

TRABAJO ESPECIAL DE GRADO

ANÁLISIS PROBABILÍSTICO DEL COMPORTAMIENTO  
SISMORRESISTENTE DE ESTRUCTURAS APORTICADAS DE CONCRETO  
REFORZADO

Presentado ante la Ilustre  
Universidad Central de Venezuela

Por el Br.:

Bruzual Andarcia, Juan José

Para optar al Título de  
Ingeniero Civil

Caracas, 2007

## TRABAJO ESPECIAL DE GRADO

# ANÁLISIS PROBABILÍSTICO DEL COMPORTAMIENTO SISMORRESISTENTE DE ESTRUCTURAS APORTICADAS DE CONCRETO REFORZADO

TUTOR ACADÉMICO:

Prof. Angelo Marinilli

Presentado ante la Ilustre  
Universidad Central de Venezuela

Por el Br.:

Bruzual Andarcia, Juan José

Para optar al Título de

Ingeniero Civil

Caracas, 2007

iii

ACTA

El día 15 de agosto de 2007 se reunió el Jurado formado por los profesores:

Prof. Angelo Marinilli

Prof. Ricardo Bonilla

Prof. Salvador Safina

Con el fin de examinar el Trabajo Especial de Grado titulado: "ANÁLISIS PROBABILÍSTICO DEL COMPORTAMIENTO SISMORRESISTENTE DE ESTRUCTURAS APORTICADAS DE CONCRETO REFORZADO".

Presentado ante la Ilustre Universidad Central de Venezuela para optar al Título de INGENIERO CIVIL.

Una vez oída la defensa oral que el Bachiller hizo de su Trabajo Especial de Grado, este Jurado decidió las siguientes calificaciones:

NOMBRE	CALIFICACIÓN	
	Números	Letras
Br. Juan José Bruzual A.	20	VEINTE

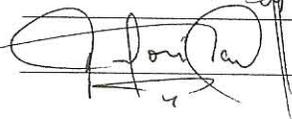
Recomendaciones:

\_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

FIRMAS DEL JURADO

  
\_\_\_\_\_  
  
\_\_\_\_\_

Caracas, 13 de agosto de 2007

## DEDICATORIA

Una de las satisfacciones más grandes que Dios me ha podido dar en estos dos últimos años es el encontrar a un GRANDÍSIMO AMIGO que a pesar de que siempre ha estado a mi lado nunca pude conocerlo como tal.

A ti, mi gran amigo, mi compañero, MI PADRE te dedico el cumplimiento de este gran sueño, que es el tuyo, es el mío y el de los nuestros.  
TE AMO PAPÁ.

## AGRADECIMIENTOS

Primeramente a Dios mi gran amigo, por su bendición,  
por darme fuerzas y por estar siempre ahí.

A mis padres, por creer en mí, por su apoyo, sus consejos,  
mi educación... LOS AMOS VIEJOS.

A mi bella esposa, por entenderme, por aceptarme,  
por apoyarme y por existir en mi vida. TE AMO COSÍ.

Al profesor Angelo Marinilli, gracias profesor por su paciencia, por su  
dedicación, por experiencia y sus oportunos consejos. MUCHAS GRACIAS.

A la profesora Maria Eugenia Korody por su amistad y el cariño y  
apoyo que siempre nos ha brindado. UN ABRAZO PROFE.

Bruzual A., Juan J.

## ANÁLISIS PROBABILÍSTICO DEL COMPORTAMIENTO SISMORRESISTENTE DE ESTRUCTURAS APORTICADAS DE CONCRETO REFORZADO.

Tutor Académico: Prof. Angelo Marinilli.

Trabajo Especial de Grado. Caracas, U.C.V. Facultad de Ingeniería.

Escuela de Ingeniería Civil. 2006, 120 pp.

**Palabras Clave:** (ingeniería sismorresistente, análisis probabilístico, estructuras aporticadas, concreto reforzado, simulación de montecarlo, análisis de *push over*)

### Resumen

El criterio dominante en estructuras de concreto reforzado ubicadas en zonas de amenaza sísmica, caso que incluye a Venezuela, es el de evitar el colapso al momento de la ocurrencia de sismos de gran intensidad, esto es posible gracias a la disposición estratégica, especialmente en vigas, de zonas donde se puedan generar las llamadas rótulas plásticas, esto con el fin de disipar mediante la deformación inelástica e los materiales, especialmente del acero de refuerzo, la energía introducida por el sismo.

Sin embargo, existe incertidumbre en el comportamiento sismorresistente de las estructuras de concreto reforzado originada por la variabilidad de algunos parámetros. En este trabajo se realiza un estudio probabilístico mediante el método de simulación de montecarlo del comportamiento sismorresistente de estructuras aporticadas de concreto reforzado, considerando la variabilidad que se presenta en las propiedades mecánicas de los materiales del concreto reforzado, específicamente la resistencia a compresión del concreto ( $f'_c$ ) y el esfuerzo cedente del acero ( $f_y$ ). Para tal fin se seleccionaron 3 (tres) pórticos de concreto reforzado provenientes de edificaciones escolares normalizadas pequeñas, 1 (uno) o 2 (dos) pisos, los cuales fueron analizados bajo el efecto de 3 (tres) combinaciones de carga con el método de *push over*.

Los resultados indican que la variabilidad existente en el esfuerzo cedente del acero influye considerablemente en el comportamiento resistente tanto de las secciones de vigas como las de columnas presentes en los pórticos analizados, en cuanto a la variabilidad de la resistencia a compresión del concreto, ésta influye de manera más directa en el comportamiento resistente de las secciones de columnas mientras que en las secciones de vigas su influencia podría considerarse despreciable.

En cuanto al comportamiento sismorresistente de los pórticos analizados en esta investigación, tanto la variabilidad en los valores de la resistencia a compresión del concreto como en el esfuerzo cedente del acero, influyeron en el desarrollo de la resistencia obtenida mediante el análisis de *push over*, sin embargo, debido a la semejanza del coeficiente de variación esta resistencia sismorresistente podría depender en mayor porcentaje del esfuerzo cedente del acero.

## INDICE GENERAL

DEDICATORIA	IV
AGRADECIMIENTOS	V
RESUMEN	VI
INDICE GENERAL	VIII
LISTA DE TABLAS	XII
LISTA DE FIGURAS	XVIII
<b>I FUNDAMENTOS DE LA INVESTIGACIÓN</b>	<b>1</b>
1.1 <i>Introducción</i>	1
1.1.1 <i>Etapa I Preliminar</i>	2
1.1.2 <i>Etapa II Selección de estructuras y ejecución del modelado</i>	3
1.1.3 <i>Etapa III Análisis de las estructuras</i>	4
1.1.4 <i>Etapa IV Análisis de los resultados</i>	5
1.2 <i>Planteamiento del Problema</i>	6
1.3 <i>Marco Referencial</i>	7
1.4 <i>Objetivos</i>	9
1.4.1 <i>Objetivo General</i>	9
1.4.2 <i>Objetivos Específicos</i>	9
1.5 <i>Aportes</i>	10
<b>II MARCO TEÓRICO</b>	<b>12</b>
2.1 <i>Comportamiento Sismorresistente de estructuras de concreto reforzado</i>	12
2.2 <i>Concreto Reforzado</i>	14
2.3 <i>Secciones de Concreto Reforzado</i>	21

---

2.3.1	Secciones rectangulares doblemente reforzada sometidas a flexión	22
2.3.2	Secciones rectangulares doblemente reforzada sometidas a flexión y carga axial	26
2.4	Análisis Estático Inelástico ( <i>push over</i> )	28
2.5	Método de Simulación de Montecarlo	28
2.5.1	Generación de números aleatorios	31
2.5.2	Generación de variables aleatorias	32
2.6	Ram Perform-2D versión 1.30	33
<b>III</b>	<b>MÉTODO</b>	<b>36</b>
3.1	Pórticos	37
3.1.1	Pórtico I	37
3.1.2	Pórtico II	38
3.1.3	Pórtico III	39
3.2	Cargas Actuante en los Pórticos	40
3.2.1	Cargas Permanentes (CP)	41
3.2.2	Cargas Variables (CV)	42
3.2.3	Cargas Sísmicas (S)	42
3.3	Combinaciones de Carga	43
3.4	Estudio de Sensibilidad	44
3.4.1	Variación de la resistencia a compresión del concreto ( $f'_c$ )	44
3.4.2	Variación del esfuerzo cedente del acero ( $f_y$ )	45
3.4.3	Valores resistentes para las secciones de vigas	46
3.4.4	Valores resistentes para las secciones de columnas	47
3.5	Análisis Estático Inelástico ( <i>push over</i> )	48
3.5.1	Modelado de los pórticos I, II y III	49

---

3.5.2	Análisis de los pórticos I, II y III	51
3.5.3	Resistencia del análisis de <i>push over</i> para los pórticos I, II y III	51
3.6	Análisis Probabilístico mediante el método de Montecarlo	52
3.6.1	Generación de valores aleatorios	53
3.6.2	Generación de valores de la resistencia a compresión del concreto ( $f'_c$ )	53
3.6.3	Generación de valores del esfuerzo cedente del acero ( $f_y$ )	54
3.6.4	Valores resistentes para secciones de vigas	54
3.6.5	Valores resistentes para secciones de columnas	55
3.7	Análisis Estático Inelástico ( <i>push over</i> )	55
3.7.1	Modelado de los pórticos I, II y III	56
3.7.2	Análisis de los pórticos I, II y III	56
3.7.3	Resistencia del análisis de <i>push over</i> en los pórticos I, II y III	56
3.8	Curva Elasto-Plástica Equivalente de los Pórticos I, II y III	57
3.9	Secuencia de la Formación de Rótulas Plásticas de los Pórticos I, II y III	58
3.10	Resistencia a Corte de los Pórticos I, II y III	59
3.11	Procesamiento y Análisis de Resultados	61
<b>IV</b>	<b>RESULTADOS Y ANÁLISIS</b>	<b>63</b>
4.1	Análisis de Sensibilidad	63
4.1.1	Valores resistentes para las secciones de vigas	64
4.1.2	Valores resistentes para las secciones de columnas	69
4.1.3	Resistencia del análisis de <i>push over</i> para los Pórticos I, II y III	74

---

4.2	Análisis Probabilístico Mediante el Método de Montecarlo	77
4.2.1	Generación de valores aleatorios	78
4.2.2	Generación de valores de la resistencia a compresión del concreto ( $f'_c$ )	79
4.2.3	Valores del módulo de elasticidad del concreto ( $E_c$ )	80
4.2.4	Generación de valores del esfuerzo cedente del acero ( $f_y$ )	81
4.2.5	Valores resistentes para las secciones de vigas	83
4.2.6	Valores resistentes para las secciones de columnas	86
4.3	Análisis Estático Inelástico ( <i>push over</i> )	89
4.4	Curva Elasto Plástica Equivalente	100
4.5	Secuencia de la Formación de Rótulas Plásticas en los Pórticos I, II y III	102
4.6	Resistencia a Corte de los Pórticos I, II y III	109
V	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	112
	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	117
	APÉNDICE A	121
	APÉNDICE B	142

## LISTA DE TABLAS

Tabla III-1	Cargas actuantes en los pórticos.	41
Tabla III-2	Combinaciones de $f'_c$ y $f_y$ para análisis de sensibilidad.	45
Tabla IV-1	Combinaciones utilizadas para el análisis de sensibilidad.	64
Tabla IV-2	Valores para el momento cedente ( $M_y$ ), y curvatura cedente ( $\emptyset_y$ ).	65
Tabla IV-3	Variación del momento cedente ( $M_y$ ), y curvatura cedente ( $\emptyset_y$ ) respecto a sus valores medios.	66
Tabla IV-4	Valores para el momento último ( $M_u$ ), y curvatura última ( $\emptyset_u$ ).	66
Tabla IV-5	Variación del momento último ( $M_u$ ), y curvatura última ( $\emptyset_u$ ) respecto a sus valores medios.	67
Tabla IV-6	Valores de ductilidad de curvatura ( $\mu = \emptyset_u / \emptyset_y$ ) para las secciones de vigas.	68
Tabla IV-7	Variación de las ductilidades ( $\mu$ ) de las secciones de vigas respecto a sus valores medios.	69
Tabla IV-8	Valores resistentes de las secciones de columnas para las combinaciones utilizadas en el análisis de sensibilidad.	70
Tabla IV-9	Variación de los valores resistentes de las secciones de columnas respecto a sus valores medios.	71
Tabla IV-10	Valores de resistencia de <i>push over</i> ( $V$ ) de los pórticos usando las combinaciones del análisis de sensibilidad.	75
Tabla IV-11	Variación de la resistencia de <i>push over</i> ( $V$ ) de los pórticos respecto a sus valores medios.	76
Tabla IV-12	Valores mínimos y máximos de la resistencia a compresión del concreto generada aleatoriamente para cada pórtico.	80
Tabla IV-13	Valores mínimos y máximos del esfuerzo cedente del acero	

	generados aleatoriamente para cada pórtico.	82
<b>Tabla IV-14</b>	Valores de momentos y curvaturas cedentes y últimos de la sección de viga VI-PI.	85
<b>Tabla IV-15</b>	Valores resistentes de la sección de columnas CI-PI para los $f'_c$ y $f_y$ mayores y menores.	89
<b>Tabla IV-16</b>	Valores medios de la resistencia de push over para las 3 (tres) combinaciones de cargas en cada Pórtico.	91
<b>Tabla IV-17</b>	Valores mínimos y máximos de la resistencia de push over Pórtico I.	93
<b>Tabla IV-18</b>	Valores mínimos y máximos de la resistencia de push over Pórtico II.	94
<b>Tabla IV-19</b>	Valores mínimos y máximos de la resistencia de push over Pórtico III.	95
<b>Tabla IV-20</b>	Valores estadísticos de distorsión lateral cedente para los Pórticos I, II y III considerando las tres combinaciones de carga empleadas en el análisis.	100
<b>Tabla IV-21</b>	Valores estadísticos de la resistencia a corte ( $V_n$ ) para los Pórticos I, II y III considerando las tres combinaciones de carga utilizadas.	109
<b>Tabla A-1</b>	Valores para el momento cedente ( $M_y$ ), y curvatura cedente ( $\phi_y$ ) en secciones de vigas con $f'_c = 210 \text{ kgf/cm}^2$ y $f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$ .	121
<b>Tabla A-2</b>	Valores para el momento último ( $M_u$ ), y curvatura última ( $\phi_u$ ) en secciones de vigas con $f'_c = 210 \text{ kgf/cm}^2$ y $f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$ .	121

<b>Tabla A-3</b>	Valores para la Fuerza Axial en Tracción Pura ( $P_t$ ), Momento en Flexión Pura ( $M_o$ ), Momento Balanceado ( $M_b$ ), Fuerza Axial Balanceada ( $P_b$ ) y Fuerza Axial en Compresión Pura ( $P_c$ ) en secciones de columnas con $f'_c = 210 \text{ kgf/cm}^2$ y $f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$ .	122
<b>Tabla A-4</b>	Valores de distorsión lateral cedente ( $\gamma_y$ ), la resistencia de <i>push over</i> ( $V$ ), y la resistencia a corte ( $V_n$ ) con $f'_c = 210 \text{ kgf/cm}^2$ y $f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$ .	122
<b>Tabla A-5</b>	Números aleatorios generados uniformemente distribuidos en $[0, 1]$ empleados para generar los valores de $f'_c$ y $f_y$ .	123
<b>Tabla A-6</b>	Valores aleatorios generados para resistencia a compresión del concreto ( $f'_c$ ) y esfuerzo cedente del acero ( $f_y$ ) para cada pórtico.	124
<b>Tabla A-7</b>	Valores obtenidos del módulo de elasticidad del concreto ( $E_c$ ), en base a los valores de $f'_c$ y $f_y$ aleatorios para cada pórtico.	125
<b>Tabla A-8.1</b>	Valores obtenidos para el momento cedente ( $M_y$ ), y curvatura cedente ( $\phi_y$ ) positivos en secciones de vigas de cada pórtico.	126
<b>Tabla A-8.2</b>	Valores obtenidos para el momento último ( $M_u$ ), y curvatura última ( $\phi_u$ ) positivos en secciones de vigas de cada pórtico.	127
<b>Tabla A-8.3</b>	Valores obtenidos para el momento cedente ( $M_y$ ), y curvatura cedente ( $\phi_y$ ) negativos en secciones de vigas de cada pórtico.	128
<b>Tabla A-8.4</b>	Valores obtenidos para el momento último ( $M_u$ ), y	

	curvatura última ( $\phi_u$ ) negativos en secciones de vigas de cada pórtico.	129
<b>Tabla A-9.1</b>	Valores obtenidos para la Fuerza Axial en Tracción Pura ( $P_t$ ), Momento en Flexión Pura ( $M_o$ ), Momento Balanceado ( $M_b$ ), Fuerza Axial Balanceada ( $P_b$ ) y Fuerza Axial en Compresión Pura ( $P_c$ ) en secciones de columnas del Pòrtico I	130
<b>Tabla A-9.2</b>	Valores obtenidos para la Fuerza Axial en Tracción Pura ( $P_t$ ), Momento en Flexión Pura ( $M_o$ ), Momento Balanceado ( $M_b$ ), Fuerza Axial Balanceada ( $P_b$ ) y Fuerza Axial en Compresión Pura ( $P_c$ ) en secciones de columnas del Pòrtico II	131
<b>Tabla A-9.3</b>	Valores obtenidos para la Fuerza Axial en Tracción Pura ( $P_t$ ), Momento en Flexión Pura ( $M_o$ ), Momento Balanceado ( $M_b$ ), Fuerza Axial Balanceada ( $P_b$ ) y Fuerza Axial en Compresión Pura ( $P_c$ ) en secciones de columnas del Pòrtico III	132
<b>Tabla A-10.1</b>	Valores obtenidos de la distorsión lateral cedente ( $\Delta_y$ ), la resistencia de <i>push over</i> ( $V$ ), y la resistencia a corte ( $V_n$ ) del Pòrtico I.	133
<b>Tabla A-10.2</b>	Valores obtenidos de la distorsión lateral cedente ( $\Delta_y$ ), la resistencia de <i>push over</i> ( $V$ ), y la resistencia a corte ( $V_n$ ) del Pòrtico II.	134
<b>Tabla A-10.3</b>	Valores obtenidos de la distorsión lateral cedente ( $\Delta_y$ ), la resistencia de <i>push over</i> ( $V$ ), y la resistencia a corte ( $V_n$ ) del Pòrtico III.	135
<b>Tabla A-11</b>	Cargas axiales aplicadas en las columnas y utilizadas para el cálculo de la resistencia a corte ( $V_n$ ) en los pórticos.	136
<b>Tabla A-12</b>	Análisis estadístico de los 300 números aleatorios generados	

	uniformemente distribuidos en $[0, 1]$	136
<b>Tabla A-13</b>	Análisis estadístico de los 150 valores aleatorios generados de la resistencia a compresión del concreto ( $f'_c$ ) y esfuerzo cedente del acero ( $f_y$ ) y los 150 valores obtenidos del módulo de elasticidad del concreto $E_c$ .	136
<b>Tabla A-14.1</b>	Análisis estadístico de los 50 valores positivos obtenidos para el momento cedente ( $M_y$ ), curvatura cedente ( $\emptyset_y$ ), momento último ( $M_u$ ) y Curvatura última ( $\emptyset_u$ ) en secciones de vigas en cada pórtico.	136
<b>Tabla A-14.2</b>	Análisis estadístico de los 50 valores positivos obtenidos para el momento cedente ( $M_y$ ), curvatura cedente ( $\emptyset_y$ ), momento último ( $M_u$ ) y Curvatura última ( $\emptyset_u$ ) en secciones de vigas en cada pórtico.	137
<b>Tabla A-15</b>	Análisis estadístico de los 50 valores obtenidos para la Fuerza Axial en Tracción Pura ( $P_t$ ), Momento en Flexión Pura ( $M_o$ ), Momento Balanceado ( $M_b$ ), Fuerza Axial Balanceada ( $P_b$ ) y Fuerza Axial en Compresión Pura ( $P_c$ ) en secciones de columnas en cada pórtico.	137
<b>Tabla A-16</b>	Análisis estadístico de los 50 valores obtenidos de la distorsión lateral cedente ( $\gamma_y$ ), la resistencia de <i>push over</i> ( $V$ ), y la resistencia a corte ( $V_n$ ) por cada combinación en cada pórtico.	138
<b>Tabla A-17</b>	Estadígrafo crítico para la prueba de bondad de ajuste de Kolmogorov-Smirnov.	139
<b>Tabla A-18</b>	Prueba de bondad de ajuste de Kolmogorov-Smirnov para números aleatorios generados entre $[0, 1]$ , $f'_c$ , $f_y$ y $E_c$ .	139
<b>Tabla A-19</b>	Prueba de bondad de ajuste de Kolmogorov-Smirnov para	

	valores resistentes positivos de secciones de vigas.	139
<b>Tabla A-20</b>	Prueba de bondad de ajuste de Kolmogorov-Smirnov para valores resistentes negativos de secciones de vigas.	140
<b>Tabla A-21</b>	Prueba de bondad de ajuste de Kolmogorov-Smirnov para valores resistentes de secciones de columnas.	140
<b>Tabla A-22</b>	Prueba de bondad de ajuste de Kolmogorov-Smirnov para valores de distorsión lateral, resistencia de <i>push over</i> y resistencia a corte en los pórticos.	141

## LISTA DE FIGURAS

Figura II-1	Curva de distribución normal y área bajo la curva normal en algunos puntos singulares.	17
Figura II-2	Curvas esfuerzo deformación para concretos en compresión axial.	18
Figura II-3	Curvas esfuerzo deformación para acero de refuerzo.	19
Figura II-4	Idealización elástica perfectamente plástica de la curva esfuerzo deformación para acero de refuerzo.	20
Figura II-5	Sección de concreto doblemente reforzada.	23
Figura II-6	Curvas idealizadas momento-curvatura.	24
Figura II-7	Sección de concreto doblemente reforzada cuando se alcanza la resistencia cedente.	25
Figura II-8	Sección de concreto doblemente reforzada cuando se alcanza la resistencia a flexión.	26
Figura II-9	Diagrama de interacción para una sección de columna.	27
Figura III-1	Pórtico I (medidas expresadas en metros).	38
Figura III-2	Secciones pórtico I (medidas expresadas en metros).	38
Figura III-3	Pórtico II (medidas expresadas en metros).	38
Figura III-4	Secciones pórtico II (medidas expresadas en metros)	39
Figura III-5	Pórtico II (medidas expresadas en metros).	40
Figura III-6	Secciones pórtico III (medidas expresadas en metros)	40
Figura III-7	Diagrama momento-curvatura.	46
Figura III-8	Diagrama de interacción secciones de columnas.	48
Figura III-9	Curva push-over.	51
Figura III-10	Curva push-over con elasto-plástica equivalente.	57

---

Figura III-1 1	Ejemplo del comportamiento de rótula plástica.	58
Figura III-1 2	Ubicación de las posibles rótulas plásticas asignadas a los pórticos: (a) pórtico I, (b) pórtico II y (c) pórtico III.	59
Figura IV-1	Diagrama de interacción tipo para el análisis de sensibilidad.	73
Figura IV-2	Histograma de frecuencia de los números aleatorios generados y distribución uniforme teórica.	78
Figura IV-3	Histograma de frecuencia de $f'_c$ generados y distribución normal teórica.	79
Figura IV-4	Histograma de frecuencia de $E_c$ obtenidos y distribución normal teórica.	81
Figura IV-5	Histograma de frecuencia de $f_y$ generados y distribución normal teórica.	82
Figura IV-6a	Histograma de frecuencia de $\theta_y$ y $M_y$ positivos obtenidos para la sección VI -PI y distribución normal teórica.	83
Figura IV-6b	Histograma de frecuencia de $\theta_u$ y $M_u$ positivos obtenidos para la sección VI -PI y distribución normal teórica.	84
Figura IV-7	Diagrama momento-curvatura (50 valores) para la sección de viga VI -PI.	84
Figura IV-8	Histograma de frecuencia de $P_t$ , $M_o$ , $M_b$ , $P_b$ y $P_c$ obtenidos para la sección CI -PI y distribución normal teórica.	87
Figura IV-9	Diagrama de interacción (50 valores) para la sección de columna CI -PI.	88
Figura IV-10	Gráficos de push over para los 50 pares valores aleatorios de $f'_c$ y $f_y$ en el Pórtico III considerando las tres combinaciones de cargas.	90
Figura IV-1 1	Histograma de frecuencia de resistencia del push over del Pórtico III considerando las tres combinaciones de carga.	92

<b>Figura IV-12</b>	Diagrama momento-curvatura de las secciones de vigas del pórtico III, para los 5 pares de valores de $f'_c$ y $f_y$ con los que se obtuvieron los primeros 5 valores menores de la resistencia de push over.	97
<b>Figura IV-13</b>	Diagramas de interacción de las secciones de columnas del pórtico III, para los 5 pares de valores de $f'_c$ y $f_y$ con los que se obtuvieron los primeros 5 valores menores de la resistencia de push over.	98
<b>Figura IV-14</b>	Detalle del diagramas de interacción de las secciones de columnas del pórtico III, para los 5 pares de valores de $f'_c$ y $f_y$ con los que se obtuvieron los primeros 5 valores menores de la resistencia de push over.	99
<b>Figura IV-15</b>	Histograma de frecuencia de la distorsión lateral cedente del Pórtico I considerando las tres combinaciones de carga.	101
<b>Figura IV-16</b>	Ejemplo del comportamiento de rótula plástica.	103
<b>Figura IV-17a</b>	Secuencia general de las rótulas plásticas en el Pórtico I.	103
<b>Figura IV-17b</b>	Ubicación de las posibles rótulas plásticas del Pórtico I y su secuencia general de las rótulas plásticas en el Pórtico I	104
<b>Figura IV-18a</b>	Secuencia general de las rótulas plásticas en el Pórtico II	105
<b>Figura IV-18b</b>	Ubicación de las posibles rótulas plásticas del Pórtico II y su secuencia general de las rótulas plásticas en el Pórtico II	106
<b>Figura IV-19a</b>	Secuencia general de las rótulas plásticas en el Pórtico III	107
<b>Figura IV-19b</b>	Ubicación de las posibles rótulas plásticas del Pórtico III y su secuencia general de las rótulas plásticas en el Pórtico III	108

---

<b>Figura IV-20</b>	Histograma de frecuencia de la resistencia a corte del Pórtico I considerando las tres combinaciones de carga.	110
<b>Figura B-1</b>	Histogramas de frecuencia de valores resistentes positivos de secciones de vigas en el estado cedente y distribución normal teórica.	142
<b>Figura B-2</b>	Histogramas de frecuencia de valores resistentes negativos de secciones de vigas en el estado cedente y distribución normal teórica.	143
<b>Figura B-3</b>	Histogramas de frecuencia de valores resistentes positivos de secciones de vigas en el estado último y distribución normal teórica.	144
<b>Figura B-4</b>	Histogramas de frecuencia de valores resistentes negativo de secciones de vigas en el estado último y distribución normal teórica.	145
<b>Figura B-5</b>	Histogramas de frecuencia de valores resistentes de secciones de columnas y distribución normal teórica.	146
<b>Figura B-6</b>	Histogramas de frecuencia de valores resistentes de secciones de columnas y distribución normal teórica.	147
<b>Figura B-7</b>	Histogramas de frecuencia de valores resistentes de secciones de columnas y distribución normal teórica.	148
<b>Figura B-8.1</b>	Histogramas de frecuencia de valores resistentes de push over del Pórtico I para las tres combinaciones de carga y su distribución normal teórica.	149
<b>Figura B-8.2</b>	Histogramas de frecuencia de valores resistentes de push over del Pórtico II para las tres combinaciones de carga y su distribución normal teórica.	149

- 
- Figura B-8.3** Histogramas de frecuencia de valores resistentes de push over del Pórtico I para las tres combinaciones de carga y su distribución normal teórica. 149
- Figura B-9.1** Histogramas de frecuencia de Distorsión Lateral Cedentes obtenidos de la curva elasto-plástica equivalente para las tres combinaciones de carga del Pórtico I y su distribución normal teórica. 150
- Figura B-9.2** Histogramas de frecuencia de Distorsión Lateral Cedentes obtenidos de la curva elasto-plástica equivalente para las tres combinaciones de carga del Pórtico II y su distribución normal teórica. 150
- Figura B-9.3** Histogramas de frecuencia de Distorsión Lateral Cedentes obtenidos de la curva elasto-plástica equivalente para las tres combinaciones de carga del Pórtico III y su distribución normal teórica. 150
- Figura B-10.1** Histogramas de frecuencia de resistencias a corte para las tres combinaciones de carga del Pórtico I y su distribución normal teórica. 151
- Figura B-10.2** Histogramas de frecuencia de resistencias a corte para las tres combinaciones de carga del Pórtico II y su distribución normal teórica. 151
- Figura B-10.3** Histogramas de frecuencia de resistencias a corte para las tres combinaciones de carga del Pórtico III y su distribución normal teórica. 151

## LISTA DE SIMBOLOS Y ABREVIATURAS

$f'_c$  = resistencia a compresión del concreto, expresada en kgf/cm<sup>2</sup>.

$f_y$  = esfuerzo cedente del acero, expresado en kgf/cm<sup>2</sup>.

$M_y$  = momento cedente en secciones de vigas, expresado en tf\*m.

$M_u$  = momento último en secciones de vigas, expresado en tf\*m.

$\phi_y$  = curvatura cedente en secciones de vigas.

$\phi_u$  = curvatura última en secciones de vigas.

$P_t$  = fuerza axial en tracción pura para secciones de columnas, expresado en tf.

$P_b$  = fuerza axial balanceada en secciones de columnas, expresado en tf.

$P_c$  = fuerza axial aen compresión pura para secciones de columnas, expresado en tf.

$M_o$  = momento en flexión pura para secciones de columnas, expresado en tf\*m.

$M_b$  = momento balanceado para secciones de columnas, expresado en tf\*m.

KS = Kolmorov Smirnov.

X = media aritmética.

$X_i$  = valores individuales de la muestra.

n = número de datos de la muestra.

S = desviación estándar.

v = coeficiente de variación.

kgf = kilogramos fuerza.

tf = toneladas fuerza.

m = metros.

cm = centímetros

---

$\text{cm}^2$  = centímetros cuadrado.

$E_c$  = módulo de elasticidad del concreto, expresado en  $\text{kgf/cm}^2$ .

$W$  = peso unitario del concreto, expresado en  $\text{kgf/m}^3$ .

$E_s$  = módulo de elasticidad del acero, expresado en  $\text{kgf/cm}^2$ .

$c$  = distancia del eje neutro, expresada en cm.

$b$  = base de la sección de concreto reforzado, expresada en cm.

$h$  = altura de la sección de concreto reforzado, expresada en cm.

$d$  = altura útil de la sección de concreto reforzado, expresado en cm.

$r$  = recubrimiento del acero de refuerzo, expresado en cm.

$M_a$  = momento de agrietamiento en secciones de vigas, expresado en  $\text{tf}\cdot\text{m}$ .

$\emptyset_A$  = curvatura de agrietamiento en secciones de vigas.

$I$  = Inercia de la sección, considerando a través de la sección transformada el acero longitudinal presente de la sección, expresada en  $\text{cm}^4$ .

## CAPÍTULO I

### FUNDAMENTOS DE LA INVESTIGACIÓN

#### 1.1 INTRODUCCIÓN

Venezuela es un país ubicado sobre un margen activo de placas tectónicas, conformado por la Placa de Sudamérica y la Placa del Caribe. A lo largo de esta frontera tectónica está concentrado aproximadamente el 80% de su población e infraestructura, lo cual la convierte en una sociedad con alta amenaza de orden sísmico. En edificaciones de concreto reforzado, el criterio dominante es el de prevenir inestabilidad en la estructura, para esto se ubica estratégicamente en las vigas y columnas zonas donde se pueden desarrollar las llamadas rótulas plásticas con el fin disipar de manera inelástica la energía introducida por el sismo.

Existe incertidumbre en el comportamiento sismorresistente de las estructuras de concreto reforzado originada por la variabilidad de algunos parámetros. En este trabajo se realizará un estudio probabilístico del comportamiento sismorresistente de estructuras aporticadas de concreto reforzado provenientes de edificaciones escolares normalizadas pequeñas, 1 (uno) o 2 (dos) pisos, considerando la variabilidad que se presenta en las propiedades mecánicas de los materiales del concreto reforzado, específicamente la resistencia a compresión del concreto ( $f'_c$ ) y el esfuerzo cedente del acero ( $f_y$ ). Para dicho estudio se analizará la influencia de esta

variabilidad en el comportamiento de secciones de vigas y columnas y las estructuras aporticadas de concreto reforzado.

De esta manera se realiza una investigación de simulación numérica donde se manipulan variables que vendrían siendo la resistencia a compresión del concreto ( $f'_c$ ) y el esfuerzo cedente del acero ( $f_y$ ), para así evaluar su influencia en las propiedades resistentes de las secciones de vigas y columnas y en el comportamiento sismorresistente de las estructuras aporticadas de concreto reforzado

Para alcanzar los objetivos propuestos en este trabajo de investigación se deberá cumplir con las etapas presentadas a continuación:

### 1.1.1 Etapa I Preliminar

La etapa inicial de este trabajo consistió en obtener la información necesaria mediante la revisión de bibliografía especializada, investigaciones recientes, manuales, publicaciones técnicas, etc. con el fin de identificar y cuantificar la variabilidad que se presenta en las propiedades mecánicas de los materiales que componen el concreto reforzado. Adicionalmente se identificaron las características del comportamiento sismorresistente de estructuras aporticadas de concreto reforzado que serán consideradas en los análisis sucesivos. Esta etapa estuvo compuesta por las siguientes actividades:

a.- Definición del comportamiento probabilístico de la resistencia a compresión del concreto ( $f'_c$ ) y el esfuerzo cedente del acero de refuerzo ( $f_y$ ) como las propiedades mecánicas de los materiales que conforman en concreto reforzado.

b.- Revisión del comportamiento de secciones de vigas y columnas, elementos y estructuras aporticadas de concreto reforzado ante solicitaciones sísmicas.

c.- Se identificaron y definieron los parámetros de las respuestas sismorresistentes de secciones, elementos y estructuras aporticadas de concreto reforzado que fueron considerados para las etapas posteriores.

### 1.1.2. Etapa II Selección de estructuras y ejecución del modelado

Se definieron las estructuras aporticadas de concreto reforzado que fueron objeto de estudio en este trabajo de investigación, se generaron valores de manera aleatoria de las variables  $f'_c$  y  $f_y$ , se analizaron las propiedades resistentes de las secciones de vigas y columnas de las estructuras seleccionadas para posteriormente realizar el modelado de las estructuras.

Específicamente estas actividades fueron las siguientes:

a.- Se escogieron pórticos de concreto reforzado de edificaciones escolares normalizadas pequeñas, 1 (uno) ó 2 (dos) pisos, con diferentes características, básicamente en cuanto al número de vanos.

b.- Se generaron valores aleatorios uniformemente distribuidos en un intervalo entre  $[0, 1]$  que fueron posteriormente usados para generar de manera probabilística considerando una distribución normal los valores de  $f'_c$  y  $f_y$ , usando estos valores generados de  $f'_c$  y  $f_y$  se obtuvieron las propiedades resistentes Momento Cedente ( $M_y$ ), Curvatura Cedente ( $\phi_y$ ), Momento Último ( $M_u$ ) y Curvatura Última ( $\phi_u$ ) para las secciones de vigas y Fuerza Axial en Tracción Pura ( $P_t$ ), Momento en Flexión Pura ( $M_o$ ),

Momento Balanceado ( $M_b$ ), Fuerza Axial Balanceada ( $P_b$ ) y Fuerza Axial en Compresión Pura ( $P_c$ ) para las secciones de columnas.

c.- Utilizando el programa RAM Perform-2D versión 1.30 y los valores resistentes de secciones de vigas y columnas se elaboraron los modelos correspondientes a las estructuras aporticadas seleccionadas.

### 1.1.3 Etapa III Análisis de las estructuras

En esta etapa se realizó el análisis a los modelos elaborados en la sección anterior y se evaluó el comportamiento de los miembros de las estructuras aporticadas seleccionadas. Para la ejecución de esta etapa se cumplieron los siguientes pasos:

a.- Una vez culminado el modelado de los pórticos se realizó el análisis estático inelástico (*push over*) empleando el programa RAM Perform-2D versión 1.30.

b.- Este análisis permitió obtener la resistencia alcanzada por las estructuras aporticadas de concreto reforzado.

c.- Se observa el comportamiento de los elementos estructurales presentes en cada pórtico.

d.- Se calculó la resistencia a corte de las estructuras aporticadas para ser comparada con la resistencia obtenida por el análisis de *push over*, considerando para ello sólo la resistencia a corte aportada por las columnas de cada nivel del pórtico utilizando las ecuaciones indicadas en el Capítulo II de FONDONORMA 1753 (2006). Es importante aclarar que la resistencia a corte obtenida es una resistencia idealizada donde se supuso que todas las columna del pórtico desarrollaría toda su capacidad a corte de forma simultánea.

#### 1.1.4 Etapa IV Análisis de resultados

En esta etapa se procederá a identificar, clasificar, procesar y analizar la información recopilada en las etapas anteriores, siguiendo cada una de las fases siguientes:

a.- Utilizando el programa SPSS for Windows versión 13 se obtuvo los histogramas de frecuencia junto a su distribución uniforme teórica para los valores generados aleatoriamente distribuidos uniformemente en el intervalo  $[0, 1]$ .

b.- Utilizando el programa SPSS for Windows versión 13 se obtuvieron histogramas de frecuencia y curvas teóricas de distribución normal para los valores generados aleatoriamente de  $f'_c$  y  $f_y$  y para los valores resistentes obtenidos en las secciones de vigas y columnas.

c.- Utilizando el programa SPSS for Windows versión 13 se realizaron pruebas de ajustes de Kolmogorov Smirnov (KS) para los valores generados aleatoriamente con el fin de verificar la distribución normal propuesta.

d.- Utilizando el programa SPSS for Windows versión 13 se realizaron pruebas de ajustes de Kolmogorov Smirnov (KS) para los valores resistentes obtenidos en las secciones de vigas y columnas y los valores resistentes obtenidos en los pórticos gracias al análisis de *push over*, con el fin de observar a qué tipo de distribución probabilística se ajustaban.

e.- Se compararon los valores de resistencias obtenidos por el análisis de *push over* con las resistencias a corte en cada pórtico.

f.- Se evaluó el comportamiento de los elementos estructurales presentes en cada pórtico, en cuanto a la secuencia de las rótulas plásticas.

g.- En base a los resultados obtenidos en los análisis previos, se procederá a elaborar las conclusiones y recomendaciones correspondientes.

## 1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Durante tiempos históricos se tiene conocimiento de terremotos que han ocasionado destrucción en ciudades y poblados de todos los continentes de la tierra. Un elevado porcentaje de los centenares de miles de víctimas cobradas por los sismos, se debe al derrumbe de construcciones hechas por el hombre; el fenómeno sismo se ha ido transformando así en una amenaza de importancia creciente en la medida en que las áreas urbanas han crecido y se han hecho más densas.

Hechos como el Terremoto de Cariaco, ocurrido el 09 de julio de 1997 a las 19h 24m 11s GMT, con una magnitud de 6.8 en la escala Richter recuerdan que los sismos pueden ocasionar pérdidas humanas y materiales importantes, según Abou y Lee (2005), Ortega (1998) afirma que dicho terremoto dejó un saldo de 73 muertos, más de 500 heridos, alrededor de 3000 viviendas parcialmente afectadas o destruidas y sobre los 100 millones de dólares en pérdidas.

Para toda edificación ordinaria de concreto reforzado, el criterio dominante es el de prevenir la ruina o colapso al momento de la ocurrencia de sismos de gran intensidad, los cuales se presentan con poca frecuencia en la vida útil de la estructura, sin embargo deben ser considerados. Esto es posible gracias a la disposición estratégica, especialmente en las vigas, de zonas donde se puedan desarrollar las llamadas rótulas plásticas, esto con el fin de disipar mediante la

deformación inelástica de los materiales, especialmente del acero de refuerzo, la energía introducida por el sismo.

Sin embargo, a pesar de realizar diseños racionales y cumplir con la normativa vigente, existe incertidumbre en el comportamiento sismorresistente de las estructuras de concreto reforzado originada por la variabilidad de diversos parámetros.

Para efectos de este trabajo de investigación se considera la presencia de esta variabilidad en las propiedades mecánicas del concreto y del acero estructural como materiales componentes del concreto reforzado, específicamente la resistencia a compresión del concreto ( $f'_c$ ) y esfuerzo cedente del acero de refuerzo ( $f_y$ ).

La existencia de esta variabilidad podría afectar la capacidad que posee la estructura de soportar adecuadamente las solicitaciones, absorber y disipar la energía introducida por el sismo, pudiendo favorecer la ocurrencia de mecanismos frágiles de falla que atenten contra el control de daños y comprometan la estabilidad de la estructura.

El objeto de este trabajo de investigación consistió en evaluar probabilísticamente el efecto de la variabilidad de las propiedades mecánicas mencionadas anteriormente, en el comportamiento sismorresistente de estructuras aporticadas de concreto reforzado de edificaciones escolares normalizadas pequeñas, 1 (uno) ó 2 (dos) pisos.

### 1.3 MARCO REFERENCIAL

Esta parte refleja exclusivamente otros trabajos de investigación realizados con anterioridad y relacionados directa o indirectamente con la

formulación del problema planteado.

La búsqueda de información producto de investigaciones y experiencias de ensayos venezolanos, así como criterios de diseño y construcción propuestos por otros países, con el propósito de recabar la información necesaria para el logro de los objetivos de la investigación, se realizó a partir de fuentes referenciales tales como libros, revistas especializadas, normas, trabajos de ascenso, trabajos especiales de grado relacionadas con el ámbito del comportamiento sismorresistente de estructuras de concreto reforzado y también con la variabilidad existente en la resistencia a compresión del concreto ( $f'_c$ ) y en el esfuerzo cedente del hacer ( $f_y$ ).

Hubo especial énfasis en las Normas venezolanas: COVENIN 316 (2005) Barras y rollos de acero con resaltes para uso como refuerzo estructural, FONDONORMA 1753 (2006) Proyecto y construcción de obras en concreto estructural, COVENIN 1756 (2001) Edificaciones sismorresistentes, COVENIN 2002 (1988) Criterios y acciones mínimas para el proyecto de edificaciones, los boletines técnicos publicados por el Instituto de Materiales y Modelos Estructurales (IMME) relacionados los objetivos y planteamientos de esta investigación.

La norma vigente en Venezuela referente a proyecto y construcción de obras en concreto estructural es la COVENIN 1753 (1987) la cual está fundamentada en el código ACI 318 del año 1983, en el año 2002 se hicieron revisiones de conceptos fundamentales del diseño de estructuras de concreto reforzado que ocasionaron la publicación del código ACI 318 (2002), en Venezuela fueron consideradas estas revisiones para la actualización de la normativa vigente, dicho proyecto hasta ahora no aprobado por COVENIN (Comisión Venezolana de Normas Industriales) es la norma

FONDONORMA 1753 (2006), la cual fue utilizada en esta investigación por su actualización respecto al código ACI 318 (2002).

En cuanto a antecedentes relacionados de forma directa con esta investigación, Castilla y Marinilli (2001) estudian las propiedades del acero de refuerzo considerando la variabilidad existente en los valores del esfuerzo cedente de ese material, también Marinilli (2002) en su investigación realiza un análisis probabilístico de la influencia del armado “tipo reja” en el comportamiento sismorresistente de elementos de concreto reforzado, considerando para ello la variabilidad presente en los valores de la resistencia a compresión del concreto y del esfuerzo cedente del acero.

## 1.4 OBJETIVOS

### 1.4.1 Objetivo general

Realizar un análisis probabilístico del efecto de la variabilidad de las propiedades mecánicas del concreto reforzado, específicamente la resistencia a compresión del concreto ( $f'_c$ ) y el esfuerzo cedente del acero de refuerzo ( $f_y$ ), en el comportamiento sismorresistente en Estructuras Aporticadas de concreto reforzado.

### 1.4.2 Objetivos específicos

a.- Identificar y cuantificar la variabilidad que pueda presentarse en la resistencia a compresión del concreto ( $f'_c$ ) y el esfuerzo cedente del acero de refuerzo ( $f_y$ ), éstas como propiedades mecánicas de los materiales constituyentes del concreto reforzado.

b.- Analizar de manera probabilística la influencia de la variabilidad de las propiedades mecánicas ( $f'_c$  y  $f_y$ ) en el comportamiento de secciones de

columnas y vigas de concreto reforzado para pórticos normalizados pequeños de 1 (uno) ó 2 (dos) pisos.

c.- Analizar de manera probabilística la influencia de la variabilidad de las propiedades mecánicas ( $f'_c$  y  $f_y$ ) en el comportamiento sismorresistente de estructuras aporticadas de concreto reforzado normalizadas pequeñas de 1 (uno) ó 2 (dos) pisos, mediante un análisis estático inelástico (*push over*).

d.- Establecer recomendaciones que puedan ser consideradas para fines de diseño sismorresistente de estructuras aporticadas de concreto reforzado.

## 1.5 APORTES

a.- Cuantificar la influencia de la variabilidad de la resistencia a compresión del concreto ( $f'_c$ ) y del esfuerzo cedente del acero ( $f_y$ ) como propiedades mecánicas de los materiales del concreto reforzado en el comportamiento de secciones de vigas y columnas de estructuras aporticadas de concreto reforzado normalizadas pequeñas de 1 (uno) ó 2 (dos) pisos.

b.- Cuantificar la influencia de la variabilidad de  $f'_c$  y  $f_y$  en el comportamiento sismorresistente de estructuras aporticadas de concreto reforzado normalizadas pequeñas de 1 (uno) ó 2 (dos) pisos.

c.- Generar un aporte a las investigaciones existentes a nivel nacional e internacional en materia sismorresistente para la construcción de estructuras más seguras que permitan preservar la vida de sus habitantes.

d.- Contribuir con la línea de investigación desarrollada en el Instituto de Materiales y Modelos Estructurales (IMME) de la Universidad Central de Venezuela en cuanto al estudio del comportamiento sismorresistente de estructuras aporticadas de concreto reforzado.

*e.- Sentar precedentes para futuras investigaciones en el análisis del efecto de la variabilidad de las propiedades mecánicas en el comportamiento sismorresistente de estructuras de concreto reforzado.*

## CAPÍTULO II

### MARCO TEÓRICO

Este trabajo de investigación considera la variabilidad que presentan las propiedades mecánicas de los materiales que componen el concreto reforzado, con base a esto se evaluará la influencia de esta variabilidad en el comportamiento sismorresistente de estructuras de concreto reforzado.

El alcance de este trabajo se limita a la evaluación sismorresistente en estructuras aporticadas de concreto reforzado normalizadas pequeñas 1 (uno) ó 2 (dos) pisos, por lo que resulta indispensable conocer el efecto de los sismos en las estructuras de concreto reforzado, el comportamiento de la estructura ante solicitaciones sísmicas, el comportamiento de las secciones de vigas y columnas de concreto reforzado, la variabilidad presente en las propiedades mecánicas de los materiales del concreto reforzado y otros conceptos fundamentales que se vinculan con los aspectos generales de esta investigación.

#### 2.1 COMPORTAMIENTO SISMORRESISTENTE DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO.

Los sismos son perturbaciones súbitas en el interior de la tierra que dan origen a vibraciones o movimientos del suelo; la causa principal y responsable de la mayoría de los sismos (grandes y pequeños) es la ruptura y fracturamiento de las rocas en las capas más exteriores de la tierra.

El punto donde se produce la fractura de la corteza terrestre es llamado foco o hipocentro, es a partir de este punto donde comienza a radiarse la energía sísmica en forma de ondas, ocasionando movimientos vibratorios que se transforman en la típica manifestación de los sismos.

Durante un terremoto, las ondas sísmicas son transmitidas a la estructura a través de sus fundaciones, lo que ocasiona un comportamiento vibratorio en la estructura. La inercia de la masa de la estructura se opone al movimiento aplicado en su base, apareciendo fuerzas inerciales que producen un efecto similar que cargas laterales aplicadas a la estructura. Debido a que la estructura no es infinitamente rígida, se deforma y mueve en dirección contraria a la dirección de las fuerzas sísmicas aplicadas en su base. Cada partícula de la estructura tendrá un movimiento gobernado por las leyes de la dinámica que dependerá de las características elasto-plásticas de la estructura. La magnitud de dichas fuerzas será el producto de la masa por su aceleración en ese instante.

Según Park y Paulay (1978) la carga sísmica de diseño recomendada tiene la forma de carga lateral estática con distribuciones cercanas a la triangular, imponiendo la mayor carga en la parte superior de la estructura. Aunque análisis dinámicos de estructuras, que han respondido elásticamente a movimientos del terreno registrados durante sismos intensos, han revelado que las cargas inerciales de respuestas teóricas pueden ser mucho mayores que las cargas laterales de diseño estático recomendadas, también es cierto que estructuras diseñadas con estas cargas laterales han sobrevivido a sismos intensos.

La filosofía del diseño sismorresistente de estructuras de edificaciones que fundamentan la norma (COVENIN 1756, 2001) se basa en definir niveles de daño admisible en función a la intensidad de los terremotos que la

estructura puede sufrir durante su vida útil. Por lo tanto el objetivo de esta filosofía es tener estructuras que se comporten elásticamente bajo sismos moderados que ocurren con frecuencia aceptando para ellos daños en los componentes no estructurales y daños muy limitados en los componentes estructurales.

