

INFORME TÉCNICO FINAL

EXPEDIENTE : INF-LE N° 192-13

SOLICITANTE : **Ministerio de Desarrollo e Inclusión Social**
Av. Paseo de la República N° 3101, San Isidro

TÍTULO : **EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DEL INMUEBLE
DEL MIDIS UBICADO EN AV. PASEO DE LA
REPÚBLICA N° 3101 – SAN ISIDRO**

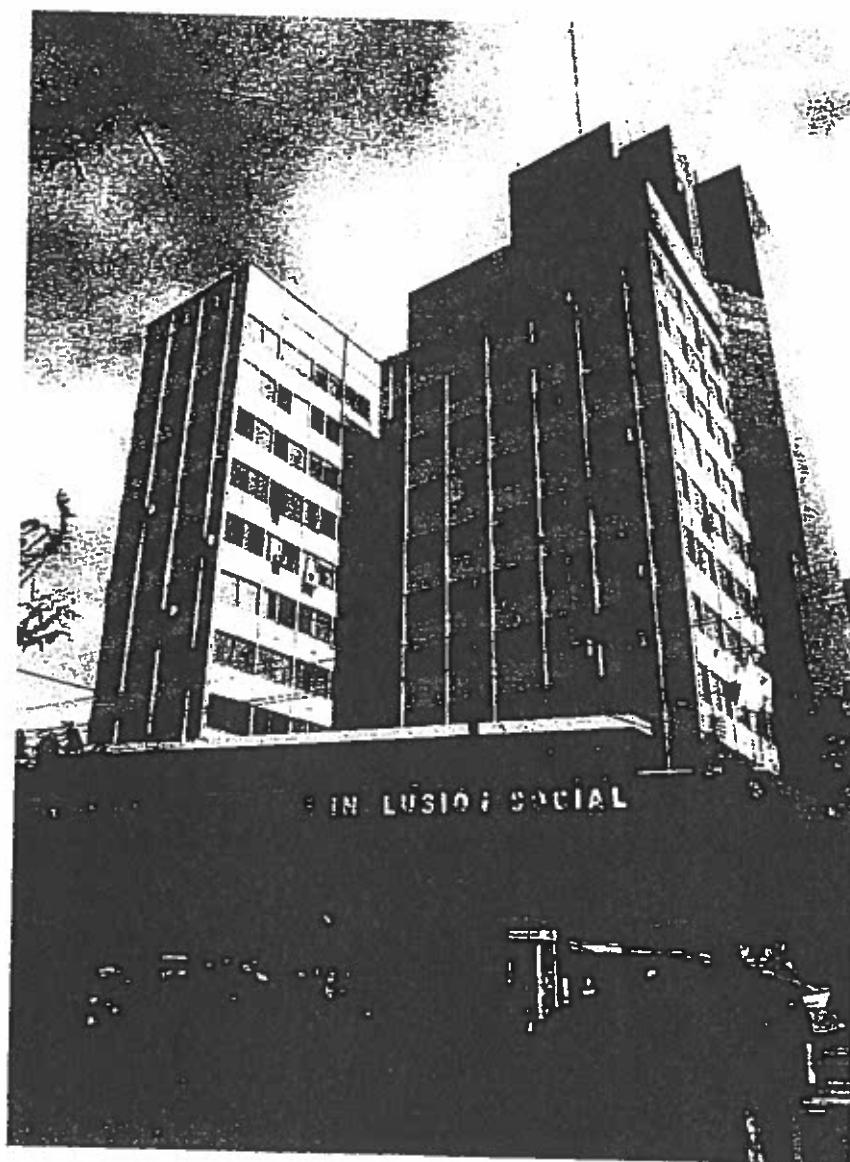
ELABORADO POR : **Ing. Daniel Torrevalva Dávila**
Ing. Erika Vicente Meléndez

FECHA : **San Miguel, Septiembre 24, 2013**




[Firma]
Ing. Gladys Villa García M.
Jefa del Laboratorio de Estructuras Antisísmicas

INFORME TÉCNICO FINAL
EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DEL INMUEBLE
DEL MIDIS UBICADO EN AV. PASEO DE LA
REPÚBLICA N° 3101 – SAN ISIDRO



Setiembre 2013


DANIEL ENRIQUE TORREALVA DAVILA
INGENIERO CIVIL
Reg. del Colegio de Ingenieros N° 14072

1. INTRODUCCIÓN

El edificio de concreto armado de once pisos data de fines de los años 60, actualmente funcionan oficinas del Ministerio de Desarrollo e Inclusión Social, (MIDIS) y del Fondo de Cooperación para el Desarrollo Social (FONCODES). La finalidad del presente estudio es conocer el estado actual en relación a su seguridad ante cargas de servicio y sismos.

El trabajo de campo consistió en extracción de diamantinas, detección de refuerzos en los elementos estructurales, auscultaciones en la cimentación y evaluación del estado de conservación de los materiales, cuyos resultados forman parte del informe técnico parcial (Ver Anexo 1).

El presente informe complementa el informe parcial e incluye el análisis por desempeño del edificio para determinar el comportamiento de la edificación ante la acción de sismos. A partir de ello se da el diagnóstico, conclusiones y recomendaciones.

2. GENERALIDADES

La estructura del edificio consta principalmente de dos placas de concreto armado ubicadas en el perímetro, columnas conectadas por vigas chatas y por entrepisos constituidos por aligerados.

El edificio presenta discontinuidad en altura, el primer y segundo piso tienen 690 m² de área en planta; a partir del tercer piso hasta el piso 11 el área en planta disminuye a 480 m², es decir 30% menos que en los primeros pisos.

3. ANALISIS POR DESEMPEÑO

Consideraciones del modelo

Las cargas de diseño empleadas son debido: al peso propio, a la carga viva y la carga por efectos sísmicos.

El análisis dinámico se realizó utilizando modelos matemáticos elaborados en el programa computacional SAP2000.

Se han tomado los resultados de los ensayos de las muestras diamantinas extraídas del edificio y ensayadas en el Laboratorio de Estructuras Antisísmicas de la Pontificia Universidad Católica del Perú, así como los resultados de detección de acero y detalles relevados durante el estudio.



DANIEL ENRIQUE TORREALVA DAVILA
INGENIERO CIVIL
Colegio de Ingenieros N° 14072

prospecciones. Los resultados específicos de los ensayos se encuentran en el Anexo 2 al presente informe.

3.1 CARGAS:

Carga muerta

Concreto = 2400 kg/m³

Albañilería = 1800 kg/m³

Losa aligerada de $h=0.45\text{m}$ = 0.70 tn/m² (incluye los acabados)

Carga viva

Sobrecarga sótanos = 250 kg/m²

Oficinas = 250 kg/m²

Escaleras y pasadizos = 400 kg/m²

Sobrecarga azotea = 100 kg/m²

Carga sísmica:

Para el análisis se ha tomado en cuenta los parámetros recomendados por la Norma Técnica Peruana E.030 de Diseño Sismorresistente, que se listan a continuación:

- Se ha tomado un Factor de Zona (Z) de 0.40 que se interpreta como la aceleración máxima del terreno con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años de exposición. En términos estadísticos esta aceleración representa la aceleración máxima de los sismos que tienen un periodo de retorno de 475 años aproximadamente.

- En base a las características del suelo de Lima, se ha considerado un suelo de fundación rígido, por lo cual acorde a la normatividad vigente le corresponde un Factor de Suelo (S)=1.00 y un Periodo del Suelo (Tp)=0.4seg.

- Por tratarse de una edificación de uso para oficinas, le corresponde un factor de Uso=1.0.

- El Factor de Reducción por Ductilidad ha sido definido en función al sistema estructural que predomina en la edificación evaluada que es el de muros de corte. En base al sistema estructural se ha asumido un factor de ductilidad $R=6$ que corresponde a muros de corte, al cual se le ha multiplicado por $\frac{3}{4}$ por ser una estructura irregular.

3.2 DESCRIPCIÓN DEL MODELO DINÁMICO:

El análisis empleado en el presente estudio está basado en el método de rigideces en donde las losas han sido modeladas por elementos laminares. Asimismo las vigas y columnas de concreto armado han sido modeladas por elementos reticulares.

El análisis sísmico dinámico empleado está basado en el método Espectral, considerando un análisis de masas concentradas, con 3 grados de libertad de oscilación por nudo debido a la configuración irregular de la edificación.

Para la estructura de concreto armado el módulo de elasticidad (E) fue estimado con la siguiente expresión $E \approx 15000f'_c$, donde la resistencia promedio a la compresión axial de la estructura acorde con los testigos diamantinos extraídos del edificio es de $f'_c=182.1\text{kg/cm}^2$. (Según Tabla 1 del Informe de Extracción de muestras y ensayos de 12 testigos diamantinos laboratorio PUCP).

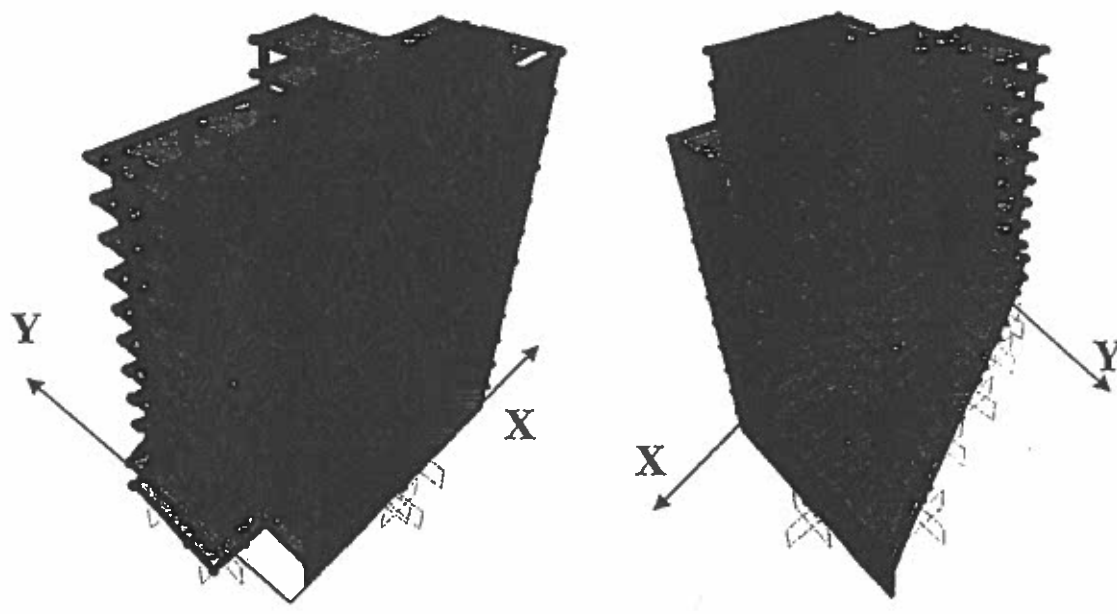


Figura 1. Modelo tridimensional de la edificación

3.3 RESULTADOS:

.-Periodos de la Estructura

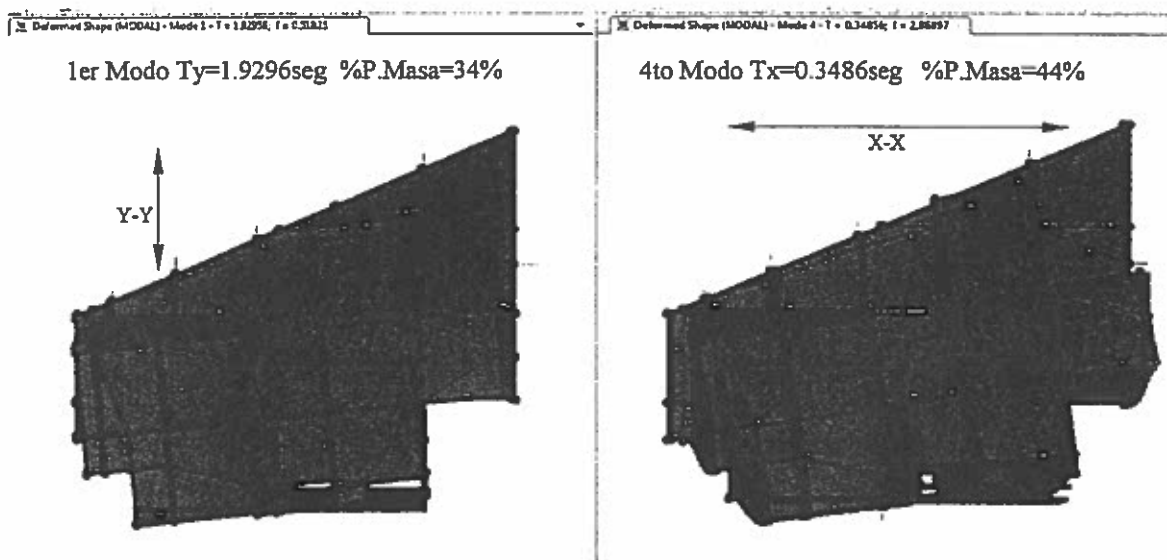


Figura 2. Modos fundamentales de la estructura

.-Desplazamientos de la Estructura

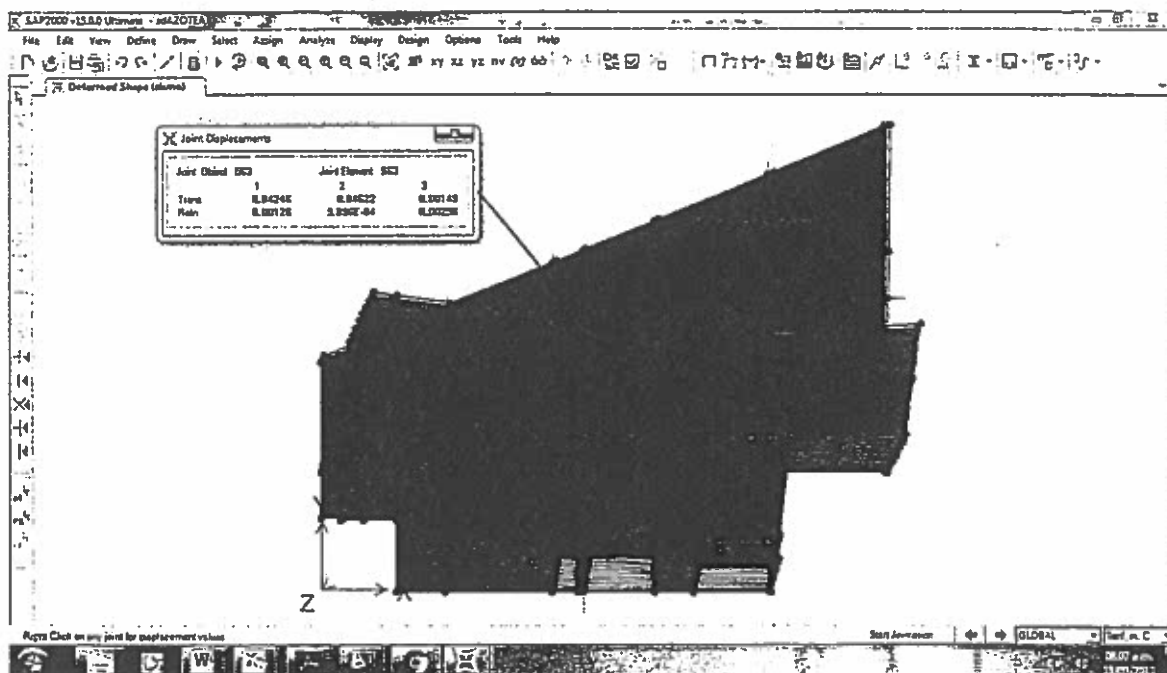


Figura 3. Desplazamiento de la estructura debido a sismo

$D_x=0.04246\text{m}$ y $D_y=0.04622\text{m}$



TABLA 1. RESUMEN DE DESPLAZAMIENTOS POR PISO

DESPLAZAMIENTOS DE LA ESTRUCTURA CM									
Piso	x(m)	y(m)	Rx*3/4	Ry*3/4	h(m)	dx(m)	dy(m)	Drx	Dry
11	0.042465	0.046225	4.5	4.5	2.75	0.1433	0.1560	0.00402	0.00428
10	0.039191	0.04274	4.5	4.5	2.75	0.1323	0.1442	0.00481	0.00474
9	0.035275	0.038878	4.5	4.5	2.75	0.1191	0.1312	0.00523	0.00520
8	0.031016	0.034637	4.5	4.5	2.75	0.1047	0.1169	0.00546	0.00565
7	0.026565	0.03003	4.5	4.5	2.75	0.0897	0.1014	0.00557	0.00603
6	0.022024	0.025115	4.5	4.5	2.75	0.0743	0.0848	0.00562	0.00630
5	0.017445	0.019979	4.5	4.5	2.75	0.0589	0.0674	0.00560	0.00641
4	0.01288	0.014755	4.5	4.5	2.75	0.0435	0.0498	0.00543	0.00626
3	0.008454	0.009653	4.5	4.5	2.75	0.0285	0.0326	0.00492	0.00557
2	0.004447	0.005115	4.5	4.5	2.75	0.0150	0.0173	0.00360	0.00424
1	0.001516	0.001662	4.5	4.5	2.75	0.0051	0.0056	0.00186	0.00204
techo sot.	0	0	4.5	4.5	2.75	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000

x, y = Desplazamientos Elásticos

dx, dy = Desplazamientos Inelásticos

Drx, Dry = Desplazamiento Relativo Entrepiso

Norma Ok Ok
≤ 0.007 ≤ 0.007

Se ha tomado los desplazamientos hasta el 11 piso puesto que en el 12 piso las construcciones son de drywall.

-Participación de Masa

TABLA 2.

TABLE Modal Load Participation Ratios					
OutputCase	ItemType	Item	Static	Dynamic	
Text	Text	Text	Percent	Percent	
MODAL	Acceleratio	UX	99.9991	98.7424	>90% ok
MODAL	Acceleratio	UY	99.9996	98.4283	>90% ok

Se tiene una participación de masa de más del 90%.

DANIEL ENRIQUE TORREALV- DAVILA
INGENIERO CIVIL
Reg. del Colegio de Ingenieros N° 14072

-Comparación de Fuerza Basal Estática vs. Dinámica

FUERZA DINAMICA

	F _x (tn)	F _y (tn)
Fuerza Basal Dinámica	720.53	328.00

FUERZA ESTATICA

Masa Total	688.08 UTM	
V=ZUCSP/R		Z=0.4, U=1.0, T _s =0.4seg, S=1.0, R _x =6 ³ /4, R _y =6 ³ /4
V _x	2.869	C/R ≥ 0.125 0.556 OK
C=2.5*(T _p /T _x) ≤ 2.5	2.500	P=M*g= 6750.06 tn
V=ZUCS/R*P	0.222 P	
V	1500.01 tn	
0.9V	1350.01 tn	mayor a Fza Dinámica F _x
Factor de Correccion	1.874	

V _y	0.52	C/R ≥ 0.125 0.115
C=2.5*(T _p /T _y) ≤ 2.5	0.52	P=M*g= 6750.06 tn
V=ZUCS/R*P	0.046 P	
Correccion C/R	1.086957	
V=ZUCS/R*P*Correccion	0.050 P	
V	337.99 tn	
0.9V	304.19 tn	menor a Fza Dinámica F _y
Factor de Correccion	1.000	

Por ser una estructura irregular, los resultados del análisis sísmico deben ser escalados en la dirección X-X en 1.87, para satisfacer que la fuerza dinámica sea por lo menos el 90% de la fuerza basal estática.

-Esfuerzos en la estructura

Las combinaciones de carga utilizadas para la evaluación corresponden a lo siguiente:

- COMB1: $U = 1.4 D + 1.7 L$,
 COMB2: $U = 1.25D + 1.25 L \pm 1.00E$,
 COMB3: $U = 0.9D \pm 1.00E$
 COMB4: $U = D+L+E$ (de servicio)
 COMB5: $D + L$ (de servicio sin sismo)

En donde:

D = Carga Muerta, L = Carga Viva, E = Carga de Sismo

Todos los elementos estructurales se han verificado en base a las cuatro combinaciones de esfuerzos. Para verificar la resistencia de los elementos estructurales se han empleado las expresiones de la NTE-060 de Concreto Armado y en algunos casos se ha empleado el código de edificación ACI-318.

Los elementos críticos que resisten la fuerza sísmica son las placas P1 y P2 y las columnas. Existe un cambio de estructuración a partir del tercer entrepiso debido a la reducción considerable de la planta del edificio. Por esta razón se analizarán los elementos críticos en el primer y tercer entrepiso.

PRIMER PISO

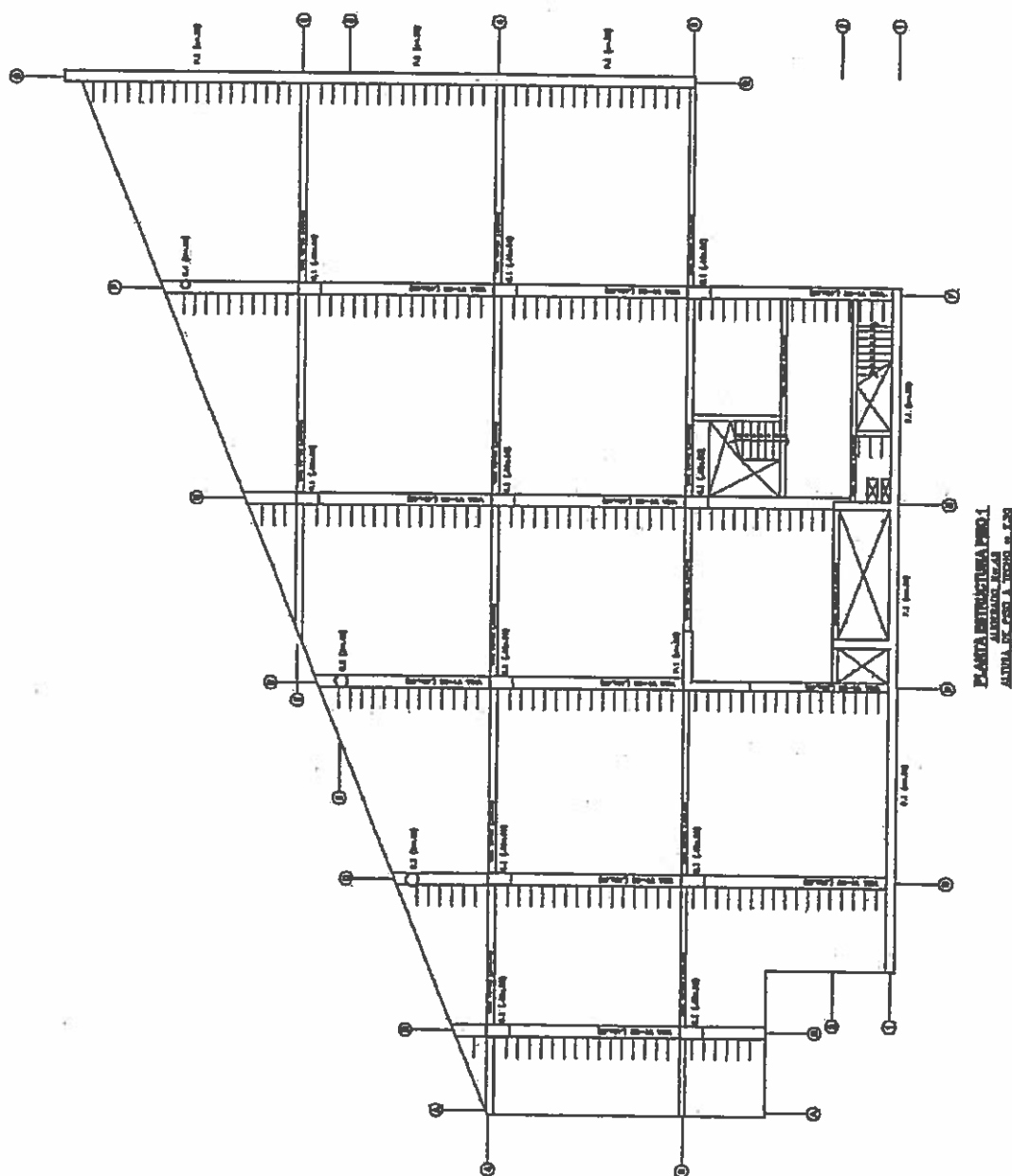


Figura 4. Planta del primer piso

58

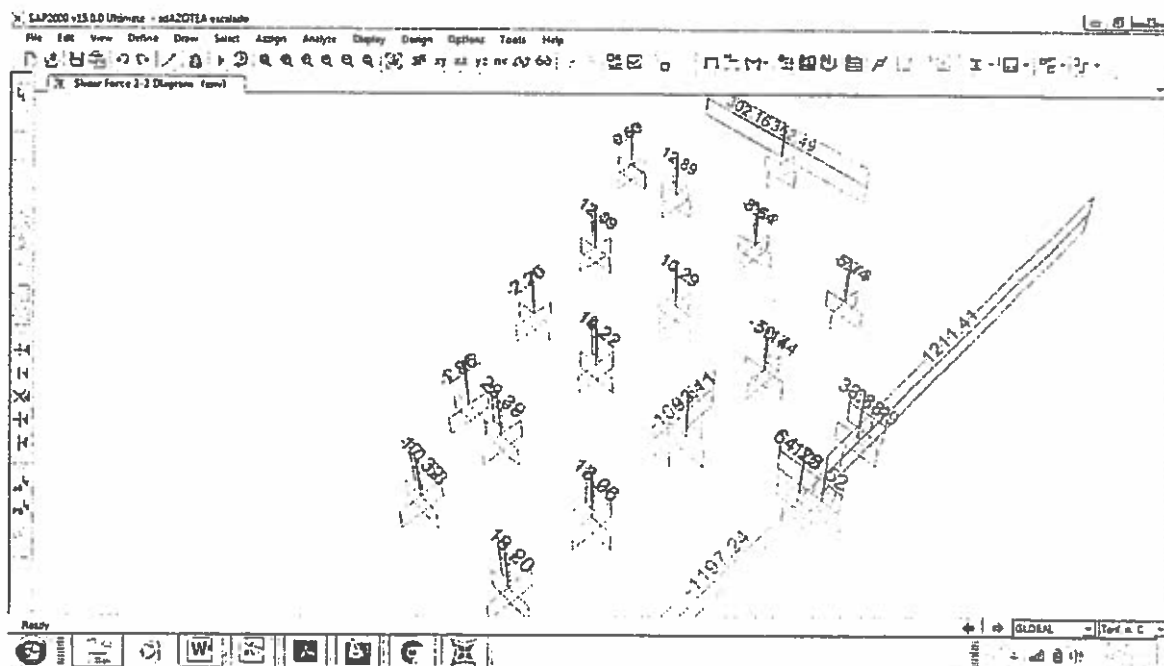


Figura 7. Diagrama de envoltura de cortantes en la dirección de mayor longitud de columnas y/o placas en el primer piso

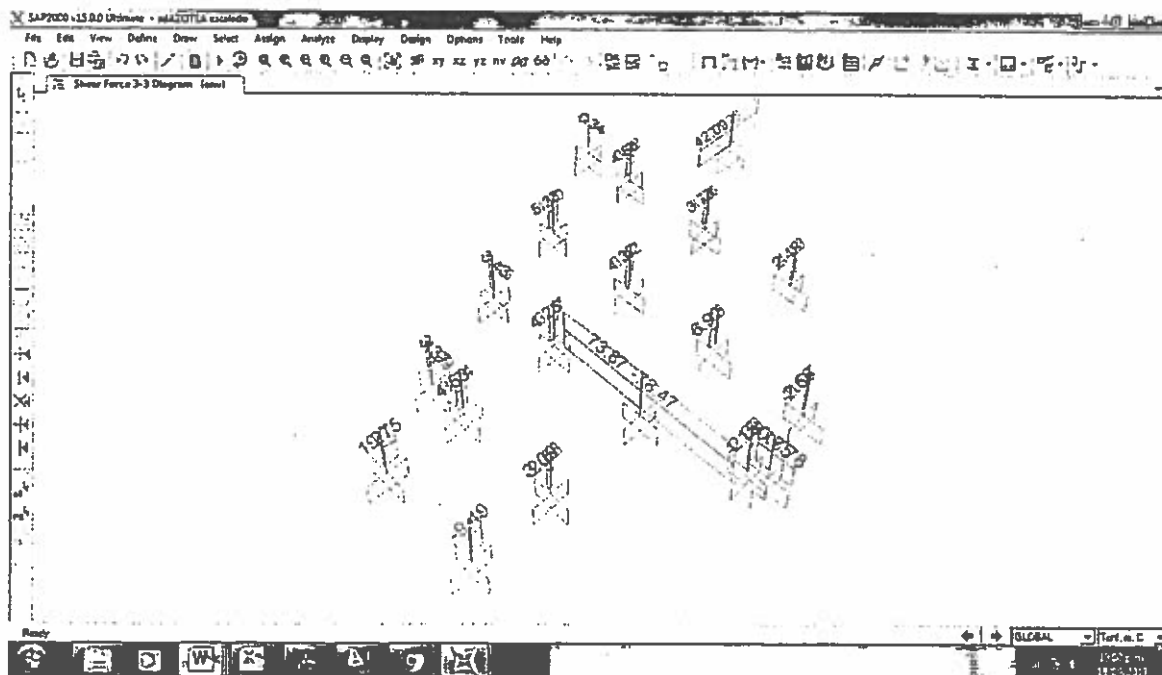


Figura 8. Diagrama de envoltura de cortantes en la dirección de menor longitud de columnas y/o placas en el primer piso

TERCER PISO

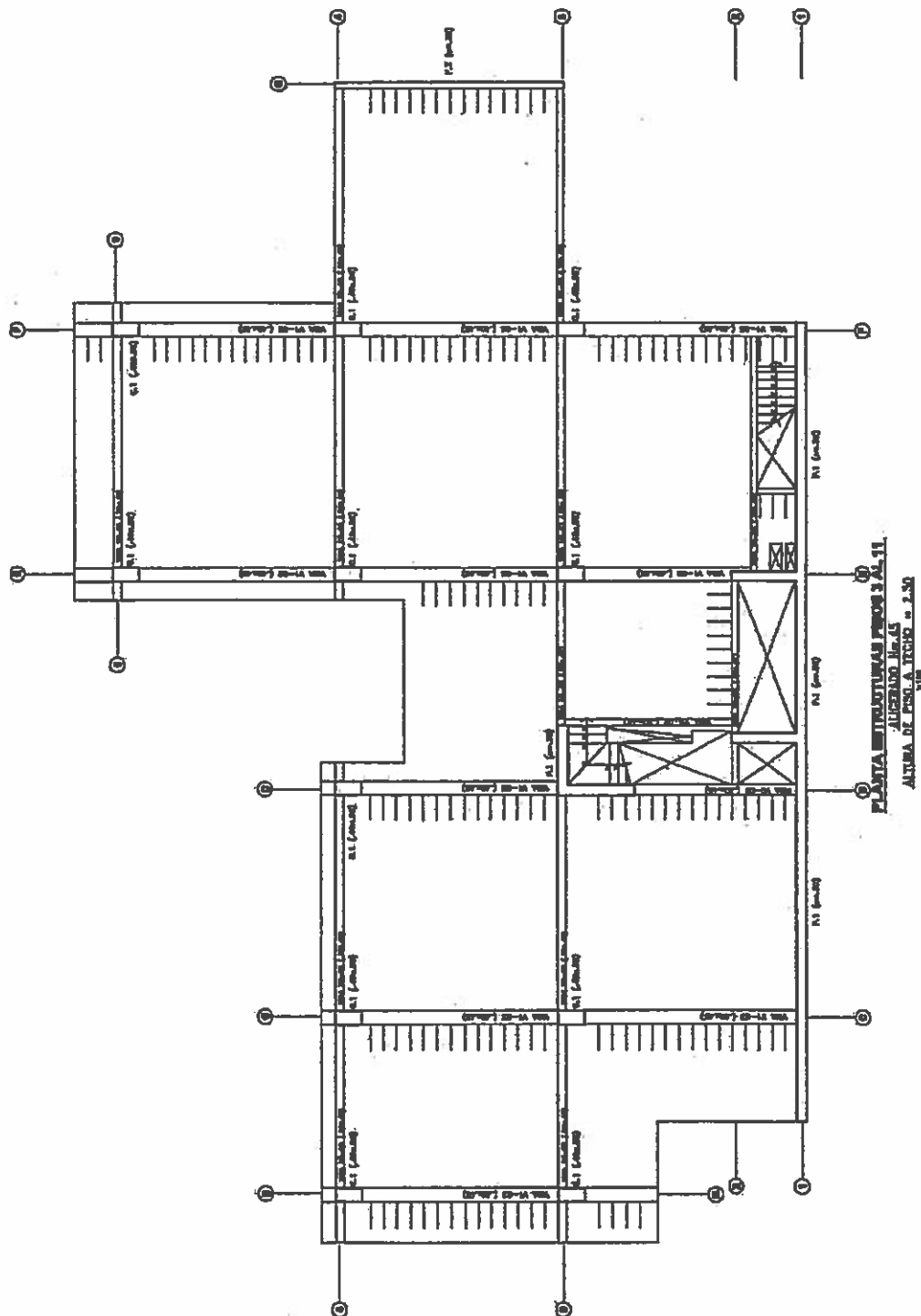


Figura 9. Planta del tercer piso

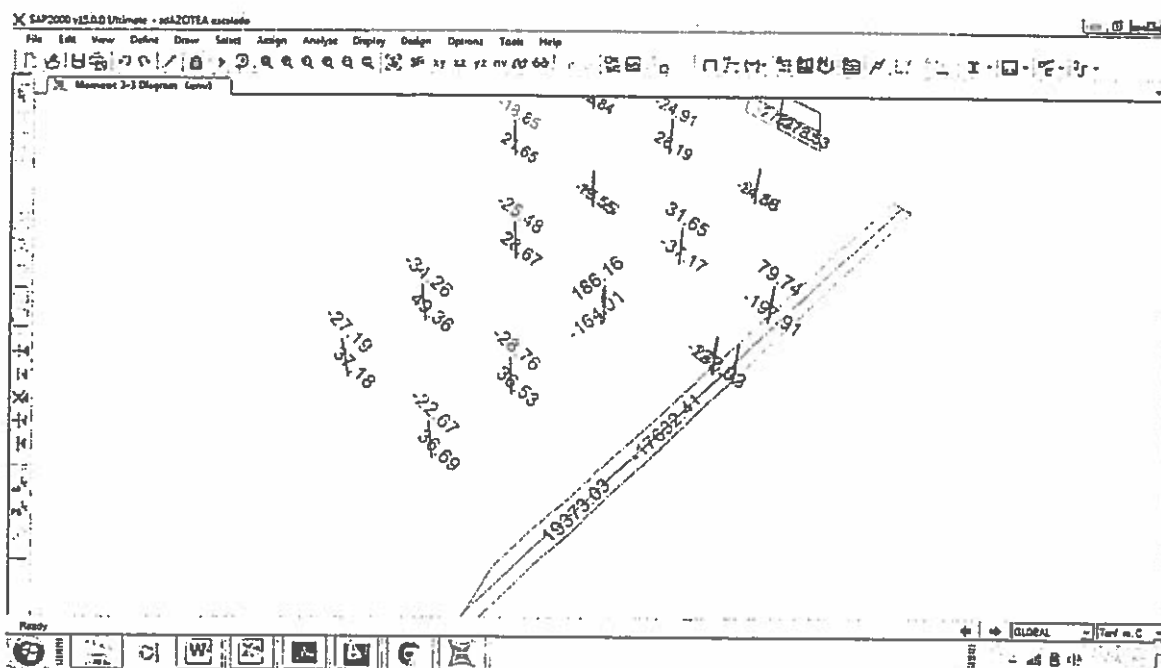


Figura 10. Diagrama de envolvente de momentos en la dirección de mayor longitud de columnas y/o placas en el tercer piso

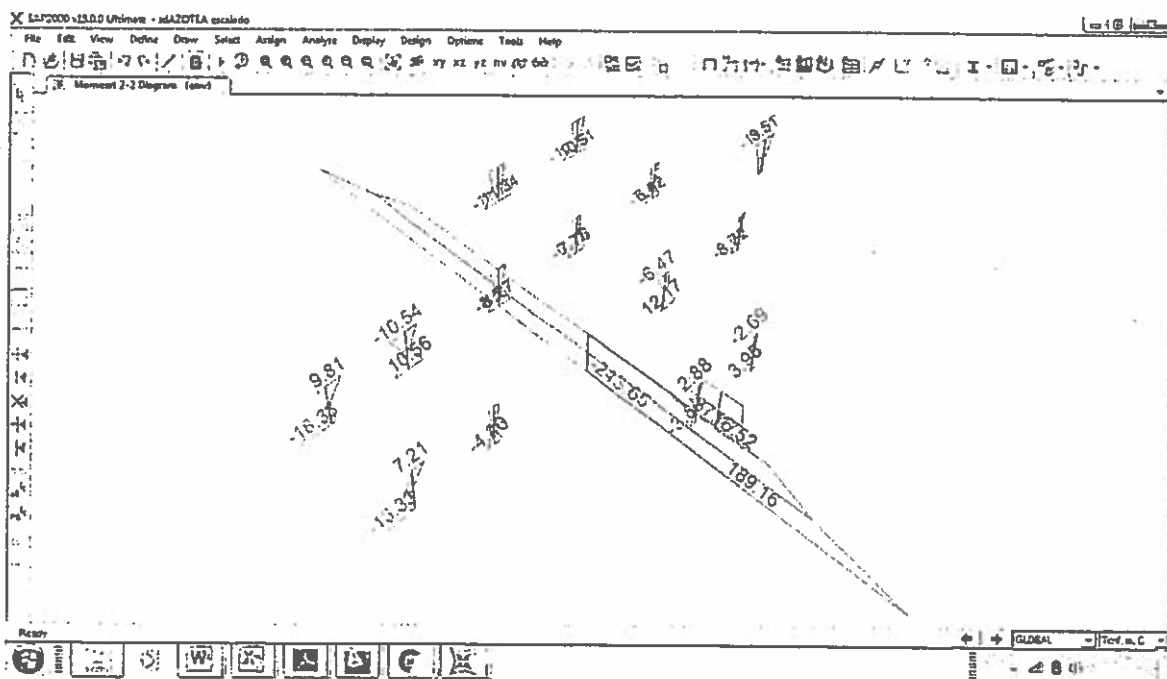


Figura 11. Diagrama de envolvente de momentos en la dirección de menor longitud de columnas y/o placas en el tercer piso

[illegible]

Figura 13. Diagrama de envolvente de cortantes en la dirección de menor longitud de columnas y/o placas en el tercer piso

DANIEL ENRIQUE TORREALVA DAVILA
INGENIERO CIVIL
Reg. del Colegio de Ingenieros N° 14072

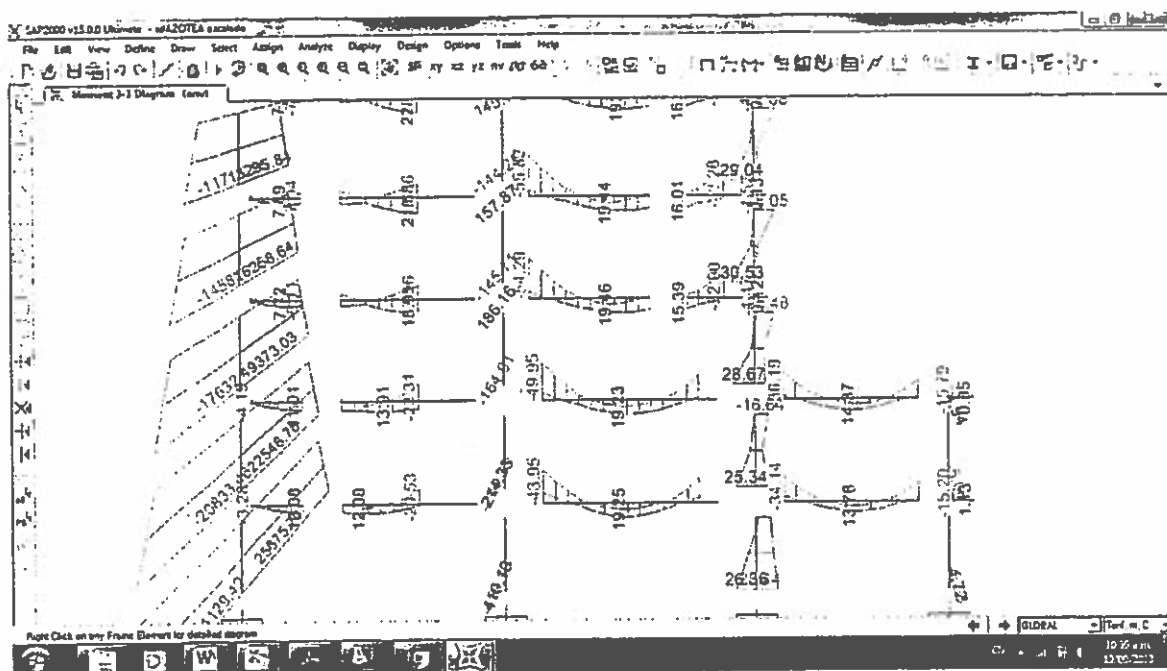


Figura 14. Diagrama de envolvente de momento en el Pórtico del eje D.

