

**COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE ALTERNATIVAS DE
MEJORAMIENTO SÍSMICO. CASO DE ESTUDIO: EDIFICIOS APORTICADOS
DE 8 Ó MÁS PISOS EN LA ZONA 2 DE LA CIUDAD DE BUCARAMANGA**

**JUAN PABLO FORERO ACEVEDO
JORGE ALBERTO GOMEZ RUIZ**



**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERIAS FISICOMECANICAS**



BUCARAMANGA

2006

**COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE ALTERNATIVAS DE
MEJORAMIENTO SÍSMICO. CASO DE ESTUDIO: EDIFICIOS APORTICADOS
DE 8 Ó MÁS PISOS EN LA ZONA 2 DE LA CIUDAD DE BUCARAMANGA**

**JUAN PABLO FORERO ACEVEDO
JORGE ALBERTO GOMEZ RUIZ**

**Tesis de grado en la modalidad de investigación
Para optar al título de:
Ingeniero Civil**

**Director:
GUSTAVO CHIO CHO
Ingeniero Civil-Ph.D**

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERIAS FISICOMECHANICAS
BUCARAMANGA**

2006

TABLA DE CONTENIDO

	Pag
INTRODUCCION	19
OBJETIVO GENERAL	21
OBJETIVOS ESPECIFICOS	21
ALCANCE DE LA INVESTIGACION	22
1. MARCO TEORICO	23
1.1 PROCEDIMIENTOS DE ANALISIS UTILIZADOS.....	23
1.1.1 Procedimiento estático lineal (LSP).....	23
1.1.2 Procedimiento dinámico lineal (LDP)	24
1.1.3 Análisis estático no lineal (Pushover)	25
1.2 DISEÑO Y ANALISIS POR DESEMPEÑO SISMICO.....	27
1.2.1 Nivel de desempeño.....	27
1.2.2 Propuesta del documento ATC-40:	27
2. ESTRATEGIAS Y TECNICAS DE REHABILITACION DE ESTRUCTURAS.....	32
2.1 COMPLETACION DEL SISTEMA Y ELIMINACION DE IRREGULARIDADES.	32
2.2 REFORZAMIENTO Y RIGIDIZACION.....	34
2.3 INCREMENTAR LA CAPACIDAD DE DEFORMACION	36
2.4 REDUCCION DE LA DEMANDA SISMICA.....	37
3. DESCRIPCION DE ESTRUCTURAS A ANALIZAR	40
3.1 EDIFICIO MODELO 1	40

3.1.1	Información General.....	40
3.1.2	Configuración Geométrica y Estructural.....	40
3.1.3	Materiales.....	41
3.2	EDIFICIO MODELO 2	41
3.2.1	Información General.....	41
3.2.2	Configuración Geométrica y Estructural.....	42
3.2.3	Materiales.....	42
4.	ANALISIS DEL ESTADO ACTUAL DE LAS ESTRUCTURAS	43
4.1	MODELAMIENTO ELASTICO.....	43
4.1.1	Modelos de análisis.....	44
4.1.1.1	Descripción y justificación.....	44
4.1.1.2	Apoyos.....	44
4.1.1.3	Cargas muertas.....	44
4.1.1.4	Cargas vivas.....	46
4.1.1.5	Cargas sísmica.....	46
4.1.1.6	Combinaciones de carga	47
4.1.1.7	Representación de modelos de análisis.....	48
4.1.2	Resultado del análisis elástico de las estructuras.....	49
4.1.2.1	Modos de vibración y participación de masas.....	49
4.1.2.2	Cortante basal.....	52
4.1.2.3	Desplazamientos y derivas.....	53
4.1.2.4	Índices de sobreesfuerzo	57
4.2	MODELAMIENTO INELASTICO	70
4.2.1	Modelo de análisis.....	71
4.2.1.1	Descripción y justificación	71
4.2.2	Resultados y chequeos	72

4.2.2.1	Resultados análisis inelástico modelo 1.....	72
4.2.2.2	Resultados análisis inelástico modelo 2.....	78
4.2.3	Resumen de vulnerabilidad.....	84
4.2.3.1	Resumen de vulnerabilidad modelo 1.....	84
4.2.3.2	Resumen de vulnerabilidad modelo 2.....	84
5.	ALTERNATIVAS DE REHABILITACION CON MUROS DE CORTANTE.....	85
5.1	OBJETIVOS DE LA REHABILITACION.....	85
5.2	ALTERNATIVA PROPUESTA.....	85
5.3	MODELO DE ANALISIS.....	86
5.3.1	Modelo 1.....	86
5.3.1.1	Resultados obtenidos modelo elástico rehabilitado.....	87
5.3.1.2	Resultados obtenidos modelo inelástico rehabilitado.....	91
5.3.2	Modelo 2.....	96
5.3.2.1	Resultados obtenidos modelo elástico rehabilitado.....	98
5.3.2.2	Resultados obtenidos modelo inelástico rehabilitado.....	101
6.	ALTERNATIVAS DE REHABILITACION CON ARRIOSTRAMIENTO METALICO.....	106
6.1	OBJETIVOS DE LA REHABILITACION.....	106
6.2	ALTERNATIVA PROPUESTA.....	106
6.3	MODELO DE ANALISIS.....	107
6.3.1	Modelo 1.....	107
6.3.1.1	Resultados obtenidos modelo elástico rehabilitado.....	109
6.3.1.2	Resultados obtenidos modelo inelástico rehabilitado.....	112
6.3.2	Modelo 2.....	116
6.3.2.1	Resultados obtenidos modelo elástico rehabilitado.....	118
6.3.2.2	Resultados obtenidos modelo inelástico rehabilitado.....	121
7.	COMPARACIONES Y CONCLUSIONES.....	125

7.1	APORTE DE RIGIDEZ	125
7.1.1	Comparación de derivas	125
7.1.2	Comparación de curvas demanda-capacidad	127
7.1.3	Comparación de la rigidez efectiva de cada modelo	129
7.2	AMORTIGUAMIENTO	131
7.3	CONCENTRACION DE ESFUERZOS	131
7.4	COSTOS DE LAS ALTERNATIVAS DE REHABILITACION	132
8.	OBSERVACIONES	135
9.	METOLOGIA RECOMENDADA	136
9.1	DETERMINACIÓN DE VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL	136
9.1.1	Recopilación y revisión de la información existente.	136
9.1.2	Inspección técnica detallada de la edificación.....	136
9.1.3	Ensayos destructivos y no destructivos.....	137
9.1.4	Análisis de vulnerabilidad estructural	139
9.2	planteamiento y desarrollo de alternativas de rehabilitacion	139
	BIBLIOGRAFIA	141

LISTA DE TABLAS

Pag

Tabla 1-1 Combinaciones de desempeño estructural y no estructural para edificaciones.....	30
Tabla 4-1 Combinaciones de carga utilizadas en análisis	47
Tabla 4-2 Periodos de vibración y participación de masa modelo no fisurado	49
Tabla 4-3 Periodos de vibración y participación de masa modelo fisurado	49
Tabla 4-4 Periodos de vibración y porcentaje de participación de masa modelo fisurado	51
Tabla 4-5 Periodos de vibración y porcentaje de participación de masa modelo sin fisuración	51
Tabla 4-6 Verificación cortante basal modelo 1	53
Tabla 4-7 Verificación cortante basal modelo 2	53
Tabla 4-8 Deriva de entrepisos para 30% sismoY+ 100% sismoX modelo 1	54
Tabla 4-9 Deriva de entrepisos para 100% sismoY+ 30% sismoX modelo 1	55
Tabla 4-10 Deriva de entrepiso para 30% Sismo Y + 100% Sismo X.....	56
Tabla 4-11 Deriva de entrepiso para 100% Sismo Y + 30% Sismo X.....	56
Tabla 4-12 Punto de Comportamiento análisis Pushover sentido X	73
Tabla 4-13 Rotulas en el Punto de Comportamiento Pushover sentido X	74
Tabla 4-14 Punto de Comportamiento análisis Pushover sentido Y	74
Tabla 4-15 Rotulas en el Punto de Comportamiento Pushover sentido Y	75
Tabla 4-16 Punto de Comportamiento análisis Pushover sentido X	79
Tabla 4-17 Rotulas en el Punto de Comportamiento Pushover sentido X	80
Tabla 4-18 Punto de Comportamiento análisis Pushover sentido Y	80
Tabla 4-19 Rotulas en el Punto de Comportamiento Pushover sentido Y	81
Tabla 5-1 Periodos de vibración y porcentaje de participación de masa modelo sin fisurar.....	88
Tabla 5-2 Verificación del cortante basal	88
Tabla 5-3 Deriva de entrepiso para 100% SismoX + 30% SismoY.....	89
Tabla 5-4 Deriva de entrepiso para 30% SismoX + 100% SismoY.....	90
Tabla 5-5 Punto de comportamiento análisis Pushover sentido X	93
Tabla 5-6 Rotulas en el punto de comportamiento análisis Pushover sentido X ..	93
Tabla 5-7 Punto de comportamiento análisis Pushover sentido Y	94
Tabla 5-8 Rotulas en el punto de comportamiento análisis Pushover sentido Y ..	95
Tabla 5-9 Periodos de vibración y porcentaje de participación de masa modelo sin fisurar.....	98
Tabla 5-10 Verificación del cortante basal	99
Tabla 5-11 Deriva de entrepiso para 100% SismoX + 30% SismoY.....	99
Tabla 5-12 Deriva de entrepiso para 30% SismoX + 100% SismoY.....	100
Tabla 5-13 Punto de comportamiento análisis Pushover sentido X.....	103
Tabla 5-14 Rotulas en el punto de comportamiento Pushover sentido X	104

Tabla 5-15 Punto de comportamiento análisis Pushover sentido Y	105
Tabla 5-16 Rotulas en el punto de comportamiento Pushover sentido Y	105
Tabla 6-1 Configuraciones de arriostramiento metálico	107
Tabla 6-2 Periodos de vibración y porcentaje de participación de masa modelo sin fisurar	109
Tabla 6-3 Verificación del cortante basal	110
Tabla 6-4 Deriva de entrepiso para 100% Sismo X + 30% Sismo Y	110
Tabla 6-5 Deriva de entrepiso para 30% SismoX + 100% SismoY	111
Tabla 6-6 Punto de comportamiento análisis Pushover sentido X	114
Tabla 6-7 Rotulas en el punto de comportamiento análisis Pushover sentido X	115
Tabla 6-8 Punto de comportamiento análisis Pushover sentido Y	116
Tabla 6-9 Rotulas en el punto de comportamiento análisis Pushover sentido Y	116
Tabla 6-10 Periodos de vibración y porcentaje de participación de masa modelo sin fisurar	118
Tabla 6-11 Verificación del cortante basal	119
Tabla 6-12 Deriva de entrepiso para 100% SismoX + 30% SismoY	119
Tabla 6-13 Deriva de entrepiso para 30% SismoX + 100% SismoY	120
Tabla 6-14 Punto de comportamiento análisis Pushover sentido X	122
Tabla 6-15 Rotulas en el punto de comportamiento Pushover sentido X	123
Tabla 6-16 Punto de comportamiento análisis Pushover sentido Y	124
Tabla 6-17 Rotulas en el punto de comportamiento Pushover sentido Y	124
Tabla 7-1 Comparación de rigidez efectiva modelo 1	130
Tabla 7-2 Comparación de rigidez efectiva modelo 2	130
Tabla 7-3 Amortiguamientos modelo 1	131
Tabla 7-4 Amortiguamientos modelo 2	131
Tabla 7-5 Cantidades y costos rehabilitación modelo 1 con muros de cortante. .	132
Tabla 7-6 Cantidades y costos rehabilitación modelo 1 con arriostramiento metálico	132
Tabla 7-7 Cantidades y costos rehabilitación modelo 2 con muros de cortante. .	133
Tabla 7-8 Cantidades y costos rehabilitación modelo 2 con arriostramiento metálico	133
Tabla 7-9 Índices de consumo de recursos por metro cuadrado rehabilitaciones modelo 1	133
Tabla 7-10 Índices de consumo de recursos por metro cuadrado rehabilitaciones modelo 2	134

LISTA DE FIGURAS

Pag.

Figura 1-1 Curva demanda-capacidad	27
Figura 2-1 Disminución de irregularidad en planta dividiendo la estructura en bloques regulares	33
Figura 2-2 Efecto del reforzamiento y la rigidización	34
Figura 2-3 Efecto del incremento de la capacidad de deformación	36
Figura 2-4 Efecto del aislamiento en la base	38
Figura 3-1 Planta tipo modelo 1	40
Figura 3-2 Planta tipo modelo 2	42
Figura 4-1 Sección transversal de la placa	45
Figura 4-2 Espectro de diseño microzonificación sísmica de Bucaramanga	46
Figura 4-3 Modelo 1 tridimensional	48
Figura 4-4 Modelo 2 tridimensional	48
Figura 4-5 Modo de vibración número 2 modelo 1	50
Figura 4-6 Modo de vibración numero 1 modelo 1	50
Figura 4-7 Modo de vibración número 2 modelo 2	52
Figura 4-8 Modo de vibración número 1 modelo 2	52
Figura 4-9 Derivas para la combinación 100% sismo X +30% sismo Y	54
Figura 4-10 Derivas para la combinación 30% sismo X +100% sismo Y	55
Figura 4-11 Derivas para la combinación 30% sismo Y +100% sismo X	56
Figura 4-12 Derivas para la combinación 30% sismo X +100% sismo Y	57
Figura 4-13 Índice de sobreesfuerzo columnas para carga vertical (1.4 Muerta + 1.7 viva) eje2	58
Figura 4-14 Índice de sobreesfuerzo vigas para carga vertical (1.4 Muerta + 1.7 viva) Pórtico 1	59
Figura 4-15 Índice de sobreesfuerzo vigas para carga vertical (1.4 Muerta + 1.7 viva) Pórtico 2	59
Figura 4-16 Índices de sobreesfuerzo en columnas la combinación (1.05 Muerta + 1.275Viva+0.3Sismo X + Sismo Y) eje 2	60
Figura 4-17 Índices de sobreesfuerzo en vigas combinación (1.05 Muerta + 1.275Viva+0.3Sismo X + Sismo Y) pórtico A	61
Figura 4-18 Índices de sobreesfuerzo en columnas la combinación (1.05 Muerta+1.275Viva+Sismo X+0.3Sismo Y) eje 2	62
Figura 4-19 Índices de sobreesfuerzo en Vigas combinación (1.05 Muerta + 1.275Viva + Sismo X + 0.3Sismo Y) Pórtico 1	63
Figura 4-20 Índice de sobreesfuerzo columnas para carga vertical (1.4 Muerta + 1.7 viva) eje B	65
Figura 4-21 Índice de sobreesfuerzo vigas para carga vertical (1.4 Muerta + 1.7 viva) Pórtico B	66