En cuanto a los movimientos sísmicos de diseño establecidos en la norma COVENIN 1756 (2001) se admite que la estructura se comporte en el rango inelástico, permitiendo daños estructurales y no estructurales importantes pero reparables, mientras que para sismos especialmente severos (por encima de los establecidos por COVENIN 1756, (2001) los cuales se presentan con muy poca frecuencia en la vida útil de la estructura la filosofía sismorresistente fundamenta el hecho de reducir la probabilidad del colapso de la estructura aunque los daños estructurales y no estructurales sean irreparables.

El objetivo de esta filosofía es diseñar construcciones razonablemente económicas pero seguras, aún a costa de admitir que la acción de un terremoto severo sea muy superior a la acción de diseño obtenida por la aplicación de las normas. Para lograr esto, los miembros estructurales deben ser dúctiles, es decir, capaces de absorber y disipar energía mediante deformaciones inelásticas sin sufrir pérdidas apreciables en su capacidad resistente y por lo tanto no comprometer la estabilidad de la edificación.

## 2.2 CONCRETO REFORZADO.

El concreto reforzado es un material compuesto por concreto estructural y porcentajes mínimos de acero de refuerzo que son propuestos por normas tales como FONDONORMA 1753 (2006), esta norma no cuenta

con la aprobación de COVENIN por lo tanto no es la norma vigente en Venezuela para el proyecto y construcción de obras de concreto reforzado, sin embargo para fines de esta investigación es utilizada por la actualidad que presenta respecto al código ACI 318 (2002).

El concreto reforzado es diseñado bajo la suposición de que los dos materiales actúen conjuntamente para resistir las solicitaciones a las cuales estarán sometidos. Por su parte, el concreto es un material heterogéneo cuya propiedad mecánica principal y considerada como referencia de calidad, es la resistencia a compresión ( $f'_c$ ). Ésta se obtiene con ensayos a compresión de probetas cilíndricas generalmente de 15cm de diámetro y 30cm de altura realizados usualmente a los 28 días de haber tomado la muestra del concreto, procedimiento que está detalladamente descrito en la norma COVENIN 338 (2002).

Según Porrero, Ramos, Grases y Velásquez, (2004) la calidad del concreto depende de numerosas variables como lo son:

- a.- La calidad de los materiales que lo componen y las proporciones en que se encuentran mezclados
- b.- Los procedimientos de mezclado
- c.- El transporte
- d.- La colocación y compactación
- e.- El procedimiento de curado.

Esto provoca que para una misma clase de concreto se obtenga una variabilidad en sus propiedades mecánicas, especialmente en su resistencia a compresión donde existen las imprecisiones asociadas a su obtención, como por ejemplo, en la preparación de las probetas, en el traslado de ellas y en la

misma aplicación del ensayo. De modo que en la evaluación de la calidad del concreto se deben incluir dos aspectos: el valor promedio de la resistencia y su dispersión o variabilidad.

Esta variabilidad presente en todas y cada una de las facetas de producción de concreto se intenta disminuir realizando un control de calidad, aplicado no sólo a planes correctivos de medidas, comparaciones y enmiendas sino a planes globales que involucran a los procedimientos, las condiciones generales y a los materiales, teniendo así que mientras más eficiente sea ese control mejor calidad tendrá el producto y por lo tanto menos variabilidad.

Sin embargo a pesar de controles de calidad eficientes y estrictos, tal variabilidad tiene un límite práctico por debajo del cual no puede ser disminuida, por lo tanto debe ser aceptada y considerada al evaluar el concreto como un material estructural. Debido a esto se hace necesario implementar procedimientos estadísticos que permitan agrupar datos y representarlos de forma probabilística, de manera que sean fácilmente comprensibles y comparables.

Algunos de los parámetros estadísticos utilizados y obtenidos por estos procedimientos estadísticos y se presentan a continuación.

a.- Promedio o Media ( $\bar{X}$ ): Es la tendencia central del valor del resultado de los ensayos o datos.

$$\bar{X} = (\sum X_i) / n \quad \text{Ec. II-1}$$

donde,

$X_i$ : Valores individuales de la muestra.

$n$ : Número de datos de la muestra.

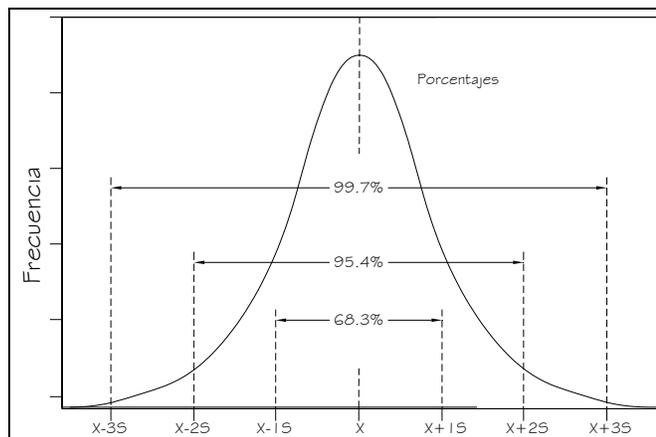
b.- Desviación estándar (S): Es el índice estadísticamente más representativo de la dispersión o variabilidad de los datos.

$$S = \sqrt{(\sum(X_i - X)^2 / n - 1)} \quad \text{Ec. II-2}$$

c.- Coeficiente de variación (v): Es la relación entre la desviación estándar y la media, expresada usualmente en forma porcentual.

$$v = S / X \quad \text{Ec. II-3}$$

Por sus facilidades de manejo y cálculo, en estadística se suele tomar como modelo de distribución la denominada distribución normal (**Figura II-1**) esta curva presenta simetría respecto a su valor medio (X), los puntos de inflexión de la curva se obtiene sumando y restando el valor de la desviación estándar tal como se muestra en la figura citada con anterioridad.



**Figura II-1** Curva de distribución normal y área bajo la curva normal en algunos puntos singulares.

*Fuente: Adaptado de Porrero et al., (2004).*

El área bajo la curva representa la frecuencia o probabilidad de ocurrencia del fenómeno, según Porrero et al. (2004) la distribución normal resulta adecuada para representar el comportamiento de la resistencia a compresión del concreto ( $f'_c$ ), igualmente propone valores de desviación estándar para esta propiedad según el control de calidad empleado que van desde  $25 \text{ kgf/cm}^2$  para un control excelente hasta  $70 \text{ kgf/cm}^2$  para un

controles de calidad inexistentes, en cuanto a los valores de la resistencia a compresión del concreto ( $f'_c$ ) para miembros pertenecientes a sistemas resistentes a sismos, FONDONORMA 1753 (2006) establece un valor mínimo de 210 kgf/cm<sup>2</sup>.

La Figura II-2 presenta curvas típicas esfuerzo-deformación obtenidas de concretos ensayados a compresión uniaxial. El concreto no es un material perfectamente elástico que se ajuste a la Ley de Hooke aunque se observa que son casi lineales hasta aproximadamente un medio de la resistencia a compresión. La resistencia a compresión del concreto ( $f'_c$ ) es alcanzada para deformaciones unitarias en el orden del 0.2 y 0.3% donde la curva tiende a ser más aplanada para concretos de baja resistencia y con picos más agudos para concretos de alta resistencia.

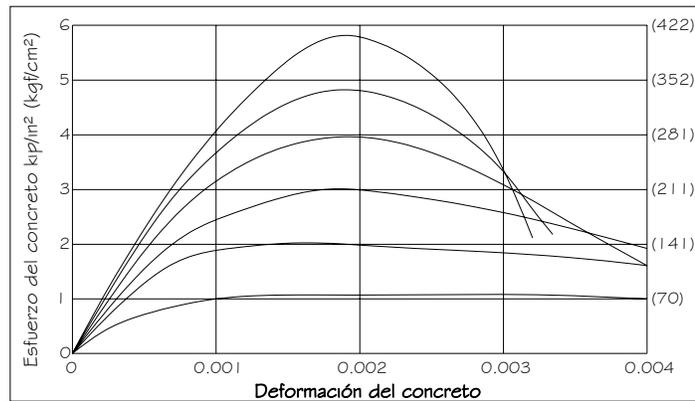


Figura II-2 Curvas esfuerzo deformación para concretos en compresión axial.

Fuente: Adaptado de Park y Paulay, (1978).

El concreto no es un material perfectamente elástico, en cualquiera de los rangos de carga presenta los dos comportamientos: elástico y plástico; al retirar la carga aplicada sólo recupera parcialmente la deformación alcanzada, por lo que la relación entre esfuerzo aplicado y la deformación unitaria obtenida en el concreto, conocida como módulo de elasticidad ( $E_c$ ) no está exactamente definida debiendo establecerla mediante convenciones. Para

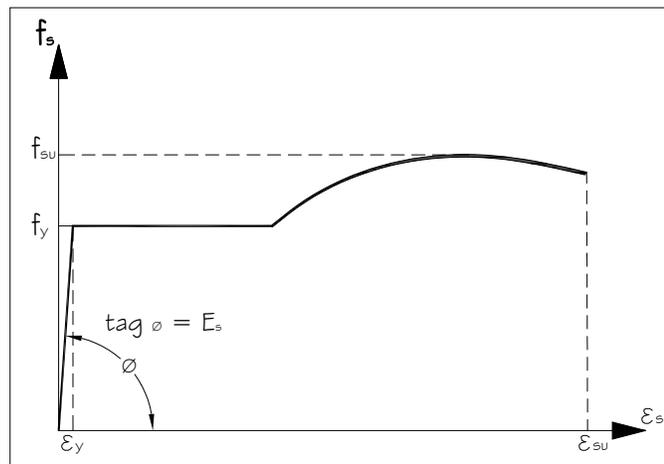
determinar este valor FONDONORMA 1753 (2006) establece el uso de las siguientes expresiones:

$$E_c = 0.137*(W)^{1.5}*\sqrt{f'_c} \quad (\text{kgf/cm}^2) \quad \text{Ec. II-4}$$

válida para valores del peso unitario del concreto (W) entre 1440 y 2500kgf/m<sup>3</sup>. Para W=2300kgf/m<sup>3</sup> (peso normal) esta ecuación es:

$$E_c = 15100*\sqrt{f'_c} \quad (\text{kgf/cm}^2) \quad \text{Ec. II-5}$$

Por otro lado, el acero de refuerzo como segundo componente del concreto reforzado, aporta ductilidad y resistencia a tracción, mientras que el concreto su capacidad resistente a compresión. Su principal propiedad es el límite elástico denominado en FONDONORMA 1753 (2006) como resistencia cedente ( $f_y$ ), para esta propiedad la norma COVENIN 316 (2000) establece un valor mínimo nominal de 4200kgf/cm<sup>2</sup>. La **Figura II-3** muestra el diagrama esfuerzo-deformación para el acero de refuerzo

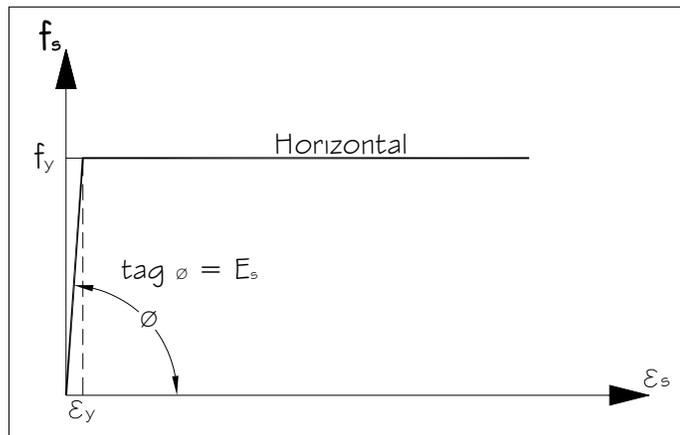


**Figura II-3** Curvas esfuerzo deformación para acero de refuerzo.  
Fuente: Adaptado de Park y Paulay, (1978).

La **Figura II-3** muestra una rama inicial elástico-lineal cuya pendiente corresponde al módulo de elasticidad ( $E_s$ ), cuyo valor es  $2.1 \times 10^6$  kgf/cm<sup>2</sup>, el escalón de cedencia correspondiente al esfuerzo cedente y una ganancia de

resistencia debido al endurecimiento del acero hasta un valor máximo ( $f_{su}$ ) conocido como el esfuerzo de agotamiento resistente (FONDONORMA 1753, 2006).

En el diseño es usual idealizar esta curva esfuerzo deformación del acero, simplificándola como dos líneas rectas (Figura II-4), ignorando el aumento de resistencia debido al endurecimiento por deformación.



**Figura II-4** Idealización elástica perfectamente plástica de la curva esfuerzo deformación para acero de refuerzo.  
Fuente: Adaptado de Park y Paulay, (1978).

La resistencia cedente nominal ( $f_y=4200\text{kgf/cm}^2$ ) se refiere a una valor mínimo que debe ser garantizado, FONDONORMA 1753 (2006) permite que el esfuerzo cedente determinado mediante ensayos ( $f_y^*$ ) sea hasta un 25% mayor que el esfuerzo cedente nominal ( $f_y$ ). En el caso del concreto reforzado el acero longitudinal de vigas y columnas es el responsable de disipar la energía plástica a través de zonas escogidas estratégicamente (articulaciones plásticas). Según Castilla y Llanos (1995) una de las condiciones que debe cumplir el acero de refuerzo utilizado en estas zonas es una baja variabilidad

del límite cedente real ( $f_y^*$ ) contra el ofrecido por el fabricante ( $f_y$ ), esto con el fin de evitar acciones indirectas que activen los mecanismos frágiles y puedan producirse fallas por corte o por adherencia.

Esta variabilidad presente en el esfuerzo cedente del acero de refuerzo ( $f_y$ ) introduce la necesidad de evaluarlo estadísticamente utilizando distribuciones que definan su comportamiento. Así Melchers (1999) indica que la distribución normal resulta adecuada para esta propiedad, proponiendo coeficiente de variación para barras de acero entre el 3 y 5%. Por otra parte, Castilla y Marinilli (2001) reportan que, del análisis estadístico realizado a 880 barras de acero tipo N-60 de diversos diámetros, el esfuerzo cedente del acero ( $f_y$ ) se ajusta a una distribución normal con un valor medio de 4769kgf/cm<sup>2</sup> y desviación estándar de 146kgf/cm<sup>2</sup> (coeficiente de variación de 3.07%).

### 2.3 SECCIONES DE CONCRETO REFORZADO

El análisis de secciones de concreto reforzado se basa en las siguientes suposiciones:

a.- Las secciones que son planas antes de ocurrir la flexión y permanecen planas después de ocurrida ésta (Principio de Bernoulli).

b.- En estado de cedencia se considera un comportamiento elástico lineal del concreto, condición que es alcanzada para aproximadamente el 50% de  $f'_c$ , sin embargo, por fines de cálculos, se acepta para el comportamiento lineal del concreto hasta un 70% de su resistencia a compresión. Se puede reemplazar entonces la distribución de esfuerzos del concreto por un triángulo equivalente, con esfuerzos menores al 70% de  $f'_c$  y una profundidad de  $c$ , donde  $c$  es la profundidad del eje neutro.

c.- En estado de agotamiento, se puede reemplazar la distribución de esfuerzos en el concreto por un rectángulo equivalente (bloque de Whitney) con esfuerzo medio de  $0.85f'_c$  y una profundidad desde el borde comprimido de  $\beta_1 c$ , donde  $c$  es la profundidad del eje neutro. El valor de  $\beta_1$  es 0.85 para  $f'_c \leq 280 \text{kgf/cm}^2$ .

c.- Se puede despreciar la resistencia a tensión del concreto.

d.- La deformación del concreto en la fibra extrema a compresión en la resistencia a flexión del miembro se puede considerar igual a 0.003.

e.- Se puede considerar que el esfuerzo del acero a resistencia menores a la de cedencia es igual a la deformación del acero multiplicada por su módulo de elasticidad ( $E_c = 2.1 \times 10^6 \text{kgf/cm}^2$ ), ahora para esfuerzos mayores al cedente del acero de refuerzo, éstos se considerarán igual al esfuerzo cedente ( $f_y$ )

### 2.3.1 Secciones rectangulares doblemente reforzadas sometidas a flexión.

Según Park y Paulay (1978) se puede requerir acero a compresión por las siguientes razones:

a.- Para aumentar la ductilidad de la sección en la resistencia a flexión. Al haber acero en compresión las fuerzas internas de compresión son compartidas entre este acero y el concreto lo que disminuye la distancia del eje neutro ( $c$ ) de la sección y por lo tanto la curvatura última (dada por  $\epsilon_f/c$ ) aumenta.

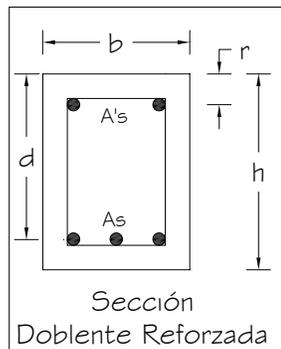
b.- Para reducir flechas o deflexiones de las vigas bajo las cargas de servicio.

c.- Por la alternancia de momentos flexionantes ante solicitaciones sísmicas.

d.- Se puede elevar el momento resistente de la sección colocando acero a compresión y aumentando el acero a tracción; si no se aumenta el acero a tracción este aumento de resistencia es despreciable.

e.- Facilita la colocación del acero transversal.

La **Figura II-5** muestra una sección doblemente reforzada, para fines de esta investigación el análisis de estas secciones se hizo suponiendo primero que todo el acero presente está cediendo, es decir  $f_s = f'_s = f_y$  donde  $f_s$  es el esfuerzo de acero a tracción,  $f'_s$  es el esfuerzo del acero a compresión y  $f_y$  es la resistencia a cedencia del acero. En caso de que estos aceros no se encuentren en cedencia debe entonces modificarse los cálculos considerándose el esfuerzo real para cada área de acero.



**Figura II-5** Sección de concreto doblemente reforzada.  
Fuente: Elaborado por el autor.

Aunque no se necesita de forma explícita en el diseño corriente, la relación entre los momentos aplicados a una sección de concreto reforzado y la curvatura que resulta a lo largo del intervalo completo de carga hasta la falla es fundamentalmente importante en diferentes contextos. Es básico para estudiar la ductilidad de la sección, para entender el desarrollo de las rótulas plásticas y para tener en cuenta la redistribución de momentos elásticos que ocurren en la mayor parte de las estructuras de concreto reforzado antes del colapso (Nilson y Winter, 1994).

La relación momento-curvatura para una viga en que cede el acero a tracción se puede idealizar por la relación trilineal que se presenta en la Figura II-6 (a). La primera etapa es al primer agrietamiento del concreto, la segunda a la cedencia del acero y la tercera al agotamiento del concreto. En algunos casos se puede idealizar mucho más esta curva representándola por una relación bilineal como se muestra en la Figura II-6 (b).

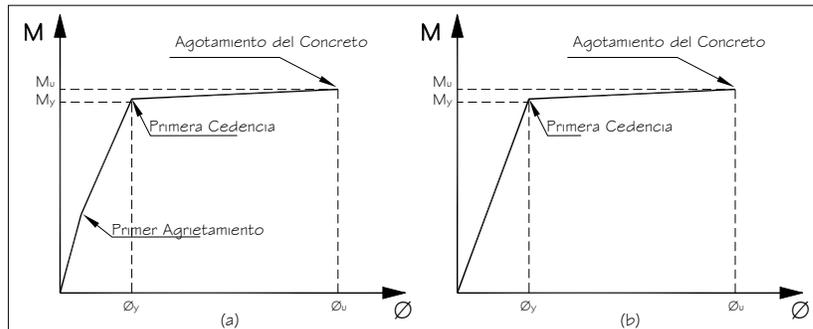


Figura II-6 Curvas idealizadas momento-curvatura.  
Fuente: Adaptado de Park y Paulay, (1978).

Para el cálculo del punto de agrietamiento se tienen las siguientes ecuaciones:

$$M_A = (2 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot I) / y' \quad \text{Ec. II-6}$$

$$\Ø_A = 2 \cdot \sqrt{f'_c} / (E_c \cdot y') \quad \text{Ec. II-7}$$

donde,

I: Inercia de la sección, considerando a través de la sección transformada el acero longitudinal presente de la sección.

$y'$  = (h-y) siendo y el centroide de la sección y h su altura.

Para el cálculo de momento y curvatura en el punto cedente de este diagrama se pueden suponer las siguientes condiciones:

- a.- La sección es sub-reforzada, es decir,  $\epsilon_c < \epsilon_{cu}$  y  $\epsilon_s \geq \epsilon_y$ ,
- b.-  $A_s'$  (Figura II-7) está a compresión,

c.-  $A_s'$  cede, y

d.- Comportamiento del concreto es lineal elástico, obteniendo por fines de cálculos y diseño esta condición, para valores menores a aproximadamente un 70% de la resistencia a compresión del concreto, es decir,  $f_c < 0.70 * f'_c$ .

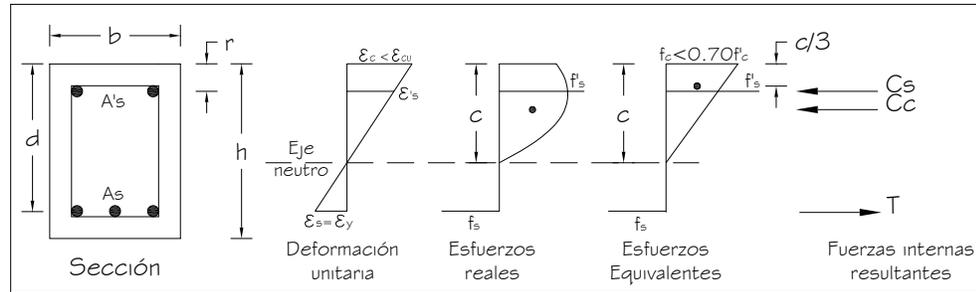


Figura II-7 Sección de concreto doblemente reforzada cuando se alcanza la resistencia cedente.

Fuente: Adaptado de Park y Paulay, (1978).

Basados en estas hipótesis se calcula la distancia del eje neutro ( $c$ ) igualando las fuerzas internas resultantes de compresión ( $C_s + C_c$ ) y tracción ( $T$ ), una vez calculado la distancia del eje ( $c$ ) neutro las hipótesis deben ser verificadas, y si es necesario cambiar una de ellas se debe recalcular la distancia del eje neutro ( $c$ ).

El momento y curvatura cedente se calculan usando las siguientes expresiones:

$$M_y = C_c * (d - y_c) + C_{A_s'} * (d - r) \quad \text{Ec. II-8}$$

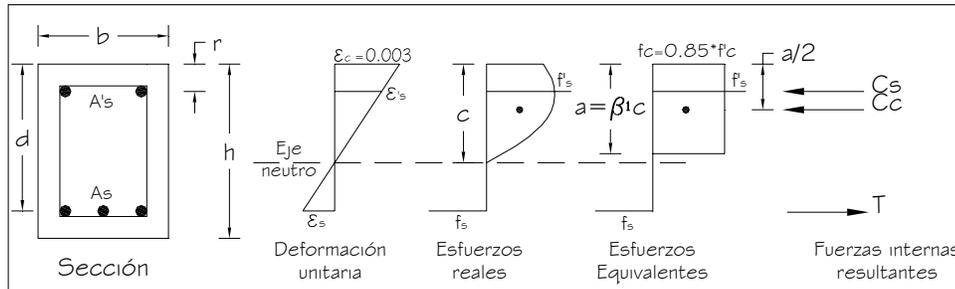
$$\theta_y = \epsilon_y / (d - c) \quad \text{Ec. II-9}$$

siendo,

$y_c$ : el centro aplicación del esfuerzo equivalente del concreto (Figura II-7),

$A_s'$ : área de acero en la zona de compresión,

Para el cálculo del momento último y su curvatura, se utilizó la simplificación del bloque de Whitney considerando la deformación máxima del concreto ( $\epsilon_{cu}$ ), tal como ilustra la **Figura II-8**.



**Figura II-8** Sección de concreto doblemente reforzada cuando se alcanza la resistencia a flexión.

Fuente: Adaptado de Park y Paulay, (1978).

En el cálculo de estas propiedades se utilizaron las siguientes ecuaciones:

$$M_u = C_c * (d - (a/2)) + C_{A's} * (d - r) \quad \text{Ec. II-10}$$

$$\theta_u = \epsilon_{cu} / c \quad \text{Ec. II-11}$$

### 2.3.2 Secciones rectangulares doblemente reforzadas sometidas a flexión y carga axial.

La mejor forma de ilustrar las combinaciones de  $P_u$  y  $M_u$  que dictan el comportamiento resistente de una sección de columna dada es mediante su diagrama de interacción (Park y Paulay, 1978). La **Figura II-9** es un diagrama de interacción para una columna cargada excéntricamente. Cualquier combinación de carga y excentricidad, que esté en AB provoca una falla a compresión (falla frágil), combinaciones que se ubiquen en la zona BC provocan una falla a tracción, en la que la cedencia del acero de refuerzo se precede al aplastamiento del concreto.

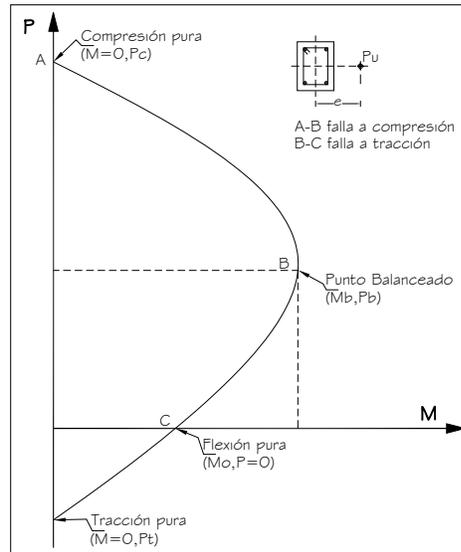


Figura II-9 Diagrama de interacción para una sección de columna.  
Fuente: Adaptado de Park y Paulay, (1978).

Cualquier combinación que pueda graficarse dentro área del diagrama de interacción de una columna, puede ser considerada sin falla. Las ecuaciones utilizadas para el cálculo de los puntos del diagrama de interacción son las siguientes:

a.- Compresión Pura

$$P_u = 0.85 * f'_c * (A_g - A'_s - A_s) + (A'_s + A_s) * f_y \quad \text{Ec. II-12}$$

b.- Punto Balanceado

$$P_b = 0.85 * f'_c * b * a_b + A'_s * f'_s + A_s * f_y \quad \text{Ec. II-13}$$

$$M_b = 0.85 * f'_c * b * a_b * (Y_{cp} - (a_b * b / 2)) + A'_s * f'_s * (Y_{cp} - r) + A_s * f_y * (d - Y_{cp}) \quad \text{Ec. II-14}$$

c.- Flexión Pura

$$M_o = 0.85 * f'_c * a * b * (d - (a / 2)) + A'_s * f'_s * (d - r) \quad \text{Ec. II-15}$$

d.- Tracción Pura

$$P_t = -(A'_s + A_s) * f_y \quad \text{Ec. II-16}$$

donde,

a: altura del bloque de Whitney (Figura II-8),  $a = \beta_1 * c$ ,

$Y_{cp}$ : centro plástico de la sección.

## 2.4 ANÁLISIS ESTÁTICO INELÁSTICO (*push over*)

Este método contemplado en el capítulo 9 de la norma COVENIN 1756 (2001) a pesar de no estar considerado como un procedimiento aceptable para diseñar una estructura mediante su única aplicación, constituye una opción adecuada para obtener información sobre los mecanismos de falla, las demandas locales y globales de ductilidad y la identificación de zonas críticas de la estructura.

Este procedimiento, denominado en inglés como *push over analysis* consiste en aplicar cargas laterales estáticas monotónicamente crecientes hasta valores que definan la resistencia global de la estructura.

Según Park y Paulay (1978) códigos como el SEAOC (*Structural Engineers' Association of California*) y el ICBO (*International Conference of Building Officials*) recomiendan como carga sísmica de diseño una carga lateral estática generalmente con perfil triangular a la estructura, imponiendo la mayor carga en la parte superior de la estructura y partiendo con una carga nula desde la base de la misma.

## 2.5 MÉTODO DE SIMULACIÓN DE MONTECARLO

Los análisis probabilísticos han sido de gran utilidad en la ingeniería cuando, al analizar el comportamiento de un sistema, existe incertidumbre en los parámetros que lo gobiernan, en los modelos empleados o en las solicitaciones a las cuales pueda estar sometido. Los análisis probabilísticos permiten evaluar esa incertidumbre y diversos aspectos del comportamiento

del sistema. El planteamiento teórico de un análisis probabilístico generalmente resulta en expresiones matemáticas muy complejas, lo que hace que la evaluación analítica del mismo sea imposible en muchos casos. Debido a ello, se hace necesario considerar el uso de métodos numéricos que permitan realizar de forma aproximada el análisis probabilístico. Uno de éstos es el método de Montecarlo, el cual permite resolver problemas mediante la simulación de variables aleatorias (Melchers, 1999).

La Simulación de Montecarlo es un método vigente que ha sido empleado en diversas áreas de la ingeniería civil. Por ejemplo, Marinilli y Cerrolaza (1999) emplean el método de Montecarlo para estudiar de manera estocástica los asentamientos ocurridos por peso propio en estructuras de tierra. Marinilli (1999) emplea el método de Montecarlo para analizar la confiabilidad estructural y funcional de edificaciones hospitalarias sometidas a solicitaciones sísmicas. Más recientemente Marinilli (2002) emplean el método de Montecarlo para estimar la influencia del armado “tipo reja” en el comportamiento sismorresistente de elementos de concreto reforzado.

Un posible uso del método de Montecarlo es la evaluación de la probabilidad de falla de un sistema estructural, la cual se obtiene al evaluar la siguiente integral multidimensional (Melchers, 1999):

$$p_f = P[G(X') \leq 0] = \int \dots \int_{G(X') \leq 0} f_{X'}(X') dX' \quad \text{Ec. II-17}$$

donde  $G(X')$  es la función del comportamiento del sistema, definida en este caso de tal manera que cuando  $G(X') > 0$  el sistema se considera seguro,  $X'$  es el vector de las variables aleatorias y  $f_{X'}(X')$  es la función de densidad conjunta de  $X'$ .

La función de densidad conjunta  $f_{X'}(X')$  generalmente resulta una expresión matemática muy compleja. De igual manera, el dominio de la falla  $G(X') \leq 0$  puede resultar muy irregular. Esto hace que la evaluación analítica de

la ecuación (Ec. II-17) sea imposible en muchos casos. Debido a ello, se hace necesario considerar el uso de métodos numéricos para evaluar la probabilidad de falla de un sistema estructural. Uno de éstos es el método de Montecarlo, el cual permite resolver problemas mediante la simulación de variables aleatorias. Su versatilidad ha hecho que tenga aplicación en muchos otros campos tales como la integración numérica, la termodinámica y la simulación de procesos (Sobol, 1983).

El método de Montecarlo, permite obtener la distribución de una función de variables aleatorias  $Y = h(X^1, X^2, \dots, X^N)$ , mediante el proceso que se resume a continuación (Melchers, 1999):

a) Los valores de cada una de las variables que intervienen en el problema ( $X^1, X^2, \dots, X^N$ ) son generados en forma aleatoria. La manera usual consiste en generar un número aleatorio  $U$  distribuido uniformemente en el intervalo  $[0, 1]$ . Luego, mediante la función de distribución acumulada  $F_X(x) = P[X < x]$  asignada a cada variable, se obtiene el valor de  $x$  tal que  $x = F_X^{-1}(U)$ .

b) La función  $Y$  es evaluada en forma determinística con los valores generados en el punto anterior.

c) Los pasos a) y b) son repetidos hasta obtener un número estadísticamente representativo de valores de la función  $Y$ .

d) Se realiza un análisis estadístico para obtener los parámetros estadísticos y la función de densidad

e) Una vez obtenida la función de densidad de  $Y$  se pueden evaluar las probabilidades requeridas, por ejemplo, para determinar la probabilidad de falla o la confiabilidad (definida como  $1 - pf$ ) de un sistema estructural ante determinadas solicitaciones.

Para determinar la probabilidad de falla de una estructura Melchers (1999), sugiere que primero se debe estimar el número (N) de simulaciones que deben realizarse, el cual es calculado en función a la confianza del análisis (C) y a la probabilidad de falla de la estructura ( $p_f$ ), para tal fin, propone la siguiente ecuación:

$$N > -\ln(1-C)/p_f \quad \text{Ec. II-18}$$

teniendo por ejemplo, que para un 95% de confianza y una probabilidad de falla de  $1 \times 10^{-3}$ , se requieren casi 3000 simulaciones.

Como puede ser inferido de este proceso, el método de Montecarlo puede tener el inconveniente de requerir un número grande de simulaciones. Debido a esto, en algunos casos puede resultar conveniente usar métodos aproximados de segundos momentos para estimar la media y la varianza de la función de variables aleatorias (Benjamin y Cornell, 1981). Estos métodos tienen el inconveniente de tener que asumir una distribución probabilística para poder evaluar las probabilidades requeridas.

Es importante aclarar que más que evaluar la probabilidad de falla de los pórticos analizados en esta investigación, en este trabajo se evalúa de manera probabilística el comportamiento sismorresistente de estos pórticos, por lo que no se considera necesario realizar un número tan grande de simulaciones como la sugerida para evaluar la probabilidad de falla.

### 2.5.1 Generación de números aleatorios

Existen diversos métodos para obtener números aleatorios distribuidos uniformemente en el intervalo [0, 1]. Uno de los métodos empleados que ha dado buen resultado desde el punto de vista numérico consiste en aplicar una expresión como la siguiente (Ang y Tang, 1984):

$$z_{i+1} = (d z_i + e) \pmod{m} \quad \text{Ec. II-19}$$

donde  $m$  es una potencia grande de dos o de diez,  $d$  es un número entero entre cero y  $m-1$ , y  $e$  puede ser cero o uno. La notación empleada significa que  $z_{i+1}$  es el residuo resultante de dividir  $(d z_i + e)$  entre  $m$ . Para iniciar la generación de una sucesión de números aleatorios es necesario emplear un “semilla” mediante la selección de los parámetros contenidos en la expresión (Ec. II-19).

Es importante mencionar que una vez definida la “semilla”, la serie de números obtenida mediante el proceso descrito puede ser generada nuevamente en forma idéntica. Debido a esto, los números así generados suelen ser denominados como pseudo aleatorios. Para modificar de alguna manera esta situación, algunos algoritmos computacionales emplean como “semilla” la hora indicada por el ordenador (Melchers, 1999).

### 2.5.2 Generación de variables aleatorias

Según el método expuesto anteriormente, la generación de variables aleatorias implica la inversión de las funciones de densidad acumuladas de cada una de ellas [ $x = F_X^{-1}(U)$ ]. La inversión analítica de estas funciones es factible en algunos casos, pero resulta imposible en muchos otros. Debido a esto, deben ser empleados otros métodos alternos tal como el método de la función de variables aleatorias. Este método parte de la base que una variable aleatoria puede generarse al ser expresada en función de otras variables aleatorias que puedan generarse en forma sencilla (Melchers, 1999).

La función de densidad normal permite este principio y posee la siguiente expresión:

$$f_X(x) = 1 / [s_X (2 \pi)^{1/2}] \exp \{ - 1/2 [(x - X) / S]^2 \} \quad \text{Ec. II-20}$$

donde  $X$  es la media aritmética y  $S$  es la desviación estándar. La distribución normal ha encontrado gran aplicación en diversas áreas debido a su interpretación física, su sencillez y a que está extensamente tabulada.

Para efectos de este trabajo de investigación las variables aleatorias fueron generadas utilizando la función distribución normal inversa del programa comercial Microsoft® Excel 2003, ésta solicita como datos el valor aleatorio generado en el intervalo  $[0, 1]$ , el valor medio de la variable y su desviación estándar.

## 2.6 RAM PERFORM-2D versión 1.30

Es un programa estructural sencillo que funciona bajo ambiente Windows, presenta claramente dos fases, la fase del modelado y la fase del análisis. La fase del modelado permite construir la estructura que se quiera analizar, comenzando por definir la ubicación de los nodos de la estructura, debiendo para ello ubicarlos a través de sus coordenadas. En esta sección del modelado de la estructura es posible también asignarle las vinculaciones, las masas trasnacionales e inercias rotacionales y los diafragmas que deban asignarse por cada piso.

La segunda sección del modelado llamada propiedades de los componentes permite definir las secciones y elementos a utilizar en el modelado de la estructura, pudiendo así definir secciones transversales de los miembros, secciones elásticas e inelásticas, secciones rígidas y en base a estas secciones se define la composición del miembro estructural a utilizar en la estructura. Todas estas propiedades pueden ser definidas tanto para miembros de columna como de vigas.

En cuanto a las secciones inelásticas de vigas, el programa presenta varios métodos para definirla, para efectos de este trabajo fue utilizado el método *Moment Hinge-Rotation Type* en donde se considero un comportamiento elástico perfectamente plástico con valores positivos y negativos para los momento y una rigidez promedio debido a que el programa acepta solo una rigidez y no una por cada valor de momento.

Para las secciones inelásticas de columnas se eligió un comportamiento elástico perfectamente plástico, utilizando la opción *P-M Concrete Hinge, Curvature*, este método define la sección inelástica de la columna utilizando los datos del diagrama de interacción, debiendo ingresar los datos del momento balanceado y la fuerza axial a compresión pura definiendo el resto de los puntos con dos cocientes, el primero es entre la carga axial balanceada y la carga axial a compresión pura y el segundo entre la carga axial a tracción pura y la carga axial a compresión pura. Existe en este punto dos parámetros ( $\alpha$  y  $\beta$ ) que influyen en la forma de la curva del diagrama variando básicamente el momento de flexión pura del diagrama.

Una vez definidas las secciones elásticas e inelásticas, se definieron los elementos compuestos con las secciones creadas. Las próximas secciones de esta fase de modelado consisten en: asignar de nodo a nodo los elementos de la estructura, asignar las cargas actuantes (distribuidas y puntuales) y crear, si se desea, una sección de la estructura en su base o en cualquier entrepiso para obtener los datos en la gráfica del análisis ejecutado.

Finalizada la etapa del modelado e la estructura, se pasa a la segunda fase del programa donde se crean las combinaciones de cargas a utilizar en el análisis y se corre el programa tantas veces como combinaciones de cargas se tenga. Para observar el análisis de los resultados dentro de esta fase de modelado se selecciona la sección de *Plot time histories* para visualizar el

comportamiento obtenido para cada nodo, elemento y sección de la estructura analizada.

Para efectos de la investigación realizada, el programa presentó las siguientes limitaciones:

a.- En la definición de las secciones inelásticas de las vigas, el programa permite introducir valores negativos y positivos para el momento pero acepta un solo valor de rigidez a flexión.

b.- No presenta información directa de la ocurrencia de las rótulas durante la aplicación de la carga del análisis y hasta el agotamiento de la estructura, si bien presenta el comportamiento de cada rótula por separado esta deben de procesarse para evaluar la secuencia de aparición.

## CAPÍTULO III

### MÉTODO

Para realizar el análisis probabilístico del comportamiento sismorresistente de estructuras aporticadas de concreto reforzado, se consideró la variabilidad existente en las propiedades mecánicas de los materiales que lo componen, específicamente en la resistencia a compresión del concreto ( $f'_c$ ) y el esfuerzo cedente del acero ( $f_y$ ).

Se escogieron pórticos de concreto reforzado de edificaciones escolares normalizadas pequeñas, 1 (uno) ó 2 (dos) pisos, con diferentes características, básicamente en cuanto al número de vanos.

Para el estudio probabilístico del comportamiento sismorresistente de estos pórticos fue necesario realizar un estudio de sensibilidad para las propiedades mecánicas antes mencionadas, con el fin de evaluar de manera independiente su influencia en el comportamiento de las estructuras aporticadas seleccionadas y definir consideraciones en los parámetros estadísticos que serían utilizados para generar los valores aleatorios de estas propiedades.

Una vez definidas estas consideraciones se generaron valores aleatorios de  $f'_c$  y  $f_y$ , con estos pares de valores aleatorios se generaron las propiedades resistentes necesarias para la construcción del diagrama Momento-Curvatura para secciones de vigas y el diagrama de Interacción de las secciones de columnas presentes en cada pórtico.

Se realizó un análisis estático inelástico (*push over*) (COVENIN MINDUR 1756, 2001) utilizando diferentes combinaciones de cargas de diseño establecidas en la norma FONDONORMA 1753 (2006).

Una vez realizado este análisis, se construyeron las gráficas de *push over* y elasto-plástica equivalente, se evaluó la secuencia de las rótulas plásticas presentes en el pórtico y por último se obtuvo la resistencia a corte. Es importante mencionar que cada uno de estos procedimientos se realizó en cada pórtico para cada par de valores generados aleatoriamente de  $f'_c$  y  $f_y$  considerando las diferentes combinaciones de carga.

En vista de lo antes expuesto, fue necesario establecer una serie de etapas debidamente especificadas y estructuradas para lograr cumplir con los objetivos específicos.

### 3.1 PÓRTICOS

Se seleccionaron 3 (tres) pórticos de concreto reforzado de edificaciones escolares normalizadas pequeñas, de 1 (uno) ó 2 (dos) pisos con valores de diseño para las propiedades mecánicas del concreto reforzado ya establecidas, estos fueron:

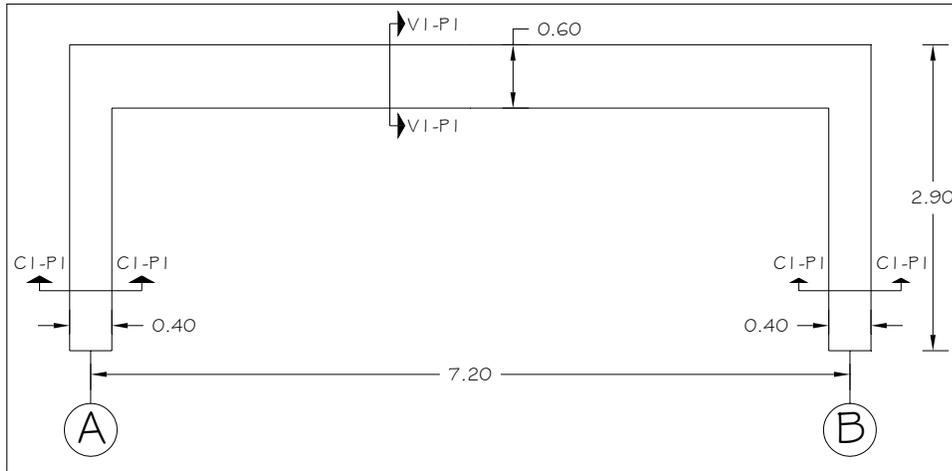
$$\text{Resistencia a compresión del concreto (} f'_c \text{)} = 210\text{kgf/cm}^2$$

$$\text{Esfuerzo cedente del acero (} f_y \text{)} = 4200\text{kgf/cm}^2$$

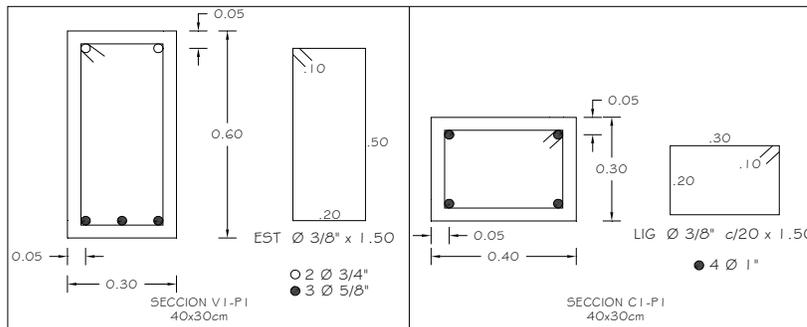
#### 3.1.1 Pórtico I

Pórtico de concreto reforzado (**ver Figura III-1**), de 1 (un) piso con altura de 2.90m, 1 (un) vano con distancia entre ejes de 7.20m compuesto por 1 (una) viga de 30x60cm, 2 (dos) columnas de 30x40cm, losa nervada armada en una sola dirección y apoyada sobre este pórtico, luces

transversales de 3.6m, sin volados, el acero transversal y longitudinal de los elementos se puede apreciar en la **Figura III-2**.



**Figura III-1** Pórtico I (medidas expresadas en metros).  
Fuente: Elaborado por el autor.



**Figura III-2** Secciones pórtico I (medidas expresadas en metros).  
Fuente: Elaborado por el autor.

### 3.1.2 Pórtico II

Pórtico de concreto reforzado (ver **Figura III-3**), de 1 (un) piso con altura de 2.90m, 5 (cinco) vanos con distancia constante entre ejes de 3.60m compuesto por 5 (cinco) vigas de 30x60cm, 6 (seis) columnas de 30x40cm, losa nervada armada en una sola dirección y apoyada en pórticos perpendiculares a éste, sin volados, el acero transversal y longitudinal de los elementos se puede apreciar en la **Figura III-4**.

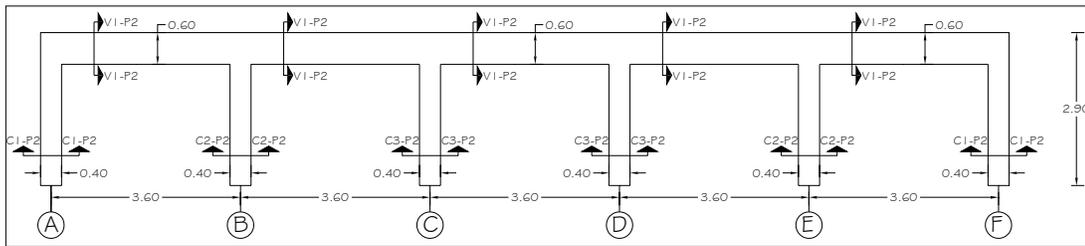


Figura III-3 Pórtico II (medidas expresadas en metros).  
Fuente: Elaborado por el autor.

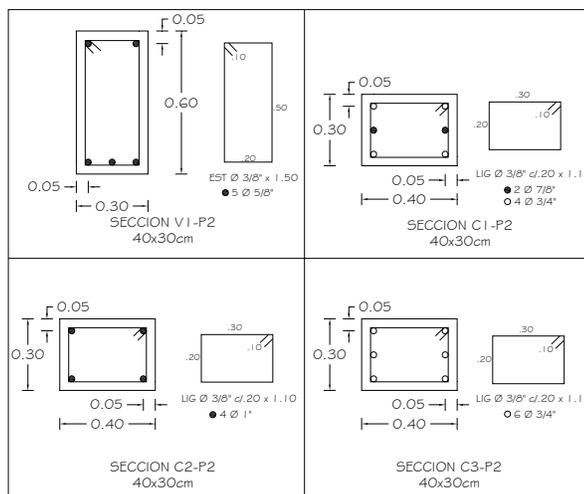


Figura III-4 Secciones pórtico II (medidas expresadas en metros).  
Fuente: Elaborado por el autor.

### 3.1.3 Pórtico III

Pórtico de concreto reforzado (ver Figura III-5), de 2 (dos) pisos con altura de 3.50m cada nivel para un total de 7.00m, 1 (un) vano con distancia entre ejes de 7.20m compuesto por 2 (dos) vigas de 30x60cm, 2 (dos) columnas de 50x30cm, losa nervada armada en una sola dirección y apoyada sobre este pórtico, luces transversales de 3.6m, sin volados, el acero transversal y longitudinal de los elementos se puede apreciar en la Figura III-6.

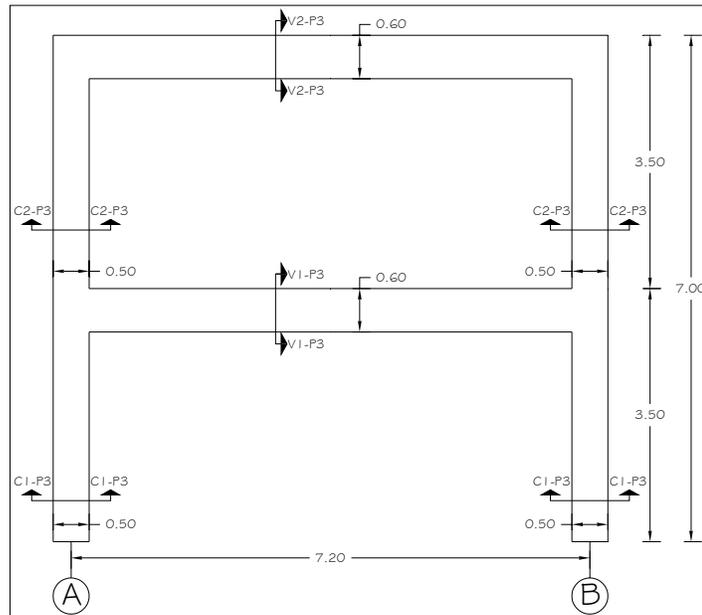


Figura III-5 Pórtico III (medidas expresadas en metros).  
Fuente: Elaborado por el autor.

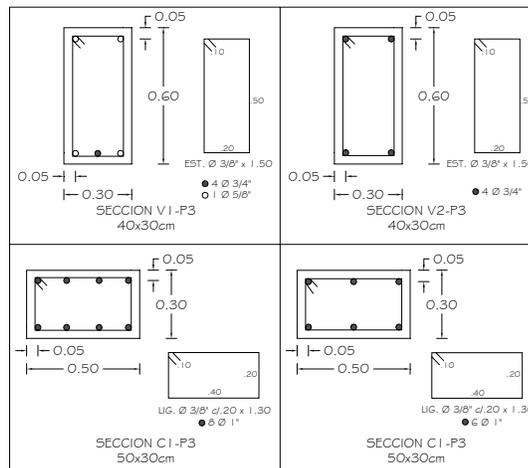


Figura III-6 Secciones pórtico III (medidas expresadas en metros).  
Fuente: Elaborado por el autor.