Momento máximo(-) vigas 55.82tn-m, para una sección de 0.40x0.45m requiere (para $f'_c=272\text{kg/cm}^2$ de dato de testigo diamantino) $A_s(-)=52.9\text{cm}^2$, para momento máximo positivo 19.44tn-m requiere 13.70cm².

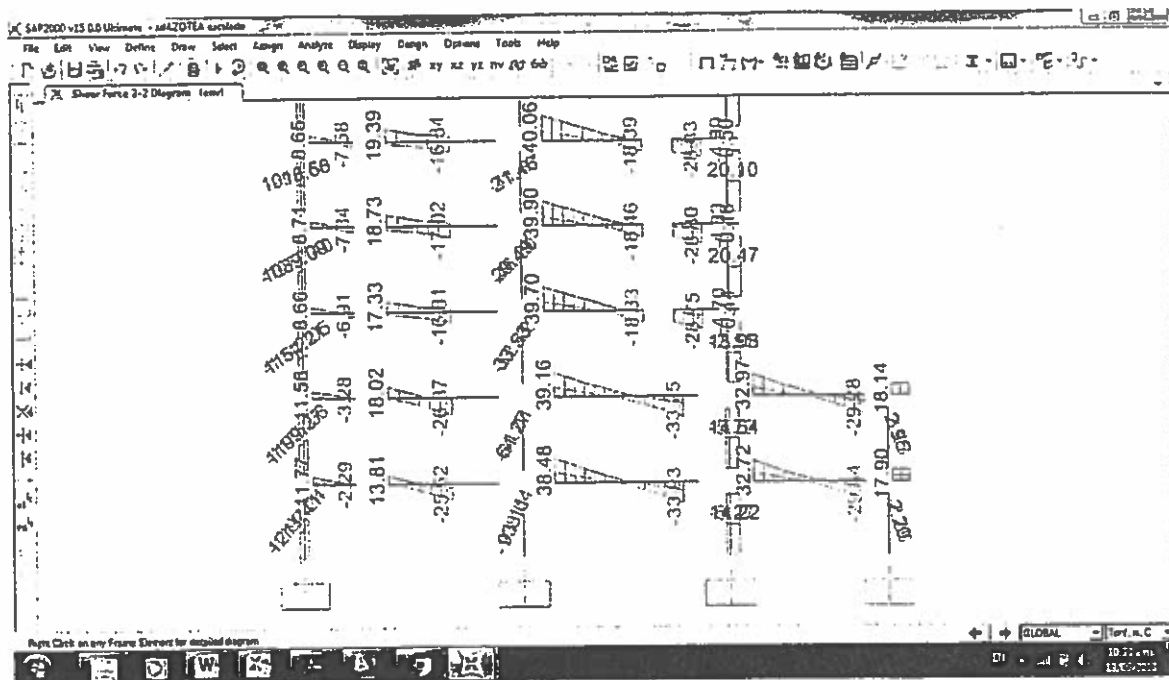


Figura 15. Diagrama de envolvente de cortantes en el Pórtico del eje D.

Cortante maximo vigas 40.06tn-m, requiere estribos de 3/8@0.07m.

VERIFICACIÓN DE RESISTENCIA

**TABLA 3. FUERZAS DE CORTE EN ELEMENTOS CRÍTICOS
DE PLACAS Y COLUMNAS**

1RO PISO							Fuerza actuante			Fuerza Resistente							
EN LA DIRECCION X-X							L	e	area	V servicio	V actu.	τ act.	Vcon	V acero	Vn	Vu	
							(m)	(m)	(m ²)	(tn)	(tn)	(tn/m ²)	(tn)	(tn)	(tn)	(tn)	
P-1							23.34	0.3	7.00	1209.60	1211.41	173.01	499.58	463.01	962.58	818.19	doble malla 3/8@0.30
EJE D-3	P1 ("L")						2.01	0.3	0.60	106.69	108.65	180.18	42.04	58.45	100.49	85.42	doble malla 3/8@0.20
EJE B-4	C1						0.80	0.4	0.32	8.16	9.15	28.59	21.45	17.89	39.34	33.44	est. 3/8@ 8 , 11, 40, 25
EJE C-4	C1						0.80	0.4	0.32	4.52	4.63	14.47	21.45	17.89	39.34	33.44	est. 3/8@ 8 , 11, 40, 25
EN LA DIRECCION Y-Y							L	e	area	V servicio	V actu.	τ act.	Vcon	V acero	Vn	Vu	
							(m)	(m)	(m ²)	(tn)	(tn)	(tn/m ²)	(tn)	(tn)	(tn)	(tn)	
P2							21.85	0.35	7.65	302.44	302.49	39.55	545.55	433.38	978.94	832.10	doble malla 3/8@0.30
EJE D-3	P ("L")						2.31	0.3	0.69	77.91	78.47	113.23	48.48	44.93	93.41	79.40	doble malla 3/8@0.30
EJE B-4	C1						0.8	0.4	0.32	16.60	17.32	54.13	21.45	17.89	39.34	33.44	est. 3/8@ 8 , 11, 40, 25
EJE C-4	C1						0.8	0.4	0.62	20.75	22.40	36.13	21.45	17.89	39.34	33.44	est. 3/8@ 8 , 11, 40, 25
EJE D	P-1 Y ascensor						2.24	0.3	0.97	99.40	104.52	107.53	46.98	43.54	90.51	76.94	doble malla 3/8@0.30
EJE E	P-1 Y2 ascensor						2.24	0.27	0.90	60.58	64.87	71.70	42.28	43.54	85.82	72.94	doble malla 3/8@0.30

Nota en P1x eje D-3 de scaneo se tiene 2do piso malla 8mm@0.20, pero segun piso 12 se tiene malla 3/8@0.25
Por ello se ha tomado 2do piso malla 3/8@0.20.

3ER PISO				Fuerza actuante			Fuerza Resistente							
EN LA DIRECCION X-X				L	e	area	V servicio	V actu.	τ act.	Vcon	V acero	Vn	Vu	
				(m)	(m)	(m ²)	(tn)	(tn)	(tn/m ²)	(tn)	(tn)	(tn)	(tn)	
EJE D-3	P-1			23.34	0.3	7.00	1149.99	1151.21	164.41	499.58	463.01	962.58	818.19	doble malla 3/8@0.30
	P ("L")			2.01	0.3	0.60	50.02	52.43	86.95	42.04	58.45	100.49	85.42	doble malla 3/8@0.20
	C1			0.80	0.4	0.32	9.17	10.07	31.47	21.45	17.89	39.34	33.44	est. 3/8@ 8 , 11, 40, 25
EJE C-4	C1			0.80	0.4	0.32	7.36	7.54	23.56	21.45	17.89	39.34	33.44	est. 3/8@ 8 , 11, 40, 25
EN LA DIRECCION Y-Y				L	e	area	V servicio	V actu.	τ act.	Vcon	V acero	Vn	Vu	
				(m)	(m)	(m ²)	(tn)	(tn)	(tn/m ²)	(tn)	(tn)	(tn)	(tn)	
EJE D-3	P2			6.89	0.35	2.41	230.22	233.76	98.94	171.17	135.98	307.15	261.08	doble malla 3/8@0.30
	P ("L")			2.31	0.3	0.69	59.76	60.81	87.75	48.48	44.93	93.41	79.40	doble malla 3/8@0.30
	C1			0.8	0.4	0.32	20.03	21.38	66.81	21.45	17.89	39.34	33.44	est. 3/8@ 8 , 11, 40, 25
EJE C-4	C1			0.8	0.4	0.62	26.11	29.05	46.85	21.45	17.89	39.34	33.44	est. 3/8@ 8 , 11, 40, 25
EJE D	P-1 Y ascensor			2.24	0.3	0.97	97.47	104.59	107.60	46.98	43.54	90.51	76.94	doble malla 3/8@0.30
EJE E	P-1 Y2 ascensor			2.24	0.27	0.90	74.05	81.67	90.26	42.28	43.54	85.82	72.94	doble malla 3/8@0.30

Nota en P1x eje D-3 de scaneo se tiene 2do piso malla 8mm@0.20, pero segun piso 12 se tiene malla 3/8@0.25
Por ello se ha tomado 2do piso malla 3/8@0.20. En la P-2 en los primeros no se ha detectado el diametro, se ha asumido 3/8

La fuerza cortante máxima corresponde a la combinación de carga 2.

Dónde:

L=longitud del elemento estructural

e=espesor del elemento estructural

área=área transversal del elemento estructural

Vservicio= Fuerza cortante para C.muerta+C.viva+C.sismo en la estructura.

Vactu.=Fuerza cortante última actuante en la estructura (máximo corresponde combinación 2)

τ act.=Esfuerzo cortante último actuante

V_{con} = Fuerza cortante resistente del concreto

V_{acero} = Esfuerzo cortante resistente del acero

V_n = Fuerza cortante resistente en condiciones de servicio

V_u = Fuerza cortante resistente última

RESISTENCIA A CORTE EN LAS PLACAS Y COLUMNAS

Para evaluar la fuerza resistente al corte en placas y columnas se ha tomado la Resistencia de Diseño que es la resistencia nominal multiplicada por el factor de reducción $\phi = 0.85$. Para el cálculo de las fuerzas actuantes se ha considerado la fuerza máxima proveniente de las combinaciones de carga 2 o 3 y la fuerza de servicio de la combinación 4. Dado que la fuerza cortante es mayoritariamente debida al sismo y este es constante en las combinaciones 2, 3 y 4 no se aprecia diferencia en los gráficos entre la fuerza máxima y de servicio.

PLACA P-1

.-La capacidad de resistencia al corte de la placa P-1, en el primer y tercer piso, que son los críticos, es superada por la demanda sísmica en un 50%. Por lo tanto la placa P-1 se encuentra en déficit para contrarrestar las sollicitaciones por cortante.

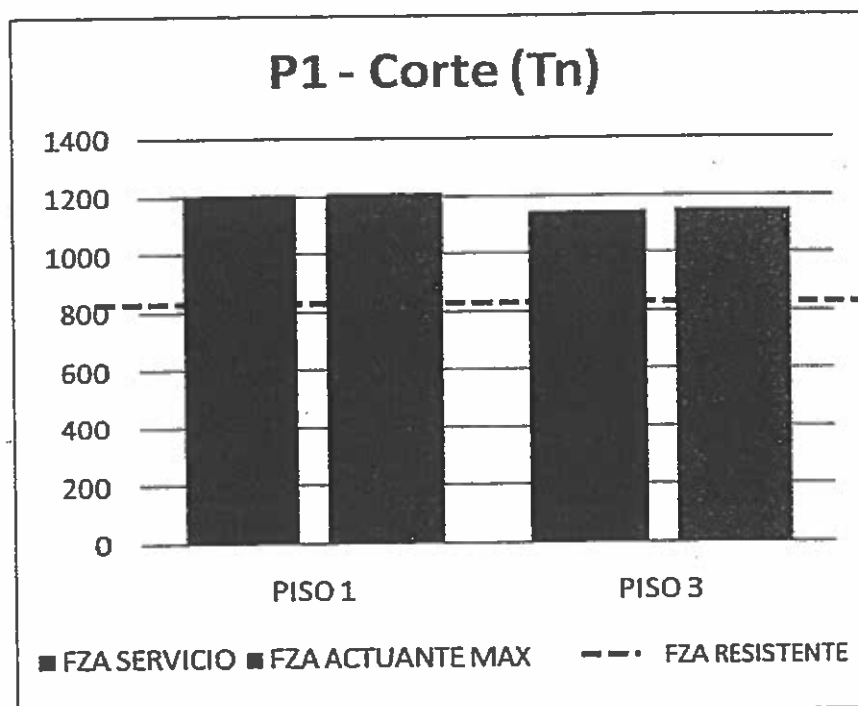


Figura 16. Gráfico comparativo fuerza actuante vs fuerza resistente de la placa P-1

PLACA P-2

.-En el muro de corte P-2, tanto en el primer piso como en el tercero, la fuerza cortante solicitada por sismo es considerablemente menor a la capacidad resistente de la placa.

La capacidad de la placa P-2 satisface y supera casi en 2.75 veces la demanda sísmica.

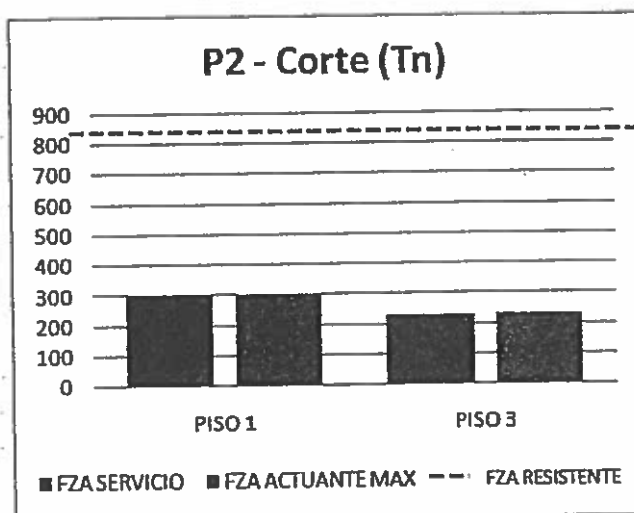


Figura 17. Gráfico comparativo fuerza actuante vs fuerza resistente de la placa P-2

COLUMNA C-1

.-En la Columna C-1 típica, tanto en el primer piso como en el tercero, la fuerza cortante de la sollicitación sísmica es bastante menor que la capacidad resistente de la columna. Es decir no existirían problemas por corte en las columnas del edificio.

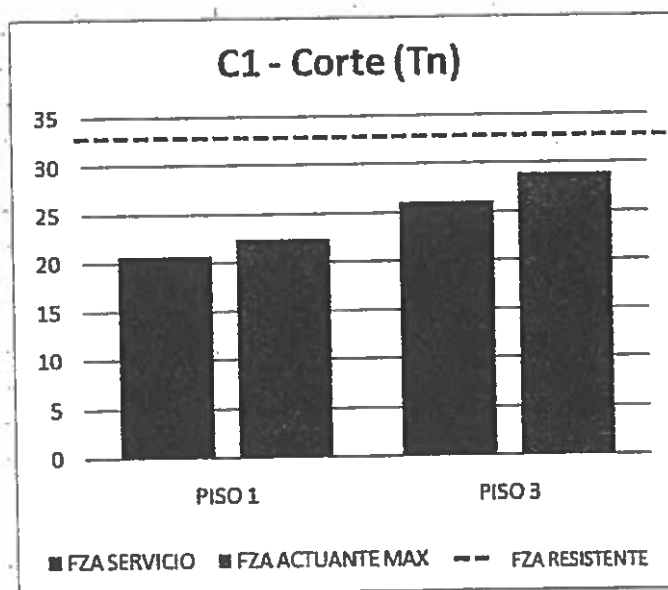


Figura 18. Gráfico comparativo fuerza actuante vs fuerza resistente de la columna C1

RESISTENCIA A FLEXOCOMPRESIÓN EN PLACAS Y COLUMNAS

A continuación se muestran los diagramas de interacción de los elementos críticos y su interpretación.

Definición de variables en los gráficos de interacción:

Pu: Resistencia de diseño axial ϕP_n ($\phi = 0.7$) (asociada al diseño por momento último)

Mu: Resistencia de diseño a flexión ϕM_n ($\phi = 0.9$) (asociada al diseño por momento último)

Pn: Resistencia axial nominal (sin considerar factor de reducción)

Mn: Resistencia a flexión nominal (sin considerar factor de reducción)

PLACA 1.

P-1. Primer Piso

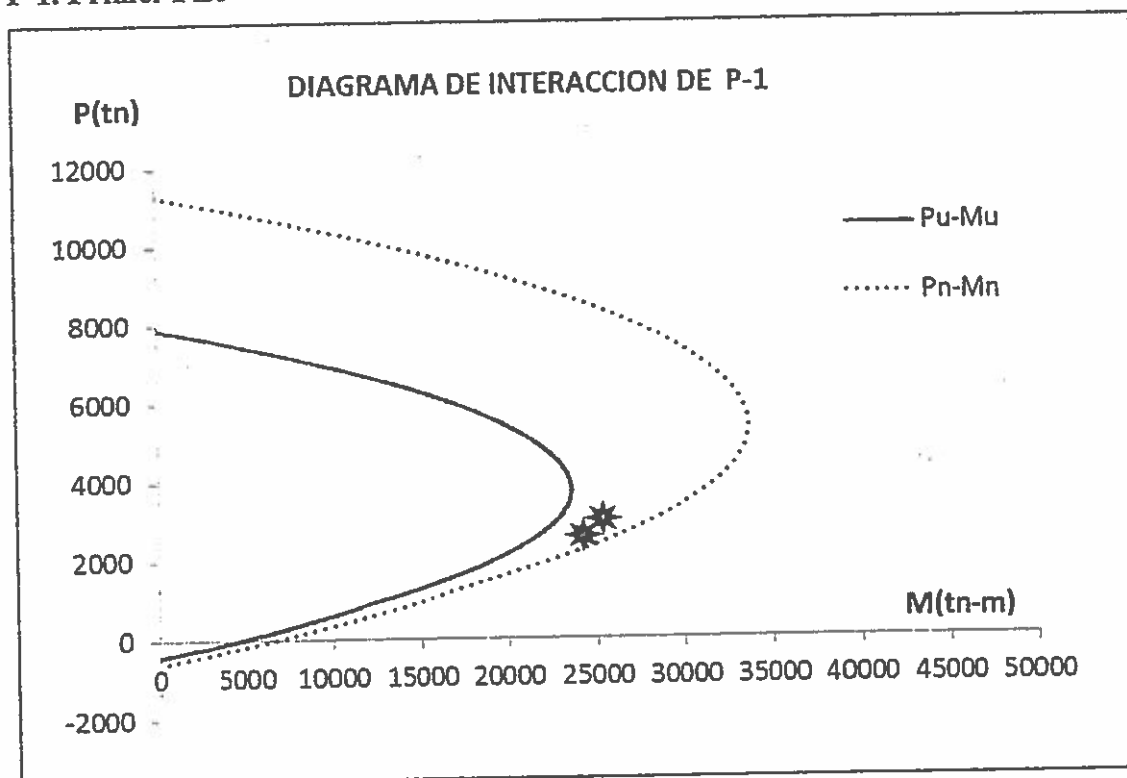


Figura 19. Diagrama de interacción de P-1 (X-X placa de 23.34mx0.30m doble malla 3/8@0.30m) 1ro y 2do piso.

Los dos puntos marcados en el diagrama corresponden a las combinaciones 2 (sismo) y 4 (servicio) con los siguientes valores:

- Combinación 2: M_u máximo= 25675.70tn-m, P_u =2782.81tn
- Combinación 4: M_n máximo= 25483.50tn-m, P_n =2376.91tn

P-1. Tercer Piso

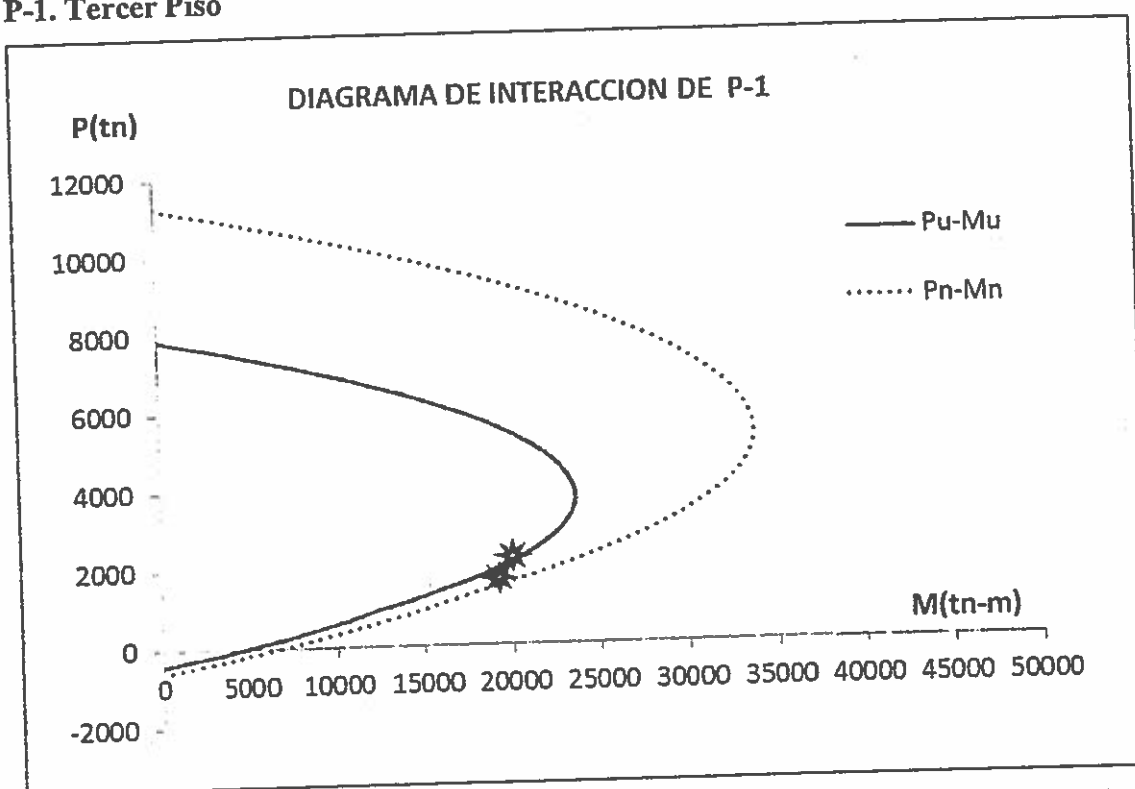


Figura 20. Diagrama de interacción de P-1 (X-X placa de 23.34mx0.30m doble malla 3/8@0.30m) 3er piso.

Los dos puntos marcados en el diagrama corresponden a las combinaciones 2 (sismo) y 4 (servicio) con los siguientes valores:

- Combinación 2: M_u máximo= 19373.03tn-m, P_u =2179.10tn
- Combinación 4: M_n máximo= 19156.17tn-m, P_n =1838.28tn

Aunque la sollicitación de flexo compresión en la placa P-1 sobrepasa la resistencia de diseño, ésta no llega a sobrepasar la resistencia nominal. Esto se puede interpretar como que el factor de seguridad que posee el elemento el mayor a la unidad pero menor que el especificado por la norma.

PLACA 2.

P-2. Primer Piso

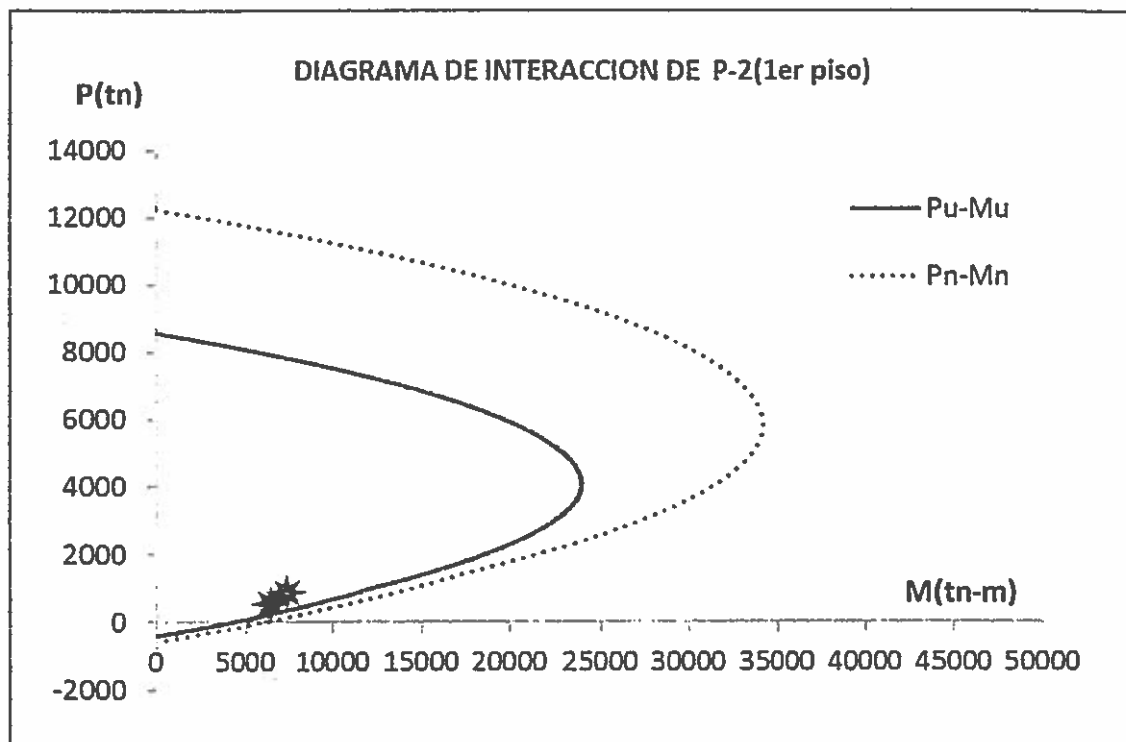


Figura 21. Diagrama de interacción de P-2 (Y-Y placa de 21.85m x0.35m doble malla 3/8@0.30)1RO Y 2DO PISO.

Los dos puntos marcados en el diagrama corresponden a las combinaciones 2 (sismo) y 4 (servicio) con los siguientes valores:

Combinación 2: M_u máximo= 7731.04tn-m, P_u =963.52tn

Combinación 4: M_n máximo= 7053.73tn-m, P_n =783.54tn

PLACA 2.

P-2. Primer Piso

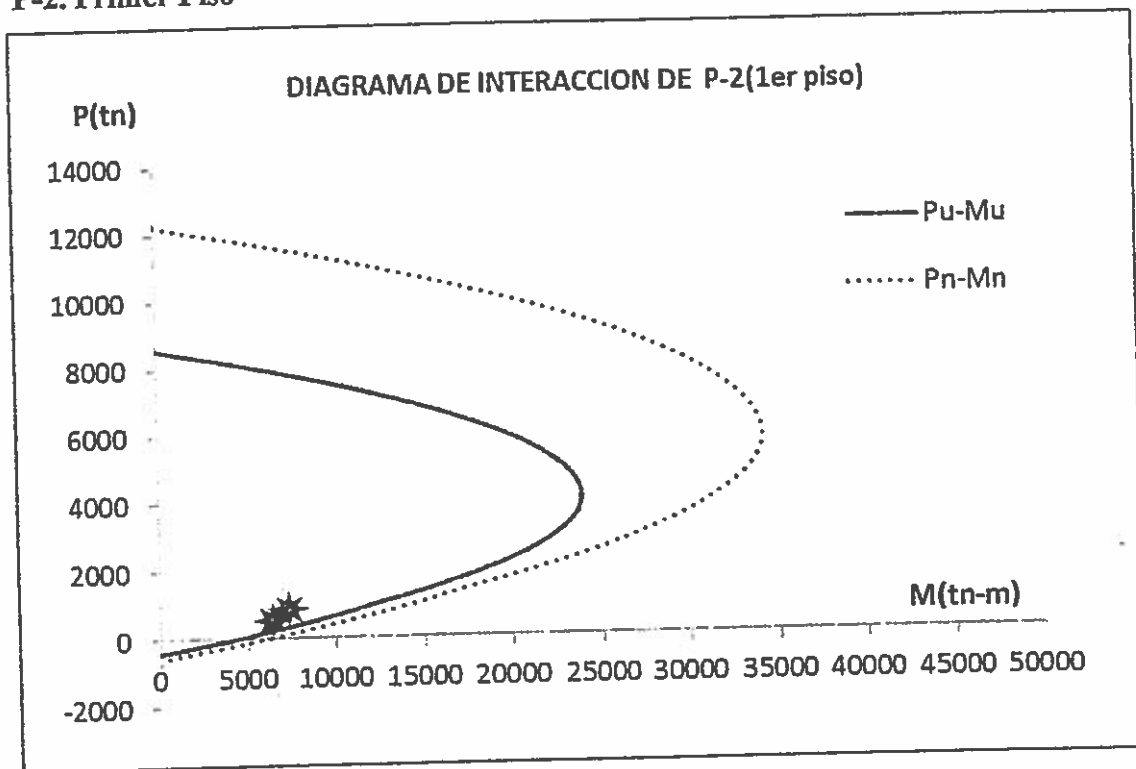


Figura 21. Diagrama de interacción de P-2 (Y-Y placa de 21.85m x0.35m doble malla 3/8@0.30)1RO Y 2DO PISO.

Los dos puntos marcados en el diagrama corresponden a las combinaciones 2 (sismo) y 4 (servicio) con los siguientes valores:

Combinación 2: M_u máximo= 7731.04tn-m, P_u =963.52tn

Combinación 4: M_n máximo= 7053.73tn-m, P_n =783.54tn

P-2. Tercer Piso

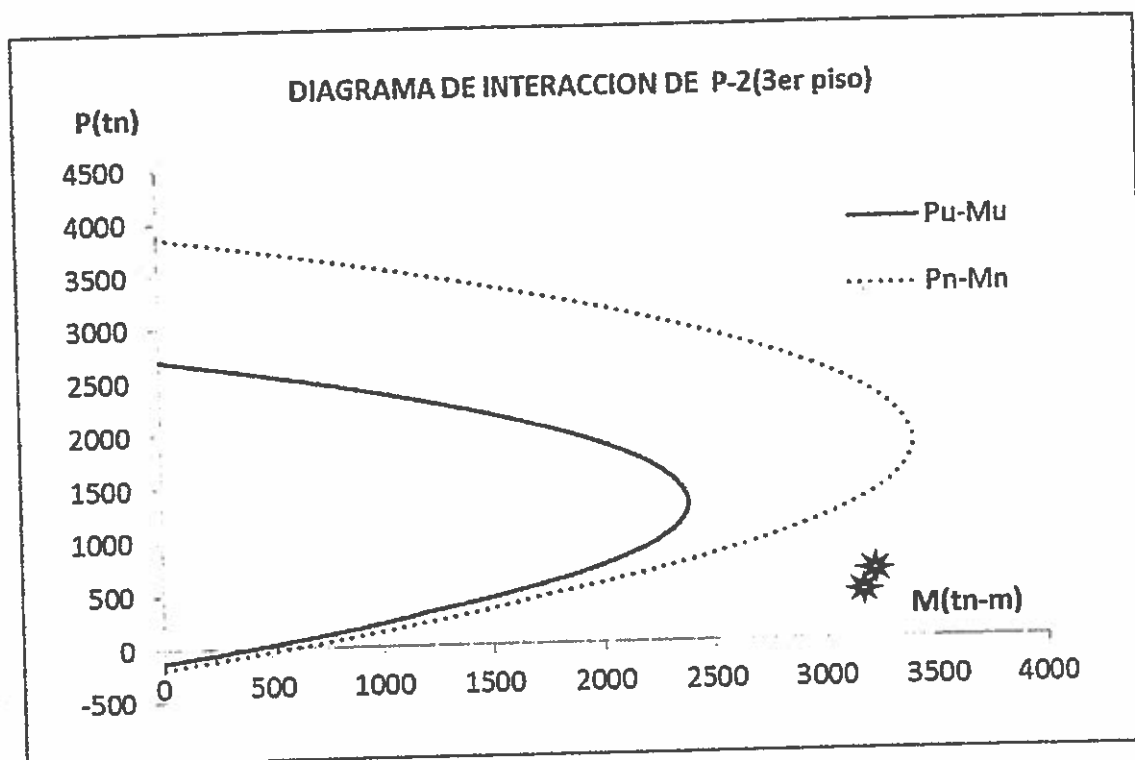


Figura 22. Diagrama de interacción de P-2 (Y-Y placa de 6.89m x0.35m doble malla 3/8@0.30) 3ER PISO.