Figura 4-22 Índices de sobreesfuerzo en columnas la combinación (1.05 Muerta + 1.275Viva+0.3Sismo X + Sismo Y) eje 1	67
Figura 4-23 Índices de sobreesfuerzo en vigas combinación (1.05 Muerta + 1.275Viva+0.3Sismo X + Sismo Y) pórtico 1	68
Figura 4-24 Índices de sobreesfuerzo en columnas la combinación (1.05 Muerta+1.275Viva+Sismo X+0.3Sismo Y) eje B.....	69
Figura 4-25 Índices de sobreesfuerzo en Vigas combinación (1.05 Muerta + 1.275Viva + Sismo X + 0.3Sismo Y) Pórtico A.....	70
Figura 4-26 Diagrama M-θ (Viga/Columna).....	71
Figura 4-27 Curva de capacidad Pushover sentido X (Estructura sin rehabilitar).....	72
Figura 4-28 Curva de capacidad Pushover sentido Y (Estructura sin rehabilitar).....	72
Figura 4-29 Punto de comportamiento análisis Pushover sentido X.....	73
Figura 4-30 Punto de comportamiento análisis Pushover sentido Y.....	75
Figura 4-31 Rotulas plásticas Push X y Push Y estructura sin rehabilitar.....	77
Figura 4-32 Curva de capacidad análisis Pushover sentido X (Estructura sin rehabilitar).....	78
Figura 4-33 Curva de capacidad análisis Pushover sentido Y (Estructura sin rehabilitar).....	78
Figura 4-34 Punto de comportamiento análisis Pushover sentido X.....	79
Figura 4-35 Punto de comportamiento análisis Pushover sentido Y.....	81
Figura 4-36 Rotulas plásticas Push X y Push Y estructura sin rehabilitar.....	83
Figura 5-1 Distribución en planta de los muros de cortante.....	86
Figura 5-2 Modelo alternativa rehabilitación muros de cortante modelo 1.....	87
Figura 5-3 Derivas modelo rehabilitado y no rehabilitado 0.3Y+X.....	89
Figura 5-4 Derivas modelo rehabilitado y no rehabilitado Y+0.3X.....	90
Figura 5-5 Curva de capacidad análisis Pushover sentido X.....	91
Figura 5-6 Curva de capacidad análisis Pushover sentido Y.....	92
Figura 5-7 Punto de comportamiento análisis Pushover sentido X.....	92
Figura 5-8 Punto de comportamiento análisis Pushover sentido Y.....	94
Figura 5-9 Comparación rotulas predefinidas por SAP 2000 vs. Rotulas definidas según modelo de fibras.....	96
Figura 5-10 Distribución en planta de los muros de cortante.....	97
Figura 5-11 Modelo alternativa rehabilitación muros de cortante modelo 2.....	97
Figura 5-12 Derivas modelo rehabilitado y no rehabilitado 0.3Y+X.....	100
Figura 5-13 Derivas modelo rehabilitado y no rehabilitado Y+0.3X.....	101
Figura 5-14 Curva de capacidad análisis Pushover sentido X.....	102
Figura 5-15 Curva de capacidad análisis Pushover sentido Y.....	102
Figura 5-16 Punto de comportamiento análisis Pushover sentido X.....	103
Figura 5-17 Punto de comportamiento análisis Pushover sentido Y.....	104
Figura 6-1 Elementos diagonales sin marco y con marco.....	106
Figura 6-2 Distribución en planta del arriostramiento metálico.....	108
Figura 6-3 Modelo alternativa rehabilitación metálico de cortante modelo 1.....	108
Figura 6-4 Derivas modelo rehabilitado y no rehabilitado 0.3Y+X.....	111
Figura 6-5 Derivas modelo rehabilitado y no rehabilitado Y+0.3X.....	112
Figura 6-6 Curva de capacidad análisis Pushover sentido X.....	113

Figura 6-7 Curva de capacidad análisis Pushover sentido Y	113
Figura 6-8 Punto de comportamiento análisis Pushover sentido X.....	114
Figura 6-9 Punto de comportamiento análisis Pushover sentido Y.....	115
Figura 6-10 Distribución en planta del arriostramiento metalico	117
Figura 6-11 Alternativa rehabilitación arriostramiento metalico modelo 2.....	117
Figura 6-12 Derivas modelo rehabilitado y no rehabilitado $0.3Y+X$	119
Figura 6-13 Derivas modelo rehabilitado y no rehabilitado $Y+0.3X$	120
Figura 6-14 Curva de capacidad análisis Pushover sentido X.....	121
Figura 6-15 Curva de capacidad análisis Pushover sentido Y.....	121
Figura 6-16 Punto de comportamiento análisis Pushover sentido X.....	122
Figura 6-17 Punto de comportamiento análisis Pushover sentido Y.....	123
Figura 7-1 Comparación de derivas 30% sismo X+100% sismo Y modelo 1	125
Figura 7-2 Comparación de derivas 100% sismo X+30% sismo Y modelo 1	126
Figura 7-3 Comparación de derivas 30% sismo X+100% sismo Y modelo 2	126
Figura 7-4 Comparación de derivas 100% sismo X+30% sismo Y modelo 2	127
Figura 7-5 Comparación de curvas demanda- capacidad Pushover sentido X modelo 1	127
Figura 7-6 Comparación de curvas demanda-capacidad Pushover sentido Y modelo 1	128
Figura 7-7 Comparación de curvas demanda- capacidad Pushover sentido Y modelo 2	128
Figura 7-8 Comparación de curvas demanda- capacidad Pushover sentido Y modelo 2	129
Figura 9-1 Esclerometro.	137
Figura 9-2 Extracción de núcleo y ensayo de compresión.....	138
Figura 9-3 Identificación de carbonatación en núcleos.....	138
Figura 9-4 Equipo HILTI Ferroskan FS10	139

LISTA DE ANEXOS

Pag.

ANEXO A:	ESTADO ACTUAL MODELO 1.....	143
ANEXO B:	REHABILITACION CON MUROS DE CORTANTE MODELO 1...	171
ANEXO C:	REHABILITACION CON ARRIOSTRAMIENTO METALICO	
MODELO 1	195
ANEXO D:	ESTADO ACTUAL MODELO 2.....	211
ANEXO E:	REHABILITACION CON MUROS DE CORTANTE MODELO 2...	239
ANEXO F:	REHABILITACION CON ARRIOSTRAMIENTO METALICO	
MODELO 2	265
ANEXO G:	MODELOS EN SAP 2000.....	289

TITULO

COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE ALTERNATIVAS DE MEJORAMIENTO SÍSMICO. CASO DE ESTUDIO: EDIFICIOS APORTICADOS DE 8 Ó MÁS PISOS EN LA ZONA 2 DE LA CIUDAD DE BUCARAMANGA.*

AUTORES

JUAN PABLO FORERO ACEVEDO

JORGE ALBERTO GOMES RUIZ**

PALABRAS CLAVE:

Vulnerabilidad
Índices de sobreesfuerzo
Índice de flexibilidad
Rotulas plásticas
Nivel de desempeño
Rehabilitación
Arriostramiento metálico
Muros de cortante

DESCRIPCION:

En el presente proyecto se seleccionan como objetivo de estudio 2 edificaciones ubicadas en la zona 2 de la microzonificación sísmica de Bucaramanga.

En la primera fase se realiza un estudio para determinar la vulnerabilidad sísmica de cada una de las estructuras. Se implementará para esto un modelo elástico en el cual se chequearán índices de sobreesfuerzo e índices de flexibilidad y se desarrollara un modelo inelástico para obtener el nivel de desempeño actual de la estructura. Estos dos modelos son modelados en el programa Sap 2000 NonLinear.

Una vez obtenido el nivel de vulnerabilidad, se procede a definir los objetivos de una rehabilitación con base en la normativa y garantizando un nivel de desempeño de seguridad en la vida. Definidos estos objetivos se implementan alternativas de rehabilitación estructural, limitadas a los métodos de mayor aplicación en el medio colombiano como son los muros de cortante y el arriostramiento metálico, ya alcanzados los objetivos de la rehabilitación, se realiza un análisis comparativo entre las alternativas desarrolladas, analizando factores tales como costos, aporte de rigidez de la intervención y amortiguamiento de la estructura.

Finalmente se propone una metodología a seguir para un estudio de vulnerabilidad sísmica y su correspondiente rehabilitación estructural.

* Tesis de Grado

**Facultad de ingenierías físico mecánicas. Ingeniería civil. PHD Gustavo Chio Cho.

TITLE

STRUCTURAL BEHAVIOR OF SEISMIC IMPROVEMENT ALTERNATIVES. CASE OF STUDY: EIGHT OR MORE STORIED FRAMED BUILDINGS IN THE ZONE TWO OF BUCARAMANGA CITY.*

AUTHORS

JUAN PABLO FORERO ACEVEDO

JORGE ALBERTO GOMES RUIZ**

KEY WORDS

Vulnerability

Overstress index

Flexibility index

Plastic hinges

Performance level

Rehabilitation

Metallic bracing

Shear walls

DESCRIPTION

In the present project 2 buildings placed in the zone 2 of the seismic microzonification of Bucaramanga are chosen as study objectives.

On the first phase a study is performed to determine the seismic vulnerability of each structure. For this matter, an elastic model will be implemented, in this model overstress indexes and flexibility indexes will be checked and an inelastic model will be developed to obtain the current performance level of the structure. These two models are modeled on the SAP 2000 NonLinear software.

Once obtained the vulnerability level, the objectives of rehabilitation based on the normative and covenanter of security performance must be defined.

After these objectives are defined, structural rehabilitation alternatives are implemented. These alternatives are limited to the most used methods in the Colombian environment as shear walls and metallic bracing. Once achieved the rehabilitation objectives, a comparative analysis is performed between the developed alternatives, analyzing factors as: Costs, stiffness contribution and damping of the structure.

Finally, a methodology is proposed to study the seismic vulnerability and it's correspondent structural rehabilitation.

* Degree Thesis

**Physical-Mechanical Engineering Faculty. Civil Engineering. PHD. Gustavo Chio Cho.

INTRODUCCION

El signo más visible de los terremotos es, tal vez, el daño sobre las edificaciones civiles que habitamos, incluyendo por supuesto, las construidas en concreto reforzado; este renglón de las construcción es, por su cantidad, normalmente el que más sufre. Así mismo, el que mayores pérdidas humanas induce debido a la dificultad de rescatar personas en medio de hierros retorcidos unidos al concreto y, más aún, considerando la extensión del uso de este tipo de estructuras en Latinoamérica. En principio, la ingeniería desarrollo la mayoría de postulados de diseño a partir de la teoría de la elasticidad para problemas estáticos y gravitacionales; es decir, había argumentos matemáticos para resolver el problema ante cargas verticales y no variables en el tiempo, correspondiendo a las cargas muertas y vivas convencionales.

Los sismos, por el contrario, resultaron ser cargas diferentes: Cargas verticales en el tiempo, que cambian de sentido y además, en sentido horizontal y vertical, simultáneamente variables. No es un secreto que cualquier edificación soporta mucho menos carga horizontal que vertical, ya que los sismos son, en gran medida, cargas horizontales que resultan ser letales para edificaciones diseñadas exclusivamente para cargas verticales incluyendo, obviamente, las construidas de concreto reforzado.

Los daños en edificaciones civiles y la manera de evitarlos han sido durante el último siglo la tarea más perentoria para las sociedades y la ingeniería civil en zonas sísmicas; sin embargo siguen presentándose problemas y daños, dependiendo del tipo de estructura y del fenómeno que las ataque, pues las variables comprometidas son múltiples y no siempre fáciles de evaluar. La incertidumbre inherente al problema y sus variables ha hecho que las aproximaciones estadísticas y probabilísticas se impongan en la toma de decisiones dentro del diseño óptimo que implica el hecho de concebir y construir edificaciones para que soporten eficientemente la embestida de un terremoto y que, al mismo tiempo, sean viables económicamente para su proyección y desarrollo.

Cuando ocurren sismos fuertes, es común que en estructuras de concreto reforzado, se produzcan daños en columnas, tales como grietas diagonales causadas por esfuerzos excesivos de cortante, o grietas verticales; desprendimiento del recubrimiento, aplastamiento del concreto y pandeo de las barras longitudinales, por exceso de esfuerzos. En vigas se producen grietas diagonales y rotura de estribos por cortante o torsión; además, grietas verticales, rotura del refuerzo longitudinal y aplastamiento del concreto, por cargas

alternadas, reversas o cíclicas. Las conexiones entre elementos estructurales de vigas y columnas son, por lo general, puntos críticos; el bajo detallamiento de los nudos en edificaciones recientes se sigue evidenciando en regiones donde ocurren sismos.

Un aspecto vital de los terremotos sobre las edificaciones de concreto lo establecen la duración del evento y el número de ciclos en uno y otro sentido que actúan sobre la estructura, ya que el concreto que es vaciado in situ o en planta y confinada por el acero de refuerzo, sufre una alta degradación, se agrieta y se cuartea con movimientos relativamente pequeños. Es el acero, entonces, el encargado de mantener la integridad de los elementos en su sitio; no obstante, si el número de ciclos de ida y vuelta es suficiente, el acero también empezará a perder su integridad y, por tanto, el colapso es inevitable. Entonces es frecuente que, para el diseño de edificaciones de concreto reforzado, más que resistir una carga máxima instantánea elevada, se trata de diseñar para el máximo número de cargas cíclicas, así estas no tengan un valor tan elevado. Se pretende garantizar una propiedad fundamental de las edificaciones de concreto reforzado, que es la capacidad dúctil, la cual busca mantener la integridad de un elemento en condición no lineal sin romperse.

OBJETIVO GENERAL

Estudiar el comportamiento estructural debido a la intervención en el sistema estructural mediante varias alternativas de rehabilitación de edificios de concreto reforzado con sistema de pórticos con 8 o mas pisos situados en la Zona 2 de la microzonificación sísmica del área metropolitana de Bucaramanga ¹

OBJETIVOS ESPECIFICOS

- Plantear alternativas de rehabilitación estructural para edificios de concreto reforzado de 8 o mas pisos en la Zona 2 de la ciudad de Bucaramanga.
- Diseñar las alternativas escogidas hasta obtener un nivel de comportamiento de seguridad de la vida según método de ATC40 ².
- Comparar desde el punto de vista del comportamiento estructural las ventajas y desventajas de cada alternativa escogida.
- Utilizar un programa de análisis en la aplicación de la metodología del ATC 40 y el FEMA 273 ³..
- Desarrollar un documento de referencia para los estudiantes de pregrado en el tema de rehabilitación estructural de edificios de concreto reforzado con sistema de pórticos.

-
- 1 INGEOMINAS. Zonificación sismogeotécnica indicativa del área metropolitana de Bucaramanga. Bogota: 2001.
 - 2 ATC-40. Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings. Applied Technology Council. Redwood City, California, USA 2001.
 - 3 FEMA 273, NEHRP (National Earthquake Hazards Reduction Program) Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings, Washington D.C, Building Seismic Safety Council. USA 1997.