### 3.2 CARGAS ACTUANTES EN LOS PÓRTICOS

La aplicación de las cargas en los pórticos de concreto reforzado dependió de la dirección del armado de la losa nervada, los pórticos I y III

son de carga, es decir, la losa nervada está apoyada sobre éstos, por lo que la distribución de las cargas actuantes en la estructura se hizo por el método de área tributaria considerando un área de  $3.6\text{m}^2$ , mientras que para el pórtico II, la dirección de armado de la losa es paralela a éste por lo que la aplicación de cargas se realizó mediante el cálculo de las reacciones producidas por las cargas actuante sobre la losa nervada las cuales son transferidas a este pórtico a través del pórtico de carga.

El análisis estático inelástico se realizó bajo la sollicitación de 3 (tres) tipos de cargas, 2 (dos) gravitacionales y una sísmica, estas cargas fueron las siguientes:

### 3.2.1 Cargas Permanentes (CP)

Este tipo de cargas son las que actúan continuamente en la estructura y cuya magnitud puede ser considerada invariables en el tiempo, en este caso, estas cargas están representadas por las cargas de pesos propio de los elementos estructurales y no estructurales. En la **Tabla III-1** se presentan los valores utilizados para la obtención de estas cargas obtenidos según la norma venezolana COVENIN MINDUR 2002 (1988).

**Tabla III-1** Cargas actuantes en los pórticos.  
Cargas variables (Pórticos I y II)

Peso propio elementos estructurales	Carga
Peso propio columnas 40x30cm Peso unitario del concreto ( $w$ )=2500kgf/m <sup>3</sup> , Altura de columna 2.90m	870 kgf
Peso propio viga 30x60cm Peso unitario del concreto ( $w$ )=2500kgf/m <sup>3</sup>	450 kgf/m
Peso propio elementos no estructurales	Carga
Losa nervada en una dirección $h=25\text{cm}$	315 kgf/m <sup>2</sup>
Friso por debajo de la losa $e=2.5\text{cm}$	54 kgf/m <sup>2</sup>
Manto asfáltico $e=3\text{mm}$	10 kgf/m <sup>2</sup>
Mortero de pendiente $e=5\text{cm}$	108 kgf/m <sup>2</sup>

**Tabla III- I (continuación)**  
Cargas Variables (Pórtico III)

Peso propio elementos estructurales	Carga
Peso propio columnas 50x30cm Peso unitario del concreto ( $w$ )=2500kgf/m <sup>3</sup> , Altura de columna 3.50m	1313 kgf
Peso propio viga 30x60cm Peso unitario del concreto ( $w$ )=2500kgf/m <sup>3</sup>	450 kgf/m
Peso propio elementos no estructurales	Carga
Losa nervada en una dirección $h=25$ cm	315 kgf/m <sup>2</sup>
Friso por debajo de la losa $e=2.5$ cm	54 kgf/m <sup>2</sup>
Manto asfáltico $e=3$ mm	10 kgf/m <sup>2</sup>
Mortero de pendiente $e=5$ cm	108 kgf/m <sup>2</sup>
Granito artificial $e=5$ cm	100 kgf/m <sup>2</sup>

### 3.2.2 Cargas Variables (CV)

Estas acciones son las que actúan en la estructura con una magnitud variable en el tiempo y se deben a su ocupación y uso habitual, los pórticos seleccionados son de estructuras educacionales normalizadas, por lo que, según la norma venezolana COVENIN MINDUR 2002 (1988), la carga variable considerando áreas con asientos fijos, es de 400 kgf/m<sup>2</sup> y en áreas de terrazas o azotea la carga variable es de 100 kgf/m<sup>2</sup>.

### 3.2.3 Carga Sísmica (S)

Es la carga que permite realizar el análisis estático inelástico (*push over*) y consiste en la aplicación de fuerzas de piso, monotónicamente crecientes, hasta valores que permitan definir sucesivamente la resistencia cedente y global, de la estructura y quizás su nivel de inestabilidad. Para efectos de esta investigación dicha fuerza cumple con un perfil triangular con valor de 0 (cero) en la base de la estructura y linealmente creciente hasta la carga lateral en el tope de la misma.

Esta carga será aplicada hasta un valor máximo de distorsión lateral ( $\gamma$ ) de 0.01, considerando la ecuación **Ec. III-1** para edificaciones del grupo A (por tratarse de estructuras educacionales), propuesta en el Capítulo 10 de la norma COVENIN 1756 (2001).

$$\gamma = (D_s - D) / h \quad \text{Ec. (III-1)}$$

donde,

$D_s$  = Desplazamiento del nivel techo de la estructura

$D$  = Desplazamiento del nivel base

$h$  = Altura entre el nivel techo y base.

Los límites propuestos por la norma COVENIN 1756 (2001) son para niveles de pisos consecutivos, para el caso de los 2 (dos) primeros pórticos este valor fue medido entre el desplazamiento en la base y el desplazamiento en el primer piso. Ahora en el caso del tercer pórtico, el cual tiene 2 (dos) pisos, se decidió considerar este valor de 0.01 como límite referencial para la aplicación de la carga sísmica, midiendo esta distorsión como la diferencia entre el desplazamiento de la base y el desplazamiento del segundo nivel de la estructura.

### 3.3 COMBINACIONES DE CARGAS

Fueron seleccionadas 3 (tres) combinaciones de cargas para el análisis del comportamiento sismorresistente de los pórticos seleccionados, la primera combinación satisface condiciones de servicio y es la siguiente:

$$\text{Combinación 1: } CP + CV + S \quad \text{Ec. III-2}$$

Las combinaciones restantes propuestas por la norma FONDONORMA 1753 (2006) aseguran el comportamiento para el Estado Límite de Agotamiento Resistente, estas dos combinaciones de cargas son:

$$\text{Combinación 2: } 1.2*CP + \delta*CV + S \quad \text{Ec. III-3}$$

$$\text{Combinación 3: } 0.9*CP + S \quad \text{Ec. III-4}$$

Donde el factor de combinación de solicitaciones  $\delta$  debida a las acciones variables será de 1.00, excepto en pisos y terrazas de edificaciones destinadas a viviendas en que se tomará como 0.50 (FONDONORMA 1753, 2006).

### 3.4 ESTUDIO DE SENSIBILIDAD

Consistió en aplicar a los pórticos seleccionados un análisis estático inelástico variando individualmente cada una de las propiedades mecánicas del concreto reforzado consideradas en esta investigación, es decir, para la primera serie de análisis se dejó fijo el valor del esfuerzo cedente del acero ( $f_y$ ) y se varió el valor de la resistencia a compresión del concreto ( $f'_c$ ) realizando luego una segunda serie variando sólo el esfuerzo cedente del acero ( $f_y$ ).

El objetivo de este estudio de sensibilidad fue, evaluar la influencia de la variación de cada una de estas propiedades mecánicas ( $f'_c$  y  $f_y$ ) en el comportamiento sismorresistente de los pórticos seleccionados con el fin de decidir si debían o no ser consideradas como variables aleatorias.

#### 3.4.1 Variación de la resistencia a compresión del concreto ( $f'_c$ )

La resistencia del concreto desde el punto de vista estadístico y probabilístico ha sido siempre de gran interés en la ingeniería civil. Así, Porrero et al. (2004) indican que la distribución normal resulta adecuada para representar la resistencia a compresión del concreto. De igual manera, sugieren valores para la desviación estándar de la resistencia según el nivel de control empleado, la cual puede variar entre 25 kgf/cm<sup>2</sup> (control excelente) y

70 kgf/cm<sup>2</sup> (control malo). Para los fines de este análisis de sensibilidad se consideró la distribución normal para representar a  $f'_c$  utilizando para ello un valor medio igual a la resistencia de diseño 210 kgf/cm<sup>2</sup> y una desviación estándar de 30kgf/cm<sup>2</sup> suponiendo un control de calidad bueno.

En la primera serie de análisis se utilizaron 3 (tres) valores para la resistencia a compresión del concreto, el primero de ellos igual al valor medio considerado para la distribución normal 210 kgf/cm<sup>2</sup>, los otros 2 (dos) valores fueron obtenidos sumando y restando al valor medio 2 (dos) veces la desviación estándar considerada, es decir, 60 kgf/cm<sup>2</sup>, esto con el fin de englobar un alto porcentaje de los valores que puedan generarse con la distribución propuesta.

En definitiva, los valores resultantes de la resistencia a compresión del concreto ( $f'_c$ ) para un primer análisis pueden observarse en la **Tabla III-2**.

**Tabla III-2** Combinaciones de  $f'_c$  y  $f_y$  para análisis de sensibilidad.

COMBINACIONES (para los pórticos)	$f'_c$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$f_y$ (kgf/cm <sup>2</sup> )
1	150	4800
2	270	4800
3	210	4800
4	210	4320
5	210	5280

Para la segunda serie de análisis el valor de  $f'_c$  permaneció constante con un valor de 210 kgf/cm<sup>2</sup> variando así sólo el esfuerzo cedente del acero ( $f_y$ ) (Tabla III-2).

### 3.4.2 Variación del esfuerzo cedente del acero ( $f_y$ )

El esfuerzo cedente de las barras de acero de refuerzo también ha sido de gran interés en la ingeniería civil. Así, Melchers (1999) indica que las distribuciones normal y lognormal, de valores extremos y Beta han sido consideradas para el esfuerzo cedente del acero. Del mismo modo, indica que

el coeficiente de variación para barras de diferentes fuentes y ubicaciones en una estructura se encuentra entre el 3 y 7%. Por otra parte, Castilla y Marinilli (2001) reportan que, del análisis estadístico de 880 muestras de barras de acero tipo N-60 de diversos diámetros,  $f_y$  se ajusta a una distribución normal con media 4769 kgf/cm<sup>2</sup> y desviación estándar 146 kgf/cm<sup>2</sup> (coeficiente de variación 3.07%). Para los fines de este análisis de sensibilidad se considera que el esfuerzo cedente del acero sigue una distribución normal con media de 4800 kgf/cm<sup>2</sup> y desviación estándar de 240 kgf/cm<sup>2</sup>.

Para la primera serie de análisis, el valor del esfuerzo cedente del acero ( $f_y$ ) permaneció constante con valor de 4800 kgf/cm<sup>2</sup>, mientras que para la segunda serie empleando la consideración hecha en la variación de la resistencia del concreto ( $f'_c$ ) se utilizaron los siguientes valores 4560 kgf/cm<sup>2</sup>, 4800 kgf/cm<sup>2</sup> y 5040 kgf/cm<sup>2</sup> (Tabla III-2).

### 3.4.3 Valores resistentes para las secciones de vigas

Los valores calculados para las secciones de vigas fueron los necesarios para definir el Diagrama Momento-Curvatura de cada sección (Figura III-7).

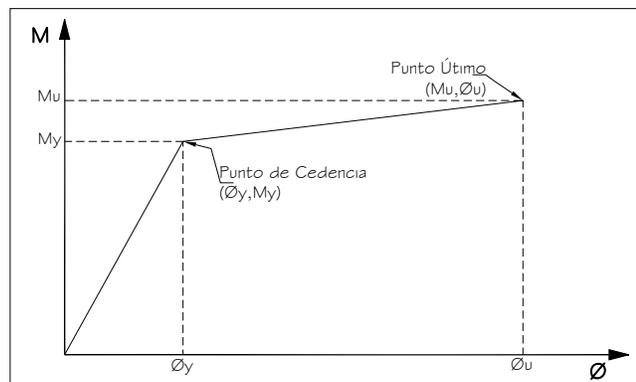


Figura III-7 Diagrama momento-curvatura.  
Fuente: Elaborado por el autor.

Para el cálculo de los valores señalados en la **Figura III-7**, es decir, Momento Cedente ( $M_y$ ), Curvatura Cedente ( $\phi_y$ ), Momento Último ( $M_u$ ) y Curvatura Última ( $\phi_u$ ) se empleó una hoja de cálculo en el programa comercial Microsoft® Excel 2003 utilizando las fórmulas indicadas en el capítulo II de este trabajo de investigación (**Ec. II-8, Ec. II-9, Ec. II-10 y Ec. II-11**) y considerando los valores de  $f'_c$  y  $f_y$  correspondiente al análisis de sensibilidad. Las **Tablas IV-2 y IV-4 (Capítulo IV)** contienen estos valores para las secciones de vigas presentes en cada pórtico.

Según Park y Paulay (1978) una de las razones por la cual se requiere del acero a compresión en secciones doblemente reforzadas, es por el cambio de signo del momento flexionante cuando son consideradas cargas sísmicas en las combinaciones usadas para el análisis, tomando en cuenta esta alternancia en el momento flexionante, se obtuvieron momentos y curvaturas positivos y negativos para los estados de cedencia y último en cada sección de viga presente en los pórtico.

#### **3.4.4 Valores resistentes para las secciones de columnas**

El estudio de las secciones de columnas se realizó mediante su Diagrama de Interacción considerando para su construcción 4 (cuatro) puntos principales del diagrama, tal como se muestra en la **Figura III-8**.

Se observa en la **Figura III-8** que cada uno de estos puntos principales esta definido por un par de valores ( $M, P$ ) donde  $M$  es el Momento Resistente de la sección y  $P$  su carga axial correspondiente, quedando estos puntos definidos de la manera siguiente:

- a.- Tracción Pura ( $M=0, P=P_t$ )
- b.- Flexión Pura ( $M=M_o, P=0$ )
- c.- Punto Balanceado ( $M=M_b, P=P_b$ )

d.- Compresión Pura ( $M=0$ ,  $P=P_c$ )

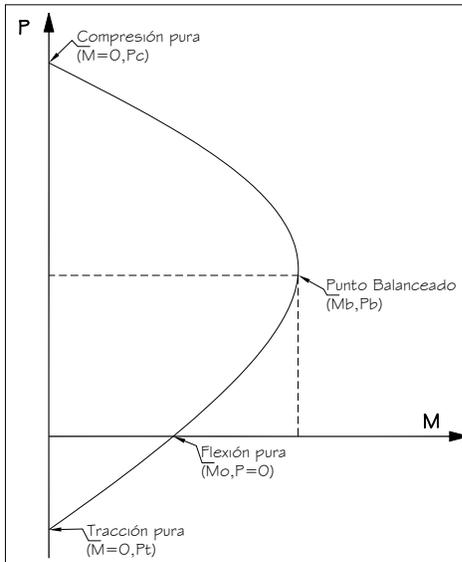


Figura III-8 Diagrama de interacción secciones de columnas.  
Fuente: Elaborado por el autor.

Para el cálculo de estos datos se empleó el programa comercial Microsoft® Excel 2003 donde se realizó una hoja de cálculo utilizando las fórmulas indicadas en el capítulo II de este trabajo de investigación (Ec. II-12, Ec. II-13, Ec. II-14, Ec. II-15 y Ec. II-16) y haciéndolas dependientes de los pares de valores de  $f'_c$  y  $f_y$  considerados en el análisis de sensibilidad. La Tabla IV-8 (Capítulo IV) contiene los valores resistentes obtenidos para las secciones de columnas presentes en cada pórtico.

### 3.5 ANÁLISIS ESTÁTICO INELÁSTICO (*push over*)

Una vez obtenidos los valores mencionados en la sección 3.4 de este capítulo se procedió a hacer el modelado y análisis de los Pórticos I, II y III, usando las combinaciones de cargas consideradas (Ec. III-2, Ec. III-3 y Ec. III-4) y obtener: la resistencia de *push over* que sería empleada para

evaluar el efecto de la variabilidad de  $f'_c$  y  $f_y$  en el comportamiento sismorresistente de los pórticos seleccionados y así decidir los parámetros estadísticos necesarios para realizar el análisis probabilístico que se desea en este trabajo.

### 3.5.1 Modelado de los pórticos I, II y III

De manera general, el procedimiento para el modelado de los tres pórticos fue similar, se realizaron 5 (cinco) modelos para cada pórtico, utilizando para ello la combinación de los 6 (seis) valores de  $f'_c$  y  $f_y$ , considerados para este estudio de sensibilidad (Tabla III-2).

Para el modelado de estos pórticos se utilizó el programa RAM Perform-2D versión 1.30, siguiendo básicamente el siguiente procedimiento:

a.- Se introdujeron por coordenadas la ubicación de los nodos del pórtico.

b.- Se asignó el tipo de restricción en la base de este sistema de nodos y se asignaron diafragmas rígidos para cada piso.

c.- Se crearon secciones inelásticas para las vigas considerando para ello un comportamiento elástico perfectamente plástico, utilizando los valores obtenidos previamente de Momentos y Curvaturas. Estas secciones servirían para colocar las rótulas plásticas en las vigas de los pórticos.

El programa permite introducir los valores negativos y positivos de momentos y curvaturas, sin embargo, presenta una limitación al introducir la rigidez de la sección, es decir, se puede introducir sólo una rigidez, ésta podría ser la positiva o la negativa. Para efectos de esta investigación se trabajó con una rigidez promedio.

d.- Se crearon secciones inelásticas para las columnas, dichas secciones se usarán para colocar las rótulas en los elementos de columnas. Para crear

estas secciones el programa lo hace a través del Diagrama de Interacción de la columna, solicitando para ello 2 (dos) cocientes, estos son:  $P_u/P_c$  y  $M_u/P_c$ . adicionalmente se introducen los datos del momento balanceado y la fuerza axial a compresión.

e.- Se crearon secciones elásticas para vigas y columnas, introduciendo para ello sus datos geométricos (base, altura útil y área de la sección), módulo de elasticidad del concreto y el coeficiente de Poisson ( $\nu$ )

f.- Se crearon los elementos de vigas y columnas, los cuales estuvieron compuestos por las secciones elásticas e inelásticas correspondientes y una zona final que por defecto asigna el programa utilizado.

Al momento de incluir en el elemento compuesto las secciones inelásticas el programa permite colocarle la dimensión real de esta sección, para el cálculo de las dimensiones de estas secciones se usó la ecuación sugerida por Corley, Mattock (Park y Paulay, 1978) que se presenta a continuación:

$$L = 0.5*d + 0.05*Z \quad \text{Ec. III-4}$$

donde,

L= Longitud de la sección inelástica (Rótula Plástica)

d= Altura útil de la sección de viga o columna, expresada en (cm)

Z= Distancia de contra flexión, expresada en (cm)

g.- Se dibujaron los elementos de nodo a nodo y se le asignaron las propiedades de los elementos compuestos creados previamente.

h.- Se crearon los tipos de cargas actuantes en el pórtico y se asignaron a cada elemento o nodo según fuere el caso.

i.- Para realizar el análisis de *push over* fue necesario la definición de la distorsión lateral ( $\gamma$ ) para cada pórtico, asignándole como valor límite

referencial 0.01 considerando lo expuesto en la **sección 3.2.3** de este capítulo.

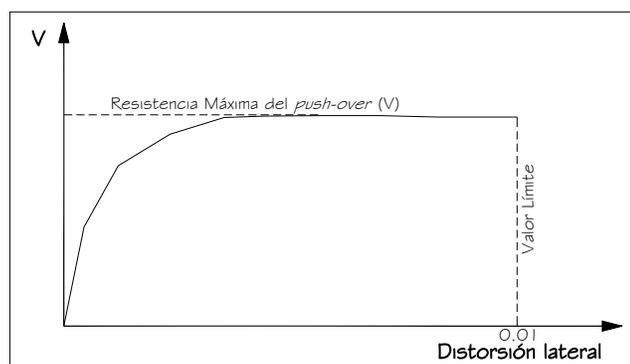
j.- Para finalizar el modelado se definió una sección de la estructura ubicada en su base, ésta fue utilizada una vez hecho el análisis, para obtener la gráfica de *push over* y así evaluar la resistencia del pórtico.

### 3.5.2 Análisis de los pórticos I, II y III

Una vez finalizado el modelado de los pórticos, se definieron las diferentes combinaciones de carga consideradas en esta investigación, para posteriormente realizar el análisis de *push over* y así obtener la resistencia asociada a este análisis.

### 3.5.3 Resistencia del análisis de *push over* para los pórticos I, II y III

La resistencia del análisis de *push over* (V) se obtuvo evaluando las curvas de este análisis, es decir, esta resistencia estaría dada por el valor máximo alcanzado en la curva de *push over*, la **Figura III-9** muestra una curva tipo y señala la máxima resistencia alcanzada.



**Figura III-9** Curva *push-over*.  
Fuente: Elaborado por el autor.

Se obtuvieron 5 (cinco) valores de resistencia para cada combinación de carga en cada pórtico, para un total de 45 (cuarenta y cinco) valores de

resistencia. En la **Tabla IV-9 (Capítulo IV)** se presentan los valores de la resistencia en el análisis de *push over* (V) obtenidos en cada pórtico por cada combinación.

### 3.6 ANÁLISIS PROBABILÍSTICO MEDIANTE EL MÉTODO DE MONTECARLO.

En este punto se hace un análisis probabilístico para evaluar el efecto de la variabilidad de la resistencia del concreto ( $f'_c$ ) y el esfuerzo cedente del acero ( $f_y$ ) en el comportamiento sismorresistente de los Pórticos I, II y III. Para este fin se empleó el Método de Simulación de Montecarlo considerando como variables aleatorias independientes a  $f'_c$  y  $f_y$ .

Se generaron aleatoriamente valores de la resistencia a compresión ( $f'_c$ ) del concreto y del esfuerzo cedente del acero ( $f_y$ ). Con estos valores se evaluaron las resistencias alcanzadas por los Pórticos I, II y III para, finalmente, analizar de manera estadística los resultados obtenidos.

Para generar valores aleatorios de  $f'_c$  y  $f_y$  se realizó una hoja de cálculo empleando el programa comercial Microsoft® Excel 2003 considerando para ello una distribución normal y utilizando los valores medios y la desviación estándar para cada variable, la misma hoja de cálculo contuvo la formulación necesarias para obtener los valores resistentes en secciones de vigas y columnas. La resistencia de los pórticos fue evaluada con el programa el RAM Perform-2D versión 1.30.

En el análisis estadístico se empleó el programa comercial SPSS for Windows versión 13 para obtener los histogramas de frecuencia de las variables que fueron generadas aleatoriamente y resultados obtenidos con el fin de evaluar el ajuste a las distribución supuesta.

### 3.6.1 Generación de valores aleatorios

Utilizando el programa comercial Microsoft® Excel 2003 se generaron 300 (trescientos) valores aleatorios (o seudo aleatorios) uniformemente distribuidos en el intervalo  $[0, 1]$ . La **Tabla A-5 (Apéndice A)** contiene los 300 (trescientos) valores generados, de los cuales los primeros 50 (cincuenta) pares de valores aleatorios fueron empleados para generar los 50 (cincuenta) pares de valores aleatorios de  $f'_c$  y  $f_y$  en el Pórtico I, de igual manera, se utilizaron los segundos 50 (cincuenta) pares de valores en Pórtico II y los terceros 50 (cincuenta) pares de valores en el Pórtico III.

### 3.6.2 Generación de valores de la resistencia a compresión del concreto ( $f'_c$ )

Adicionalmente a lo expuesto en la **sección 3.4.1** de este capítulo, Melchers (1999) también indica que la distribución normal puede ser adoptada para la resistencia a compresión del concreto de buena calidad y que la distribución lognormal puede resultar más adecuada cuando el control es malo. El autor indica valores de la desviación estándar similares a los presentados por Porrero et al. (2004); aunque propone valores del coeficiente de variación entre 0.10 (control excelente) y 0.20 (control pobre). Para los fines de este trabajo se consideró que la resistencia a compresión del concreto ( $f'_c$ ) sigue una distribución normal y habiendo evaluado los resultados del análisis de sensibilidad se utilizó un valor medio igual al de diseño, es decir,  $210 \text{ kgf/cm}^2$  y coeficiente de variación de 0.14 y se utilizó la hoja de cálculo realizada en el programa comercial Microsoft® Excel 2003 para obtener estos valores aleatorios.

Se generaron valores aleatorios para la resistencia a compresión ( $f'_c$ ) y se obtuvieron por su dependencia directa con esta resistencia valores para el

módulo de elasticidad ( $E_c$ ) del concreto utilizando la ecuación propuesta por la norma FONDONORMA 1753 (2006) válida para concretos con peso normal.

$$E_c = 15100 \cdot \sqrt{f'_c} \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \quad E_c. III-6$$

Para cada una de estas propiedades se obtuvieron 50 (cincuenta) valores por cada pórtico, para un total de 150 (ciento cincuenta) valores, empleando para ello los números aleatorios uniformemente distribuidos generados previamente. Las **Tabla A-6** y **Tabla A-7 (Apéndice A)** contiene los valores generados de  $f'_c$  y  $E_c$  respectivamente.

### **3.6.3 Generación de valores del esfuerzo cedente del acero ( $f_y$ )**

Para los efectos de esta investigación se usarán los valores expuestos en la **sección 3.4.2** de este capítulo, es decir, un valor medio de 4800 kgf/cm<sup>2</sup> y un coeficiente de variación igual al 5%.

Se generaron 50 (cincuenta) valores aleatorios del esfuerzo cedente del acero por cada pórtico, para un total de 150 (ciento cincuenta) valores dependientes de los números aleatorios uniformemente distribuidos obtenidos previamente, empleando para ello la hoja de cálculo mencionada con anterioridad. La **Tabla A-6 (Apéndice A)** contiene los valores generados de  $f_y$  para cada pórtico.

### **3.6.4 Valores resistentes para las secciones de vigas**

Estas propiedades para las secciones de vigas siguieron los mismos lineamientos utilizados en el análisis de sensibilidad realizado en la **sección 3.4** de este capítulo.

Utilizando las fórmulas indicadas en el capítulo II de este trabajo de investigación (Ec. II-8, Ec. II-9, Ec. II-10 y Ec. II-11), e incluyendo estas en una hoja de cálculo realizada en el programa comercial Microsoft® Excel 2003 y empleando los valores aleatorios de  $f'_c$  y  $f_y$  generados previamente, se obtuvieron 50 (cincuenta) valores de momentos y curvaturas positivos y negativos para los estados de cedencia y último, esto para cada sección de vigas diferentes en los pórtico, Las Tablas A-8 (Apéndice A) contiene los valores generados de Momento y Curvatura positivos y negativos para los estados de cedencia y últimos.

### 3.6.5 Valores resistentes para las secciones de columnas

Considerando lo expuesto en la sección 3.4.4 y utilizando una hoja de cálculo realizada en el programa comercial Microsoft® Excel 2003 para incluir las fórmula ahí mencionadas, haciéndolas dependientes de los valores aleatorios generados previamente para cada pórtico de  $f'_c$  y  $f_y$ , se obtuvieron 50 (cincuenta) valores para cada uno de estos datos por cada sección de columna presente en los pórtico. Las Tablas A-9 (Apéndice A) contiene los valores generados de Fuerza Axial en Tracción Pura ( $P_t$ ), Momento en Flexión Pura ( $M_o$ ), Momento Balanceado ( $M_b$ ), Fuerza Axial Balanceada ( $P_b$ ) y Fuerza Axial en Compresión Pura ( $P_c$ ) para los pórticos I, II y III respectivamente.

### 3.7 ANÁLISIS ESTÁTICO INELÁSTICO (*push over*)

Una vez generados los valores mencionados en la sección 3.4 de este capítulo se procedió a hacer el modelado y análisis de los pórticos objeto de estudio de esta investigación, para luego obtener: la resistencia del análisis de *push over*, la secuencia en la formación de rótulas, la curva elasto-plástica equivalente y la resistencia a corte de cada uno de ellos para cada una de las

combinaciones de cargas consideradas para el análisis, realizándose estos procedimientos en cada pórtico para los 50 (cincuenta) valores aleatorios de  $f'_c$  y  $f_y$  correspondientes.

### 3.7.1 Modelado de los pórticos I, II y III

De manera general, el procedimiento para el modelado de los tres pórticos fue similar al ejecutado en la **sección 3.4** de este capítulo, se ejecutaron 51 (cincuenta y un) modelos para cada pórtico, en el primero se consideraron los valores de diseño de  $f'_c$  y  $f_y$ , y los últimos 50 (cincuenta) se modelaron utilizando los 50 (cincuenta) pares de valores de  $f'_c$  y  $f_y$  generados aleatoriamente.

### 3.7.2 Análisis de los pórticos I, II y III

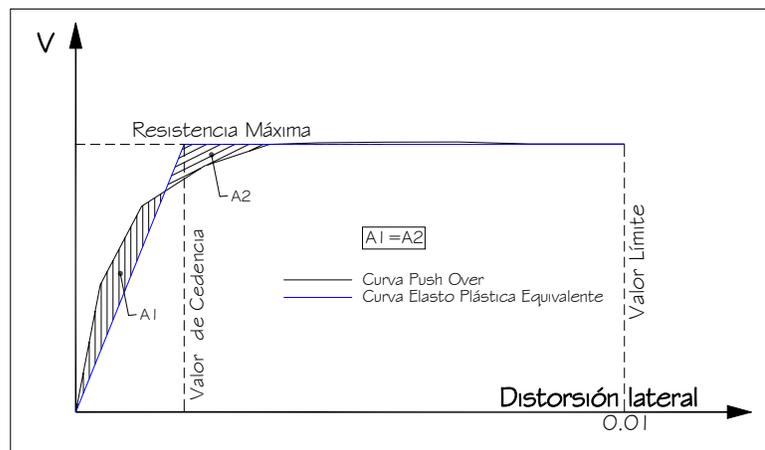
Una vez finalizado el modelado de los pórticos, se definieron las diferentes combinaciones de carga consideradas en esta investigación, para posteriormente realizar los análisis y así obtener el comportamiento de las rótulas de la estructura y la resistencia correspondiente al análisis de *push over*.

### 3.7.3 Resistencia del análisis de *push over* en los pórticos I, II y III

En la **sección 3.5.3** es explicado cómo se obtiene la resistencia del análisis de *push over*, tomando en cuenta ese procedimiento se obtuvieron la resistencia del *push over* para los valores nominales ( $f'_c=210 \text{ kgf/cm}^2$  y  $f_y= 4200 \text{ kgf/cm}^2$ , **Tabla A-4 Apéndice A**) y 50 (cincuenta) valores de resistencia para cada combinación de carga en cada pórtico, para un total de 150 (ciento cincuenta) valores por pórtico, que son mostrados en las **Tablas A-10 (Apéndice A)**.

### 3.8 CURVA ELASTO PLÁSTICA EQUIVALENTE DE LOS PÓRTICOS I, II y III.

En base a las curvas del análisis de *push over* obtenidas para cada pórtico, se obtuvieron los sistemas elasto plásticos equivalentes con la misma capacidad de absorción de energía (Bertero 1976), utilizando para ello un algoritmo elaborado en el programa comercial Matlab R2006a versión 7.20 donde se estimó la equidad entre las áreas bajo la curva de *push over* y la elasto plástica equivalente definida, considerando para ello un punto de cedencia en la curva equivalente, este punto se obtuvo a modo de garantizar la igualdad entre las áreas mencionadas. Las áreas y el punto de cedencia mencionados en este procedimiento podemos observarlos en la **Figura III-10**.



**Figura III-10** Curva *push-over* con elasto-plástica equivalente.  
Fuente: Elaborado por el autor.

En la **Tabla A-4 (Apéndice A)** se presentan los valores obtenidos de la distorsión lateral cedente ( $\gamma_y$ ) por cada combinación de cargas para los pórticos I, II y III considerando los valores nominales de diseño, y en las **Tablas A-10 (Apéndice A)** se presentan los valores obtenidos de la distorsión lateral cedente ( $\gamma_y$ ) para el conjunto de los 50 (cincuenta) valores aleatorios de  $f'_c$  y  $f_y$  generados.

### 3.9 SECUENCIA DE LA FORMACIÓN DE RÓTULAS PLÁSTICAS DE LOS PÓRTICOS I, II Y III

El método de análisis estático inelástico permite mediante la aplicación de fuerzas de pisos monótonicamente crecientes obtener información sobre los mecanismos de falla en función de las características mecánicas de los miembros de la estructura (COVENIN 1753, 2001).

Una vez hecho el análisis de la estructura, se procesaron las curvas de las rótulas presentes en cada pórtico, llevando sus datos a una hoja de cálculo previamente realizada en el programa comercial Microsoft® Excel 2003, en dicha hoja se graficó el comportamiento de cada rótula, definiendo éste con el momento aplicado en ella para cada valor de distorsión lateral. Este momento iba gradualmente aumentando para cada valor de la distorsión lateral hasta hacerse constante o disminuir, punto donde se obtendría el agotamiento de la rótula. (Figura III- I 1)

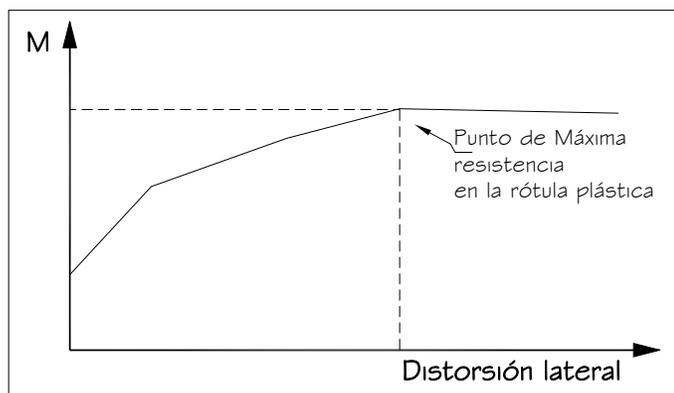


Figura III- I 1 Ejemplo del comportamiento de rótula plástica.

Fuente: Elaborado por el autor.

El estudio de la formación de las rótulas se realizó para los pórticos I, II y III con las 3 (tres) combinaciones de cargas consideradas. La ubicación de las posibles rótulas plásticas en los miembros de cada pórtico se pueden observar en la Figura III- I 2.

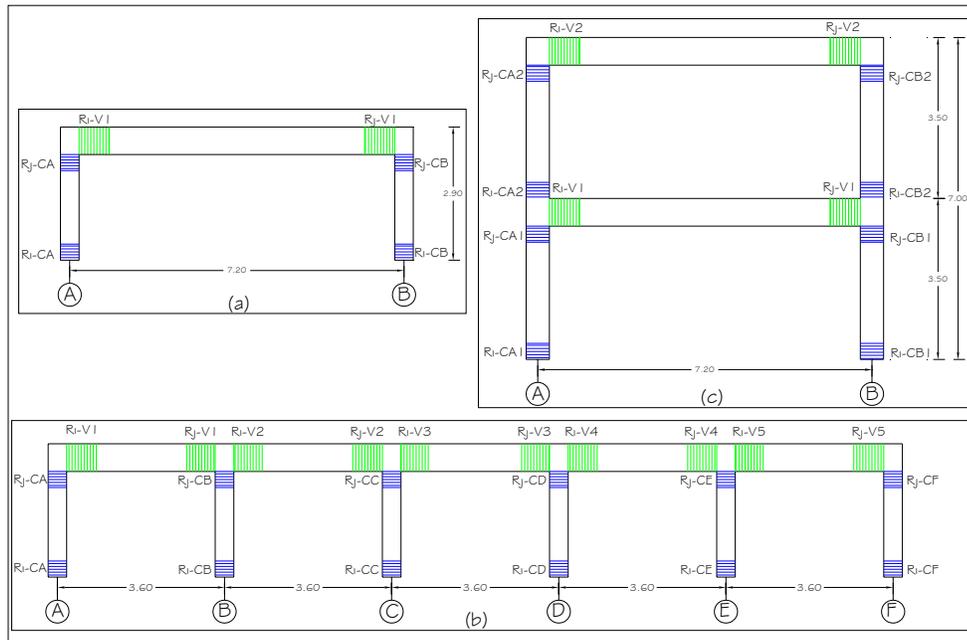


Figura III-12 Ubicación de las posibles rótulas plásticas asignadas a los pórticos: (a) pórtico I, (b) pórtico II y (c) pórtico III.

Fuente: Elaborado por el autor.

### 3.10 RESISTENCIA A CORTE DE LOS PÓRTICOS I, II Y III

Considerando la variabilidad de los valores de  $f'_c$  y  $f_y$  y el efecto que esto pueda tener sobre el comportamiento sismorresistente de la estructura, se realizó este último procedimiento con el fin de verificar de una manera muy sencilla que la resistencia a corte ( $V_n$ ) de los pórticos no fuese superada por la resistencia obtenida por los análisis de *push over* ( $V$ ) de esta manera asegurar que el agotamiento o falla de la estructura haya sido dúctil sin que haya ocurrido antes de manera frágil.

Para calcular este valor de resistencia por corte ( $V_n$ ) se utilizaron las fórmulas propuestas por la norma FONDONORMA 1753 (2006) la cual propone que la resistencia teórica al corte ( $V_n$ ) se calcula según la ecuación siguiente:

$$V_n = V_c + V_s \quad \text{Ec. III-7}$$

donde,

$V_c$  = Resistencia teórica a corte asignada al concreto.

$V_s$  = Resistencia teórica al corte asignada al acero.

El cálculo de la resistencia teórica a corte del concreto ( $V_c$ ) se realizó considerando el aporte de las columnas presentes en los pórticos utilizando para ello la carga axial actuante, es decir, la transmitida por cargas permanentes y variables presentes en los pórticos (Tabla A-11, Apéndice A), la siguiente fórmula fue utilizada para el cálculo de esta resistencia:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * b_w * d * (1 + 0.007 * (N_u / A)) \quad (\text{kgf}) \quad \text{Ec. III-8}$$

donde,

$b_w$  = Ancho de la sección de columna, expresada en (cm).

$d$  = Altura útil de la sección, expresada en (cm).

$N_u$  = Carga axial a compresión en la columna, expresada en (kgf/cm<sup>2</sup>).

$A$  = Área total de la sección de concreto, expresada en (cm<sup>2</sup>).

La resistencia teórica al corte del acero ( $V_s$ ) se calculó según la siguiente expresión:

$$V_s = A_v * f_y * d / s \quad (\text{kgf}) \quad \text{Ec. III-9}$$

donde,

$A_v$  = Área del acero de refuerzo por corte, expresada en (cm<sup>2</sup>).

$s$  = Separación del refuerzo transversal por corte, medida a lo largo del eje longitudinal del miembro, expresada en (cm).

La resistencia a corte ( $V_n$ ) fue calculada para cada columna del pórtico resultando así, la resistencia total como la suma de todas las resistencias obtenidas de cada columna del pórtico. Esta resistencia se halló para cada combinación de carga en cada pórtico en base a los valores aleatorios generados de  $f'_c$  y  $f_y$ , obteniendo así 50 (cincuenta) valores de resistencia a

corte por cada combinación de carga para un total de 150 (ciento cincuenta) valores por cada pórtico. Las **Tabla A-4 (Apéndice A)** muestra los valores obtenidos para la resistencia a corte ( $V_n$ ) por cada combinación de cargas para los pórticos I, II y III considerando los valores nominales de diseño, y en las **Tablas A-10 (Apéndice A)** se presentan los valores obtenidos de la resistencia a corte ( $V_n$ ) para el conjunto de los 50 (cincuenta) valores aleatorios de  $f'_c$  y  $f_y$  generados.

### 3.1.1 PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS DE RESULTADOS

Una vez culminadas las etapas expuestas previamente, se debieron realizar análisis estadísticos para cada conjunto de valores generados y resultados obtenidos, en estos análisis se usaron los programas comerciales Microsoft® Excel 2003 y consistieron en lo siguiente:

a.- Utilizando una hoja de cálculo en el programa comercial Microsoft® Excel 2003 se hallaron la media aritmética muestral ( $\bar{X}$ ), la desviación estándar ( $S$ ) y el coeficiente de variación ( $v$ ) para cada conjunto de datos y resultados obtenidos, estos parámetros estadísticos pueden observarse desde las **Tabla A-17 (Apéndice A)** hasta la **Tabla A-21 (Apéndice A)**.

b.- Empleando el programa SPSS for Windows versión 13 se obtuvieron los histogramas de frecuencia con sus respectivas curvas de distribución, con el fin de apreciar gráficamente, por un lado, que la distribución de los valores de  $f'_c$  y  $f_y$  se ajustaran al comportamiento normal propuesto y por otro observar gráficamente el tipo de distribución adquirida por los otros resultados obtenidos

c.- Utilizando el programa comercial SPSS for Windows versión 13 se realizó a cada conjunto de valores obtenidos un ajuste con la prueba

Kolmogorov-Smirnov (KS) para verificar cuantitativamente que el comportamiento de las variables  $f'_c$  y  $f_y$  se ajusten a la distribución normal propuesta, y por otro lado observar el tipo de distribución que poseen los resultados obtenidos. Para ello se debió comparar los valores resultantes de estas pruebas con los valores críticos observados en el estadígrafo para la prueba de bondad de ajuste de Kolmogorov-Smirnov (Tabla A-17, Apéndice A), estas comparaciones puede apreciarse en las Tablas A-18 a la A-22 (Apéndice A).

## CAPÍTULO IV

### RESULTADOS Y ANÁLISIS

En este capítulo se presentan los resultados obtenidos con el desarrollo del capítulo III de este trabajo de investigación y sus respectivos análisis. Para ello se utilizarán tablas para presentar los resultados las cuales estarán ubicadas en este capítulo o en el Apéndice A de este trabajo de investigación, los histogramas de frecuencias obtenidos y los resultados de las pruebas de ajuste de Kolmorov-Smirnov realizaos en el capítulo anterior.

#### 4.1 ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD

El análisis de sensibilidad se realizó considerando variaciones porcentuales por encima y por debajo de los valores medios de la resistencia a compresión del concreto ( $f'_c$ ) y del esfuerzo cedente del acero ( $f_y$ ) considerados para este trabajo de investigación, esto con la finalidad de evaluar el efecto que introduce cada uno de estos parámetros en el comportamiento sismorresistente de las secciones de vigas y columnas e igualmente de los pórticos. También se pretendió con este análisis decidir, en función de la influencia de su variación en las respuestas sismorresistente, la necesidad de variar aleatoriamente el valor de la resistencia a compresión del concreto ( $f'_c$ ) y asegurar el uso del valor medio propuesto para esta propiedad.

Las variaciones porcentuales utilizadas para tal fin, fueron de un 28.57% para  $f'_c$  y de un 10% para  $f_y$ , estas variaciones porcentuales se

derivan de haberle sumado y restado a ambas propiedades 2 (dos) veces su coeficiente de variación, obteniendo así las siguientes combinaciones de  $f'_c$  y  $f_y$  para este análisis:

**Tabla IV-1** Combinaciones utilizadas para el análisis de sensibilidad.  
*[PORCENTAJES NEGATIVOS DE LA VARIACIÓN, IMPLICAN VALORES MENORES AL VALOR MEDIO RESPECTIVO]*

COMBINACIONES (para los pórticos)	$f'_c$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$f_y$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	Variación respecto a la media	
			$f'_c$ (%)	$f_y$ (%)
1	150	4800	-28.57	0
2	270	4800	28.57	0
3	210	4800	0	0
4	210	4320	0	-10.00
5	210	5280	0	10.00

En la **Tabla IV-1** se observan 5 (cinco) combinaciones de  $f'_c$  y  $f_y$  siendo la número 3 (tres) la combinación de los valores medios considerados para esta investigación y la que se empleó como base se comparación para este análisis. En las combinaciones 1 (uno) y 2 (dos) se establecen variaciones únicamente de la resistencia a compresión del concreto teniendo así valores para el esfuerzo cedente del acero iguales al valor medio. Para las combinaciones 4 (cuatro) y 5 (cinco) se estableció lo contrario, es decir, se variaron únicamente los esfuerzos cedentes del acero y no la resistencia a compresión del concreto.

#### 4.1.1 Valores resistentes para las secciones de vigas

Se obtuvieron valores positivos y negativos para momentos y curvaturas en los estados de cedencia y último de cada sección de viga presente en los pórticos, la **Tabla IV-2** muestra los valores resistentes para el estado de cedencia en las secciones de vigas para cada combinación de  $f'_c$  y  $f_y$  usada en el análisis de sensibilidad, presentándolos por cada pórtico y las secciones de vigas existentes en éstos.

Tabla IV-2 Valores para el momento cedente ( $M_v$ ), y curvatura cedente ( $\phi_v$ ).

		<u>Positivos</u>							
		Pórtico I		Pórtico II		Pórtico III		Pórtico III	
		Sección VI-P1		Sección VI-P2		Sección VI-P3		Sección V2-P3	
		My (ton*m)	$\phi_y$ (rad/cm)	My (ton*m)	$\phi_y$ (rad/cm)	My (ton*m)	$\phi_y$ (rad/cm)	My (ton*m)	$\phi_y$ (rad/cm)
1		14.51	5.39E-05	14.50	5.43E-05	18.61	5.59E-05	13.94	5.36E-05
2		14.52	5.22E-05	14.51	5.25E-05	18.62	5.39E-05	13.95	5.20E-05
3		<b>14.51</b>	<b>5.29E-05</b>	<b>14.51</b>	<b>5.32E-05</b>	<b>18.62</b>	<b>5.47E-05</b>	<b>13.94</b>	<b>5.27E-05</b>
4		13.06	4.72E-05	13.05	4.79E-05	16.76	4.93E-05	12.55	4.74E-05
5		15.97	5.82E-05	15.96	5.86E-05	20.48	6.02E-05	15.34	5.79E-05
		<u>Negativos</u>							
		Pórtico I		Pórtico II		Pórtico III		Pórtico III	
		Sección VI-P1		Sección VI-P2		Sección VI-P3		Sección V2-P3	
		My (ton*m)	$\phi_y$ (rad/cm)	My (ton*m)	$\phi_y$ (rad/cm)	My (ton*m)	$\phi_y$ (rad/cm)	My (ton*m)	$\phi_y$ (rad/cm)
1		13.94	5.35E-05	9.77	5.13E-05	13.94	5.32E-05	13.94	5.36E-05
2		13.95	5.20E-05	9.79	5.00E-05	13.96	5.17E-05	13.95	5.20E-05
3		<b>13.94</b>	<b>5.26E-05</b>	<b>9.78</b>	<b>5.06E-05</b>	<b>13.95</b>	<b>5.23E-05</b>	<b>13.94</b>	<b>5.27E-05</b>
4		12.55	4.74E-05	8.80	4.55E-05	12.55	4.71E-05	12.55	4.74E-05
5		15.34	5.79E-05	10.76	5.56E-05	15.34	5.76E-05	15.34	5.79E-05

Se puede observar en los valores de la **Tabla IV-2** que para las 2 (dos) primeras combinaciones donde se estableció una variación del 28.57% en la resistencia a compresión del concreto los valores de momentos y curvaturas prácticamente no se ven afectados, reflejando así una variación porcentual máxima de 0.1% para los momentos y de 2.19% para las curvaturas las cuales pueden ser observadas en la **Tabla IV-3**.

Ahora, para las combinaciones 4 (cuatro) y 5 (cinco) en las que se estableció una variación de un 10% en el esfuerzo cedente del acero, se observa claramente una gran diferencia en los valores de los momentos y curvaturas respecto al valor medio correspondiente, dicha diferencia tal como puede ser apreciado en la **Tabla IV-3** alcanza valores máximos básicamente de un 10% de variación tanto para los momentos como para las curvaturas, variación que se asemeja a la variación establecida al esfuerzo cedente del acero.

Tabla IV-3 Variación del momento cedente ( $M_y$ ), y curvatura cedente ( $\emptyset_y$ ) respecto a sus valores medios.

[PORCENTAJES NEGATIVOS DE LA VARIACIÓN, IMPLICAN VALORES MENORES AL VALOR MEDIO RESPECTIVO]

Positivos

	Pórtico I		Pórtico II		Pórtico III			
	Sección VI-P1		Sección VI-P2		Sección VI-P3		Sección V2-P3	
	My (%)	$\emptyset_y$ (%)						
1	0.00	1.89	-0.07	2.07	-0.05	2.19	-0.05	1.77
2	0.07	-1.32	0.00	-1.32	0.00	-1.46	0.03	-1.24
3	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>
4	-9.99	-10.78	-10.06	-9.96	-9.99	-9.87	-10.00	-10.00
5	10.06	10.02	9.99	10.15	9.99	10.05	10.00	10.00

Negativos

	Pórtico I		Pórtico II		Pórtico III			
	Sección VI-P1		Sección VI-P2		Sección VI-P3		Sección V2-P3	
	My (%)	$\emptyset_y$ (%)						
1	0.00	1.71	-0.10	1.38	-0.06	1.63	-0.05	1.77
2	0.07	-1.14	0.10	-1.19	0.04	-1.15	0.03	-1.24
3	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>
4	-9.97	-9.89	-10.02	-10.08	-10.00	-10.00	-10.00	-10.00
5	10.04	10.08	10.02	9.88	10.00	10.00	10.00	10.00

Los momentos y curvaturas para el estado último se pueden apreciar en la Tabla IV-4 para cada pórtico y para cada sección de viga presente en ellos, considerando las combinación de  $f'_c$  y  $f_y$  utilizada en el análisis de sensibilidad.

Tabla IV-4 Valores para el momento último ( $M_u$ ), y curvatura última ( $\emptyset_u$ ).

