V inter (-)	V adel (-)	altura aparato	COTA	OBSERVACIONES
BM	1,41			2601,41	2600	
K0+000		1,87			2599,54	
5		1,75			2599,66	
10		1,615			2599,8	
15		1,573			2599,84	
20		1,57			2599,84	
25		1,557			2599,85	
30		0,552			2599,86	
35		1,557			2599,85	
40		1,552			2599,86	
45		1,552			2599,86	
50		1,57			2599,84	
55		1,68			2599,73	Rampa de acceso , equipos de alta tensión
60		1,57			2599,84	
65		1,58			2599,83	
70		1,575			2599,84	
75		1,332			260,078	
80		1,425			2599,99	
85		1,385			2600,025	
90		1,33			2600,08	
95		1,32			2600,09	
100		1,3			2600,11	
105		1,26			2600,15	
110		1,22			2600,19	
115		1,2			2600,21	
120		1,17			2600,24	
125		1,16			2600,25	CHEQUEO:
K0+127,80			1,12		2600,29	2600,29-2600,00 = 0,29
						1,41 - 1,12 = 0,29
						O.K

# NIVELACIÓN PERFIL LONGITUDINAL



ABSCISAS

- PERFIL

COTAS

## ANÁLISIS DE ESTABILIDAD Y DEFORMACIÓN

Como el alcance de este informe es a manera de diagnóstico, algunos datos para la realización de este análisis son aproximados, pero basados en estudios reales en suelos con una estratigrafía semejante a la encontrada en los sondeos No. 1 y No.2. Es de aclarar que en el momento de realizar el estudio de la evaluación geotécnica para la reparación del edificio del Incora CAN, se deben realizar los siguientes ensayos adicionales :

### 1. Resistencia al corte no drenado:

- Penetrómetro manual.
- Veleta de laboratorio.
- Compresión inconfiada.

### 2. Comprensibilidad:

- Ensayos de consolidación y dos ciclos de carga y descarga.

### 3. Ensayos triaxiales consolidados no drenados.

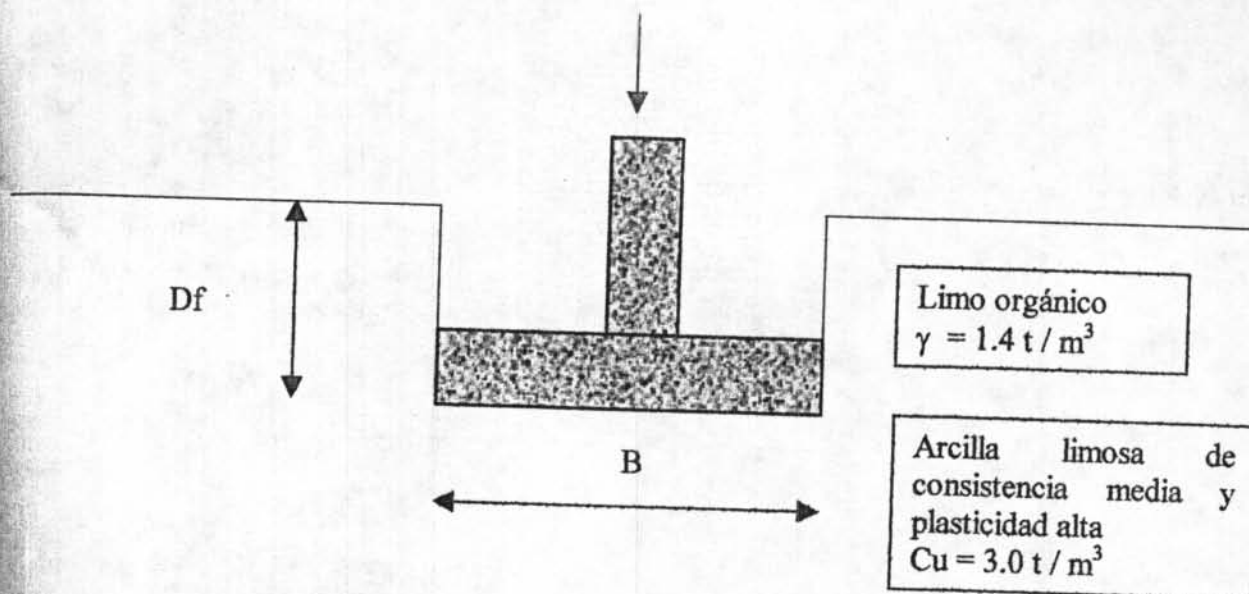
Entonces, este análisis, sólo sirve para mostrar de una forma general de como se debe diseñar las soluciones para evitar los que se siga asentando el edificio, por tal razón se asumieron los siguientes datos:

- Para cimientos aislados hexagonales, se tomó el  $C_u = 3.0 \text{ T /m}^2$ .
- Para placa maciza, se tomó el  $C_u = 3.0 \text{ T /m}^2$ .
- Para pilotes preexcavados simples, se utilizó para evaluar la variación de  $C_u$  con respecto a la profundidad, una gráfica de un ensayo de penetración con cono holandés, para obtener los valores de resistencia promedio.