ALCANCE DE LA INVESTIGACION

Para el desarrollo del presente proyecto, se seleccionaran 2 estructuras como objetivo de análisis; los criterios de esta selección se basan en la búsqueda de estructuras aporticadas de uso residencial de mas de 8 pisos de altura, que representen en buena parte la estructura tipo de la zona. Además de este criterio se busca una estructura con fecha de construcción anterior a la vigencia de la NSR-98 (modelo 1 1996); y otra posterior a esta (modelo 2 2001), ambos ubicados en la zona II según la microzonificación sísmica del área metropolitana de Bucaramanga.

Se propone realizar un análisis de la vulnerabilidad estructural, con base en la información estructural disponible y levantada como parte de estudios anteriores, siguiendo la metodología definida en la Ley 400 de 1997 y sus decretos complementarios además de publicaciones como FEMA 273, FEMA 274 ¹, ATC 40, similares.

Se realizara la evaluación de los índices de sobre esfuerzos de los elementos estructurales y el de la estructura, con el fin de obtener un diagnóstico general sobre la vulnerabilidad de la misma y de sus elementos estructurales en relación con su capacidad de resistencia (efectos tales como: flexión, cortante, torsión, y flexo-compresión entre otros). Además de los índices de flexibilidad de cada uno de los pisos de la edificación y el índice de flexibilidad de la misma, para determinar la susceptibilidad de la estructura a tener deflexiones o derivas excesivas, con respecto a las permitidas por la norma.

Con base en la información anterior se procede a plantear las posibles alternativas de rehabilitación, su selección, desarrollo, y posterior análisis del comportamiento de la estructura rehabilitada. Estas alternativas de rehabilitación se limitan a las más empleadas en la ingeniería colombiana como lo son el uso de muros de cortante y arriostramiento metálico para contrarrestar las fuerzas sísmicas presentes en la estructura que pueden llegar a ocasionar graves daños tanto en elementos estructurales como en elementos no estructurales.

Posteriormente al estudio realizado, se procede a comparar los métodos de rehabilitación aplicados en cuanto a costos y efectos en el comportamiento estructural.

1 FEMA 274, NEHRP (National Earthquake Hazards Reduction Program) Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings, Washington D.C, Building Seismic Safety Council. USA 1997.

1. MARCO TEORICO

1.1 PROCEDIMIENTOS DE ANALISIS UTILIZADOS

1.1.1 Procedimiento estático lineal (LSP)

Cuando una estructura es analizada bajo el procedimiento estático lineal (LSP *Lineal Static Procedure*, en ingles), el diseño de fuerzas sísmicas, su distribución en la altura del edificio, y las fuerzas interiores correspondientes y los desplazamientos del sistema son determinados usando un análisis estático considerando la estructura elástica lineal.

En el LSP, la estructura se modela con una rigidez linealmente elástica y el amortiguamiento viscoso equivalente con los valores aproximados esperados para cargas cercanas al punto de fluencia. Las fuerzas sísmicas de diseño para el LSP son representadas por fuerzas laterales estáticas cuya suma es igual al cortante basal (*seudocarga lateral*). En la metodología lineal del FEMA-273 la magnitud de la seudocarga lateral ha sido seleccionada con la intención que cuando sea aplicada al modelo linealmente elástico de la estructura, esta resulta con amplitudes de desplazamiento que se aproximan a los máximos desplazamientos que se esperan durante el sismo de diseño. Si la estructura responde esencialmente elásticamente al sismo de diseño, las fuerzas internas serán una razonable aproximación a las esperadas durante el sismo de diseño. Si la estructura responde inelásticamente al sismo de diseño, como normalmente es el caso, las fuerzas internas que desarrolle la estructura a fluencia serán menores y tendrán una distribución diferente que las fuerzas internas calculadas con una base elástica.

En las metodologías lineales es común incluir tanto el amortiguamiento viscoso como el histerético mediante una disminución en la demanda sísmica. El espectro de entrada sísmica es amortiguado al valor correspondiente de amortiguamiento viscoso intrínseco que oscila entre el 3% y el 10%; de forma tal que se omite en el análisis espectral. El amortiguamiento histerético y la redundancia estructural se incluye indirectamente mediante el coeficiente de disipación de energía (R), aceptando que al diseñar la estructura para fuerzas sísmicas inferiores sufrirá daño y de esta forma disipará la energía en exceso.

Esta forma de plantear el diseño de edificaciones nuevas responde a razones económicas, ya que los costos de construir edificaciones que permanezcan elásticas durante el sismo de diseño son muy elevados. El criterio mínimo de diseño se basa en la protección de la vida de las personas y no en la protección de la estructura y su contenido.

Se supone que los desplazamientos sísmicos obtenidos son iguales a los desplazamientos inelásticos y que el coeficiente de disipación de energía es igual a la ductilidad a desplazamiento de la estructura.

La normativa colombiana (NSR-98) ¹ incluye el procedimiento lineal como procedimiento estándar. En esta normativa el método estático lineal se denomina *método de la fuerza horizontal equivalente*. El método se limita a edificios regulares de menos de 20 niveles (60 metros) o edificios irregulares que no tengan más de 6 niveles (18 metros). En general la NSR-98 clasifica las estructuras de acuerdo a su capacidad de disipación de energía, exigiendo detalles de diseño que garanticen dicha capacidad. Las fuerzas sísmicas de diseño son reducidas haciendo uso de un coeficiente de disipación de energía y con estas fuerzas reducidas se procede a realizar el diseño. La metodología utilizada para la evaluación de edificaciones existentes en concepto es similar pero tiene algunas reglamentaciones adicionales (Ver A.10, NSR-98).

Las aproximaciones tomadas para una edificación nueva no son directamente aplicables a una edificación existente, las cuales a menudo tienen una configuración estructural desfavorable, inadecuado detallamiento del refuerzo y material de calidad dudosa. Tales estructuras eventualmente pueden tener una resistencia adecuada pero no tener la capacidad dúctil requerida para garantizar una adecuada capacidad de disipación de energía. La guía FEMA-273, aplicable a edificaciones existentes, presenta limitaciones importantes para la aplicación del método lineal. Solo se permite utilizar métodos lineales cuando la estructura responde elásticamente o con unos niveles de inelasticidad muy bajos. La aplicación del método lineal se restringe para edificaciones con *relaciones demanda-capacidad (DCR, demand-capacity ratios, en inglés)* inferiores a 2.0 (Se permiten DCR superiores si la estructura es regular). La relación demanda-capacidad se calcula como el cociente entre demanda sísmica elástica y la capacidad del componente. La DCR debe ser calculada sobre todos los elementos y para todas las acciones, dominando la relación más elevada. Adicionalmente, en sistemas irregulares el método tiene serias limitaciones. La elección sobre cuál método lineal utilizar se realiza dependiendo de la altura (como máximo 30 metros para LSP) y de la configuración (no se permite LSP en configuraciones irregulares).

1.1.2 Procedimiento dinámico lineal (LDP)

Bajo el procedimiento dinámico lineal (LDP Linear Dynamic Procedure, en inglés), las fuerzas sísmicas de diseño, su distribución en la altura de la estructura, las

¹ NSR 98, Norma Sismo Resistente, Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, Bogotá Colombia. 1998.

fuerzas interiores correspondientes y los desplazamientos del sistema son determinados usando un análisis dinámico linealmente elástico¹.

Las bases, alcances del modelamiento y los criterios de aceptación del LDP son similares a aquellos para el LSP. La principal excepción es que los cálculos de la respuesta se llevan a cabo usando cualquier análisis espectral modal o análisis de registro en el tiempo. El análisis espectral modal se realiza usando espectros de respuesta linealmente elásticos los cuales no son modificados para tener en cuenta una respuesta no lineal prematura, es decir solo se considera el amortiguamiento interno y no se tiene en cuenta el amortiguamiento histerético. Como con el LSP, se espera que el LDP produzca desplazamientos que son aproximadamente correctos, pero producirá fuerzas interiores de distribución diferente que exceden a aquéllas que se obtendrían en una estructura fluyendo. Esta distribución de fuerzas no es necesariamente incorrecta, es una de las soluciones al problema.

Los desplazamientos calculados se deben comparar directamente con los valores permisibles. Las fuerzas interiores calculadas excederán generalmente a aquéllas que la estructura puede sostener debido a una anticipada respuesta inelástica de componentes y elementos. Es decir, si se tiene en cuenta el amortiguamiento histerético de la estructura o trabajo inelástico, las fuerzas que se presentan en los componentes serán inferiores a las obtenidas con el LDP.

El método LDP puede ejecutarse usando dos métodos de análisis, a saber: el método del espectro de respuesta y el método del análisis de registro en el tiempo, en nuestro caso se aplica el primero de estos.

El método del espectro de respuesta usa los picos de las respuestas modales calculadas de un análisis dinámico de un modelo matemático. Sólo los modos que contribuyen significativamente a la respuesta necesitan ser considerados. Las respuestas modales se combinan usando métodos racionales para estimar la cantidad de respuesta total de la estructura.

1.1.3 Análisis estático no lineal (Pushover) 2

El foco central del procedimiento de análisis no lineal simplificado es el desarrollo de la curva de capacidad o curva “pushover”. Esta curva representa el desplazamiento lateral como función de la fuerza aplicada a la estructura. Este

2 FEMA 273, NEHRP (National Earthquake Hazards Reduction Program) Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings, Washington D.C, Building Seismic Safety Council. USA 1997.

1 Tesis, MODELAMIENTO INELASTICO PARA DETERMINAR EL NIVEL DE COMPORTAMIENTO, Cesar A. Gálvez, Rafael E. Carrillo, 2003.

procedimiento utiliza análisis elásticos secuenciales, superpuestos para aproximar el diagrama de fuerza desplazamiento.

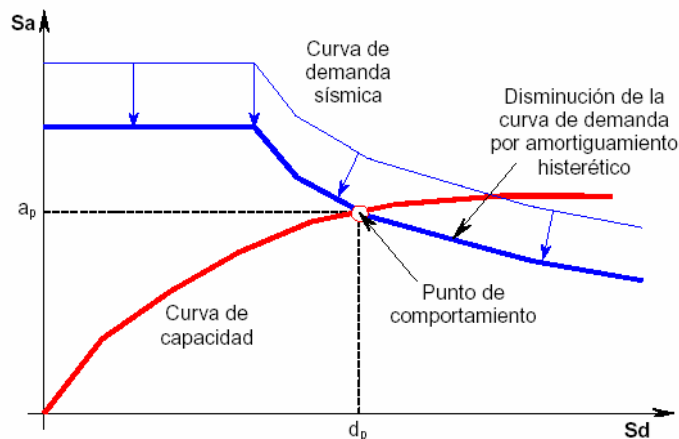
El modelo matemático de la estructura se modifica para contar con los Elementos y componentes que llegan a la plastificación y reducen su resistencia. Proceso que continuará hasta que la estructura se vuelva inestable o hasta que un límite determinado es alcanzado. Gracias a la tecnología actual, los modelos computacionales pueden ser desarrollados y modelar el comportamiento no lineal creando esta curva.

La curva de capacidad es generalmente construida para representar el primer modo de respuesta de la estructura basado en la suposición de que el periodo fundamental es el que predomina y generalmente válido en edificios con periodos fundamentales alrededor del segundo. Es el analista quien debe considerar el efecto de los otros modos.

Existen diversos métodos de análisis estático no lineal para evaluar las edificaciones existentes del presente estudio de investigación; que evalúan la capacidad de la edificación con la demanda sísmica a la cual sometemos. Se entiende por Capacidad la habilidad de la estructura de resistir la demanda del sismo; y la demanda como ya se ha mencionado es la representación del movimiento del suelo debido al sismo.

Superponiendo el espectro de capacidad y el espectro de demanda sísmica se halla un punto conocido como punto de desempeño; el cual representa la respuesta estructural correspondiente al modo fundamental de vibración en términos de pseudo-aceleración y pseudo-desplazamiento asociado al máximo desplazamiento.

Figura 1-1 Curva demanda-capacidad ¹



1.2 DISEÑO Y ANALISIS POR DESEMPEÑO SISMICO

El diseño basado en desempeño sísmico consiste en la correcta selección de esquemas para el cálculo y dimensionamiento, la selección de estrategias apropiadas para la construcción y funcionalidad del edificio basándose en un nivel determinado de respuesta que se quiera para elementos estructurales como no estructurales. Todas estas consideraciones son únicas en cada proyecto y dependen en gran parte de los costos. La definición de comportamientos esperado para una edificación durante movimientos sísmicos de diferentes intensidades debe ser establecida en una manera cualitativa para una primera fase conceptual, fase sobre la cual el desempeño sísmico de las edificaciones se establece sobre tres conceptos fundamentales: Nivel de desempeño, nivel de amenaza y el desempeño esperado para la edificación.

1.2.1 Nivel de desempeño

Un Nivel de desempeño describe una condición de estado límite la cual se considera satisfactoria para un edificio dada una acción sísmica; la seguridad de los ocupantes y la posterior funcionalidad de la estructura después de esta.

1.2.2 Propuesta del documento ATC-40:

En el ATC-40, se consigna separadamente el nivel de desempeño para la estructura. El nivel de desempeño del edificio es la combinación de los niveles de desempeño estructural y no estructural y son designados por nombre y letra. Los niveles de desempeño como Ocupación Inmediata (IO), Seguridad de la Vida (LS) y Estabilidad Estructural son estados discretos de daño que pueden ser usados

¹ Tesis, MODELAMIENTO SISMICO NO LINEAL DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO CON DISIPADORES DE ENERGIA, Juan Carlos Reyes Ortiz, 1999.

directamente en la evaluación y poder definir un criterio técnico. Otras designaciones de desempeño como Control de daño, Seguridad Limitada y No Considerado son importantes rangos intermedios que esquematizan y dan referencia directa a la variedad de los niveles de desempeño en un edificio. Estas descripciones de daño aceptable son similares a las usadas en FEMA 273; y similares en concepto; mas no en terminología a las descritas por el comité VISION 2000 ¹. A continuación presentamos los diferentes niveles tanto estructurales como No estructurales. (SP-n) significa “Structural Performance” y (NP-n) significa “Nonstructural Performance”.

- Niveles Estructurales (SP-n):

- Ocupación Inmediata (SP-1): El estado de daño después del sismo en el cual un daño muy limitado ha ocurrido, y el sistema de resistencia lateral y vertical de fuerzas del edificio permanece sin alteraciones. Las pérdidas de vida debidas a una falla estructural son insignificantes; y el edificio es seguro para un ilimitado ingreso y egreso de los ocupantes.