Positivos

	Pórtico I		Pórtico II		Pórtico III			
	Sección VI-P1		Sección VI-P2		Sección VI-P3		Sección V2-P3	
	Mu (ton*m)	$\emptyset_u$ (rad/cm)						
1	14.73	4.70E-04	14.72	4.43E-04	18.87	3.96E-04	14.16	4.81E-04
2	15.09	6.07E-04	15.09	6.08E-04	19.29	5.34E-04	14.51	6.18E-04
3	<b>14.92</b>	<b>5.43E-04</b>	<b>14.92</b>	<b>5.32E-04</b>	<b>19.10</b>	<b>4.70E-04</b>	<b>14.35</b>	<b>5.54E-04</b>
4	13.49	5.71E-04	13.49	5.65E-04	17.26	5.01E-04	12.97	5.81E-04
5	16.35	5.17E-04	16.35	5.01E-04	20.93	4.40E-04	15.72	5.29E-04

Negativos

	Pórtico I		Pórtico II		Pórtico III			
	Sección VI-P1		Sección VI-P2		Sección VI-P3		Sección V2-P3	
	Mu (ton*m)	$\emptyset_u$ (rad/cm)						
1	14.16	4.84E-04	9.98	5.70E-04	14.16	5.02E-04	14.16	4.81E-04
2	15.59	6.17E-04	10.30	6.98E-04	14.52	6.15E-04	14.51	6.18E-04
3	<b>14.34</b>	<b>5.55E-04</b>	<b>10.15</b>	<b>6.38E-04</b>	<b>14.34</b>	<b>5.62E-04</b>	<b>14.35</b>	<b>5.54E-04</b>
4	12.91	5.82E-04	9.19	6.58E-04	12.97	5.84E-04	12.97	5.81E-04
5	15.72	5.30E-04	11.10	6.19E-04	15.72	5.40E-04	15.72	5.29E-04

Se aprecia en esta tabla, que la variación de  $f'_c$  establecida para las primeras combinaciones introduce una diferencia un poco más notoria en los valores de los momentos últimos, alcanzando variaciones máximas de 2.93% (Tabla IV-5), en cuanto a la curvatura última para estas 2 (dos) primeras combinaciones se produjeron variaciones mucho más interesantes que lo observado en el estado de cedencia, alcanzando así valores máximos del 16.73% según la Tabla IV-4, pudiendo apreciar así un efecto más significativo de la variación de  $f'_c$  en el comportamiento del estado último para las secciones de vigas, especialmente en cuanto a la curvatura se refiere, lo que produce un efecto directo en la ductilidad de la sección (Tabla IV-6).

Tabla IV-5 Variación del momento último ( $M_u$ ), y curvatura última ( $\phi_u$ ) respecto a sus valores medios.

[PORCENTAJES NEGATIVOS DE LA VARIACIÓN, IMPLICAN VALORES MENORES AL VALOR MEDIO RESPECTIVO]

		<u>Positivos</u>							
		Pórtico I		Pórtico II		Pórtico III			
		Sección VI-P1		Sección VI-P2		Sección VI-P3		Sección V2-P3	
		Mu (%)	$\phi_u$ (%)	Mu (%)	$\phi_u$ (%)	Mu (%)	$\phi_u$ (%)	Mu (%)	$\phi_u$ (%)
1		-1.27	-13.44	-1.34	-16.73	-1.18	-15.74	-1.32	-13.17
2		1.14	11.79	1.14	14.29	1.02	13.61	1.18	11.42
3		<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>
4		-9.58	5.16	-9.58	6.20	-9.63	6.66	-9.58	4.83
5		9.58	-4.79	9.58	-5.83	9.59	-6.24	9.56	-4.64
		<u>Negativos</u>							
		Pórtico I		Pórtico II		Pórtico III			
		Sección VI-P1		Sección VI-P2		Sección VI-P3		Sección V2-P3	
		Mu (%)	$\phi_u$ (%)	Mu (%)	$\phi_u$ (%)	Mu (%)	$\phi_u$ (%)	Mu (%)	$\phi_u$ (%)
1		-1.25	-12.79	-1.67	-10.66	-1.29	-10.72	-1.32	-13.17
2		1.19	11.17	1.48	9.40	1.20	9.40	1.18	11.42
3		<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>
4		-9.97	4.86	-9.46	3.13	-9.57	3.98	-9.58	4.83
5		9.62	-4.50	9.36	-2.98	9.56	-3.88	9.56	-4.64

En la Tabla IV-5, se puede observar que para las últimas 2 (dos) combinaciones de  $f'_c$  y  $f_y$  el efecto de la variación del esfuerzo cedente del acero de alguna manera se mantuvo –respecto al estado cedente- para los

momentos últimos alcanzando así un valor máximo de 9.97% de variación, caso distinto ocurrió con las curvaturas últimas, en las que disminuyó el efecto de la variación de  $f_y$  alcanzando entonces valores máximos de variación de un 4.86%, esta disminución en la variación de la curvatura última es de suma importancia debido a que afecta directamente la ductilidad de la sección.

De manera general se aprecia claramente que una variación importante de la resistencia a compresión de concreto no afecta en gran magnitud al momento cedente, a la curvatura cedente y al momento último; no ocurriendo así con la curvatura última, en la que si introduce una variación mínima de 9.40% respecto a su valor medio (Tabla IV-5) que afecta directamente la ductilidad de estas secciones, lo que puede ser observado en la Tabla IV-6.

Tabla IV-6 Valores de ductilidad de curvatura ( $\mu = \theta_u / \theta_y$ ) para las secciones de vigas.

<u>Positivos</u>				
	Pórtico I	Pórtico II	Pórtico III	
	V1-PI	V1-PII	V1-PIII	V2-PIII
	$\mu$	$\mu$	$\mu$	$\mu$
1	8.72	8.16	7.08	8.98
2	11.63	11.58	9.90	11.88
3	<b>10.26</b>	<b>10.00</b>	<b>8.59</b>	<b>10.53</b>
4	12.10	11.80	10.16	12.26
5	8.88	8.55	7.32	9.13
<u>Negativos</u>				
	Pórtico I	Pórtico II	Pórtico III	
	V1-PI	V1-PII	V1-PIII	V2-PIII
	$\mu$	$\mu$	$\mu$	$\mu$
1	9.05	11.11	9.43	8.98
2	11.87	13.96	11.89	11.88
3	<b>10.55</b>	<b>12.61</b>	<b>10.74</b>	<b>10.53</b>
4	12.28	14.46	12.41	12.26
5	9.15	11.13	9.38	9.13

Los valores de la ductilidad en las secciones de vigas son consistentes con la variación de la resistencia a compresión del concreto, es decir, menor  $f'_c$  implica menor ductilidad y viceversa, caso contrario ocurre con la variación del esfuerzo cedente del acero, donde para el menor valor de  $f_y$

(combinación 4) se observan mayores valores de ductilidad en las secciones de vigas, mientras que para la última combinación donde se obtuvieron valores de los momentos cedentes y últimos de hasta un 10% por encima del valor medio, la ductilidad desciende con variaciones de hasta 14.51% (Tabla IV-7) lo que implicaría bajo esta combinación de  $f'_c$  y  $f_y$  un comportamiento menos dúctil de estos elementos.

**Tabla IV-7** Variación de las ductilidades ( $\mu$ ) de las secciones de vigas respecto a sus valores medios.

[PORCENTAJES NEGATIVOS DE LA VARIACIÓN, IMPLICAN VALORES MENORES AL VALOR MEDIO RESPECTIVO]

<u>Positivos</u>				
	Pórtico I	Pórtico II	Pórtico III	
	V1-PI	V1-PII	V1-PIII	V2-PIII
	$\mu$ (%)	$\mu$ (%)	$\mu$ (%)	$\mu$ (%)
1	-15.05	-18.42	-17.55	-14.68
2	13.29	15.81	15.30	12.82
3	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>
4	17.86	17.95	18.34	16.47
5	-13.46	-14.51	-14.80	-13.31

<u>Negativos</u>				
	Pórtico I	Pórtico II	Pórtico III	
	V1-PI	V1-PII	V1-PIII	V2-PIII
	$\mu$ (%)	$\mu$ (%)	$\mu$ (%)	$\mu$ (%)
1	-14.26	-11.88	-12.15	-14.68
2	12.45	10.72	10.67	12.82
3	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>
4	16.37	14.69	15.54	16.47
5	-13.25	-11.70	-12.61	-13.31

#### 4.1.2 Valores resistentes para las secciones de columnas

Los valores obtenidos para las secciones de columnas de cada pórtico fueron los siguientes: Fuerza Axial en Tracción Pura ( $P_t$ ), Momento en Flexión Pura ( $M_o$ ), Momento Balanceado ( $M_b$ ), Fuerza Axial Balanceada ( $P_b$ ) y Fuerza Axial en Compresión Pura ( $P_c$ ), éstos se pueden detallar en la **Tabla IV-8**, donde se observa para las 2 (dos) primeras combinaciones poca diferencia en los valores de  $P_t$  y  $M_o$  respecto a sus valores medios. En el caso de la fuerza axial a tracción el hecho de que su valor no varíe se debe a que su cálculo considera únicamente el área de acero presente en la sección y el esfuerzo

cedente de este acero, el cual para estas combinaciones es el mismo ( $f_y=4800\text{kgf/cm}^2$ ).

**Tabla IV-8** Valores resistentes de las secciones de columnas para las combinaciones utilizadas en el análisis de sensibilidad.  
 [FUERZA AXIAL (P) NEGATIVAS IMPLICAN TRACCIÓN Y POSITIVAS COMPRESIÓN]

Pórtico I					
Sección C1-PI					
	Pt (tf)	Mo (tf*m)	Mb (tf*m)	Pb (tf)	Pc (tf)
1	-97.3	15.0	21.9	63.7	247.8
2	-97.3	15.5	27.9	115.4	368.1
3	<b>-97.3</b>	<b>15.3</b>	<b>24.9</b>	<b>89.6</b>	<b>307.9</b>
4	-87.6	13.8	23.7	94.5	298.2
5	-107.1	16.7	25.4	80.2	317.7

Pórtico II															
Sección C1-P1I			Sección C2-P1I			Sección C3-P1I									
	Pt (tf)	Mo (tf*m)	Mb (tf*m)	Pb (tf)	Pc (tf)	Pt (tf)	Mo (tf*m)	Mb (tf*m)	Pb (tf)	Pc (tf)	Pt (tf)	Mo (tf*m)	Mb (tf*m)	Pb (tf)	Pc (tf)
1	-92.0	14.2	21.1	63.8	242.5	-97.3	15.0	21.9	63.7	247.8	-82.1	12.8	19.7	63.9	232.9
2	-92.0	14.7	27.1	115.4	363.0	-97.3	15.5	27.9	115.4	368.1	-82.1	13.2	25.6	115.5	353.6
3	<b>-92.0</b>	<b>14.5</b>	<b>24.1</b>	<b>89.6</b>	<b>302.7</b>		<b>15.3</b>	<b>24.9</b>	<b>89.6</b>	<b>307.9</b>	<b>-82.1</b>	<b>13.0</b>	<b>22.7</b>	<b>89.7</b>	<b>293.2</b>
4	-82.8	13.1	23.0	94.5	293.6	-87.6	13.8	23.7	94.5	298.2	-73.9	11.7	21.6	94.5	285.0
5	-101.2	15.8	24.6	80.6	311.9	-107.1	16.7	25.4	80.2	317.7	-90.3	14.2	23.1	81.2	301.4

Pórtico III										
Sección C1-P1II					Sección C2-P1II					
	Pt (tf)	Mo (tf*m)	Mb (tf*m)	Pb (tf)	Pc (tf)	Pt (tf)	Mo (tf*m)	Mb (tf*m)	Pb (tf)	Pc (tf)
1	-194.5	30.7	32.4	85.7	380.6	-145.9	27.3	31.2	84.4	333.2
2	-194.5	34.8	41.8	152.2	529.4	-145.9	29.4	40.6	150.8	483.1
3	<b>-194.5</b>	<b>33.1</b>	<b>37.1</b>	<b>119.0</b>	<b>455.0</b>		<b>28.9</b>	<b>35.9</b>	<b>117.6</b>	<b>408.2</b>
4	-175.0	30.9	35.3	129.6	435.6	-131.3	26.3	34.1	125.6	393.6
5	-213.9	35.0	38.4	106.0	474.5	-160.5	31.0	37.1	107.4	422.8

Por otro lado, la ligera variación del momento a flexión pura ( $M_o$ ) de la **Tabla IV-8** corresponde a lo ya observado para los momentos últimos de secciones de vigas en la **Tabla IV-5**. El resto de los valores, en cuanto a las 2 (dos) primeras combinaciones de  $f'_c$  y  $f_y$  se refiere, sí presentan dispersiones más altas en comparación a sus valores medios, estas variaciones pueden ser apreciadas en la **Tabla IV-9**, donde se presentan las variaciones porcentuales respecto a los valores medios de las propiedades resistentes para las secciones de columnas.

Donde resalta una significativa variación del momento balanceado, la carga axial balanceada y la carga axial a compresión pura para las 2 (dos) primeras combinaciones obteniendo valores máximos de 13.18%, 28.85 y 20.57% respectivamente, expresando de esta manera una tendencia a la variación establecida para la resistencia a compresión del concreto en este análisis de sensibilidad.

**Tabla IV-9** Variación de los valores resistentes de las secciones de columnas respecto a sus valores medios.

*{PORCENTAJES NEGATIVOS DE LA VARIACIÓN, IMPLICAN VALORES MENORES AL VALOR MEDIO RESPECTIVO}*

**Pórtico I**

Sección C1-PI					
	Pt (%)	Mo (%)	Mb (%)	Pb (%)	Pc (%)
1	0.00	-1.48	-11.98	-28.85	-19.54
2	0.00	1.36	11.98	28.85	19.54
3	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>
4	-10.00	-9.49	-4.89	5.53	-3.16
5	10.00	9.44	1.99	-10.40	3.16

**Pórtico II**

	Sección C1-PII					Sección C2-PII					Sección C3-PII				
	Pt (%)	Mo (%)	Mb (%)	Pb (%)	Pc (%)	Pt (%)	Mo (%)	Mb (%)	Pb (%)	Pc (%)	Pt (%)	Mo (%)	Mb (%)	Pb (%)	Pc (%)
1	0.00	-1.54	-12.38	-28.83	-19.89	0.00	-1.48	-11.98	-28.85	-19.54	0.00	-1.66	-13.18	-28.80	-20.57
2	0.00	1.41	12.38	28.83	19.89	0.00	1.36	11.98	28.85	19.54	0.00	1.51	13.18	28.80	20.57
3	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>
4	-10.00	-9.48	-4.75	5.48	-3.04	-10.00	-9.49	-4.89	5.53	-3.16	-10.00	-9.45	-4.46	5.37	-2.80
5	10.00	9.43	1.91	-10.05	3.04	10.00	9.44	1.99	-10.40	3.16	10.00	9.41	1.76	-9.41	2.80

**Pórtico III**

	Sección C1-PIII					Sección C2-PIII				
	Pt (%)	Mo (%)	Mb (%)	Pb (%)	Pc (%)	Pt (%)	Mo (%)	Mb (%)	Pb (%)	Pc (%)
1	0.00	-7.18	-12.65	-27.92	-16.36	0.00	-5.55	-13.09	-28.24	-18.36
2	0.00	5.18	12.65	27.92	16.36	0.00	1.82	13.09	28.24	18.36
3	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>
4	-10.00	-6.50	-4.99	8.96	-4.27	-10.00	-8.89	-5.01	6.76	-3.57
5	10.00	5.95	3.44	-10.86	4.27	10.00	7.11	3.41	-8.69	3.57

En cuanto a las 2 (dos) últimas combinaciones de  $f'_c$  y  $f_y$  se observan variaciones de la fuerza axial a tracción pura y el momento a flexión pura de cierto modo ya esperados, es decir, la fuerza axial a tracción pura depende directamente -aparte del área de acero de la sección- del valor de  $f_y$ , por lo

tanto esta fuerza axial variará tal como varíe este valor y en cuanto al momento en flexión pura este comportamiento es análogo a lo observado en los momentos últimos de secciones de vigas, donde se obtuvieron variaciones similares a las obtenidas en el momento a flexión pura en las columnas.

La influencia de la variación del esfuerzo cedente del acero (combinaciones 4 y 5) en los valores de momento balanceado, fuerza axial balanceada y fuerza axial a compresión pura no es tan significativa en comparación con la ejercida por la variación de la resistencia a compresión del concreto (combinaciones 1 y 2), lo que sugiere una dependencia para estos 3 (tres) valores resistentes de columnas de la resistencia a compresión del concreto.

Sin embargo en la **Tabla IV-8** se puede observar un detalle bastante particular en el valor de la fuerza axial balanceada ( $P_b$ ) para las 2 (dos) últimas combinaciones, fíjese que para la combinación 4 ( $f'_c=210\text{kgf/cm}^2$  y  $f_y=4320\text{kgf/cm}^2$ ) el valor de esta fuerza axial es mayor comparado con el obtenido en la combinación 5 ( $f'_c=210\text{kgf/cm}^2$  y  $f_y=5280\text{kgf/cm}^2$ ). Esto se debe a que valores pequeños del esfuerzo cedente del acero (combinación 4) presentan obviamente valores menores en el límite de la deformación elástica ( $\epsilon_s$ ) y un aumento en el eje neutro balanceado de la sección.

Por lo tanto, al obtener por relación triangular del diagrama de esfuerzo la deformación del acero a compresión ésta resulta mayor que la del límite elástico, debiendo entonces considerar como esfuerzo cedente del acero a compresión el esfuerzo cedente de la combinación 4 ( $f_y=4320\text{kgf/cm}^2$ ). Mientras que para la combinación 5 la deformación del acero a compresión no supera el límite de deformación elástica lo que implica que no cede el acero siendo entonces su esfuerzo menor al esfuerzo cedente de esa combinación.

Este comportamiento en la fuerza axial balanceada para las 2 (dos) últimas combinaciones apreciado provoca una disminución en el área de falla a tracción del diagrama de interacción de la columna ampliando la posibilidad de la falla a compresión de este miembro estructural, lo que podría conducir a un posible comportamiento frágil de la estructura. Esta variación puede observarse en la Figura IV-1.

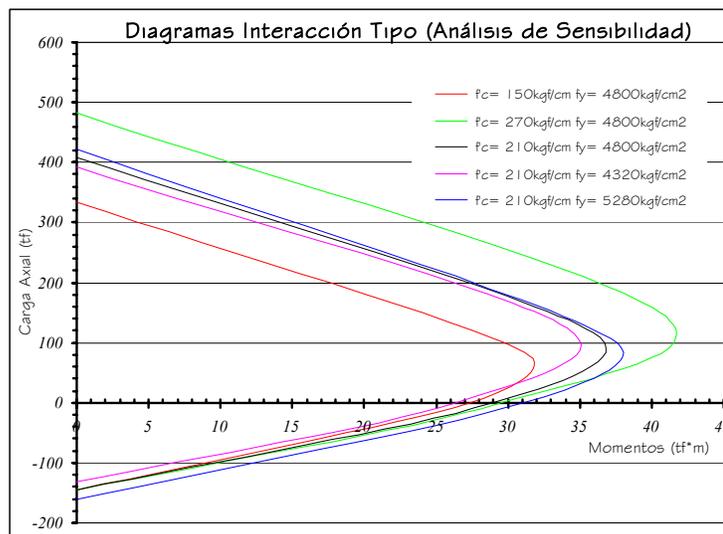


Figura IV-1 Diagrama de interacción tipo para el análisis de sensibilidad.  
Fuente: Elaborado por el autor.

La Figura IV-1 muestra que no sólo esta consideración de la fuerza axial balanceada ocurre para la última combinación de  $f'_c$  y  $f_y$ , la primera combinación (curva roja) refleja el menor valor de carga axial balanceada reduciendo aún más el área de falla a tracción, dándole así posiblemente más vulnerabilidad a la estructura.

Por otro lado, se puede apreciar que para cargas axiales pequeñas similares a las usadas en los pórticos analizados en este trabajo, las cuales están entre 7000kgf y 26000kgf (Tabla A-11, Apéndice A) se pueden leer valores de momentos resistentes muy similares para los distintos diagramas de interacción lo que podría producir un efecto no esperado en el

comportamiento resistente de la columna, es decir, al observar el diagrama de interacción de la combinación 2 (curva verde) en la **Figura IV-1** para el que se podría esperar mayores resistencias por su alto valor de  $f'_c$  se observa que para cargas axiales pequeñas la variación de 28.57% en  $f'_c$  respecto al valor medio (210 kgf/cm<sup>2</sup>) no introduce básicamente ningún efecto en los momentos resistentes de la sección en comparación con el diagrama de interacción de los valores medios (curva negra), aunque se debe considerar que comparten el mismo punto de tracción axial pura por no haberse variado en estas combinaciones el valor de  $f_y$ .

#### 4.1.3 Resistencia del análisis de *push over* para los pórticos I, II y III

Los pórticos seleccionados para este trabajo de investigación, fueron sometidos a un análisis estático inelástico (*push over*) con el fin de determinar a través de este análisis la resistencia sismorresistente de la estructura (**Tabla IV-10**).

La **Tabla IV-10** muestra los valores obtenidos para este análisis de *push over*, para cada pórtico y cada una de las combinaciones de cargas consideradas en esta investigación y para las 5 (cinco) combinaciones de  $f'_c$  y  $f_y$  empleadas en el análisis de sensibilidad.

Se observa en la **Tabla IV-10** que para la combinación 2, a pesar de tener un valor alto de resistencia a compresión del concreto, la diferencia entre los valores de resistencia de *push over* obtenidos para la segunda combinación ( $f'_c=270\text{kgf/cm}^2$  y  $f_y=4800\text{kgf/cm}^2$ ) y la de los valores medios ( $f'_c=210\text{kgf/cm}^2$  y  $f_y=4800\text{kgf/cm}^2$ ) en general no supera los 300kgf.

Tabla IV-10 Valores de resistencia de *push over* (V) de los pórticos usando las combinaciones del análisis de sensibilidad.

Combinaciones de Carga (Pórtico I)

$f'_c$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$f_y$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	Comb. 1 V (kgf)	Comb. 2 V (kgf)	Comb. 3 V (kgf)
150	4800	20360	20460	20230
270	4800	21825	21940	21670
<b>210</b>	<b>4800</b>	<b>21560</b>	<b>21660</b>	<b>21430</b>
210	4320	18875	18990	18730
210	5280	23300	23390	23180

Combinaciones de Carga (Pórtico II)

$f'_c$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$f_y$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	Comb. 1 V (kgf)	Comb. 2 V (kgf)	Comb. 3 V (kgf)
150	4800	62945	63525	62300
270	4800	67420	68120	66560
<b>210</b>	<b>4800</b>	<b>66375</b>	<b>67040</b>	<b>65640</b>
210	4320	60080	60780	59300
210	5280	70180	70860	69450

Combinaciones de Carga (Pórtico III)

$f'_c$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$f_y$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	Comb. 1 V (kgf)	Comb. 2 V (kgf)	Comb. 3 V (kgf)
150	4800	21800	21890	21740
270	4800	23735	23820	23530
<b>210</b>	<b>4800</b>	<b>23555</b>	<b>23620</b>	<b>23410</b>
210	4320	21065	21130	20880
210	5280	24700	24850	24750

Esta diferencia puede deberse a que los momentos resistentes para estas 2 (dos) combinaciones de  $f'_c$  y  $f_y$ , considerando cargas axiales pequeñas (7000kgf a 26000kgf) prácticamente son los mismos, según el diagrama de interacción mostrado en la Figura IV-1, lo que pueda estar provocando que alcancen resistencias similares en el análisis de *push over* con una variación máxima de sólo 1.57% la cual se puede apreciar en la Tabla IV-11.

Se puede apreciar en esta Tabla IV-11 que las mayores variaciones porcentuales de las resistencias resultantes con el análisis de *push over* en los 3 (tres) pórticos se alcanzan para las 2 (dos) últimas combinaciones de  $f'_c$  y  $f_y$ , especialmente para la cuarta combinación ( $f'_c=210\text{kgf/cm}^2$  y  $f_y=4320\text{kgf/cm}^2$ ) en la que se obtuvieron los menores valores resistentes tanto en secciones de vigas como de columnas, exceptuando por supuesto la fuerza axial balanceada que para todos los pórticos en esta cuarta combinación de  $f'_c$  y  $f_y$  resulto ser la segunda mayor, lo que no resulta

ventajoso debido a lo comentado con anterioridad respecto a la zona de flexión en el diagrama de interacción de las columnas (Figura IV-1).

**Tabla IV-11** Variación de la resistencia de *push over* (V) de los pórticos respecto a sus valores medios.

*(PORCENTAJES NEGATIVOS DE LA VARIACIÓN, IMPLICAN VALORES MENORES AL VALOR MEDIO RESPECTIVO)*

Combinaciones de Carga (Pórtico I)

<b>f<sub>c</sub></b> <b>(kgf/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>f<sub>y</sub></b> <b>(kgf/cm<sup>2</sup>)</b>	Comb. 1 V (%)	Comb. 2 V (%)	Comb. 3 V (%)
150	4800	-5.57	-5.54	-5.60
270	4800	1.23	1.29	1.12
<b>210</b>	<b>4800</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>
210	4320	-12.45	-12.33	-12.60
210	5280	8.07	7.99	8.17

Combinaciones de Carga (Pórtico II)

<b>f<sub>c</sub></b> <b>(kgf/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>f<sub>y</sub></b> <b>(kgf/cm<sup>2</sup>)</b>	Comb. 1 V (%)	Comb. 2 V (%)	Comb. 3 V (%)
150	4800	-5.17	-5.24	-5.09
270	4800	1.57	1.61	1.40
<b>210</b>	<b>4800</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>
210	4320	-9.48	-9.34	-9.66
210	5280	5.73	5.70	5.80

Combinaciones de Carga (Pórtico III)

<b>f<sub>c</sub></b> <b>(kgf/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>f<sub>y</sub></b> <b>(kgf/cm<sup>2</sup>)</b>	Comb. 1 V (%)	Comb. 2 V (%)	Comb. 3 V (%)
150	4800	-7.45	-7.32	-7.13
270	4800	0.76	0.85	0.51
<b>210</b>	<b>4800</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>
210	4320	-10.57	-10.54	-10.81
210	5280	4.86	5.21	5.72

En definitiva, se puede indicar gracias a todo lo observado en esta sección, lo siguiente:

a.- La variabilidad del esfuerzo cedente del acero debe considerarse como una variable aleatoria debido a la observada influencia en el comportamiento resistente de secciones de vigas y columnas y en los comportamientos sismorresistente de los pórticos de concreto reforzados analizados en esta investigación.

b.- Para secciones de vigas, la variabilidad de la resistencia a compresión del concreto no introdujo gran efecto en sus valores resistentes, observándose una influencia mayor en el estado último de estas secciones, especialmente en su curvatura donde sí introdujo variaciones importantes que

afectan la ductilidad de la sección, sin embargo, considerando que en el análisis de *push over* el comportamiento asignado a estas secciones fue elástico perfectamente plástico utilizando para ello el estado cedente, esta influencia de  $f'_c$  en el comportamiento último de las secciones de vigas, no sería determinante para decidir su carácter aleatorio en el análisis probabilístico.

c.- Considerando la influencia de la variabilidad de la resistencia a compresión del concreto, observada en el comportamiento resistente de secciones de columnas y el comportamiento sismorresistente de los pórticos, ésta debe ser considerada como valor aleatorio para el análisis probabilístico de estos pórticos.

Simplemente por la variabilidad conocida que presentan tanto la resistencia a compresión del concreto como el esfuerzo cedente del acero éstas debieron ser consideradas como variables aleatorias para este trabajo de investigación, sin embargo, se hizo necesario evaluar la influencia de esta variabilidad en el comportamiento de las secciones de vigas y columnas y en el comportamiento sismorresistente de los pórticos considerados en esta investigación para fundamentar su carácter aleatorio.

## 4.2 ANÁLISIS PROBABILISTICO MEDIANTE EL METODO DE MONTECARLO

En este punto se hace un análisis probabilístico para evaluar el efecto de la variabilidad de la resistencia del concreto ( $f'_c$ ) y el esfuerzo cedente del acero ( $f_y$ ) en el comportamiento sismorresistente de los Pórticos I, II y III. Para este fin se empleó el Método de Simulación de Montecarlo considerando como variables aleatorias independientes a  $f'_c$  y  $f_y$ .

#### 4.2.1 Generación de valores aleatorios

Se generaron 300 (trescientos) valores aleatorios uniformemente distribuidos en el intervalo  $[0, 1]$ , obteniendo de ellos un media ( $X$ ) de 0.49 y coeficiente de variación ( $v$ ) igual a 56.22% (Tabla A-12, Apéndice A). La Tabla A-5 (Apéndice A) contiene los valores aleatorios generados de los cuales 150 (ciento cincuenta) se usaron para generar los valores aleatorios de  $f'_c$  y los restantes para generar los valores aleatorios de  $f_y$ .

La Figura IV-2 muestra el histograma de frecuencia de los números aleatorios generados así como la distribución uniforme teórica. Se observa un buen ajuste el cual fue corroborado con la prueba de Kolmogorov Smirnov (KS) al 5% de significación. (Tablas A-17 y A-18, Apéndice A).

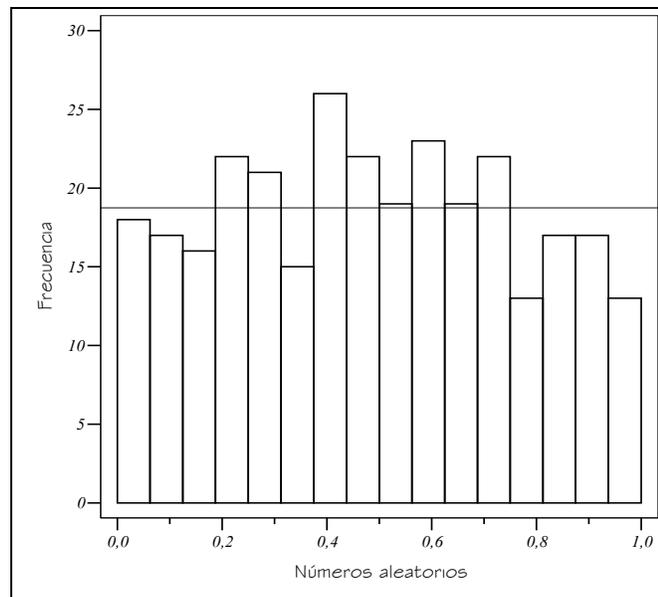


Figura IV-2 Histograma de frecuencia de los números aleatorios generados y distribución uniforme teórica.

Fuente: Elaborado por el autor.

#### 4.2.2 Generación de valores de la resistencia a compresión del concreto ( $f'_c$ )

Utilizando los valores aleatorios uniformemente distribuidos generados previamente, se generaron 150 (ciento cincuenta) valores para la resistencia a compresión del concreto (Tabla A-6, Apéndice A), obteniendo de ellos según la Tabla A-13 (Apéndice A) un valor medio ( $\bar{x}$ ) de 207kgf/cm<sup>2</sup> con coeficiente de variación ( $v$ ) de 13.94% los cuales son semejantes a los valores propuestos para su generación.

La Figura IV-3 muestra el histograma de frecuencia de los valores de la resistencia a compresión del concreto generados así como la distribución normal teórica. Se observa un buen ajuste a la distribución normal propuesta, el cual fue corroborado con la prueba de Kolmogorov Smirnov (KS) al 5% de significación. (Tablas A-17 y A-18, Apéndice A).

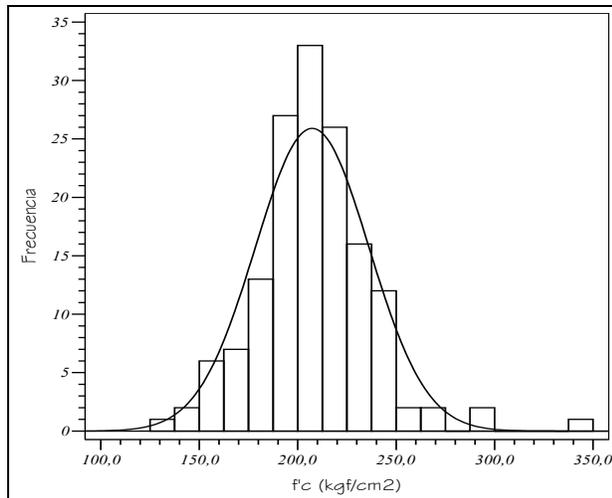


Figura IV-3 Histograma de frecuencia de  $f'_c$  generados y distribución normal teórica.

Fuente: Elaborado por el autor.

La Tabla IV-12 muestra a manera de resumen (cinco) valores mínimos y máximos de la resistencia a compresión del concreto generados

aleatoriamente para cada pórtico, estos valores pueden ser verificados en la (Tabla A-6, Apéndice A).

Tabla IV-12 Valores mínimos y máximos de la resistencia a compresión del concreto generada aleatoriamente para cada pórtico.

Pórtico I		Pórtico II		Pórtico III	
Primeros 5 valores mínimos.					
Aleatorio Nº	f <sub>c</sub> (kgf/cm <sup>2</sup> )	Aleatorio Nº	f <sub>c</sub> (kgf/cm <sup>2</sup> )	Aleatorio Nº	f <sub>c</sub> (kgf/cm <sup>2</sup> )
2	158 (mín.)	44	131 (mín.)	13	139 (mín.)
12	161	21	153	5	157
6	164	20	165	17	161
50	173	10	167	41	161
3	176	11	175	37	167
Últimos 5 valores máximos.					
Aleatorio Nº	f <sub>c</sub> (kgf/cm <sup>2</sup> )	Aleatorio Nº	f <sub>c</sub> (kgf/cm <sup>2</sup> )	Aleatorio Nº	f <sub>c</sub> (kgf/cm <sup>2</sup> )
13	238	7	237	1	248
42	238	39	238	27	259
36	240	33	248	46	268
46	242	43	253	34	272
29	246(máx.)	49	288(máx.)	25	341 (máx.)

#### 4.2.3 Valores del módulo de elasticidad del concreto (E<sub>c</sub>)

Utilizando los valores generados aleatoriamente de la resistencia a compresión de concreto, se obtuvieron 150 (ciento cincuenta) valores para el módulo de elasticidad del concreto (Tabla A-7, Apéndice A), obteniendo de ellos según la Tabla A-13 (Apéndice A) un valor medio ( $\bar{X}$ ) de 216906kgf/cm<sup>2</sup> con coeficiente de variación ( $v$ ) de 6.92%, a pesar de que esta propiedad del concreto es estrictamente dependiente de su resistencia a compresión, el coeficiente de variación obtenido dista considerablemente del utilizado para la generación del  $f'_c$ , esto se debe a que en la ecuación utilizada para el cálculo del módulo de elasticidad del concreto (Ec. III-6) la variable  $f'_c$  es afectada por una raíz cuadrada.

La Figura IV-4 muestra el histograma de frecuencia de los valores del módulo de elasticidad del concreto generados así como la distribución normal teórica. Se observa un buen ajuste a la distribución normal propuesta, el cual

fue corroborado con la prueba de Kolmogorov Smirnov (KS) al 5% de significación. (Tablas A-17 y A-18, Apéndice A).

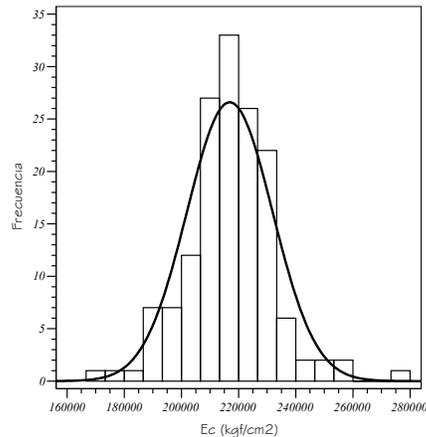


Figura IV-4 Histograma de frecuencia de  $E_c$  obtenidos y distribución normal teórica.

Fuente: Elaborado por el autor.

#### 4.2.4 Generación de valores del esfuerzo cedente del acero ( $f_y$ )

Se generaron 150 (ciento cincuenta) valores para el esfuerzo cedente del acero (Tabla A-6, Apéndice A), para la generación de estos valores, cuyo valor medio ( $X$ ) fue de  $4808 \text{ kgf/cm}^2$  y su coeficiente de variación ( $v$ ) igual a 4.88% (Tabla A-13, Apéndice A) se emplearon los números aleatorios uniformemente distribuidos generados previamente.

Se observa que tanto el valor medio como el coeficiente de variación obtenido para estos valores de  $f_y$  son semejantes a los propuestos para su generación, los cuales fueron descritos en el capítulo III de este trabajo de investigación.

La Figura IV-5 muestra el histograma de frecuencia de los valores del esfuerzo cedente del acero generados, así como la distribución normal teórica. Se observa un buen ajuste a la distribución normal propuesta, el cual fue corroborado con la prueba de Kolmogorov Smirnov (KS) al 5% de significación. (Tablas A-17 y A-18, Apéndice A).

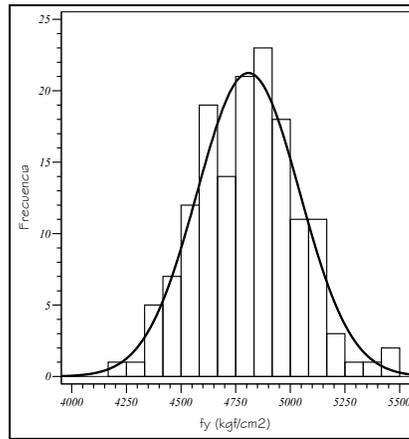


Figura IV-5 Histograma de frecuencia de  $f_y$  generados y distribución normal teórica.

Fuente: Elaborado por el autor.

La Tabla IV-13 muestra a manera de resumen (cinco) valores mínimos y máximos del esfuerzo cedente del acero generados aleatoriamente para cada pórtico, estos valores pueden ser verificados en la (Tabla A-16, Apéndice A).

Tabla IV-13 Valores mínimos y máximos del esfuerzo cedente del acero generados aleatoriamente para cada pórtico.

Pórtico I                      Pórtico II                      Pórtico III

Primeros 5 valores mínimos.

Aleatorio Nº	$f_y$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	Aleatorio Nº	$f_y$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	Aleatorio Nº	$f_y$ (kgf/cm <sup>2</sup> )
16	4199 (min.)	15	4377 (min.)	8	4259 (min.)
28	4361	24	4406	18	4367
36	4362	10	4426	34	4468
38	4471	46	4442	25	4483
15	4515	31	4472	32	4493

Últimos 5 valores máximos.

Aleatorio Nº	$f_y$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	Aleatorio Nº	$f_y$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	Aleatorio Nº	$f_y$ (kgf/cm <sup>2</sup> )
7	5085	32	5114	20	5166
37	5102	43	5156	39	5214
50	5151	8	5171	21	5366
6	5152	16	5239	48	5451
25	5164(máx.)	49	5301(máx.)	35	5459(máx.)

#### 4.2.5 Valores resistentes para las secciones de vigas

Los valores resistentes generados para las secciones de vigas, fueron los momentos y curvaturas para los estados de cedencia y último

considerando para ello acciones positivas y negativas en estas secciones. Se obtuvieron 50 (cincuenta) valores para cada sección de viga con base en los valores de  $f'_c$  y  $f_y$  generados aleatoriamente para cada pórtico (Tablas A-8, Apéndice A), de ellos se obtuvieron sus valores medios ( $X$ ) y coeficientes de variación ( $v$ ), los cuales se muestran en las Tablas A-14 (Apéndice A) y donde se puede apreciar la semejanza del coeficiente de variación con el utilizado en la generación de los valores aleatorios del esfuerzo cedente del acero, pudiendo entonces, y conjugando esta observación con lo visto en el análisis de sensibilidad indicar para comportamiento de secciones de vigas una gran dependencia de la variación del esfuerzo cedente del acero.

La Figura IV-6a muestra de forma representativa el histograma de frecuencia y la curva normal teórica para los valores resistentes ( $M_y$  y  $\theta_y$ ) de igual forma la Figura IV-6b muestra los valores resistentes ( $M_u$  y  $\theta_u$ ) obtenidos para la sección de viga VI-PI, los histogramas para el resto de las secciones se puede observar en el Apéndice B (B-1 a B-4). Se puede apreciar un buen ajuste la distribución normal, el cual es corroborado con la prueba de Kolmogorov Smirnov (KS) al 5% de significación (Tablas A-17, A-19 y A-20, Apéndice A).

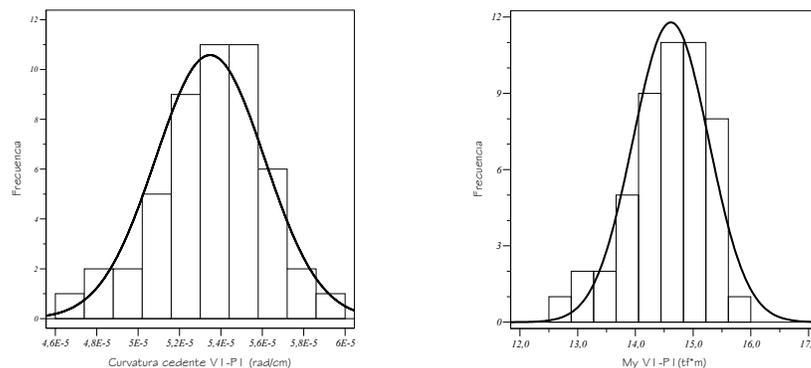


Figura IV-6a Histograma de frecuencia de  $\theta_y$  y  $M_y$  positivos obtenidos para la sección VI-PI y distribución normal teórica.

Fuente: Elaborado por el autor.

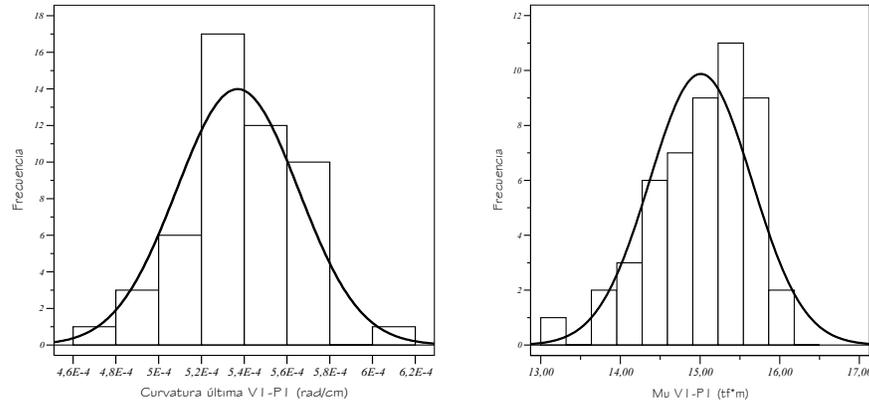


Figura IV-6b Histograma de frecuencia de  $\theta_u$  y  $M_u$  positivos obtenidos para la sección VI-PI y distribución normal teórica.  
Fuente: Elaborado por el autor.

La Figura IV-7 presenta los diagramas de momento-curvatura para 50 (cincuenta) valores resistentes obtenidos para la sección de viga VI-PI.

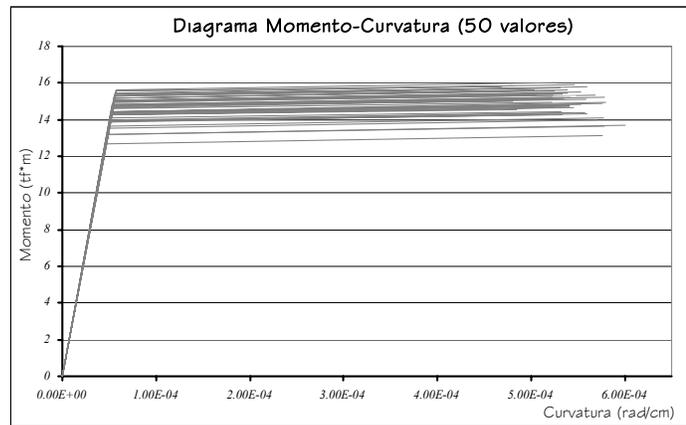


Figura IV-7 Diagrama momento-curvatura (50 valores) para la sección de viga VI-PI.  
Fuente: Elaborado por el autor.

Se puede apreciar en esta Figura IV-7 la dispersión del comportamiento de esta sección, obteniendo así valores máximos de momentos cedentes positivos de 15.62tf\*m (Tabla IV-14) correspondiente al mayor valor generado de  $f_y$  el cual es de 5164kgf/cm<sup>2</sup> (Tabla A-6, Apéndice A) y un

mínimo valor de  $12.70tf*m$  (Tabla IV-14) correspondiente al menor valor de  $f_y$  ( $1199kgf/cm^2$ ) (Tabla A-16, Apéndice A) obtenido aleatoriamente para el pórtico I, lo que certifica una dependencia del comportamiento de las secciones de vigas con la variación del esfuerzo cedente del acero.

La Tabla IV-14 muestra a manera de resumen los primeros 5 (cinco) valores mínimos y los 5 (cinco) valores máximos ambos de manera creciente para los momentos cedentes y últimos positivos con sus respectivas curvaturas para la sección VI-PI del pórtico I, se presenta esta sección como sección tipo debido a que el comportamiento es análogo en las otras secciones.

En esta tabla se observa que para menor valor del esfuerzo cedente del acero se obtiene el menor valor de los momentos los cuales van aumentando respectivamente con el valor de  $f_y$ . Los valores de  $f'_c$  y  $f_y$  pueden ser verificados en la Tablas A-6 (Apéndice A) mientras que los valores de los estados cedentes y últimos están referidos a las Tablas A-8 (Apéndice A).

Tabla IV-14 Valores de momentos y curvaturas cedentes y últimos de la sección de viga VI-PI.

Pórtico I

Alea no N	$f'_c$ (kgf/ )	$f_y$ (kgf/ )	Sección VI-PI (mínimos)			
			$M_y$ (ton*m)	$\phi_y$ (rad/cm)	$M_u$	$\phi_u$ d/cm)
	208	419 in)		4	13.13	5
28	219	4361	13.18	4.80E-05	13.64	5.78E-04
36	240	4362	13.19	4.78E-05	13.70	6.01E-04
38	217	4471	13.52	4.92E-05	13.96	5.70E-04
15	226	4515	13.65	4.96E-05	14.12	5.77E-04

Ale no Nº	$f'_c$ (kgf/ )	$f_y$ (kgf/ )	Sección VI-PI (máximos)			
			$M_y$ (ton*m)	$\phi_y$	$M_u$	$\phi_u$
7	203	5	15.37	5	15.75	5
37	228	5102	15.43	5.60E-05	15.88	5.47E-04
50	173	5151	15.57	5.74E-05	15.85	4.80E-04
6	164	5152	15.57	5.76E-05	15.82	4.68E-04
25	214	51 x)		5.69E-05	16.02	5.28E-04

Se puede observar en la **Tabla IV-14** que efectivamente el valor del momento cedente y su curvatura son dependientes del esfuerzo cedente del acero, teniendo incluso que para valores muy similares del esfuerzo cedente del acero el valor de  $M_y$  es prácticamente el mismo, no ocurriendo así con los valores de los momentos últimos de la sección, donde se observa que también el valor a compresión del concreto tiene una influencia en el resultado de los momentos y curvaturas últimas.

#### **4.2.6 Valores resistentes para las secciones de columnas**

Para cada sección de columna de los pórtico y empleando los valores aleatorios generados de  $f'_c$  y  $f_y$  en cada pórtico, se obtuvieron 50 (cincuenta) valores de cada uno de los datos que conforman el diagrama de interacción de las columnas, los cuales se muestran en la **Tablas A-9, (Apéndice A)**. En la **Tabla A-15 (Apéndice A)** se aprecian los valores medios ( $\bar{X}$ ) y coeficientes de variación ( $v$ ) de los valores obtenidos para las secciones de columnas, donde se observa valores máximos del coeficiente de variación para la fuerza axial a tracción y momento en flexión pura de 5.47% y 4.80% respectivamente, los cuales son muy similares al utilizado en la generación de los valores aleatorios de  $f_y$ , mientras que para el momento balanceado, carga axial balanceada y carga axial a compresión pura se obtuvieron valores más altos en el coeficiente de variación siendo sus máximos de 8.00%, 17.69% y 10.18%, respectivamente

Los histogramas de frecuencias y la distribución normal teórica de los valores generados para la obtención del diagrama de interacción de la sección de columna C1-PI puede apreciarse en la **Figura IV-8**, los diagramas para el resto de las secciones se encuentran en el **Apéndice B (B-5 a B-7)**, para todos ellos se observa un buen ajuste a la distribución normal supuesta lo que

fue corroborado con la prueba de Kolmogov Smirnov (KS) al 5% de significación (Tablas A-17 y A-21, Apéndice A).