## ANALISIS DE CAPACIDAD PORTANTE

## 1. CIMIENTOS AISLADOS HEXAGONALES



$$\sigma_u = C_u \cdot N_c \cdot f_c + \gamma' \cdot D_f \cdot N_q \cdot f_q + 0.5 \cdot B \cdot N_\gamma \cdot f_\gamma$$

donde,

$C_u$  : resistencia al corte no drenada,  $C_u = 3.0 \text{ T/m}^2$

$D_f$  : profundidad de alimentación,  $D_f = 2.0 \text{ m}$

$\gamma'$  : peso unitario del suelo de fundación  $\gamma' = 1.4 \text{ T/m}^3$

Factores de capacidad de carga:

$$N_c = 5.14 \quad N_q = 1.0$$

Factores de forma de la cimentación:

$$f_c = 1.19 \quad f_q = 1.0$$

Entonces,

$$\sigma = 3.0 \cdot 5.14 \cdot 1.19 + 1.4 \cdot 2.0 \cdot 1.0 \cdot 1.0 = 21.1 \text{ T/m}^2$$

Teniendo en cuenta El aporte de la sobrecarga con un factor de seguridad F.S

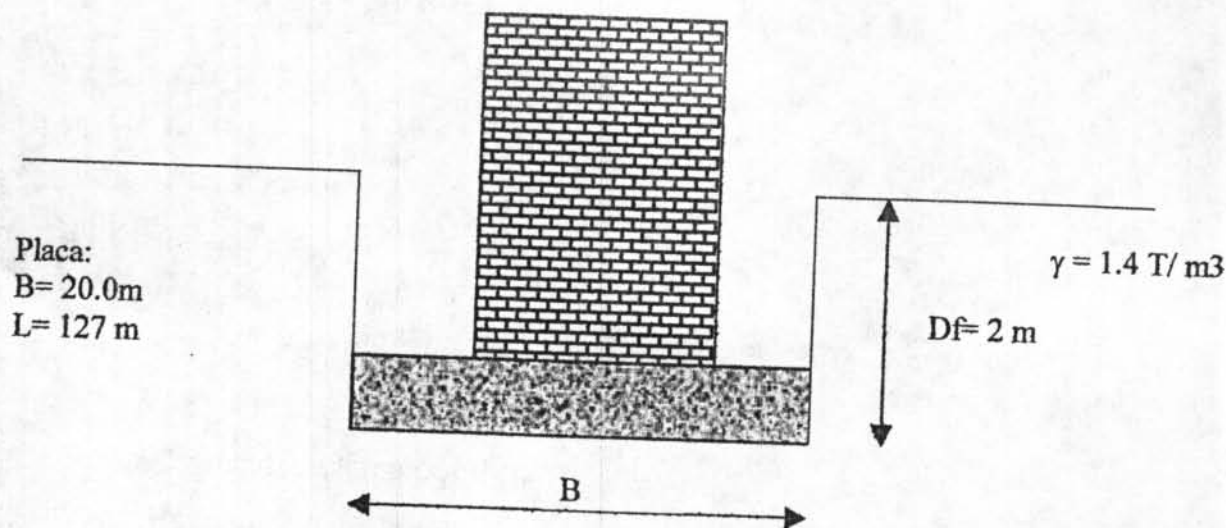
= 2.5

$$\sigma_{us} = \sigma_u / FS = 8.6 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_{nu} = \sigma_u - \gamma \cdot D_f = 21.1 - (1.6 \cdot 2.0) = 17.9 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{ns} = 17.9 / 2.5 = 7.2 \text{ t/m}^2$$

## PLACA MACIZA



$$\sigma_u = C_u \cdot N_c \cdot f_c + \gamma' \cdot D_f \cdot N_q \cdot f_q$$

donde,

$C_u$  : resistencia al corte no drenada,  $C_u = 3.0\text{ T/m}^2$

$N_c$  y  $N_q$  : Factores de capacidad de carga  $N_c: 5.14$  y  $N_q: 1.0$

$f_c$  y  $f_q$  : Factores de forma de la cimentación  $f_c: 1.025$  y  $f_q: 1.0$ .

$$\sigma_u = 3.0 \cdot 5.14 \cdot 1.025 + 1.4 \cdot 2.0 \cdot 1.0 = 15.8 + 2.8 = 18.6\text{ T/m}^2$$

$$\sigma_{nu} = \sigma_u - \gamma \cdot D_f = 18.6 - 2.8 = 15.8\text{ T/m}^2$$

$$\sigma_{ns} = 15.8 / 2.5 = 6.3\text{ T/m}^2$$

Alivio producido por la excavación:

$$\sigma_{\text{alivio}} = \gamma D = 1.4 \cdot 2.0 = 2.8\text{ T/m}^2$$

Esfuerzo de sobrecarga aplicado al suelo de fundación por la edificación:

$$\Delta p = 5.0\text{ T/m}^2$$

Como,  $\sigma_{\text{alivio}} < \Delta p$  la cimentación está parcialmente compensada.

$$Q_{\text{aplicado}} = \Delta p - \sigma_{\text{alivio}} = 5.0 - 2.8 = 2.2\text{ T/m}^2$$

Como

$$\sigma_{ns} > Q_{\text{aplicado}} \quad \text{o.k}$$

## PILOTES PREEXCAVADOS SIMPLES

$$P_{nu} = P_{bu} + P_{su} - W_p$$

Donde,

$P_{nu}$  = Capacidad neta última del pilote

$P_{bu}$  = Capacidad última por punta

$P_{su}$  = Capacidad última por fricción

$W_p$  = Peso propio del pilote

No se tendrá en cuenta la capacidad por punta, porque el suelo es cohesivo y desarrolla su mayor resistencia por fricción.