- Control de daño (SP-2): También llamado Daño limitado, no se especifica como un nivel y varía entre los niveles de Ocupación Inmediata y Seguridad de la Vida. Ejemplos de control de daño incluyen la protección de edificios arquitectónicamente importantes e históricos. El desempeño esperado de la mayoría de los nuevos edificios para un evento del 10% de probabilidad de ocurrencia en 50 años probablemente estarán en este rango. La vida de los ocupantes no está en peligro aunque es posible que sean afectados.

- Seguridad de la Vida (SP-3): El estado de daño post-sismo en el cual algún daño significativo en la estructura ha ocurrido, pero el margen contra el colapso parcial permanece. La mayoría de los componentes estructurales no se han dislocado y caído y el riesgo de amenaza y lesiones a la vida por parte de un daño estructural es muy bajo. Pueden necesitarse reparaciones estructurales para la reocupación del edificio. Este nivel de desempeño asocia costos elevados a las reparaciones estructurales.

- Seguridad Limitada (SP-4): Es un rango de estado de daño post-sismo que está entre la seguridad de la vida y la Estabilidad Estructural. Tiene un elevado peligro para los ocupantes.

- Estabilidad Estructural (SP-5): Este nivel es el límite de daño estructural después del sismo en el cual el sistema estructural del edificio está en el borde de experimentar un colapso parcial o total. Un daño substancial en la estructura ha ocurrido; potencialmente incluyendo una significativa degradación de la rigidez y resistencia lateral de fuerzas. Sin embargo todos los componentes significantes del sistema de resistencia para cargas gravitacionales continúa funcionando. La estabilidad global del edificio aún se mantiene; pero existe un riesgo significativo

1 Comité VISION 2000 (SEAOC, 1995)

de lesiones debido a elementos que han fallado. Posibles réplicas pueden llevar la estructura al colapso. Para la readecuación y reocupación del edificio se deben hacer reparaciones significativas.

- No Considerado (SP-6): No es un nivel; pero provee un rango para situaciones donde la evaluación sísmica de elementos no estructurales o rehabilitación tiene lugar.

- Niveles para elementos no estructurales (NP-n):

Describen los posibles estados de daño de los componentes no estructurales. Para tal fin, se definen cuatro estados de daño: Operacional, Ocupación Inmediata, Seguridad de la Vida y Riesgo Reducido.

- Operacional (NP-A): Después del sismo los sistemas, componentes y elementos no estructurales permanecen sin daño y funcionando. Todos los equipos y maquinarias deben permanecer operativos; aunque algunos servicios externos no estén del todo disponibles.

- Ocupación Inmediata (NP-B): El estado de daño no estructural en el cual los sistemas, componentes y demás elementos permanecen en su sitio, con pequeñas interrupciones que no comprometen o limitan su funcionamiento. Se mantiene un estado de seguridad para los ocupantes.

- Seguridad de la Vida (NP-C): Contempla considerable daño en sistemas, componentes y elementos no estructurales, pero sin colapso o interrupción de los mismos y un riesgo bajo que atente seriamente contra los ocupantes de la edificación. Si en esta existen componentes peligrosos, no debe haber daño; sin embargo el equipamiento y la maquinaria pueden quedar fuera de servicio.

- Riesgo Reducido (NP-D): Incluye importante daño en los sistemas, componentes y elementos no estructurales, pero sin colapso de los grandes y pesados elementos que pongan en peligro a las personas. El peligro de amenaza y lesión a la vida es alto dado por los elementos no estructurales.

- No Considerado (NP-E): No corresponde con un nivel de desempeño de los componentes no estructurales, pero es una condición en la cual sólo se incluye una evaluación de elementos estructurales.

- -Niveles de desempeño de la edificación:

Estos describen los posibles estados de daño para la edificación. Estos niveles de desempeño se obtienen de la combinación apropiada de los niveles de desempeño estructural y no estructural. En la tabla A.11 se muestran las posibles combinaciones donde se destacan e identifican cuatro niveles de desempeño de edificaciones más comúnmente referenciados que son: Operacional (1-A), Ocupación Inmediata (1-B), Seguridad de la Vida (3-C) y Estabilidad Estructural (5-E); entre otras posibles combinaciones. El término NR corresponde a niveles de desempeño No Recomendables, y que no se consideran para evaluación. Con el propósito de evaluar las edificaciones de la ciudad de Bucaramanga

utilizaremos la metodología ATC-40; gracias a su adaptación con el programa SAP2000; y observar el nivel de daño estructural de la edificación; y no estructural como el daño que se pueda causar en maquinaria o el tanque de agua elevado propiamente dicho. Esto conllevará a la determinación del desempeño global de estas edificaciones de la manera más técnica posible hasta el momento.

Tabla 1-1 Combinaciones de desempeño estructural y no estructural para edificaciones¹.

NIVELES DE DESEMPEÑO	SP-1 Ocupacion Inmediata	SP-2 Daño Controlado (Rango)	SP-3 Seguridad de la Vida	SP-4 Seguridad Limitada (Rango)	SP-5 Estabilidad Estructural	SP-6 No Considerad o
NP-A Operacional	1-A	2-A	NR	NR	NR	NR
NP-B Ocupacion Inmediata	1-B	2-B	3-B	NR	NR	NR
NP-C Seguridad de la vida	1-C	2-C	3-C	4-C	5-C	6-C
NP-D Riesgo Reducido	NR	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
NP-E No Considerado	NR	NR	3-E	4-E	5-E	No aplica

Estos niveles de desempeño se describen de la siguiente forma:

- Operacional (1-A): Se relaciona básicamente con la funcionalidad. Los daños en componentes estructurales son limitados. Los sistemas y elementos no estructurales permanecen funcionando. Cualquier reparación requerida no perturba ninguna función. Se mantiene la seguridad de los ocupantes y las funciones de los servicios de la edificación.
- Ocupación Inmediata (1-B): Corresponde al criterio más usado para edificaciones que esencialmente deben ser ocupadas. Los espacios y sistemas del edificio deben ser utilizables por la continuidad de sus servicios primarios. Servicios secundarios presentan interrupciones de fácil e inmediata reparación. Se mantiene de seguridad de los usuarios.
- Seguridad de la Vida (3-C): Corresponde a un estado de daños que presentan una baja probabilidad de atentar contra la vida. Constituye el nivel de desempeño que la edificación alcance con la aplicación de los actuales códigos de diseño sísmico. Se caracteriza por presentar daños limitados en los componentes estructurales y el eventual fallo de los no estructurales primarios (agua, luz etc.) y secundarios (fachadas, acabados, etc.).

1 Adaptación del ATC

- Estabilidad Estructural (5-E): Para este estado de daño prácticamente no queda reserva alguna del sistema de resistencia lateral, y de esta forma poder soportar réplicas. Su sistema de capacidad de resistencia vertical se mantiene, pero el peligro a la vida de los ocupantes es muy alto. Existe un daño tal, que la revisión de los componentes estructurales no se requiere. Se exige un desalojo de la edificación. Existen otras combinaciones menores que pueden ser consultadas en el documento ATC-40.

2. ESTRATEGIAS Y TECNICAS DE REHABILITACION DE ESTRUCTURAS

En general, cuando un edificio debe ser rehabilitado se puede optar por alguna de las siguientes

Estrategias de rehabilitación:

- Completación del sistema y eliminación de irregularidades
- Reforzamiento y rigidización del sistema
- Incremento en la capacidad de deformación
- Reducción en la demanda sísmica

2.1 COMPLETACION DEL SISTEMA Y ELIMINACION DE IRREGULARIDADES.

Preferiblemente, una estructura debe tener un sistema completo de resistencia sísmica garantizando que reaccione al sismo como un conjunto y tenga trayectorias de cargas claras y redundantes. El comportamiento estructural de un sistema desligado y con irregularidades locales no es conveniente, teniendo en cuenta que las acciones sobre algunos componentes pueden ser notoriamente elevadas, mientras en otros pueden ser muy bajas. Los sistemas con irregularidades son por lo general descompensados, ya que durante un sismo, es posible que solo una parte de la estructura sea esforzada conllevando a eventuales fallas locales. Por ello, se debe realizar un estudio detallado de las rutas críticas de carga dentro de la estructura para no llevar a cabo modelaciones inadecuadas que conduzcan a premisas falsas sobre el comportamiento estructural. Las fallas estructurales que se presentan en una edificación con un sistema de resistencia sísmica incompleto se deben principalmente a: inadecuados elementos colectores en los diafragmas, uniones frágiles o inestables, falta de longitud de anclaje del refuerzo longitudinal, inestabilidad en componentes no estructurales y juntas de dilatación insuficientes. Todos estos problemas pueden ocasionar fallas locales que impiden el comportamiento inelástico y por tanto fallas prematuras por inestabilidad.

Por ejemplo, los muros de mampostería no estructurales se construyen comúnmente ligados a los pórticos de la estructura y pueden producir modos torsionales prematuros y sobrecargas en las columnas. Además es posible que presenten inestabilidades locales, cuando el muro es acelerado por fuerzas sísmicas perpendiculares a su plano poniendo en riesgo la vida de las personas.

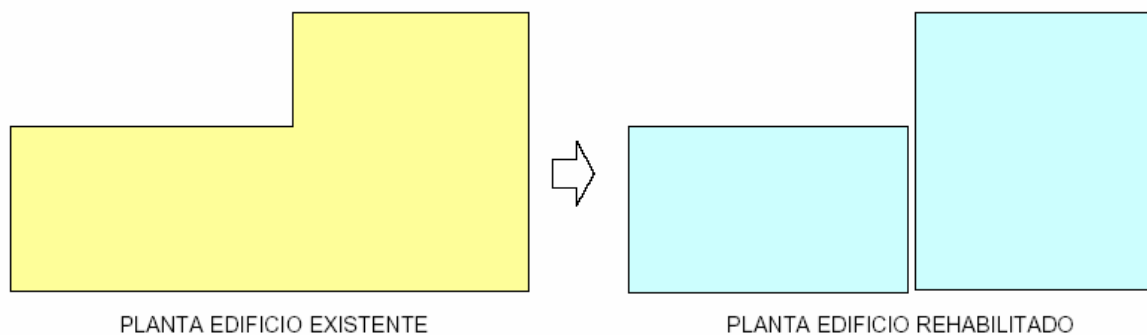
En conclusión, Se deben estudiar cuidadosamente todas las irregularidades que se puedan presentar en la estructura para proceder a eliminarlas.

Las técnicas de rehabilitación más comunes que se emplean para garantizar la integridad del sistema de resistencia sísmica son:

- Anclar los elementos no estructurales mediante columnetas o elementos de acero.
- Eliminar o crear juntas en edificios irregulares: Las juntas de dilatación pueden ser insuficientes y producir problemas de “golpeteo” de los edificios. Por otra parte, En algunas ocasiones, cuando se necesita rehabilitar una estructura conformada por bloques construidos en años diferentes es más conveniente económicamente, eliminar las juntas de dilatación y rehabilitar el conjunto, que realizar rehabilitaciones locales.

No obstante, existen casos de estructuras irregulares que solo pueden ser rehabilitados dividiéndolas en bloques regulares. Por ejemplo en la Figura 1.1 se presenta la planta de un edificio en forma de L, que presenta problemas torsionales. El edificio puede ser eventualmente rehabilitado dividiéndolo en dos bloques rectangulares.

Figura 2-1 Disminución de irregularidad en planta dividiendo la estructura en bloques regulares¹



- Reforzar las uniones y los anclajes de los elementos. Cuando las longitudes de los anclajes del refuerzo es insuficiente, se pueden producir fallas en los extremos del elemento antes de que este desarrolle su capacidad. Estos miembros se pueden reparar mediante la construcción de elementos en acero

¹ Tesis, MODELAMIENTO SISMICO NO LINEAL DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO CON DISIPADORES DE ENERGIA, Juan Carlos Reyes Ortiz, 1999.

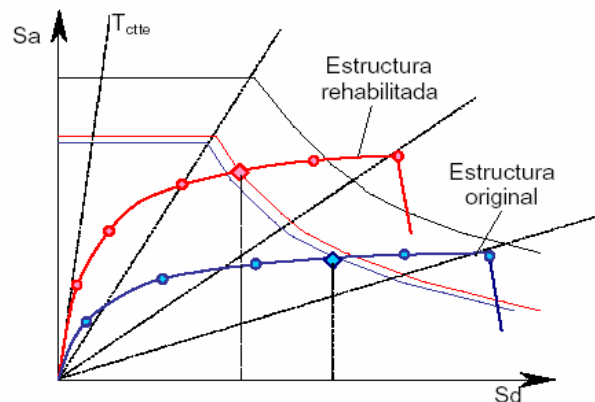
o la introducción de preesfuerzo local para garantizar el anclaje o evitar la inestabilidad del componente.

- Demoler o construir elementos para eliminar irregularidades.

2.2 REFORZAMIENTO Y RIGIDIZACION

Al iniciar el diseño de la rehabilitación de una estructura, una estrategia común consiste en aumentar su resistencia y su rigidez, para lograr menores desplazamientos. El incremento en rigidez ocasiona un incremento en el cortante basal, por lo tanto la rigidización debe ser cuidadosamente estudiada. La rigidización de las edificaciones deber tener en cuenta que si el periodo del edificio es muy bajo y se permite una coeficiente de disipación de energía superior a la unidad, las demandas sísmicas de ductilidad pueden ser muy elevadas. Por esto, una alta rigidización del edificio puede traer consigo una alta disminución en la capacidad de disipar energía de la estructura y elevadas fuerzas internas sobre los elementos y sobre la cimentación. Adicionalmente, no es conveniente Introducir en una estructura muros que ocupen solo parcialmente una luz En la Figura 2.2 se aprecia la incidencia típica que tiene la alternativa de rehabilitación de aumentar la resistencia y la rigidez de la estructura sobre la curva de capacidad y la curva de demanda. En la figura se presenta en color azul la curva de capacidad y demanda de la estructura existente y en color rojo la curva de capacidad y demanda rehabilitada. Se observa que el efecto de la rigidización y el reforzamiento afecta únicamente la curva de capacidad elevando su pendiente inicial y su capacidad de resistencia. La curva de demanda presenta una muy leve afectación.

Figura 2-2 Efecto del reforzamiento y la rigidización¹



1 Tesis, MODELAMIENTO SISMICO NO LINEAL DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO CON DISIPADORES DE ENERGIA, Juan Carlos Reyes Ortiz, 1999.