Los dos puntos marcados en el diagrama corresponden a las combinaciones 2 (sismo) y 4 (servicio) con los siguientes valores:

Combinación 2: M_u máximo= 3276.53tn-m, P_u =583.77tn

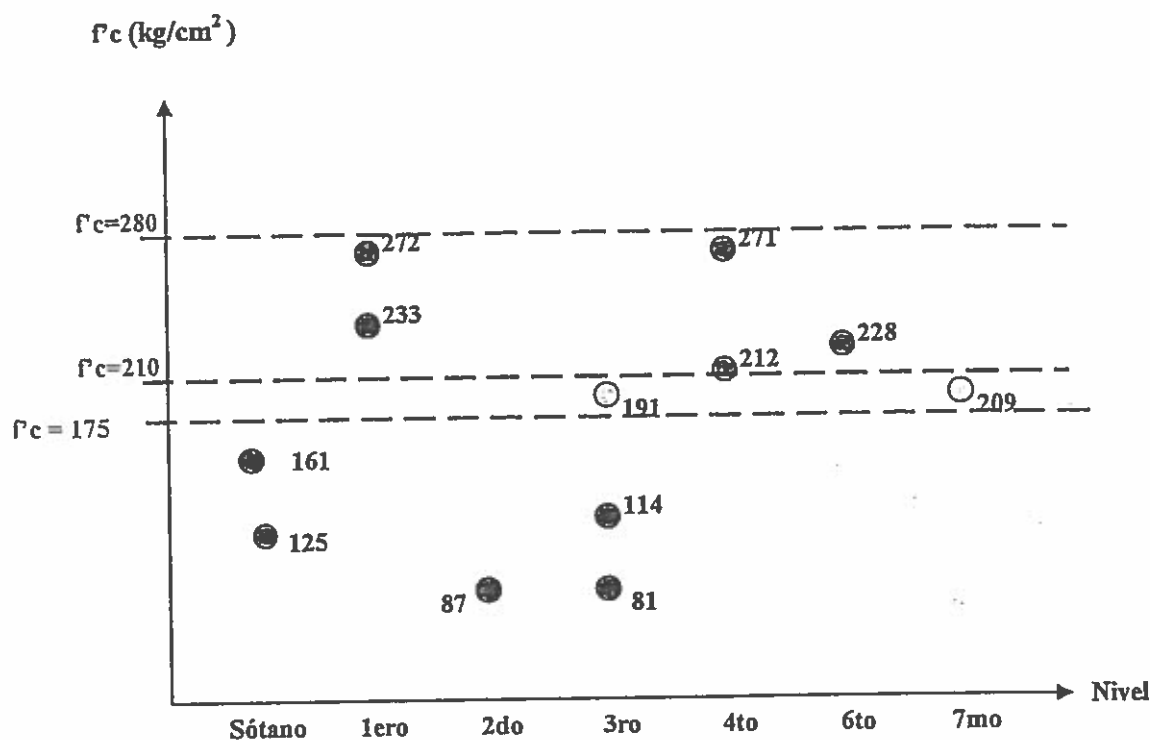
Combinación 4: M_n máximo= 3207.50tn-m, P_n =478.52tn

En el caso de la placa P-2, en los dos primeros pisos, no existen problema por flexo compresión, la resistencia de diseño es mayor a las fuerzas actuantes. Sin embargo en el piso 3 las fuerzas actuantes sobrepasan ampliamente la resistencia de diseño y también la resistencia nominal con lo cual la sollicitación se torna crítica. Esta diferencia se explica por la irregularidad en altura que presenta el edificio, en los pisos 1 y 2 la placa tiene una longitud de 21m, y a partir del 3er piso la planta cambia y la placa reduce su longitud a 7m lo cual no es suficiente para resistir los esfuerzos de flexo compresión.

COLUMNA C1.

Se analizará la columna C1 de la intersección de los ejes C y 4 en el primer piso por ser una de las columnas con mayor carga axial y donde se ha extraído una diamantina que define su resistencia a compresión. El análisis de resistencia se realiza considerando primero una resistencia a compresión del concreto igual al promedio de los ensayos ($f'_c=182\text{kg/cm}^2$) y luego con la resistencia a compresión más baja obtenida en columnas que es $f'_c=81\text{kg/cm}^2$

A continuación se muestra un gráfico en el que se comparan las resistencias obtenidas de los testigos diamantinos comparados con rangos de resistencia del concreto utilizados en proyectos de diseño estructural.



Distribución de resistencias a la compresión de los testigos ensayados.

A continuación se realiza la verificación con $f'_c = 182.1 \text{ kg/cm}^2$, que es el promedio del estudio de concreto mediante extracción de diamantinas.

C1. Primer Piso.

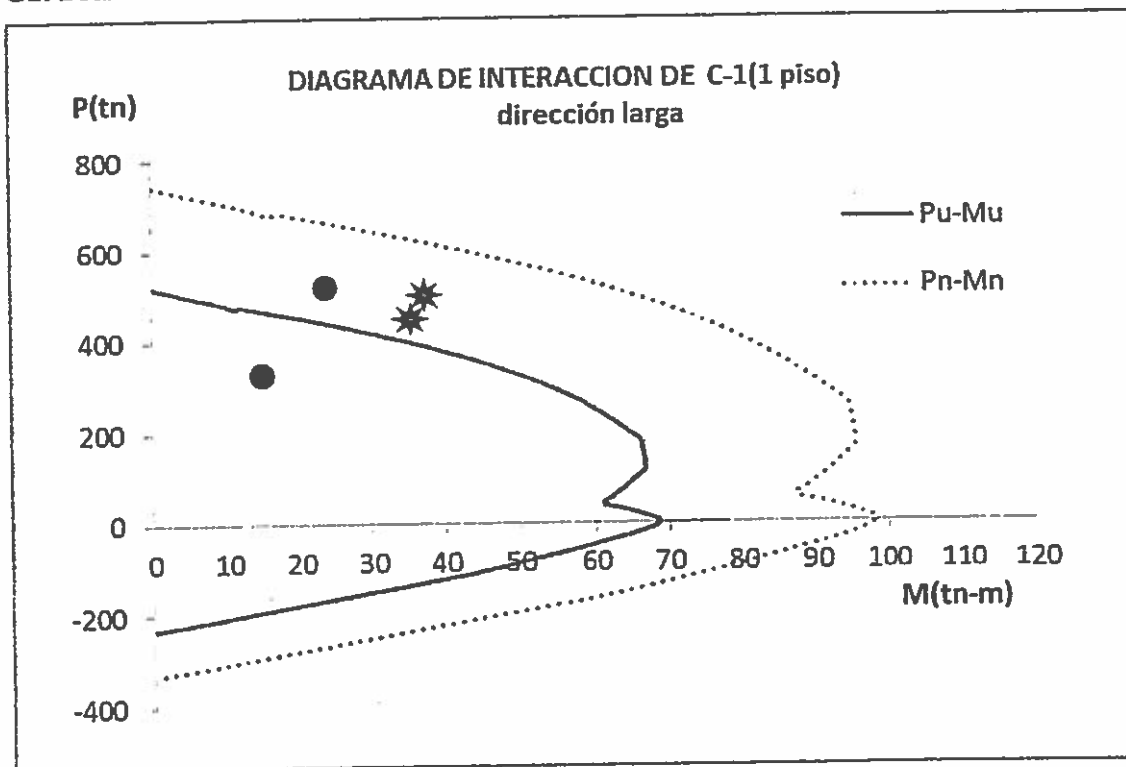


Figura 23. Diagrama de interacción de C-1 ejes C y 4 (Y-Y Dirección larga columna 0.80m x 0.40m con 12 Ø 1") 1ER PISO.

Los cuatro puntos marcados en el diagrama corresponden a las combinaciones 2 y 4 ★ con sismo y 1 y 5 ● sin sismo con los siguientes valores:

Combinación 2: $M_u \text{ máximo} = 38.62 \text{ tn-m}$, $P_u = 533.67 \text{ tn}$ ★
Combinación 4: $M_n \text{ máximo} = 38.58 \text{ tn-m}$, $P_n = 438.33 \text{ tn}$

Combinación 1: $M_u \text{ máximo} = 26.00 \text{ tn-m}$, $P_u = 553.57 \text{ tn}$
Combinación 5: $M_n \text{ máximo} = 16.77 \text{ tn-m}$, $P_n = 357.14 \text{ tn}$ ●

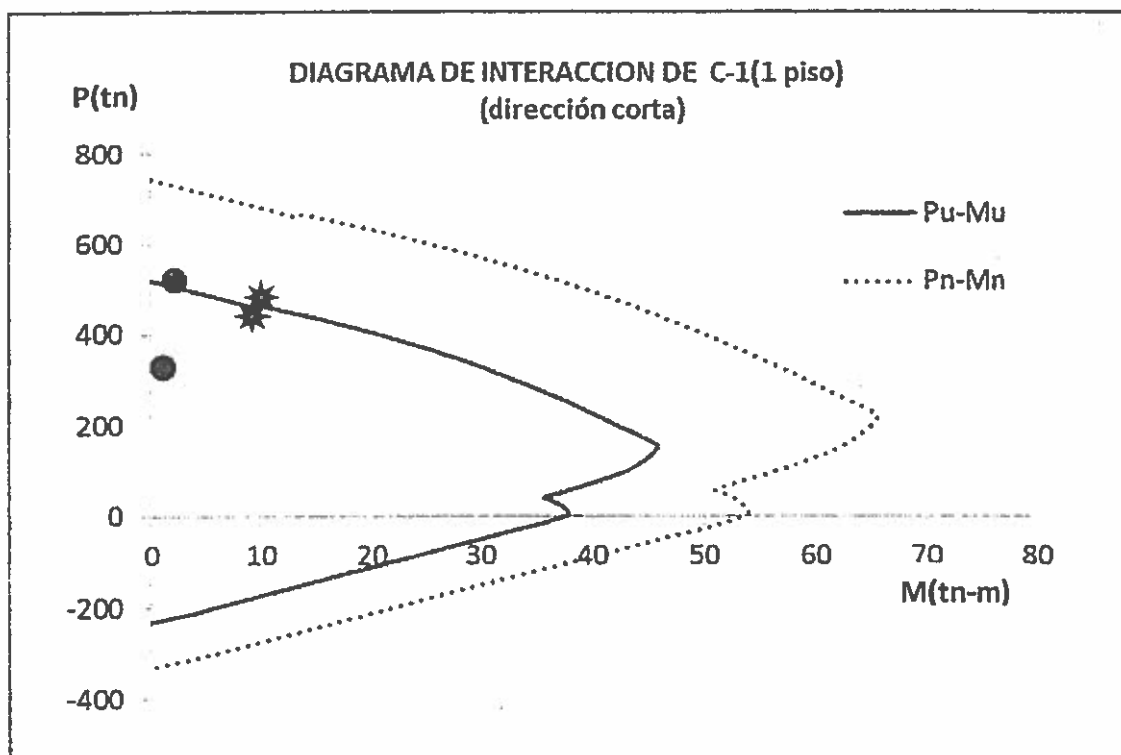


Figura 24. Diagrama de interacción de C-1 eje C-4 (X-X Dirección corta columna 0.80m x0.40m con 12 Ø 1") 1ER PISO.

Los cuatro puntos marcados en el diagrama corresponden a las combinaciones 2 y 4 * con sismo y 1 y 5 ● sin sismo con los siguientes valores:

Combinación 2: $M_u \text{ máximo} = 10.11 \text{ tn-m}$, $P_u = 533.67 \text{ tn}$ *
Combinación 4: $M_n \text{ máximo} = 9.87 \text{ tn-m}$, $P_n = 438.33 \text{ tn}$

Combinación 1: $M_u \text{ máximo} = 1.40 \text{ tn-m}$, $P_u = 553.57 \text{ tn}$ ●
Combinación 5: $M_n \text{ máximo} = 0.90 \text{ tn-m}$, $P_n = 357.14 \text{ tn}$

En los diagramas de interacción, en ambas direcciones se verifica que las columnas con cargas críticas no presentan problema, en tanto el valor de f'_c sea alrededor de 182 kg/cm^2 , y en el peor de los casos se encuentra entre los valores de resistencia de diseño y resistencia nominal.

Se realiza ahora la verificación de la misma columna únicamente en la dirección larga de la columna pero con el $f'_c = 81 \text{ kg/cm}^2$, que es el valor más bajo del estudio de concreto mediante extracción de diamantinas.

C-1. Primer Piso.

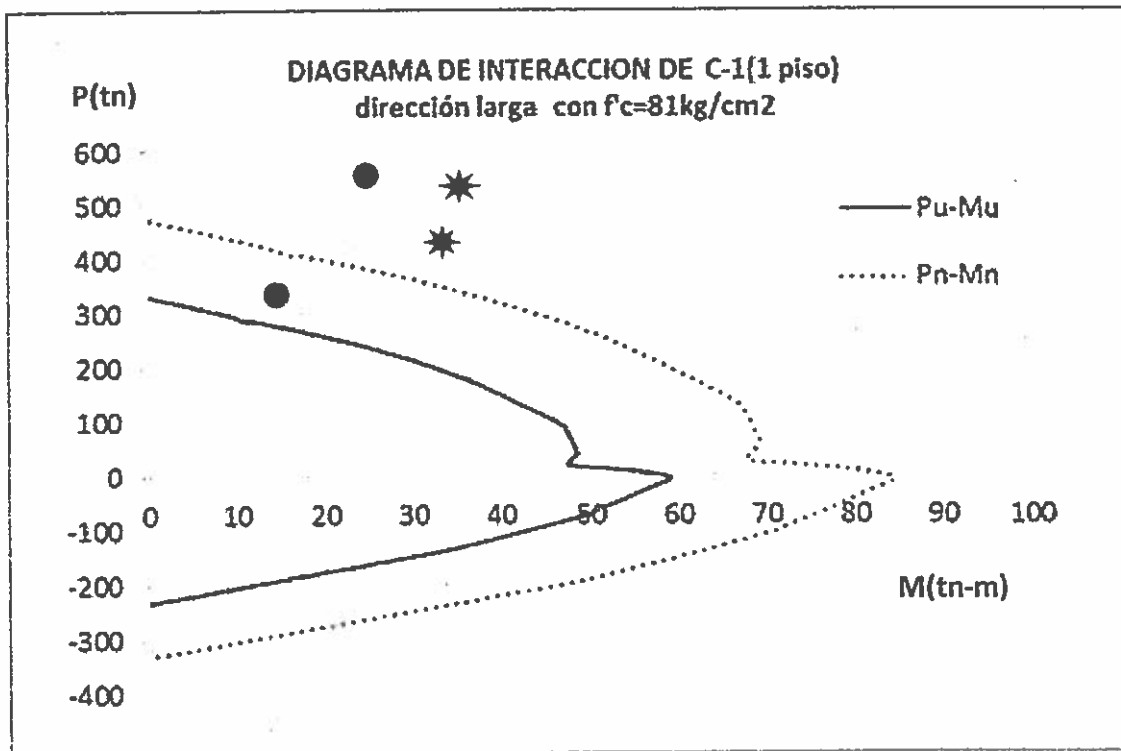


Figura 25. Diagrama de interacción de C-1 eje C-4 (Y-Y Dirección larga columna $0.80\text{m} \times 0.40\text{m}$ con $12 \text{ } \varnothing 1''$) 1ER PISO. Con $f_c=81\text{kg/cm}^2$ valor crítico obtenido de ensayo de diamantina.

Los cuatro puntos marcados en el diagrama corresponden a las combinaciones 2 y 4 ★ con sismo y 1 y 5 ● sin sismo con los siguientes valores

Combinación 2: $M_u \text{ máximo} = 38.62\text{tn-m}$, $P_u = 533.67\text{tn}$ ★
Combinación 4: $M_n \text{ máximo} = 38.58\text{tn-m}$, $P_n = 438.33\text{tn}$

Combinación 1: $M_u \text{ máximo} = 26.00\text{tn-m}$, $P_u = 553.57\text{tn}$
Combinación 5: $M_n \text{ máximo} = 16.77\text{tn-m}$, $P_n = 357.14\text{tn}$ ●

En este caso las cargas actuantes son mucho mayores que la resistencia de diseño y la resistencia nominal del elemento. En el caso de carga axial sin sismo, solamente la carga de servicio sería soportada y en el caso de considerar el sismo, las fuerzas actuantes serían mayores a la resistencia de diseño y a la resistencia nominal.

4. LOS NIVELES DE DESEMPEÑO

Los niveles de desempeño se definen en cuanto a la severidad del sismo y del comportamiento del edificio, según ello, el SEAOC (Asociación de Ingenieros Estructurales de California) que es la referencia para este tipo de análisis, establece 4 niveles de severidad según se muestra en la Figura 15.

Sismo de Diseño	Probabilidad de excedencia en 50 años de exposición (%)	Período de Retorno (años)
Sismos frecuentes	69	43
Sismos ocasionales	50	72
Sismos raros	10	475
Sismos muy raros	5	970

Figura 26. Niveles de severidad, según SEAOC.

Asimismo propone cinco niveles de desempeño, que se encuentran en función al comportamiento de la estructura, instalaciones y elementos no estructurales en general. Como resume la siguiente tabla.

Nivel de Desempeño	Descripción
Completamente Operacional (CO)	Daño estructural y no estructural despreciable o nulo. Los sistemas de evacuación y todas las instalaciones continúan prestando servicio.
Funcional (F)	Agrietamiento en elementos estructurales, daño leve y moderado en elementos arquitectónicos. Los sistemas de evacuación y seguridad funcionan con normalidad.
Resguardo de la vida (RV)	Daño moderado en algunos elementos. Pérdida de resistencia y rigidez del sistema resistente de cargas laterales. El sistema permanece funcional. Algunos elementos no estructurales pueden dañarse.
Cerca del Colapso (CC)	Daños severos en elementos estructurales. Fallo de elementos secundarios, no estructurales y contenidos. Puede llegar a ser necesario demoler el edificio.
Colpaso (C)	Pérdida parcial o total de soporte. Colapso parcial o total. No es posible la reparación.

Figura 27. Niveles de desempeño.

Según el SEAOC el comportamiento que se espera de la edificación depende de la importancia que tenga para la sociedad, hay tres categorías, las comunes, las esenciales y las de seguridad crítica. Según ello se puede tener el comportamiento deseado para cada categoría según el sismo, como se muestra en la siguiente figura.

		Operacional	Funcional	Resguardo de la vida	Cerca del colapso
Nivel de Demanda	Sismo Frecuente (69% / 50 años)	Común			
	Sismo Ocasional (50% / 50 años)	Esencial	Común		
	Sismo Raro (10% / 50 años)	Crítico	Esencial	Común	
	Sismo Muy Raro (5% / 50 años)	Crítico	Crítico	Esencial	Común

Figura 28. Niveles de demanda y comportamiento esperado

En el Perú, siguiendo la propuesta del SEAOC, los objetivos de desempeño para edificaciones comunes se definirían según el siguiente cuadro.

Sismo de Diseño	Aceleración asociada, para la costa del Perú (g)	Comportamiento estructural
Sismos frecuentes	0.20	Perfectamente elástico
Sismos ocasionales	0.25	Prácticamente elástico
Sismos raros	0.40	Importantes incursiones inelásticas con pérdida de resistencia y rigidez. La estructura es reparable.
Sismos muy raros	0.50	Severas incursiones inelásticas, pérdida casi total de rigidez y resistencia. No resulta práctico reparar la estructura.

Figura 29. Desempeño esperado para la componente estructural de edificios comunes en la costa peruana

5. CONCLUSIONES SOBRE LOS RESULTADOS

- Las fuerzas sísmicas del edificio en ambas direcciones son soportadas principalmente por muros de corte. Es decir, las dos placas P-1 y P-2 una en cada dirección, son las que conforman el sistema resistente a los sismos.
- De acuerdo a los resultados del muestreo de la resistencia a compresión del concreto mediante ensayos de diamantinas extraídas del edificio, la resistencia del concreto en promedio es de 182.1 kg/cm^2 , menor a la resistencia $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ que es usualmente considerada como mínima para este tipo de construcciones. No se tiene información documental sobre la resistencia especificada pero es de suponer que sea el valor de 210 kg/cm^2 . Los resultados a compresión de las diamantinas de concreto son muy dispersos con un valor mínimo de 81 kg/cm^2 .
- Según el análisis dinámico se ha determinado que los elementos estructurales que conforman el sistema resistente a las fuerzas sísmicas en ambas direcciones tienen una adecuada rigidez lateral. Los desplazamientos máximos se encuentran dentro de lo permitido por el reglamento.
- Los resultados del análisis se ha determinado que la estructura presenta deficiencias respecto a la normatividad vigente. En algunos casos la demanda supera la capacidad última.
- La placa P-1, presenta déficit en su resistencia a corte en los primeros pisos.
- La placa P-2 presenta déficit en su resistencia a flexo compresión a partir del tercer piso, debido a la reducción de su longitud.
- Las columnas tienen alta incertidumbre en su capacidad resistente debido a la gran dispersión de resultados de f'_c con valores muy bajos en algunos casos. Como se trata de una muestra se debe prestar especial atención a su refuerzo.
- Haciendo una comparación entre fuerzas resistentes sísmicas con las actuantes, se tiene que la capacidad de los elementos críticos del edificio corresponderían a un coeficiente sísmico de $Z=0.27$, en lugar de $Z=0.4$ que manda la norma.

Esta evaluación se ha realizado con la asunción de que el edificio posee condiciones de comportamiento inelástico que permitan usar un factor de reducción $R=6$, lo cual no se podría asegurar debido a la forma que han sido contruidos sin confinamientos en los extremos y cuantías de acero menores al 0.0018. De no tener condiciones para usar $R=6$ sino un valor menor, la demanda sísmica se incrementaría y ocasionaría que un mayor número de elementos tengan resistencias menores a las requeridas..

Dadas las deficiencias que presenta en resistencia es recomendable el reforzamiento de columnas con baja resistencia a la compresión y de muros de corte con deficiencias por corte y flexión que garanticen un adecuado comportamiento bajo las cargas reglamentarias a que estará sometido.



6. CONCLUSIONES SOBRE EL DESEMPEÑO

1. Los elementos críticos del edificio presentan una capacidad a soportar solicitaciones sísmicas relacionadas a un coeficiente sísmico de $Z = 0.27$; por lo tanto el comportamiento del edificio ante sismos frecuentes y ocasionales sería satisfactorio.
2. Sin embargo, el edificio no soportaría sismos raros sin daños importantes en su estructura, puesto que para ello debería tener un comportamiento satisfactorio con $Z=0.4$, lo cual no se cumple. La normativa actual especifica que los edificios peruanos deben estar preparados para soportar las solicitaciones de sismos raros con el desempeño de resguardo de vida. El edificio estudiado no cumple con esta demanda.
3. La deficiencia para cumplir con los principios de la norma está relacionada a la limitada capacidad para contrarrestar los esfuerzos de flexo compresión y corte de las placas P1 y P2.
4. De ambas deficiencias la más crítica es la deficiencia en corte que podría conducir a daños irreparables en el edificio. Las eventuales fallas por flexo compresión podrían ser reparables en caso de sismos raros.
5. Debido al sistema resistente estructural de muros de corte importantes es poco probable un colapso de la edificación aún en caso de sismos raros.



7. RECOMENDACIONES

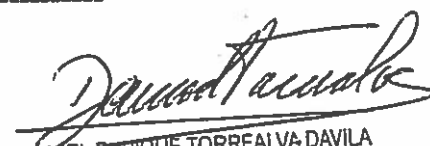
1. Para mejorar el desempeño del edificio y satisfacer los principios de la norma peruana, se requiere aumentar la capacidad a corte de la placa P1. Esto se puede lograr con la colocación de fibra de carbono.
2. Asimismo se debe mejorar la capacidad a flexo compresión de la placa P2. Una alternativa es que la placa existente en los primeros niveles continúe hasta el tercer piso.
3. Para aumentar la capacidad de flexo compresión de las columnas, se podrá utilizar fibra de carbono con el fin de proveerles de una mayor resistencia a compresión.
4. No se recomienda construir más pisos sobre lo existente para no exigir mayores refuerzos a la edificación que ya se debe reforzar para cumplir con la normativa vigente.

DANIEL ENRIQUE TORREALVA DAVILA
INGENIERO CIVIL
Reg. del Colegio de Ingenieros N° 14072

8. CUADRO RESUMEN

ELEMENTOS ESTRUCTURALES CRÍTICOS	DIAGNÓSTICO	TRATAMIENTO CORRECTIVO	PROPUESTA DE INTERVENCIÓN
PLACA P1	Corte: Presenta déficit para soportar los esfuerzos de corte de sismo en los pisos inferiores.	Se requiere incrementar su capacidad resistente al corte.	Posible uso de fibra de carbono que incremente su resistencia al corte.
	Flexocompresión: La capacidad de la placa se hallan dentro de los rangos aceptables. Si bien no cumple con la norma actual, la sollicitación no sobrepasa su capacidad.	Se podría no realizar tratamiento. Sin embargo, si se requiere Incrementar la seguridad, se deberá incrementar su resistencia a flexocompresión.	Posible ensache de la placa en los extremos.
PLACA P2	Corte: La resistencia actual de la placa es mayor a la demanda, es decir se espera un comportamiento satisfactorio.	No se requiere tratamiento.	No hay propuesta para este efecto.
	Flexocompresión: La capacidad de la placa en el primer piso es satisfactoria respecto de la sollicitación sísmica. Sin embargo, a partir del tercer piso los esfuerzos sobrepasan la capacidad de la placa existente.	Se requiere incrementar la capacidad de flexocompresión.	Por encima del segundo piso, aumentar la longitud de la placa.
COLUMNA 1	Corte: La resistencia actual de la columna es mayor a la demanda, es decir se espera un comportamiento satisfactorio.	No se requiere tratamiento	No hay propuesta para este efecto
	Flexocompresión: Existe variabilidad en las resistencias del concreto de las columnas, si bien algunas se hallan dentro de los rangos aceptables, hay otras que no cumplen.	En las columnas de f'c bajo se requiere incrementar la resistencia a flexocompresión	Posible uso de fibra de carbono para confinar la columnas que lo requieren.

Figura 30. Resumen del diagnóstico, tratamiento y propuesta de intervención.


DANIEL ENRIQUE TORREALVA DAVILA
INGENIERO CIVIL
Reg. del Colegio de Ingenieros N° 14072



ANEXO 1

COPIA DEL INFORME TÉCNICO PARCIAL

(Original entregado en el Informe Técnico Parcial)

INFORME TÉCNICO PARCIAL

EXPEDIENTE : INF-LE N° 192-13

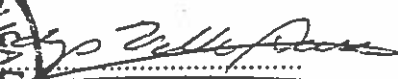
SOLICITANTE : **Ministerio de Desarrollo e Inclusión Social**
Av. Paseo de la República N° 3101, San Isidro

TÍTULO : EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DEL INMUEBLE
DEL MIDIS UBICADO EN AV. PASEO DE LA
REPÚBLICA N° 3101 – SAN ISIDRO

ELABORADO POR : Ing. Daniel Torrealva Dávila
Ing. Erika Vicente Meléndez

FECHA : San Miguel, Septiembre 09, 2013




Gladys Villa García M.
Jefa del Laboratorio de
Estructuras Antisísmicas

**INFORME TÉCNICO PARCIAL
EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DEL INMUEBLE
DEL MIDIS UBICADO EN AV. PASEO DE LA
REPÚBLICA N° 3101 – SAN ISIDRO**



EON.

Setiembre 2013



1. INTRODUCCIÓN

Este edificio, perteneciente al Ministerio de Desarrollo e Inclusión Social (MIDIS), se encuentra ubicado en el distrito del San Isidro, en la esquina de la Calle Miguel Seminario y la Av. Paseo de la República. El inmueble ocupa un terreno de 770 m².

Tiene columnas y vigas de concreto armado y tabiquería de ladrillo pandereta y drywall. Presenta 11 pisos y sobre el piso 11, existen oficinas construidas en drywall.

Actualmente funciona, además del MIDIS, las oficinas de FONCODES.

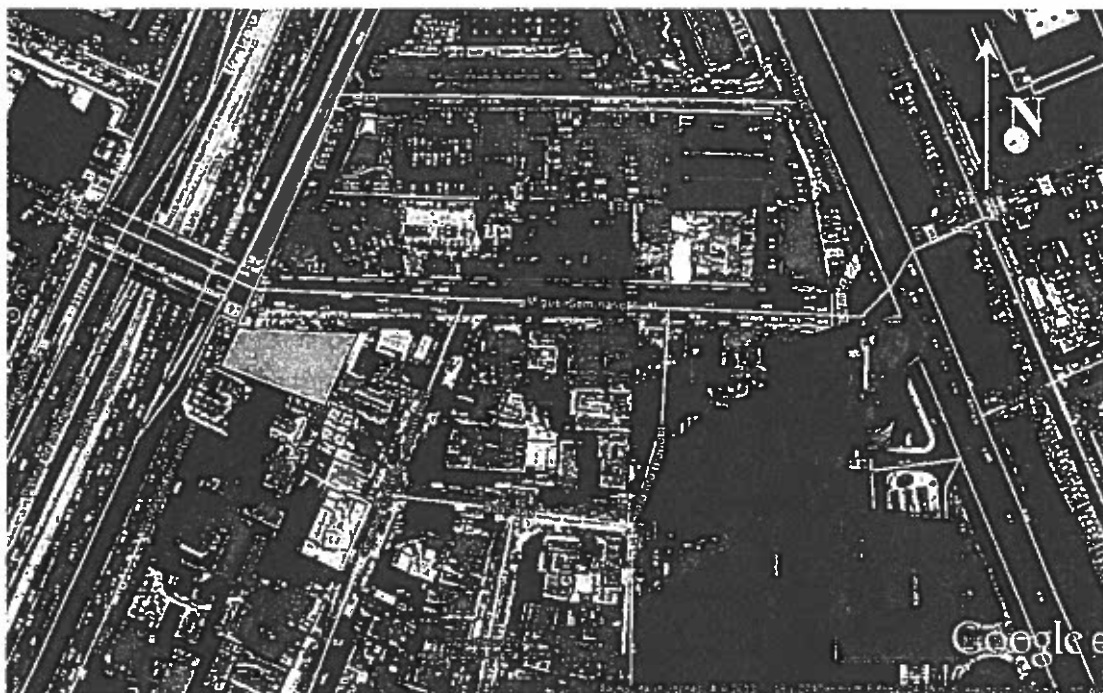


Figura 1. Ubicación del predio, aparece sombreado.

2. OBJETIVO

El propósito del presente informe es alcanzar los resultados de las inspecciones y ensayos de la evaluación estructural del edificio. Además se describe su configuración estructural, así como la calidad de los materiales y el estado de conservación actual.

Para lograr este propósito se efectuaron inspecciones visuales, prospecciones, mediciones y extracción de especímenes y ensayos de laboratorio.





3. ANTECEDENTES

Según la información recopilada, se aprecia que el proyecto de arquitectura fue realizado por el Arq. Ricardo Malachowski para la Inmobiliaria Ursula y tiene fecha en 1966, por lo que se estima la construcción fue realizada en ese año o el siguiente.

Por esos años no existía aún el Reglamento Nacional de Construcciones tal y como se conoce actualmente y es sabido que en la mayoría de los casos se diseñaba con criterios de comportamiento elástico por cargas de servicio. Tampoco entraban en vigencia las recomendaciones para diseño sismo resistente, pues éstas se emitieron recién en el año 1970.

No se cuenta con planos de estructuras por lo que la información de la configuración estructural debe ser obtenida del trabajo de auscultación en campo con las limitaciones económicas y logísticas de factibilidad que esto conlleva. Asimismo la resistencia de los materiales y estado de conservación se realiza mediante las prospecciones y ensayos.

4. CRITERIOS

Este edificio tiene como material de construcción principal el concreto armado, por ello las inspecciones y ensayos están dedicados a investigar el estado actual de los materiales involucrados y su resistencia, por lo cual se han definido los siguientes indicadores:

La configuración estructural: Existen modos de estructuras más seguros que otros. Las dimensiones y la disposición de los elementos estructurales, tanto en planta como en altura es un factor influyente en el comportamiento estructural del edificio.

Resistencia y estado actual del concreto: Debido a diversos factores el concreto puede presentar baja resistencia; si la demanda de cargas es mayor a los esfuerzos que pueden soportar los elementos de concreto, podría ser la causa de la aparición de fisuras, grietas o fallas locales.

Cantidad de barras de refuerzo: El acero le brinda ductilidad al concreto y mayor capacidad de carga. La ductilidad de la edificación está directamente relacionada a la cantidad de refuerzo de acero en los elementos de concreto.

Corrosión de las barras de refuerzo: Uno de los grandes problemas del concreto armado es la corrosión, que ataca el refuerzo de acero, generando pérdida de ductilidad. En el proceso de corrosión el acero atacado se hincha y el recubrimiento de concreto sufre fisuras, grietas y finalmente se pierde.



5. CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL

El edificio presenta 11 niveles y está constituido por columnas de concreto armado, las mismas que se conectan entre sí mediante vigas chatas, a excepción del sótano, donde existen vigas peraltadas en un sentido. El techo de los demás pisos es plano, presenta viguetas con gran peralte, que se apoyan en vigas chatas.

En todos los niveles la distribución y dimensiones de columnas y vigas son prácticamente uniformes.

Existen placas en el perímetro, en los lados que colindan con los terrenos adyacentes. Las placas conforman la contención del terreno en el sótano.

Existe una caja de ascensores que va desde el sótano hasta el nivel 12.

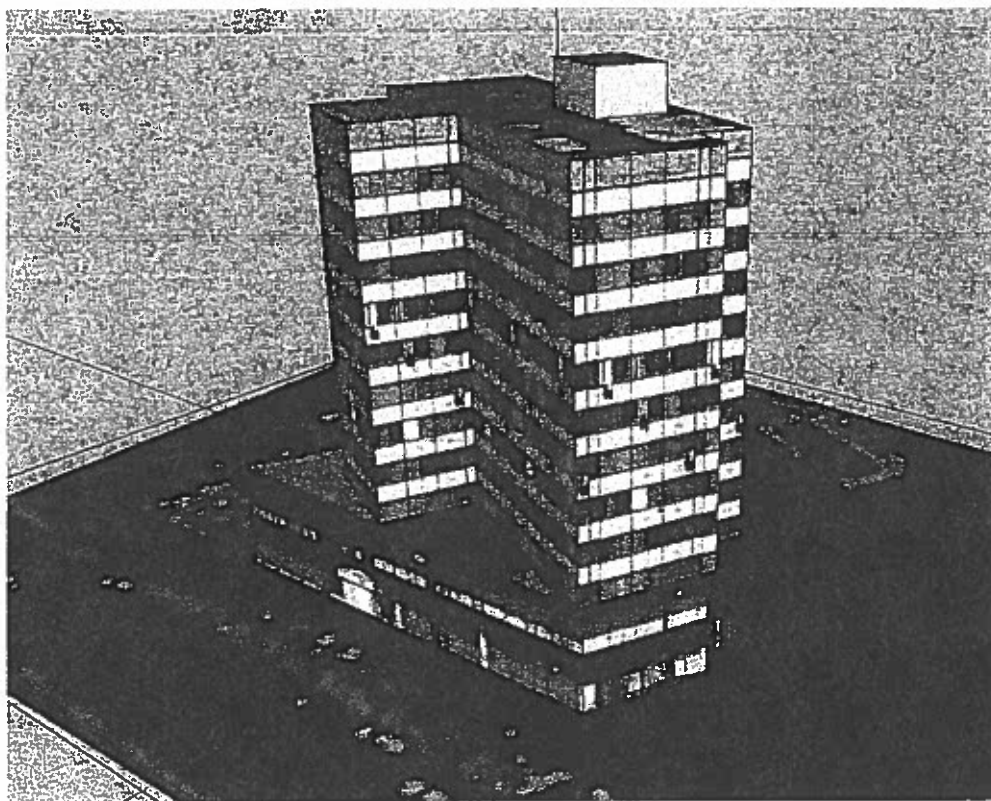


Figura 2. Esquema en 3 dimensiones del edificio, nótese el cambio en la planta de los dos primeros niveles y los pisos superiores.



Sótanos:

El Primer sótano es utilizado actualmente como estacionamiento y permite el paso a los estacionamiento del edificio colindante de de FONAFE.

Presenta columnas de 80x40cm, vigas peraltadas de 40x55cm donde descansa el aligerado que está constituido por las viguetas de 12x 35 cm separadas 30 cm. Los espacios entre viguetas están ocupados por bloques de concreto.

Existen vigas chatas que conectan las columnas en el sentido paralelo a las viguetas del techo, son de 20 x 35 cm.

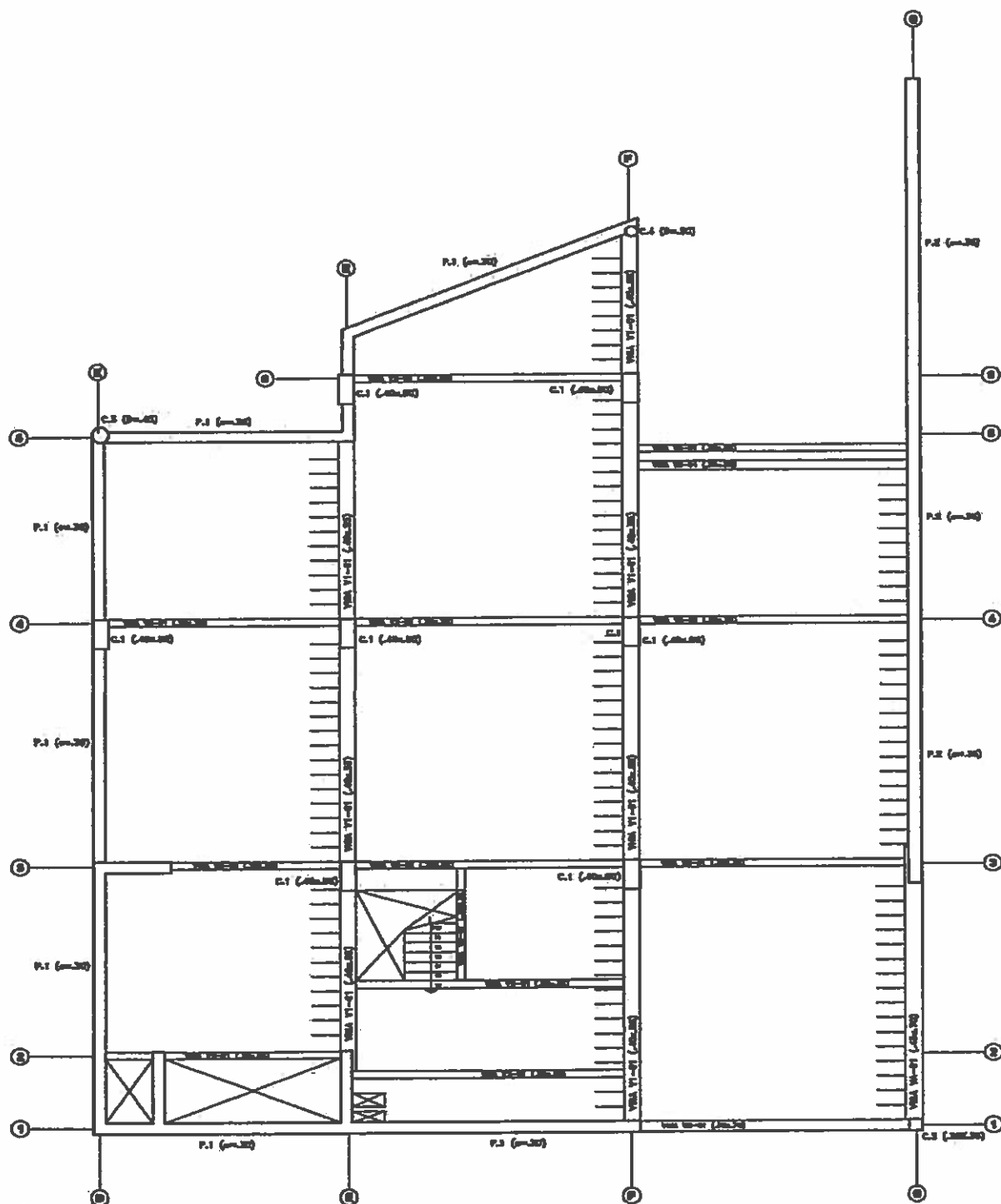
Los muros de contención que colindan con el terreno son placas de concreto armado de 30 y 35 cm de espesor, ubicados en los ejes 1, 5, D, G y entre los ejes E y F.