- Capacidad por fuste:

$$P_{su} = C \cdot \sum f_{su} \cdot \Delta z$$

Donde,

C: perímetro del pilote

$f_{su}$ : fricción lateral

$\Delta z$ : espesor del estrato afectado.

Para suelos cohesivos  $f_{su} = \alpha C_u$ .

$C_u$ : resistencia al corte no drenada.

$\alpha$ : factor de adhesión para pilotes preexcavados en arcillas, en Santa Fé

Bogotá  $\alpha = 0.875$

Según la resistencia promedio ( $R_p$ ) se calcula así:

$$R_p < 50 \text{ T/m}^2$$

$$f_s = R_p / 30 \text{ T/m}^2$$

$$50 \text{ T/m}^2 < R_p < 100 \text{ T/m}^2$$

$$f_s = R_p / 60 \text{ T/m}^2$$

z(m)	$\Delta z$	$R_p$ (kg / cm <sup>2</sup> )	$F_s$ (t / m <sup>2</sup> )	$F_s \cdot \Delta z$	$\Sigma(f_s \cdot \Delta z)$	$P_{su}$ (T)	$P_{nsu}$ (t)
2-6.5	4.5	3	1.2	4.5	4.5	14.14d	9.43d
6.5-9	2.5	4	1.33	3.32	7.82	24.57d	16.38d
9-14	5	5	1.67	8.35	16.17	50.80 d	33.87d
14-21	7	6	2	14	30.17	94.78d	63.19d
21-22	1	6	2	2	32.17	101.96d	67.37d
22-24	2	8	2.67	5.34	37.51	117.84d	78.56d
24-27	3	11	3.67	11.01	48.52	152.43d	101.62d
27-30	3	12	4	12	60.52	190.13d	126.75d
30-32	2	14	4.67	9.33	69.85	219.45d	146.30d
32-35.5	3.5	14	4.67	16.34	86.20	270.80d	180.53d

$$P_{su} = \pi d \Sigma(f_s \cdot \Delta z)$$

Valores de  $P_{su}$  (t)

	d= 0.40 m	d=0.50m	d = 0.60 m
L =20 m	40.42	50.52	60.63
L= 25 m	60.97	76.21	91.45
L= 30 m	87.78	109.72	131.67

Capacidad neta última de seguridad

$$P_{uns} = P_{su} / FS \quad \text{con } FS = 1.5$$

	d= 0.40 m	d=0.50m	d = 0.60 m
L =20 m	26.95	33.68	40.42
L= 25 m	40.65	50.81	60.97
L= 30 m	58.52	73.15	87.78

### MICROPILOTES

$$P_{nu} = \pi d \tau^*_{ult} L_{ve}$$

Donde,

$P_{nu}$ : Capacidad neta última del pilote

d: diámetro del pilote,  $d = 5'' = 0.12$  m.

$\tau^*_{ult}$  : Tensión de transferencia última.

$$\tau^*_{ult} = 0.3 * (R_p - \gamma D_f)$$

$L_{ve}$ : Longitud efectiva vertical

Z (m)	Df (m)	Rp (T/ m2)	$\gamma * D_f$	$\tau^*_{ult}$ (t)	Log ( $\tau^*_{ult}$ )-1	Pnu (t)
2-6.5	4.25	30	3.745	7.876	1.116	15.9
6.5-9	7.75	40	5.532	10.340	0.986	26.54
9-14	11.5	50	7.670	12.699	0.906	45.48
14-17	15	60	9.770	15.069	0.849	56.59
17-22	20	60	12.770	14.169	0.868	72.06
22-24	23	80	14.570	19.629	0.773	80.82
24-27	25	110	15.770	28.269	0.689	97.92

Z (m)	0-1.8	1.8-7.0	7.0-10.0	10.0-?
$\gamma$ (Vm3)	1.4	0.5	0.55	0.6

$$P_{nsu} = P_{nu} / FS, FS = 3.0$$

$$L = 15.0 \text{ m} \quad P_{nu} = 56.6 \text{ T} \quad P_{ns} = 18.9 \text{ T}$$

$$L = 20.0 \text{ m} \quad P_{nu} = 72.1 \text{ T} \quad P_{ns} = 24.0 \text{ T}$$

$$L = 25.0 \text{ m} \quad P_{nu} = 97.9 \text{ T} \quad P_{ns} = 32.6 \text{ T}$$

Ahora para  $d = 6'' = 0.15 \text{ m}$

$$P_{nus} = P_{su} / FS$$

Donde,

$P_{nsu}$  : Capacidad neta última de seguridad del pilote

$P_{su}$ : capacidad última por fricción

FS: factor de seguridad = 3.0

Para micropilotes la resistencia por fricción es de 4 a 6 veces la de pilotes, por ende:

$$P_{su} = 4 * (\pi * d * \Sigma (f_s * \Delta Z))$$

Z (m)	$\Delta Z$	$R_p$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$F_s$ (t/m <sup>2</sup> )	$F_s * \Delta Z$	$\Sigma F_s * \Delta Z$	$P_{su}$ (T)	$P_{nus}$ (T)
2-6.5	4.5	3	1.20	5.4	5.4	10.2	3.4
6.5-9	2.5		1.33	3.32	8.72	16.4	5.5

9-14	5	5	1.67	8.35	17.07	32.2	10.7
14-17	3	6	2.00	6	23.07	43.4	14.5
17-22	5	6	2.00	10	33.07	62.3	20.8
22-24	2	8	2.67	5.34	38.41	72.4	24.1
24-27	3	11	3.67	11.01	49.42	93.2	31.1

L= 15m      Pnus = 14.5 t

L= 20m      Pnus = 21.0 t

L= 25m      Pnus = 31.0 t

Peso del edificio:

$$W = B \cdot L \cdot \Delta q = 10250 \text{ t}$$

**Cantidad de pilotes:**

$$W \text{ pilote} = 0.5 \cdot W = 5125 \text{ t}$$

Se toma el 50% del peso del edificio.