Los siguientes sistemas se han utilizado para rigidizar y reforzar estructuras:

- Muros estructurales: producen un elevado incremento de la resistencia y rigidez de las estructuras. Ha sido uno de los sistemas convencionales de rehabilitación de estructuras. Sin embargo, presenta inconvenientes importantes como incremento de la masa cuando índice de muros es elevado, alto impacto arquitectónico, pérdida de ventanas (pérdida de luz), introducción de barreras, altos momentos de vuelco en la cimentación, necesidad de adicionar elementos colectores.
- Pórticos con diagonales: la introducción de diagonales puede proporcionar menos rigidez y resistencia que los muros estructurales, pero también ocasiona menos incremento en la masa, menos pérdida de luz, menos barreras al tránsito de peatones y en general menos impacto arquitectónico. Por la magnitud de las fuerzas generadas en las diagonales se debe tener especial cuidado con los detalles de la unión con la estructura existente. Algunos de los edificios en los que se ha implementado este sistema, las diagonales han fallado en la conexión ante las sollicitaciones sísmicas.
- Contrafuertes: los contrafuertes son muros estructurales exteriores. tiene la ventaja de evitar el trabajo interno y la afectación en el uso de la edificación. Los contrafuertes requieren la construcción de cimentación adicional. Los contrafuertes pueden ser cuestionables desde el punto de vista arquitectónico y se pueden presentar inconvenientes en la conexión de estos con resto del sistema de resistencia a carga lateral (elementos colectores, diafragmas, etc).
- Pórticos resistentes a momento: este sistema tiene un impacto mínimo en los espacios, pero su aporte en rigidez y resistencia puede no ser tan elevado comparado con los muros estructurales. Al igual que los contrafuertes se pueden presentar inconvenientes en la conexión con la estructura existente.
- Reforzamiento del diafragma: cuando existen elementos rígidos en la estructura que se encuentran desligados del sistema de resistencia sísmica la rigidización y reforzamiento se logra haciendo que la estructura trabaje como un conjunto. En un entrepiso aligerado el reforzamiento puede ser llevado a cabo aumentando el espesor de la placa de piso mediante relleno de los vacíos dejados por el aligeramiento.
- Muros con ranuras (Slitted Walls, en inglés): cuando se tienen estructuras de poca altura que requieren ser rigidizadas, una opción alternativa para tener trabajo por flexión en el elemento rigidizador consiste en la colocación de muros estructurales ranurados, los cuales consisten en muros de concreto a los cuales se les han practicado ranuras verticales cada ciertas distancias. Estos muros producen una rigidización moderada del edificio y permiten coeficientes de disipación de energía superiores a cuatro ($R > 4.00$), por cuanto

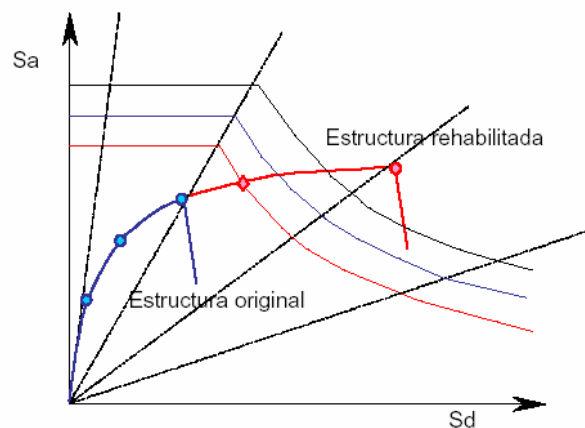
su trabajo es básicamente por flexión. Esta condición favorece el diseño de la cimentación y el comportamiento de los elementos. Este sistema fue desarrollado e implementado en la rehabilitación de algunas edificaciones en Japón.

2.3 INCREMENTAR LA CAPACIDAD DE DEFORMACION

En muchos casos el problema de la edificación no es ni su rigidez, ni su resistencia, sino su capacidad de deformación debido a que se pueden presentar fallas prematuras en ciertos elementos de la estructura como a cortante en columnas y/o en losas planas antes de poder desarrollar toda la capacidad de carga de la estructura.

En la Figura 2.3 se presenta el efecto del incremento en la capacidad de deformación en la curva de capacidad. En color azul se presenta la curva de capacidad de la estructura existente, la cual no alcanza a interceptarse con la curva de demanda presentada también en color azul, lo que implica el colapso de la estructura. Las curvas de demanda y capacidad de la estructura rehabilitada se presentan en color rojo. La capacidad de deformación se puede incrementar por ejemplo, garantizando el comportamiento inelástico de los componentes, eliminando un piso débil o evitando rigideces concentradas locales que ocasionen columnas cortas o torsión en el diafragma. Sin embargo, el aumento de la capacidad de deformación es solo viable económicamente en casos en los cuales se deban intervenir pocos elementos

Figura 2-3 Efecto del incremento de la capacidad de deformación¹



La capacidad de deformación se puede incrementar mediante:

1 Tesis, MODELAMIENTO SISMICO NO LINEAL DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO CON DISIPADORES DE ENERGIA, Juan Carlos Reyes Ortiz, 1999.

- Adición de confinamiento: El confinamiento se puede adicionar con enchaquetamiento exterior, con el encajonamiento con placas de acero y con la colocación de fibras de refuerzo entre otros sistemas.
- Reforzamiento de columnas: En algunos casos es necesario elevar la capacidad de las columnas para impedir la formación de mecanismos de piso. En estos casos también se debe reforzar la conexión viga-columna.
- Reducción de rigidez local: evitar La presencia de mampostería a media altura que puede generar columnas cortas o cautivas, las cuales presentan elevadas exigencias a cortante. También se debe revisar la localización de muros de mampostería que atraen fuerzas sísmicas considerables que eventualmente pueden causar la generación de modos torsionales que a su vez pueden sobreesforzar algunas columnas.
- Soportes adicionales en losas planas con vulnerabilidades a cortante. Cuando existen losas planas que tiene elevadas exigencias se pueden adicionar columnas que sirvan de soporte para reducir la luz de la losa y los esfuerzos demandados.

2.4 REDUCCION DE LA DEMANDA SISMICA

Otra estrategia de rehabilitación consiste en afectar la demanda sísmica y no la capacidad estructural.

Dentro de los sistemas que permiten disminuir la demanda sísmica se destacan la disminución de la masa, la colocación de masa resonante, el aislamiento en la base y la disipación de energía.

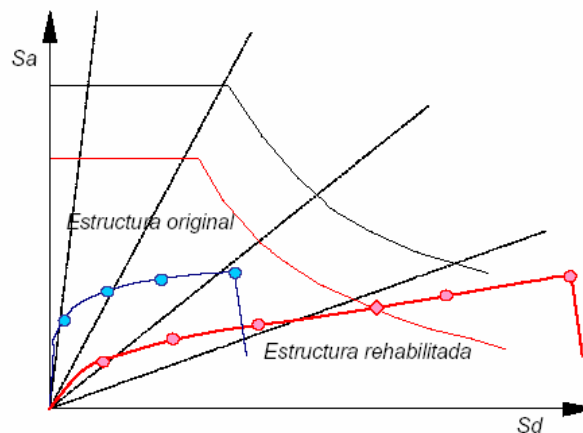
- Reducción de la masa: una forma de reducir la demanda sísmica es mediante la reducción de la masa de la estructura, ya sea reemplazando los muros de mampostería por particiones livianas, cambiando el uso de algunos pisos de la edificación o eliminando equipos fijos de elevado peso. El efecto de la rehabilitación es disminuir el periodo, disminuir los desplazamientos horizontales y disminuir las fuerzas inerciales. Adicionalmente se reducen las fuerzas internas debidas a carga vertical. Se debe tener en cuenta que para tener soluciones eficientes se deben realizar elevadas reducciones de masa (superiores al 40%).
- Colocación de masa resonante: consiste en adicionar sistemas de masas reactivas al movimiento de la edificación. Cuando el edificio se mueve en un sentido se espera que la masa reaccione en forma inversa y reduzca el movimiento. Esta alternativa de solución es solo viable para sismos que no lleven la estructura más allá de su rango elástico, porque para sismos intensos el periodo de la estructura cambia y el sistema se descompensa.

- Aislamiento en la base: consiste en colocar en los apoyos de la edificación componentes con una elevada capacidad de deformación horizontal que absorben un gran porcentaje del movimiento sísmico y no permiten elevadas demandas de fuerza sobre los componentes.

El efecto del aislamiento es aumentar el periodo de la edificación y disipar la energía sísmica de entrada. En la Figura 2.4 se presenta en color azul la curva de capacidad de la estructura sin rehabilitar y en color rojo la curva de capacidad rehabilitada, se puede observar que debido al aislador sísmico la curva de la estructura rehabilitada tiene una rigidez muy baja. Parte del movimiento del terreno es tomado por el aislador transmitiendo solo un bajo porcentaje a la estructura. Teniendo en cuenta que el periodo de la edificación se incrementa enormemente a colocar aislamiento en la base, la aplicabilidad del método se limita a edificios de periodo corto, se recomiendan periodos inferiores a 1 seg. La reducción de la demanda sísmica se logra desacoplando la estructura del efecto de la aceleración del suelo. Estos aisladores se han utilizado fundamentalmente en lugares donde los principales temblores que ocurren tienen gran contenido de frecuencias altas; así, la estructura se aleja de los períodos con amplificaciones importantes del terreno.

El principal inconveniente de este método de rehabilitación es su complicado proceso constructivo, ya que se tiene que desvincular el edificio de su cimentación original y apoyarlo sobre los elastómeros, lo que implica elevados costos de la rehabilitación.

Figura 2-4 Efecto del aislamiento en la base¹



1 Tesis, MODELAMIENTO SISMICO NO LINEAL DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO CON DISIPADORES DE ENERGIA, Juan Carlos Reyes Ortiz, 1999.

- Disipación de energía: consiste en la colocación de dispositivos dentro de la estructura para que absorban parte de la energía sísmica de entrada. El sistema de disipación puede ser activo o pasivo. Un sistema de disipación activo trabaja de acuerdo a la señal de sensores colocados sobre la edificación y se requiere sistema de control computarizado, mientras que los sistemas de control pasivo trabajan de acuerdo al movimiento de la edificación. La rehabilitación de edificios usando disipación pasiva de energía busca incrementar el amortiguamiento de la estructura para reducir su nivel de daño y concentra el daño en puntos de fácil intervención ya que los disipadores pasivos reaccionan a los movimientos estructurales, su efectividad depende de la capacidad de deformación de la edificación. En una estructura muy rígida, en la que los desplazamientos durante un sismo son muy pequeños, es posible que estos dispositivos no alcanzan a trabajar antes de producirse daño. El amortiguamiento proporcionado por los dispositivos puede ser viscoso e histerético. Los dispositivos que proporcionan amortiguamiento viscoso actúan de acuerdo a la velocidad que imponga el sismo a la estructura, mientras que los histeréticos trabajan de acuerdo al nivel de desplazamiento presentado en la estructura.

3. DESCRIPCIÓN DE ESTRUCTURAS A ANALIZAR

3.1 EDIFICIO MODELO 1

3.1.1 Información General

Numero de pisos: 10

Semisótanos: 1

Altura entrepisos: 2.8m

Coefficiente de importancia: 1

Regularidad en planta: Regular

Regularidad en altura: Regular

Perfil del suelo: Zona 2

Año de construcción: 1996

Fuente: Curaduría urbana N°1

Área construida: 510m²

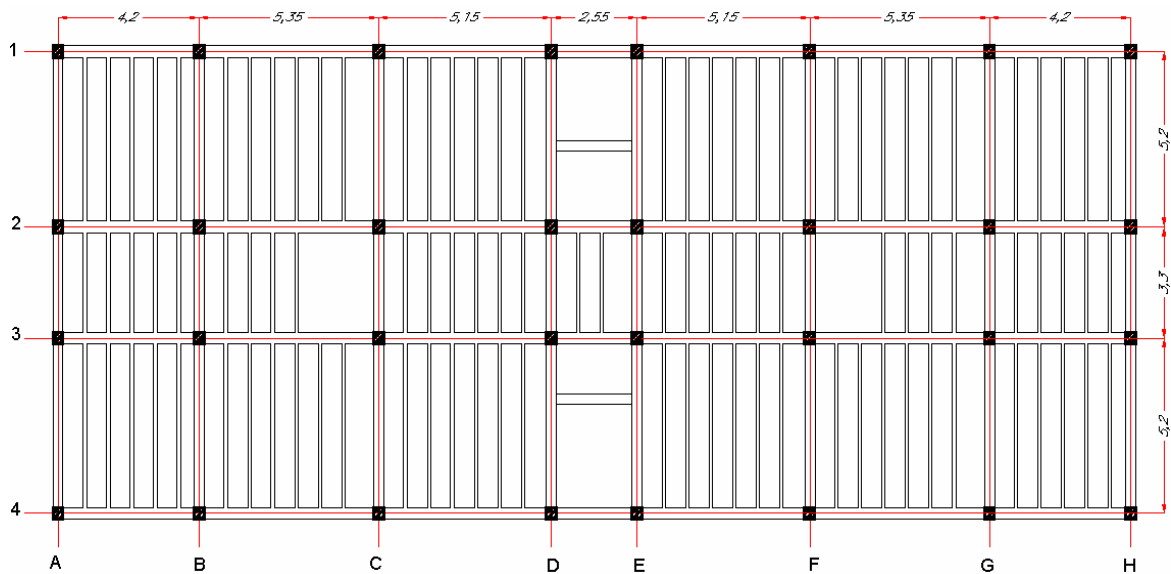
Placa: Aligerada armada en una dirección.

Sistema de resistencia sísmica: Pórticos resistente a momento.

Tipo de uso: Vivienda.

3.1.2 Configuración Geométrica y Estructural.

Figura 3-1 Planta tipo modelo 1



La información correspondiente a la configuración geométrica y estructural se encuentra en el anexo 1

3.1.3 Materiales.

Los materiales tomados en cuenta para el análisis son:

- **Concreto**

$f'c = 210 \text{ kgf/cm}^2 = 21 \text{ MPa}$ en vigas y columnas principales.

$f'c = 210 \text{ kgf/cm}^2 = 21 \text{ MPa}$ en viguetas.

$E_c = 2 \times 10^6 \text{ T/m}^2 = 2 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2 = 20000 \text{ MPa}$

$\nu = 0.20$

$\gamma = 2400 \text{ kgf/m}^3$ (Concreto reforzado)

- **Acero**

$f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2 = 420 \text{ MPa}$

$E_c = 2.0 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2 = 200000 \text{ MPa}$

3.2 EDIFICIO MODELO 2

3.2.1 Información General.

Numero de pisos: 8

Semisótanos: 1

Altura entrepisos: 3.0 m

Coefficiente de importancia: 1

Regularidad en planta: Irregular

Regularidad en altura: Irregular

Perfil del suelo: Zona 2

Año de construcción: 2003

Fuente: Curaduría urbana N°1

Área construida: 398 m²

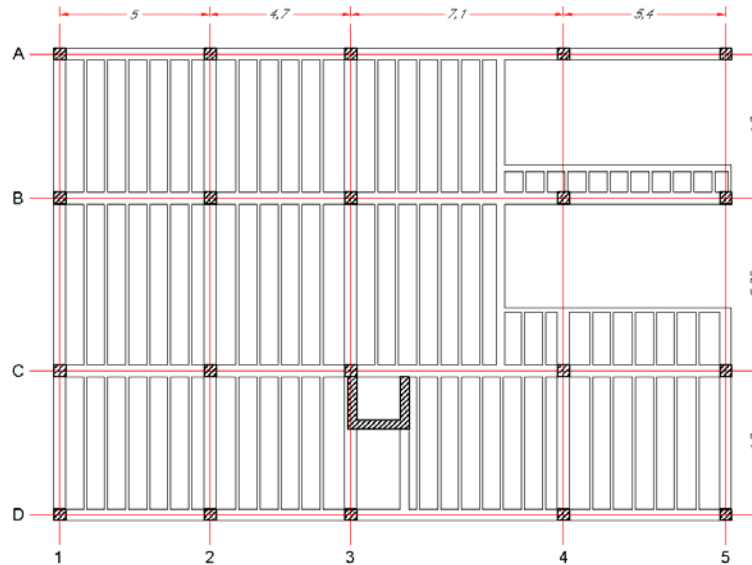
Placa: Aligerada armada en una dirección.