Existen dos sótanos adicionales al sótano 1, entre los ejes F, G y 1 y 3, que corresponde a un pase entre estacionamientos subterráneos en dos edificaciones vecinas. Por ello existe una placa de un cuarto de circunferencia que se conecta a columnas y vigas.

La cimentación de las columnas son de 3 x 3.4 m y 1.00 m de altura. La profundidad de cimentación es 1.00 m, es decir, el cimiento se inicia al nivel del terreno.

END





PLANTA ESTRUCTURA SÓTANO 1

ALIGERADO $H=35$
ALTURA DE PISO A TECHO = 2.30
11778

Figura 3. Planta de estructuras del sótano 1.



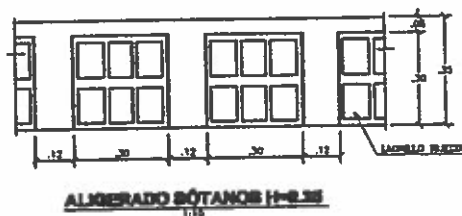


Figura 4. Esquema del aligerado del techo del sótano

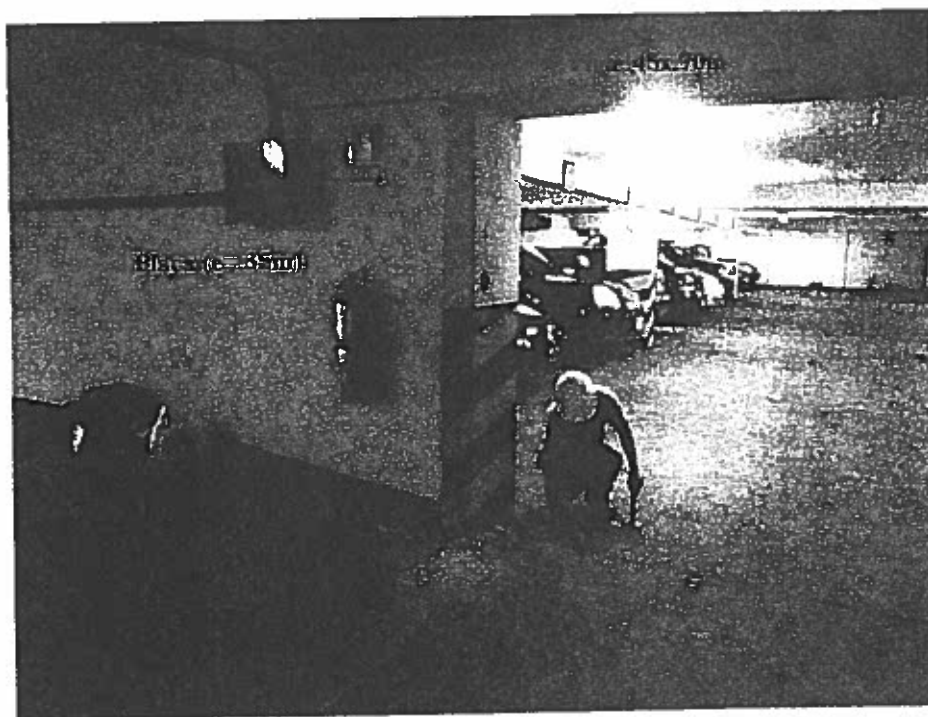


Figura 5. Encuentro de placa y viga en la intersección
de los ejes G y 3 del sótano 1.

EN

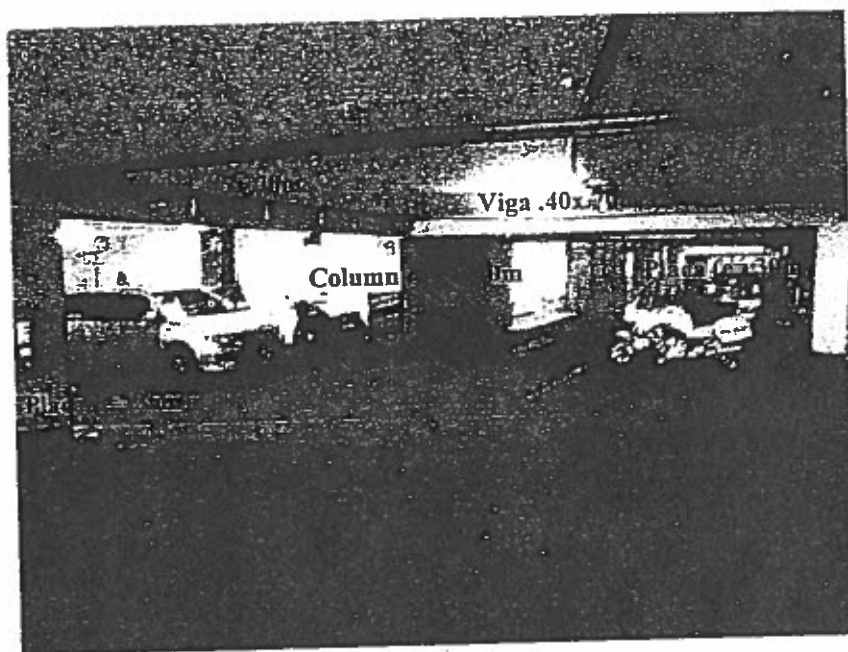


Figura 6. Intersección de pórticos de los ejes 1 y G en el sótano 1.

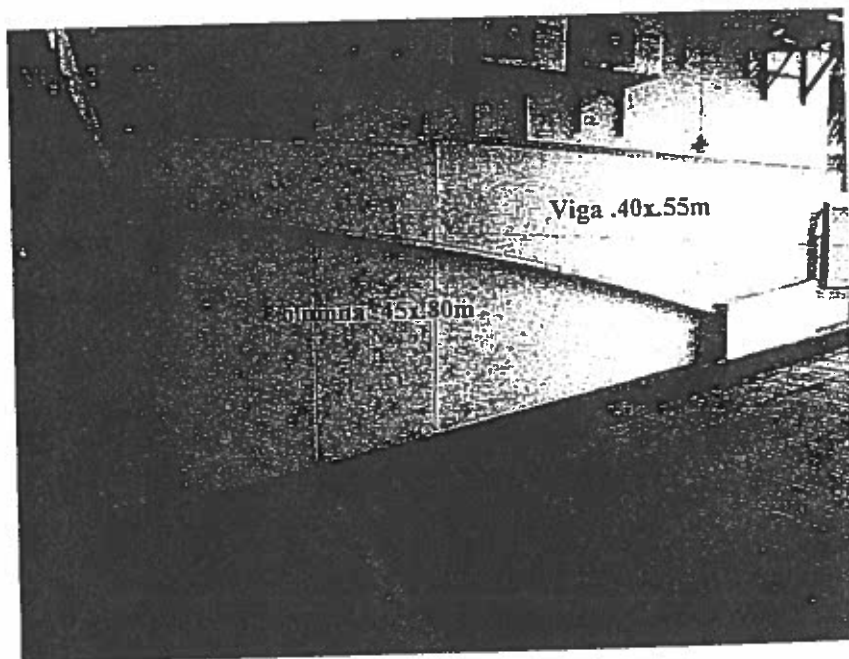
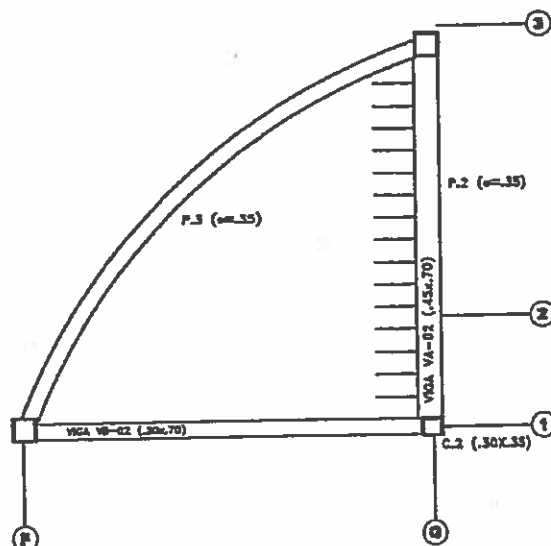


Figura 7. Vista parcial del pórtico del eje F en el sótano 1.

EV



PLANTA ESTRUCTURAS SÓTANOS 2 y 3

ALIGERADO $H=.35$
ALTURA DE PISO A TECHO = 2.30

Figura 8. Planta de estructuras de los sótanos 2 y 3.

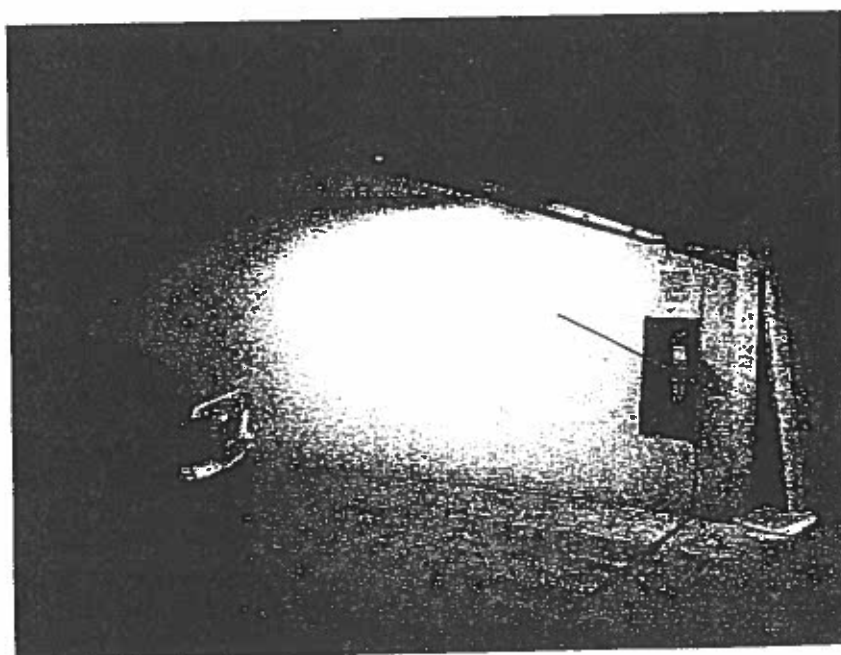


Figura 9. Vista parcial de placa semicircular en sótano 2.
La flecha señala la intersección de los ejes G y 3.

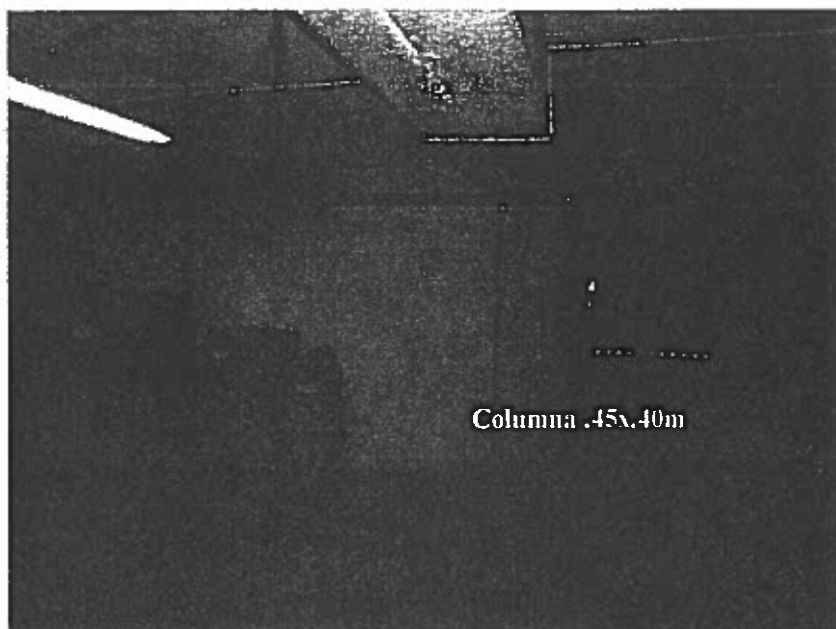


Figura 10. Intersección de pórticos de los ejes 1 y G en el sótano 3.

Primer y segundo nivel:

En los dos primeros niveles las columnas tienen secciones similares al sótano, es decir de 40x80 cm, sin embargo, las vigas que conectan las columnas son vigas chatas de 20x45cm.

Existen 3 columnas circulares en los ejes C, D y F que colindan con la fachada del edificio en la calle Miguel Seminario.

El techo es un aligerado de 45 cm. Con viguetas de 12x45 cm separadas 30 cm.

60/

Las placas de los ejes 1 y G continúan en estos pisos. Asimismo una placa en forma de L la intersección D-3 continúa en estos pisos.

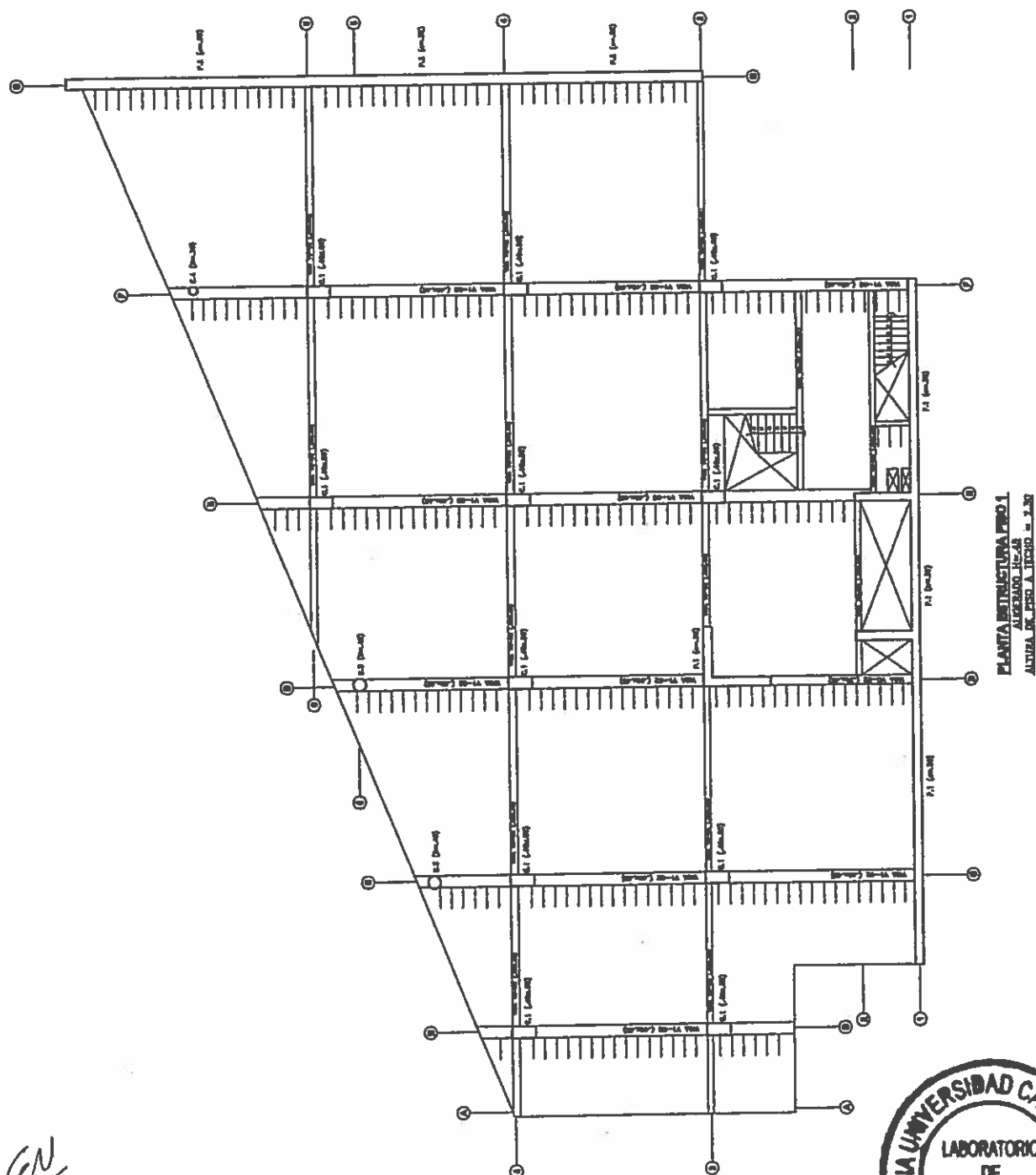


Figura 11. Planta de estructuras del piso 1.

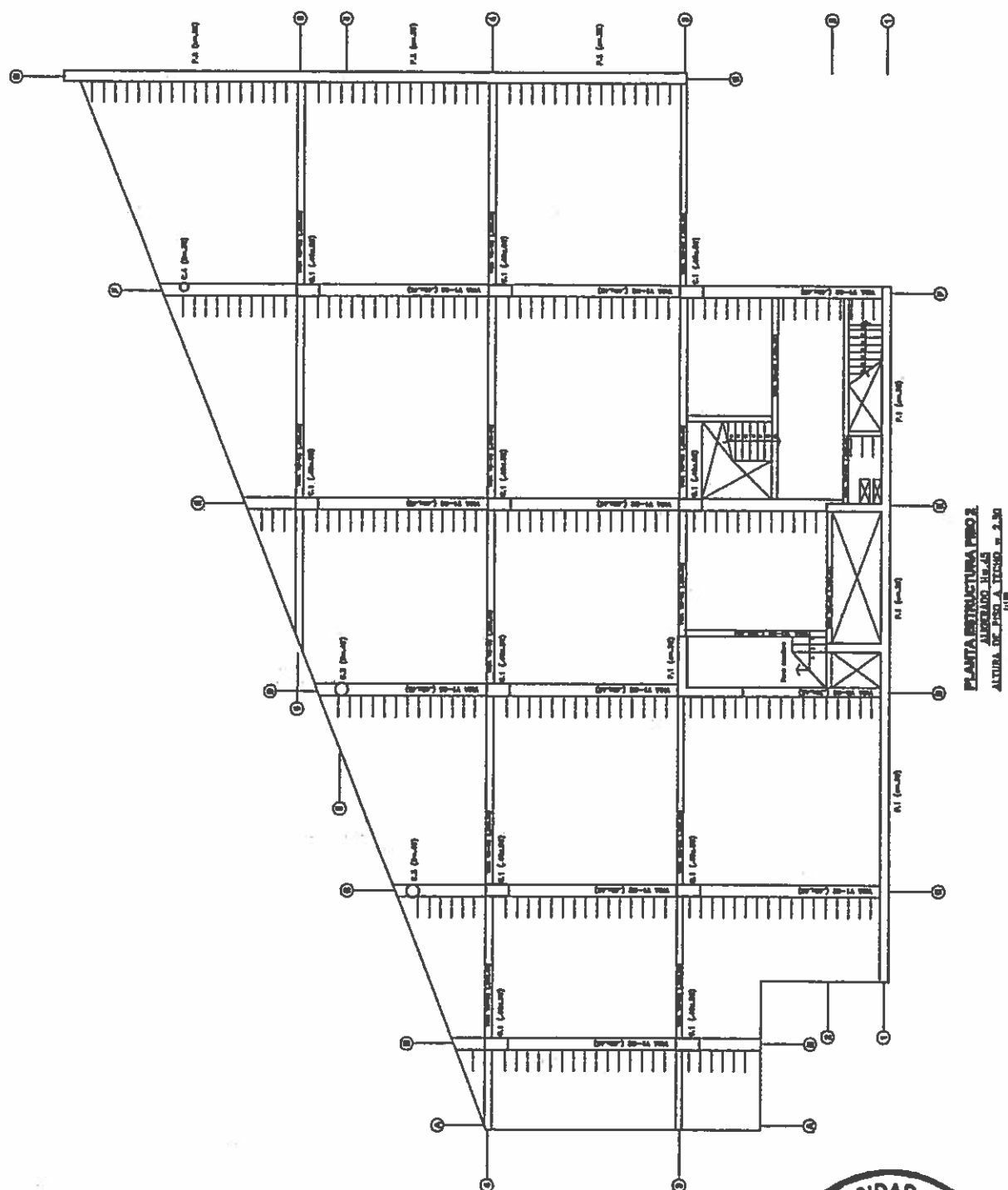


Figura 12. Planta de estructuras del piso 2.

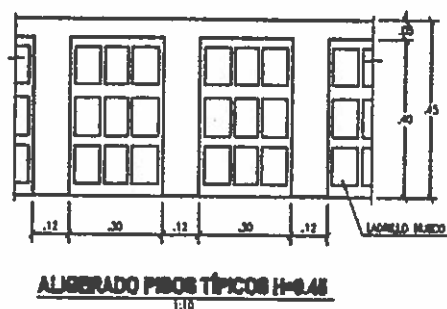


Figura 13. Sección del aligerado de los pisos del 1 al 11.



Figura 14. Placa del piso 1 ubicada en el eje 3 entre los ejes D y E.

EN

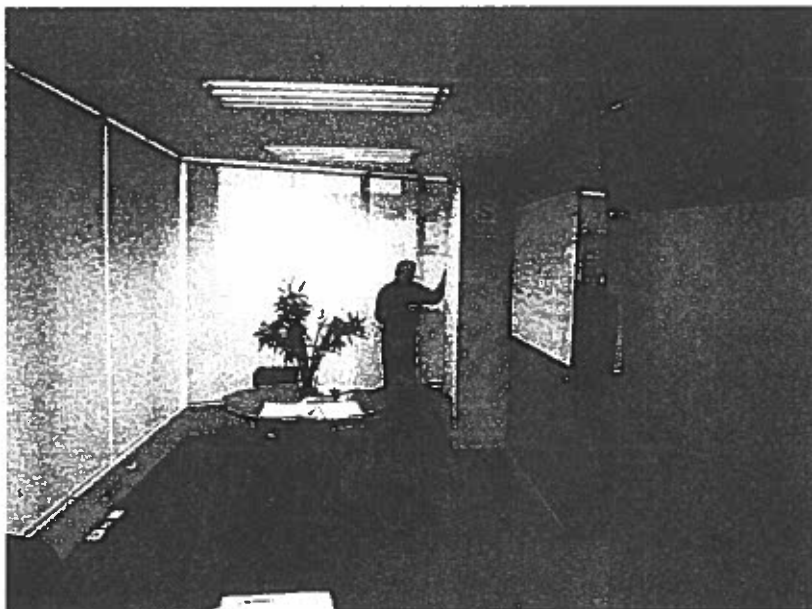


Figura 15. Columna del eje B en el piso 2. Al levantar el falso cielo raso no se observaron vigas peraltadas.

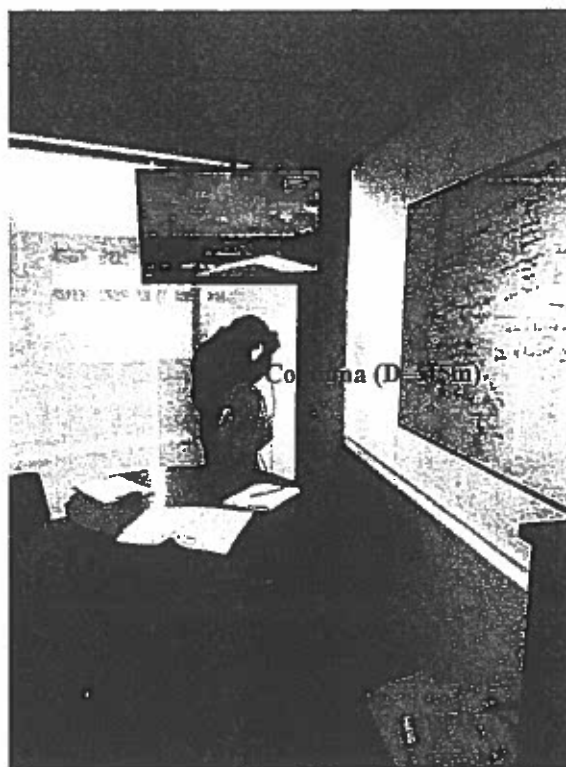


Figura 16. Columna circular en el eje C en el piso 2.

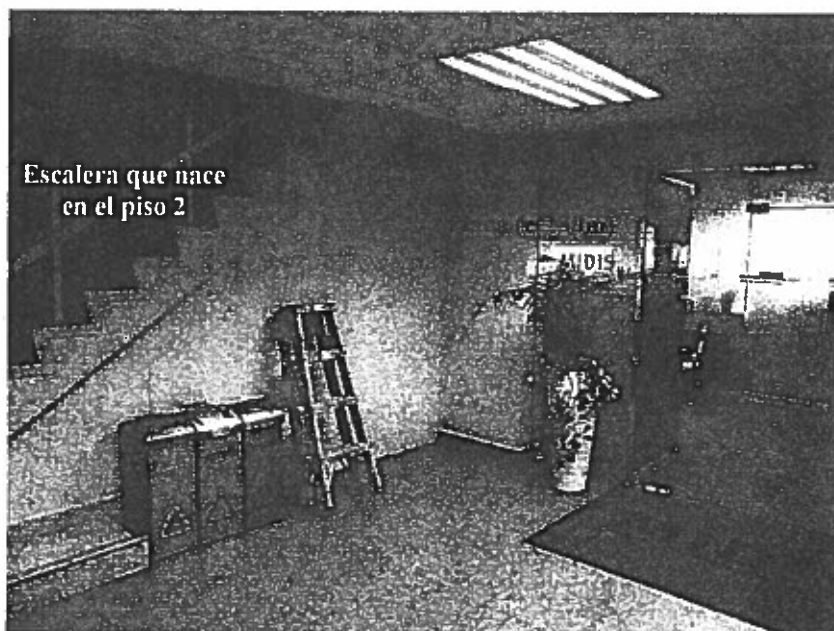


Figura 17. Escalera en el piso 2.

Tercero al Undécimo nivel:

Las columnas de 40x80 cm se mantienen con las mismas dimensiones desde el nivel 3 al 11. Del mismo modo, se mantiene el techo aligerado tiene 45 cm de espesor con viguetas de 12x45 cm separadas 30 cm, similar a los primeros pisos.

Entre los ejes 1 y 4 la estructura continúa igual que los pisos inferiores.

Las columnas ubicadas en el eje 6 en la intersección con E y F también se mantienen.

Las columnas circulares no continúan en estos pisos y la placa del eje G sube sólo entre los ejes 3 y 4. La placa del eje 1 sube hasta el nivel 11.

En estos pisos el área de aligerado se ve reducido respecto a los primeros pisos.

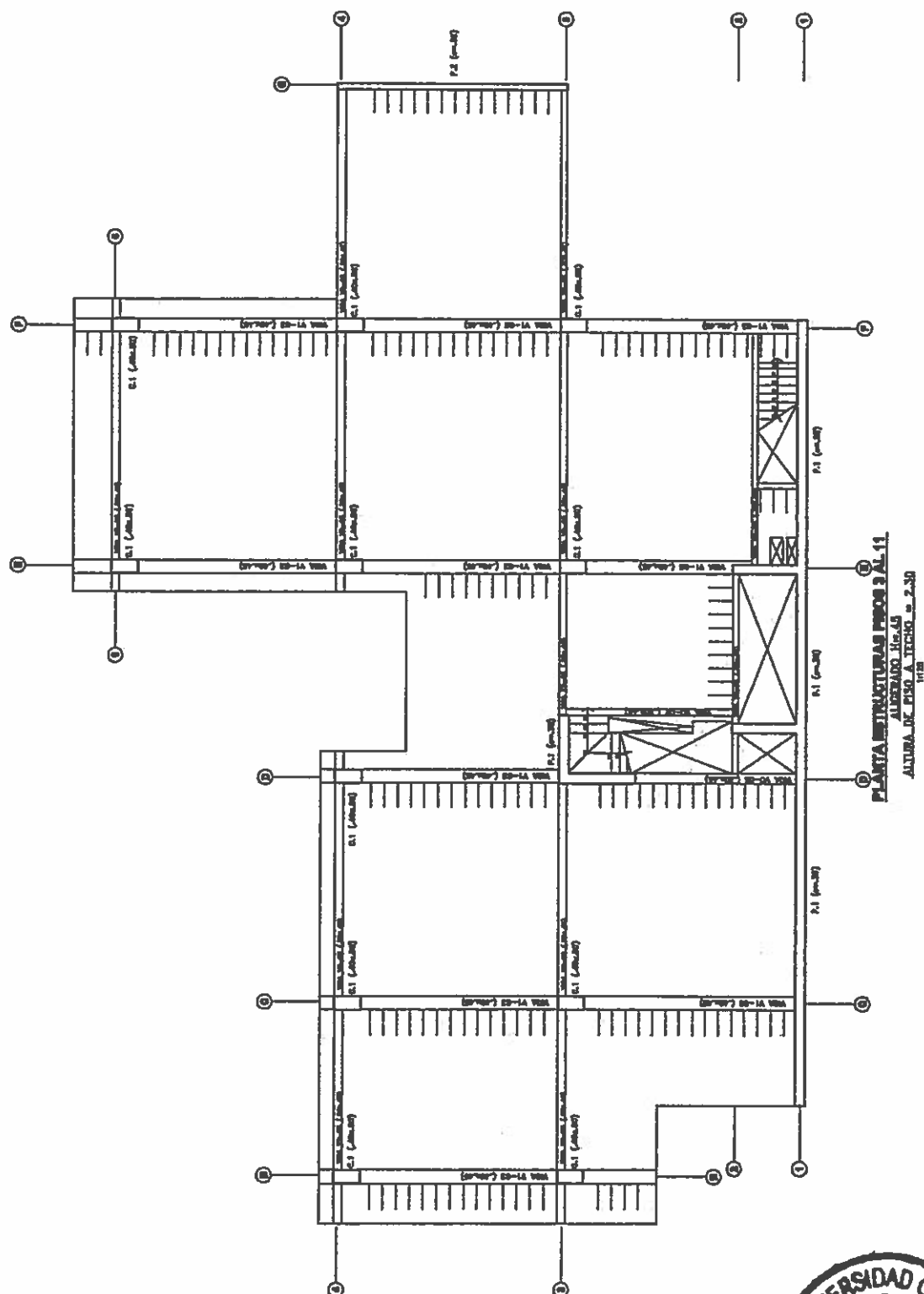


Figura 18. Planta de estructura típica de los pisos del 3 al 11.

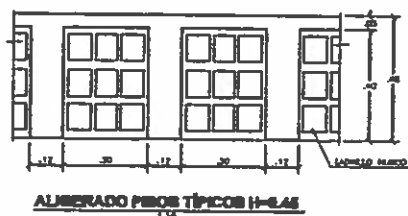


Figura 19. Sección del aligerado de los pisos del 1 al 11.

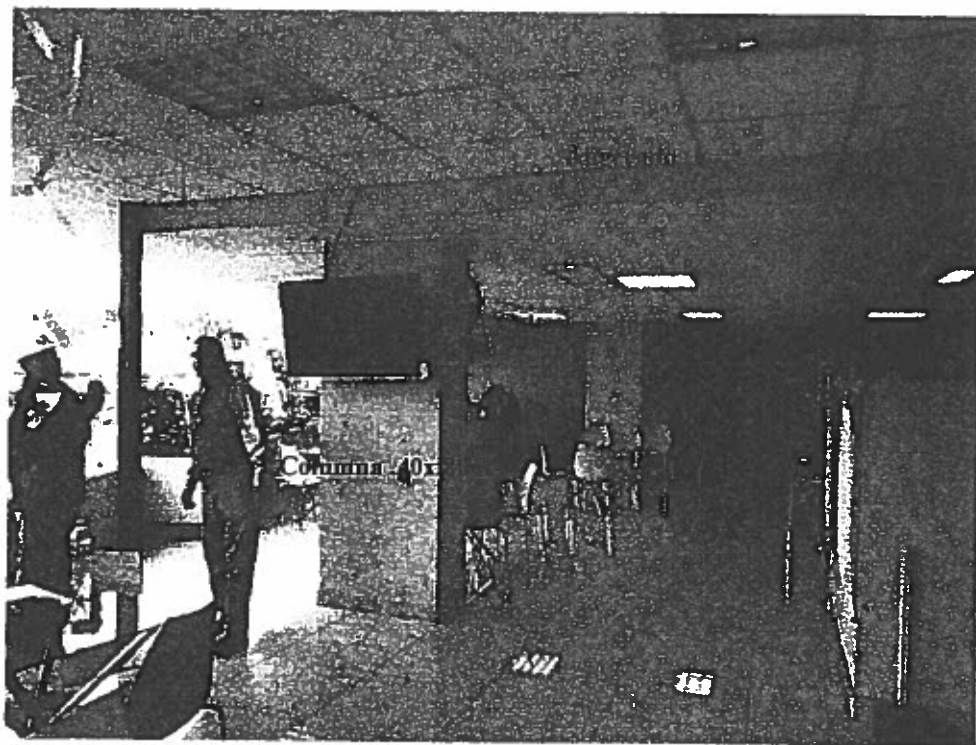


Figura 20. Vista parcial del pórtico del eje 4 en el nivel 3.
Nótese la ausencia de vigas peraltadas.

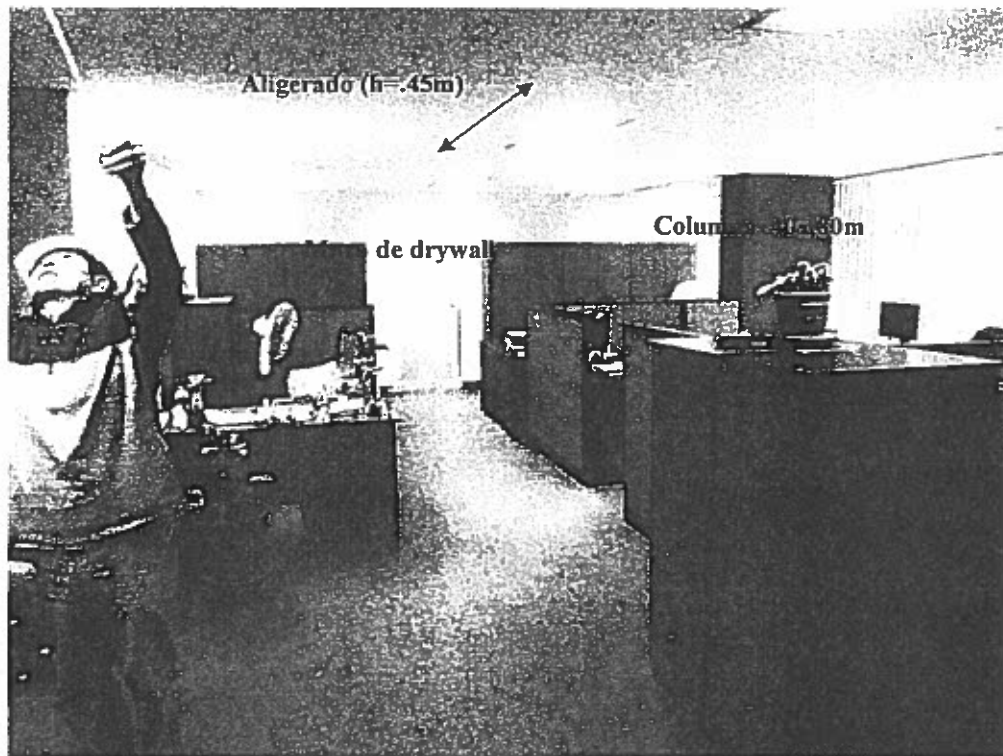


Figura 21. Oficinas del piso 6 en el que se observa el techo plano.