L = 25 m      d= 0.4m      Pnus = 40.6 t

No. de pilotes: 112

L = 30 m      d= 0.4m      Pnus = 58.5 t

No. de pilotes: 78

**Cantidad de micropilotes:**

L = 25 m      d= 0.15 m      Pnus = 30 t/m

W microp. = 5125 t.

Son 57 zapatas cada una soporta 89.91 toneladas

$89.91 \text{ t} / 30 \text{ t/m micropilote} = 2.997$  micropilotes, entonces se necesitará aproximadamente 3 micropilotes por zapata.

Para un total de  $57 * 3 = 171$  micropilotes



## EDIFICIO INCORA

Piso 2, 3, 4

 $\gamma_{\text{concreto}} = 2400 \text{ kg/m}^3$ 

Elemento	L ó t [m]	Area [m <sup>2</sup> ]	Peso [kg]	Cantidad [unidad]	Total [kg]
Columna	2.50	0.25	1500	57.00	85500
Losa	0.35	49.00	41160	36.00	1481760
$\Sigma =$					1567260
$\Sigma =$					1567 t

Piso 5

Elemento	L ó t [m]	Area [m <sup>2</sup> ]	Peso [kg]	Cantidad [unidad]	Total [kg]
Columna	1.25	0.25	750	57.00	42750
Losa	0.35	49.00	41160	36.00	1481760
$\Sigma =$					1524510
$\Sigma =$					1525 t

Piso 1

Elemento	L ó t [m]	Area [m <sup>2</sup> ]	Peso [kg]	Cantidad [unidad]	Total [kg]
Columna	8.25	0.25	4950	57.00	282150
Losa	0.35	49.00	41160	36.00	1481760
$\Sigma =$					1763910
$\Sigma =$					1764 t

Sa= 0.55

k= 1.085

Total Edificio 4856 t  
por columna 85 t

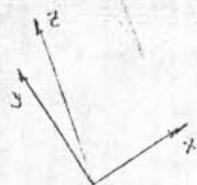
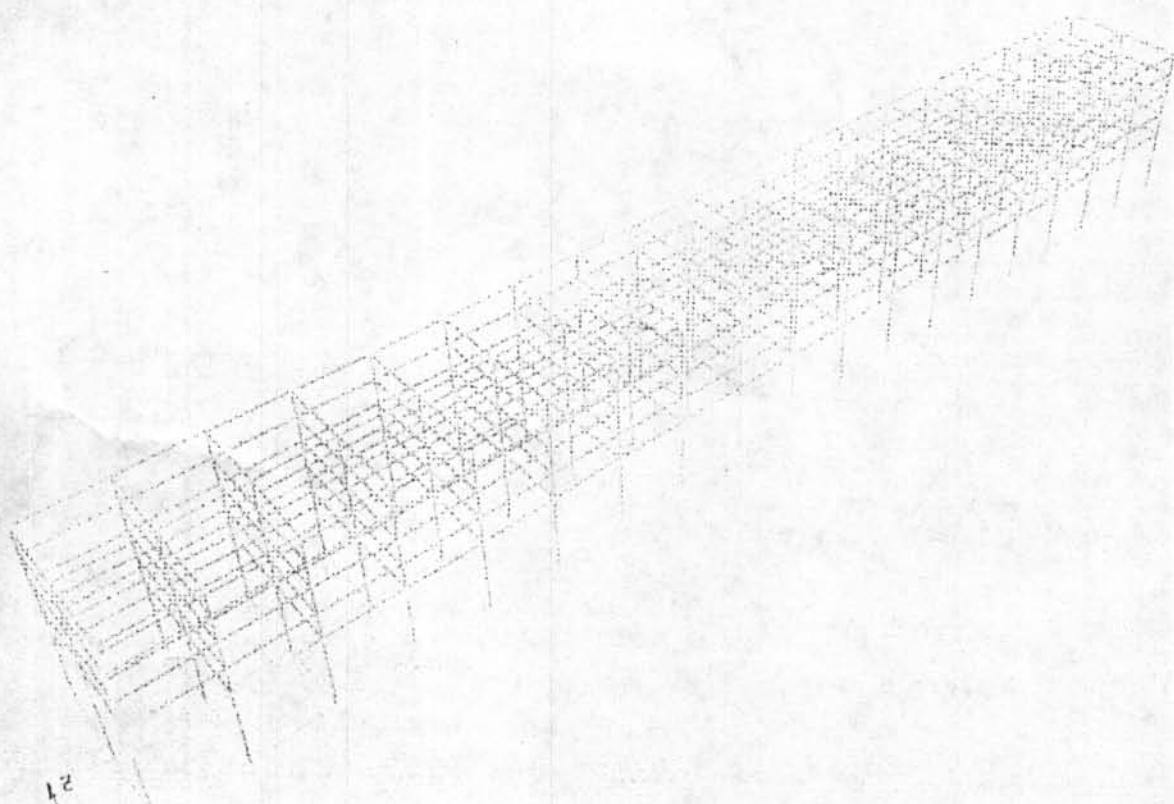
Cortante sísmico en la base 2671 t