Sistema de resistencia sísmica: Pórticos resistente a momento.

Tipo de uso: Vivienda.

3.2.2 Configuración Geométrica y Estructural

Figura 3-2 Planta tipo modelo 2



La información correspondiente a la configuración geométrica y estructural se encuentra en el anexo 4

3.2.3 Materiales.

Los materiales tomados en cuenta para el análisis son:

- Concreto
 $f'_c = 210 \text{ kgf/cm}^2 = 21 \text{ MPa}$ en vigas.
 $f'_c = 210 \text{ kgf/cm}^2 = 21 \text{ MPa}$ en viguetas.
 $f'_c = 280 \text{ kgf/cm}^2 = 28 \text{ MPa}$ en columnas.
 $E_c = 2 \times 10^6 \text{ T/m}^2 = 2 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2 = 20000 \text{ MPa}$
 $\nu = 0.20$
 $\gamma = 2400 \text{ kgf/m}^3$ (Concreto reforzado)

- Acero
 $f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2 = 420 \text{ MPa}$
 $E_c = 2.0 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2 = 200000 \text{ MPa}$

4. ANALISIS DEL ESTADO ACTUAL DE LAS ESTRUCTURAS

Para evaluar la capacidad de respuesta de la estructura a los movimientos del terreno y utilizando como base la información disponible sobre las características mecánicas de la estructura y sus propiedades, se implementó un modelo de análisis espacial, con tres grados de libertad dinámicos por planta, en la versión No Lineal del programa SAP2000¹. Dos tipos de análisis se desarrollaron. El análisis elástico lineal y el análisis no lineal.

4.1 MODELAMIENTO ELASTICO

Este análisis tiene por objeto, estimar teóricamente las propiedades dinámicas de la estructura, con particular énfasis en las frecuencias propias de vibración y las formas modales de vibración. Permite verificar la relación capacidad-demanda de los diferentes elementos estructurales, como base para la calificación de la vulnerabilidad sísmica.

Para definir los elementos, se utilizaron elementos unidimensionales frame, representativos de las columnas y vigas que conforman la edificación. El entrepiso se ha incorporado como elementos unidimensionales tipo frame. La incorporación del entrepiso como elemento no estructural, se hace a través de un modelo en el cual no aporta resistencia sísmica y se utiliza para transmitir las cargas presentes.

Los modelos de análisis que se han implementado utilizan elementos unidimensionales del tipo frame², representativos de las columnas y vigas que conforman la edificación. Los muros que hacen parte de la estructura utiliza elementos bidimensionales de tipo shell³. El entrepiso se ha incorporado como elementos unidimensionales tipo frame. La incorporación del entrepiso como elemento no estructural, se hace a través de un modelo en el cual no aporta resistencia sísmica y se utiliza para transmitir las cargas presentes.

1 SAP2000 – Integrated Structural Analysis & Design Software, Computers and Structures Inc., Berkeley, California, USA, 2004.

2 Elemento tipo barra, SAP2000.

3 elemento tipo cáscara, SAP2000.

4.1.1 Modelos de análisis

4.1.1.1 Descripción y justificación.

Con el fin de valorar el nivel de esfuerzos internos y los desplazamientos sísmicos de la estructura se elabora un modelo lineal tridimensional. Este modelo se hace para tener un acercamiento al comportamiento ideal de la estructura y detectar sitios vulnerables.

En el modelo, la carga muerta producida por muros y particiones de materiales tradicionales, se trabaja como carga distribuida de acuerdo a los valores definidos en la NSR-98 título B¹. Mediante este análisis se busca realizar verificaciones de la distribución de carga vertical y nivel de esfuerzos locales en los elementos bajo diferentes combinaciones de carga.

El modelo anterior se realiza para carga espectral estática (Fuerza horizontal equivalente) y carga espectral dinámica (Método espectral dinámico). Se consideran los efectos de excentricidad accidental equivalentes al 5% de la dimensión de la edificación medida en la dirección perpendicular a la dirección en estudio, según NSR-98 A.3.6.7.1. Las losas de entrepiso se modelan como diafragmas rígidos debido al sistema de losa utilizado.

4.1.1.2 Apoyos.

Considerando el tipo de cimentación y la rigidez y capacidad de los suelos que sirven de apoyo a la misma, se considera para efectos del modelo que los elementos de columna se encuentran empotrados en la base.

4.1.1.3 Cargas muertas.

La carga muerta está representada por el peso de todos los elementos permanentes: peso de la estructura, componentes constructivos adicionales (muros, pisos, escaleras, etc.).

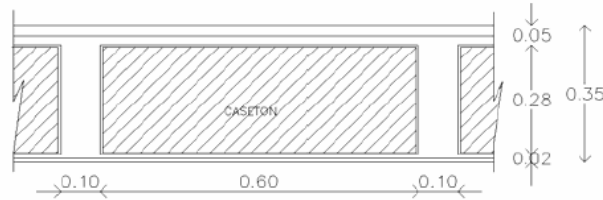
La carga muerta se ha clasificado de acuerdo a su aplicación en dos grandes grupos como se explica a continuación.

- Cargas distribuidas: Se refiere a la carga que se considera uniformemente distribuida en el área de cada piso. Estas cargas son las debidas a lo siguiente: el peso del concreto, el peso del acabado de piso y el peso de las particiones.

1 NSR-98. Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente. Capítulo B.3 Cargas muertas

- Losa.

Figura 4-1 Sección transversal de la placa



Esta carga corresponde a los materiales y elementos componentes de la placa. Incluye los siguientes elementos y cargas por unidad de área:

- Losa superior (5cm): Corresponde al peso de la losa de concreto de 5 cm de espesor que se funde sobre las viguetas y placas prefabricadas y cubre el conjunto.

Valor: 1.2 KN/m²

- Baldosa.

Valor: 1 KN/m²

- Mortero inferior de placa.

Valor: 0.48 KN/m²

- Muros divisorios: Corresponde al peso aportado por los muros en el área de losa. Se determina por medio del valor definido en las Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente

Valor: 3.0 KN/m²

- Cargas localizadas.

La carga muerta localizada hace referencia a todos aquellos pesos permanentes que ocupan áreas pequeñas de la placa de piso o que se modelan para una mayor simplicidad en forma explícita. Se tienen las siguientes: el peso de la fachada y el peso de escaleras. A continuación se explica detalladamente la manera de obtenerlas.

- Fachada: La fachada de la edificación se encuentra compuesta por antepechos pañetados de 1 m de alto, muros y ventanas en el resto de la altura. Esta carga se distribuye de forma lineal sobre las vigas de borde de la edificación para cada piso en donde se presenta este tipo de elemento.

Valor: 5.94 KN/m distribuido en:

Muros: 4.2 KN/m

Ventanas: 1.26 KN/m

Factor enchape: 0.48KN/m

○ Escaleras: Hace referencia al peso del concreto y de los elementos adicionales de las escaleras de acceso hacia cada uno de los niveles de la edificación distribuido de forma lineal sobre las vigas que la soportan; el valor para esta carga se calcula a partir del peso de dos tramos de escalera por piso de 20cm de espesor y el correspondiente al descanso a mitad de piso de igual espesor divididos por la cantidad de apoyos (2) y por la longitud entre apoyos.

Valor: 10.65 KN/ml

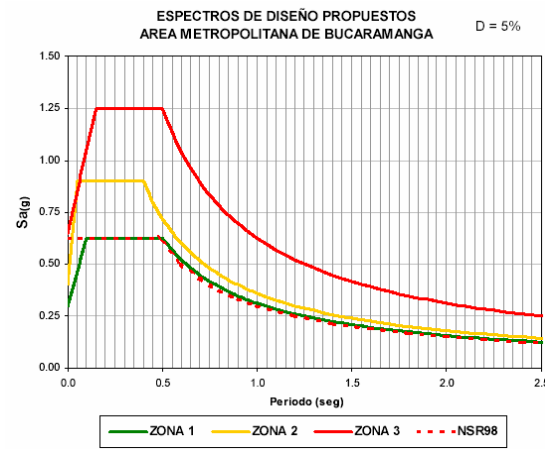
4.1.1.4 Cargas vivas.

La carga viva según la NSR-98¹ para uso de vivienda es de 1.8 KN/m².

4.1.1.5 Cargas sísmica.

Para establecer el estado de la edificación se definen el posible escenario correspondiente al sismo de diseño. El espectro de aceleración se determina según el espectro de diseño aportado por el estudio de Micro zonificación Sísmica de la zona metropolitana de Bucaramanga para la zona 2 (según ubicación de la edificación). Para el cálculo del espectro se utilizó un factor de importancia $I = 1$ correspondiente al Grupo I – Estructuras de Ocupación normal².

Figura 4-2 Espectro de diseño microzonificación sísmica de Bucaramanga³



1 NSR-98. Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente. Capitulo B.4 Cargas vivas

2 NSR-98. Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente. Tabla A.2-4

3 INGEOMINAS. Zonificación sismogeotécnica indicativa del área metropolitana de Bucaramanga. Bogota: 2001.

- Coeficiente de disipación de energía.

Según NSR-98¹ $R_o = 7$

Coeficiente de reducción de capacidad de reducción de energía causado por irregularidades en la planta de la edificación, considerando el modelo 1 regular y el modelo 2 irregular se obtiene:

Modelo 1: $\phi_p = 1$

Modelo 2: $\phi_p = 0.9$

Coeficiente de reducción de capacidad de reducción de energía causado por irregularidades en la altura de la edificación considerando el modelo 1 regular y el modelo 2 irregular se obtiene:

Modelo 1: $\phi_a = 1$

Modelo 2: $\phi_a = 0.9$

$$R' = R_o * \phi_a * \phi_p = 7 \text{ para el modelo 1.}$$

$$R' = R_o * \phi_a * \phi_p = 5.67 \text{ para el modelo 2.}$$

4.1.1.6 Combinaciones de carga

Para el modelo utilizado, se plantearon diferentes tipos de combinaciones que se utilizaron para obtener los esfuerzos generados en la estructura, para esto se introdujeron en el programa las siguientes combinaciones:

Tabla 4-1 Combinaciones de carga utilizadas en análisis

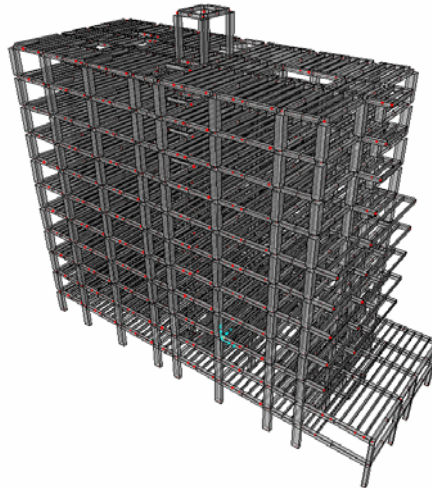
Combo 1	1.4D+1.7L	Chequeo carga vertical
Combo 2	1.05D+1.275L	Chequeo capiteles
Combo 3	1.05D+1.275L+Ex/R+0.3Ey/R	Diseño y chequeo
Combo 4	1.05D+1.275L+Ex/R-0.3Ey/R	Diseño y chequeo
Combo 5	1.05D+1.275L-Ex/R+0.3Ey/R	Diseño y chequeo
Combo 6	1.05D+1.275L-Ex/R-0.3Ey/R	Diseño y chequeo
Combo 7	1.05D+1.275L+0.3Ex/R+Ey/R	Diseño y chequeo
Combo 8	1.05D+1.275L+0.3Ex/R-Ey/R	Diseño y chequeo
Combo 9	1.05D+1.275L-0.3Ex/R+Ey/R	Diseño y chequeo
Combo 10	1.05D+1.275L-0.3Ex/R-Ey/R	Diseño y chequeo
Combo 11	Ex+0.3Ey	Chequeo de derivas
Combo 12	Ex-0.3Ey	Chequeo de derivas
Combo 13	-Ex+0.3Ey	Chequeo de derivas
Combo 14	-Ex-0.3Ey	Chequeo de derivas
Combo 15	Ey+0.3Ex	Chequeo de derivas
Combo 16	Ey-0.3Ex	Chequeo de derivas
Combo 17	-Ey+0.3Ex	Chequeo de derivas
Combo 18	-Ey-0.3Ex	Chequeo de derivas

1 NSR-98. Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente. Tabla A.3-3

4.1.1.7 Representación de modelos de análisis

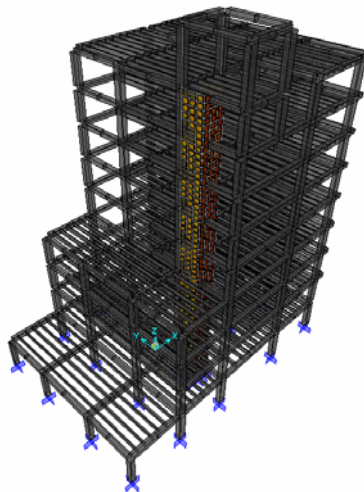
- Modelo 1: Conceptualmente se trata de una edificación regular, de comportamiento tipificable, cuyo modelo ha sido implementado como un ensamblaje tridimensional de elementos unidimensionales.

Figura 4-3 Modelo 1 tridimensional



- Modelo 2: Conceptualmente se trata de una edificación irregular tanto en planta como en altura, de comportamiento tipificable, cuyo modelo ha sido implementado como un ensamblaje tridimensional de elementos unidimensionales frame y bidimensionales shell.

Figura 4-4 Modelo 2 tridimensional



4.1.2 Resultado del análisis elástico de las estructuras.

4.1.2.1 Modos de vibración y participación de masas.

Los periodos y modos de vibración se obtienen a partir de un análisis modal con el método de Ritz-vector¹. Para lograr en el análisis una participación de masa de más del 90% se utilizan 30 modos de vibración, siendo los primeros ocho los de mayor participación tanto para el modelo 1 como para el modelo 2..