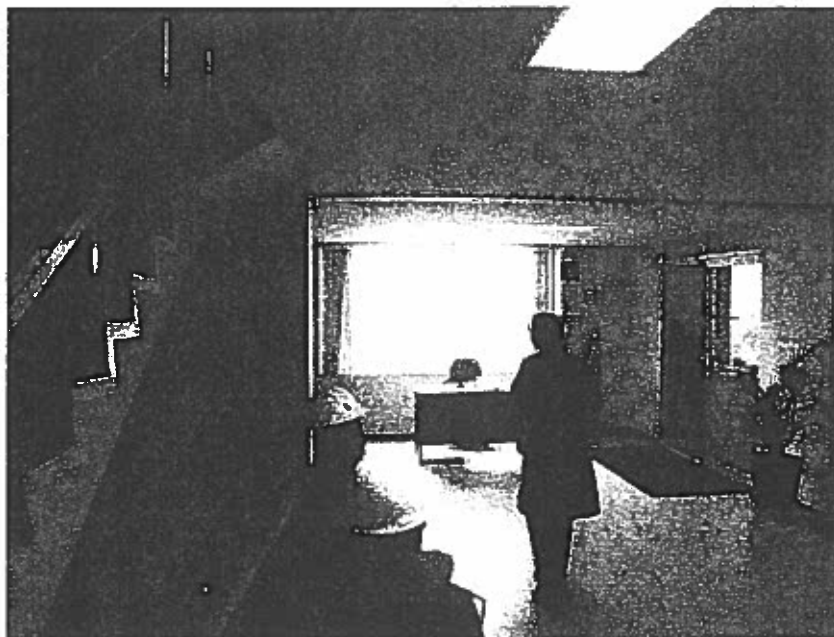


Figura 22. Vista del techo del piso 6.
La disposición de las luminarias coincide con la dirección de las viguetas del aligerado.



Figura 23. Peralte del aligerado en el nivel 6 (45cm).



Figura 24. Columna del piso 9 en la intersección de los ejes 4 y B.

Según lo observado, la estructura del edificio no considera aspectos sísmo resistentes, ésta afirmación se sustenta por lo siguiente:

Falta de vigas peraltadas, todas las vigas de los pisos a partir del primero son vigas chatas.

No se aprecia confinamiento de estribos ni en vigas ni en columnas.

Las losas del sótano son de 35cm de espesor y se apoyan sobre vigas peraltadas y en la dirección perpendicular las vigas son chatas. Esto corresponde a una concepción de pórticos principales (que cargan el techo) y pórticos secundarios (que solo tienen su peso propio) donde los pórticos principales tenían vigas principales y los pórticos secundarios se conformaban con vigas chatas.

En los pisos superiores a partir del primer piso las losas de los techos no poseen vigas peraltadas y tienen una losa aligerada de 45cm de espesor. Este tipo de estructuración era muy solicitado por los arquitectos de aquella época pues permitía diseñar la distribución interior sin la restricción de vigas peraltadas que cruzaran en medio de los ambientes.

Estos dos conceptos, pórticos principales y secundarios y losas planas, fueron luego dejados de lado cuando se comenzaron a aplicar los criterios de diseño sísmico donde se valora la importancia de contar con pórticos que tengan vigas peraltadas en las dos direcciones ortogonales.

6. DESCRIPCIÓN DEL ESTADO DE CONSERVACIÓN

El estado de conservación de la estructura, en general, es bueno. No se ha detectado signos de corrosión hasta donde se ha podido inspeccionar el edificio.

Las columnas y vigas del edificio no presentan daños visibles del estado de conservación. No se ha observado deflexiones en las vigas, asimismo el aligerado se mantiene en buen estado. Tampoco asentamientos diferenciales.

Únicamente en la viga del sótano en el eje 1 entre los ejes F y G se detectaron fisuras delgadas y también presencia de humedad.



EU

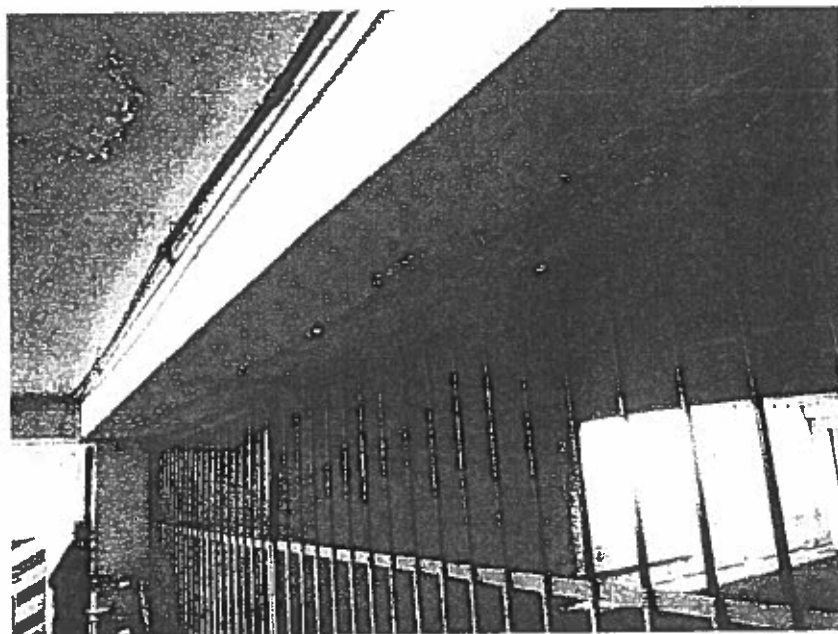


Figura 25. Presencia de humedad en la viga del sótano 1 ubicada en el eje 1 entre los ejes F y G.

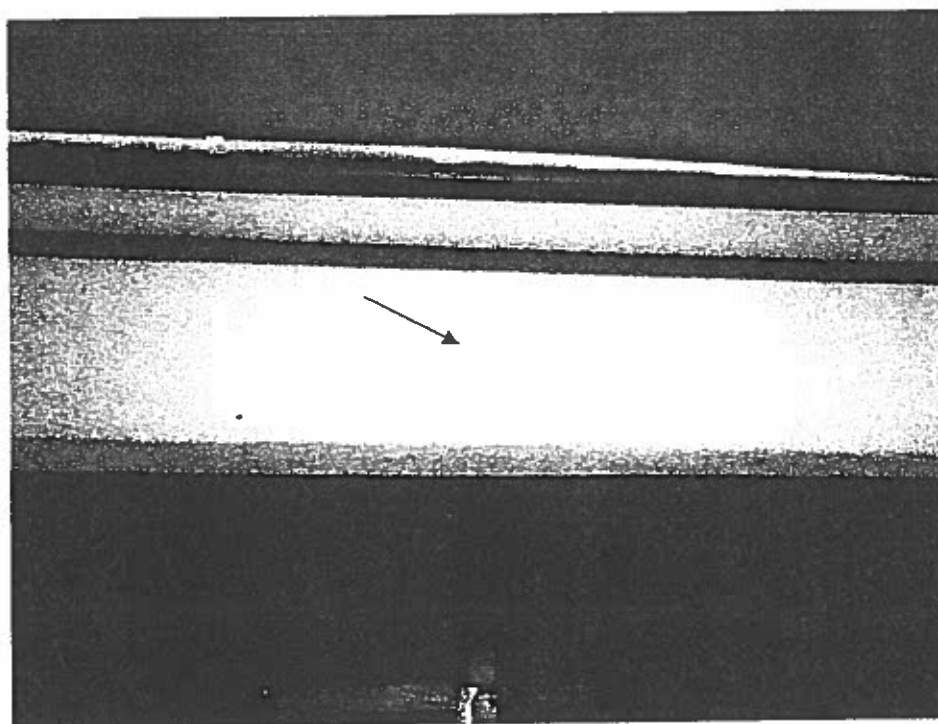


Figura 26. Fisura al centro de la viga en el sótano 1, en el eje 1 entre F y G.

7. INSPECCIONES Y ENSAYOS

Para conocer el estado y comportamiento del concreto armado en el edificio se realizaron las siguientes acciones:

En el campo

Inspección visual y toma de medidas

Se relevaron las dimensiones de los elementos estructurales en el edificio, tanto en las columnas como en las vigas y aligerados. Con los resultados de la inspección se consiguió formular la configuración estructural del edificio.

Extracción de muestras de concreto con taladro y broca de diamante

Se extrajeron 12 testigos diamantinos de concreto de las columnas, placas y vigas para que sean ensayados a la compresión. Para esto se utilizó un taladro extractor de núcleos de concreto y brocas diamantinas. El diámetro de las probetas fue de 74.3 mm y la longitud varió entre 160 y 200 mm. Luego de extraídas, las probetas se dejaron secar y fueron ensayadas 5 días después.

Uso del localizador de barras de refuerzo

Se hizo uso de un detector de metales marca PROCEQ modelo PROFOMETER 5⁺ para averiguar la ubicación, sentido y cantidad (cuantía) de las barras de refuerzo en los distintos elementos estructurales.

Sondajes para conocer el refuerzo de acero en la estructura

Se realizaron sondajes en columnas y placas, con el fin de observar el tipo de acero de refuerzo del edificio.

Se adjuntan los resultados del laboratorio en el Anexo 1.

Excavaciones en cimientos y otros

Se realizó 2 excavaciones en el sótano para conocer la cimentación de la columna y placa del edificio. Se logró conocer las dimensiones de la zapata de la columna, conocer la cimentación de la placa no fue posible, pues los lugares de acceso son de propiedad de otros.

Ensayos de laboratorio

Resistencia a la compresión del concreto

Los especímenes diamantinos extraídos de la estructura de concreto fueron ensayados a compresión utilizando una Máquina Universal.



EN

Estos ensayos fueron realizados con celda de carga, calibrada periódicamente con una celda patrón, trazable internacionalmente. Los resultados han sido corregidos por esbeltez.

Se adjuntan los resultados en el Anexo 1.

8. RESULTADOS DE LOS ENSAYOS - CALIDAD DE LOS MATERIALES

Los ensayos realizados permiten conocer la calidad actual de los materiales.

Acero en el concreto armado

Según los ensayos de detección del refuerzo, las columnas de los primeros pisos presentan cuantías de 1.4 % y 1.8 %. En los últimos pisos presentan cuantías de 0.55 %. Además en los sondeos se ha observado que las barras de acero son de manufactura antigua, con estrías perpendiculares a la barra, propias de la época de construcción (1967). Las barras se encuentran torsionadas, este tratamiento fue realizado antes de su colocación con el objetivo de endurecerlas. El estado de conservación es muy bueno.

Resistencia a la compresión del concreto

Se han extraído 12 probetas diamantinas de diversos elementos estructurales vigas, columnas y placas obteniéndose una dispersión de resultados grande desde 81kg/cm² hasta 272kg/cm². Al no contar con planos de estructuras ni documentos de construcción no se puede saber cuál fue la resistencia nominal del concreto especificada por el proyectista pero se puede estimar conservadoramente que fluctúa entre 175kg/cm² y 210 kg/cm² siendo más probable el valor de 210kg/cm².

En cualquiera de ambas situaciones se puede afirmar que la calidad del concreto no es uniforme y posee algunos valores muy por debajo de la resistencia nominal que debe tener.

La resistencia del concreto es muy variable, se observó que el concreto presenta gran cantidad de piedra - cantos rodados y en algunos casos la matriz del cemento era de baja dureza.

Los resultados de peso unitario, que fluctúan entre 2,324 y 2,159 Kg/cm², coinciden con los resultados de los ensayos a compresión, es decir, las probetas con menor peso tienen la peor resistencia.



ew



9. CONCLUSIONES

En la estructura del edificio no se ha considerado el aspecto sismo resistente.

Se tiene una estructura de concreto armado con columnas y vigas chatas, es decir con techo plano. Faltan elementos de confinamiento en las vigas y columnas. Esto se debe a que en la época en que fue construido el edificio (aproximadamente 1967) no existían exigencias que tomaran en cuenta los sismos.

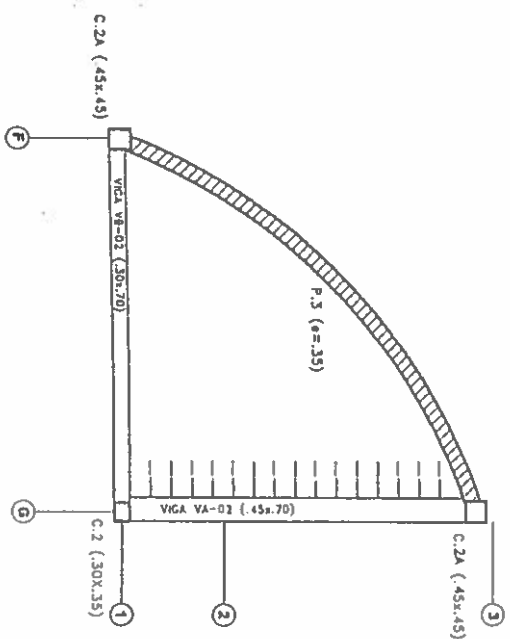
En general, el estado de conservación de los materiales es bueno, se ha observado que el acero está torsionado, este tratamiento del acero se realizaba para dotar de dureza y elevar su esfuerzo de fluencia. Las barras presentan la sección completa es decir no tiene problemas de corrosión.

No se ha observado deterioro en el concreto. Sin embargo, los ensayos a compresión en muestras de concreto han dado como resultado que su calidad es muy variable. El edificio tiene elementos estructurales donde la resistencia a compresión está considerablemente por debajo del valor nominal estimado. (Valor nominal estimado = 175 Kg/cm^2 , resultado en algunas probetas: 80 Kg/cm^2)



Erka Fabiola
ERKA FABIOLA VICENTE MELENDEZ
INGENIERA CIVIL
Reg. del Colegio de Ingenieros N° 71429





PLANTA ESTRUCTURAS SÓTANOS 2 Y 3

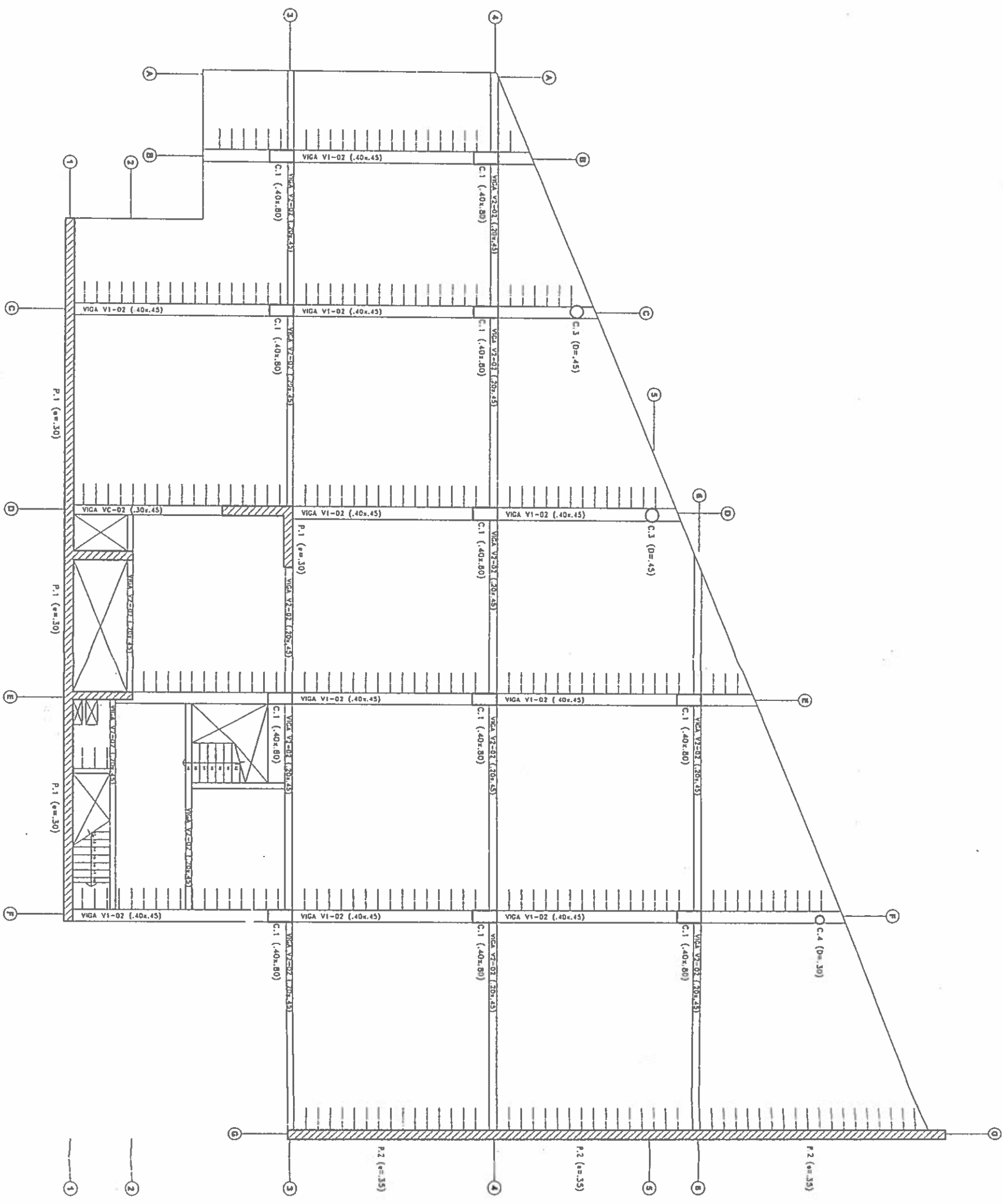
ALZADO H=35
ALTURA DE PISO A TECHO = 2.30

11/25

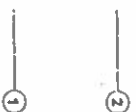


GP/

PLANTA ESTRUCTURAL PISO 1
 ALGERADO H=4.5
 ALTURA DE PISO A TECHO = 2.30



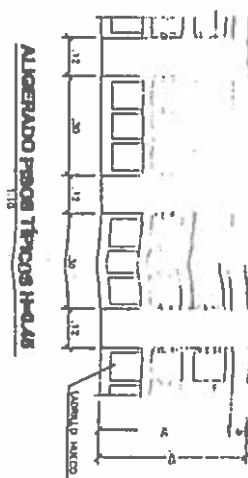
CV.

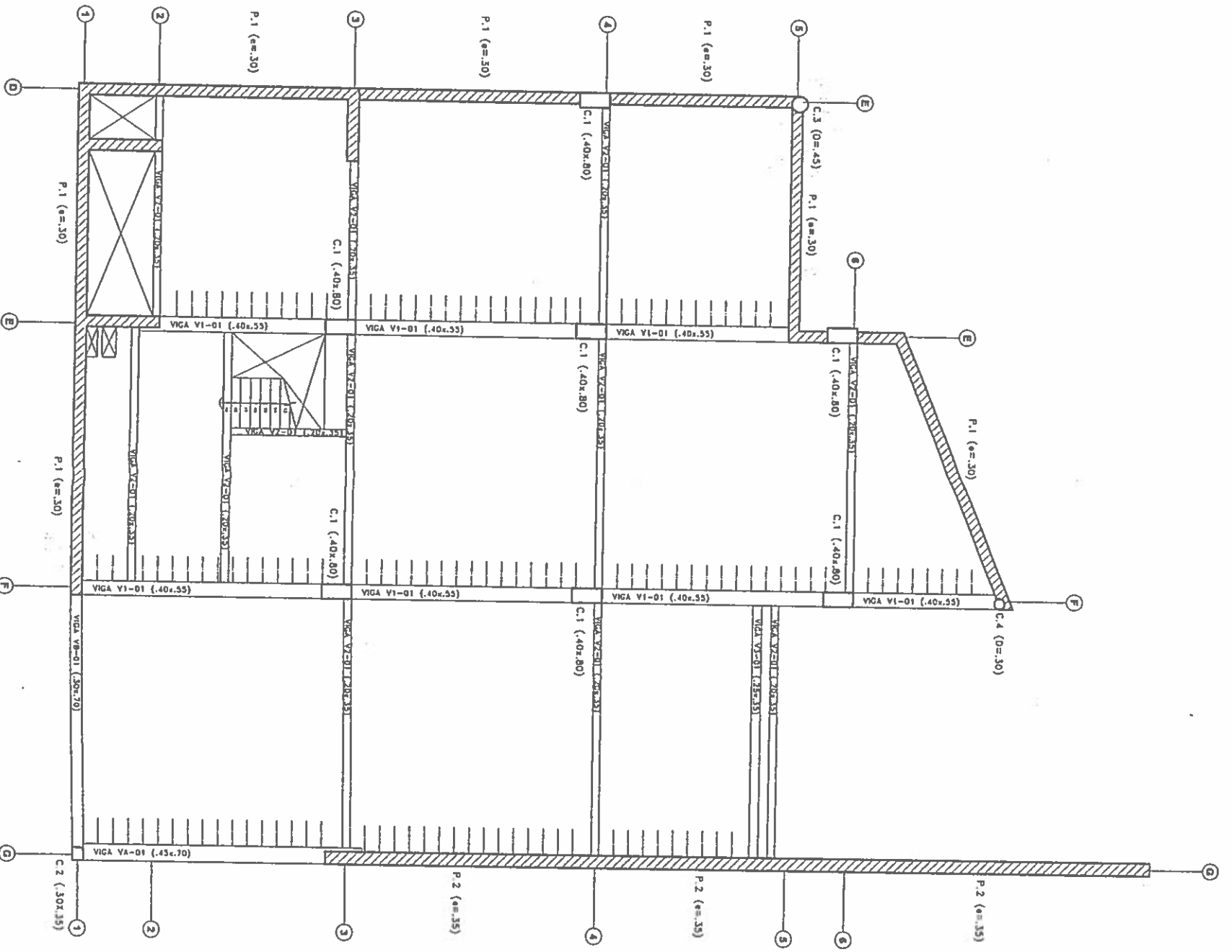


ALGERADO H=.45

ALTURA DE PISO A TECHO = 2.30





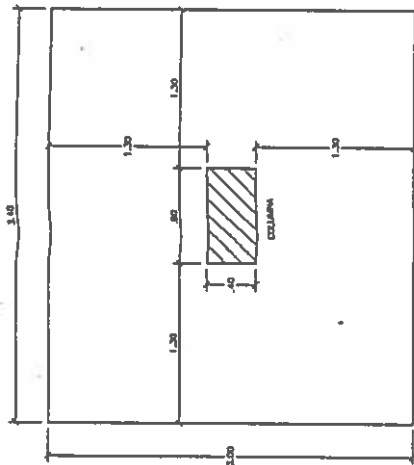


PLANTA ESTRUCTURA SÓTANO 1

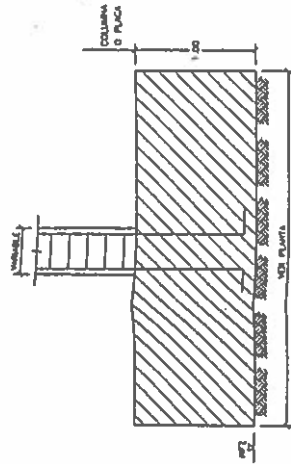
ALIGERADO H=3.5
ALTURA DE PISO A TECHO = 2.30
1:125



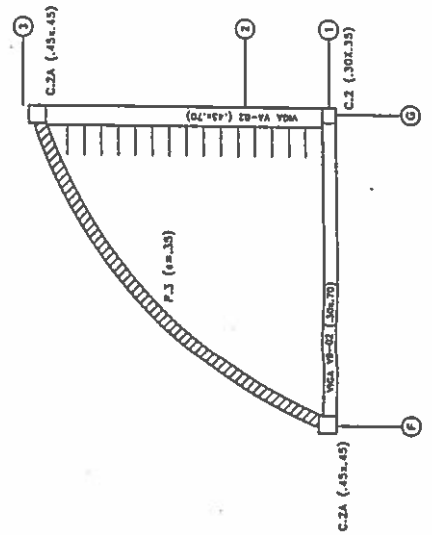
Handwritten signature/initials



DETALLE DE CIMIENTO EJES F-4
PLANTA COLUMNA
3/4

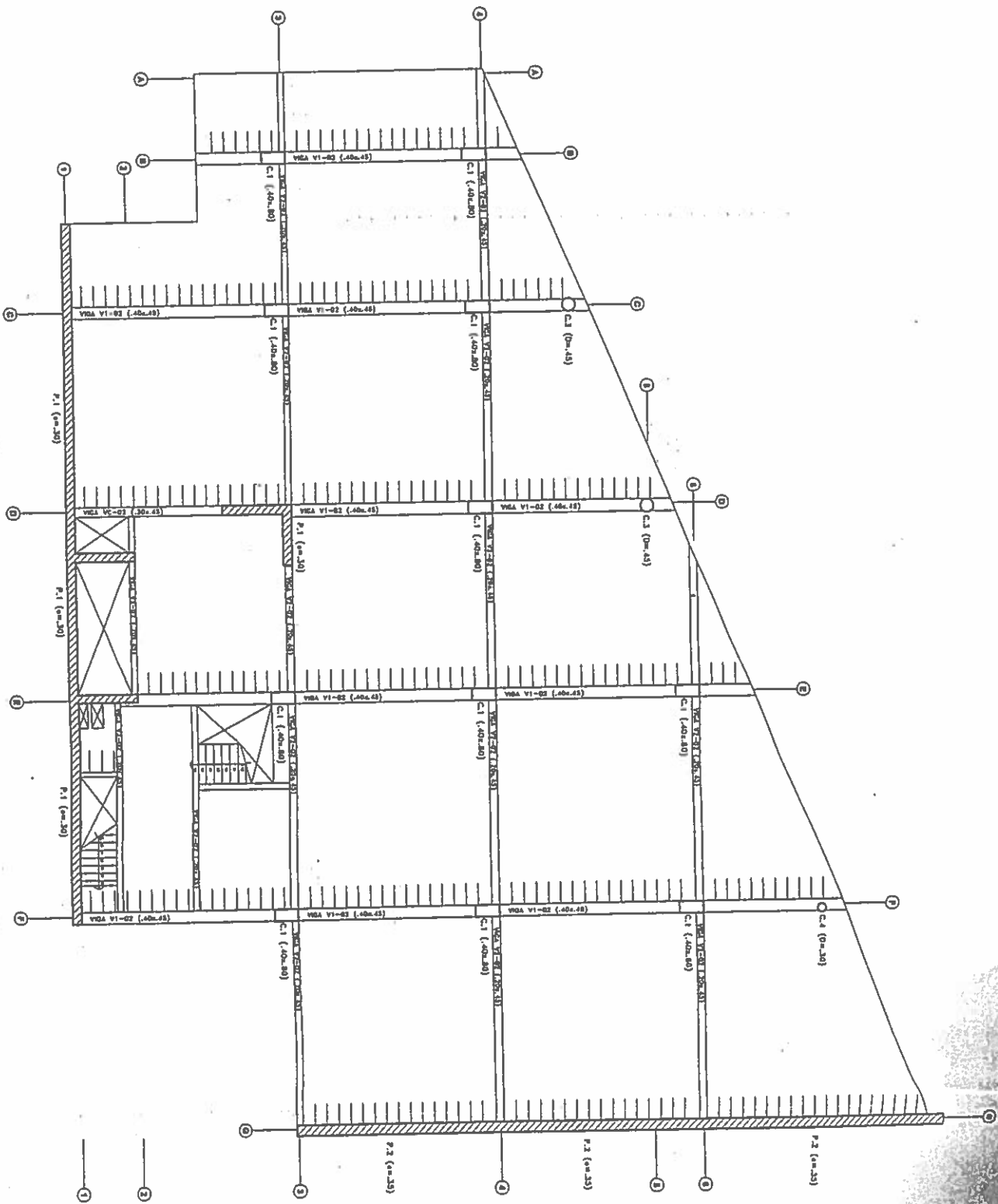


DETALLE DE CIMIENTO EJES F-4
CORTE
3/4



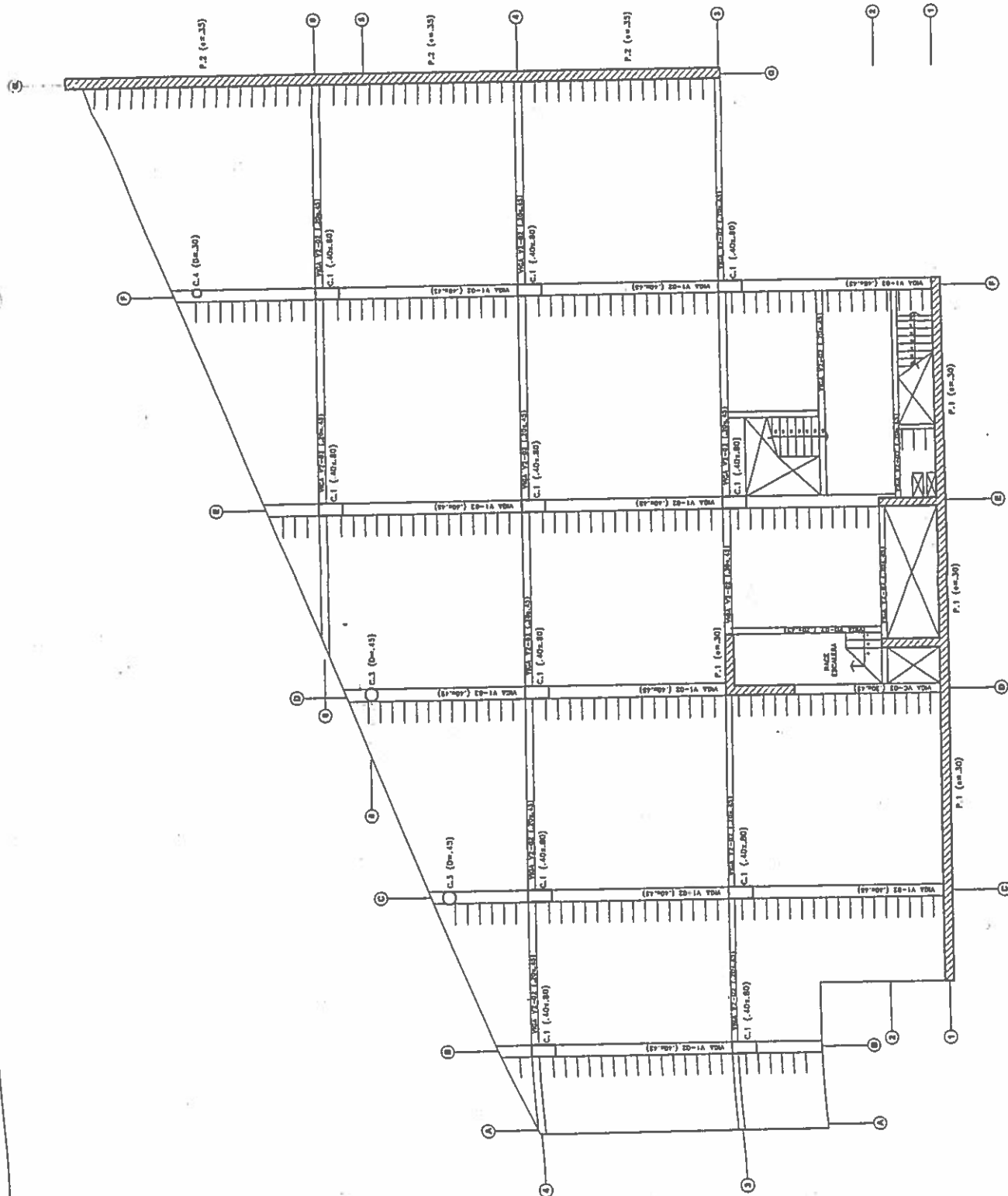
PLANTA ESTRUCTURAS SÓTANOS 2 Y 3
ALGERADO H=35
ALTURA DE PISO A TECHO = 2.30
1/25

Daniel Enrique Torrevalva
DANIEL ENRIQUE TORREVALVA DAVILA
INGENIERO CIVIL
Reg. del Colegio de Ingenieros N° 14072



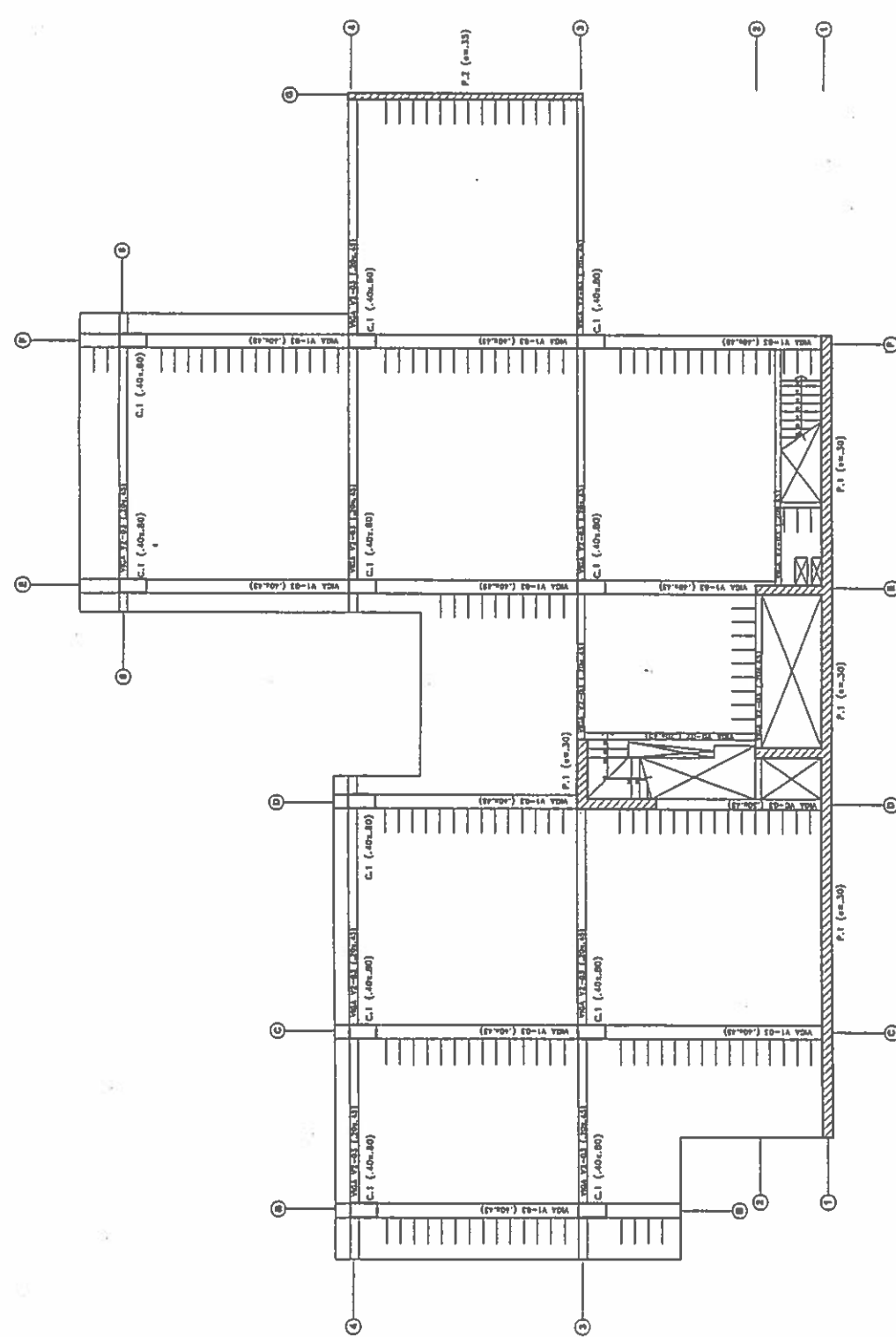
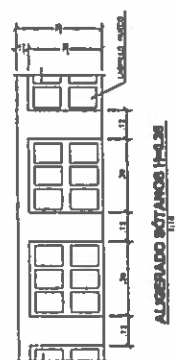
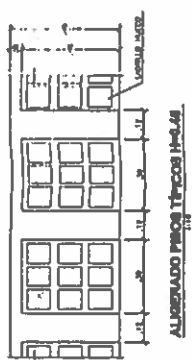
PLANTA ESTRUCTURA PISO 1
 ALGERIAO H=45
 ALTURA DE PISO A TECHO = 7.30

DANIEL ENRIQUE TORREALBA DAVILA
 INGENIERO CIVIL
 Reg. del Colegio de Ingenieros N° 14072



PLANTA ESTRUCTURA PRIO 2
 ALBERGO RE.43
 ALTURA DE PISO A PISO = 2.30

Daniel Enrique
 DANIEL ENRIQUE TORREALVA DAVILA
 INGENIERO CIVIL
 Reg. del Colegio de Ingenieros N° 14072



PLANTA ESTRUCTURAL POR LOS TIPOS 3 AL 11
 ALZADO DE 45
 ALTURA DE OCHO A TECHO = 2.30

**LABORATORIO DE
ESTRUCTURAS
ANTISÍSMICAS**



**PONTIFICIA
UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DEL PERÚ**

ANEXO 3

RESULTADOS DE LABORATORIO

(Original entregado en el Informe Técnico Parcial)

ANEXO N° 1

RESULTADOS DE ENSAYOS DEL LABORATORIO

- DETECCIÓN DE ACERO DE REFUERZO.
- DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA DEL CONCRETO ENDURECIDO A PARTIR DE ENSEAYOS DE COMPRESIÓN AXIAL EN TESTIGOS DIAMANTINOS.
- EXPLORACIONES EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES.





INFORME TÉCNICO

EXPEDIENTE

INF – LE: 192-13 A

SOLICITANTE

MINISTERIO DE DESARROLLO
E INCLUSIÓN SOCIAL MIDIS
Av. Paseo de la República N° 3101, San Isidro.
At.: Sra. Ruth Marina Vilca T.