Piso	$m_x$ [kg]	$h_x^*$ [m]	$m_x \cdot h_x^*$	$C_{vx}$	$F_x$ [t]	SISMO EN X		SISMO EN Y	
						X $F_x$ [t]	30% Y	Y	30% X
1	179807	7.00	1485042	0.12	332	111	5.2	17.5	33.2
2	159761	9.50	1837817	0.15	410	137	6.5	21.6	41.0
3	159761	12.00	2368011	0.20	529	176	8.3	27.8	52.9
4	159761	14.50	2907745	0.24	649	216	10.3	34.2	64.9
5	155404	17.00	3361231	0.28	751	250	11.9	39.5	75.1
$\Sigma =$			11959846	1.00	2671				

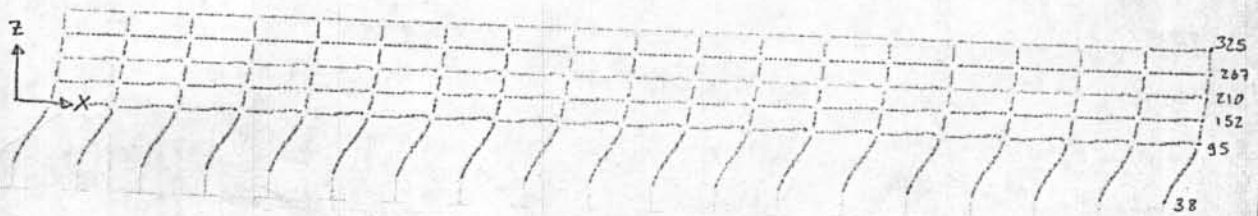
## HIPOTESIS UTILIZADAS

(0.2.3.0)

- 1) 1.4D+1.7L
- 2) 1.05D+1.28L+1.0Ex
- 3) 1.05D+1.28L+1.0Ey
- 4) 0.9D+1.0Ex
- 5) 0.9D+1.0Ey



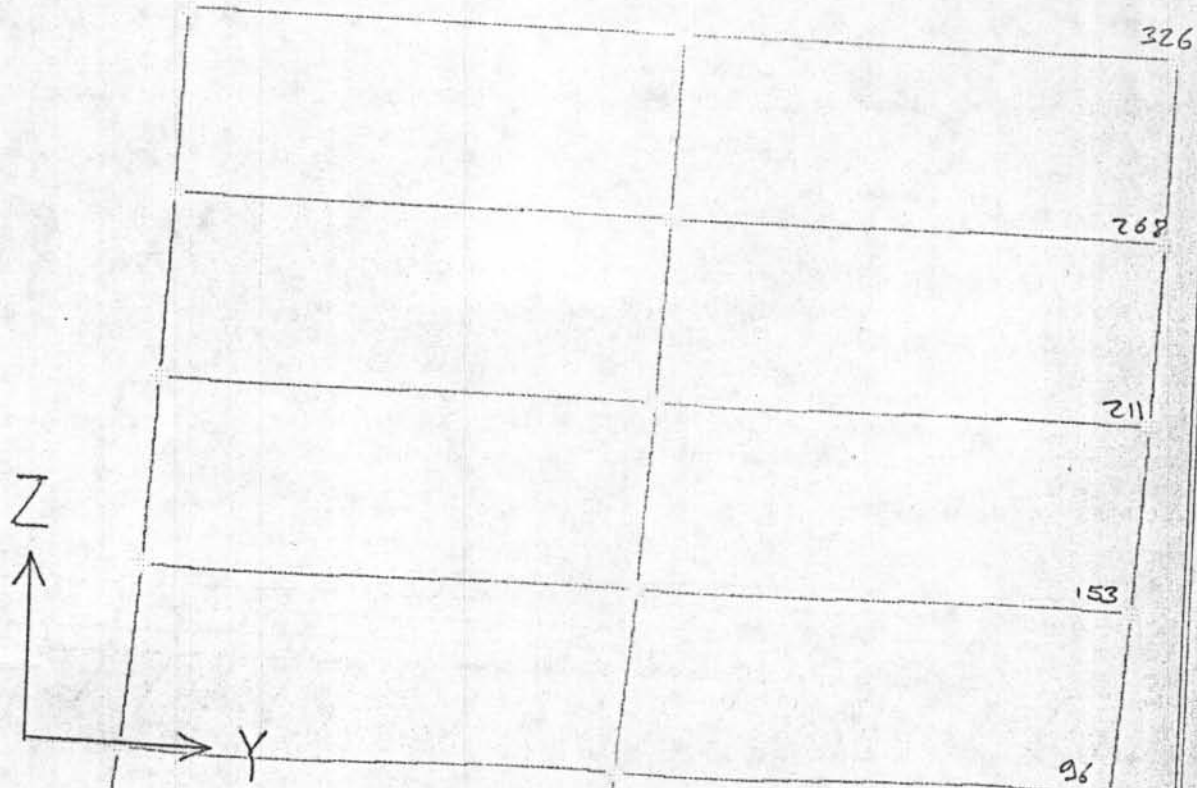
000035



DERIVAS	[m]	
$\delta_{95} - \delta_{38}$	0.177	NOCUMPLE
$\delta_{152} - \delta_{95}$	0.025	LIMITE
$\delta_{210} - \delta_{152}$	0.0165	CUMPLE
$\delta_{267} - \delta_{210}$	0.0113	CUMPLE
$\delta_{325} - \delta_{267}$	0.005	CUMPLE