- Información modal modelo 1

Tabla 4-2 Periodos de vibración y participación de masa modelo no fisurado

Participación Sentido X				Participación Sentido Y			
Modo	Periodo	Ux	Suma Ux	Modo	Periodo	Uy	Suma Uy
2	1,58	0,78	0,78	1	1,74	0,76	0,76
5	0,50	0,11	0,89	4	0,54	0,11	0,88
8	0,27	0,04	0,93	7	0,29	0,05	0,93
18	0,12	0,01	0,97	11	0,19	0,02	0,96
13	0,17	0,01	0,96	3	1,54	0,01	0,77
25	0,07	0,01	0,99	20	0,11	0,01	0,97
10	0,20	0,01	0,94	23	0,09	0,01	0,99
28	0,05	0,01	1,00	26	0,06	0,01	1,00
22	0,09	0,00	0,98	14	0,15	0,01	0,96
23	0,09	0,00	0,98	6	0,48	0,00	0,89
12	0,17	0,00	0,95	22	0,09	0,00	0,98

Tabla 4-3 Periodos de vibración y participación de masa modelo fisurado

Participación Sentido X				Participación Sentido Y			
Modo	Periodo	Ux	Suma Ux	Modo	Periodo	Uy	Suma Uy
2	2,38	0,77	0,77	1	2,66	0,75	0,75
5	0,73	0,11	0,88	4	0,80	0,11	0,87
8	0,39	0,05	0,92	7	0,41	0,05	0,93
12	0,23	0,02	0,95	11	0,25	0,02	0,95
10	0,27	0,01	0,94	24	0,10	0,02	0,99
18	0,16	0,01	0,97	20	0,15	0,01	0,97
23	0,12	0,01	0,98	3	2,28	0,01	0,76
28	0,06	0,01	1,00	15	0,19	0,01	0,96
26	0,08	0,01	0,99	29	0,05	0,00	0,99
25	0,10	0,00	0,98	22	0,13	0,00	0,97
21	0,14	0,00	0,97	6	0,70	0,00	0,88

1 Análisis dinámicos de vibración basados en los vectores de carga Ritz

Los datos obtenidos muestran que los modos de mayor vibración fueron los modos 2 y 5 en el sentido X y los modos 1 y 4 en el sentido Y en ambos modelos, tanto con elementos fisurados como no fisurados.

Figura 4-5 Modo de vibración número 2 modelo 1

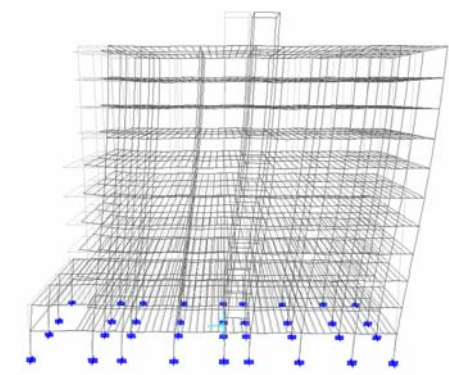
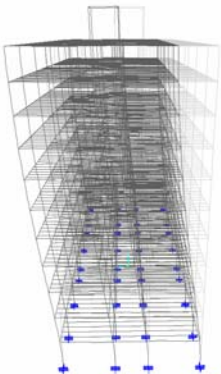


Figura 4-6 Modo de vibración numero 1 modelo 1



- Información modal modelo 2:

Tabla 4-4 Periodos de vibración y porcentaje de participación de masa modelo fisurado

Participación Sentido X				Participación Sentido Y			
Modo	Periodo	Ux	Suma Ux	Modo	Periodo	Uy	Suma Uy
2	1,944142	0,49314	0,65006	1	2,171766	0,36926	0,36926
1	2,171766	0,15692	0,15692	2	1,944142	0,18195	0,55122
5	0,599443	0,07969	0,81499	3	1,289056	0,14126	0,69247
4	0,716458	0,06333	0,7353	5	0,599443	0,07312	0,7855
8	0,319609	0,03255	0,88909	6	0,437474	0,0572	0,8427
11	0,22713	0,02501	0,92084	17	0,157759	0,02188	0,93798
6	0,437474	0,0226	0,83758	9	0,267361	0,02057	0,8922
3	1,289056	0,02192	0,67198	4	0,716458	0,01991	0,71238
7	0,373956	0,01895	0,85654	7	0,373956	0,01919	0,86189
18	0,15258	0,01604	0,95748	20	0,108513	0,01661	0,96862
21	0,103423	0,01448	0,98095	18	0,15258	0,0132	0,95118
17	0,157759	0,01441	0,94145	23	0,067574	0,01224	0,98968

Tabla 4-5 Periodos de vibración y porcentaje de participación de masa modelo sin fisuración

Participación Sentido X				Participación Sentido Y			
Modo	Periodo	Ux	Suma Ux	Modo	Periodo	Uy	Suma Uy
2	1,330978	0,61531	0,68126	1	1,520656	0,47828	0,47828
5	0,440679	0,09221	0,83586	3	0,936863	0,14955	0,70959
1	1,520656	0,06594	0,06594	2	1,330978	0,08176	0,56004
4	0,508374	0,04937	0,74365	6	0,348132	0,06216	0,86158
8	0,241958	0,03254	0,90133	5	0,440679	0,06088	0,79942
11	0,175817	0,0288	0,93319	4	0,508374	0,02895	0,73854
6	0,348132	0,02207	0,85792	14	0,136611	0,02784	0,94331
15	0,126111	0,02198	0,96021	20	0,088136	0,02094	0,98111
21	0,078591	0,01631	0,98811	9	0,211286	0,01845	0,90314
3	0,936863	0,01303	0,69429	23	0,057176	0,017	0,99835
7	0,273734	0,01086	0,86879	7	0,273734	0,0162	0,87778
24	0,052576	0,01028	0,99911	17	0,118576	0,01174	0,9582

Los datos obtenidos muestran que los modos de mayor participación fueron los modos 2 en el sentido X y 1 en el sentido Y en ambos modelos, tanto con elementos fisurados como no fisurados.

Figura 4-7 Modo de vibración número 2 modelo 2

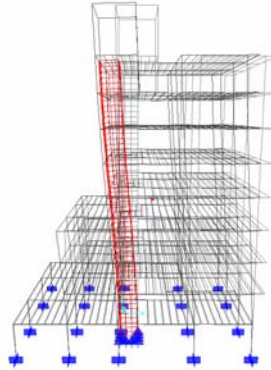
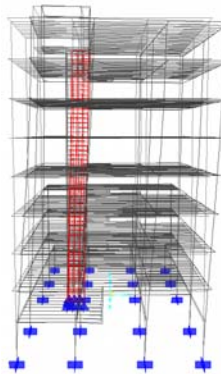


Figura 4-8 Modo de vibración número 1 modelo 2



4.1.2.2 Cortante basal

Se calcula el cortante basal total en cada una de las direcciones principales de análisis. Para efectos comparativos se calcula el cortante actuante con el método de la fuerza horizontal equivalente con el cortante del método espectral dinámico.. para el modelo 1 según su regularidad el cortante basal obtenido con el método dinámico espectral no puede ser menor que el 80% del cortante sísmico obtenido con el método de la fuerza horizontal equivalente, para el modelo 2 el cortante basal obtenido con el método dinámico espectral no debe ser menor al 100% del cortante obtenido con el método de la fuerza horizontal equivalente por considerarse una estructura irregular.

- Verificación modelo 1

Tabla 4-6 Verificación cortante basal modelo 1

Método de analisis	Periodo		Cortante X	Cortante Y
	Tx	Ty		
	[seg]	[seg]	[KN]	[KN]
Fuerza Horizontal Equivalente	1,05	1,05	13823,87	13823,87
Dinámico Espectral	1,58	1,74	8122,15	7423,34
V_{FHE} / V_{MDE}	-	-	1,70	1,86
Comentario			Aumentar las fuerzas sísmicas por un factor de 1.86 para cumplir con NSR-98 A.5.4.5.	

Se debe afectar el valor de aceleración para el análisis dinámico espectral por un factor de 1.86 para alcanzar los valores de cortante obtenidos por el método de la fuerza horizontal equivalente.

- Verificación modelo 2

Tabla 4-7 Verificación cortante basal modelo 2

Método de analisis	Periodo		Cortante X	Cortante Y
	Tx	Ty		
	[seg]	[seg]	[KN]	[KN]
Fuerza Horizontal Equivalente	0,83	0,83	9304,58	9304,58
Dinámico Espectral	1,33	1,52	4651,19	3927,21
V_{FHE} / V_{MDE}	-	-	2,00	2,37
Comentario			Aumentar las fuerzas sísmicas por un factor de 2,37 para cumplir con NSR-98 A.5.4.5.	

Se debe afectar el valor de aceleración para el análisis dinámico espectral por un factor de 2.37 para alcanzar los valores de cortante obtenidos por el método de la fuerza horizontal equivalente.

4.1.2.3 Desplazamientos y derivas.

Se calculan los desplazamientos y las derivas inelásticas correspondientes a los dos modelos de análisis. De acuerdo con la NSR-98 estas derivas no deberían ser superiores a 1.42% dado que el análisis se ha realizado con secciones fisuradas. Para los valores de las inercias de los elementos, estos se trabajaron con los valores de la NSR-98 capítulo C.8.5.3.3 tabla C.8-1 propiedades de rigidez para el análisis, estado límite de resistencia. Las secciones se fisuraron, reduciendo las inercias en $0.35I_g$ para las vigas, y $0.7I_g$ para las columnas.

- Desplazamientos y derivas modelo 1

Tabla 4-8 Deriva de entrepisos para 30% sismoY+ 100% sismoX modelo 1

Piso	H entrepiso	Desplazamiento X	Desplazamiento Y	Deriva Máxima	Deriva Permitida	Índice de flexibilidad
11 Piso	280 cm	54,23 cm	19,91 cm	0,94%	1,42%	0,66
10 Piso	280 cm	51,79 cm	18,97 cm	1,19%	1,42%	0,84
9 Piso	280 cm	48,67 cm	17,80 cm	1,48%	1,42%	1,04
8 Piso	280 cm	44,80 cm	16,36 cm	1,76%	1,42%	1,24
7 Piso	280 cm	40,17 cm	14,67 cm	2,03%	1,42%	1,43
6 Piso	280 cm	34,83 cm	12,74 cm	2,26%	1,42%	1,59
5 Piso	280 cm	28,88 cm	10,59 cm	2,45%	1,42%	1,72
4 Piso	280 cm	22,43 cm	8,26 cm	2,57%	1,42%	1,81
3 Piso	280 cm	15,68 cm	5,80 cm	2,58%	1,42%	1,81
2 Piso	280 cm	8,92 cm	3,28 cm	2,24%	1,42%	1,58
1 Piso	280 cm	3,03 cm	1,09 cm	1,15%	1,42%	0,81

Figura 4-9 Derivas para la combinación 100% sismo X +30% sismo Y

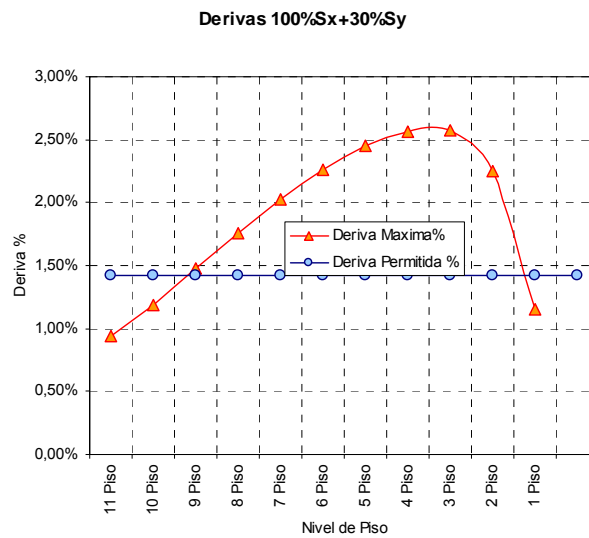
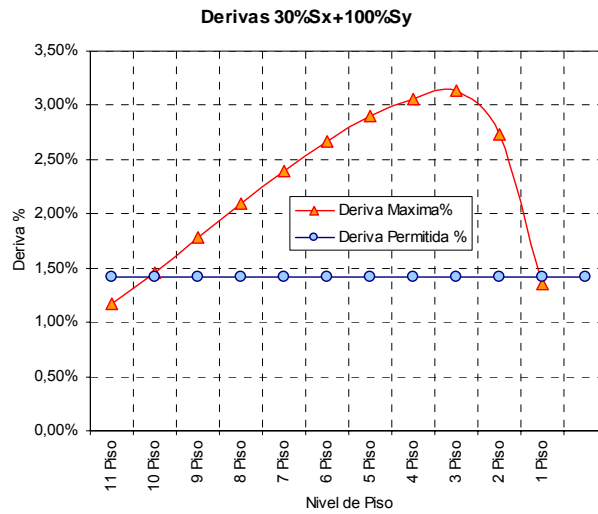


Tabla 4-9 Deriva de entrepisos para 100% sismoY+ 30% sismoX modelo 1

Piso	H entrepiso	Desplazamiento X	Desplazamiento Y	Deriva Máxima	Deriva Permitida	Índice de flexibilidad
11 Piso	280 cm	20,68 cm	66,13 cm	1,17%	1,42%	0,82
10 Piso	280 cm	19,77 cm	62,99 cm	1,45%	1,42%	1,02
9 Piso	280 cm	18,59 cm	59,10 cm	1,78%	1,42%	1,25
8 Piso	280 cm	17,13 cm	54,33 cm	2,10%	1,42%	1,48
7 Piso	280 cm	15,39 cm	48,72 cm	2,40%	1,42%	1,69
6 Piso	280 cm	13,38 cm	42,31 cm	2,67%	1,42%	1,88
5 Piso	280 cm	11,13 cm	35,17 cm	2,90%	1,42%	2,04
4 Piso	280 cm	8,69 cm	27,42 cm	3,05%	1,42%	2,15
3 Piso	280 cm	6,12 cm	19,27 cm	3,13%	1,42%	2,21
2 Piso	280 cm	3,51 cm	10,89 cm	2,73%	1,42%	1,93
1 Piso	280 cm	1,19 cm	3,59 cm	1,35%	1,42%	0,95

Figura 4-10 Derivas para la combinación 30% sismo X +100% sismo Y



Con los resultados obtenidos se puede detectar que se presentan excesivos índices de flexibilidad.