TÍTULO

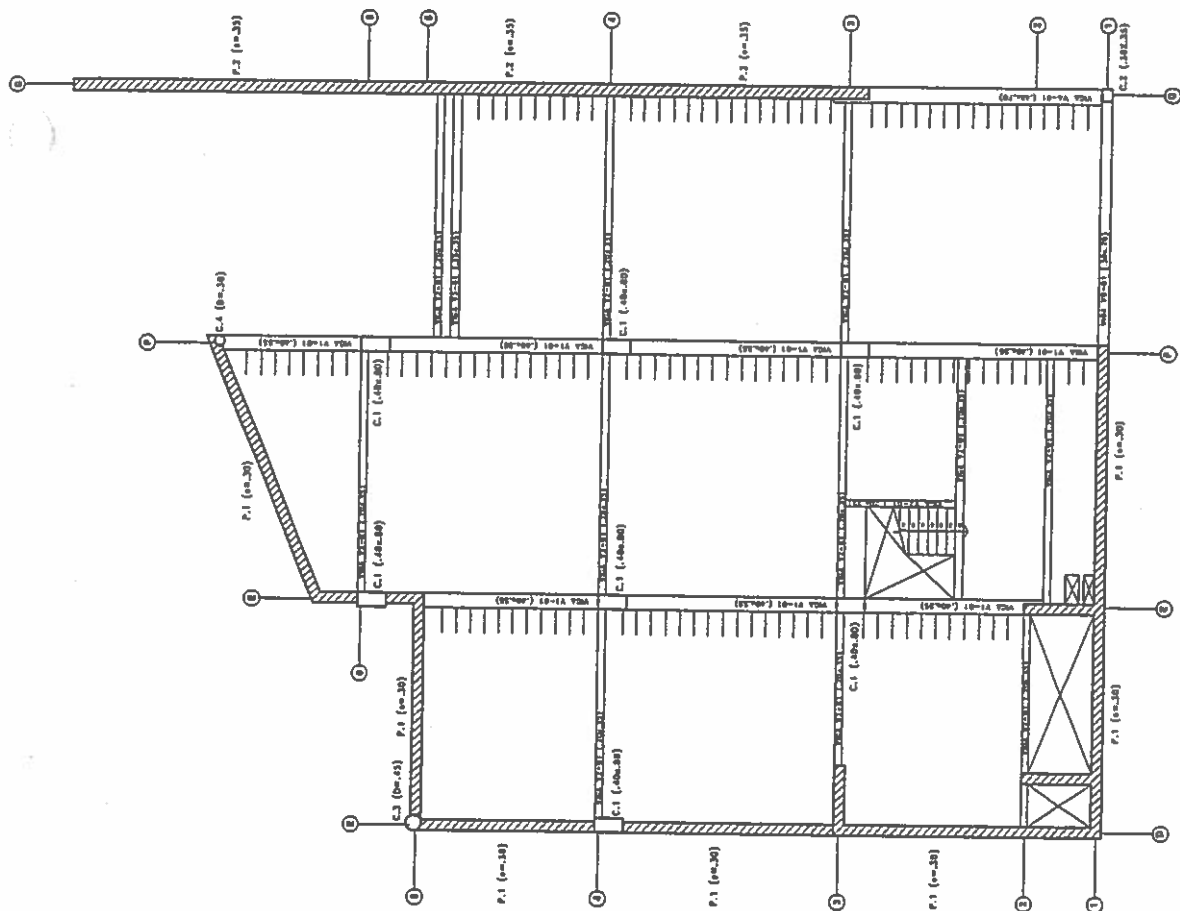
DETECCIÓN DE ACERO DE REFUERZO EN
Edificio MIDIS Paseo de la República N° 3101,
San Isidro, Lima.

FECHA

04 de setiembre de 2013.



Grady's Villa García M.
Jefe del Laboratorio de
Estructuras Antisísmicas



PLANTA ESTRUCTURA SÓTANO 1
ALBERGADO HS. 35
ALTURA DE PISO A. TECHO = 2.30
1/175



DETECCIÓN DE ACERO

1.- GENERALIDADES

El MINISTERIO DE DESARROLLO E INCLUSIÓN SOCIAL MIDIS solicitó al Laboratorio de Estructuras de la Pontificia Universidad Católica del Perú efectuar la detección de barras de acero de refuerzo en columnas, vigas y placas del edificio ubicado en la Av. Paseo de la República N°3101, San Isidro, Lima. El trabajo se realizó en los días 16, 17 y 19 de agosto de 2013.

2.- EQUIPO EMPLEADO

- Detector de Metales Marca PROCEQ modelo PROFOMETER 5*.

3.- PROCEDIMIENTO SEGUIDO

El proceso consistió en la búsqueda y ubicación de los refuerzos de acero en columnas, vigas y placas indicadas por la Ing. Erika Vicente.

La exploración de las columnas no se realizó en toda su longitud, las lecturas de las barras longitudinales fueron efectuadas a aproximadamente a 1m50 del piso y la detección de las barras transversales se realizó hasta aproximadamente 1m80. Así mismo, no se hizo la detección a todo lo largo de la vigas y en el caso de las placas, generalmente se tomó el área central.

Tener en consideración que en algunos casos no se pudo detectar el refuerzo porque la profundidad a la cual se encontraba el acero era mayor que 60 mm, o había mucha densidad de acero, o había material interferente cerca al punto de medición.

4.- RESULTADOS.

En los cuadros de las páginas 3/9 a 9/9 se muestran los resultados de las detecciones efectuadas.

Para identificar las columnas, vigas y placas exploradas se tomó como referencia la copia del plano proporcionado por la Ing. Erika Vicente.

Se usa la letra N o M cuando no se ha podido determinar el número de barras de refuerzo longitudinal, la letra D para el diámetro no determinado y la letra T cuando no se ha podido determinar el diámetro del refuerzo transversal.

En el caso de las placas también se ha definido una nomenclatura de identificación de sus componentes.

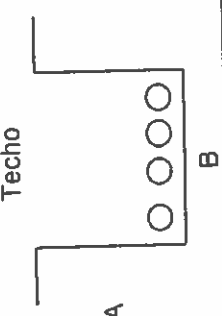
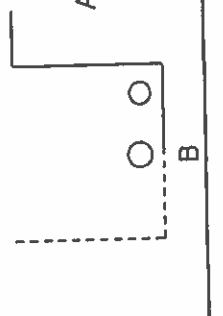
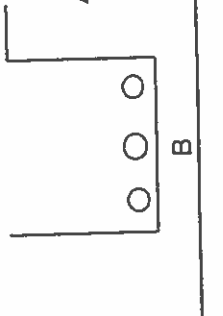
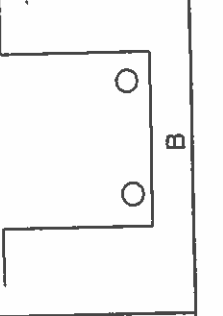
Se incluyen copias de los planos.

INF-LE 192-13 A





SOTANO

UBICACION	CONFIGURACIÓN	DIMENSIONES A X B (mm)	ARMADURA LONGITUDINAL	ARMADURA TRANSVERSAL
Viga eje F entre ejes 3 y 4		200 X 440	4 Φ 1"	Φ T" extremo: @15, @20 centro: @40
Viga eje 5 entre ejes F y G		A X 300	N Φ 5/8" + M Φ 1"	Φ 10mm extremo: 12, 18, 12, 20.. centro: 18, 15, 20, ...
Viga eje G entre ejes 1 y 3		320 X 440	2 Φ 5/8" + 1 Φ 1"	Φ 10mm extremo: @15 centro: @30
Viga eje 1 entre ejes F y G		320 X 400	2 Φ 1/2"	Φ Tmm extremo: 10, 3@30, 20, 25, .. centro: @25



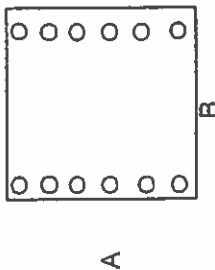
SOTANO (cont.)

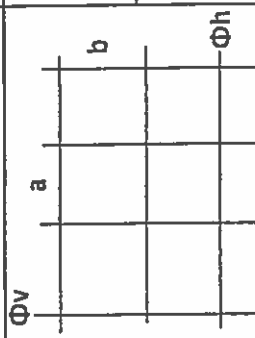

UBICACION	CONFIGURACIÓN	DIMENSIONES AXB (mm)	ARMADURA LONGITUDINAL	ARMADURA TRANSVERSAL
Columnas E-4 F-4 F-3	<div style="text-align: center;"> </div>	830 X 440	10 Φ 1"	Φ 3/8": 12, ..., 60, 18...

UBICACION	CONFIGURACIÓN	DIMENSIONES (mm)	ARMADURA VERTICAL	ARMADURA HORIZONTAL
Placa eje G intersección G y eje 1		a = 200 b = 250	8 mm	8 mm
Placa eje 3 entre ejes E y F - zona escalera		a = 330 b = 300	8 mm	8 mm
Placa eje G entre ejes 5 y 6		a = 300 b = 300	8 mm	8 mm
Placa eje 1 entre ejes E y F		a = 250 b = 300	8 mm	8 mm
Placas anterior y posterior eje G cerca intersección G3		a = 300 b = 300	3/8"	3/8"
		a = 250 b = 250	3/8"	3/8"



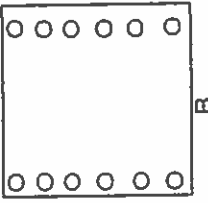
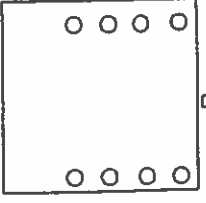
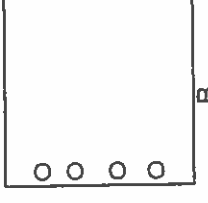
PRIMER PISO

UBICACION	CONFIGURACIÓN	DIMENSIONES A X B (mm)	ARMADURA LONGITUDINAL	ARMADURA TRANSVERSAL
Columna B-4		810 X 440	12 ϕ 1"	ϕ 3/8": 35, 37, 42, 40, ...

UBICACION	CONFIGURACIÓN	DIMENSIONES (mm)	ARMADURA VERTICAL	ARMADURA HORIZONTAL
Placa eje 1 entre ejes E y F debajo escalera		a = 300 b = 300	ϕ v	ϕ h
Placa eje 3 entre ejes D y E		a = 200 b = 300	ϕ v	ϕ h

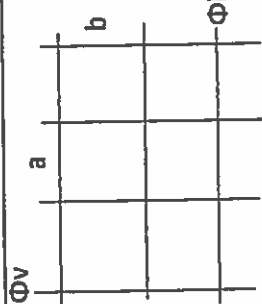
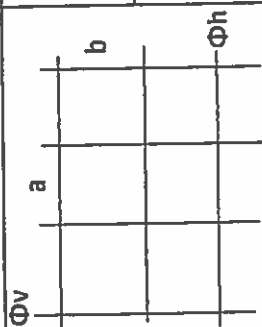


SEGUNDO PISO

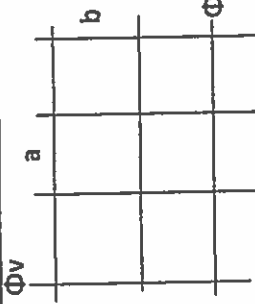
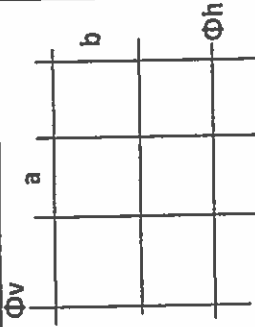
UBICACION	CONFIGURACIÓN	DIMENSIONES AXB (mm)	ARMADURA LONGITUDINAL	ARMADURA TRANSVERSAL
Columna B-4		750 X 450	12 Φ 1"	Φ 3/8": 8, 11, 8, 11, 40, 2@25,....
Columna B-3		750 X 440	N Φ 1"	Φ 3/8": @40
Columna 4-D		850 X 440	N Φ 1"	Φ T": @40

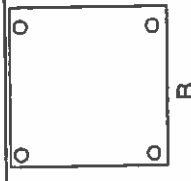


NOVENO PISO (cont.)

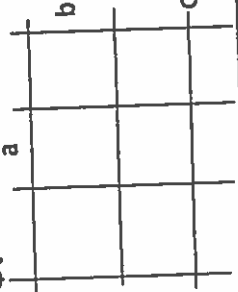
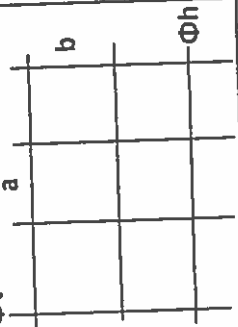
UBICACION	CONFIGURACIÓN	DIMENSIONES (mm)	ARMADURA VERTICAL	ARMADURA HORIZONTAL
Placa eje 1 entre ejes E y F		a = 300-400 b = 300	8 mm	8 mm
Placa eje D entre ejes 1 y 3		a = 300 b = 300	Φv	Φh

UNDECIMO PISO

UBICACION	CONFIGURACIÓN	DIMENSIONES (mm)	ARMADURA VERTICAL	ARMADURA HORIZONTAL
Placa eje E entre ejes 3 y 4		a = 130-200 b = 400	8 mm	8 mm
Placa eje G entre ejes 3 y 4		a = 250-300 b = 300	8 mm	8 mm

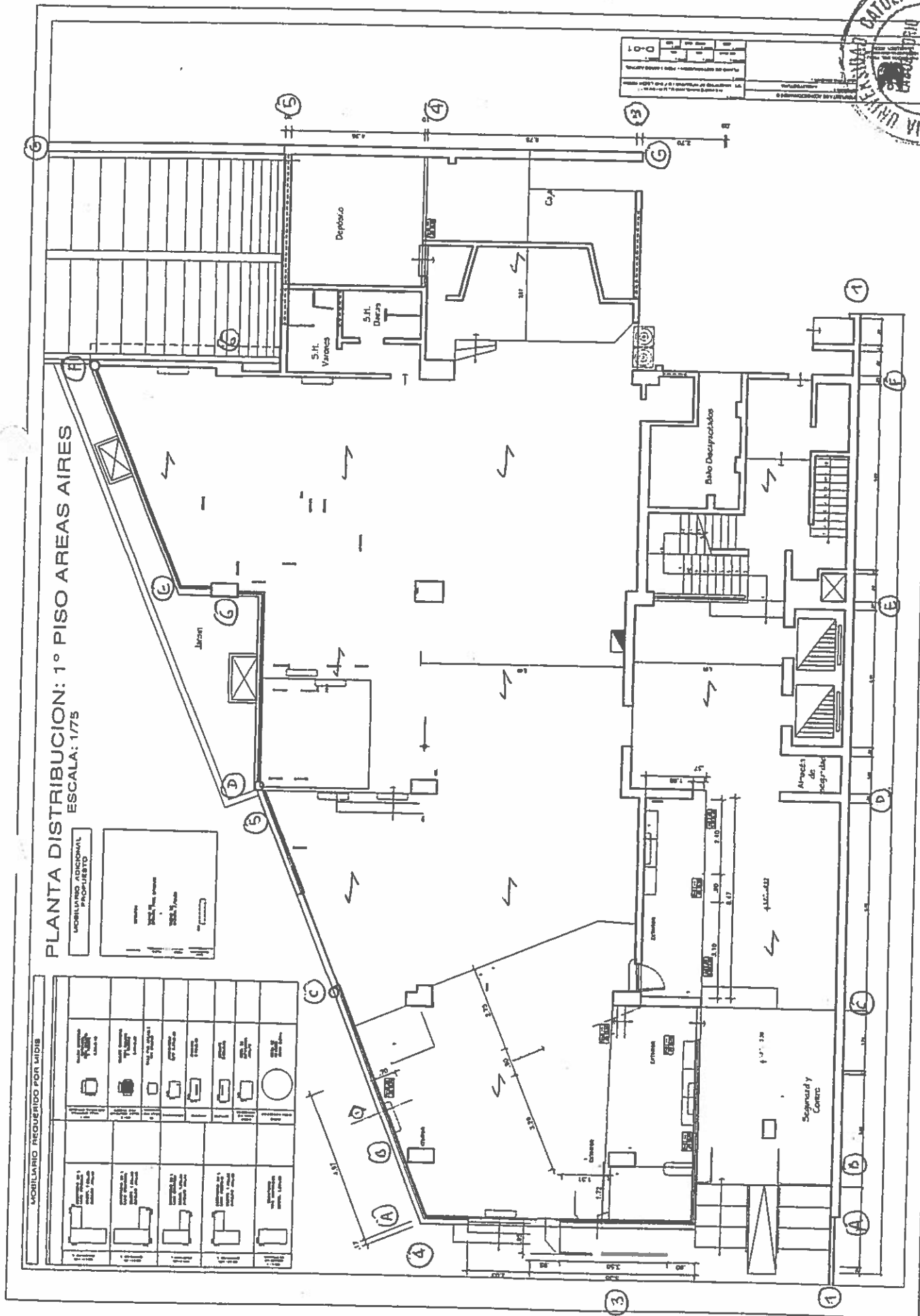
UBICACION	CONFIGURACIÓN	DIMENSIONES AXB (mm)	ARMADURA LONGITUDINAL	ARMADURA TRANSVERSAL
Columna E-6		840 X 440	4Φ 1"	Φ 3/8": 10, 15, 10, 36, 40, 43, ...
Columna B-3	A	840 X 440	4Φ 1"	Φ 3/8": 8, 12, 45, 33, 38, 35, ...
Columna D-4	B	840 X 430	4Φ 1"	Φ 3/8": 30, 40, 30, ... en el centro

DUODECIMO PISO

UBICACION	CONFIGURACIÓN	DIMENSIONES (mm)	ARMADURA VERTICAL	ARMADURA HORIZONTAL
Placa eje 3 entre ejes D y E	Φ_v 	a = 250 b = 250	3/8"	3/8"
Placa eje D entre ejes 1 y 3	Φ_h 	a = 300-350 b = 300	8 mm	8 mm

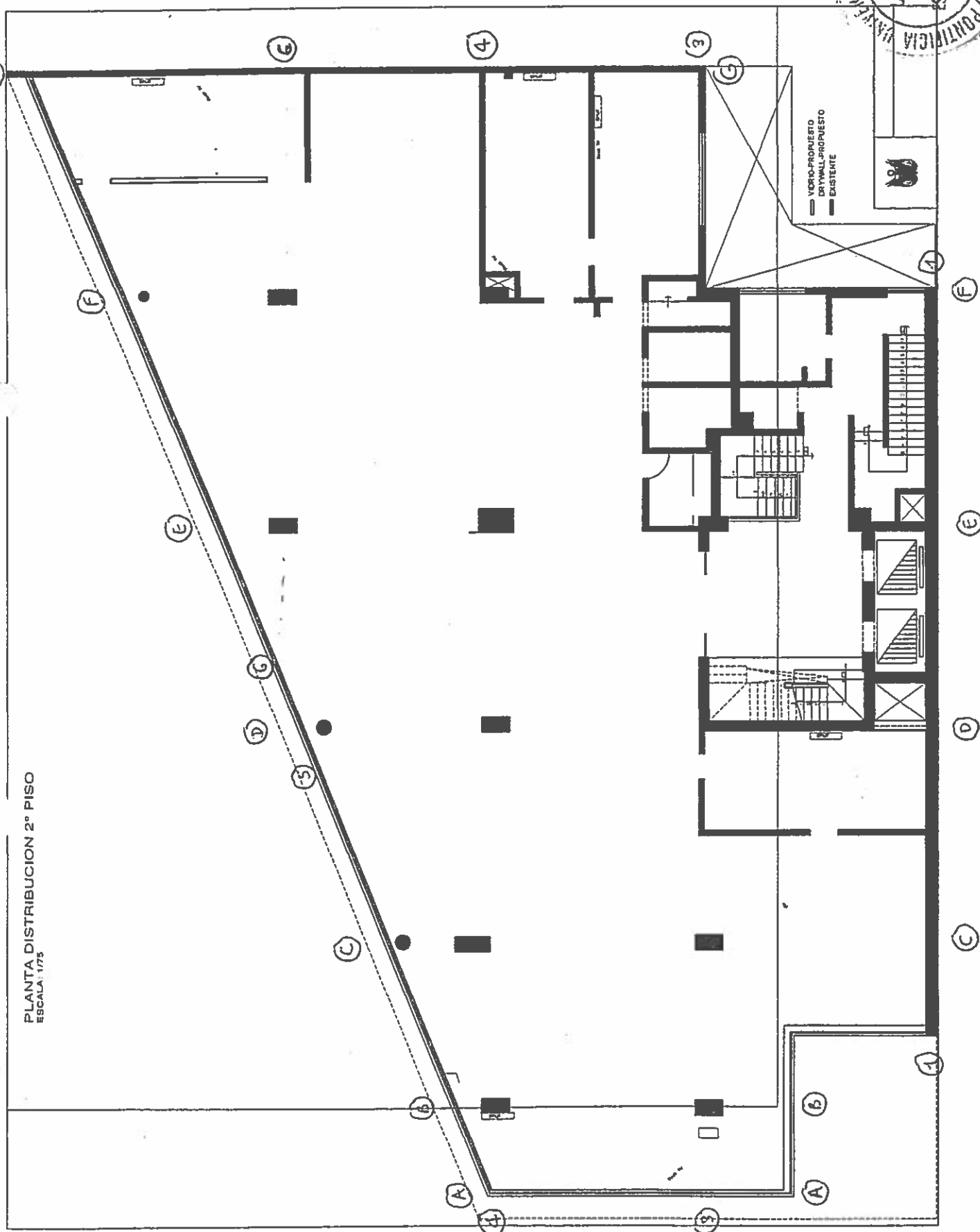
Este Informe consta de 9 páginas.
Prohibida la reproducción parcial de este Informe sin la autorización escrita del Laboratorio de Estructuras Antisísmicas.



**MOBILIZADO ADICIONAL
PROPUESTO**[illegible][illegible]



— VORIO-PROPUESTO
— DRYWALL-PROPUESTO
— EXISTENTE



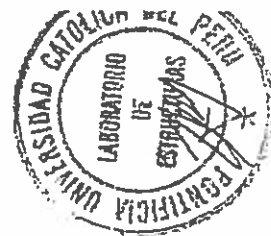
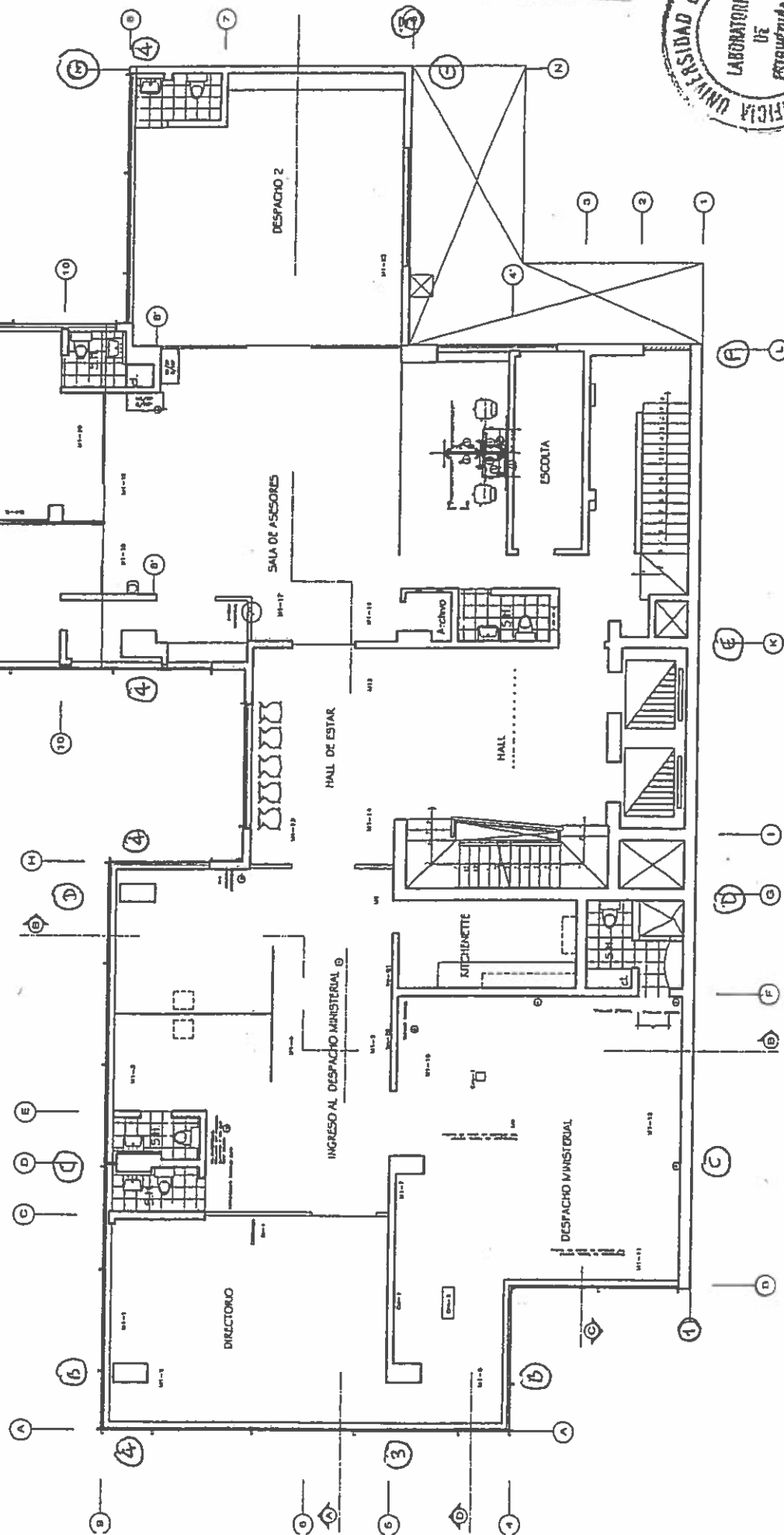
PLANTA DISTRIBUCION 2° PISO
ESCALA: 1/75

NOVENO PISO

Architectural floor plan of the 9th floor (NOVENO PISO). The plan shows a complex layout of rooms, corridors, and stairwells. A grid system is overlaid with letters A-F and numbers 1-6. The plan includes a legend indicating 'VORD-PROPUESTO' (proposed) and 'EXISTENTE' (existing). Numerous dimensions are provided for walls, openings, and overall sections.

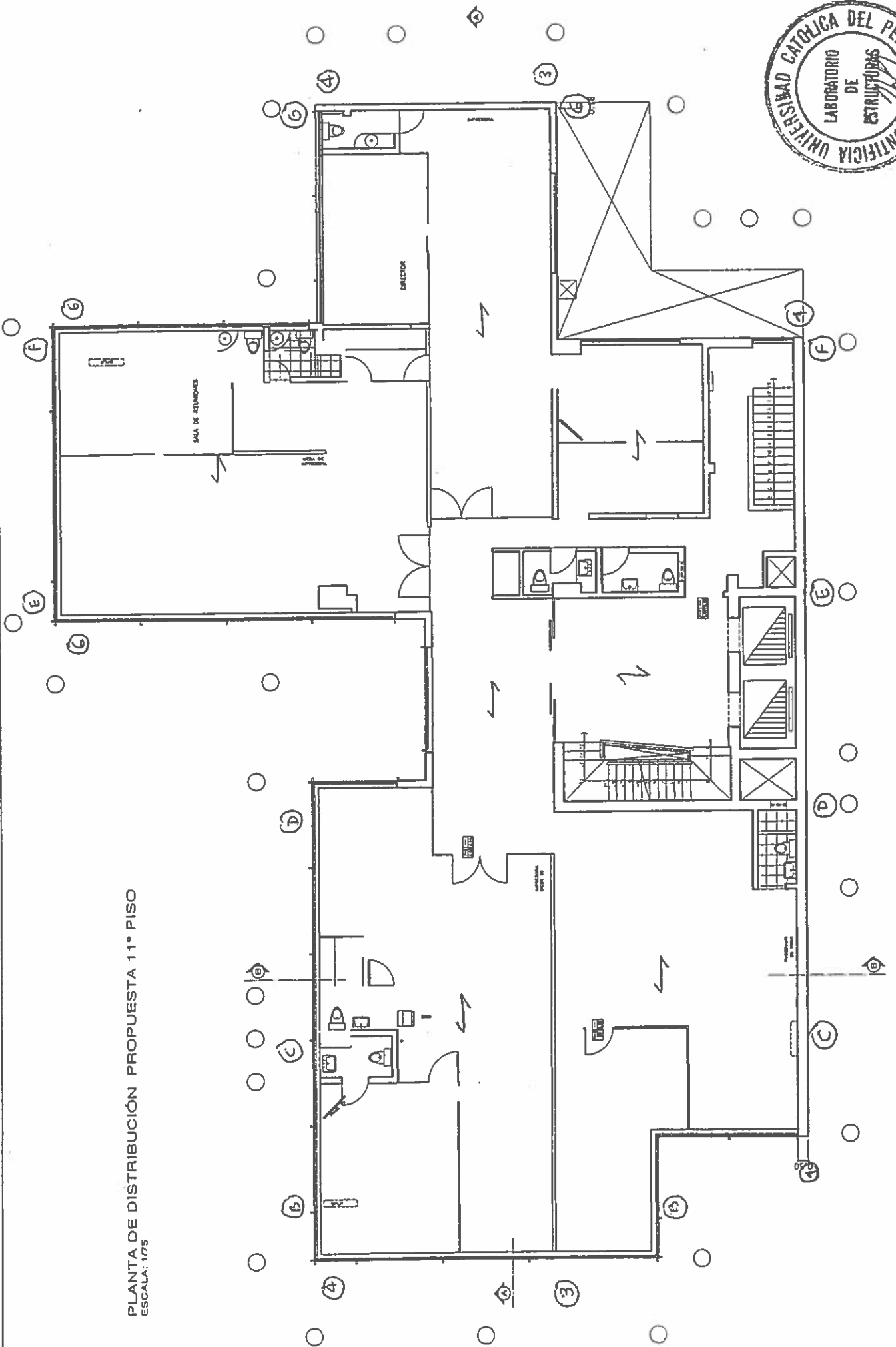


DISEÑO DE INTERIORES DEL PISO 10
 ESCALA: 1/75

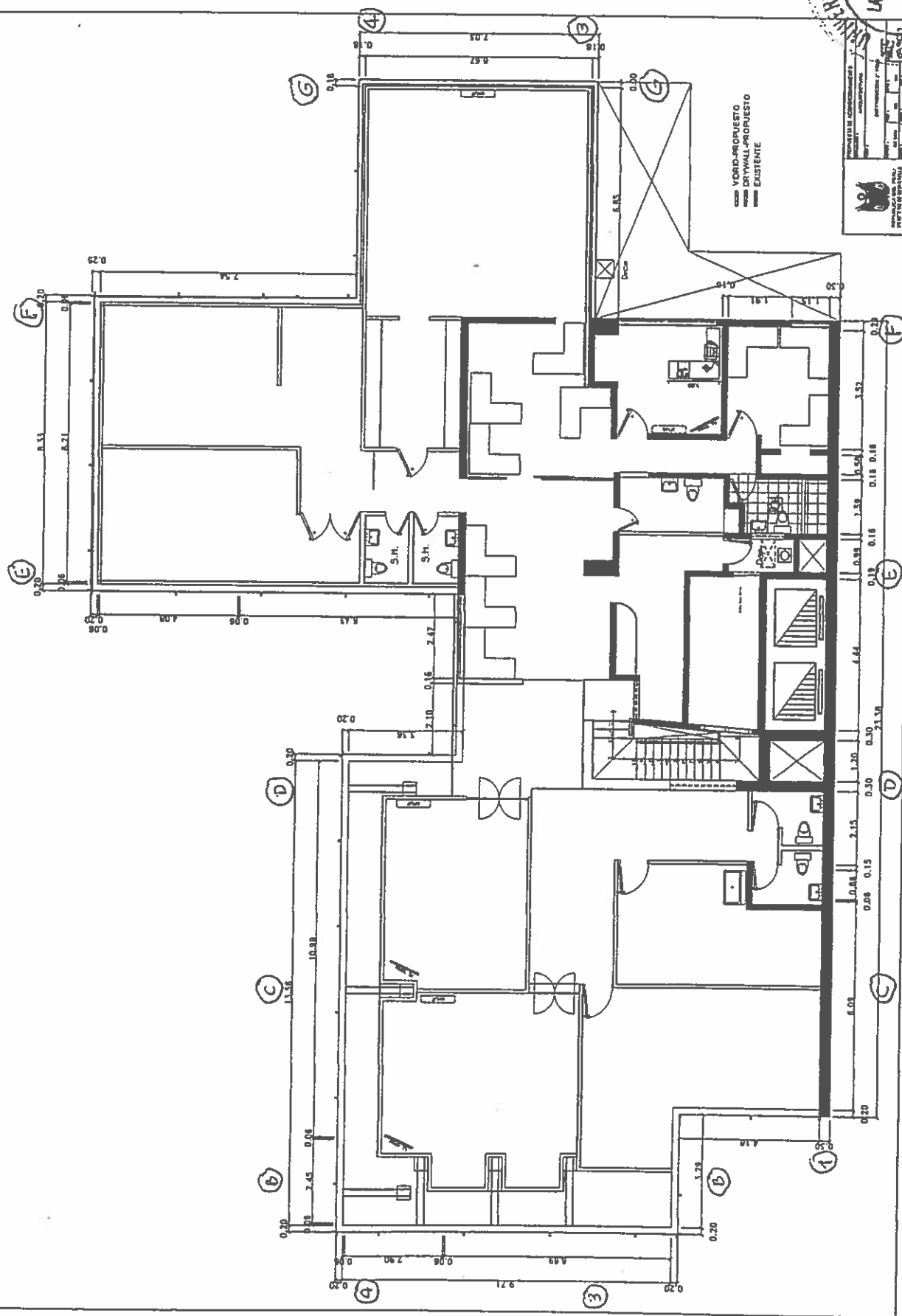




PLANTA DE DISTRIBUCIÓN PROPUESTA 11° PISO
ESCALA: 1/75



ESCALA: 1/75



LABORATORIO DE ENSAYO ACREDITADO POR EL ORGANISMO
PERUANO DE ACREDITACIÓN INDECOPI-SNA CON REGISTRO N° LE-027



PONTIFICIA
UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DEL PERÚ

LABORATORIO DE ESTRUCTURAS ANTISISMICAS
CON SISTEMA DE ASEGURAMIENTO DE LA CALIDAD NTP ISO/IEC 17025

INFORME DE ENSAYOS

EXPEDIENTE

INF - LE 192.13 (B)

MIDIS, SAN ISIDRO - LIMA

SOLICITANTE

MINISTERIO DE DESARROLLO E INCLUSIÓN SOCIAL (MIDIS)
Av. Paseo de la República N°3101. San Isidro - Lima

TITULO

DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA DEL CONCRETO
ENDURECIDO A PARTIR DE ENSAYOS DE COMPRESIÓN
AXIAL EN TESTIGOS DIAMANTINOS
Proyecto: Evaluación Estructural del Local del MIDIS - Lima
Ubicación: Av Paseo de la República N° 3101-San Isidro, Lima

FECHA

2 DE SEPTIEMBRE DEL 2013





PONTIFICIA
UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DEL PERÚ

LABORATORIO DE ESTRUCTURAS ANTISISMICAS

CON SISTEMA DE ASEGURAMIENTO DE LA CALIDAD
NTP ISO/IEC 17025



Pág. 2

Tabla 1. RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN AXIAL DE TESTIGOS DIAMANTINOS DE CONCRETO
[Extraídos de Elementos Estructurales (Columnas, Placas y Vigas) de Local del MIDIS - San Isidro - Lima]

NORMA ENSAYO / REFERENCIA: NTP 339.034 (08), NTP 339.059 (11) / ASTM C 39 (12), ASTM C 42-(12)

SOLICITANTE: MINISTERIO DE DESARROLLO E INCLUSIÓN SOCIAL (MIDIS)
(El Proceso de Extracción de Muestras y los Ensayos, se ciñen a las Normas de Ensayo / Referencia)

MUESTRA: Doce (12) Testigos diamantinos de concreto (de 3" de diámetro nominal)

PROCEDENCIA: EVALUACIÓN ESTRUCTURAL LOCAL DEL MINISTERIO DE DESARROLLO E INCLUSIÓN SOCIAL (MIDIS) - S.I., LIMA

UBICACIÓN: Av. Paseo de la República N°3101. San Isidro - Lima

FECHAS EXTRACCIÓN / ENSAYO: 23 y 26 Agosto 2013 / 29 Agosto 2013

COND. HUMEDAD MUESTRA: Testigos ensayados "Secos", después de cinco días de extraídos y recortados en sus extremos

CONDICIONES AMBIENTALES: T: 18°C; H.R.: 76% (valores promedio)

Testigo N°	Long. Total	Edad (días)	Diam. (mm)	Long. (mm)		Peso (gr)	Esbel- tez	F. C. Esb.*	P máx		R'c	Tipo de Falla	Sentido Extrac.	P.U. (kg/m²)
				Lsc	Lcc				(kN)	(kg)	M Pa			
1: Col. Estac. Sótano	200	> 28	74.3	140.0	145.0	1355.8	1.952	1.0000	53.30	5433	12.3	1	H	2234
2: Col. Fachada 1°P	200	> 28	74.3	141.0	145.0	1385.6	1.952	1.0000	99.20	10112	22.9	1	H	2266
3: Pl. Desc. Esc. 1. Sót.*	180	> 28	74.3	137.0	142.0	1321.9	1.911	1.0000	68.30	6962	15.8	3	H	2225
4: Vig. T1°P	160	> 28	74.3	139.0	143.0	1437.6	1.925	1.0000	115.60	11784	26.7	4	H	2385
5: Pl. Esc. 2 2°P	200	> 28	74.3	140.0	144.0	1347.1	1.938	1.0000	36.90	3761	8.5	1	H	2219
6: Pl. Asc. 7°P	190	> 28	74.3	141.0	145.0	1420.5	1.952	1.0000	89.10	9083	20.5	1	H	2324
7: Col. 3°P	160	> 28	74.3	135.0	139.0	1264.0	1.871	1.0000	34.50	3517	8.0	1	H	2159
8: Col. 3°P (Restaur.)	200	> 28	74.3	141.0	145.0	1396.3	1.952	1.0000	81.40	8298	18.8	1	H	2284
9: Col. 3°P (Restaur.)	160	> 28	74.3	140.0	144.0	1338.7	1.938	1.0000	48.60	4954	11.2	4	H	2205
10: Pl. Asc. 4°P	200	> 28	74.3	141.0	147.0	1421.9	1.978	1.0000	115.40	11764	26.6	4	H	2326
11: Pl. Perim. Fondo 4°P	190	> 28	74.3	140.0	145.0	1397.7	1.952	1.0000	90.20	9195	20.8	1	H	2303
12: Pl. Esc. 2 6°P	190	> 28	74.3	142.0	146.0	1394.5	1.965	1.0000	96.80	9867	22.3	1	H	2265
(*) En Junta Horiz.									Prom.:	17.86	182.1	2266.3		
									D.E.:	6.61	67.4	62.32		
									C.V.:	37.03	37.03	2.75		

Donde:

Peso: Peso del espécimen -en las condiciones de ensayo- antes de la colocación del capping

Esbeltez: Relación Longitud (Lcc) / Diámetro del testigo

F.C.Esb.: Factor de Corrección por Esbeltez, establecido en Normas de Ensayo y de Referencia

P máx: Carga Máxima aplicada, expresada en kilo Newton (kN) y en kilogramos (kg)

R'c: Resistencia a la compresión del testigo diamantino de concreto, expresada en Mega Pascales (MPa) y en kg/cm²

1,2,3,4,5,6:

Tipos de falla.-1: Conos bien formados en ambas bases / 2: Cono en una base con grietas verticales / 3: Grietas verticales columnares

4: Corte / 5: Fractura a un lado de la base inferior o superior / 6: Fractura en todo el perímetro de una base.