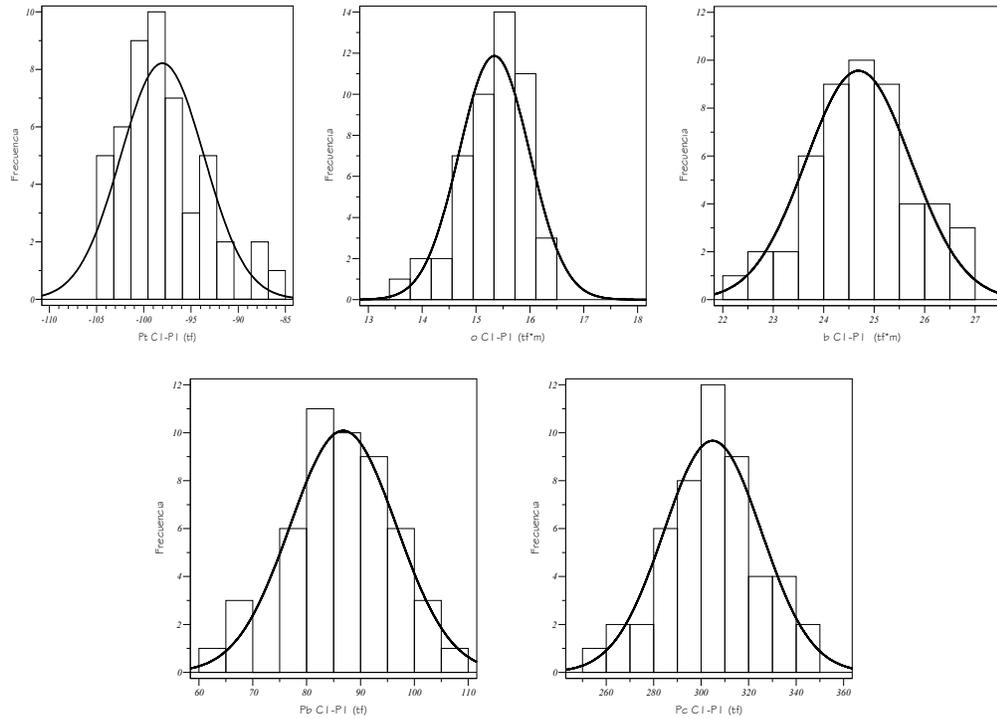


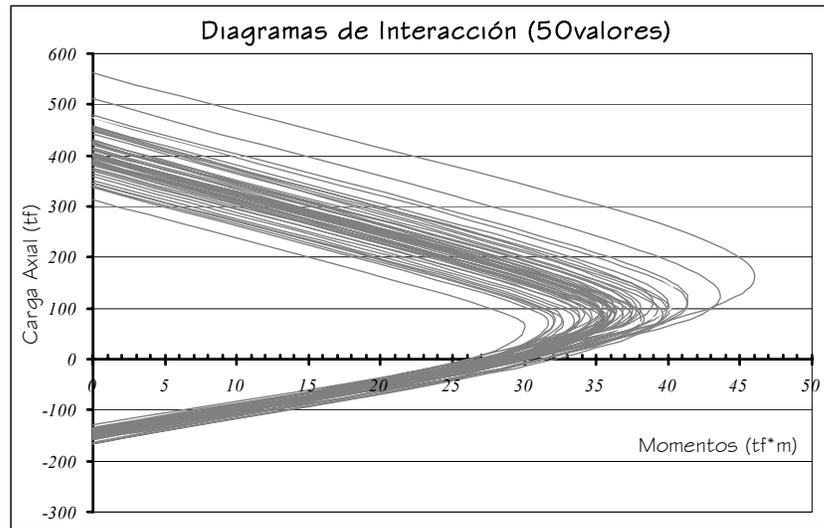
Figura IV-8 Histograma de frecuencia de  $P_t$ ,  $M_o$ ,  $M_b$ ,  $P_b$  y  $P_c$  obtenidos para la sección CI-PI y distribución normal teórica.

Fuente: Elaborado por el autor.

Para una misma sección de columna se obtuvieron 50 (cincuenta) valores aleatorios que introducen una dispersión en el comportamiento resistente de este miembro estructural, en el Figura IV-9 puede observarse esta dispersión con valores máximos y mínimos que pueden ser apreciados en las Tabla IV-15.

La Tabla IV-15 de una manera representativa al resto de las secciones de columnas muestra resumidamente los valores resistentes obtenidos para la sección CI-PI, estos valores son presentados de forma respectiva a los 5 (cinco) valores mínimos y máximos de  $f_y$  y  $f'_c$  (Tabla IV-12 y Tabla IV-13), los valores de  $f'_c$  y  $f_y$  pueden ser verificados en la Tablas A-6 (Apéndice A)

mientras que los valores resistentes de la columna se refieren a la **Tabla A-9.1** (Apéndice A).



**Figura IV-9** Diagrama de interacción (50 valores) para la sección de columna C1-PI.

*Fuente: Elaborado por el autor.*

En la **Tabla IV-15**, se muestra de manera representativa los valores resistentes obtenidos para la sección de columna C1-PI, en este caso estos valores de la sección de columnas están ordenados en la primera parte de la tabla según los primeros 5 (cinco) valores mínimos del esfuerzo cedente del acero obtenidos aleatoriamente para el pórtico I y los últimos 5 (cinco) valores máximos. En la segunda parte de la tabla, estos se encuentran ordenados de manera similar pero considerando los valores mínimos y máximos obtenidos aleatoriamente de la resistencia a compresión del concreto para este pórtico.

En esta **Tabla IV-15** se verifica lo expresado en el análisis de sensibilidad, es decir, tanto los valores de  $P_t$  como los de  $M_o$  demuestran una amplia dependencia del valor del esfuerzo cedente del acero, al observarse el

comportamiento creciente o decreciente en correspondencia con los valores mínimos y máximos del esfuerzo cedente del acero ( $f_y$ )

En cuanto al momento balanceado, la carga axial balanceada y la carga axial a compresión pura se aprecian valores ordenados relativamente con los valores de máximos y mínimos de la resistencia a compresión del concreto, lo que sugiere una dependencia de estos valores con esta resistencia del concreto.

Tabla IV-15 Valores resistentes de la sección de columnas C I -PI para los  $f'_c$  y  $f_y$  mayores y menores.

Pórtico I							
Sección C I -PI							
Aleatorio Nº	$f'_c$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$f_y$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	Pt (tf)	Mo (tf*m)	Mb (tf*m)	Pb (tf)	Pc (tf)
Valores mínimos y máximos de $f_y$ .							
16	208	4199 (mín)	-85.2	13.4	23.3	94.7	293.8
28	219	4361	-88.4	14.0	24.3	98.1	307.9
36	240	4362	-88.5	14.0	25.3	107.4	328.8
38	217	4471	-90.7	14.3	24.5	96.4	308.5
15	226	4515	-91.6	14.4	25.0	99.7	317.9
7	203	5085	-103.1	16.1	24.9	81.0	306.5
37	228	5012	-103.5	16.2	26.1	91.2	332.1
50	173	5151	-104.5	16.2	23.5	67.2	277.8
6	164	5152	-104.5	16.1	23.0	63.4	268.6
25	214	5164 (máx)	-104.7	16.4	25.5	84.1	319.2
Valores mínimos y máximos de $f'_c$ .							
2	158 (mín)	4728	-95.9	14.8	22.2	68.4	254.1
12		4883	-99.0	15.3	22.6	67.0	260.5
6	164	5152	-104.5	16.1	23.0	63.4	268.6
50	173	5151	-104.5	16.2	23.5	67.2	277.8
3	176	4614	-93.6	14.6	22.8	77.1	270.1
13	238	4911	-99.6	15.7	26.4	99.3	338.3
42	238	5055	-102.5	16.1	26.6	96.2	340.8
36	240	4362	-88.5	14.0	25.3	107.4	328.8
46	242	4774	-96.8	15.3	26.5	103.7	339.0
29	246 (máx)	4872	-8.8	15.6	26.8	103.5	345.3

#### 4.3 ANÁLISIS ESTÁTICO INELÁSTICO (*push over*)

Las Tablas A-10 (Apéndice A) muestran los 50 (cincuenta) valores obtenidos de la resistencia en el análisis de *push over* para cada combinación de carga utilizada en los 3 (tres) pórticos analizados en esta investigación, de estos valores de resistencia de *push over* se obtuvieron los valores medios ( $\bar{X}$ ) y coeficientes de variación ( $v$ ) observados en la Tabla A-16 (Apéndice A),

donde se observa la semejanza de estos coeficientes de variación con el utilizado en la generación de los valores aleatorios de  $f_y$ .

La Figura IV-10 muestra de manera representativa para todos los pórticos la dispersión de los 50 (cincuenta) valores obtenidos de la resistencia de *push over* para las 3 (tres) combinaciones de carga utilizada en el análisis del pórtico III.

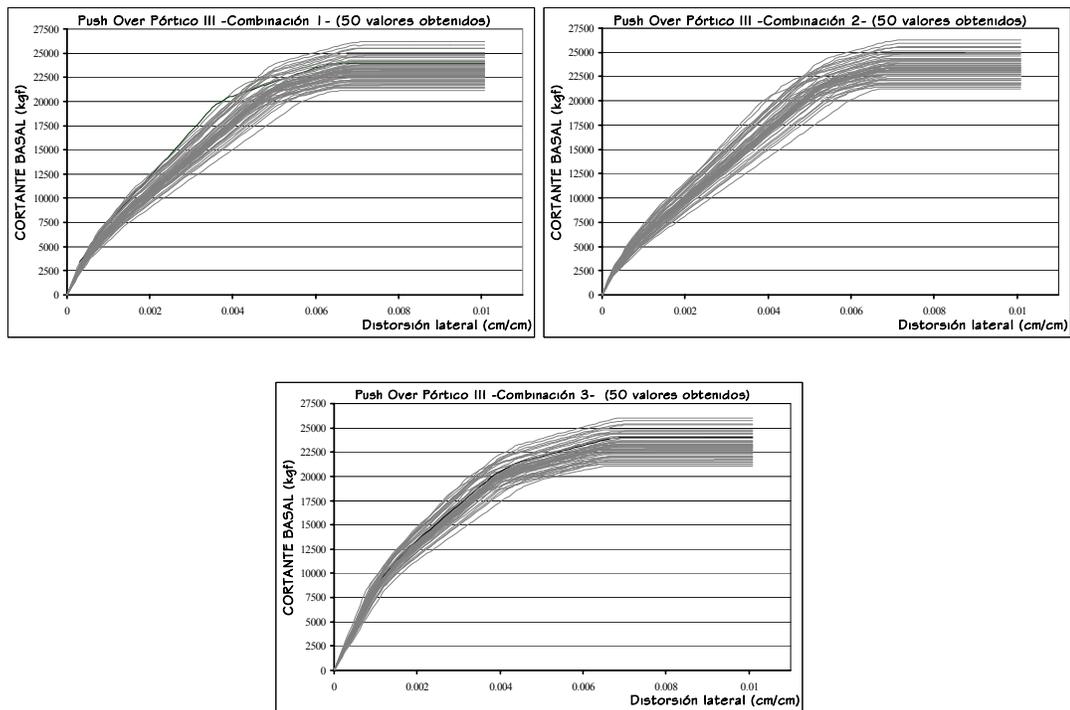


Figura IV-10 Gráficos de *push over* para los 50 pares valores aleatorios de  $f'_c$  y  $f_y$  en el Pórtico III considerando las tres combinaciones de cargas.

Fuente: Elaborado por el autor.

La finalidad de usar 3 (tres) combinaciones de cargas en el análisis de *push over* para cada pórtico fue evaluar cómo influía cada una de estas combinaciones en el comportamiento sismorresistente de la estructura, la Tabla IV-16 muestra los valores medios obtenidos para las 3 (tres) combinaciones de carga en cada pórtico.

**Tabla IV-16** Valores medios de la resistencia de push over para las 3 (tres) combinaciones de cargas en cada Pórtico.

Pórtico I			
	Comb. 1	Comb. 2	Comb. 3
V (kgf)	21784	21882	21620

Pórtico II			
	Comb. 1	Comb. 2	Comb. 3
V (kgf)	65828	66500	65065

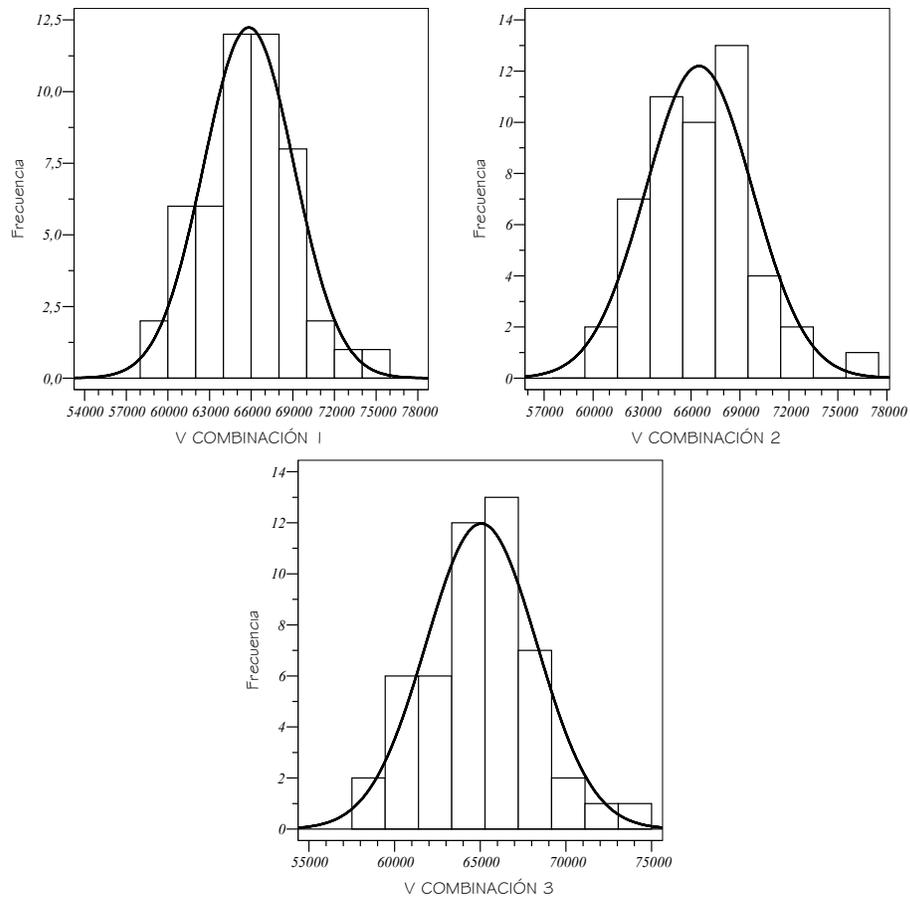
Pórtico III			
	Comb. 1	Comb. 2	Comb. 3
V (kgf)	23303	23376	23140

Se observa en la **Tabla IV-16** se obtienen valores máximos de la resistencia de *push over* para la segunda combinación de cargas donde se considera en las cargas gravitacionales un aumento del 20% en la carga permanente y el total de la carga variable sin aumento, mientras que el valor mínimo de resistencia es obtenido para la tercera combinación de carga en la que no se considera la carga variable y se disminuye en un 10% la carga permanente y es la menor de las 3 (tres) combinaciones debido a que la primera combinación considera en su totalidad y sin aumento las cargas permanentes y variables.

El hecho de que a mayor carga gravitacional se obtengas mayores valores resistentes del análisis de *push over* se debe principalmente a que a mayor carga gravitacional mayores son las cargas axiales en las columnas y por lo tanto mayor es el momento resistente observado en el diagrama de interacción de la sección

Para cada combinación de carga considerada en el pórtico se obtuvieron histogramas de frecuencia para los valores resistentes del análisis de *push over*, así como la distribución normal teórica, la **Figura IV-11** muestra a manera representativa los histogramas de frecuencia con la curva normal teórica para las 3 (tres) combinaciones del pórtico III, los histogramas

correspondiente a los otros pórticos pueden apreciarse en el **Apéndice B (B-8)**, para todos ellos se aprecia un buen ajuste a la distribución normal, el cual fue corroborado con la prueba de Kolmogov Smirnov (KS) al 5% de significación (**Tablas A-17 y A-22, Apéndice A**).



**Figura IV-11** Histograma de frecuencia de resistencia del push over del Pórtico III considerando las tres combinaciones de carga.

*Fuente: Elaborado por el autor.*

Las resistencias obtenidas en los análisis de *push over* de cada pórtico presentan un comportamiento que refleja la influencia tanto de la resistencia a compresión del concreto ( $f'_c$ ) como del esfuerzo cedente del acero ( $f_y$ ) en el desempeño sismorresistente de las estructuras aporticadas consideradas en este trabajo de investigación.

La **Tabla IV-17** presenta a manera de resumen los primeros 5 (cinco) valores mínimos y los últimos 5 (cinco) valores máximos obtenidos del análisis del *push over* para el pórtico I considerando las 3 (tres) combinaciones de cargas utilizadas en el análisis. También se puede observar en la **Tabla IV-17** el par de valores aleatorios ( $f'_c$  y  $f_y$ ) con que fueron obtenidos cada una de las resistencias de *push over* ahí mostradas. Los valores de  $f'_c$  y  $f_y$  mostrados en esta tabla se pueden verificar en al **Tabla A-6 (Apéndice A)** mientras que los valores de resistencia de *push over* se refieren a la **Tabla A-10.1 (Apéndice A)**.

**Tabla IV-17** Valores mínimos y máximos de la resistencia de *push over* Pórtico I

Primeros 5 valores mínimos.

Aleatorio Nº	$f'_c$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$f_y$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	Comb. 1	Comb. 2	Comb. 3
			V (kgf)	V (kgf)	V (kgf)
16	208	4199 (min.)	19050	19155	18915
28	219	4361	19830	19940	19700
36	240	4362	20000	20110	19860
38	217	4471	20270	20385	20130
15	226	4515	20625	20730	20490

(mínimo)

Últimos 5 valores máximos.

Aleatorio Nº	$f'_c$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$f_y$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	Comb. 1	Comb. 2	Comb. 3
			V (kgf)	V (kgf)	V (kgf)
50	173	5151	22950	23032	22850
42	238	5055	22955	23060	22825
6	164	5152	22980	23050	22890
37	228	5102	23065	23170	22935
25	214	5164 (máx.)	23300	23400	23180

(máximo)

Se puede observar en la **Tabla IV-17** que no necesariamente a mayor valor del esfuerzo cedente del acero, se obtiene mayor valor de la resistencia del *push over*, en el caso de los primeros valores mínimos de resistencia sí se observa una correspondencia entre el crecimiento de estos valores con el crecimiento del esfuerzo cedente del acero los cuales coinciden con el orden mostrado en la **Tabla IV-13** donde se presentan los 5 (cinco) valores mínimos y máximos del esfuerzo cedente del acero obtenidos aleatoriamente para cada pórtico.

En cuanto a los valores máximos de resistencia de *push over* presentados en la **Tabla IV-17** se observa claramente que no existe correspondencia entre el crecimiento de los valores de esta resistencia y el crecimiento de los esfuerzos cedentes del acero o de la resistencia a compresión del concreto ahí presentados. Observándose así una relación entre las variables aleatorias ( $f'_c$  y  $f_y$ ) que influyen en el desempeño de la resistencia de *push over*.

Las **Tabla IV-18** y **Tabla IV-19** presentan de manera similar a la tabla anterior los valores obtenidos de resistencia de *push over* para los pórticos II y III respectivamente. Estos valores de  $f'_c$  y  $f_y$  pueden ser consultados y verificados en la **Tabla A-6 (Apéndice A)** y los valores de resistencia del *push over* en las **Tablas A-10.2 y A-10.3 (Apéndice A)**.

**Tabla IV-18** Valores mínimos y máximos de la resistencia de *push over* Pórtico II.

**Pórtico II**  
Primeros 5 valores mínimos.

Aleatorio Nº	$f'_c$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$f_y$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	Comb. 1    Comb. 2    Comb. 3			
			V (kgf)	V (kgf)	V (kgf)	
<b>44</b>	131 (min.)	4594	59370	59920	58760	(mínimo)
<b>10</b>	167	4426	59810	60480	58890	
<b>24</b>	206	4406	60870	61570	60120	
<b>46</b>	199	4442	61020	61710	60270	
<b>15</b>	219	4377 (min.)	61220	61945	60435	

Primeros 5 valores máximos.

Aleatorio Nº	$f'_c$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$f_y$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	Comb. 1    Comb. 2    Comb. 3			
			V (kgf)	V (kgf)	V (kgf)	
<b>47</b>	229	5013	69420	70110	68670	(máximo)
<b>8</b>	189	5171	70290	70920	69430	
<b>7</b>	237	5062	70990	71730	69985	
<b>43</b>	253	5156	72465	73170	71690	
<b>49</b>	288 (máx.)	5301(máx.)	75420	76165	74600	

La conducta expuesta para el pórtico I es análoga para lo ocurrido en los otros 2 (dos) pórticos, donde también se puede observar (**Tablas IV-18** y **IV-19**) que los valores mínimos y máximos de la resistencia del análisis de *push over* son alcanzados para los valores mínimos y máximos del esfuerzo cedente del acero o de la resistencia a compresión del concreto.

Tabla IV-19 Valores mínimos y máximos de la resistencia de *push over* Pórtico III.

**Pórtico III**  
Primeros 5 valores mínimos.

Aleatorio Nº	f <sub>c</sub> (kgf/cm <sup>2</sup> )	f <sub>y</sub> (kgf/cm <sup>2</sup> )	Comb.			(mínimo)
			1	2	3	
13	139 (min.)	4581	21150	21200	21025	
37	167	4511	21375	21440	21220	
8	218	4259 (min.)	21440	21560	21300	
23	171	4556	21625	21690	21470	
18	223	4367	21795	21835	21690	

Primeros 5 valores máximos.

Aleatorio Nº	f <sub>c</sub> (kgf/cm <sup>2</sup> )	f <sub>y</sub> (kgf/cm <sup>2</sup> )	Comb.			(máximo)
			1	2	3	
20	239	5166	25020	25105	24820	
39	235	5214	25460	25530	25295	
21	211	5366	25515	25570	25370	
48	212	5451	25855	25905	25720	
35	228	5459 (máx.)	26180	26241	26035	

En cuanto al valor mínimo de resistencia en los dos pórticos, estos son obtenidos con los pares de valores de  $f'_c$  y  $f_y$  que involucran a la menor resistencia a compresión del concreto ( $f'_c$ ) generada aleatoriamente, es el caso del valor aleatorio *número 44* para el pórtico II ( $f'_c=131\text{kgf/cm}^2$  y  $f_y=4594\text{kgf/cm}^2$ ) mientras que en el pórtico III se obtiene con el valor aleatorio *número 13* ( $f'_c=139\text{kgf/cm}^2$  y  $f_y=4581\text{kgf/cm}^2$ ), ver Tablas IV-18 y IV-19.

Se puede observar en la Tabla IV-18 en los primeros 5 (cinco) valores, que el valor mínimo se obtiene para un par de valores de  $f'_c$  y  $f_y$  que involucra al mayor valor del esfuerzo cedente del acero de ese grupo ( $f_y=4594\text{kgf/cm}^2$ ), lo que indica el efecto de la baja resistencia a compresión del concreto en el comportamiento sismorresistente del pórtico, por otro lado, se puede observar lo contrario para el aleatorio *número 15* que involucra al valor mínimo del esfuerzo cedente del acero generado para este pórtico.

En cuanto a al valor máximo de esta resistencia, se obtuvo para el par de valores aleatorios *número 49* (Tabla IV-18) en el que coincidieron los valores

máximos de  $f'_c$  y  $f_y$  generados aleatoriamente para este pórtico. Obsérvese que estos valores de resistencias máximas no decrecen relativamente ni con el esfuerzo cedente del acero ni con la resistencia a compresión del concreto, lo que refuerza lo que se viene indicando con anterioridad, es decir, existe una relación entre ambos valores ( $f'_c$  y  $f_y$ ) que influye en el comportamiento sismorresistente de los pórticos analizados en este trabajo de investigación.

Este comportamiento es genérico para los 3 (tres) pórtico y podría deberse a la influencia de la variabilidad de los valores de la resistencia a compresión del concreto y del esfuerzo cedente del acero en el comportamiento resistente de las secciones de vigas y columnas, donde se ha observado que los valores del esfuerzo cedente del acero influyen prácticamente en un 100% en los valores resistentes de secciones de vigas, especialmente en los valores del estado cedente, valores que fueron considerados para el modelado de los pórticos. No ocurriendo así en las secciones de columnas, donde se observa una relación entre ambas propiedades ( $f'_c$  y  $f_y$ ) que influyen en el comportamiento de estas secciones.

La influencia de lo anteriormente expuesto en el comportamiento de la estructura, se explica con la figura presentadas a continuación, la **Figura IV-12** muestra de manera representativa los diagramas Momento-Curvatura de las secciones del pórtico III considerando acciones positivas del momento para los 5 (cinco) pares de valores de  $f'_c$  y  $f_y$  con los que se obtuvieron los primeros 5 (cinco) valores mínimos de la resistencia de *push over*.

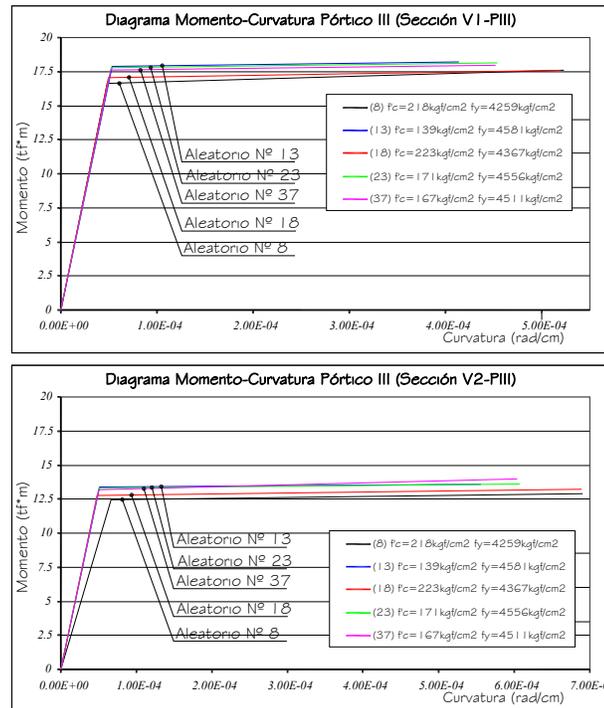


Figura IV-12 Diagrama momento-curvatura de las secciones de vigas del pórtico III, para los 5 pares de valores de  $f'_c$  y  $f_y$  con los que se obtuvieron los primeros 5 valores menores de la resistencia de push over.

Fuente: Elaborado por el autor.

El texto en la Figura IV-12 señala el orden que presentan los diagramas de los valores aleatorios considerados en esta figura, comenzando con el número 8 (menor valor de  $f_y$ ) hasta el del número 13 (mayor valor de  $f_y$ ), en el cuadro ubicado debajo de los diagramas se indica entre paréntesis el número del valor aleatorio y al lado su correspondiente par de valores de  $f'_c$  y  $f_y$ .

Comparando el orden de los diagramas de momento curvatura de la Figura IV-12 con el orden presentado de los valores de las resistencias mínimas del análisis de push over en la Tabla IV-19 se observa que estos no coinciden, lo que se debe a lo expuesto con anterioridad en cuanto a la dependencia de los valores resistentes de las secciones de vigas al esfuerzo cedente del acero.

La Figura IV-13 muestra los diagramas de interacción de las secciones de columnas del Pórtico III para los valores aleatorios con los que fueron alcanzadas las resistencias mínimas del análisis de *push over* para este pórtico.

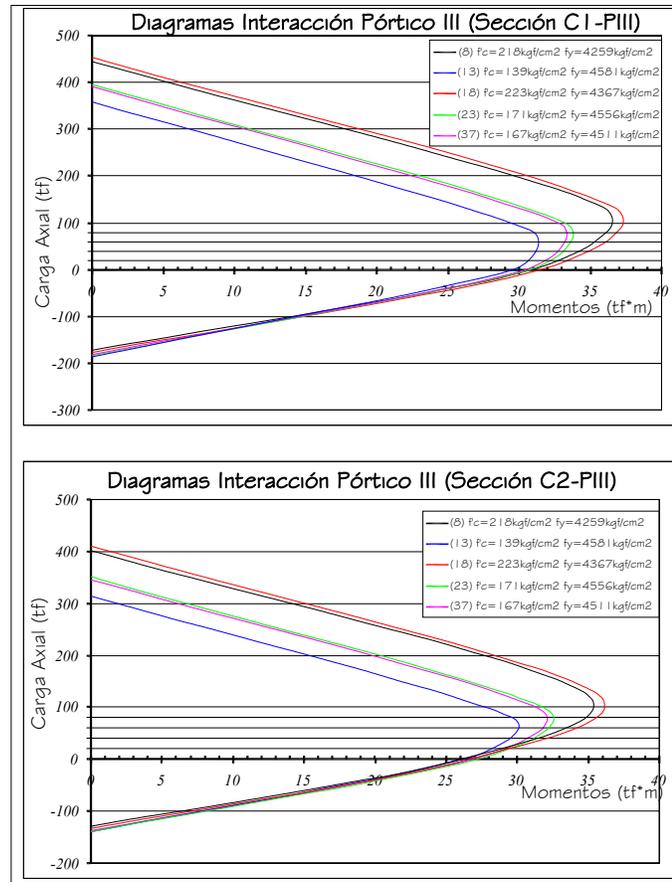


Figura IV-13 Diagramas de interacción de las secciones de columnas del pórtico III, para los 5 pares de valores de  $f'_c$  y  $f_y$  con los que se obtuvieron los primeros 5 valores menores de la resistencia de *push over*.

Fuente: Elaborado por el autor.

Las columnas de este pórtico están solicitadas por cargas axiales entre 8500kgf y 30000kgf (Tabla A-11, Apéndice A) en los diagramas de interacción de la Figura IV-14 se observa para este nivel de cargas los

momentos resistentes alcanzados para cada diagrama de interacción de las secciones de columnas del Pórtico III.

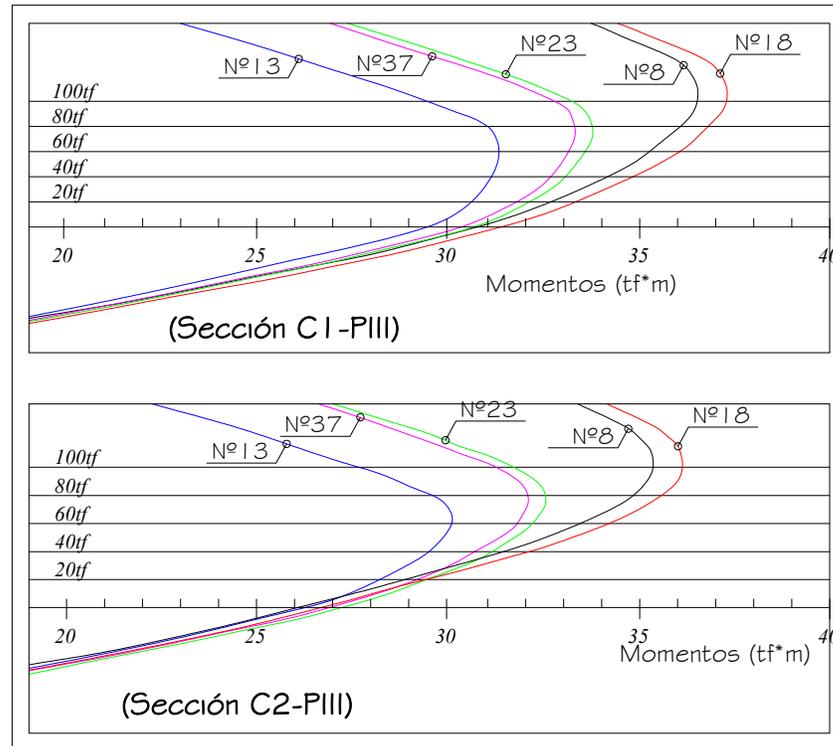


Figura IV-14 Detalle del diagramas de interacción de las secciones de columnas del pórtico III, para los 5 pares de valores de  $f'_c$  y  $f_y$  con los que se obtuvieron los primeros 5 valores menores de la resistencia de push over.  
Fuente: Elaborado por el autor.

Se observa en la Figura IV-14 un orden para los momentos resistentes parecidos al presentado en Tabla IV-19 para los valores mínimos de resistencia de push over excepto para los valores aleatorios **números 8 y 23** (curvas negra y verde respectivamente), sin embargo este orden en el que se presentan los momentos resistentes para las secciones de vigas no coinciden para ningún valor con el orden mostrado para los valores resistentes en las secciones de vigas (Figura IV-10) lo que verifica la influencia de la relación  $f'_c$ - $f_y$  en el comportamiento sismorresistente de la estructura.

#### 4.4 CURVA ELASTO PLÁSTICA EQUIVALENTE.

La información obtenida con esta curva para cada análisis de *push over* fue un sistema elástico perfectamente plástico de ese análisis de donde se obtuvo un valor de distorsión lateral cedente ( $\gamma_y$ ) para cada par de valores de  $f'_c$  y  $f_y$  en cada pórtico considerando también las 3 (tres) combinaciones de cargas empleadas en el análisis.

Las Tablas A-10.1 a la A-10.3 del Apéndice A contienen los 50 valores obtenidos por cada combinación de carga para esta distorsión lateral en los pórticos I, II y III respectivamente. La Tabla IV-20 muestra los valores medios, desviación estándar y coeficiente de variación de estas distorsiones obtenidas con la curva elasto plástica equivalente.

**Tabla IV-20** Valores estadísticos de distorsión lateral cedente para los Pórticos I, II y III considerando las tres combinaciones de carga empleadas en el análisis.

$\gamma_y$ Pórtico I			
	Comb. 1	Comb. 2	Comb. 3
X	0.00312	0.00333	0.00290
S	1.94E-04	1.82E-04	1.81E-04
v (%)	6.231	5.465	6.238

$\gamma_y$ Pórtico II			
	Comb. 1	Comb. 2	Comb. 3
X	0.00214	0.00214	0.00210
S	1.61E-04	1.49E-04	1.55E-04
v (%)	7.489	6.935	7.351

$\gamma_y$ Pórtico III			
	Comb. 1	Comb. 2	Comb. 3
X	0.00486	0.00523	0.00411
S	1.99E-04	2.28E-04	1.54E-04
v (%)	4.086	4.370	3.753

Se puede observar en la Tabla IV-20 una ligera variación de esta distorsión entre las 3 (tres) combinaciones de carga para los pórticos I y III mientras que para el pórtico II estos valores medios son casi constantes en las 3 (tres) combinaciones de carga, esto implica una menor vulnerabilidad en

el comportamiento cedente del segundo pórtico. Se observa también en esta tabla coeficientes de variación semejantes al coeficiente de variación utilizado para la generación aleatoria del esfuerzo cedente del acero (5%) lo que induce a considerar una mayor influencia de esta propiedad del acero en estos valores de distorsión lateral para los pórticos analizados en esta investigación.

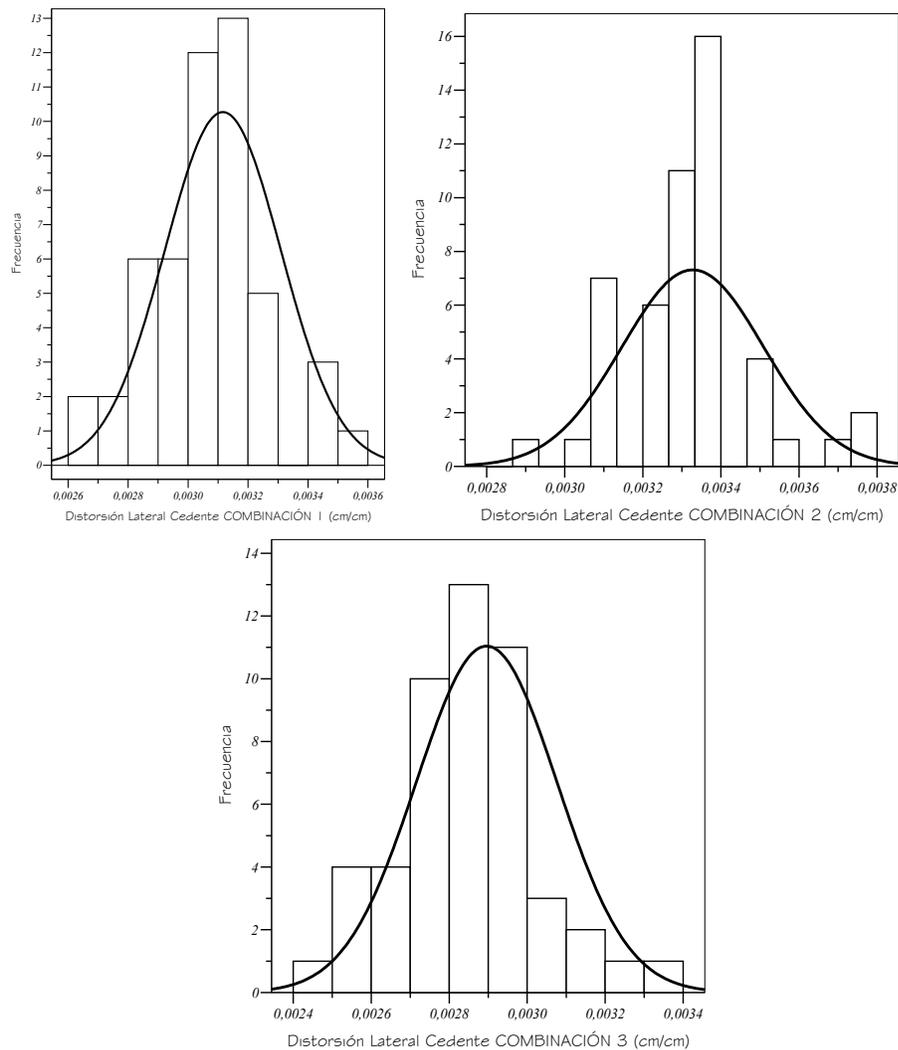


Figura IV-15 Histograma de frecuencia de la distorsión lateral cedente del Pórtico I considerando las tres combinaciones de carga.

Fuente: Elaborado por el autor.

En la **Figura IV-15** pueden apreciarse a manera representativa los histogramas de frecuencia y la curva normal teórica para los valores obtenidos de esta distorsión lateral cedente del pórtico I, los histogramas y su respectiva curva normal para los otros pórticos se pueden observar el **Apéndice B (B-9)**. Para todos estos gráficos se observa un buen ajuste a la distribución normal el cual fue corroborado con la prueba de Kolmogorov Smirnov (KS) al 5% de significación (**Tablas A-17 y A-22, Apéndice A**).

Dentro de todos los valores verificados con la prueba de bondad de ajuste Kolmogorov Smirnov (KS), estos valores de la distorsión lateral cedente fueron los más cercanos al límite calculado con el estadígrafo de Kolmogorov Smirnov (**Tabla A-17, Apéndice A**), el cual para un nivel de significancia de un 5% y un número de valores igual a 50 es de 0.19, incluso para el pórtico II en la tercera combinación de carga este valor límite del estadígrafo es superado lo que implica que posiblemente estos valores no se distribuyan normalmente.

#### 4.5 SECUENCIA DE LA FORMACIÓN DE RÓTULAS PLÁSTICAS EN LOS PÓRTICOS I, II y III.

Una de las limitaciones presentadas por el programa utilizado para realizar el análisis de *push over* fue el no mostrar la información de la secuencia en que se fueron desarrollando las rótulas plásticas ubicadas en los pórticos analizados. Sin embargo este programa RAM Perform-2D versión 1.30 permite conocer el desarrollo de cada una de las rótulas presente en cada elemento de los pórticos a través de un gráfico como el mostrado en la **Figura IV-16** donde se aprecia en la curva Momento-Distorsión Lateral una

rama prácticamente horizontal que implica el desarrollo de la resistencia máxima de esa rótula.

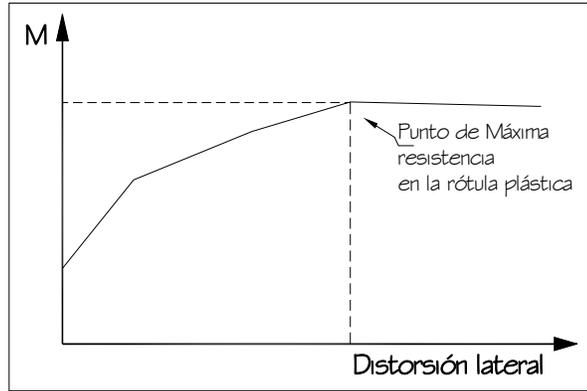


Figura IV-16 Ejemplo del comportamiento de rótula plástica.  
Fuente: Elaborado por el autor.

El procesamiento de los datos de este tipo de curvas mostrada en la Figura IV-16 permitió definir, considerando las combinaciones de carga utilizadas en el análisis para cada pórtico, la secuencia en que se desarrollaron las rótulas plásticas dispuestas en ellos. La Figura IV-17a muestra de forma genérica, con valores de distorsión lateral promedio, el resultado del procesamiento para los 50 (cincuenta) análisis realizados en el pórtico I.

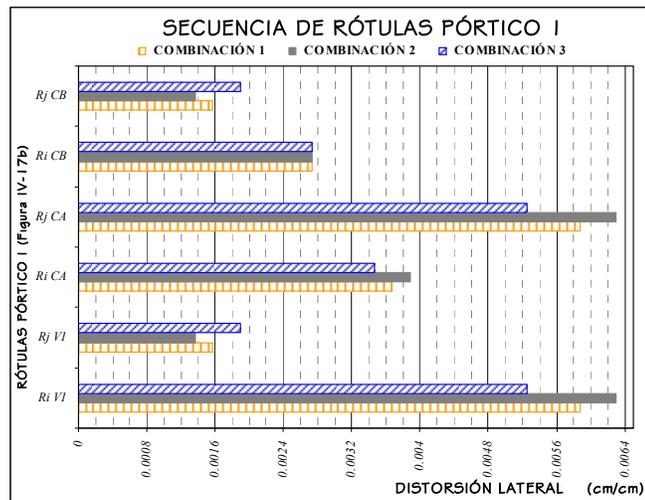
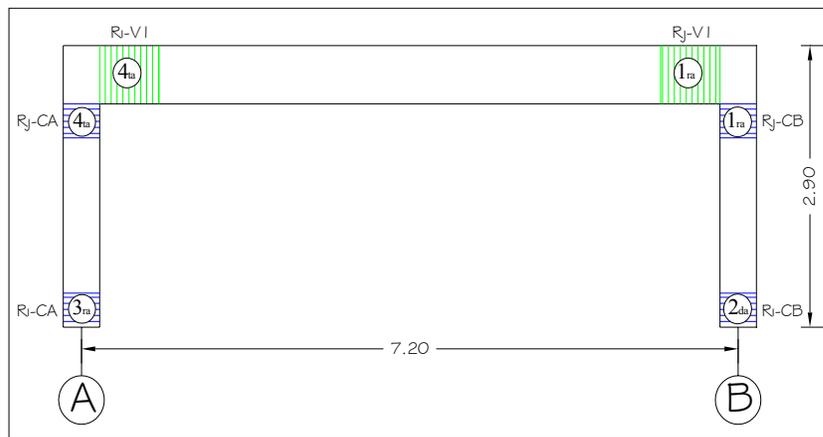


Figura IV-17a Secuencia general de las rótulas plásticas en el Pórtico I.  
Fuente: Elaborado por el autor.

La nomenclatura utilizada en esta **Figura IV-17a** para denominar las rótulas plásticas del pórtico I corresponde a la utilizada en la **Figura IV-17b** donde se muestra la ubicación de las posibles rótulas plásticas asignada a cada pórtico y su secuencia. Este comportamiento en cuanto a la secuencia de las rótulas en este primer pórtico fue similar para los 50 (cincuenta) análisis realizados en él, variando sólo la distorsión lateral en la que fueron ocurriendo.



**Figura IV-17b** Ubicación de las posibles rótulas plásticas del Pórtico I y su secuencia general de las rótulas plásticas en el Pórtico I.

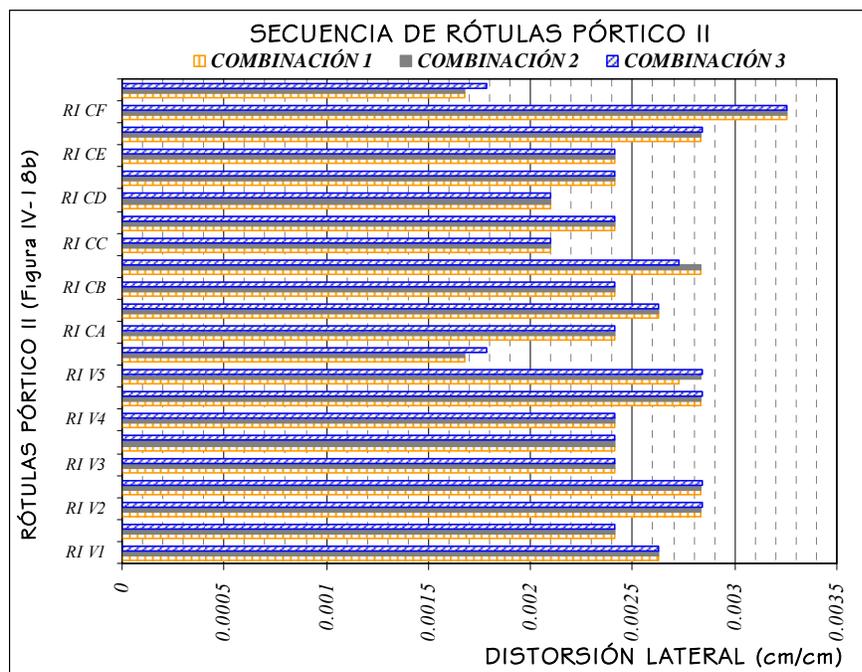
*Fuente: Elaborado por el autor.*

En el pórtico I se dispusieron 6 (seis) rótulas las cuales tal como puede apreciarse en la **Figura IV-17b** se agotaron en el siguiente orden: primero las rótulas del extremo j tanto en la viga del pórtico como en la columna B, una vez presentadas estas primeras rótulas ocurre en el pórtico una redistribución de esfuerzos que ocasiona la formación consecutivamente de las rótulas R<sub>i</sub>CB, R<sub>i</sub>CA y por último y prácticamente de forma simultánea las rótulas R<sub>i</sub>CA y R<sub>i</sub>VI.

Nótese que al ocurrir la rótula R<sub>i</sub>CB ya la rótula dispuesta en el extremo j de esta columna se había agotado y aún no se han generado el resto de las rótulas plásticas del pórtico, lo que implica la formación de un mecanismo en

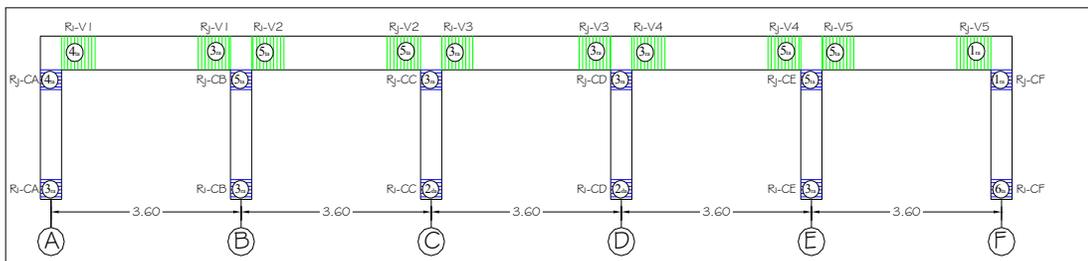
esa columna que compromete la estabilidad de la estructura, la rótula  $R_{iCB}$  debería ser la última en formarse debido a que el elemento al ya haber cedido en su extremo  $j$  éste posee mas flexibilidad que cualquier otro, por lo tanto se sugiere la revisión de su diseño e incluso considerar en realizar el mismo análisis para este pórtico con otro programa estructural que pueda dar más detalles respecto a la generación de las rótulas plásticas.

Se presenta a continuación en la **Figura IV-18a**, con valores de distorsión lateral promedio, la secuencia estándar de las rótulas dispuestas en el pórtico II y cuya nomenclatura corresponde a la mostrada en la **Figura IV-18b**, ahí se puede observar que este pórtico consta de 22 (veintidós) rótulas, de las cuales sólo las del extremo  $i$  son presentadas en la **Figura IV-18a** con su nomenclatura, por lo que pueden ser rápidamente identificadas, mientras que las del extremo  $j$  de cada elemento del pórtico II se ubican correspondientemente después de la rótula del extremo  $i$ .



**Figura IV-18a** Secuencia general de las rótulas plásticas en el Pórtico II.  
Fuente: Elaborado por el autor.

Se puede observar en la **Figura IV-18b** anterior que las primeras rótulas plásticas que se generan son las del extremo j en la viga 5 ( $R_{jV5}$ ) y en la columna F ( $R_{jCF}$ ), una vez presentadas estas primeras rótulas se origina la redistribución de esfuerzos que produciéndose así la generación de las rótulas plásticas tal como puede observarse en la **Figura IV-18b** hasta la última en producirse que es la del extremo i de la columna F, lo que resulta lógico debido a que al haberse producido primero la rótula en el extremo j de esa columna, ésta adopta un comportamiento más flexible que cualquier otra columna de ese pórtico.



**Figura IV-18b** Ubicación de las posibles rótulas plásticas del Pórtico II y su secuencia general de las rótulas plásticas en el Pórtico II.

Fuente: Elaborado por el autor.

De forma análoga al pórtico I, la **Figura IV-18b** representa de manera general la secuencia de la formación de las rótulas plásticas para los análisis realizados en el pórtico II. En cuanto al pórtico III, esta generalidad se mantuvo, la secuencia obtenida con el procesamiento de las curvas presentadas por el programa RAM Perform-2D versión 1.30 para este pórtico se observa en la **Figura IV-19a**, la nomenclatura apreciada en esta figura se aplica a la **Figura IV-19b** donde es mostrada la ubicación de las posibles rótulas plásticas de este pórtico y de forma gráfica la secuencia de éstas.