$\Delta_{max} = 0.025m$   
 $\Delta_{max} = 0.090m$

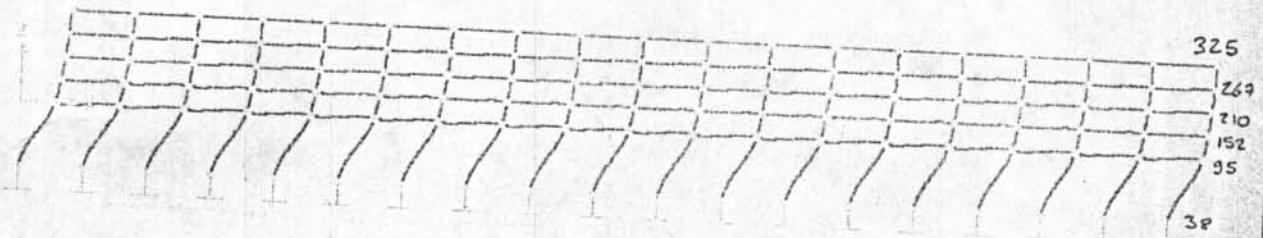
000036



Derivas	[m]	
$\delta_{96-39}$	= 0.22	NO CUMPLE
$\delta_{153-96}$	= 0.034	NO CUMPLE
$\delta_{211-153}$	= 0.024	CUMPLE
$\delta_{268-211}$	= 0.017	CUMPLE
$\delta_{326-268}$	= 0.01	CUMPLE

$\Delta_{max} = 0.025m$   
 $\Delta_{max} = 0.070m$

39



Derivas	[m]		
$\delta_{95-38}$	= 0.176	NO CUMPLE	$\Delta_{max} = 0.025m$
$\delta_{152-95}$	= 0.0252	NO CUMPLE	$\Delta_{max} = 0.070m$
$\delta_{210-152}$	= 0.0166	CUMPLE	
$\delta_{267-210}$	= 0.0113	CUMPLE	
$\delta_{325-267}$	= 0.006	CUMPLE	

000038

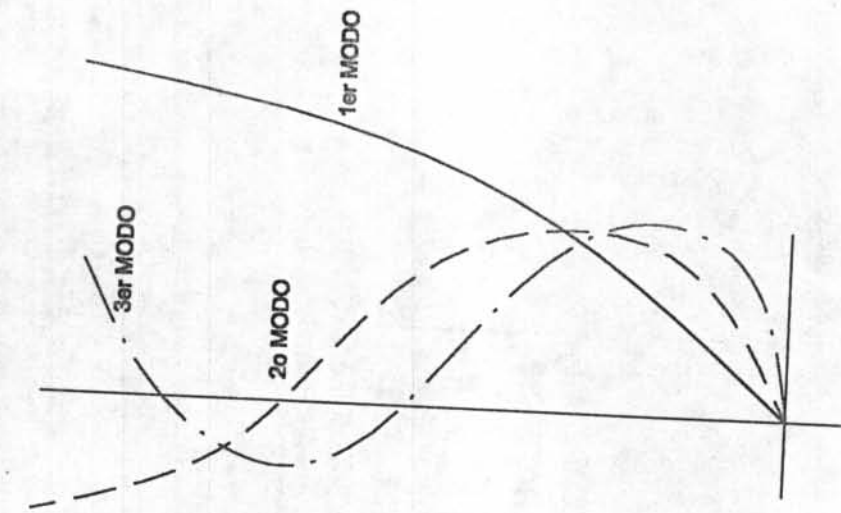


Derivas [m]