Continuación

H₁ V:
P.U.:
Prom.:
D.E.:
C.V.:

Sentido de extracción del testigo: Horizontal (H) y Vertical (V)

Peso Unitario del material (concreto), en las condiciones de ensayo

Promedio de los valores R'_c individuales (muestra), en sistemas de unidades indicados

Desviación estándar de todos los valores de R'_c (muestra), en los sistemas de unidades correspondientes

Coefficiente de variación de la muestra (de todos los valores R'_c), expresado en porcentaje (%)

(La información estadística podría carecer de sentido, si no se los agrupa adecuadamente, sin embargo, es un indicador de las características de la muestra)

Notas:

Los testigos extraídos son representativos del material (concreto) de los elementos estructurales (Columnas, Placas y Vigas) del edificio muestreado y se extrajeron en zonas accesibles, de los elementos y puntos, requeridos por el Cliente.

Los testigos se recortaron en sus extremos, según la longitud disponible y las exigencias reglamentarias, tratando de lograr la esbeltez ideal

El ensayo de compresión fue realizado en una Máquina de Ensayos, con Celda de Carga, calibrada periódicamente contra una Celda de Carga Patrón, trazable internacionalmente

Los resultados han sido corregidos por esbeltez únicamente (para esbeltez ideal, el factor de corrección es 1)

Se incluyen los registros gráficos Carga (kN) - vs - Desplazamiento total (mm), de los ensayos realizados

A partir del peso del espécimen en 'Condiciones de Ensayo', se calculó el *Peso Unitario* (P.U. referencial) del concreto, como se muestra en la información contenida en la tabla, anterior.

Criterios para la Interpretación de Resultados:

Los valores del esfuerzo de compresión obtenidos directamente del ensayo de compresión de los testigos diamantinos (R'_c) son normalmente menores (hasta el 85%, según acápite 3.3 de las Normas de ensayo y de referencia), que los valores f'_c obtenidos en probetas estándar, aunque esto no es aplicable indiscriminadamente en todos los casos.

Este Informe contiene "Resultados de Ensayos", que corresponden y son válidos solamente para los especímenes ensayados; y no deben ser utilizados como una *Certificación de Conformidad* con normas de productos o como certificado del sistema de la calidad de la entidad que los produce.

El presente Informe (Parte B) consta de quince (15) páginas en total, incluyendo una (1) carátula, doce (12) registros gráficos (globales) Carga (kN) -vs- Desplazamiento Total (mm) de los ensayos de compresión axial (4) esquemas de ubicación de las zonas de extracción de testigos.

Se prohíbe su reproducción parcial, sin autorización expresa del Laboratorio de Estructuras - PUCP.

LE 192.13 (B)

CORES MIDIS S.I. - Lima

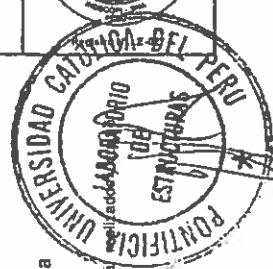


PONTIFICIA
UNIVERSIDAD
CATOLICA
DEL PERÚ

LABORATORIO DE
ESTRUCTURAS ANTISISMICAS
CON SISTEMA DE ASEGURAMIENTO DE LA CALIDAD
NTP ISO/IEC 17025

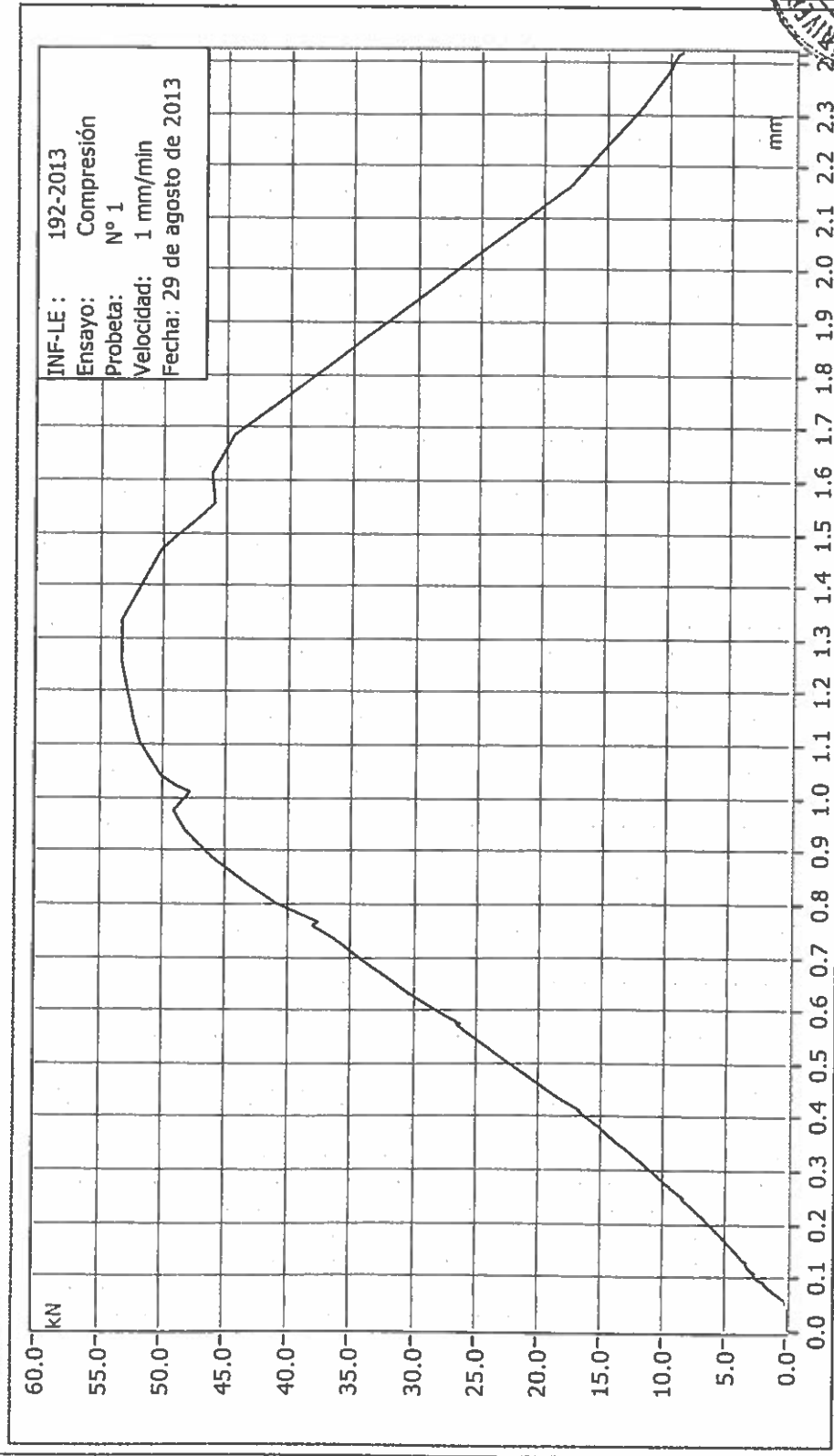


Pág. 3



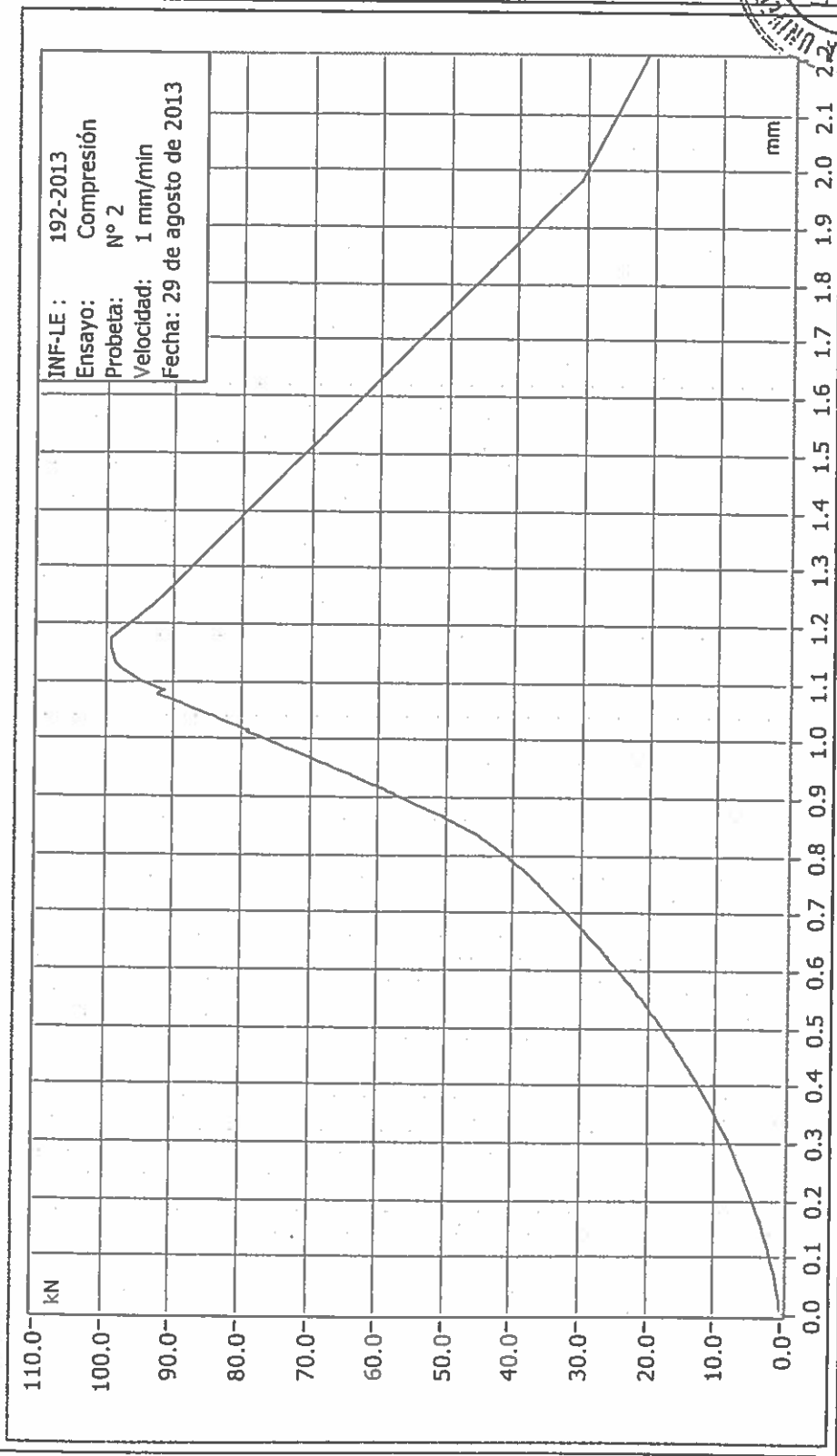


PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
Laboratorio de Estructuras Antisísmicas-LEDI





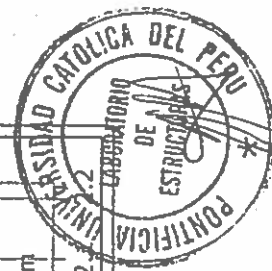
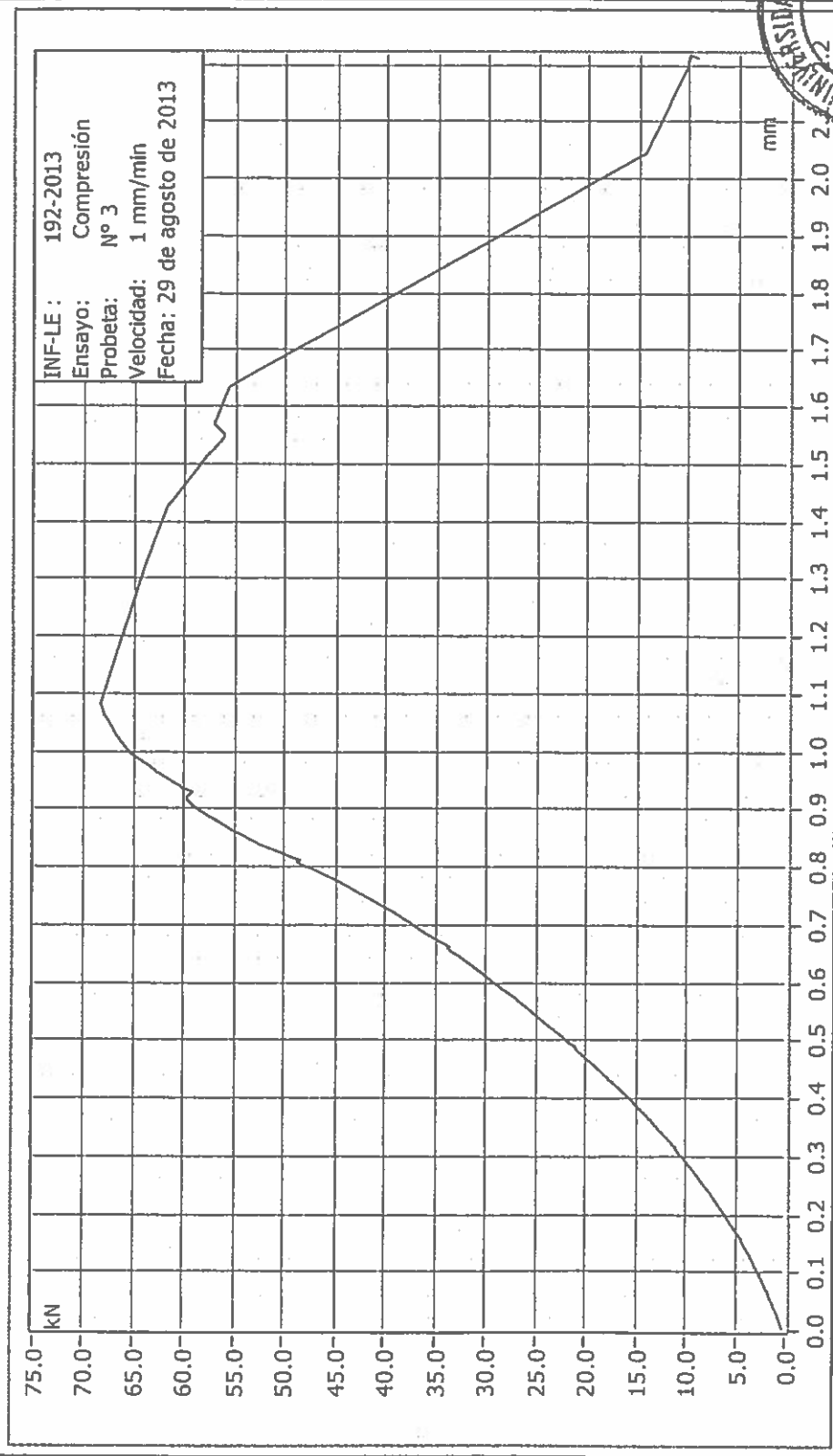
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
Laboratorio de Estructuras Antisísmicas-LEDI





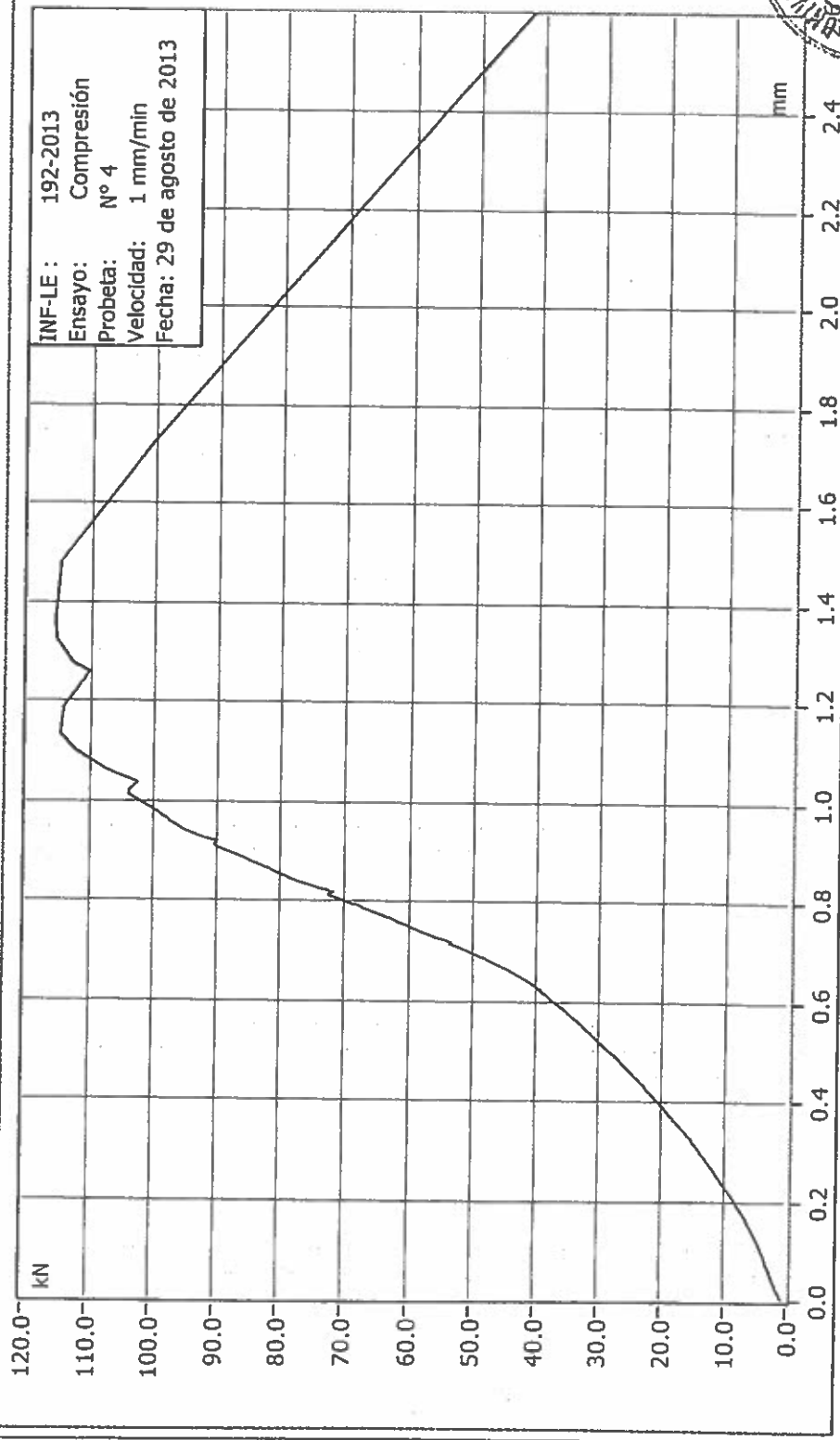
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU

Laboratorio de Estructuras Antisísmicas-LEDI



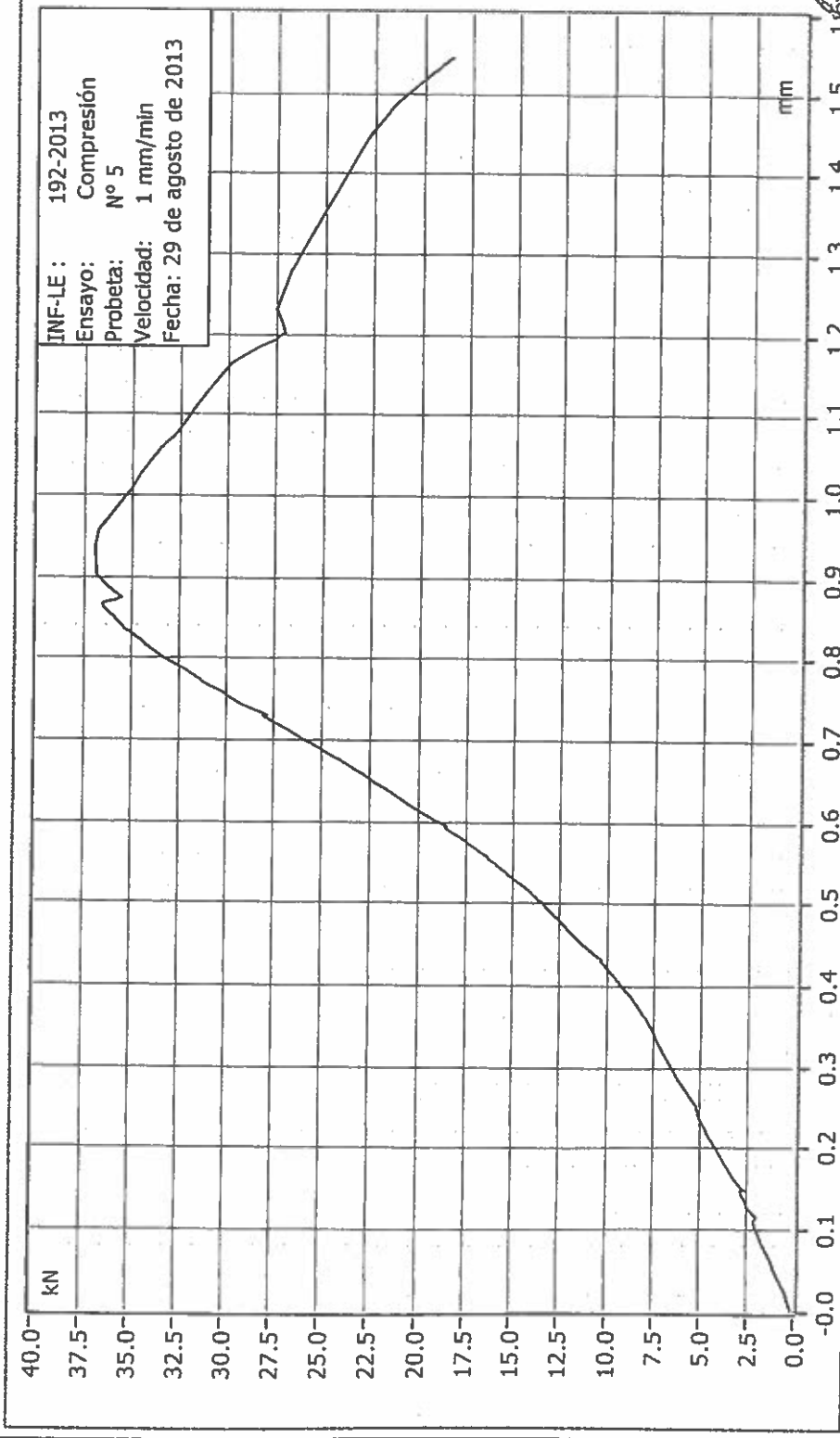


PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
Laboratorio de Estructuras Antisísmicas-LEDI



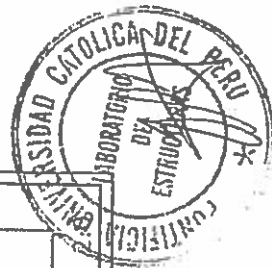
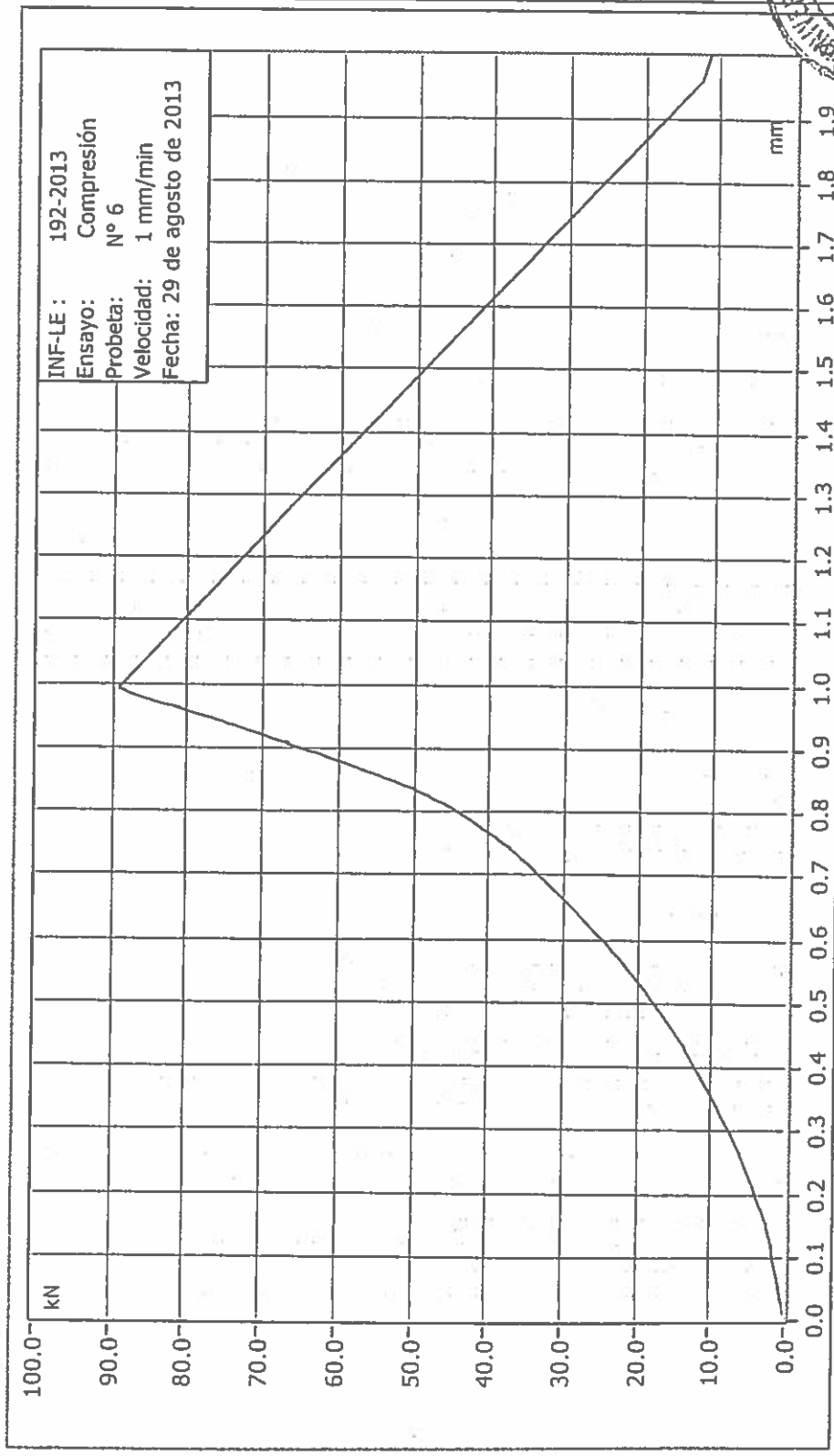


PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
Laboratorio de Estructuras Antisísmicas-LEDI



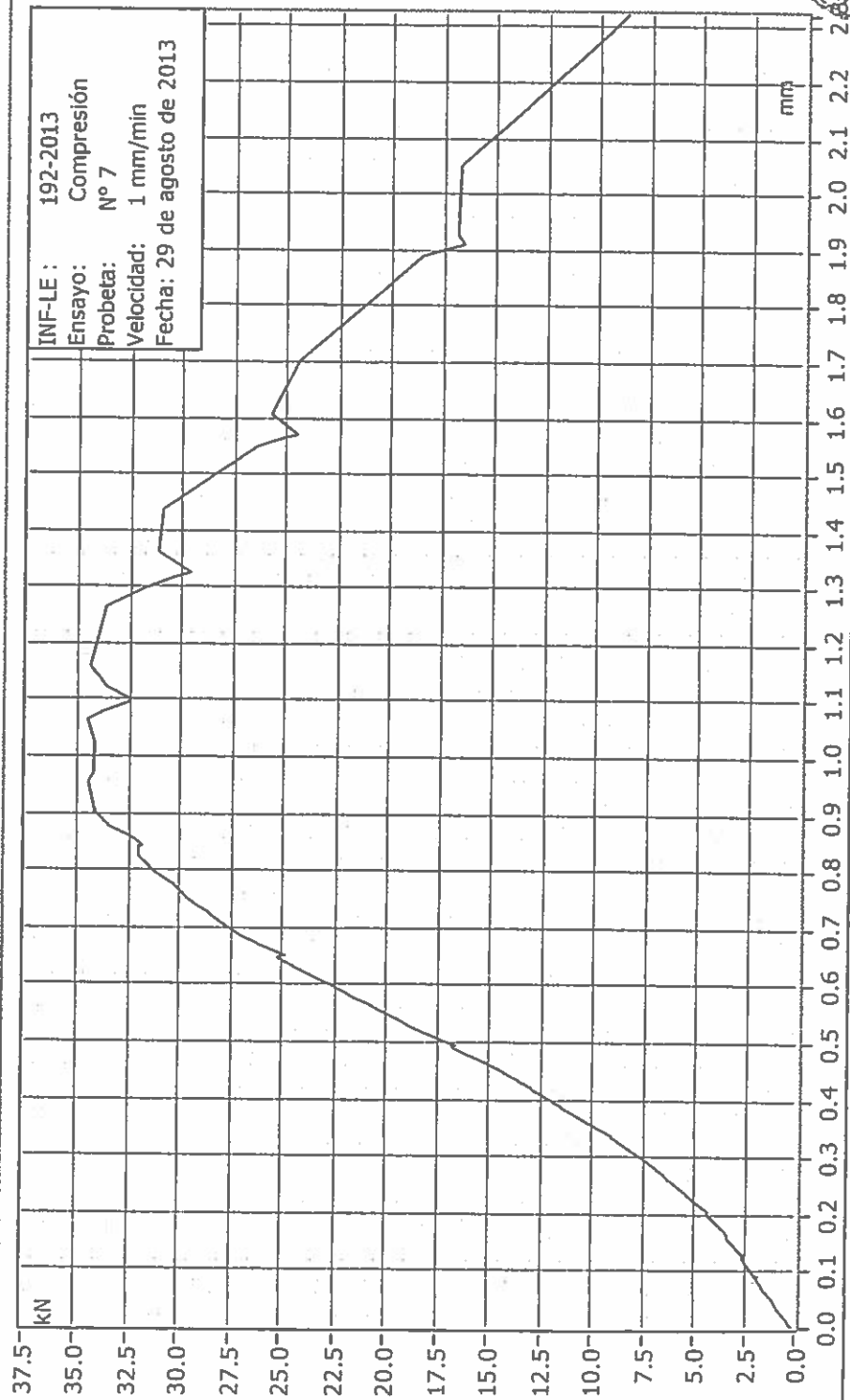


PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
Laboratorio de Estructuras Antisísmicas-LEDI



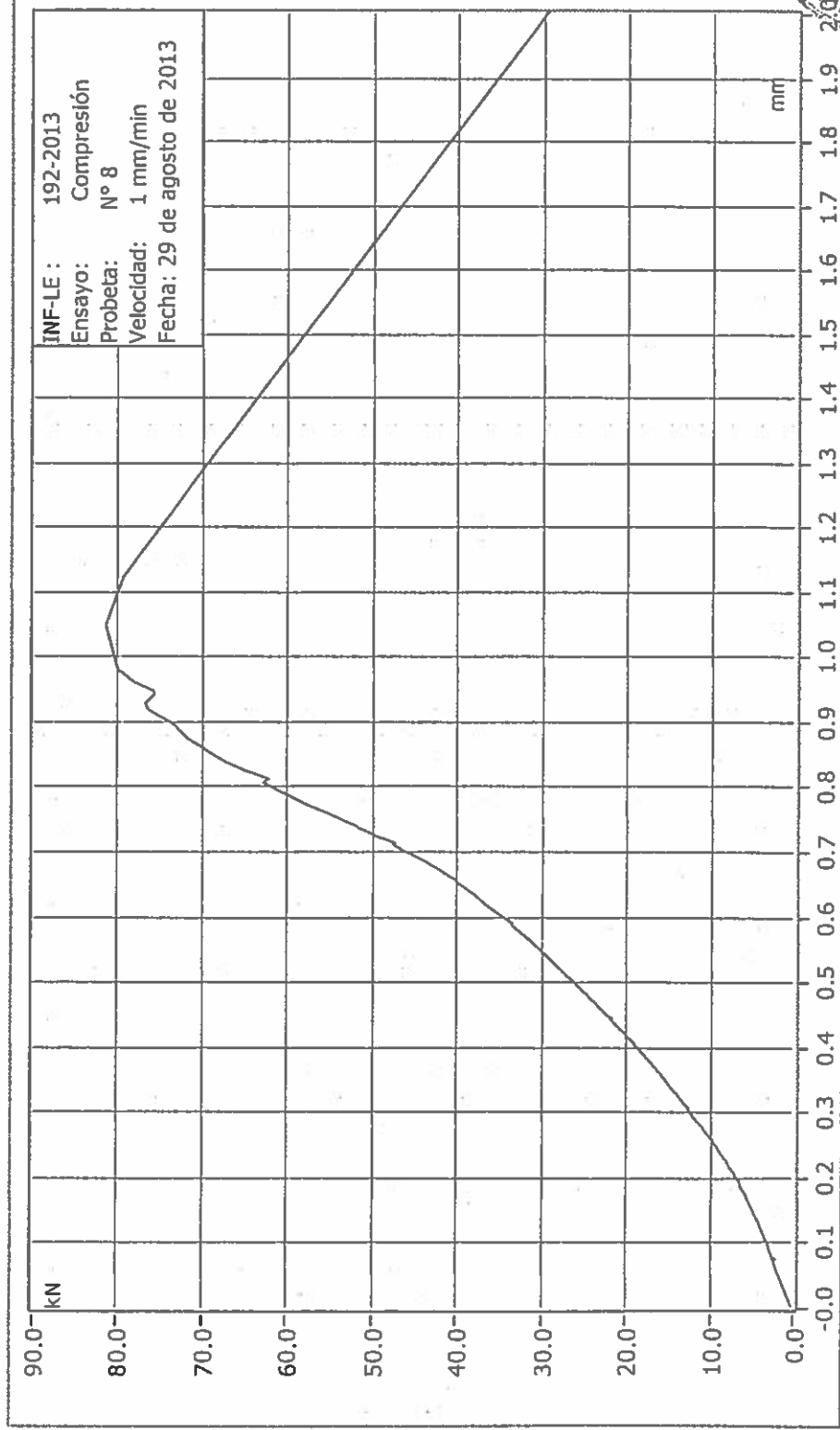


PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
Laboratorio de Estructuras Antisísmicas-LEDI