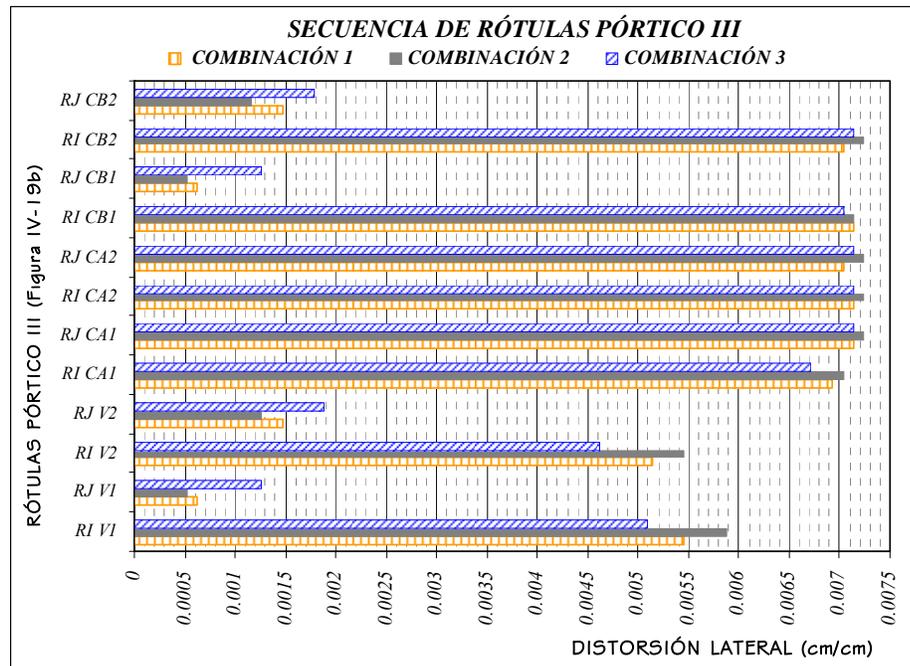
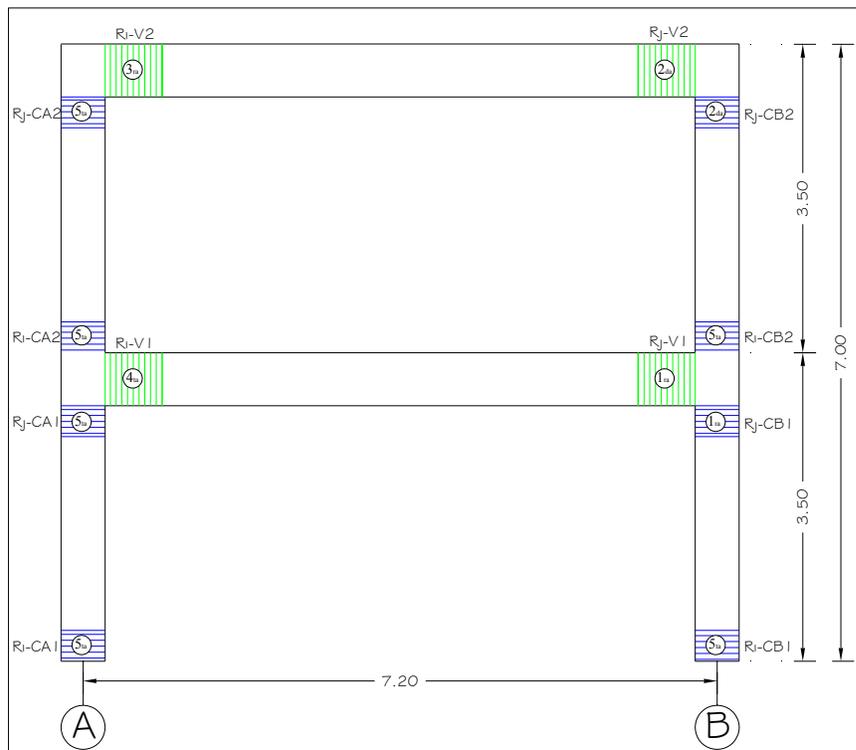


Figura IV-19a Secuencia general de las rótulas plásticas en el Pórtico III.

Fuente: Elaborado por el autor.

La primera rótula en generarse para el pórtico III tal como puede apreciarse en las Figuras IV-19a y IV-19b, las del extremo j de la viga del primer piso y la columna B igual del primer piso (RjVI y RjCB1) luego de ellas se forman las rótulas en la junta del extremo j en el segundo piso (RjV2 y RjCB2), después de esto se van generando todas las demás articulaciones plásticas en el orden observado en las figuras mencionadas.

Las últimas rótulas que se generan en este tercer pórtico corresponden a las ubicadas en las columnas del pórtico, lo cual desde el punto de vista sismorresistente es lo ideal debido a que éstas son básicamente las encargadas de la estabilidad de las estructuras, contrario a lo ocurrido en el pórtico I donde sin haberse generado todas las rótulas dispuestas en él, ya se había articulado en ambos extremos su columna B lo que no coincide con la filosofía de la teoría sismorresistente.



**Figura IV-19b** Ubicación de las posibles rótulas plásticas del Pórtico III y su secuencia general de las rótulas plásticas en el Pórtico III.

*Fuente: Elaborado por el autor.*

De forma general para los 3 (tres) pórticos, se obtuvo la misma secuencia en la generación de las rótulas plásticas para los 50 (cincuenta) análisis de push over realizado en cada uno de ellos, observándose diferencia entre ellos sólo en la distorsión lateral alcanzada por cada rótula en los análisis para los distintos pares de valores aleatorios de  $f'_c$  y  $f_y$ . En cuanto a la influencia de las combinaciones de carga en la generación de las rótulas plásticas se puede observar en algunos casos ligeras diferencias en las distorsiones laterales para las cuales se generan estas rótulas, estas diferencias podrían deberse a consideraciones hechas para el procesamiento de los datos de estas curvas.

#### 4.6 RESISTENCIA A CORTE DE LOS PÓRTICOS I, II Y III.

En este punto se compararon los valores de resistencias obtenidos en el análisis de *push over* con las resistencias a corte de los pórticos, calculadas para cada combinación de carga según la formulación propuesta en FONDONORMA 1753 (2006). Se obtuvieron 50 (cincuenta) valores de resistencia a corte por cada combinación de carga en los 3 (tres) pórticos, los cuales pueden ser observados en las Tablas A-14.1, A-14.2 y A-14.3 del Apéndice A.

Los valores medios, desviación estándar y coeficientes de variación derivados del procesamiento estadístico para estos valores de resistencia a corte pueden ser observados en la Tabla IV-21, donde se aprecia: primero la semejanza del coeficiente de variación ( $v$ ) con el utilizado para la generación aleatoria del esfuerzo cedente del acero y segundo la superioridad de los valores medios de resistencia a corte respecto a los valores medios de resistencia obtenidos para el análisis de *push over* (Tabla IV-16). Lo que garantiza un comportamiento dúctil del pórtico durante el análisis de *push over*, esto bajo la hipótesis de que las columnas del pórtico alcanzan su resistencia a corte simultáneamente.

Tabla IV-21 Valores estadísticos de la resistencia a corte ( $V_n$ ) para los Pórticos I, II y III considerando las tres combinaciones de carga utilizadas.

Vn (kgf) Pórtico I			
	Comb. 1	Comb. 2	Comb. 3
X	33320	33480	33127
S	1039.89	1045.40	1033.26
v (%)	3.121	3.122	3.119

Vn (kgf) Pórtico II			
	Comb. 1	Comb. 2	Comb. 3
X	99785	100316	99233
S	4650.92	4683.09	4617.49
v (%)	4.661	4.668	4.653

Vn (kgf) Pórtico III			
	Comb. 1	Comb. 2	Comb. 3
X	55515	55850	54769
S	2652.49	2672.51	2608.49
v (%)	4.778	4.785	4.763

La Figura IV-20 muestra a modo de referencia, los histogramas de frecuencias con sus respectivas curvas de distribución normal teórica para los valores obtenidos de la resistencia a corte del pórtico I. En el Apéndice B (B-10) pueden apreciarse los histogramas para los otros pórticos. En ellos se observa un buen ajuste a esta distribución, los cuales fueron corroborados con la prueba de ajuste Kolmogov Smirnov (KS) al 5% de significación (Tablas A-17 y A-22, Apéndice A).

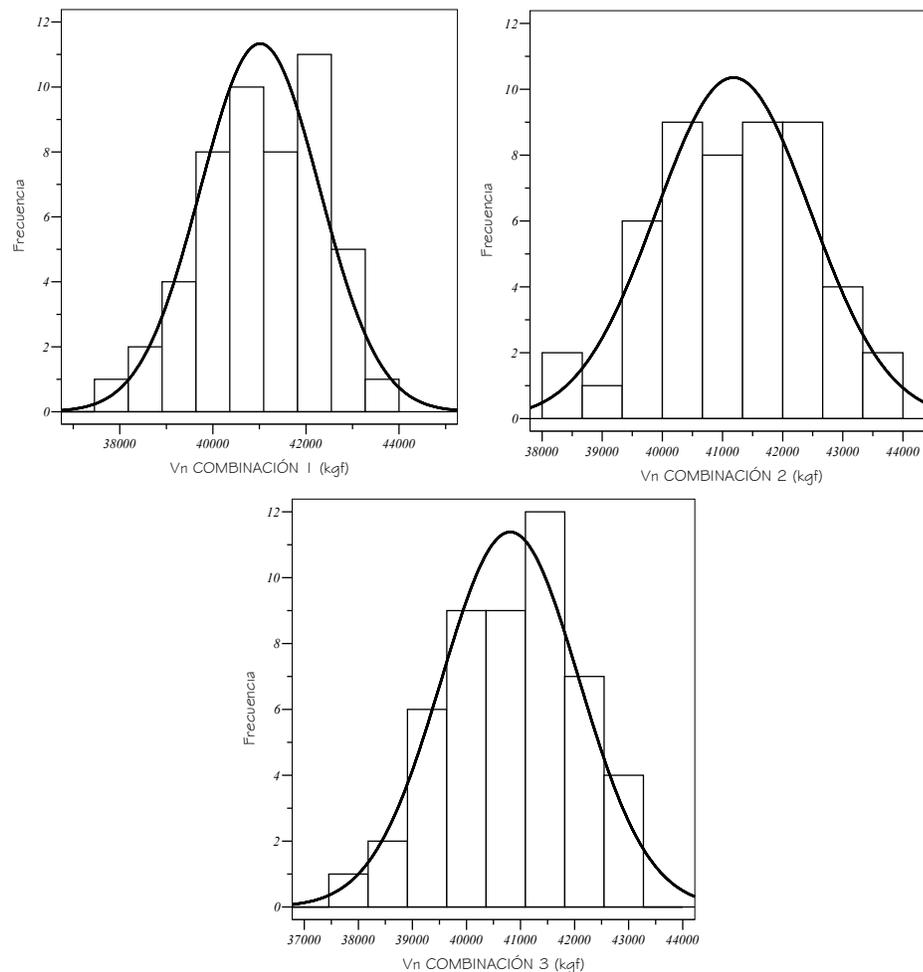


Figura IV-20 Histograma de frecuencia de la resistencia a corte del Pórtico I considerando las tres combinaciones de carga.

Fuente: Elaborado por el autor.

La obtención de la resistencia a corte de los pórticos, a diferencia de la resistencia obtenida para el análisis de *push over* es una resistencia teórica, donde se tomó en cuenta sólo la contribución resistente de cada una de las columnas presente en los pórticos, suponiendo que estas pudiesen desarrollar toda su capacidad a corte simultáneamente, lo que produce un comportamiento idealizado en la resistencia a corte para cada pórtico que dificultaría el ser absolutamente conclusivos en cuanto a la comparación de estas dos resistencias.

## CAPÍTULO V

### CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Se realizó un análisis probabilístico de 3 (tres) pórticos de estructuras de concreto reforzado pequeñas de 1 (uno) y 2 (dos) pisos donde se evaluó a través de la generación de valores aleatorios de la resistencia a compresión del concreto y del esfuerzo cedente del acero y empleando un análisis de *push over*, el efecto que introduce la variabilidad de estos parámetros en el comportamiento sismorresistente de los pórticos analizados. Para este análisis se utilizaron 3 (tres) combinaciones de carga y se obtuvieron las siguientes conclusiones:

a.- La curva de distribución normal resulta adecuada para representar la variabilidad que presenta la resistencia a compresión del concreto, (de acuerdo a la bibliografía consultada), utilizando para ello desviaciones estándar que dependen del control de calidad empleado que pueden variar entre 25 kgf/cm<sup>2</sup> (control excelente) y 70 kgf/cm<sup>2</sup> (control malo). Para efectos de este trabajo se consideró que la resistencia a compresión del concreto sigue una distribución normal con media de 210kgf/cm<sup>2</sup> y desviación estándar de 30kgf/cm<sup>2</sup> suponiendo un control de calidad bueno.

b.- Para la variabilidad existente en los valores del esfuerzo cedente del acero la bibliografía consultada considera curvas de distribución normal, lognormal, de valores extremos y beta; del mismo modo indica que el coeficiente de variación se encuentra entre 3 y 7%. Para fines de esta

investigación se considera que el esfuerzo cedente sigue una distribución normal con coeficiente de variación de 5% y valor medio de  $4800\text{kgf/cm}^2$ .

c.- Es prácticamente despreciable el efecto de la variación de la resistencia a compresión del concreto en el comportamiento cedente de secciones de vigas de concreto reforzado (momentos y curvaturas cedentes) presente en los pórticos analizados.

d.- El efecto de la variabilidad de la resistencia a compresión del concreto en la obtención del momento último para las secciones de vigas presentes en los pórticos analizados también podría considerarse despreciable, más no así el efecto en la curvatura última de estas secciones por su influencia en la ductilidad de las mismas.

e.- Se observó una gran influencia de variabilidad del esfuerzo cedente del acero en el comportamiento resistente (momentos y curvaturas cedentes y últimos) de las secciones de vigas presentes en los pórticos analizados.

e.- La influencia de la variabilidad de la resistencia a compresión del concreto en la fuerza axial a tracción y el momento a flexión pura del diagrama de interacción de las secciones de columnas presente en los pórticos analizados es prácticamente despreciable.

f.- La variabilidad que presenta la resistencia a compresión del concreto tiene un efecto significativo en el momento balanceado, fuerza axial balanceada y fuerza axial a compresión pura del diagrama de interacción para secciones de columnas presentes en los pórticos analizados.

g.- Se observó que la variabilidad del esfuerzo cedente del acero influye considerablemente en el comportamiento resistente (fuerza axial a tracción pura, momento a flexión pura, fuerza axial balanceada, momento balanceado y fuerza axial a compresión pura) de las secciones de columnas presente en los pórticos analizados en este trabajo de investigación.

h.- Valores altos del esfuerzo cedente del acero producen una disminución en la zona de falla a tracción del diagrama de interacción de las secciones de columnas, lo que aumenta la zona de falla a compresión del diagrama.

i.- Del análisis de sensibilidad se concluye que tanto la resistencia a compresión de concreto como el esfuerzo cedente del acero deben ser consideradas como variables aleatorias para análisis probabilísticos que lo requieran.

j.- Se observó en los valores de la resistencia del análisis de *push over* la influencia de la variabilidad tanto de la resistencia a compresión del concreto como del esfuerzo cedente del acero, sin embargo, debido a la semejanza de sus coeficientes de variación se puede indicar para esta resistencia una mayor dependencia al esfuerzo cedente del acero.

k.- Las distribuciones probabilísticas que gobernaron los parámetros estudiados en este trabajo de investigación, fueron las distribuciones normales. Teniendo así por ejemplo factores como: módulo de elasticidad del concreto, valores resistentes de vigas y columnas, resistencias obtenidas del análisis de *push over* y la resistencia a corte de los pórticos.

l.- En cuanto a las distorsiones laterales cedentes obtenidas con la curva elasto plástica equivalente, se observó un ajuste confuso a la distribución normal.

m.- Al menos para los parámetros estudiados en este trabajo, se observó que las combinaciones de cargas consideradas para el análisis de *push over* no influyeron en el comportamiento sismorresistente de los pórticos analizados en esta investigación.

n.- La secuencia de las rótulas plásticas para cada pórtico no se vio afectado por la variabilidad de los valores de la resistencia a compresión del concreto y del esfuerzo cedente del acero.

De las conclusiones presentadas anteriormente y del desarrollo de este trabajo de investigación, se indican a continuación algunas recomendaciones.

a.- Debido al efecto observado en el comportamiento resistente de secciones de vigas y columnas y en el comportamiento sismorresistente de los pórticos analizados en este trabajo, se recomienda tomar medidas para controlar la variabilidad que presenta la resistencia a compresión del concreto y el esfuerzo cedente del acero.

b.- Se recomienda la inclusión de análisis probabilísticos en el diseño de edificaciones importantes, como las consideradas en el Grupo A de COVENIN 1756 (2001), con el fin de evaluar el comportamiento sismorresistente de la estructura considerando la variabilidad de ciertos parámetros como por ejemplo los evaluados en este trabajo de investigación.

c.- Se podría también utilizar el análisis probabilístico para evaluar el comportamiento sismorresistente de estructuras existentes considerando por supuesto la variabilidad existente en algunos parámetros.

d.- Un uso importante del método de Montecarlo es la evaluación de la probabilidad de falla de un sistema estructural, para lo que se recomienda la automatización de todo el proceso de análisis con el fin de obtener las simulaciones necesarias que validen dicho estudio.

e.- Para obtener resultados más completos de la influencia de la variabilidad de los parámetros considerados en este trabajo de investigación, se recomienda utilizar modelos que consideren la posibilidad de falla (o

rótulas) por corte u otros mecanismos frágiles (adherencia, solapes, torsión, etc.)

Para generalizar las conclusiones y recomendaciones presentadas anteriormente, es necesario analizar otras estructuras aporticadas con otras características diferentes a las consideradas en este trabajo, como por ejemplo: números de vanos, número de pisos, vanos de diferentes luces, distintos armados, etc.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Abou, F. y Lee, C. (2005). *Deducción de riesgos sísmicos en escuelas tipo antiguo II*. Trabajo especial de grado. Inédita. Universidad Central de Venezuela, Caracas.

ACI Committee 318 (2000) *Building code requirements for structural concrete and commentary*. Detroit: American Concrete Institute.

Ang, A. and Tang, W.H. (1984). *Probability Concepts in Engineering Planning and Design*. Vol. II. New York: John Wiley and Sons. sp.

Benjamin, J.R. y Cornell, C.A. (1981). *Probabilidad y Estadística en Ingeniería Civil*. México D.F.: Mc. Graw Hill. 685p.

Bertero, V. (1976). *The role of ductility in seismic-resistance design of structures*. Berkley: Universidad de California, Berkeley. 10p.

Castilla, E. y Llanos S. (2001). *Consideraciones para una propuesta de norma venezolana de acero para refuerzo estructural que atiende las necesidades de la ingeniería sismorresistente*. Caracas: Boletín Técnico del IMME, 33 (3):, 1-9.

Castilla, E. y Marinilli, A. (2001). Propiedad del acero de refuerzo para el diseño de estructura sismorresistentes. Caracas: Boletín Técnico del IMME, 39 (1):,14-25.

Chopra, A.K. (1995). *Dynamics of structures: Teory and Applications to Earthquake engineering*. U.S.A: Prentice Hall. sp.

COVENIN MINDUR 316 (2005). Barra y Rollos de acero con resalte para uso como refuerzo estructural. Caracas: Comisión Venezolana de Normas Industriales.

COVENIN MINDUR 1753. (1987). Estructuras de concreto armado para edificaciones análisis y diseño. Caracas: Comisión Venezolana de Normas Industriales.

COVENIN MINDUR 1756 (2001). Edificaciones sismorresistentes. Caracas: Comisión Venezolana de Normas Industriales.

COVENIN MINDUR 2002 (1988). Criterios y acciones mínimas para el proyecto de edificaciones. Caracas: Comisión Venezolana de Normas Industriales.

Dowrick, D. J. (1995). Diseño de estructuras resistentes a sismos para ingenieros y arquitectos, México D.F.: Limusa, S.A. 410p.

FONDONORMA 1753 (2006). Proyecto y construcción de obras en concreto estructural. Caracas: Fondo para la Normalización y Control de Calidad.

FUNVISIS (2004). Sismología Aplicada. Disponible en: [http://www.funvisis.gob.ve/sismologia\\_aplicada.php](http://www.funvisis.gob.ve/sismologia_aplicada.php). [Consulta: 2006, Enero 23]

Hines, W. y Montgomery, D. (1998). Probabilidad y estadística para ingeniería. 2da. ed. México D.F.: Compañía editorial continental, S.A. sp.

Marinilli, A. (2002). Análisis Probabilístico da la Influencia del Armado "Tipo Reja" en el Comportamiento Sismorresistente de Elementos de Concreto Reforzado. Trabajo de ascenso. Inédito. Universidad Central de Venezuela, Caracas.

Melchers, R.E. (1999). *Structural Reliability Analysis and Prediction*. 2da. ed. Chichester: John Wiley & Sons. sp.

Murray, R.S. (1970) Teoría y 875 problemas resueltos. Serie Schaum. México: Mc. Graw Hill. 357p.

Nilson, Arthut H. (1999). Diseño de estructuras de concreto. Colombia: Mc. Graw Hill. 770p.

Park, R. y Paulay, T. (1978) Estructuras de concreto reforzado. México: Editorial Limusa. 796p.

Porrero, J., Ramos, C., Grases, J. y Velazco, G. (2004). Manual del Concreto Fresco. Caracas: SIDETUR. 503p.

Powell, G. H. (2001). RAM Perform-2D Basic Tutorial. USA: Graham H. Powell Inc.

Universidad Central de Venezuela. Facultad de Ingeniería. (2006). Ejemplos de presentación de referencias bibliográficas. Caracas: Consejo de Escuela.

Universidad Central de Venezuela. Facultad de Ingeniería. (2006). Lineamientos para el desarrollo del trabajo especial de grado. Caracas: Consejo de Escuela.

Vezga, C. (2001). Elementos de Ingeniería Sismorresistente. Maracaibo: Universidad del Zulia. 214p.

APÉNDICE A  
TABLAS DE RESULTADOS.

**Tabla A-1** Valores para el momento cedente ( $M_v$ ), y curvatura cedente ( $\varnothing_v$ ) en secciones de vigas con  $f'_c = 210 \text{ kgf/cm}^2$  y  $f_v = 4200 \text{ kgf/cm}^2$ .

Positivos

Pórtico I		Pórtico II		Pórtico III			
Sección VI-P I		Sección VI-P II		Sección VI-P III		Sección V2-P III	
$M_v$ (ton*m)	$\varnothing_v$ (rad/cm)	$M_v$ (ton*m)	$\varnothing_v$ (rad/cm)	$M_v$ (ton*m)	$\varnothing_v$ (rad/cm)	$M_v$ (ton*m)	$\varnothing_v$ (rad/cm)
12.70	4.63E-05	12.19	4.63E-05	16.30	4.77E-05	12.20	4.61E-05

Negativos

Pórtico I		Pórtico II		Pórtico III			
Sección VI-P I		Sección VI-P II		Sección VI-P III		Sección V2-P III	
$M_v$ (ton*m)	$\varnothing_v$ (rad/cm)	$M_v$ (ton*m)	$\varnothing_v$ (rad/cm)	$M_v$ (ton*m)	$\varnothing_v$ (rad/cm)	$M_v$ (ton*m)	$\varnothing_v$ (rad/cm)
12.20	4.60E-05	8.56	4.43E-05	12.21	4.58E-05	12.20	4.61E-05

**Tabla A-2** Valores para el momento último ( $M_u$ ), y curvatura última ( $\varnothing_u$ ) en secciones de vigas con  $f'_c = 210 \text{ kgf/cm}^2$  y  $f_v = 4200 \text{ kgf/cm}^2$ .

Positivos

Pórtico I		Pórtico II		Pórtico III			
Sección VI-P I		Sección VI-P II		Sección VI-P III		Sección V2-P III	
$M_u$ (ton*m)	$\varnothing_u$ (rad/cm)	$M_u$ (ton*m)	$\varnothing_u$ (rad/cm)	$M_u$ (ton*m)	$\varnothing_u$ (rad/cm)	$M_u$ (ton*m)	$\varnothing_u$ (rad/cm)
13.13	5.78E-04	13.14	5.73E-04	16.80	5.18E-04	12.63	5.88E-04

Negativos

Pórtico I		Pórtico II		Pórtico III			
Sección VI-P I		Sección VI-P II		Sección VI-P III		Sección V2-P III	
$M_u$ (ton*m)	$\varnothing_u$ (rad/cm)	$M_u$ (ton*m)	$\varnothing_u$ (rad/cm)	$M_u$ (ton*m)	$\varnothing_u$ (rad/cm)	$M_u$ (ton*m)	$\varnothing_u$ (rad/cm)
12.63	5.88E-04	8.95	6.63E-04	12.63	5.90E-04	12.63	5.88E-04

**Tabla A-3** Valores para la Fuerza Axial en Tracción Pura ( $P_t$ ), Momento en Flexión Pura ( $M_o$ ), Momento Balanceado ( $M_b$ ), Fuerza Axial Balanceada ( $P_b$ ) y Fuerza Axial en Compresión Pura ( $P_c$ ) en secciones de columnas con  $f'_c = 210 \text{ kgf/cm}^2$  y  $f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$ .

[FUERZA AXIAL (P) NEGATIVAS IMPLICAN TRACCIÓN Y POSITIVAS COMPRESIÓN]

**Pórtico I**

Sección C1-PI				
Pt (tf)	Mo (tf*m)	Mb (tf*m)	Pb (tf)	Pc (tf)
-85.2	13.4	23.4	95.6	295.8

**Pórtico II**

Sección C1-PII					Sección C2-PII					Sección C3-PII				
Pt (tf)	Mo (tf*m)	Mb (tf*m)	Pb (tf)	Pc (tf)	Pt (tf)	Mo (tf*m)	Mb (tf*m)	Pb (tf)	Pc (tf)	Pt (tf)	Mo (tf*m)	Mb (tf*m)	Pb (tf)	Pc (tf)
-80.5	12.7	22.7	95.6	291.3	-85.2	13.4	23.4	95.6	295.8	-71.8	11.4	21.4	95.6	283.0

**Pórtico III**

Sección C1-PIII					Sección C2-PIII				
Pt (tf)	Mo (tf*m)	Mb (tf*m)	Pb (tf)	Pc (tf)	Pt (tf)	Mo (tf*m)	Mb (tf*m)	Pb (tf)	Pc (tf)
-170.2	30.4	34.8	132.4	430.7	-127.6	25.7	33.6	127.6	390.0

**Tabla A-4** Valores del distorsión lateral cedente ( $\gamma_y$ ), la resistencia de push over (V), y la resistencia a corte ( $V_n$ ) con  $f'_c = 210 \text{ kgf/cm}^2$  y  $f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$ .

**Pórtico I**

Combinación 1			Combinación 2			Combinación 3		
$\gamma_y$	V (kgf)	$V_n$ (kgf)	$\gamma_y$	V (kgf)	$V_n$ (kgf)	$\gamma_y$	V (kgf)	$V_n$ (kgf)
0.0030	18845	31230	0.0032	18940	31391	0.0028	18720	31034

**Pórtico II**

Combinación 1			Combinación 2			Combinación 3		
$\gamma_y$	V (kgf)	$V_n$ (kgf)	$\gamma_y$	V (kgf)	$V_n$ (kgf)	$\gamma_y$	V (kgf)	$V_n$ (kgf)
0.0018	58015	93944	0.0019	58690	94482	0.0019	57285	93386

**Pórtico III**

Combinación 1			Combinación 2			Combinación 3		
$\gamma_y$	V (kgf)	$V_n$ (kgf)	$\gamma_y$	V (kgf)	$V_n$ (kgf)	$\gamma_y$	V (kgf)	$V_n$ (kgf)
0.0048	21090	51395	0.0052	21160	51732	0.0039	20910	50645

Tabla A-5 Números aleatorios generados uniformemente distribuidos en [0, 1] empleados para generar los valores de  $f'_c$  y  $f_y$ .

	Pórtico I		Pórtico II		Pórtico III	
	GENERAR $f'_c$	GENERAR $f_y$	GENERAR $f'_c$	GENERAR $f_y$	GENERAR $f'_c$	GENERAR $f_y$
1	0.41352	0.81633	0.34761	0.13269	0.89824	0.56333
2	0.04095	0.38203	0.34243	0.18138	0.19790	0.17231
3	0.12850	0.21974	0.55957	0.73966	0.66637	0.36951
4	0.25508	0.39680	0.46058	0.57584	0.30557	0.50398
5	0.23029	0.86222	0.56532	0.25620	0.03867	0.21233
6	0.06137	0.92895	0.39046	0.87553	0.24286	0.81805
7	0.40532	0.88209	0.81271	0.86275	0.71693	0.48685
8	0.25104	0.65253	0.24078	0.93881	0.61066	0.01205
9	0.69803	0.57398	0.25846	0.58638	0.44724	0.90898
10	0.29961	0.64108	0.07564	0.05966	0.31678	0.43588
11	0.29729	0.89226	0.11929	0.71339	0.88948	0.17008
12	0.05126	0.63605	0.37725	0.22842	0.46661	0.43473
13	0.82491	0.67817	0.49071	0.50808	0.00913	0.18095
14	0.47994	0.70375	0.01763	0.34654	0.17328	0.92722
15	0.69941	0.11778	0.61183	0.03897	0.76753	0.77976
16	0.47434	0.00614	0.42101	0.96642	0.99663	0.62209
17	0.56365	0.77602	0.20616	0.87247	0.04950	0.23741
18	0.54917	0.65533	0.76729	0.73057	0.66272	0.03555
19	0.19158	0.73825	0.12610	0.65491	0.48897	0.24384
20	0.54668	0.18542	0.06735	0.63352	0.82916	0.93615
21	0.20462	0.74621	0.02946	0.53796	0.51535	0.99079
22	0.72707	0.77712	0.47156	0.41599	0.66677	0.47110
23	0.28055	0.53907	0.69677	0.19837	0.09714	0.15449
24	0.46405	0.64732	0.44739	0.05016	0.35757	0.68504
25	0.55195	0.93557	0.78680	0.34481	0.99999	0.09294
26	0.49145	0.75687	0.57174	0.23846	0.23207	0.74617
27	0.46443	0.35734	0.13086	0.42278	0.94852	0.73639
28	0.61581	0.03377	0.29712	0.27121	0.13560	0.41632
29	0.88386	0.61802	0.75083	0.16048	0.41390	0.52293
30	0.82825	0.43558	0.26487	0.54513	0.39318	0.81221
31	0.58875	0.81981	0.41744	0.08596	0.10292	0.42753
32	0.37736	0.23403	0.59858	0.90487	0.44105	0.10010
33	0.62605	0.68622	0.89636	0.37168	0.15719	0.61796
34	0.53874	0.21254	0.46809	0.27944	0.97992	0.08311
35	0.58846	0.44798	0.58115	0.69422	0.72939	0.99699
36	0.83859	0.03386	0.17087	0.37262	0.68095	0.25506
37	0.72525	0.89618	0.73122	0.56668	0.07752	0.11463
38	0.59545	0.08515	0.54312	0.14811	0.49208	0.38537
39	0.42472	0.39253	0.82227	0.74883	0.79867	0.95760
40	0.28277	0.27443	0.44736	0.76461	0.36086	0.26593
41	0.36804	0.73206	0.40449	0.70121	0.04976	0.49319
42	0.82147	0.85635	0.78213	0.54340	0.36021	0.55206
43	0.44193	0.42114	0.92472	0.93074	0.52531	0.11075
44	0.27146	0.21050	0.00407	0.19526	0.24966	0.33612
45	0.53596	0.87105	0.82063	0.63002	0.27816	0.62548
46	0.85324	0.45643	0.36094	0.06773	0.97347	0.42938
47	0.27393	0.51648	0.73420	0.81234	0.26578	0.11452
48	0.59214	0.65402	0.20784	0.39057	0.52692	0.99665
49	0.29859	0.62274	0.99550	0.98161	0.37898	0.63105
50	0.10780	0.92840	0.60406	0.69281	0.61533	0.23910

**Tabla A-6** Valores aleatorios generados para resistencia a compresión del concreto ( $f'_c$ ) y esfuerzo cedente del acero ( $f_y$ ) para cada pórtico.

	Pórtico I		Pórtico II		Pórtico III	
	$f'_c$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$f_y$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$f'_c$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$f_y$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$f'_c$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$f_y$ (kgf/cm <sup>2</sup> )
1	203	5016	198	4533	248	4838
2	158	4728	198	4582	185	4573
3	176	4614	214	4954	223	4720
4	190	4737	207	4846	195	4802
5	188	5062	215	4643	157	4608
6	164	5152	202	5077	189	5018
7	203	5085	237	5062	227	4792
8	190	4894	189	5171	218	4259
9	226	4845	191	4852	206	5120
10	194	4887	167	4426	196	4761
11	194	5097	175	4935	247	4571
12	161	4883	201	4621	207	4761
13	238	4911	209	4805	139	4581
14	208	4928	147	4705	182	5149
15	226	4515	219	4377	232	4985
16	208	4199	204	5239	291	4875
17	215	4982	185	5073	161	4628
18	214	4896	232	4947	223	4367
19	184	4953	176	4896	209	4633
20	214	4585	165	4882	239	5166
21	185	4959	153	4823	211	5366
22	228	4983	208	4749	223	4783
23	193	4824	225	4597	171	4556
24	207	4891	206	4406	199	4916
25	214	5164	234	4704	341	4483
26	209	4967	215	4629	188	4959
27	207	4712	176	4753	259	4952
28	219	4361	194	4654	177	4749
29	246	4872	230	4562	203	4814
30	238	4761	191	4827	202	5013
31	217	5020	204	4472	172	4756
32	201	4626	217	5114	206	4493
33	220	4916	248	4721	180	4872
34	213	4609	208	4660	272	4468
35	217	4769	216	4922	228	5459
36	240	4362	181	4722	224	4642
37	228	5102	228	4840	167	4511
38	217	4471	213	4549	209	4730
39	204	4735	238	4961	235	5214
40	193	4656	206	4973	199	4650
41	200	4949	203	4927	161	4796
42	238	5055	233	4826	199	4831
43	206	4752	253	5156	212	4507
44	192	4607	131	4594	190	4698
45	213	5072	238	4880	192	4877
46	242	4774	199	4442	268	4757
47	192	4810	229	5013	191	4511
48	217	4895	186	4733	212	5451
49	194	4875	288	5301	201	4880
50	173	5151	218	4921	219	4630

Tabla A-7 Valores obtenidos del módulo de elasticidad del concreto ( $E_c$ ), en base a los valores de  $f'_c$  y  $f_v$  aleatorios para cada pórtico.

	Pórtico I	Pórtico II	Pórtico III
	$E_c$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$E_c$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$E_c$ (kgf/cm <sup>2</sup> )
1	215377	212608	237866
2	189688	212382	205119
3	200321	221150	225439
4	208272	217267	210723
5	206965	221376	189207
6	193197	214429	207638
7	215042	232284	227611
8	208064	207528	223169
9	226783	208444	216737
10	210445	195105	211237
11	210337	199550	237177
12	191608	213876	217506
13	232965	218456	178152
14	218032	182977	203577
15	226843	223216	229958
16	217811	215682	257707
17	221310	205607	191304
18	220743	229946	225287
19	204736	200125	218387
20	220645	194036	233209
21	205517	186982	219420
22	228065	217702	225456
23	209539	226728	197492
24	217405	216743	213039
25	220852	230917	278939
26	218485	221628	207062
27	217420	200512	242973
28	223375	210329	200887
29	236755	229159	215393
30	233156	208767	214542
31	222298	215537	198062
32	213881	222688	216489
33	223787	237715	202485
34	220335	217564	248837
35	222287	221998	228170
36	233763	203418	226052
37	227983	228253	195334
38	222564	220506	218509
39	215832	232815	231531
40	209646	216742	213180
41	213487	215008	191350
42	232770	230681	213153
43	216525	240241	219810
44	209094	172574	207993
45	220226	232723	209423
46	234664	213184	247213
47	209216	228388	208812
48	222433	205705	219873
49	210398	256413	213949
50	198524	222906	223356

Tabla A-8.1 Valores obtenidos para el momento cedente ( $M_v$ ), y curvatura cedente ( $\phi_v$ ) positivos en secciones de vigas de cada pórtico.

	Pórtico I		Pórtico II		Pórtico III			
	Sección VI -P1		Sección VI -P2		Sección VI -P3		Sección V2-P3	
	$M_v$ (tf*m)	$\phi_v$ (rad/cm)	$M_v$ (tf*m)	$\phi_v$ (rad/cm)	$M_v$ (tf*m)	$\phi_v$ (rad/cm)	$M_v$ (tf*m)	$\phi_v$ (rad/cm)
1	15.17	5.54E-05	13.16	5.02E-05	18.78	5.44E-05	14.06	5.26E-05
2	14.29	5.29E-05	13.30	5.07E-05	17.75	5.23E-05	13.28	5.05E-05
3	13.95	5.13E-05	14.38	5.46E-05	18.32	5.34E-05	13.71	5.16E-05
4	14.32	5.25E-05	14.07	5.35E-05	18.64	5.48E-05	13.95	5.29E-05
5	15.30	5.61E-05	13.48	5.12E-05	17.88	5.32E-05	13.38	5.13E-05
6	15.57	5.76E-05	14.74	5.61E-05	19.47	5.73E-05	14.57	5.53E-05
7	15.37	5.62E-05	14.70	5.55E-05	18.60	5.42E-05	13.92	5.24E-05
8	14.80	5.42E-05	15.01	5.74E-05	16.53	4.83E-05	12.37	4.66E-05
9	14.65	5.32E-05	14.09	5.38E-05	19.87	5.82E-05	14.87	5.62E-05
10	14.77	5.41E-05	12.85	4.95E-05	18.48	5.43E-05	13.83	5.24E-05
11	15.41	5.64E-05	14.33	5.50E-05	17.74	5.14E-05	13.28	4.97E-05
12	14.76	5.46E-05	13.42	5.11E-05	18.48	5.41E-05	13.83	5.23E-05
13	14.85	5.38E-05	13.95	5.30E-05	17.77	5.33E-05	13.30	5.13E-05
14	14.90	5.44E-05	13.66	5.30E-05	19.98	5.90E-05	14.96	5.69E-05
15	13.65	4.96E-05	12.71	4.82E-05	19.35	5.63E-05	14.48	5.44E-05
16	12.70	4.63E-05	15.21	5.79E-05	18.92	5.44E-05	14.17	5.26E-05
17	15.06	5.49E-05	14.73	5.64E-05	17.96	5.34E-05	13.44	5.15E-05
18	14.80	5.39E-05	14.37	5.43E-05	16.95	4.94E-05	12.69	4.78E-05
19	14.97	5.50E-05	14.21	5.45E-05	17.98	5.26E-05	13.46	5.08E-05
20	13.86	5.05E-05	14.17	5.46E-05	20.05	5.82E-05	15.01	5.63E-05
21	14.99	5.50E-05	14.00	5.42E-05	20.82	6.09E-05	15.59	5.88E-05
22	15.07	5.47E-05	13.79	5.24E-05	18.56	5.41E-05	13.89	5.23E-05
23	14.58	5.34E-05	13.35	5.05E-05	17.68	5.24E-05	13.23	5.05E-05
24	14.79	5.40E-05	12.79	4.87E-05	19.08	5.60E-05	14.28	5.41E-05
25	15.62	5.69E-05	13.66	5.16E-05	17.40	4.96E-05	13.03	4.80E-05
26	15.02	5.48E-05	13.44	5.10E-05	19.24	5.67E-05	14.40	5.47E-05
27	14.25	5.20E-05	13.80	5.29E-05	19.22	5.56E-05	14.39	5.38E-05
28	13.19	4.80E-05	13.51	5.16E-05	18.43	5.45E-05	13.79	5.26E-05
29	14.73	5.33E-05	13.25	5.01E-05	18.68	5.48E-05	13.98	5.29E-05
30	14.40	5.21E-05	14.01	5.35E-05	19.45	5.71E-05	14.56	5.51E-05
31	15.18	5.52E-05	12.98	4.94E-05	18.46	5.46E-05	13.81	5.27E-05
32	13.99	5.11E-05	14.85	5.63E-05	17.44	5.11E-05	13.05	4.93E-05
33	14.87	5.41E-05	13.71	5.16E-05	18.91	5.58E-05	14.15	5.39E-05
34	13.94	5.08E-05	13.53	5.14E-05	17.34	5.00E-05	12.98	4.84E-05
35	14.42	5.25E-05	14.29	5.42E-05	21.19	6.17E-05	15.86	5.96E-05
36	13.19	4.78E-05	13.71	5.25E-05	18.02	5.25E-05	13.49	5.08E-05
37	15.43	5.60E-05	14.05	5.32E-05	17.51	5.19E-05	13.10	5.01E-05
38	13.52	4.92E-05	13.21	5.01E-05	18.36	5.37E-05	13.74	5.19E-05
39	14.32	5.23E-05	14.41	5.44E-05	20.24	5.88E-05	15.15	5.69E-05
40	14.08	5.16E-05	14.44	5.49E-05	18.05	5.30E-05	13.51	5.11E-05
41	14.96	5.47E-05	14.30	5.45E-05	18.61	5.53E-05	13.93	5.33E-05
42	15.29	5.54E-05	14.01	5.29E-05	18.75	5.50E-05	14.03	5.31E-05
43	14.37	5.24E-05	14.97	5.63E-05	17.49	5.12E-05	13.09	4.94E-05
44	13.93	5.10E-05	13.33	5.21E-05	18.23	5.37E-05	13.65	5.18E-05
45	15.34	5.59E-05	14.17	5.35E-05	18.93	5.57E-05	14.17	5.37E-05
46	14.44	5.22E-05	12.90	4.91E-05	18.47	5.33E-05	13.82	5.16E-05
47	14.54	5.33E-05	14.56	5.50E-05	17.51	5.15E-05	13.10	4.97E-05
48	14.80	5.39E-05	13.74	5.26E-05	21.15	6.19E-05	15.83	5.98E-05
49	14.74	5.40E-05	15.40	5.75E-05	18.94	5.56E-05	14.18	5.37E-05
50	15.57	5.74E-05	14.29	5.42E-05	17.97	5.25E-05	13.45	5.07E-05

Tabla A-8.2 Valores obtenidos para el momento último ( $M_u$ ), y curvatura última ( $\phi_u$ ) positivos en secciones de vigas de cada pórtico.

	Pórtico I		Pórtico II		Pórtico III			
	Sección VI-P1		Sección VI-P2		Sección VI-P3		Sección V2-P3	
	$M_u$ (ton*m)	$\phi_u$ (rad/cm)	$M_u$ (ton*m)	$\phi_u$ (rad/cm)	$M_u$ (ton*m)	$\phi_u$ (rad/cm)	$M_u$ (ton*m)	$\phi_u$ (rad/cm)
1	15.55	5.24E-04	14.09	5.34E-04	19.37	5.17E-04	14.56	6.96E-04
2	14.54	4.85E-04	14.24	5.30E-04	18.14	4.68E-04	13.62	6.26E-04
3	14.27	5.14E-04	15.40	5.28E-04	18.84	4.99E-04	14.15	6.70E-04
4	14.68	5.24E-04	15.05	5.25E-04	19.06	4.65E-04	14.31	6.28E-04
5	15.63	5.03E-04	14.47	5.49E-04	18.18	4.34E-04	13.63	5.83E-04
6	15.82	4.68E-04	15.72	5.02E-04	19.86	4.46E-04	14.90	6.08E-04
7	15.75	5.20E-04	15.79	5.50E-04	19.13	4.99E-04	14.37	6.72E-04
8	15.14	5.15E-04	15.96	4.79E-04	17.05	5.23E-04	12.82	6.90E-04
9	15.10	5.58E-04	15.02	5.01E-04	20.31	4.59E-04	15.25	6.27E-04
10	15.13	5.20E-04	13.68	4.95E-04	18.90	4.68E-04	14.19	6.31E-04
11	15.76	5.09E-04	15.21	4.73E-04	18.34	5.31E-04	13.79	7.09E-04
12	15.02	4.80E-04	14.36	5.31E-04	18.94	4.81E-04	14.22	6.48E-04
13	15.34	5.68E-04	14.94	5.31E-04	18.01	4.14E-04	13.50	5.56E-04
14	15.30	5.35E-04	14.43	4.44E-04	20.33	4.31E-04	15.25	5.91E-04
15	14.12	5.77E-04	13.69	5.72E-04	19.88	4.93E-04	14.94	6.68E-04
16	13.13	5.76E-04	16.21	4.95E-04	19.64	5.54E-04	14.79	7.46E-04
17	15.48	5.39E-04	15.66	4.80E-04	18.27	4.37E-04	13.70	5.87E-04
18	15.22	5.42E-04	15.43	5.51E-04	17.48	5.20E-04	13.14	6.89E-04
19	15.30	5.04E-04	15.10	4.77E-04	18.46	4.90E-04	13.87	6.57E-04
20	14.29	5.60E-04	15.02	4.62E-04	20.59	4.89E-04	15.47	6.67E-04
21	15.32	5.06E-04	14.80	4.47E-04	21.27	4.50E-04	15.96	6.21E-04
22	15.52	5.53E-04	14.77	5.32E-04	19.08	4.95E-04	14.33	6.67E-04
23	14.94	5.22E-04	14.36	5.66E-04	18.03	4.54E-04	13.53	6.07E-04
24	15.18	5.35E-04	13.74	5.53E-04	19.50	4.63E-04	14.64	6.28E-04
25	16.02	5.28E-04	14.71	5.70E-04	18.27	6.19E-04	13.78	8.22E-04
26	15.42	5.33E-04	14.43	5.51E-04	19.63	4.49E-04	14.73	6.10E-04
27	14.65	5.45E-04	14.68	4.87E-04	19.84	5.21E-04	14.92	7.04E-04
28	13.64	5.78E-04	14.44	5.19E-04	18.79	4.49E-04	14.10	6.05E-04
29	15.24	5.78E-04	14.27	5.75E-04	19.13	4.74E-04	14.37	6.39E-04
30	14.89	5.77E-04	14.95	5.04E-04	19.88	4.60E-04	14.93	6.27E-04
31	15.60	5.39E-04	13.93	5.45E-04	18.80	4.43E-04	14.10	5.97E-04
32	14.38	5.43E-04	15.88	5.22E-04	17.91	4.95E-04	13.45	6.60E-04
33	15.30	5.48E-04	14.80	5.86E-04	19.27	4.45E-04	14.46	6.03E-04
34	14.36	5.58E-04	14.50	5.38E-04	18.01	5.61E-04	13.56	7.45E-04
35	14.85	5.53E-04	15.31	5.32E-04	21.68	4.63E-04	16.28	6.39E-04
36	13.70	6.01E-04	14.60	4.97E-04	18.54	5.05E-04	13.93	6.76E-04
37	15.88	5.47E-04	15.10	5.54E-04	17.85	4.52E-04	13.39	6.04E-04
38	13.96	5.70E-04	14.19	5.53E-04	18.83	4.85E-04	14.14	6.52E-04
39	14.71	5.41E-04	15.49	5.58E-04	20.77	4.83E-04	15.60	6.60E-04
40	14.44	5.32E-04	15.43	5.15E-04	18.49	4.79E-04	13.88	6.42E-04
41	15.33	5.24E-04	15.28	5.14E-04	18.91	4.27E-04	14.18	5.78E-04
42	15.77	5.60E-04	15.07	5.61E-04	19.18	4.68E-04	14.40	6.33E-04
43	14.77	5.41E-04	16.11	5.65E-04	17.98	5.01E-04	13.51	6.67E-04
44	14.29	5.33E-04	14.04	4.25E-04	18.64	4.66E-04	13.99	6.26E-04
45	15.74	5.31E-04	15.24	5.63E-04	19.33	4.58E-04	14.51	6.20E-04
46	14.94	5.79E-04	13.83	5.41E-04	19.12	5.40E-04	14.39	7.25E-04
47	14.90	5.22E-04	15.61	5.43E-04	17.93	4.79E-04	13.46	6.39E-04
48	15.23	5.46E-04	14.65	5.02E-04	21.59	4.46E-04	16.21	6.18E-04
49	15.10	5.21E-04	16.64	5.97E-04	19.37	4.67E-04	14.55	6.32E-04
50	15.85	4.80E-04	15.31	5.35E-04	18.48	5.00E-04	13.88	6.70E-04

Tabla A-8.3 Valores obtenidos para el momento cedente ( $M_y$ ), y curvatura cedente ( $\phi_y$ ) negativos en secciones de vigas de cada pórtico.