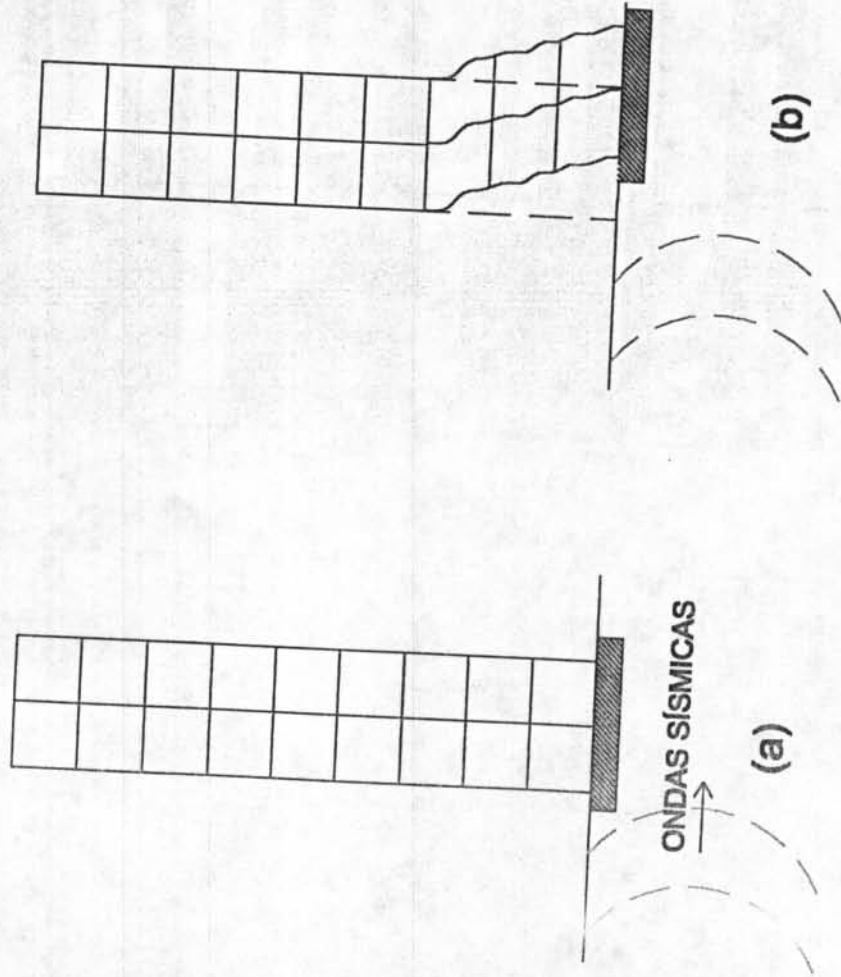
$\delta_{96-39} = 0.22$	NO CUMPLE
$\delta_{153-96} = 0.034$	NO CUMPLE
$\delta_{211-153} = 0.024$	CUMPLE
$\delta_{268-211} = 0.0171$	CUMPLE
$\delta_{326-268} = 0.010$	CUMPLE

$\Delta_{max} = 0.025m$   
 $\Delta_{max} = 0.070m$

39

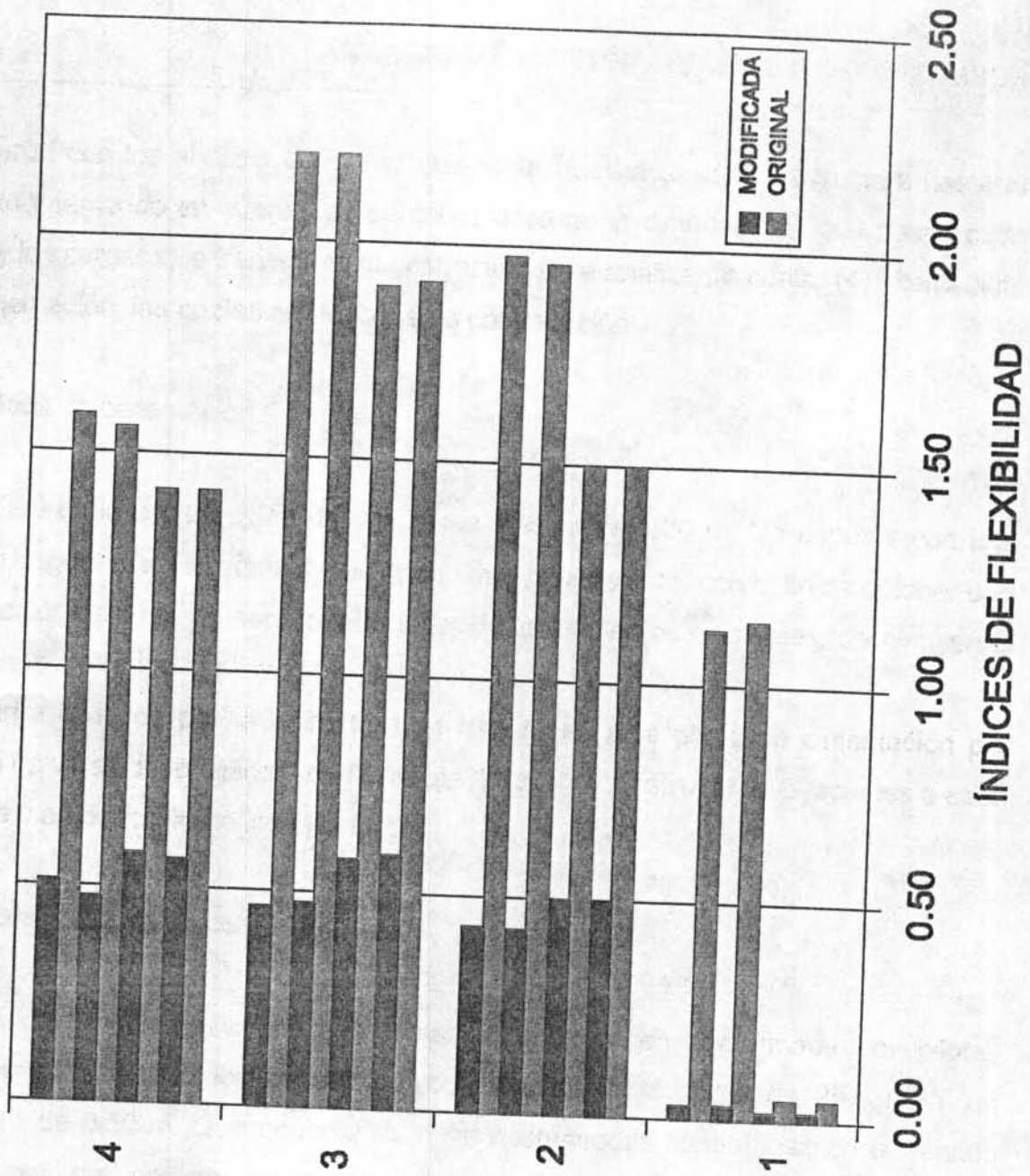


MODOS DE VIBRACIÓN



# EDIFICIO EN ALTURA SOMETIDO A UN MOVIMIENTO SÍSMICO

# DIRECCIÓN DEL SISMO ORIENTE-OCCIDENTE





## ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS DE RECIMENTACIÓN

---

De acuerdo con los análisis del comportamiento que ha tenido la estructura hasta el momento y teniendo en cuenta las características de la cimentación que posee cada edificio y las cargas que transmiten las estructuras, se analizaron cuatro (4) alternativas de recimentación, las cuales se describen a continuación:

### 1. Placa de cimentación.

Consiste en la construcción de una placa maciza de 0.30 m. De espesor con una longitud igual a la del edificio y un ancho mayor al de éste, con el fin de obtener una ampliación del área de soporte alrededor de los cimientos existentes, disminuyendo de esta manera los esfuerzos transmitidos al suelo de fundación.

La carga aplicada por la estructura se transmitirá a la placa de cimentación por medio de vigas descolgadas en forma de "L" que se construirán subyacentes a cada zapata y en dirección de los ejes largos.

### 2. Pilotes preexcavados.

Se analizó la alternativa de una cimentación profunda conformada por pilotes preexcavados y fundidos en el sitio, con longitudes efectivas de 25.0 m. Y un diámetro de 0.50 m. Que soportarán vigas postensadas construídas en el sentido transversal del edificio, las cuales absorberán las cargas transmitidas por la estructura.

Estos pilotes se construirán en la parte exterior del edificio, junto a los ejes de las columnas.

### 3. Pilotes gateados o hincados hidráulicamente.

Esta alternativa consiste en la hincada de tramos de pilotes de concreto reforzado, de sección cuadrada de  $0.20 \times 0.20$  m y de 1.20m de largo, mediante el empleo de un equipo hidráulico.

Los tramos de pilote se unen por medio de una junta macho – hembra y en el centro llevan una perforación en donde, luego de ser hincados todos los tramos que conforman el pilote, se instala una varilla de  $1 / 4"$  de diámetro que se tensiona y luego se le inyecta una mezcla de cemento de agua, obteniendo de esta manera un pilote monolítico.

Sobre los pilotes se apoyan vigas de concreto reforzado o acero que se instalan debajo de las zapatas existentes, absorbiendo de esta manera las cargas transmitidas por la estructura.

### 4. Micropilotes inyectados.

Consiste en la realización de una perforación bajo la zapata de 25.0 m ( es de anotar que dicha longitud se debe corroborar en el momento de hacer el estudio, haciendo como mínimo 5 sondeos con profundidades de 50.0 m cada uno) de longitud efectiva ( desde el nivel inferior de las zapatas) y 0.10 m de diámetro, en donde se instala una armadura constituida por tres ( 3) varillas de acero No. 8, unidas entre sí y se inyecta una mezcla de cemento agua 1:1 a una determinada presión. La presión de inyección hace que el pilote aumente de diámetro.

## Conclusiones y recomendaciones.

### 1. Tipo y profundidad de la cimentación.

Como solución definitiva de recimentación del edificio del Incora CAN se recomienda la construcción de micropilotes inyectados bajo las zapatas existentes ; éstos deberán tener una longitud aproximada de 25.0 m, aclarando que este diagnóstico es general y los sondeos realizados son hasta una profundidad máxima de 10.0 metros, por tal razón los cálculos realizados contemplan un suelo Ch por debajo de los 10.m de los sondeos.

La perforación del micropilote debe tener 0.10 m de diámetro mínimo, e inyectarse con una presión mínima de  $5 \text{ Kg} / \text{cm}^2$ .

Desde el punto de vista técnico y constructiva, se recomienda esta alternativa de cimentación debido a su facilidad de construcción y debido a su facilidad de construcción y debido al menor traumatismo cuasado al normal funcionamiento de la edificación.

De acuerdo con la evaluación geotécnica general realizada, se determinó que la cimentación que posee actualmente el edificio soportan un gran porcentaje de las cargas transmitidas por la estructura, por tal razón los micropilotes se diseñaron para que absorban únicamente la mitad de las cargas generadas, de esta manera se produce un alivio de esfuerzos a la cimentación existente, solucionándose de forma definitiva el problema de asentamientos que se presenta actualmente.

### 2. Prueba de carga de micropilote.

Con el propósito de comprobar el diseño el diseño realizado para los micropilotes y con el fin de realizar ajustes en el diseño final, es necesario realizar una prueba de

carga aun micropilote. Consiste en la construcción de un micropilote inyectado con las dimensiones y especificaciones dadas anteriormente, el cual se debe ubicar a un sector cercano a la cimentación actual. Este micropilote será sometido a cargas axiales por medio de un equipo hidráulico y se determinará la carga máxima que soporta y los asentamientos por causa de las cargas aplicadas.

### 3. Evaluación estructural.

Debido a la deficiencia antisísmica del edificio, es necesario la construcción de de dos pantallas de rigidez sísmica de concreto reforzado en cada uno de los bloques que conforman el edificio. De esta manera se dará solución a la deficiencia antisísmica que presenta la estructura en el sentido oriente - occidente.