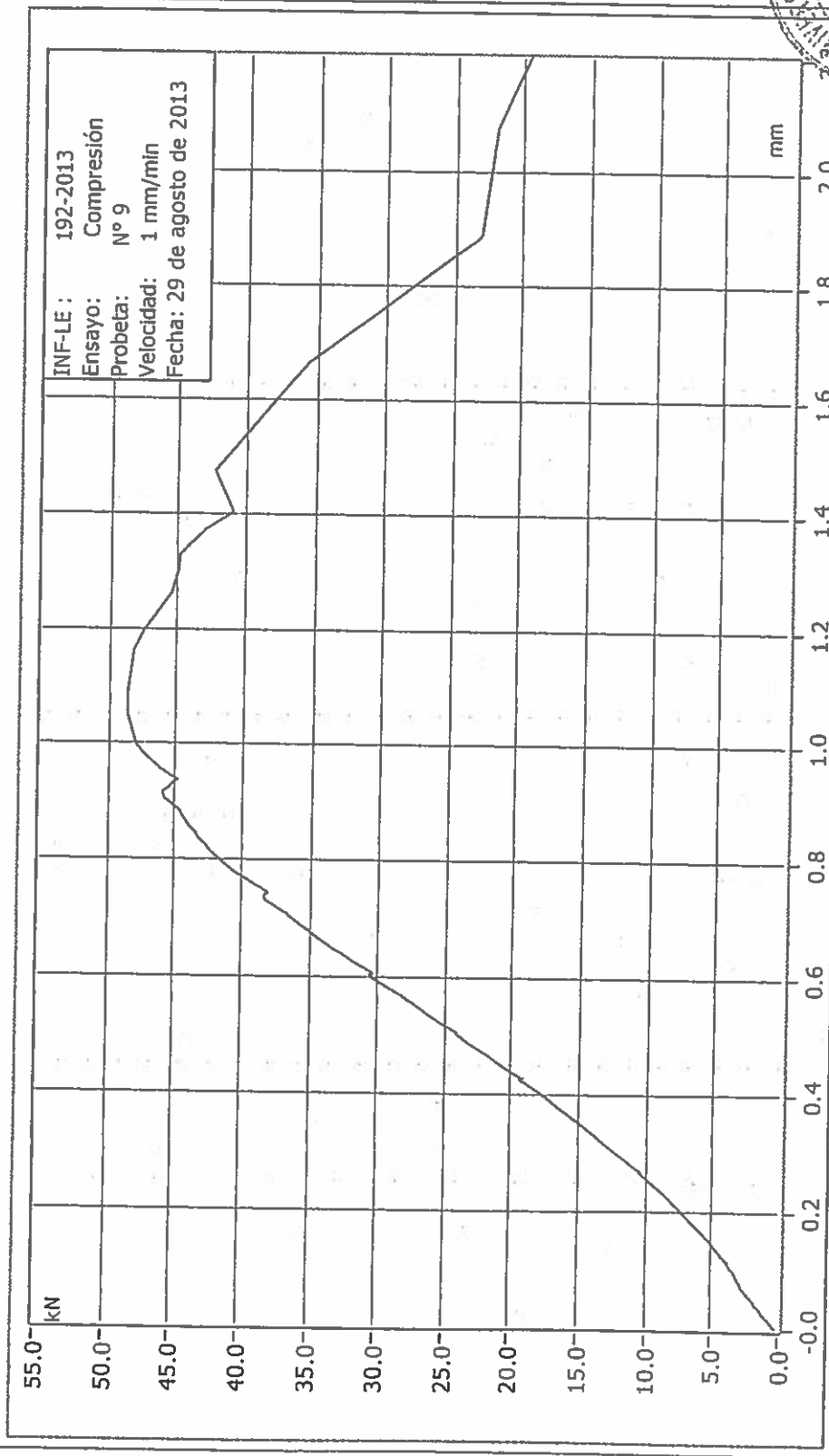


PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
Laboratorio de Estructuras Antisísmicas-LEDI



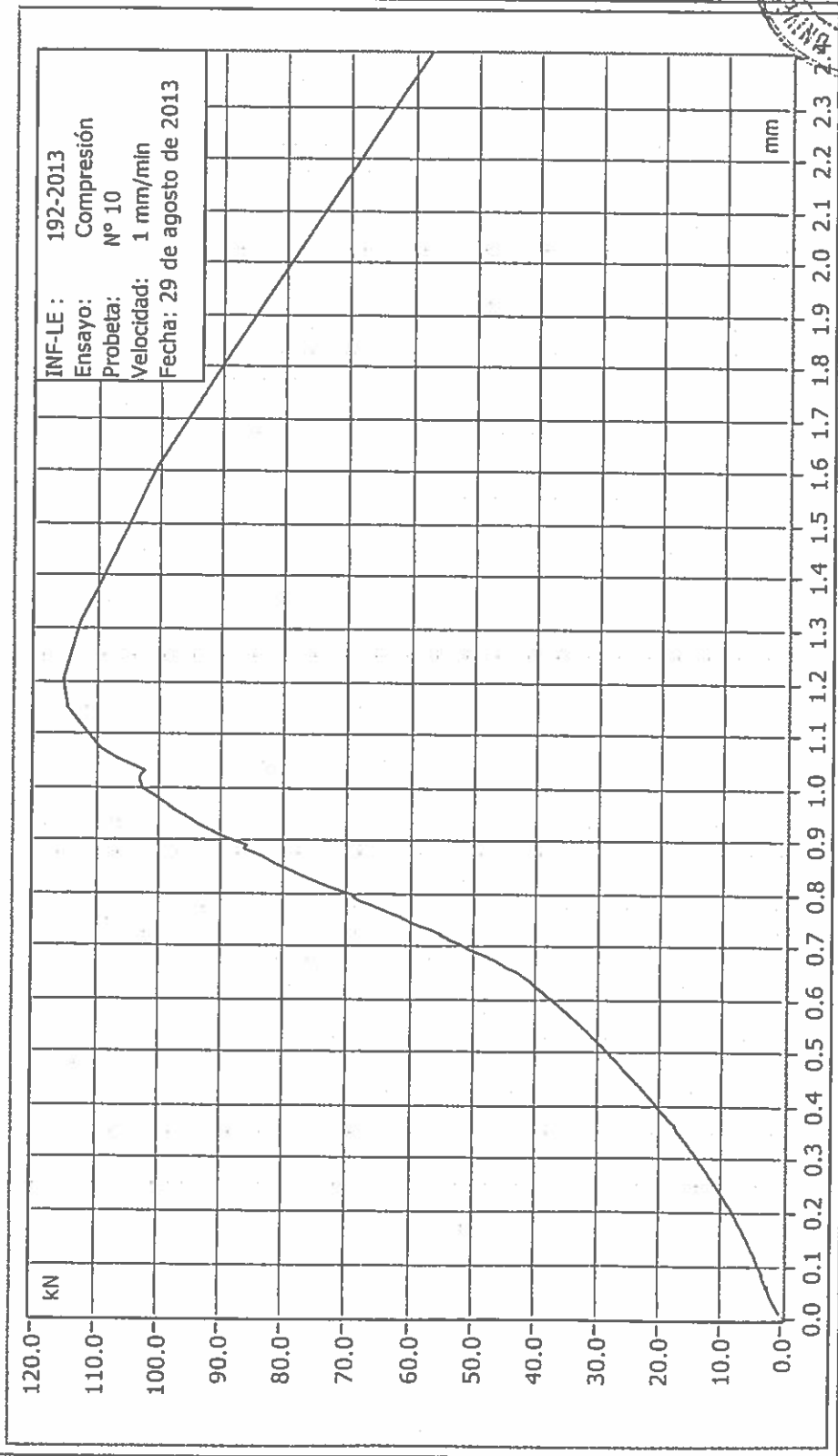


PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
Laboratorio de Estructuras Antisísmicas-LEDI



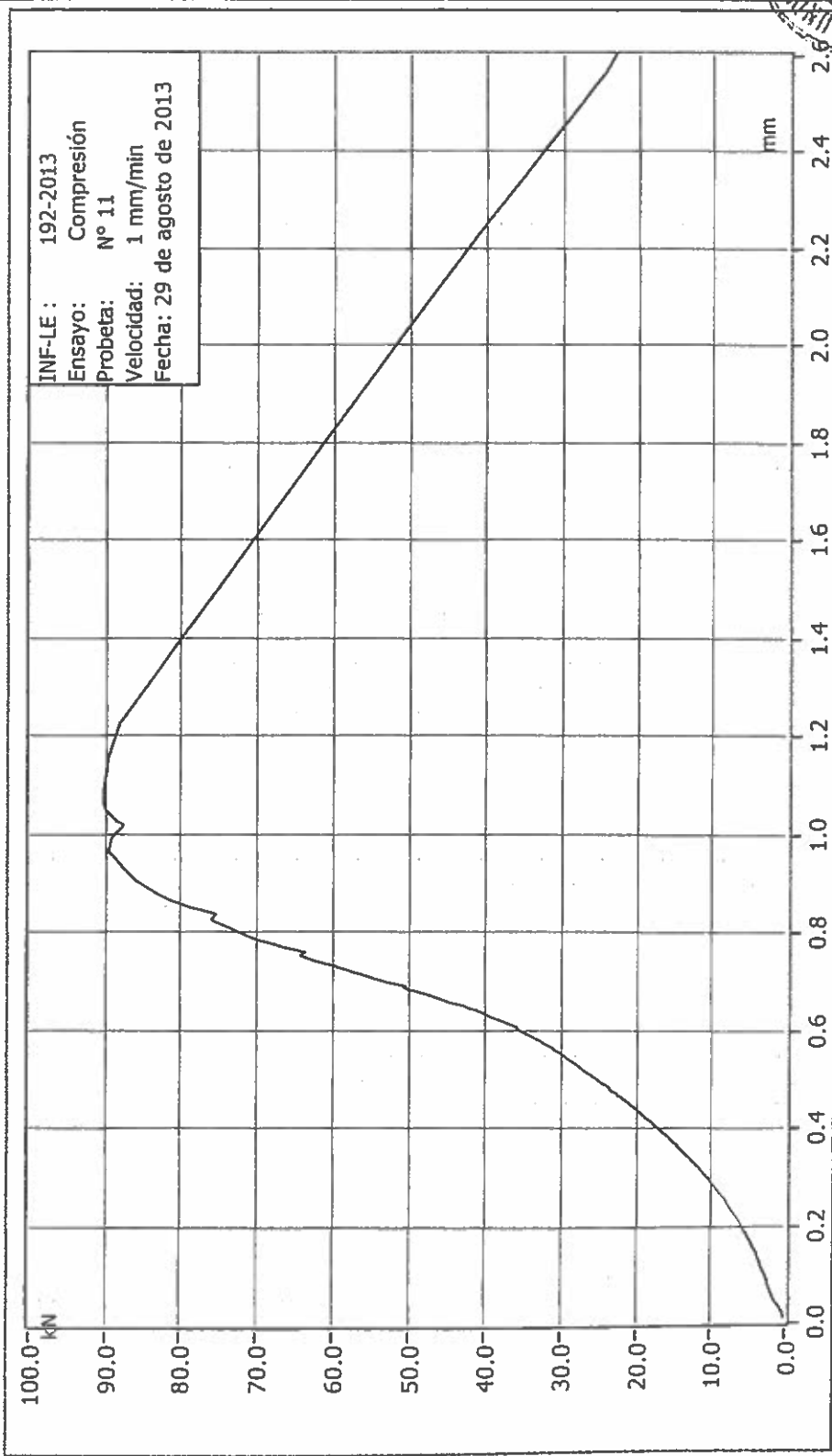


PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
Laboratorio de Estructuras Antisísmicas-LEDI



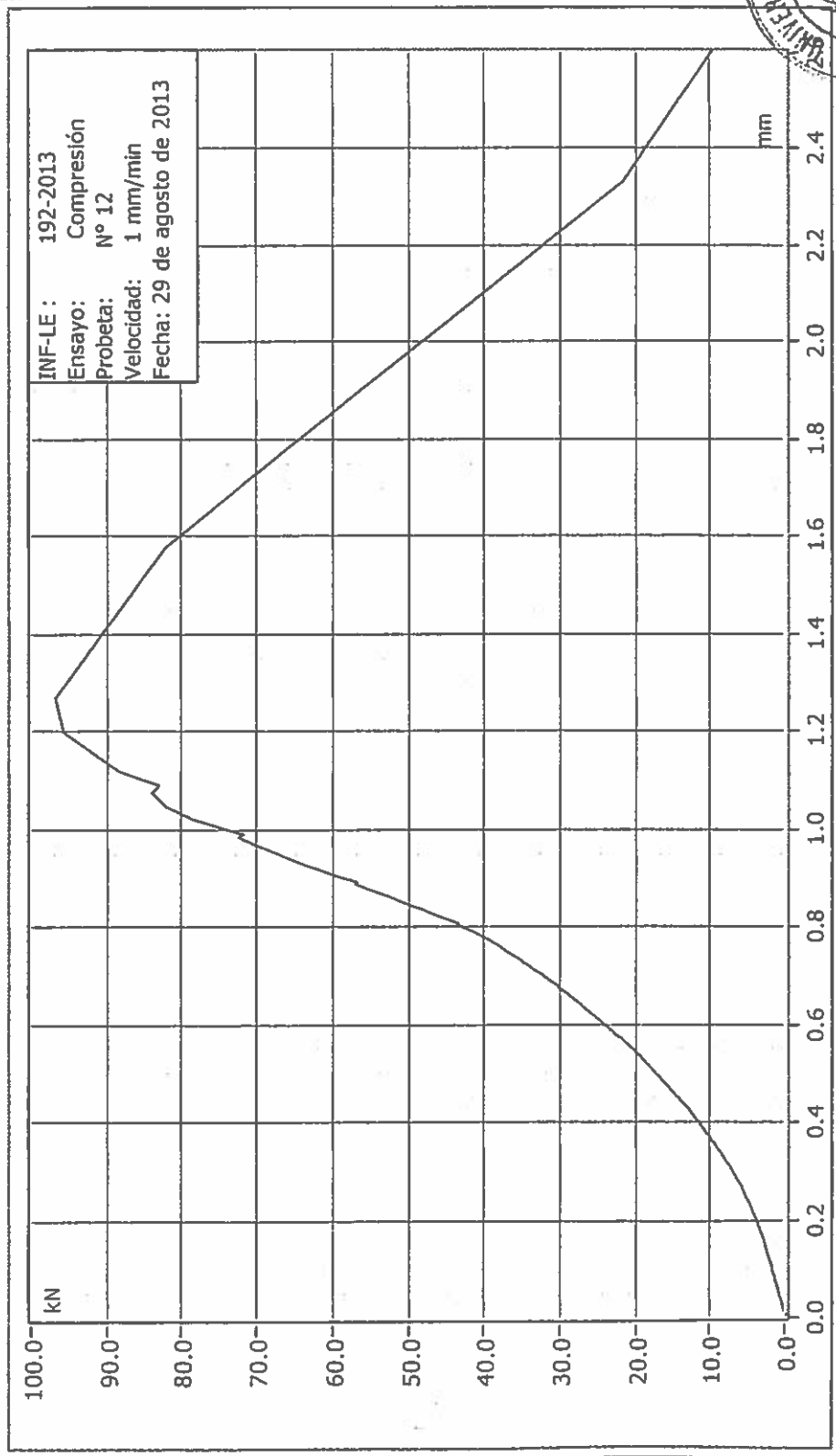


PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
Laboratorio de Estructuras Antisísmicas-LEDI





PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
Laboratorio de Estructuras Antisísmicas-LEDI



EXPLORACIONES EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES EN EDIFICIO DEL MIDIS

(INF - LE 192.13-B)

SOLICITADO POR:

Ministerio de Integración y Desarrollo Social (MIDIS)
(Av. Paseo de la República N°3101, San Isidro, Lima)

EJECUTADO POR:

Laboratorio de Estructuras Antisísmicas
Sección Ingeniería Civil - Departamento de Ingeniería
Pontificia Universidad Católica del Perú

FECHA:

2 de Septiembre del 2013

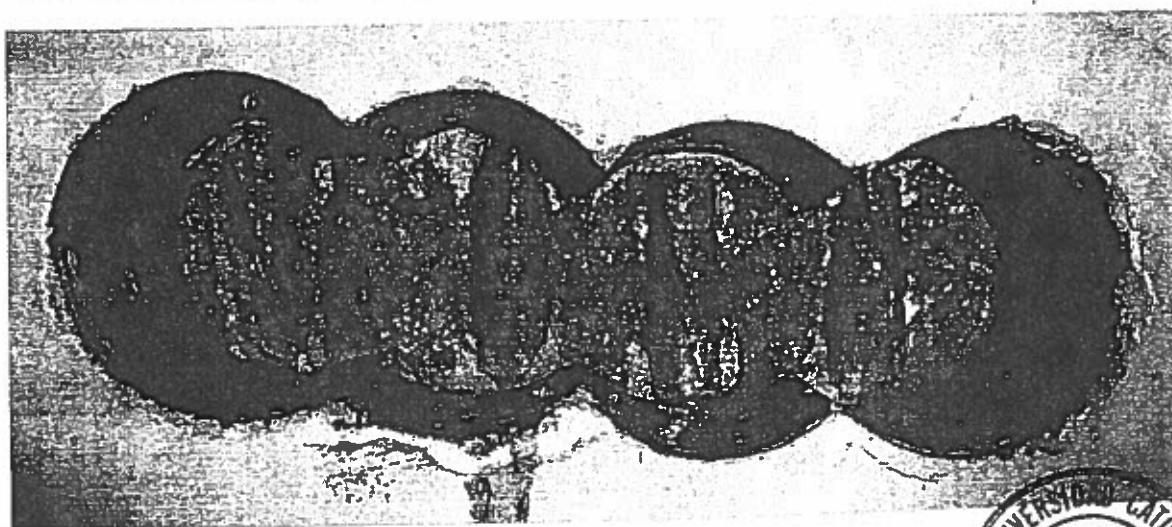
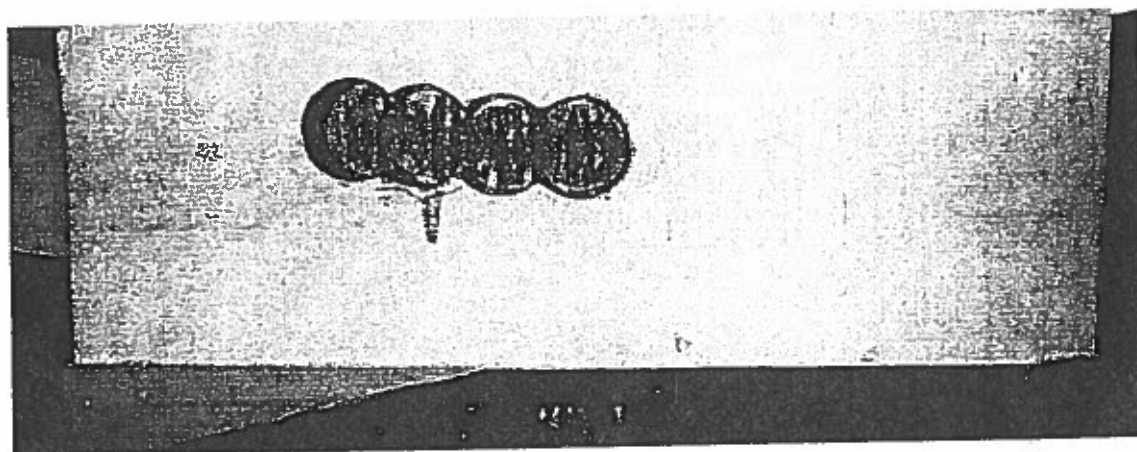
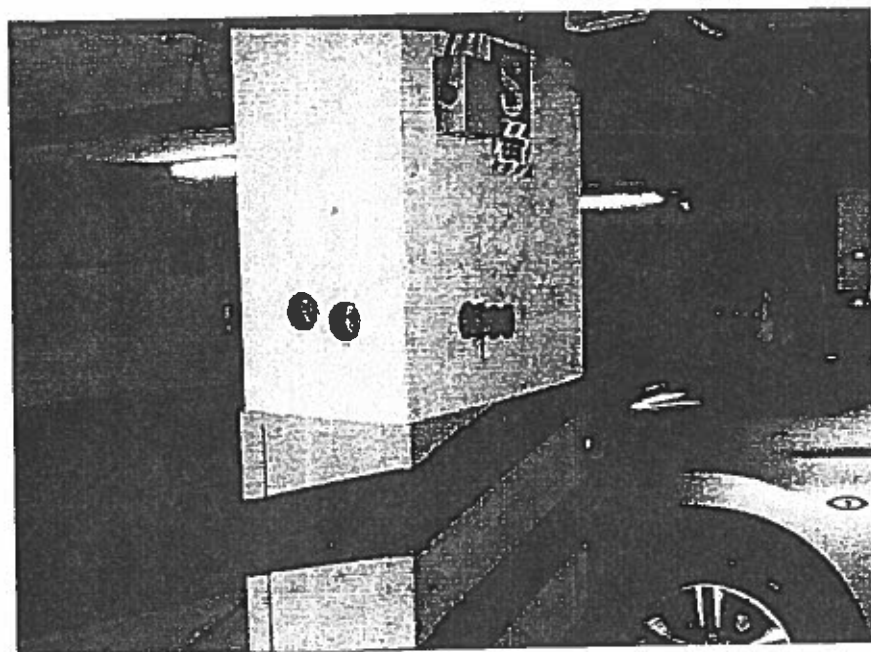



Gladys Villa-García M.
Jefe del Laboratorio de
Estructuras Antisísmicas

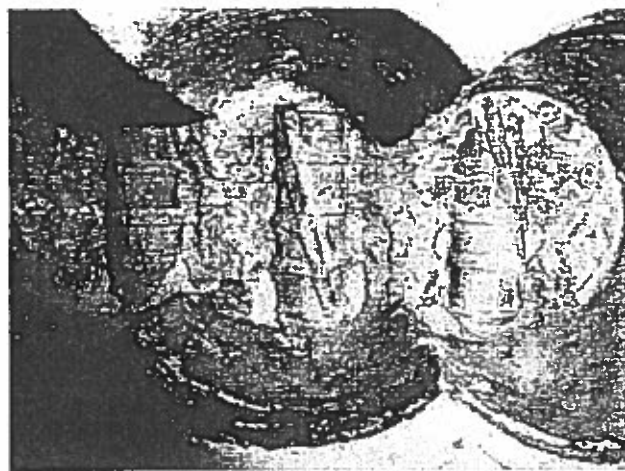
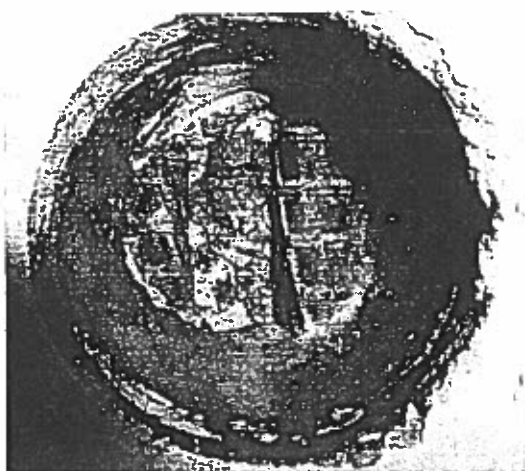
Av. Universitaria N° 1801, San Miguel
Telf: 511 626 2000 anexo 4640, Fax: 511 626 2089
www.pucp.edu.pe / e-mail: ladi@pucp.edu.pe



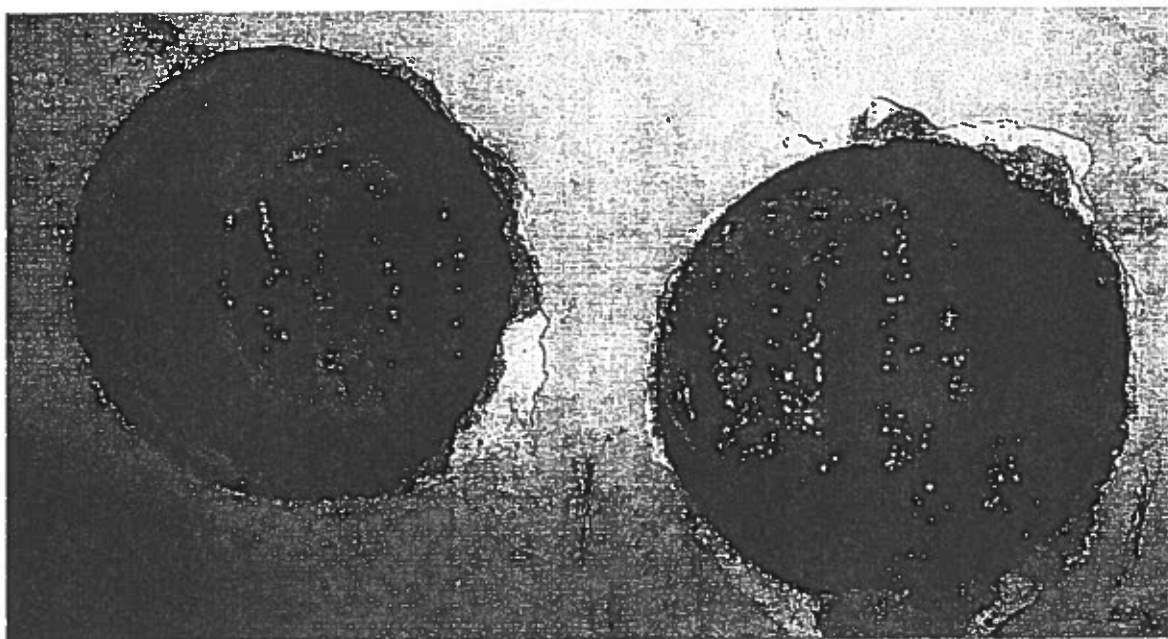
Fotos 1, 2 y 3: Fachadas del Edificio del MIDIS



Fotos 4, 5 y 6. Sondajes en una Columna del Sótano. Nótese la cantidad (cercanía entre barras) del Acero de refuerzo, en la cara mayor de la columna ($\phi 1"$, pre-grado 60 y torcionado).



Fotos 7, y 8. Sondajes en una Columna del Sótano. Nótese la cantidad (cercanía entre barras) y naturaleza ($\phi 1"$, torcido) del Acero de refuerzo, en la cara mayor de la columna.



Fotos 9, y 10. Sondajes en una Columna del Sótano. Nótese la cantidad (cercanía entre barras) y naturaleza ($\phi 1"$, torcido) del Acero de refuerzo, en la cara menor de la columna ($6 \phi 1"$).



Fotos 11 y 12. Zona de extracción de D2, en columna de fachada del 1er Piso y Sondaje del refuerzo ($\phi 1"$, pre-grado 60, sin torsionar).

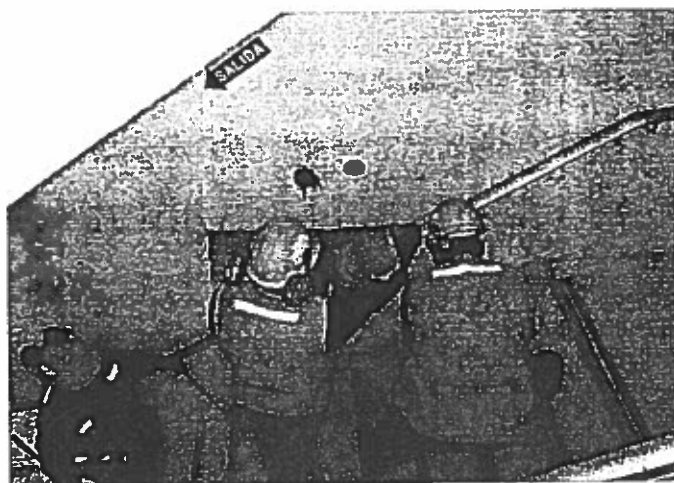


Foto 13. Sondaje en Placa (unión con Viga) lateral de Escalera 2 en Nivel de techo del 2do Piso.

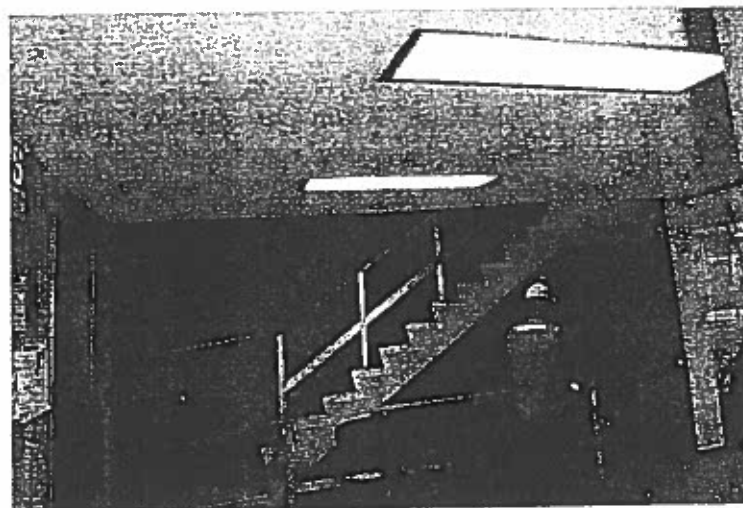


Foto 14. Extracción de testigo D5, en Placa del descanso de Escalera 2, en 2do piso.



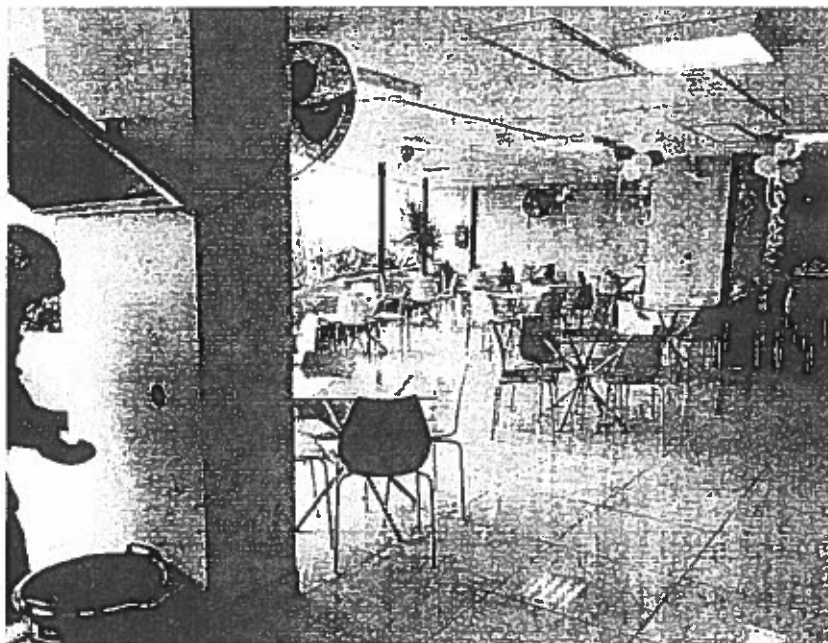


Foto 15. Extracción de testigo D8 y D9 (en el fondo y coincidente con columna explorada en Sótano, con barras de acero cercanas), en Columnas del 3er Piso (en zona del Restaurante)

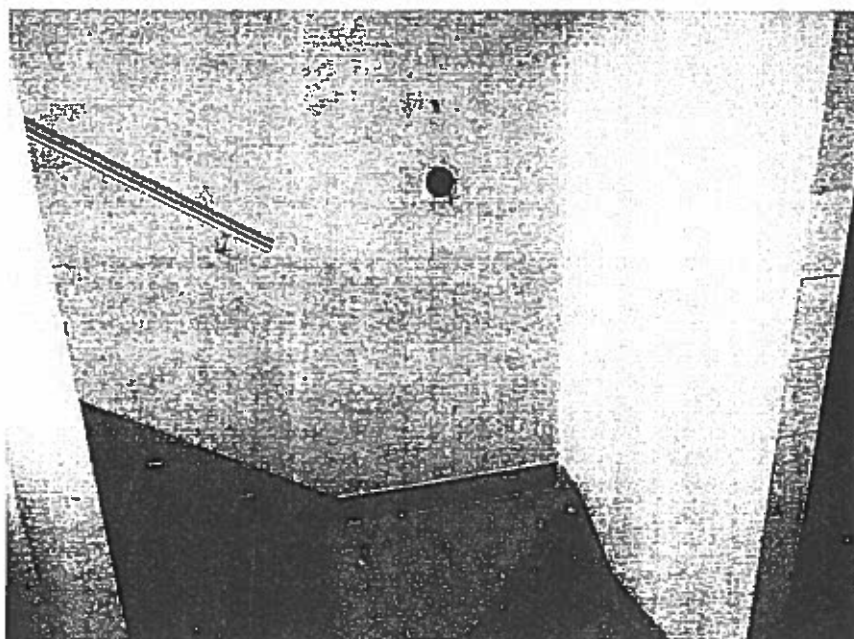
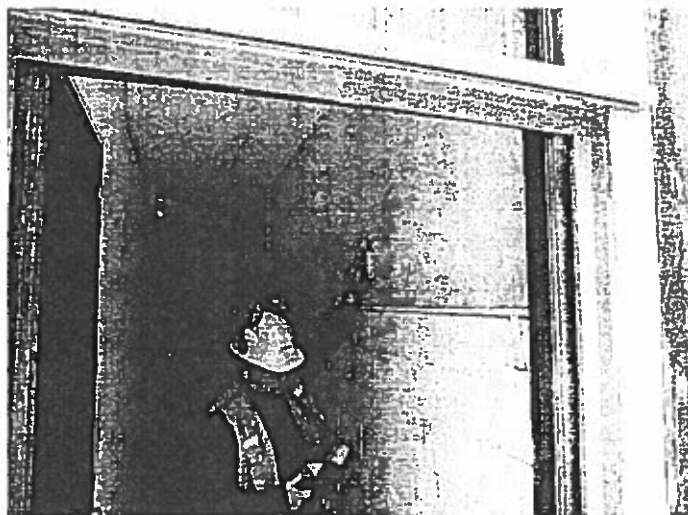
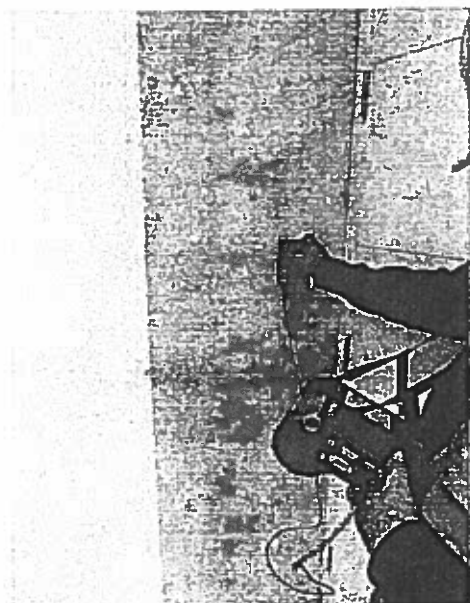
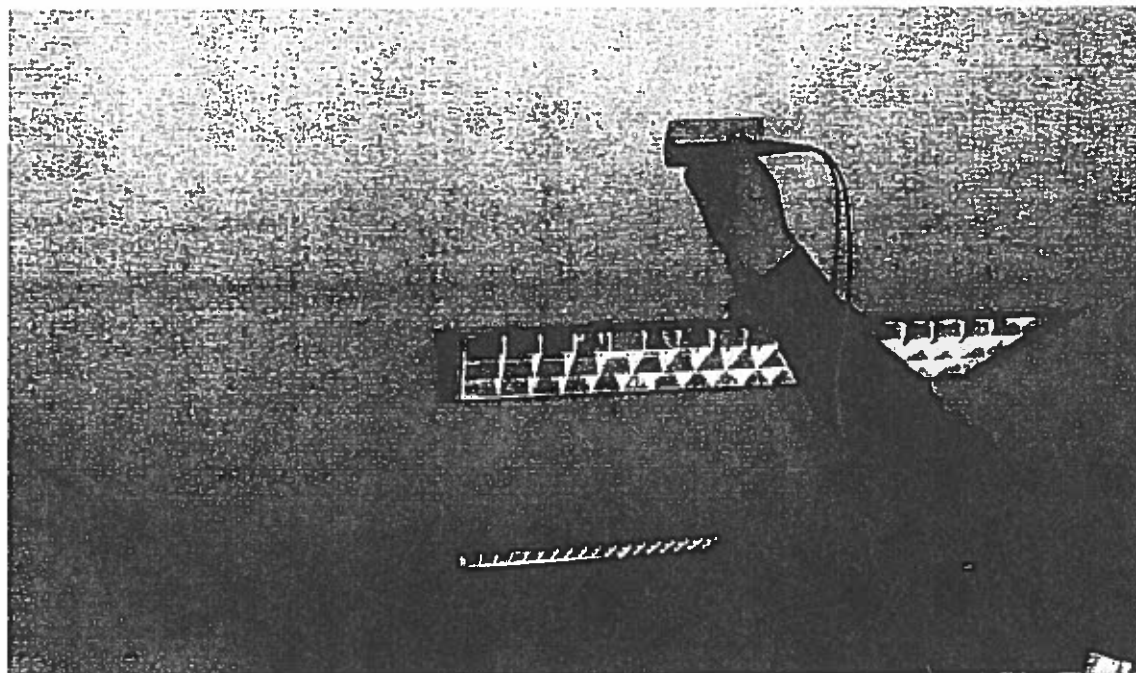


Foto 16. Extracción de testigo diamantino D11 (en Placa perimetral contigua al Ascensor y junto a Escaleras de Servicio), en 6to Piso.





Fotos 17 y 18. Determinación de la presencia de refuerzo principal y secundario en Placa del ascensor y Placa perimétrica contigua; así como en Placa transversal, en diferentes niveles.



Fotos 19. Determinación del sentido de las viguetas del techo aligerado, en diferentes ambientes típicos (Hall principal, pasillos, oficinas, etc) y niveles.