	Pórtico I		Pórtico II		Pórtico III			
	Sección VI -P1		Sección VI -P2		Sección VI -P3		Sección V2-P3	
	$M_y$ (tf*m)	$\phi_y$ (rad/cm)	$M_y$ (tf*m)	$\phi_y$ (rad/cm)	$M_y$ (tf*m)	$\phi_y$ (rad/cm)	$M_y$ (tf*m)	$\phi_y$ (rad/cm)
1	14.57	5.51E-05	9.23	4.79E-05	16.72	5.35E-05	14.06	5.26E-05
2	13.73	5.26E-05	9.33	4.84E-05	15.80	5.13E-05	13.28	5.05E-05
3	13.40	5.10E-05	10.10	5.22E-05	16.31	5.24E-05	13.71	5.16E-05
4	13.76	5.22E-05	9.87	5.11E-05	16.59	5.37E-05	13.95	5.29E-05
5	14.70	5.58E-05	9.46	4.89E-05	15.92	5.22E-05	13.38	5.13E-05
6	14.96	5.72E-05	10.34	5.36E-05	17.34	5.62E-05	14.57	5.53E-05
7	14.77	5.58E-05	10.32	5.31E-05	16.56	5.32E-05	13.92	5.24E-05
8	14.22	5.39E-05	10.53	5.48E-05	14.72	4.74E-05	12.37	4.66E-05
9	14.08	5.29E-05	9.89	5.14E-05	17.69	5.71E-05	14.87	5.62E-05
10	14.20	5.38E-05	9.01	4.71E-05	16.45	5.33E-05	13.83	5.24E-05
11	14.81	5.61E-05	10.05	5.24E-05	15.80	5.05E-05	13.28	4.97E-05
12	14.18	5.43E-05	9.42	4.88E-05	16.45	5.31E-05	13.83	5.23E-05
13	14.27	5.35E-05	9.79	5.07E-05	15.82	5.22E-05	13.30	5.13E-05
14	14.32	5.40E-05	9.58	5.04E-05	17.79	5.78E-05	14.96	5.69E-05
15	13.12	4.93E-05	8.92	4.61E-05	17.23	5.53E-05	14.48	5.44E-05
16	12.20	4.60E-05	10.68	5.53E-05	16.85	5.34E-05	14.17	5.26E-05
17	14.47	5.45E-05	10.33	5.38E-05	15.99	5.23E-05	13.44	5.15E-05
18	14.22	5.36E-05	10.08	5.20E-05	15.09	4.85E-05	12.69	4.78E-05
19	14.39	5.47E-05	9.97	5.20E-05	16.01	5.16E-05	13.46	5.08E-05
20	13.32	5.02E-05	9.94	5.20E-05	17.85	5.72E-05	15.01	5.63E-05
21	14.40	5.47E-05	9.82	5.15E-05	18.54	5.98E-05	15.59	5.88E-05
22	14.48	5.44E-05	9.68	5.01E-05	16.53	5.31E-05	13.89	5.23E-05
23	14.01	5.31E-05	9.37	4.83E-05	15.74	5.13E-05	13.23	5.05E-05
24	14.21	5.36E-05	8.98	4.65E-05	16.98	5.49E-05	14.28	5.41E-05
25	15.00	5.66E-05	9.59	4.94E-05	15.50	4.87E-05	13.03	4.80E-05
26	14.43	5.45E-05	9.43	4.88E-05	17.13	5.56E-05	14.40	5.47E-05
27	13.69	5.17E-05	9.68	5.05E-05	17.11	5.46E-05	14.39	5.38E-05
28	12.67	4.77E-05	9.48	4.92E-05	16.41	5.34E-05	13.79	5.26E-05
29	14.16	5.30E-05	9.30	4.79E-05	16.63	5.37E-05	13.98	5.29E-05
30	13.83	5.19E-05	9.83	5.11E-05	17.32	5.60E-05	14.56	5.51E-05
31	14.58	5.49E-05	9.11	4.72E-05	16.43	5.36E-05	13.81	5.27E-05
32	13.44	5.08E-05	10.42	5.38E-05	15.52	5.01E-05	13.05	4.93E-05
33	14.28	5.38E-05	9.62	4.94E-05	16.83	5.47E-05	14.15	5.39E-05
34	13.39	5.05E-05	9.49	4.92E-05	15.44	4.91E-05	12.98	4.84E-05
35	13.85	5.22E-05	10.03	5.18E-05	18.86	6.06E-05	15.86	5.96E-05
36	12.67	4.75E-05	9.62	5.01E-05	16.04	5.16E-05	13.49	5.08E-05
37	14.82	5.57E-05	9.86	5.09E-05	15.58	5.09E-05	13.10	5.01E-05
38	12.99	4.89E-05	9.27	4.79E-05	16.34	5.27E-05	13.74	5.19E-05
39	13.75	5.20E-05	10.11	5.20E-05	18.02	5.78E-05	15.15	5.69E-05
40	13.53	5.13E-05	10.13	5.25E-05	16.07	5.20E-05	13.51	5.11E-05
41	14.38	5.44E-05	10.04	5.20E-05	16.56	5.42E-05	13.93	5.33E-05
42	14.69	5.51E-05	9.84	5.07E-05	16.69	5.40E-05	14.03	5.31E-05
43	13.81	5.21E-05	10.51	5.39E-05	15.57	5.02E-05	13.09	4.94E-05
44	13.38	5.07E-05	9.35	4.94E-05	16.23	5.26E-05	13.65	5.18E-05
45	14.73	5.56E-05	9.95	5.12E-05	16.85	5.46E-05	14.17	5.37E-05
46	13.87	5.20E-05	9.05	4.69E-05	16.44	5.24E-05	13.82	5.16E-05
47	13.97	5.30E-05	10.22	5.27E-05	15.59	5.05E-05	13.10	4.97E-05
48	14.22	5.36E-05	9.64	5.02E-05	18.83	6.07E-05	15.83	5.98E-05
49	14.16	5.36E-05	10.81	5.52E-05	16.86	5.45E-05	14.18	5.37E-05
50	14.96	5.70E-05	10.03	5.18E-05	16.00	5.15E-05	13.45	5.07E-05

Tabla A-8.4 Valores obtenidos para el momento último ( $M_u$ ), y curvatura última ( $\phi_u$ ) negativos en secciones de vigas de cada pórtico.

	Pórtico I		Pórtico II		Pórtico III			
	Sección VI-PI		Sección VI-P2		Sección VI-P3		Sección V2-P3	
	$M_u$ (ton*m)	$\phi_u$ (rad/cm)	$M_u$ (ton*m)	$\phi_u$ (rad/cm)	$M_u$ (ton*m)	$\phi_u$ (rad/cm)	$M_u$ (ton*m)	$\phi_u$ (rad/cm)
1	14.94	5.37E-04	9.58	6.37E-04	17.26	5.53E-04	14.56	6.96E-04
2	13.98	4.98E-04	9.68	6.34E-04	16.16	5.07E-04	13.62	6.26E-04
3	13.71	5.27E-04	10.47	6.37E-04	16.78	5.36E-04	14.15	6.70E-04
4	14.11	5.37E-04	10.23	6.33E-04	16.97	5.05E-04	14.31	6.28E-04
5	15.02	5.17E-04	9.85	6.50E-04	16.19	4.77E-04	13.63	5.83E-04
6	15.20	4.83E-04	10.68	6.18E-04	17.69	4.88E-04	14.90	6.08E-04
7	15.14	5.32E-04	10.74	6.55E-04	17.04	5.37E-04	14.37	6.72E-04
8	14.55	5.28E-04	10.83	6.00E-04	15.19	5.57E-04	12.82	6.90E-04
9	14.52	5.70E-04	10.20	6.15E-04	18.09	5.00E-04	15.25	6.27E-04
10	14.55	5.33E-04	9.28	6.06E-04	16.84	5.08E-04	14.19	6.31E-04
11	15.15	5.22E-04	10.32	5.93E-04	16.34	5.66E-04	13.79	7.09E-04
12	14.43	4.94E-04	9.76	6.36E-04	16.87	5.20E-04	14.22	6.48E-04
13	14.74	5.79E-04	10.15	6.37E-04	16.04	4.58E-04	13.50	5.56E-04
14	14.71	5.47E-04	9.78	5.70E-04	18.11	4.74E-04	15.25	5.91E-04
15	13.58	5.88E-04	9.33	6.65E-04	17.71	5.31E-04	14.94	6.68E-04
16	12.62	5.86E-04	11.01	6.14E-04	17.51	5.88E-04	14.79	7.46E-04
17	14.88	5.51E-04	10.62	6.00E-04	16.27	4.79E-04	13.70	5.87E-04
18	14.63	5.54E-04	10.50	6.55E-04	15.57	5.55E-04	13.14	6.89E-04
19	14.70	5.18E-04	10.24	5.96E-04	16.44	5.28E-04	13.87	6.57E-04
20	13.74	5.71E-04	10.18	5.85E-04	18.35	5.28E-04	15.47	6.67E-04
21	14.72	5.19E-04	10.03	5.73E-04	18.94	4.93E-04	15.96	6.21E-04
22	14.92	5.65E-04	10.04	6.38E-04	16.99	5.33E-04	14.33	6.67E-04
23	14.36	5.35E-04	9.78	6.63E-04	16.06	4.94E-04	13.53	6.07E-04
24	14.60	5.48E-04	9.35	6.50E-04	17.37	5.04E-04	14.64	6.28E-04
25	15.40	5.41E-04	10.02	6.67E-04	16.30	6.47E-04	13.78	8.22E-04
26	14.82	5.46E-04	9.82	6.51E-04	17.48	4.90E-04	14.73	6.10E-04
27	14.09	5.57E-04	9.96	6.03E-04	17.68	5.57E-04	14.92	7.04E-04
28	13.11	5.89E-04	9.81	6.27E-04	16.73	4.90E-04	14.10	6.05E-04
29	14.65	5.90E-04	9.72	6.69E-04	17.04	5.13E-04	14.37	6.39E-04
30	14.32	5.88E-04	10.15	6.17E-04	17.71	5.01E-04	14.93	6.27E-04
31	14.99	5.51E-04	9.48	6.45E-04	16.74	4.85E-04	14.10	5.97E-04
32	13.82	5.54E-04	10.79	6.33E-04	15.95	5.32E-04	13.45	6.60E-04
33	14.71	5.60E-04	10.09	6.80E-04	17.16	4.87E-04	14.46	6.03E-04
34	13.81	5.69E-04	9.86	6.42E-04	16.06	5.92E-04	13.56	7.45E-04
35	14.27	5.64E-04	10.41	6.40E-04	19.32	5.04E-04	16.28	6.39E-04
36	13.17	6.11E-04	9.91	6.10E-04	16.52	5.42E-04	13.93	6.76E-04
37	15.26	5.59E-04	10.28	6.56E-04	15.89	4.93E-04	13.39	6.04E-04
38	13.42	5.81E-04	9.66	6.52E-04	16.77	5.23E-04	14.14	6.52E-04
39	14.14	5.53E-04	10.54	6.60E-04	18.50	5.23E-04	15.60	6.60E-04
40	13.88	5.44E-04	10.48	6.27E-04	16.47	5.18E-04	13.88	6.42E-04
41	14.74	5.36E-04	10.38	6.25E-04	16.84	4.70E-04	14.18	5.78E-04
42	15.16	5.71E-04	10.26	6.61E-04	17.09	5.08E-04	14.40	6.33E-04
43	14.20	5.53E-04	10.97	6.68E-04	16.02	5.37E-04	13.51	6.67E-04
44	13.74	5.45E-04	9.51	5.54E-04	16.60	5.06E-04	13.99	6.26E-04
45	15.13	5.44E-04	10.38	6.63E-04	17.22	4.99E-04	14.51	6.20E-04
46	14.36	5.90E-04	9.40	6.42E-04	17.04	5.74E-04	14.39	7.25E-04
47	14.32	5.35E-04	10.62	6.49E-04	15.97	5.17E-04	13.46	6.39E-04
48	14.64	5.58E-04	9.95	6.14E-04	19.23	4.89E-04	16.21	6.18E-04
49	14.51	5.34E-04	11.35	6.96E-04	17.26	5.07E-04	14.55	6.32E-04
50	15.23	4.94E-04	10.41	6.42E-04	16.46	5.37E-04	13.88	6.70E-04

**Tabla A-9.1** Valores obtenidos para la Fuerza Axial en Tracción Pura ( $P_t$ ), Momento en Flexión Pura ( $M_o$ ), Momento Balanceado ( $M_b$ ), Fuerza Axial Balanceada ( $P_b$ ) y Fuerza Axial en Compresión Pura ( $P_c$ ) en secciones de columnas del Pórtico I.

[FUERZA AXIAL (P) NEGATIVAS IMPLICAN TRACCIÓN Y POSITIVAS COMPRESIÓN]

Pórtico I					
Sección C1-P1					
	Pt (tf)	Mo (tf*m)	Mb (tf*m)	Pb (tf)	Pc (tf)
1	-101.7	15.9	24.8	82.5	305.7
2	-95.9	14.8	22.2	68.4	254.1
3	-93.6	14.6	22.8	77.1	270.1
4	-96.1	15.0	23.9	82.2	286.8
5	-102.7	16.0	24.1	75.1	291.0
6	-104.5	16.1	23.0	63.4	268.6
7	-103.1	16.1	24.9	81.0	306.5
8	-99.3	15.5	24.0	79.1	289.6
9	-98.3	15.4	25.7	95.3	324.4
10	-99.1	15.5	24.2	81.1	293.9
11	-103.4	16.1	24.4	77.1	297.9
12	-99.0	15.3	22.6	67.0	260.5
13	-99.6	15.7	26.4	99.3	338.3
14	-99.9	15.6	25.0	86.4	309.0
15	-91.6	14.4	25.0	99.7	317.9
16	-85.2	13.4	23.3	94.7	293.8
17	-101.0	15.8	25.3	88.0	316.4
18	-99.3	15.6	25.2	89.2	313.6
19	-100.4	15.6	23.8	75.4	284.8
20	-93.0	14.6	24.6	93.7	307.1
21	-100.6	15.6	23.9	75.9	286.3
22	-101.1	15.9	26.0	93.6	329.8
23	-97.8	15.3	24.1	81.6	290.9
24	-99.2	15.5	24.9	86.6	307.0
25	-104.7	16.4	25.5	84.1	319.2
26	-100.7	15.8	25.1	86.0	310.7
27	-95.6	15.0	24.7	90.0	303.5
28	-88.4	14.0	24.3	98.1	307.9
29	-98.8	15.6	26.8	103.5	345.3
30	-96.6	15.2	26.3	102.6	335.6
31	-101.8	15.9	25.5	88.1	319.1
32	-93.8	14.7	24.1	87.8	295.0
33	-99.7	15.6	25.5	91.4	320.0
34	-93.5	14.7	24.7	93.3	307.0
35	-96.7	15.2	25.2	93.1	314.0
36	-88.5	14.0	25.3	107.4	328.8
37	-103.5	16.2	26.1	91.2	332.1
38	-90.7	14.3	24.5	96.4	308.5
39	-96.0	15.0	24.6	88.4	300.9
40	-94.4	14.8	23.8	84.1	287.7
41	-100.4	15.7	24.6	82.3	300.8
42	-102.5	16.1	26.6	96.2	340.8
43	-96.4	15.1	24.7	88.6	302.6
44	-93.4	14.6	23.6	84.0	285.7
45	-102.9	16.1	25.3	85.4	316.1
46	-96.8	15.3	26.5	103.7	339.0
47	-97.5	15.2	24.0	81.6	290.0
48	-99.3	15.6	25.4	90.7	316.9
49	-98.9	15.4	24.2	81.3	293.5
50	-104.5	16.2	23.5	67.2	277.8

**Tabla A-9.2** Valores obtenidos para la Fuerza Axial en Tracción Pura ( $P_t$ ), Momento en Flexión Pura ( $M_o$ ), Momento Balanceado ( $M_b$ ), Fuerza Axial Balanceada ( $P_b$ ) y Fuerza Axial en Compresión Pura ( $P_c$ ) en secciones de columnas del Pórtico II.

[FUERZA AXIAL (P) NEGATIVAS IMPLICAN TRACCIÓN Y POSITIVAS COMPRESIÓN]

**Pórtico II**

	Sección C1-P11					Sección C2-P11					Sección C3-P11				
	Pt (tf)	Mo (tf*m)	Mb (tf*m)	Pb (tf)	Pc (tf)	Pt (tf)	Mo (tf*m)	Mb (tf*m)	Pb (tf)	Pc (tf)	Pt (tf)	Mo (tf*m)	Mb (tf*m)	Pb (tf)	Pc (tf)
1	-86.8	13.7	23.0	88.2	285.8	-91.9	14.4	23.8	88.2	290.7	-77.5	12.3	21.6	88.2	276.8
2	-87.8	13.8	23.1	86.9	286.3	-92.9	14.6	23.8	86.9	291.3	-78.3	12.4	21.6	86.9	277.3
3	-94.9	14.9	24.5	88.6	310.2	-100.5	15.7	25.3	88.4	315.6	-84.7	13.4	23.0	88.9	300.4
4	-92.8	14.6	24.0	87.5	300.6	-98.3	15.4	24.8	87.4	305.9	-82.9	13.1	22.5	87.6	291.0
5	-89.0	14.0	24.1	93.9	304.7	-94.2	14.8	24.9	93.9	309.7	-79.4	12.6	22.6	93.9	295.5
6	-97.3	15.2	24.0	80.9	299.7	-103.0	16.1	24.8	80.6	305.2	-86.8	13.7	22.5	81.3	289.6
7	-97.0	15.3	25.7	95.8	334.5	-102.7	16.1	26.5	95.6	340.0	-86.6	13.7	24.2	96.2	
8	-99.1	15.4	23.4	73.8	288.7	-104.9	16.3	24.3	73.5	294.3	-88.4	13.8	21.9	74.3	278.3
9	-93.0	14.5	23.2	80.3	284.2	-98.4	15.3	24.0	80.2	289.5	-83.0	13.0	21.7	80.4	274.6
10	-84.8	13.2	21.1	74.4	252.4	-89.8	14.0	21.8	74.4	257.2	-75.7	11.9	19.7	74.4	243.5
11	-94.6	14.7	22.5	72.0	269.8	-100.1	15.5	23.3	71.9	275.2	-84.4	13.2	21.0	72.2	260.0
12	-88.5	13.9	23.3	87.8	289.9	-93.7	14.7	24.1	87.8	294.9	-79.0	12.5	21.9	87.8	280.7
13	-92.1	14.5	24.1	89.2	302.1	-97.4	15.3	24.9	89.2	307.3	-82.2	13.0	22.6	89.3	292.6
14	-90.2	13.9	20.8	63.8	237.5	-95.4	14.7	21.6	63.8	242.7	-80.5	12.5	19.4	63.8	228.1
15	-83.9	13.3	23.6	97.8	303.2	-88.8	14.0	24.3	97.8	307.9	-74.8	11.9	22.2	97.8	294.6
16	-100.4	15.7	24.1	77.2	305.2	-106.3	16.5	24.9	76.9	310.8	-89.6	14.1	22.5	77.8	294.7
17	-97.2	15.1	23.2	74.1	283.3	-102.9	16.0	24.0	73.9	288.8	-86.8	13.6	21.7	74.5	273.2
18	-94.8	14.9	25.4	96.1	327.6	-100.3	15.8	26.2	96.0	332.9	-84.6	13.4	23.9	96.4	317.8
19	-93.8	14.6	22.5	73.1	270.1	-99.3	15.4	23.3	73.0	275.4	-83.7	13.1	21.0	73.3	260.3
20	-93.5	14.5	22.0	68.9	259.3	-99.0	15.3	22.8	68.8	264.6	-83.5	13.0	20.5	69.0	249.5
21	-92.4	14.3	21.3	64.8	246.3	-97.8	15.1	22.1	64.8	251.6	-82.5	12.8	19.9	64.9	236.6
22	-91.0	14.3	24.0	89.6	299.6	-96.3	15.1	24.8	89.6	304.7	-81.2	12.8	22.5	89.7	290.2
23	-88.1	13.9	24.5	98.9	314.4	-93.2	14.7	25.3	98.9	319.3	-78.6	12.5	23.1	98.9	305.3
24	-84.4	13.3	23.0	92.0	291.2	-89.3	14.0	23.7	92.0	295.9	-75.3	12.0	21.6	92.0	282.5
25	-90.1	14.3	25.2	101.6	324.9	-95.4	15.0	26.0	101.6	329.9	-80.4	12.8	23.7	101.6	315.6
26	-88.7	14.0	24.1	94.2	304.9	-93.9	14.8	24.8	94.2	309.9	-79.2	12.6	22.6	94.2	295.8
27	-91.1	14.2	22.4	75.9	268.1	-96.4	15.0	23.2	75.9	273.2	-81.3	12.7	20.9	76.0	258.6
28	-89.2	14.0	23.1	84.7	283.9	-94.4	14.8	23.8	84.7	288.9	-79.6	12.5	21.6	84.7	274.7
29	-87.4	13.8	24.6	101.3	318.6	-92.5	14.6	25.4	101.3	323.5	-78.0	12.4	23.2	101.3	309.6
30	-92.5	14.5	23.2	81.0	284.3	-97.9	15.3	24.0	80.9	289.6	-82.5	13.0	21.7	81.1	274.7
31	-85.7	13.5	22.9	88.7	290.2	-90.7	14.2	23.6	88.7	295.0	-76.5	12.1	21.5	88.7	281.3
32	-98.0	15.4	24.8	86.8	316.3	-103.7	16.2	25.6	86.6	321.8	-87.5	13.8	23.3	87.3	306.1
33	-90.5	14.4	25.9	107.5	339.2	-95.8	15.1	26.7	107.5	344.3	-80.7	12.9	24.5	107.5	329.9
34	-89.3	14.0	23.8	90.5	297.6	-94.5	14.8	24.5	90.5	302.7	-79.7	12.6	22.3	90.5	288.4
35	-94.3	14.8	24.5	89.9	311.3	-99.8	15.6	25.4	89.8	316.6	-84.2	13.3	23.1	90.1	301.5
36	-90.5	14.1	22.6	78.7	272.6	-95.8	14.9	23.4	78.7	277.7	-80.7	12.7	21.2	78.7	263.2
37	-92.7	14.6	25.1	96.8	322.1	-98.2	15.4	25.9	96.7	327.3	-82.8	13.1	23.6	96.9	312.5
38	-87.2	13.7	23.7	93.9	301.2	-92.3	14.5	24.5	93.9	306.1	-77.8	12.3	22.3	93.9	292.2
39	-95.1	15.0	25.7	98.3	333.7	-100.6	15.8	26.5	98.2	339.0	-84.8	13.5	24.2	98.6	323.9
40	-95.3	14.9	24.1	84.6	302.1	-100.9	15.8	24.9	84.5	307.5	-85.0	13.4	22.6	84.9	292.2
41	-94.4	14.8	23.9	84.1	297.9	-99.9	15.6	24.7	84.0	303.2	-84.2	13.3	22.4	84.3	288.1
42	-92.5	14.6	25.3	99.1	326.7	-97.9	15.4	26.1	99.1	331.9	-82.5	13.1	23.8	99.3	317.2
43	-98.8	15.6	26.6	100.9	352.8	-104.6	16.5	27.4	100.6	358.4	-88.2	14.0	25.1	101.4	342.7
44	-88.0	13.6	19.7	57.3	219.1	-93.2	14.3	20.5	57.3	224.1	-78.6	12.2	18.3	57.3	209.9
45	-93.5	14.8	25.6	99.9	331.9	-99.0	15.6	26.4	99.8	337.1	-83.4	13.3	24.1	100.0	322.3
46	-85.1	13.4	22.8	89.0	285.2	-90.1	14.1	23.5	89.0	289.9	-76.0	12.0	21.4	89.0	276.4
47	-96.0	15.1	25.3	93.5	325.7	-101.7	16.0	26.1	93.3	331.1	-85.7	13.6	23.8	93.8	315.7
48	-90.7	14.2	22.8	80.3	277.0	-96.0	15.0	23.6	80.3	282.1	-80.9	12.7	21.4	80.3	267.5
49	-101.6	16.2	28.5	112.5	391.0	-107.5	17.0	29.3	112.1	396.7	-90.6	14.5	26.9	113.2	380.6
50	-94.3	14.8	24.6	90.7	313.0	-99.8	15.6	25.4	90.5	318.3	-84.1	13.3	23.1	90.9	303.3

**Tabla A-9.3** Valores obtenidos para la Fuerza Axial en Tracción Pura ( $P_t$ ), Momento en Flexión Pura ( $M_o$ ), Momento Balanceado ( $M_b$ ), Fuerza Axial Balanceada ( $P_b$ ) y Fuerza Axial en Compresión Pura ( $P_c$ ) en secciones de columnas del Pórtico III.

[FUERZA AXIAL (P) NEGATIVAS IMPLICAN TRACCIÓN Y POSITIVAS COMPRESIÓN]

**Pórtico III**

		Sección C1-P111					Sección C2-P111				
		Pt (tf)	Mo (tf*m)	Mb (tf*m)	Pb (tf)	Pc (tf)	Pt (tf)	Mo (tf*m)	Mb (tf*m)	Pb (tf)	Pc (tf)
1		-196.0	34.3	40.3	139.2	503.9	-147.0	29.5	39.0	138.0	457.0
2		-185.3	31.3	34.3	109.5	414.2	-139.0	27.5	33.0	106.9	369.5
3		-191.3	33.1	37.8	127.9	467.8	-143.4	28.6	36.6	126.1	421.9
4		-194.6	32.6	36.0	110.5	436.2	-145.9	28.8	34.7	109.1	389.2
5		-186.7	30.6	32.2	93.3	381.5	-140.0	27.1	31.0	90.9	336.2
6		-203.3	33.3	36.3	102.9	437.9	-152.5	29.5	35.1	102.8	388.7
7		-194.2	33.5	38.5	128.7	476.0	-145.6	29.0	37.2	127.3	429.5
8		-172.6	30.9	35.7	135.9	443.5	-129.4	26.1	34.5	131.5	402.3
9		-207.5	34.4	37.9	109.0	463.1	-155.6	30.4	36.6	109.5	413.0
10		-192.9	32.5	35.9	111.9	435.7	-144.7	28.6	34.6	110.3	389.2
11		-185.2	33.1	39.2	144.7	491.3	-138.9	28.0	37.9	142.1	447.1
12		-192.9	32.8	36.8	118.4	450.3	-144.7	28.7	35.6	116.8	403.9
13		-185.6	29.6	30.7	83.8	358.3	-139.2	26.3	29.5	81.2	313.1
14		-208.6	33.2	36.0	95.1	434.1	-156.5	29.5	34.7	95.7	383.5
15		-202.0	34.5	39.6	126.9	489.7	-151.5	30.1	38.3	126.6	441.2
16		-197.5	35.7	43.8	162.0	558.9	-148.1	30.0	42.5	161.1	512.0
17		-187.5	30.8	32.6	94.9	386.7	-140.7	27.3	31.4	92.6	341.2
18		-176.9	31.5	36.5	135.8	453.1	-132.7	26.7	35.3	132.0	410.8
19		-187.7	32.3	36.4	122.1	447.2	-140.8	28.0	35.2	119.8	402.1
20		-209.3	35.5	40.5	125.0	505.2	-157.0	31.1	39.2	125.7	454.9
21		-217.4	35.3	38.6	103.9	479.4	-163.1	31.2	37.3	105.7	426.8
22		-193.8	33.4	38.1	126.5	470.3	-145.3	28.9	36.8	125.1	423.8
23		-184.6	30.8	33.1	102.3	396.8	-138.5	27.2	31.9	99.6	352.1
24		-199.2	33.2	36.7	110.5	446.1	-149.4	29.4	35.5	109.8	398.0
25		-181.6	35.1	46.3	200.7	605.0	-136.2	28.1	45.1	197.6	562.5
26		-200.9	33.1	36.0	103.5	434.2	-150.7	29.3	34.8	103.1	385.6
27		-200.6	35.2	41.5	142.4	521.8	-150.5	30.2	40.3	141.9	473.9
28		-192.4	31.8	34.4	101.7	412.0	-144.3	28.3	33.1	100.1	365.4
29		-195.1	32.9	36.7	115.0	447.5	-146.3	28.9	35.4	113.8	400.5
30		-203.1	33.8	37.3	110.0	453.5	-152.3	29.9	36.0	109.8	404.5
31		-192.7	31.7	34.0	98.8	406.2	-144.5	28.1	32.8	97.2	359.5
32		-182.0	31.6	35.6	123.2	437.0	-136.5	27.2	34.4	120.1	393.3
33		-197.4	32.4	35.1	100.8	420.5	-148.1	28.7	33.8	99.8	372.7
34		-181.0	33.3	40.7	161.4	517.9	-135.8	27.6	39.5	158.2	475.0
35		-221.2	36.4	40.1	109.9	504.5	-165.9	32.1	38.8	112.2	451.1
36		-188.1	32.8	37.6	130.3	466.1	-141.1	28.2	36.4	128.1	421.0
37		-182.8	30.5	32.7	101.1	390.4	-137.1	27.0	31.5	98.1	346.1
38		-191.7	32.7	36.8	120.1	451.4	-143.7	28.5	35.6	118.4	405.3
39		-211.3	35.7	40.3	121.6	502.9	-158.4	31.3	39.0	122.5	452.1
40		-188.4	32.1	35.7	116.2	435.7	-141.3	28.0	34.5	114.0	390.3
41		-194.3	31.3	33.3	91.7	393.5	-145.7	27.7	32.0	90.3	346.3
42		-195.8	32.9	36.4	112.3	443.0	-146.8	29.0	35.2	111.2	395.7
43		-182.6	31.8	36.2	126.5	445.5	-137.0	27.4	34.9	123.5	401.7
44		-190.4	32.0	35.2	109.8	425.8	-142.8	28.2	33.9	107.9	379.8
45		-197.6	32.9	36.1	107.6	436.2	-148.2	29.1	34.8	106.7	388.5
46		-192.8	34.5	41.5	152.1	525.3	-144.6	29.2	40.3	150.5	479.4
47		-182.8	31.2	34.6	114.6	420.0	-137.1	27.2	33.3	111.7	376.0
48		-220.9	35.5	38.8	101.6	483.9	-165.6	31.5	37.5	103.9	430.5
49		-197.8	33.1	36.7	112.1	446.8	-148.3	29.2	35.5	111.2	399.1
50		-187.6	32.6	37.2	127.6	459.0	-140.7	28.1	36.0	125.3	414.0

Tabla A-10.1 Valores obtenidos de la distorsión lateral cedente ( $\Delta_y$ ), la resistencia de *push over* (V), y la resistencia a corte ( $V_n$ ) del Pórtico I.

Pórtico I

	Combinación 1			Combinación 2			Combinación 3		
	$\gamma_y$	V (kgf)	$V_n$ (kgf)	$\gamma_y$	V (kgf)	$V_n$ (kgf)	$\gamma_y$	V (kgf)	$V_n$ (kgf)
1	0.0032	22590	33882	0.0034	22680	34041	0.0030	22470	33690
2	0.0035	21005	30945	0.0037	21090	31085	0.0032	20900	30776
3	0.0033	20770	31331	0.0035	20860	31479	0.0030	20655	31152
4	0.0032	21245	32359	0.0034	21345	32513	0.0029	21120	32174
5	0.0033	22670	33418	0.0036	22760	33571	0.0031	22560	33234
6	0.0036	22980	32718	0.0038	23050	32860	0.0034	22890	32545
7	0.0032	22820	34100	0.0034	22915	34259	0.0030	22670	33908
8	0.0032	21995	32903	0.0034	22095	33056	0.0030	21870	32717
9	0.0030	21890	34119	0.0032	22010	34286	0.0028	21760	33916
10	0.0032	21820	33054	0.0034	21925	33209	0.0030	21690	32866
11	0.0033	22440	33796	0.0035	22550	33951	0.0030	22300	33608
12	0.0035	21745	31642	0.0038	21825	31783	0.0030	21640	31471
13	0.0029	22285	34814	0.0031	22395	34986	0.0027	22145	34606
14	0.0032	22420	33766	0.0034	22510	33927	0.0029	22300	33572
15	0.0029	20625	32949	0.0031	20730	33117	0.0026	20490	32747
16	0.0029	19050	31151	0.0031	19155	31312	0.0026	18915	30957
17	0.0031	22480	34201	0.0033	22580	34364	0.0029	22355	34004
18	0.0031	22020	33852	0.0033	22125	34015	0.0029	21885	33655
19	0.0033	22145	32866	0.0035	22240	33017	0.0031	22035	32683
20	0.0030	20840	32738	0.0032	20945	32900	0.0027	20708	32541
21	0.0033	22200	32945	0.0035	22280	33096	0.0031	22085	32761
22	0.0030	22680	34706	0.0032	22785	34875	0.0028	22550	34503
23	0.0032	21605	32761	0.0034	21705	32916	0.0030	21485	32574
24	0.0031	22030	33585	0.0033	22130	33746	0.0029	21905	33391
25	0.0032	23300	34817	0.0034	23400	34980	0.0030	23180	34620
26	0.0032	22480	33938	0.0034	22580	34099	0.0029	22355	33743
27	0.0031	21350	32951	0.0033	21450	33111	0.0028	21220	32756
28	0.0029	19830	32143	0.0031	19940	32307	0.0026	19700	31943
29	0.0028	22100	34957	0.0033	22215	35132	0.0029	19695	34746
30	0.0029	21630	34294	0.0031	21745	34466	0.0027	21485	34086
31	0.0031	22565	34408	0.0033	22665	34572	0.0029	22440	34209
32	0.0031	20770	32380	0.0031	20770	32537	0.0028	20640	32189
33	0.0031	22195	34151	0.0033	22305	34316	0.0028	22065	33952
34	0.0030	20910	32798	0.0032	21015	32960	0.0028	20780	32601
35	0.0030	21540	33513	0.0032	21645	33677	0.0028	21400	33315
36	0.0027	20000	32916	0.0029	20110	33088	0.0025	19860	32707
37	0.0032	23065	35126	0.0034	23170	35294	0.0030	22935	34922
38	0.0029	20270	32473	0.0031	20385	32637	0.0027	20130	32274
39	0.0031	21430	32912	0.0033	21530	33071	0.0029	21305	32719
40	0.0031	20895	32173	0.0033	20995	32327	0.0028	20765	31986
41	0.0032	22270	33500	0.0034	22365	33658	0.0032	22270	33310
42	0.0030	22955	35314	0.0032	23060	35486	0.0028	22825	35106
43	0.0031	21445	33027	0.0033	21545	33186	0.0029	21315	32833
44	0.0031	20730	31956	0.0034	20830	32110	0.0029	20605	31770
45	0.0027	22870	34439	0.0034	22930	34602	0.0029	22745	34243
46	0.0028	21735	34451	0.0030	21850	34624	0.0026	21590	34242
47	0.0032	21585	32689	0.0034	21680	32843	0.0030	21464	32502
48	0.0031	22075	33975	0.0033	22185	34139	0.0028	21945	33776
49	0.0032	21925	33009	0.0034	22020	33164	0.0029	21804	32821
50	0.0035	22950	33110	0.0034	23032	33257	0.0033	22850	32933

Tabla A-10.2 Valores obtenidos de la distorsión lateral cedente ( $\Delta_y$ ), la resistencia de *push over* (V), y la resistencia a corte ( $V_n$ ) del Pórtico II.

Pórtico II

	Combinación 1			Combinación 2			Combinación 3		
	$\gamma_y$	V (kgf)	$V_n$ (kgf)	$\gamma_y$	V (kgf)	$V_n$ (kgf)	$\gamma_y$	V (kgf)	$V_n$ (kgf)
1	0.0020	61435	96108	0.0020	62130	96630	0.0020	60560	95565
2	0.0020	61885	96579	0.0021	62575	97101	0.0020	61145	96037
3	0.0022	68200	102527	0.0022	68930	103070	0.0021	67210	101963
4	0.0022	67160	100500	0.0022	67865	101034	0.0021	66195	99945
5	0.0021	65560	99250	0.0022	66320	99794	0.0021	64595	98685
6	0.0023	68975	102330	0.0023	69665	102857	0.0022	68020	101783
7	0.0024	70990	106179	0.0020	71730	106749	0.0021	69985	105586
8	0.0026	70290	101789	0.0024	70920	102299	0.0023	69430	101259
9	0.0022	66605	98591	0.0023	67285	99103	0.0022	65670	98059
10	0.0022	59810	91045	0.0022	60480	91525	0.0021	58890	90548
11	0.0023	66455	97482	0.0023	67040	97973	0.0023	65820	96973
12	0.0021	63690	97340	0.0021	64360	97866	0.0021	62955	96795
13	0.0021	66220	100327	0.0021	66895	100864	0.0021	65485	99770
14	0.0024	62060	91310	0.0025	62625	91759	0.0023	61440	90843
15	0.0016	61220	96821	0.0016	61945	97369	0.0016	60435	96251
16	0.0021	67440	104350	0.0021	68105	104880	0.0021	66715	103799
17	0.0023	68535	100315	0.0023	69135	100820	0.0023	67885	99790
18	0.0021	67990	104428	0.0021	68705	104993	0.0020	67220	103841
19	0.0023	65745	97189	0.0023	66350	97680	0.0023	65090	96678
20	0.0023	64910	95677	0.0023	65500	96153	0.0023	64235	95182
21	0.0024	64095	93464	0.0024	64640	93924	0.0026	63495	92987
22	0.0021	65235	99562	0.0021	65930	100097	0.0021	64495	99007
23	0.0020	64705	99956	0.0020	65425	100513	0.0020	63920	99378
24	0.0020	60870	95676	0.0020	61570	96209	0.0019	60120	95123
25	0.0020	66340	102044	0.0020	67065	102612	0.0020	65545	101455
26	0.0019	64505	99162	0.0020	65205	99707	0.0019	63745	98597
27	0.0022	64110	95753	0.0022	64740	96246	0.0022	63425	95242
28	0.0021	63730	96891	0.0021	64390	97408	0.0021	63010	96355
29	0.0020	64255	100129	0.0020	64980	100692	0.0019	63465	99544
30	0.0020	65730	98394	0.0020	66375	98907	0.0020	65035	97862
31	0.0020	61780	96117	0.0020	62470	96647	0.0020	61025	95567
32	0.0022	68880	104584	0.0022	69310	105131	0.0021	68420	104016
33	0.0019	65900	103753	0.0020	66665	104337	0.0019	65080	103146
34	0.0021	64640	98576	0.0021	65320	99111	0.0021	63900	98021
35	0.0022	67820	102372	0.0022	68500	102918	0.0021	67090	101806
36	0.0022	63990	96071	0.0022	64630	96571	0.0022	63300	95552
37	0.0021	67080	102902	0.0021	67805	103463	0.0021	66305	102320
38	0.0021	63400	98056	0.0020	64105	98597	0.0020	62640	97493
39	0.0021	69140	105215	0.0021	69850	105787	0.0021	68370	104621
40	0.0022	68070	101741	0.0022	68725	102274	0.0022	67355	101188
41	0.0022	67160	100857	0.0022	67825	101385	0.0022	66450	100308
42	0.0021	67150	103296	0.0021	67875	103862	0.0020	66370	102707
43	0.0021	72465	108959	0.0022	73170	109549	0.0021	71690	108346
44	0.0024	59370	87788	0.0024	59920	88212	0.0024	58760	87347
45	0.0021	68080	104325	0.0021	68800	104897	0.0020	67300	103731
46	0.0020	61020	95264	0.0020	61710	95788	0.0020	60270	94720
47	0.0022	69420	104776	0.0022	70110	105337	0.0021	68670	104194
48	0.0022	63950	96704	0.0022	64605	97210	0.0021	63250	96180
49	0.0021	75420	114141	0.0021	76165	114771	0.0020	74600	113487
50	0.0022	67905	102566	0.0022	68560	103113	0.0021	67160	101997

Tabla A-10.3 Valores obtenidos de la distorsión lateral cedente ( $\gamma_y$ ), la resistencia de *push over* (V), y la resistencia a corte ( $V_n$ ) del Pórtico III.

Pórtico III

	Combinación 1			Combinación 2			Combinación 3		
	$\gamma_y$	V (kgf)	Vn (kgf)	$\gamma_y$	V (kgf)	Vn (kgf)	$\gamma_y$	V (kgf)	Vn (kgf)
1	0.0047	24295	57811	0.0050	24325	58177	0.0041	24100	56997
2	0.0050	22230	52710	0.0054	22280	53025	0.0042	22100	52007
3	0.0048	23390	55750	0.0051	23460	56097	0.0041	23215	54978
4	0.0050	23375	54893	0.0054	23420	55217	0.0043	23245	54171
5	0.0052	21795	51400	0.0056	21835	51691	0.0043	21690	50752
6	0.0051	24075	56126	0.0055	24120	56445	0.0043	23960	55415
7	0.0048	23700	56476	0.0051	23820	56826	0.0041	23570	55697
8	0.0047	21440	52239	0.0051	21560	52583	0.0040	21300	51475
9	0.0050	24735	57748	0.0054	24850	58081	0.0043	24680	57006
10	0.0050	23075	54650	0.0053	23160	54975	0.0042	22955	53927
11	0.0046	23030	55840	0.0050	23120	56205	0.0039	22820	55028
12	0.0049	23175	55260	0.0052	23255	55595	0.0041	23005	54515
13	0.0053	21150	50121	0.0058	21200	50395	0.0044	21025	49511
14	0.0051	24215	56677	0.0055	24270	56990	0.0043	24080	55979
15	0.0047	24510	58082	0.0050	24585	58436	0.0040	24330	57295
16	0.0045	24705	60017	0.0048	24805	60414	0.0038	24455	59135
17	0.0047	22075	51748	0.0050	22125	52043	0.0040	21960	51093
18	0.0046	21690	53218	0.0050	21780	53565	0.0039	21485	52447
19	0.0048	22600	54441	0.0052	22735	54777	0.0040	22475	53693
20	0.0047	25020	59687	0.0050	25105	60046	0.0040	24820	58888
21	0.0049	25515	59760	0.0053	25570	60097	0.0043	25370	59008
22	0.0048	23490	56197	0.0051	23570	56544	0.0040	23305	55425
23	0.0050	21625	51838	0.0054	21690	52142	0.0041	21470	51162
24	0.0049	23635	55927	0.0053	23700	56255	0.0042	23475	55198
25	0.0043	23910	59306	0.0046	24030	59735	0.0037	23630	58351
26	0.0050	23605	55649	0.0054	23670	55968	0.0042	23455	54941
27	0.0047	24845	59121	0.0050	24930	59495	0.0040	24645	58289
28	0.0050	22445	53549	0.0054	22515	53859	0.0042	22270	52862
29	0.0049	23285	55432	0.0052	23355	55764	0.0041	23115	54695
30	0.0050	24120	56766	0.0053	24185	57096	0.0042	23965	56031
31	0.0051	22500	53321	0.0055	22555	53626	0.0042	22355	52643
32	0.0048	21990	53251	0.0053	22070	53584	0.0040	21805	52509
33	0.0051	23110	54581	0.0054	23170	54892	0.0042	22960	53887
34	0.0045	22905	56247	0.0048	23000	56630	0.0038	22665	55395
35	0.0049	26180	61285	0.0052	26241	61636	0.0042	26035	60503
36	0.0047	22910	55253	0.0051	22995	55601	0.0040	22715	54479
37	0.0050	21375	51310	0.0055	21440	51611	0.0041	21220	50641
38	0.0048	23010	55141	0.0052	23085	55478	0.0040	22825	54393
39	0.0048	25460	59864	0.0051	25530	60221	0.0042	25295	59072
40	0.0049	22615	54048	0.0052	22680	54376	0.0041	22450	53318
41	0.0052	22505	52946	0.0056	22555	53241	0.0043	22385	52291
42	0.0049	23320	55338	0.0053	23385	55666	0.0042	23155	54608
43	0.0047	22170	53676	0.0051	22245	54015	0.0040	21980	52924
44	0.0049	22630	53884	0.0053	22700	54205	0.0041	22465	53172
45	0.0050	23340	55295	0.0053	23405	55618	0.0042	23180	54578
46	0.0046	24130	58151	0.0049	24220	58532	0.0039	23915	57305
47	0.0049	21835	52631	0.0053	21905	52953	0.0040	21665	51916
48	0.0050	25855	60410	0.0053	25905	60748	0.0043	25720	59657
49	0.0050	23800	55764	0.0054	23855	56094	0.0043	23665	55032
50	0.0047	22765	54902	0.0051	22850	55246	0.0040	22575	54138

**Tabla A-11** Cargas axiales aplicadas en las columnas y utilizadas para el cálculo de la resistencia a corte ( $V_n$ ) en los pórticos.

	Combinación 1	Combinación 2	Combinación 3
Sección	Nu (kgf)	Nu (kgf)	Nu (kgf)
Cl-P1	10100	11900	7920
C1-P11	7900	9350	6520
C2-P11	12660	14950	10240
C3-P11	12590	14850	10160
C1-P111	25290	29050	16930
C2-P111	11070	13025	8795

**Tabla A-12** Análisis estadístico de los 300 números aleatorios generados uniformemente distribuidos en  $[0, 1]$ .

	Números aleatorios
X	0.48750
S	0.27
v (%)	56.224

**Tabla A-13** Análisis estadístico de los 150 valores aleatorios generados de la resistencia a compresión del concreto ( $f'_c$ ) y esfuerzo cedente del acero ( $f_y$ ) y los 150 valores obtenidos del módulo de elasticidad del concreto  $E_c$ .

	$f'_c$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$f_y$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$E_c$ (kgf/cm <sup>2</sup> )
X	207	4808	216906
S	28.89	234.77	15000.08
v (%)	13.935	4.883	6.915

**Tabla A-14.1** Análisis estadístico de los 50 valores positivos obtenidos para el momento cedente ( $M_y$ ), curvatura cedente ( $\phi_y$ ), momento último ( $M_u$ ) y Curvatura última ( $\phi_u$ ) en secciones de vigas en cada pórtico.

	Pórtico I		Pórtico II		Pórtico III			
	Sección VI-P1	Sección VI-P11	Sección VI-P111	Sección V2-P111				
	$M_y$ (ton*m)	$\phi_y$ (rad/cm)	$M_y$ (ton*m)	$\phi_y$ (rad/cm)	$M_y$ (ton*m)	$\phi_y$ (rad/cm)	$M_y$ (ton*m)	$\phi_y$ (rad/cm)
X	14.61	5.35E-05	13.94	5.31E-05	18.59	5.43E-05	13.92	5.26E-05
S	0.66	2.64E-06	0.65	2.40E-06	1.02	3.21E-06	0.76	2.87E-06
v (%)	4.506	4.931	4.677	4.527	5.475	5.908	5.476	5.458

Tabla A-14.1 (continuación)

	Pórtico I		Pórtico II		Pórtico III			
	Sección VI-P I		Sección VI-P II		Sección VI-P III		Sección V2-P III	
	Mu (ton*m)	Øu (rad/cm)	Mu (ton*m)	Øu (rad/cm)	Mu (ton*m)	Øu (rad/cm)	Mu (ton*m)	Øu (rad/cm)
X	15.01	5.37E-04	14.91	5.25E-04	19.06	4.80E-04	14.31	6.47E-04
S	0.64	2.85E-05	0.70	3.82E-05	1.02	3.86E-05	0.76	4.87E-05
v (%)	4.279	5.307	4.676	7.272	5.333	8.039	5.322	7.523

Tabla A-14.2 Análisis estadístico de los 50 valores negativos obtenidos para el momento cedente ( $M_{y,c}$ ), curvatura cedente ( $\varnothing_{y,c}$ ), momento último ( $M_{y,u}$ ) y Curvatura última ( $\varnothing_{y,u}$ ) en secciones de vigas en cada pórtico.

	Pórtico I		Pórtico II		Pórtico III			
	Sección VI-P I		Sección VI-P II		Sección VI-P III		Sección V2-P III	
	My (ton*m)	Øy (rad/cm)	My (ton*m)	Øy (rad/cm)	My (ton*m)	Øy (rad/cm)	My (ton*m)	Øy (rad/cm)
X	14.04	5.31E-05	9.78	5.06E-05	16.55	5.32E-05	13.92	5.26E-05
S	0.63	2.57E-06	0.46	2.40E-06	0.91	2.57E-06	0.76	2.87E-06
v (%)	4.506	4.847	4.682	4.730	5.476	4.819	5.476	5.458

	Pórtico I		Pórtico II		Pórtico III			
	Sección VI-P I		Sección VI-P II		Sección VI-P III		Sección V2-P III	
	Mu (ton*m)	Øu (rad/cm)	Mu (ton*m)	Øu (rad/cm)	Mu (ton*m)	Øu (rad/cm)	Mu (ton*m)	Øu (rad/cm)
X	14.43	5.49E-04	10.14	6.33E-04	16.98	5.19E-04	14.31	6.47E-04
S	0.62	2.76E-05	0.47	2.96E-05	0.91	3.53E-05	0.76	4.87E-05
v (%)	4.274	5.027	4.683	4.669	5.331	6.805	5.322	7.523

Tabla A-15 Análisis estadístico de los 50 valores obtenidos para la Fuerza Axial en Tracción Pura ( $P_t$ ), Momento en Flexión Pura ( $M_o$ ), Momento Balanceado ( $M_b$ ), Fuerza Axial Balanceada ( $P_b$ ) y Fuerza Axial en Compresión Pura ( $P_c$ ) en secciones de columnas en cada pórtico.

[FUERZA AXIAL (P) NEGATIVAS IMPLICAN TRACCIÓN Y POSITIVAS COMPRESIÓN]

	Pórtico I				
	Sección C I-P I				
	Pt (tf)	Mo (tf*m)	Mb (tf*m)	Pb (tf)	Pc (tf)
X	-98.0	15.3	24.7	86.8	304.9
S	4.42	0.65	1.04	9.89	20.63
v (%)	4.508	4.227	4.225	11.399	6.768

Tabla A-15 (continuación)

**Pórtico II**

Sección C1-P11					Sección C2-P11					Sección C3-P11					
	Pt (tf)	Mo (tf*m)	Mb (tf*m)	Pb (tf)	Pc (tf)	Pt (tf)	Mo (tf*m)	Mb (tf*m)	Pb (tf)	Pc (tf)	Pt (tf)	Mo (tf*m)	Mb (tf*m)	Pb (tf)	Pc (tf)
X	-92.0	14.4	23.8	87.1	298.8	-97.1	15.2	24.5	86.9	303.0	-82.1	13.0	22.3	87.3	289.2
S	4.30	0.67	1.56	11.55	29.91	4.87	0.76	1.57	11.54	30.28	3.84	0.61	1.54	11.56	29.77
v (%)	4.674	4.665	6.569	13.254	10.011	5.022	4.996	6.413	13.274	9.993	4.674	4.676	6.891	13.243	10.293

**Pórtico III**

Sección C1-P111					Sección C2-P111					
	Pt (tf)	Mo (tf*m)	Mb (tf*m)	Pb (tf)	Pc (tf)	Pt (tf)	Mo (tf*m)	Mb (tf*m)	Pb (tf)	Pc (tf)
X	-194.1	32.9	37.0	118.7	454.3	-145.6	28.7	35.8	117.3	407.5
S	10.63	1.58	2.96	21.00	46.25	7.97	1.37	2.95	20.63	45.93
v (%)	5.474	4.808	8.009	17.692	10.180	5.474	4.784	8.264	17.589	11.270

Tabla A-16 Análisis estadístico de los 50 valores obtenidos de la distorsión lateral cedente ( $\gamma_y$ ), la resistencia de *push over* (V), y la resistencia a corte ( $V_n$ ) por cada combinación en cada pórtico.

**Pórtico I**

	Combinación 1			Combinación 2			Combinación 3		
	$\gamma_y$	V (kgf)	$V_n$ (kgf)	$\gamma_y$	V (kgf)	$V_n$ (kgf)	$\gamma_y$	V (kgf)	$V_n$ (kgf)
X	0.00312	21784	33320	0.00333	21882	33480	0.00290	21620	33127
S	1.94E-04	920.84	1039.89	1.82E-04	919.55	1045.40	1.81E-04	955.98	1033.26
v (%)	6.231	4.227	3.121	5.465	4.202	3.122	6.238	4.422	3.119

**Pórtico II**

	Combinación 1			Combinación 2			Combinación 3		
	$\gamma_y$	V (kgf)	$V_n$ (kgf)	$\gamma_y$	V (kgf)	$V_n$ (kgf)	$\gamma_y$	V (kgf)	$V_n$ (kgf)
X	0.00214	65828	99785	0.00214	66500	100316	0.00210	65065	99233
S	1.61E-04	3260.09	4650.92	1.49E-04	3270.11	4683.09	1.55E-04	3240.74	4617.49
v (%)	7.489	4.952	4.661	6.935	4.917	4.668	7.351	4.981	4.653

**Pórtico III**

	Combinación 1			Combinación 2			Combinación 3		
	$\gamma_y$	V (kgf)	$V_n$ (kgf)	$\gamma_y$	V (kgf)	$V_n$ (kgf)	$\gamma_y$	V (kgf)	$V_n$ (kgf)
X	0.00486	23303	55515	0.00523	23376	55850	0.00411	23140	54769
S	1.99E-04	1208.52	2652.49	2.28E-04	1208.57	2672.51	1.54E-04	1205.92	2608.49
v (%)	4.086	5.186	4.778	4.370	5.170	4.785	3.753	5.211	4.763

Tabla A-17 Estadígrafo crítico para la prueba de bondad de ajuste de Kolmogorov-Smirnov. (Fuente: Benjamín y Cornel, 1981)

Tamaño muestral	$\alpha = 0.10$	$\alpha = 0.05$	$\alpha = 0.01$
5	0.51	0.56	0.67
10	0.37	0.41	0.49
15	0.3	0.34	0.4
20	0.26	0.29	0.35
25	0.24	0.26	0.32
30	0.22	0.24	0.29
40	0.19	0.21	0.25
n grande	$1.22/\sqrt{n}$	$1.36/\sqrt{n}$	$1.63/\sqrt{n}$

Tabla A-18 Prueba de bondad de ajuste de Kolmogorov-Smirnov para números aleatorios generados entre  $[0, 1]$ ,  $f'_c$ ,  $f_y$  y  $E_c$ .

Variables	n	Distribución	( $\alpha$ )	Estadígrafo K-S	Valor K-S (muestra)	¿cumple?
Números aleatorios	300	Uniforme	5%	0.08	0.054	si
$f'_c$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	150	Normal	5%	0.11	0.0770	si
$f_y$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	150	Normal	5%	0.11	0.0400	si
$E_c$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	150	Normal	5%	0.11	0.0660	si

Tabla A-19 Prueba de bondad de ajuste de Kolmogorov-Smirnov para valores resistentes positivos de secciones de vigas.

Variables	Sección	n	Distribución	( $\alpha$ )	Estadígrafo K-S	Valor K-S (muestra)	¿cumple?
$M_y$ (tf*m)	VI-P I	50	Normal	5%	0.19	0.130	si
$\varnothing_y$ (rad/cm)						0.111	si
$M_u$ (tf*m)						0.116	si
$\varnothing_u$ (rad/cm)						0.077	si
$M_y$ (tf*m)	VI-P II	50	Normal	5%	0.19	0.057	si
$\varnothing_y$ (rad/cm)						0.083	si
$M_u$ (tf*m)						0.063	si
$\varnothing_u$ (rad/cm)						0.110	si
$M_y$ (tf*m)	VI-P III	50	Normal	5%	0.19	0.106	si
$\varnothing_y$ (rad/cm)						0.094	si
$M_u$ (tf*m)						0.099	si
$\varnothing_u$ (rad/cm)						0.125	si
$M_y$ (tf*m)	V2-P III	50	Normal	5%	0.19	0.104	si
$\varnothing_y$ (rad/cm)						0.098	si
$M_u$ (tf*m)						0.094	si
$\varnothing_u$ (rad/cm)						0.708	si

Tabla A-20 Prueba de bondad de ajuste de Kolmogorov-Smirnov para valores resistentes negativos de secciones de vigas.

Variables	Sección	n	Distribución	( $\alpha$ )	Estadígrafo K-S	Valor K-S (muestra)	¿cumple?
My (tf*m)	VI-P I	50	Normal	5%	0.19	0.135	si
$\emptyset$ y (rad/cm)						0.113	si
Mu (tf*m)						0.113	si
$\emptyset$ u (rad/cm)						0.067	si
My (tf*m)	VI-P II	50	Normal	5%	0.19	0.058	si
$\emptyset$ y (rad/cm)						0.071	si
Mu (tf*m)						0.060	si
$\emptyset$ u (rad/cm)						0.119	si
My (tf*m)	VI-P III	50	Normal	5%	0.19	0.107	si
$\emptyset$ y (rad/cm)						0.103	si
Mu (tf*m)						0.097	si
$\emptyset$ u (rad/cm)						0.124	si
My (tf*m)	V2-P III	50	Normal	5%	0.19	0.104	si
$\emptyset$ y (rad/cm)						0.098	si
Mu (tf*m)						0.094	si
$\emptyset$ u (rad/cm)						0.108	si

Tabla A-21 Prueba de bondad de ajuste de Kolmogorov-Smirnov para valores resistentes de secciones de columnas.

Variables	Sección	n	Distribución	( $\alpha$ )	Estadígrafo K-S	Valor K-S (muestra)	¿cumple?
Pt (tf)	C I-P I	50	Normal	5%	0.19	0.129	si
Mo (tf*m)						0.117	si
Mb (tf*m)						0.059	si
Pb (tf)						0.079	si
Pc (tf)						0.066	si
Pt (tf)	C I-P I	50	Normal	5%	0.19	0.057	si
Mo (tf*m)						0.081	si
Mb (tf*m)						0.094	si
Pb (tf)						0.108	si
Pc (tf)						0.103	si
Pt (tf)	C I-P I	50	Normal	5%	0.19	0.059	si
Mo (tf*m)						0.059	si
Mb (tf*m)						0.091	si
Pb (tf)						0.088	si
Pc (tf)						0.100	si
Pt (tf)	C I-P I	50	Normal	5%	0.19	0.062	si
Mo (tf*m)						0.066	si
Mb (tf*m)						0.101	si
Pb (tf)						0.106	si
Pc (tf)						0.095	si

Tabla A-21 (continuación)

Pt (tf)	C I - P I	50	Normal	5%	0.19	0.104	si
Mo (tf*m)						0.110	si
Mb (tf*m)						0.128	si
Pb (tf)						0.119	si
Pc (tf)						0.127	si
Pt (tf)	C I - P I	50	Normal	5%	0.19	0.106	si
Mo (tf*m)						0.081	si
Mb (tf*m)						0.121	si
Pb (tf)						0.123	si
Pc (tf)						0.119	si

Tabla A-22 Prueba de bondad de ajuste de Kolmogorov-Smirnov para valores de distorsión lateral, resistencia de *push over* y resistencia a corte en los pórticos.

Variables	Sección	n	Distribución	( $\alpha$ )	Estadígrafo K-S	Valor K-S (muestra)	¿cumple?
$\gamma\gamma$	Pórtico I Combinación 1	50	Normal	5%	0.19	0.153	si
V (kgf)						0.090	si
Vn (kgf)						0.085	si
$\gamma\gamma$	Pórtico I Combinación 2	50	Normal	5%	0.19	0.186	si
V (kgf)						0.095	si
Vn (kgf)						0.085	si
$\gamma\gamma$	Pórtico I Combinación 3	50	Normal	5%	0.19	0.142	si
V (kgf)						0.083	si
Vn (kgf)						0.084	si
$\gamma\gamma$	Pórtico II Combinación 1	50	Normal	5%	0.19	0.174	si
V (kgf)						0.056	si
Vn (kgf)						0.071	si
$\gamma\gamma$	Pórtico II Combinación 2	50	Normal	5%	0.19	0.168	si
V (kgf)						0.620	si
Vn (kgf)						0.070	si
$\gamma\gamma$	Pórtico II Combinación 3	50	Normal	5%	0.19	0.232	no
V (kgf)						0.060	si
Vn (kgf)						0.071	si
$\gamma\gamma$	Pórtico III Combinación 1	50	Normal	5%	0.19	0.133	si
V (kgf)						0.056	si
Vn (kgf)						0.090	si
$\gamma\gamma$	Pórtico III Combinación 2	50	Normal	5%	0.19	0.127	si
V (kgf)						0.062	si
Vn (kgf)						0.094	si
$\gamma\gamma$	Pórtico III Combinación 3	50	Normal	5%	0.19	0.165	si
V (kgf)						0.060	si
Vn (kgf)						0.093	si

## APÉNDICE B

GRÁFICOS DE HISTOGRAMAS DE FRECUENCIA Y  
CURVAS DE DISTRIBUCIÓN NORMAL TEÓRICA.

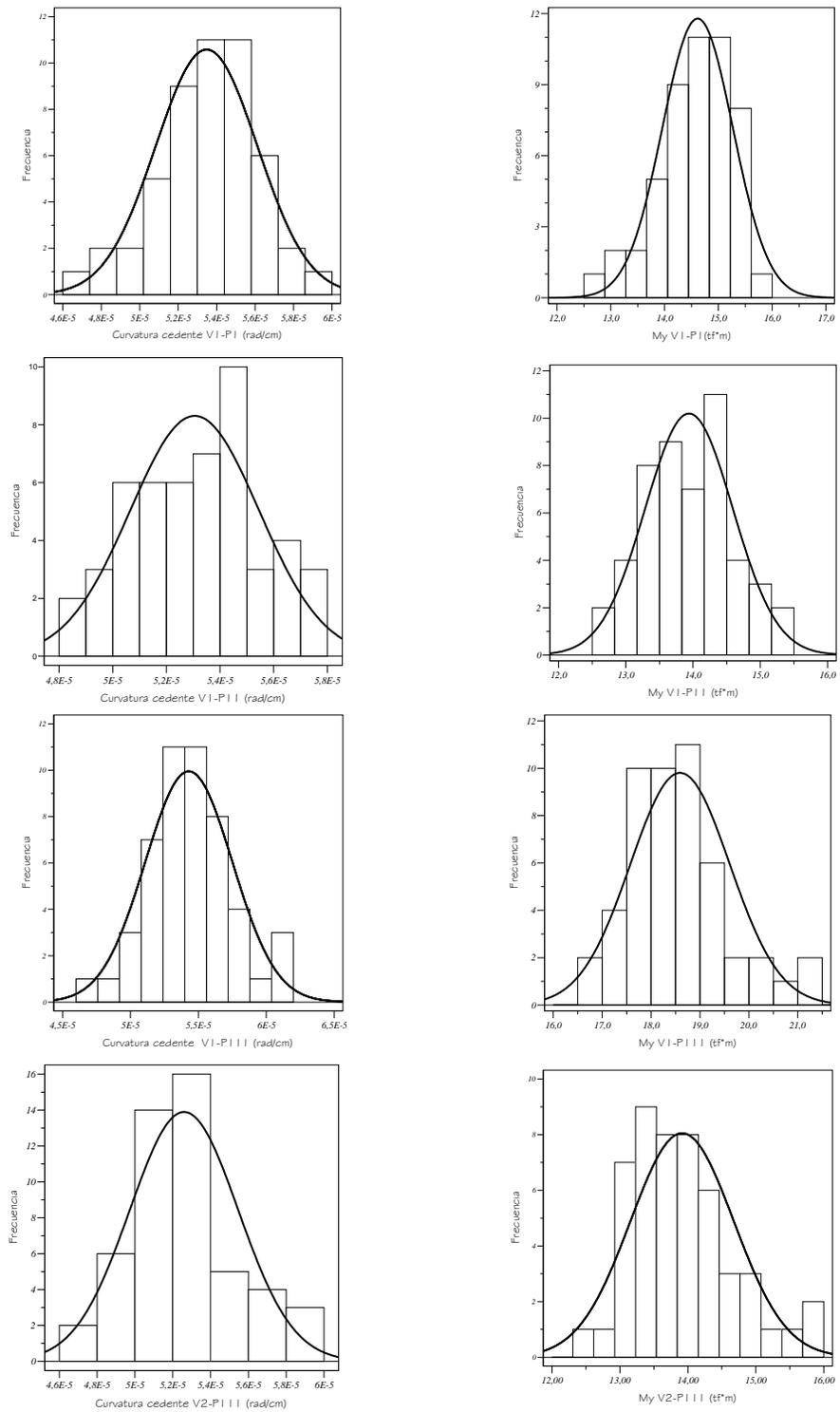


Figura B-1 Histogramas de frecuencia de valores resistentes positivos de secciones de vigas en el estado cedente y distribución normal teórica.

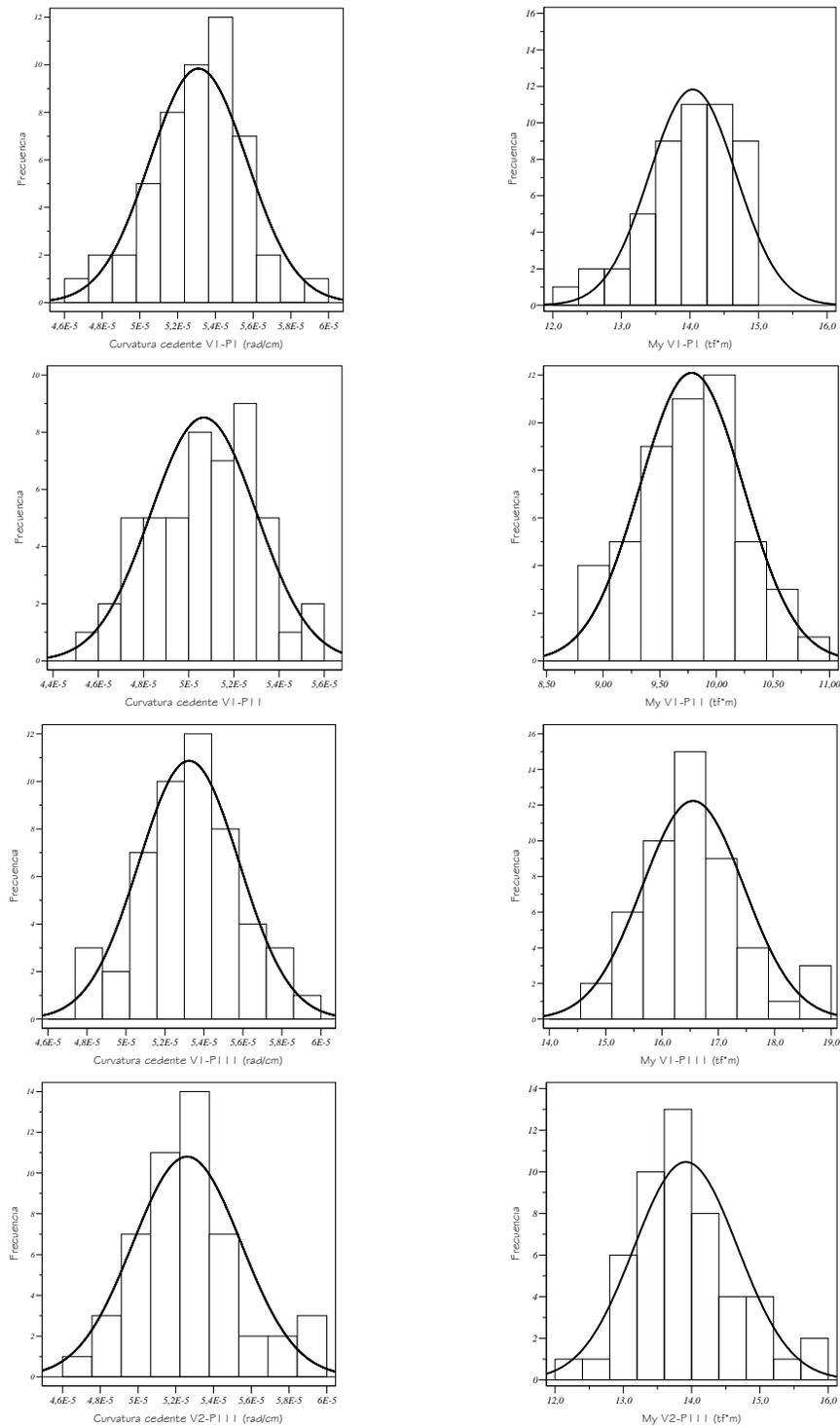


Figura B-2 Histogramas de frecuencia de valores resistentes negativos de secciones de vigas en el estado cedente y distribución normal teórica.

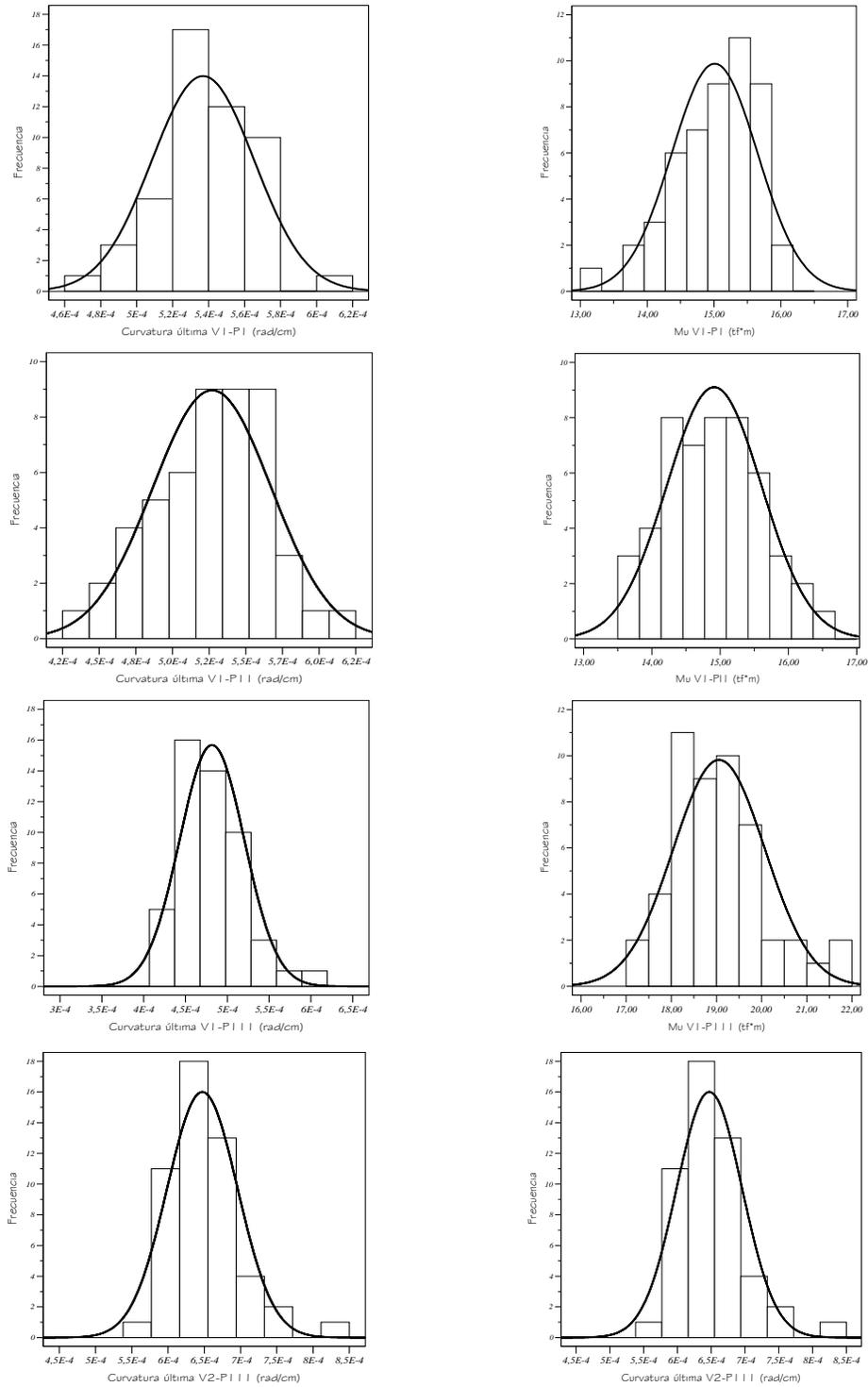


Figura B-3 Histogramas de frecuencia de valores resistentes positivos de secciones de vigas en el estado último y distribución normal teórica.

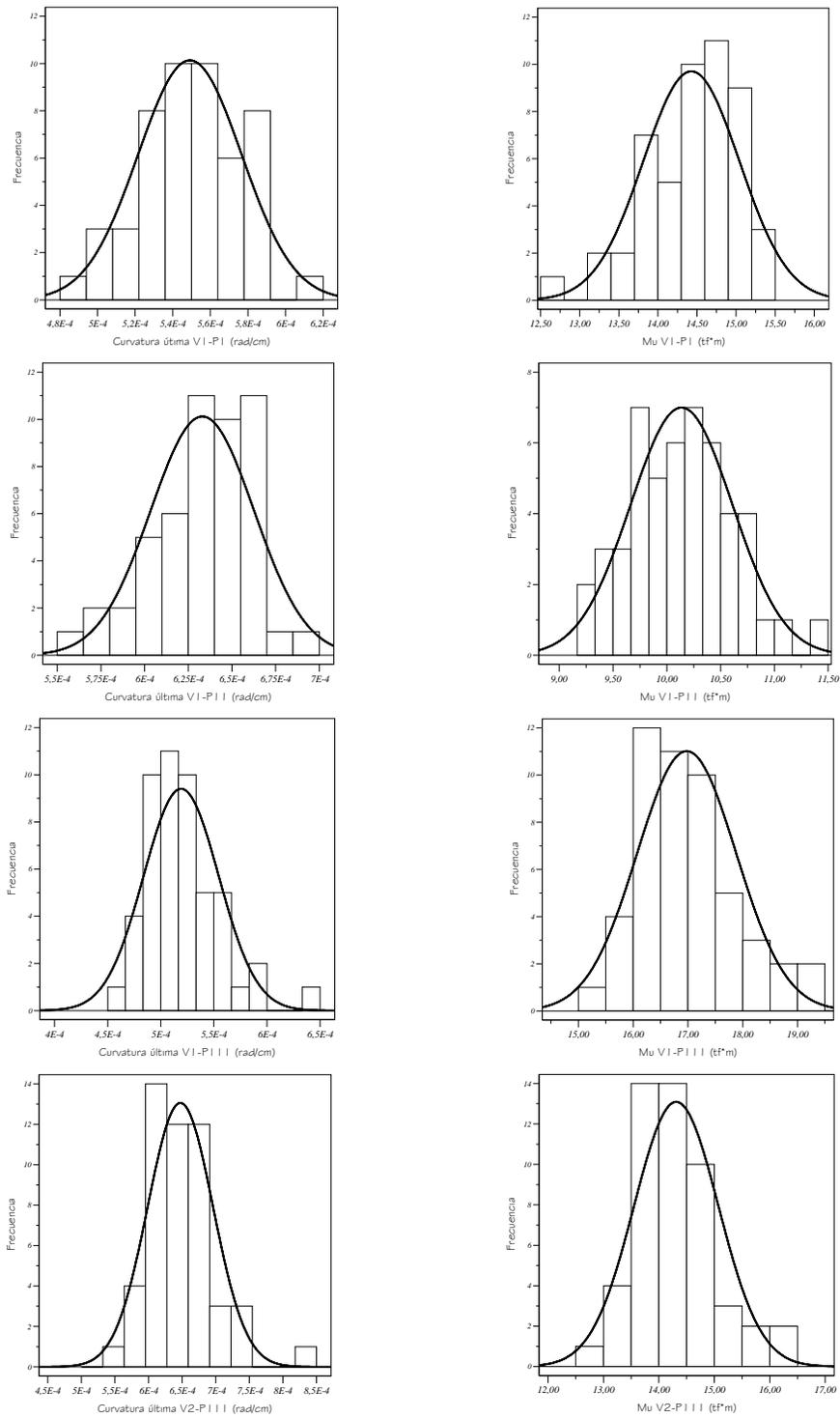


Figura B-4 Histogramas de frecuencia de valores resistentes negativo de secciones de vigas en el estado último y distribución normal teórica.

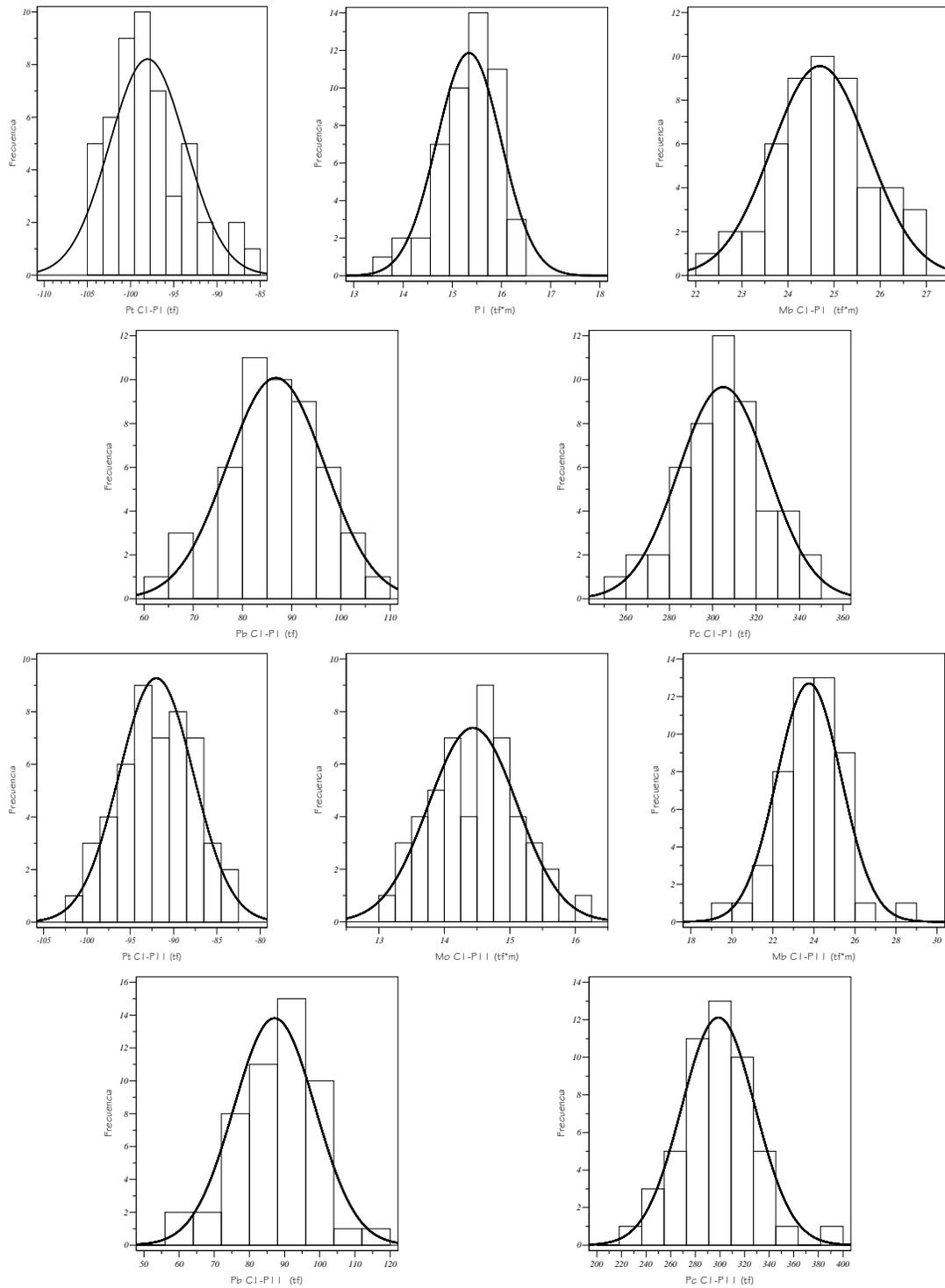


Figura B-5 Histogramas de frecuencia de valores resistentes de secciones de columnas y distribución normal teórica.

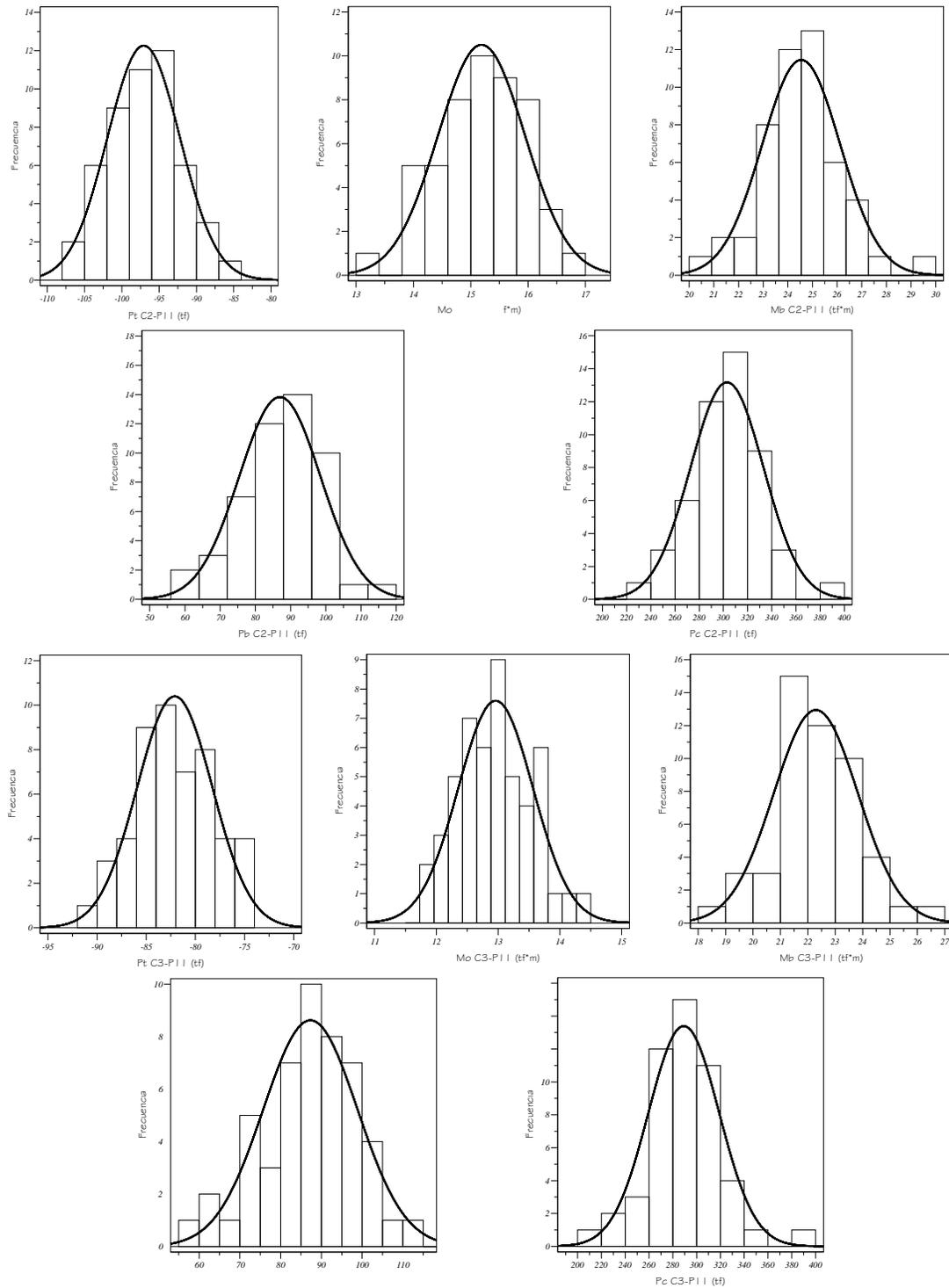


Figura B-6 Histogramas de frecuencia de valores resistentes de secciones de columnas y distribución normal teórica.

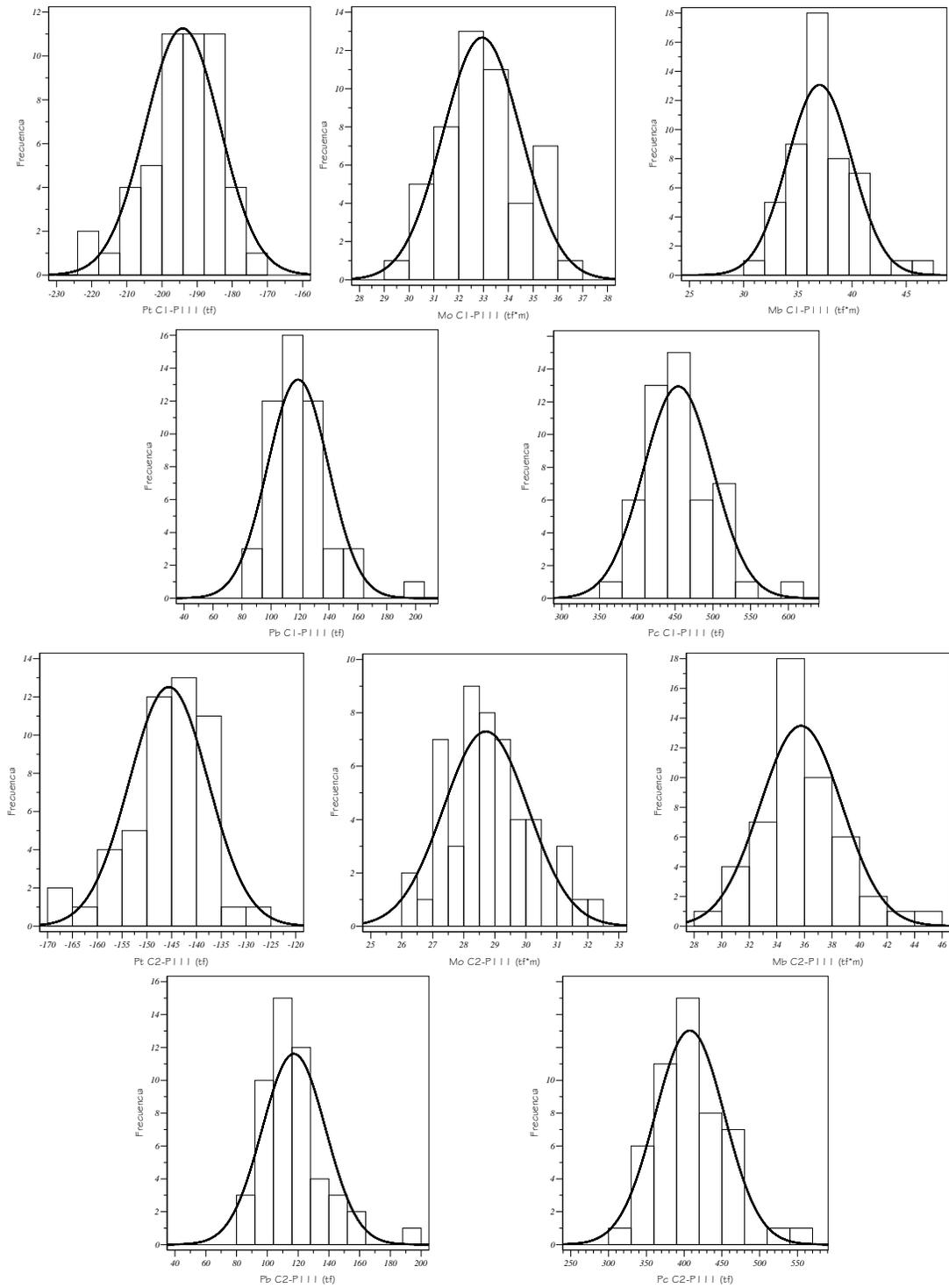


Figura B-7 Histogramas de frecuencia de valores resistentes de secciones de columnas y distribución normal teórica.

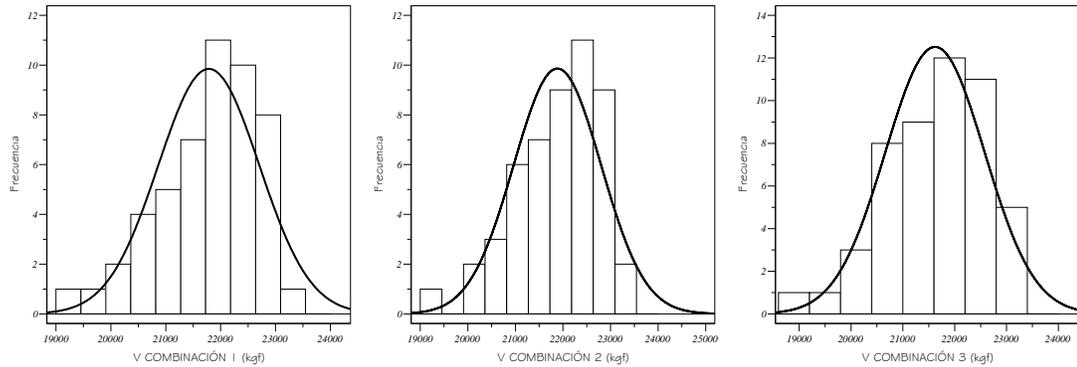


Figura B-8.1 Histogramas de frecuencia de valores resistentes de push over del Pórtico I para las tres combinaciones de carga y su distribución normal teórica.

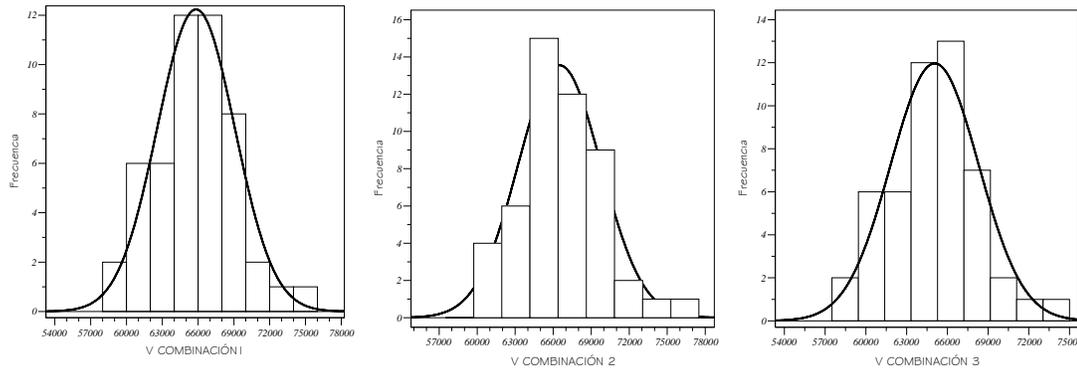


Figura B-8.2 Histogramas de frecuencia de valores resistentes de push over del Pórtico II para las tres combinaciones de carga y su distribución normal teórica.

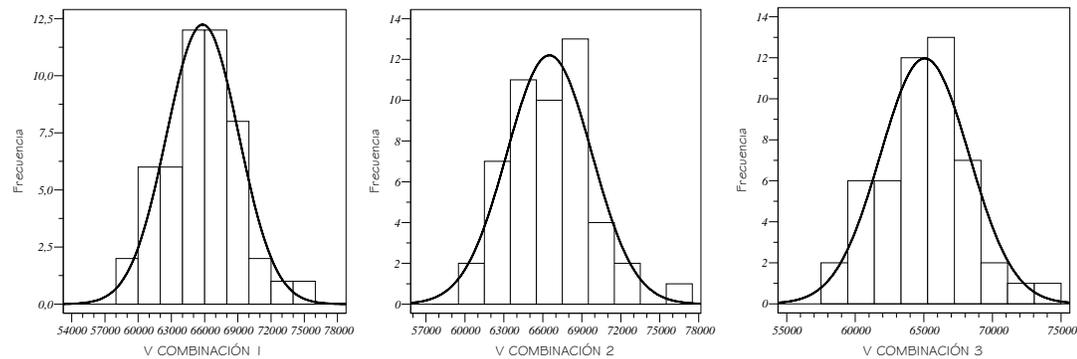
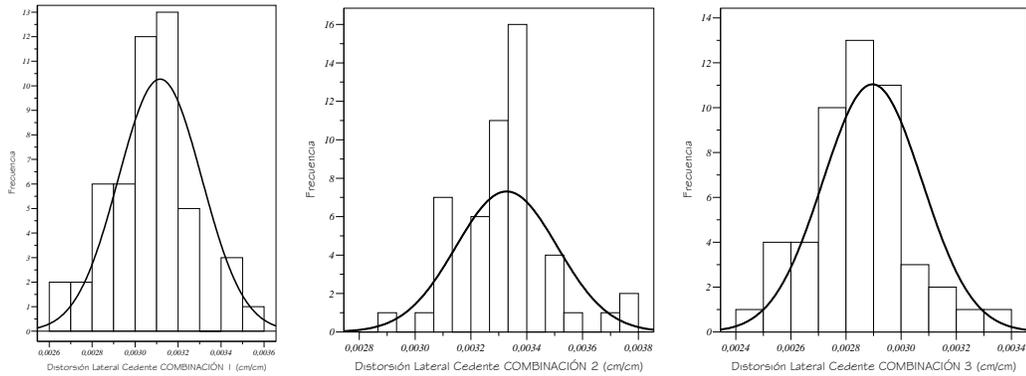
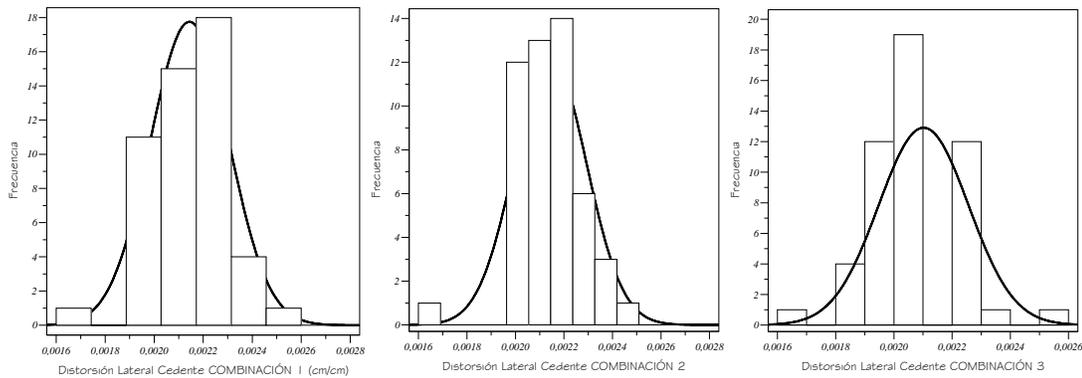


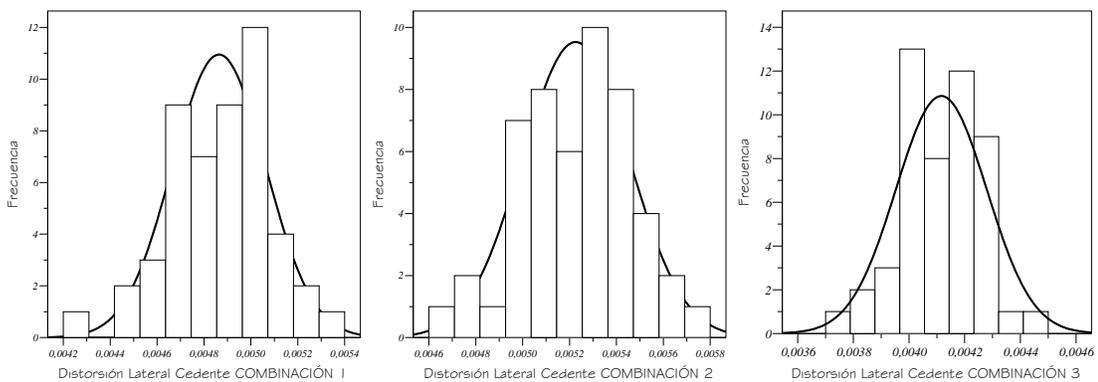
Figura B-8.3 Histogramas de frecuencia de valores resistentes de push over del Pórtico III para las tres combinaciones de carga y su distribución normal teórica.



**Figura B-9.1** Histogramas de frecuencia de Distorsión Lateral Cedentes obtenidos de la curva elasto-plástica equivalente para las tres combinaciones de carga del Pórtico I y su distribución normal teórica.



**Figura B-9.2** Histogramas de frecuencia de Distorsión Lateral Cedentes obtenidos de la curva elasto-plástica equivalente para las tres combinaciones de carga del Pórtico II y su distribución normal teórica.



**Figura B-9.3** Histogramas de frecuencia de Distorsión Lateral Cedentes obtenidos de la curva elasto-plástica equivalente para las tres combinaciones de carga del Pórtico III y su distribución normal teórica.

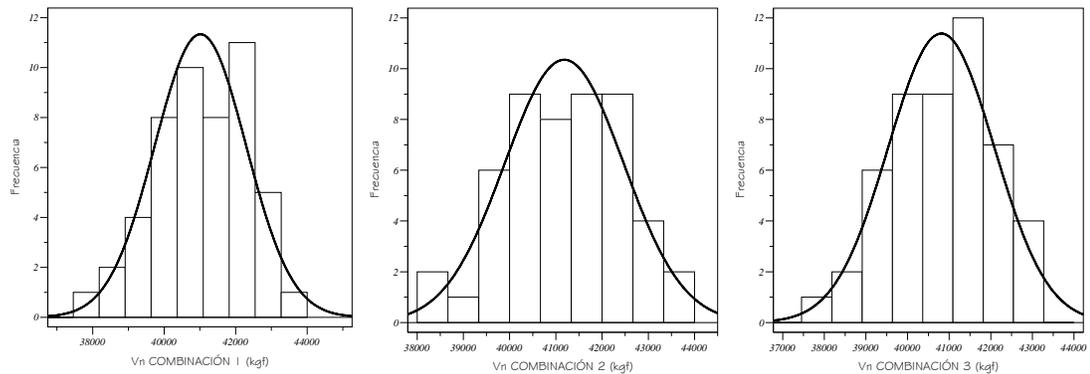


Figura B-10.1 Histogramas de frecuencia de resistencias a corte para las tres combinaciones de carga del Pórtico I y su distribución normal teórica.

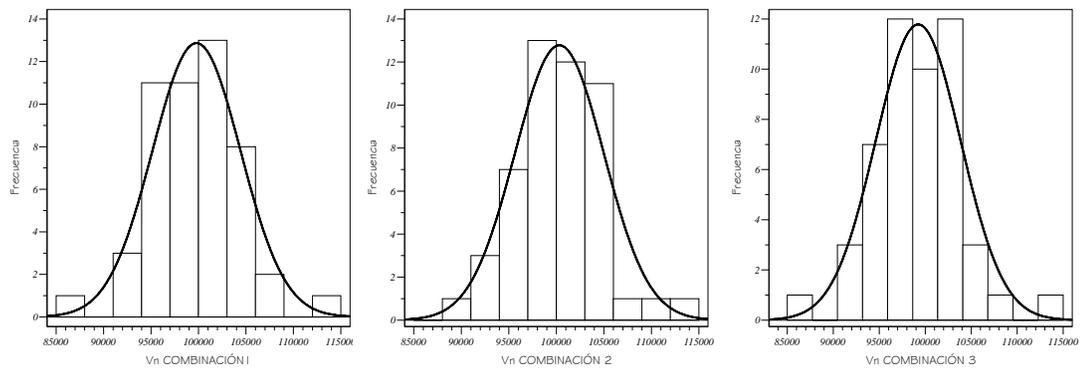


Figura B-10.2 Histogramas de frecuencia de resistencias a corte para las tres combinaciones de carga del Pórtico II y su distribución normal teórica.

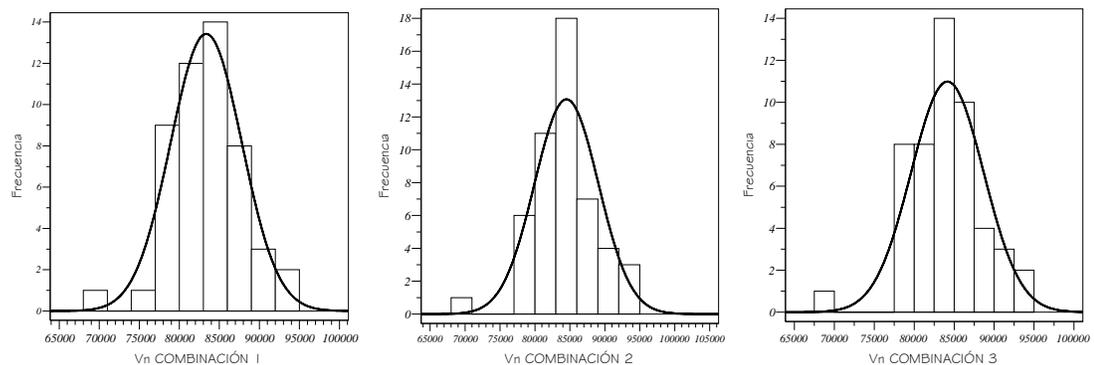


Figura B-10.3 Histogramas de frecuencia de resistencias a corte para las tres combinaciones de carga del Pórtico III y su distribución normal teórica.