- Desplazamientos y derivas modelo 2

Tabla 4-10 Deriva de entrepiso para 30% Sismo Y + 100% Sismo X

Piso	H entrepiso	Desplazamiento X	Desplazamiento Y	Deriva Máxima	Deriva Permitida	Índice de flexibilidad
9 Piso	300 cm	76,06 cm	51,50 cm	2,15%	1,42%	1,52
8 Piso	300 cm	70,31 cm	48,55 cm	2,83%	1,42%	1,99
7 Piso	300 cm	62,81 cm	44,55 cm	3,46%	1,42%	2,43
6 Piso	300 cm	53,71 cm	39,58 cm	3,90%	1,42%	2,75
5 Piso	300 cm	43,54 cm	33,77 cm	4,06%	1,42%	2,86
4 Piso	300 cm	33,24 cm	27,25 cm	4,08%	1,42%	2,87
3 Piso	300 cm	23,37 cm	20,03 cm	4,24%	1,42%	2,99
2 Piso	300 cm	13,39 cm	12,14 cm	3,92%	1,42%	2,76
1 Piso	300 cm	4,44 cm	4,51 cm	2,11%	1,42%	1,49

Figura 4-11 Derivas para la combinación 30% sismo Y +100% sismo X

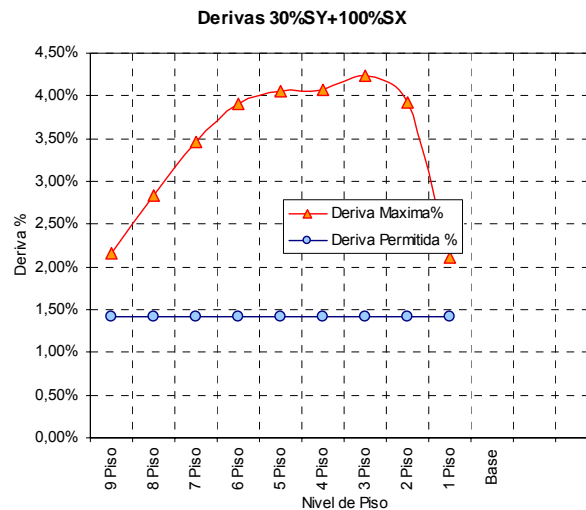
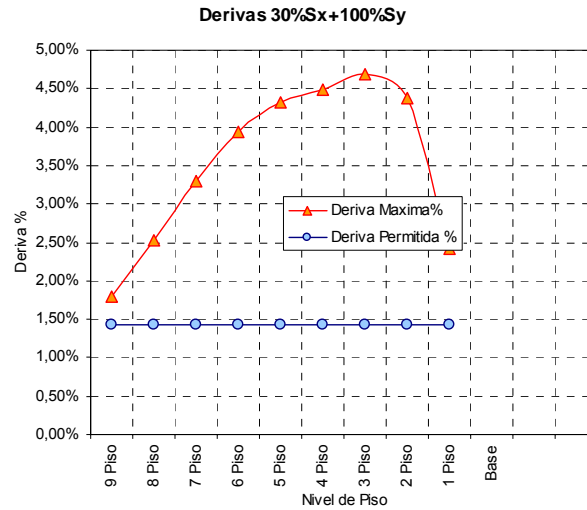


Tabla 4-11 Deriva de entrepiso para 100% Sismo Y + 30% Sismo X

Piso	H entrepiso	Desplazamiento X	Desplazamiento Y	Deriva Máxima	Deriva Permitida	Índice de flexibilidad
9 Piso	300 cm	63,47 cm	71,16 cm	1,79%	1,42%	1,26
8 Piso	300 cm	59,56 cm	67,49 cm	2,52%	1,42%	1,78
7 Piso	300 cm	54,12 cm	62,22 cm	3,29%	1,42%	2,32
6 Piso	300 cm	47,11 cm	55,28 cm	3,94%	1,42%	2,77
5 Piso	300 cm	38,86 cm	46,83 cm	4,32%	1,42%	3,04
4 Piso	300 cm	30,16 cm	37,25 cm	4,49%	1,42%	3,16
3 Piso	300 cm	21,52 cm	26,92 cm	4,69%	1,42%	3,31
2 Piso	300 cm	12,57 cm	16,04 cm	4,38%	1,42%	3,08
1 Piso	300 cm	4,23 cm	5,89 cm	2,42%	1,42%	1,70

Figura 4-12 Derivas para la combinación 30% sismo X +100% sismo Y



4.1.2.4 Índices de sobreesfuerzo

Para realizar los chequeos de los índices de sobreesfuerzo en los elementos estructurales del modelo se realizaron teniendo en cuenta los factores ϕ_c y ϕ_e que son los factores de calidad del diseño, la construcción y el estado de la estructura. Estos factores están definidos en la norma NSR-98 capítulo A.10.2.2.1 en donde se define el estado del sistema estructural.

A continuación se presentan los índices de sobreesfuerzos mayores que se presentaron en las estructuras, de elementos representativos del modelo. Se ha considerado valores de $\phi_c = 0.9$ y $\phi_e = 0.9$.

Para cada combinación de carga se obtienen los índices de sobreesfuerzo tanto en vigas como en columnas. A continuación se presentan los índices más representativos para cada condición de carga.

En el anexo 1 se presentan los índices de sobreesfuerzo en detalle para el modelo 1 y en el anexo 4 para el modelo 2.

- Índices de sobreesfuerzo modelo 1
 - Índices ante carga vertical (1.4D+1.7L)

Figura 4-13 Índice de sobreesfuerzo columnas para carga vertical (1.4 Muerta + 1.7 viva) eje2

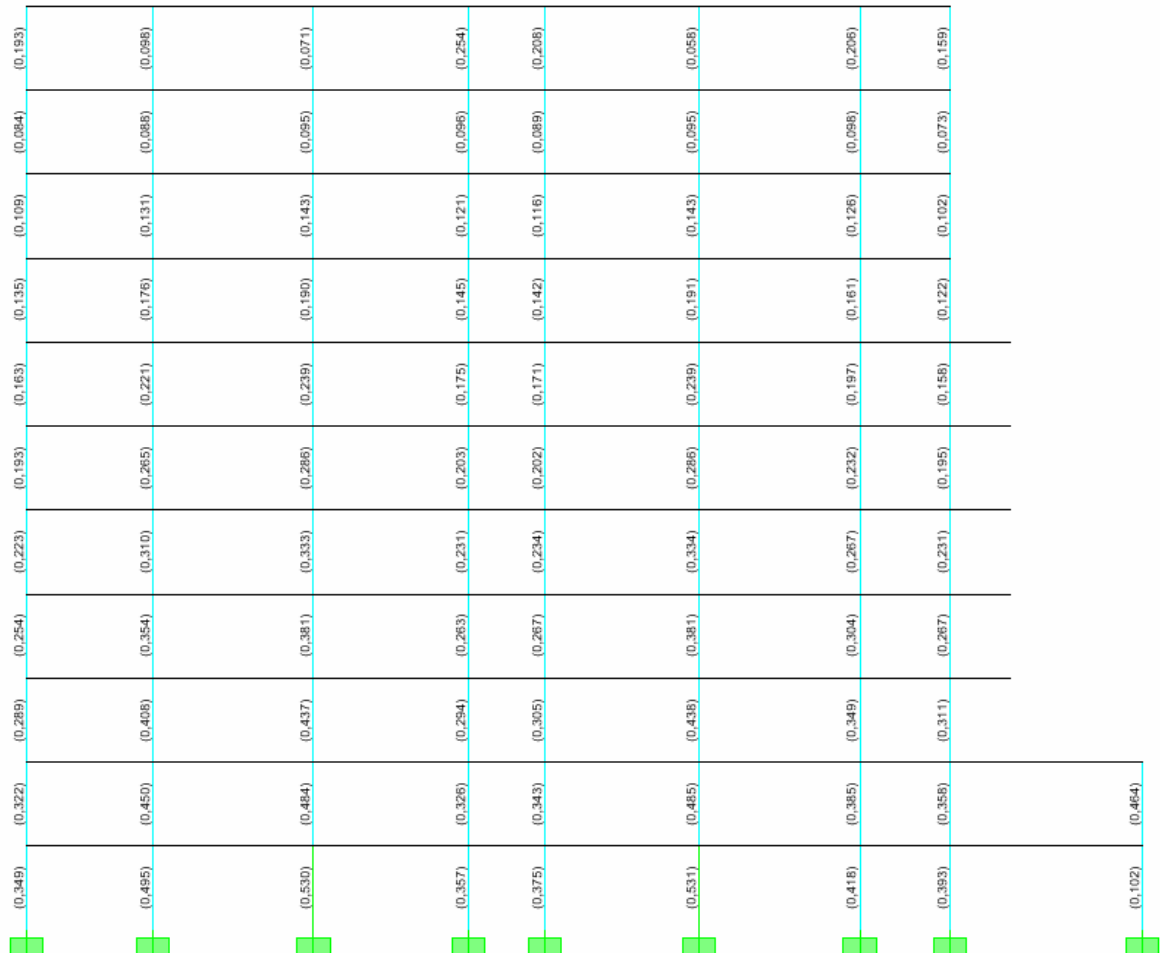


Figura 4-14 Índice de sobreesfuerzo vigas para carga vertical (1.4 Muerta + 1.7 viva) Pórtico 1

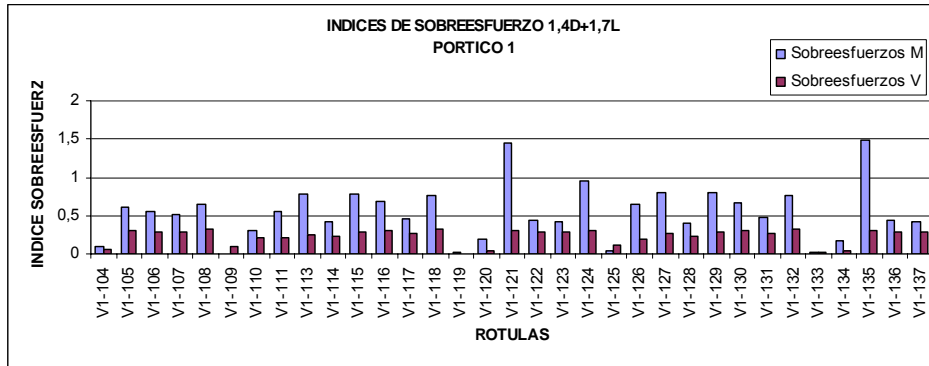
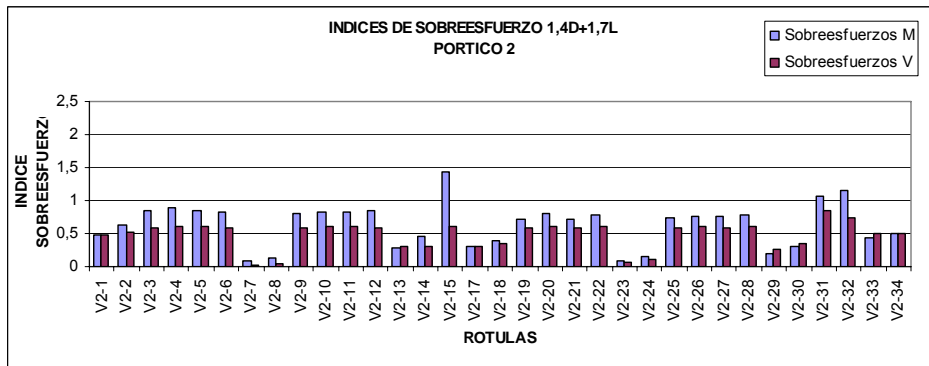


Figura 4-15 Índice de sobreesfuerzo vigas para carga vertical (1.4 Muerta + 1.7 viva) Pórtico 2



Para la condición de carga (1.4D+1.7L) se presentan índices de sobreesfuerzo menores a 1 exceptuando algunas vigas. Para estas vigas se recomienda una rehabilitación aumentando su refuerzo longitudinal con el fin de aumentar su capacidad, antes de realizar el análisis inelástico.

- Combinación 1.05D + 1.275L+0.3 sismo X + sismo Y.

Figura 4-16 Índices de sobreesfuerzo en columnas la combinación (1.05 Muerta + 1.275Viva+0.3Sismo X + Sismo Y) eje 2

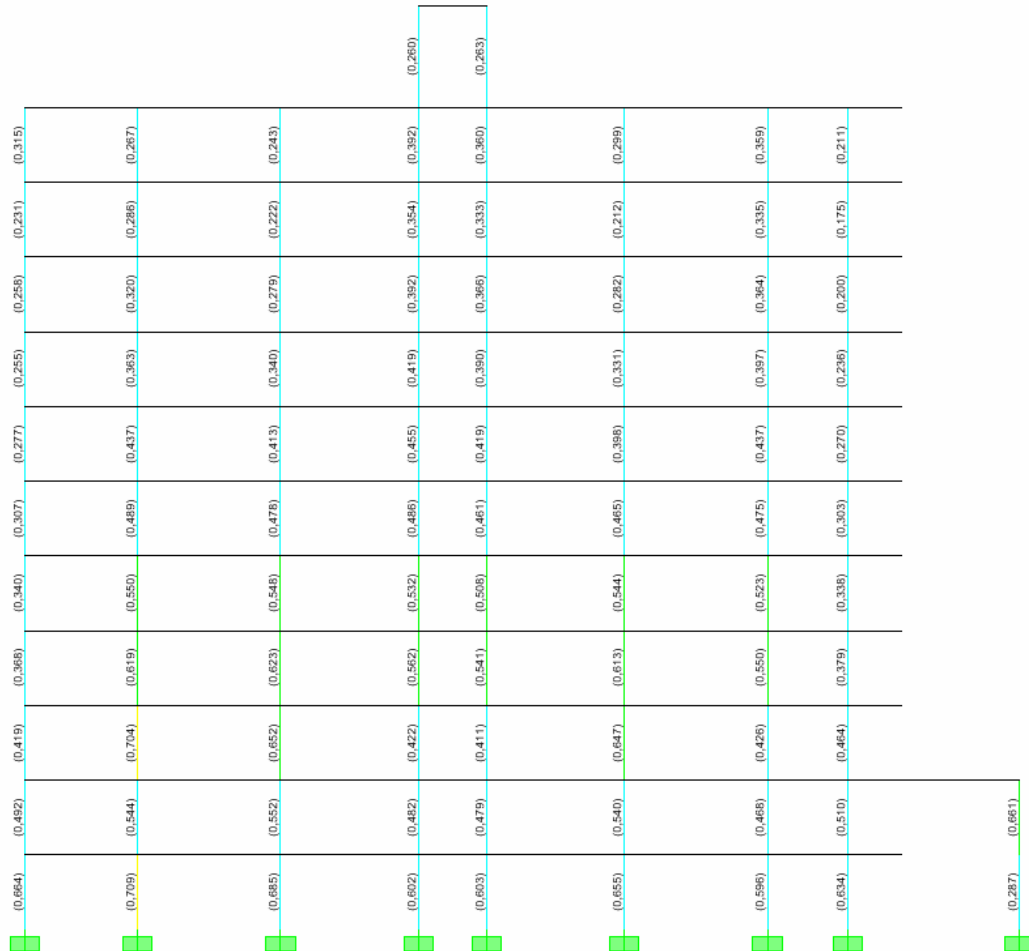
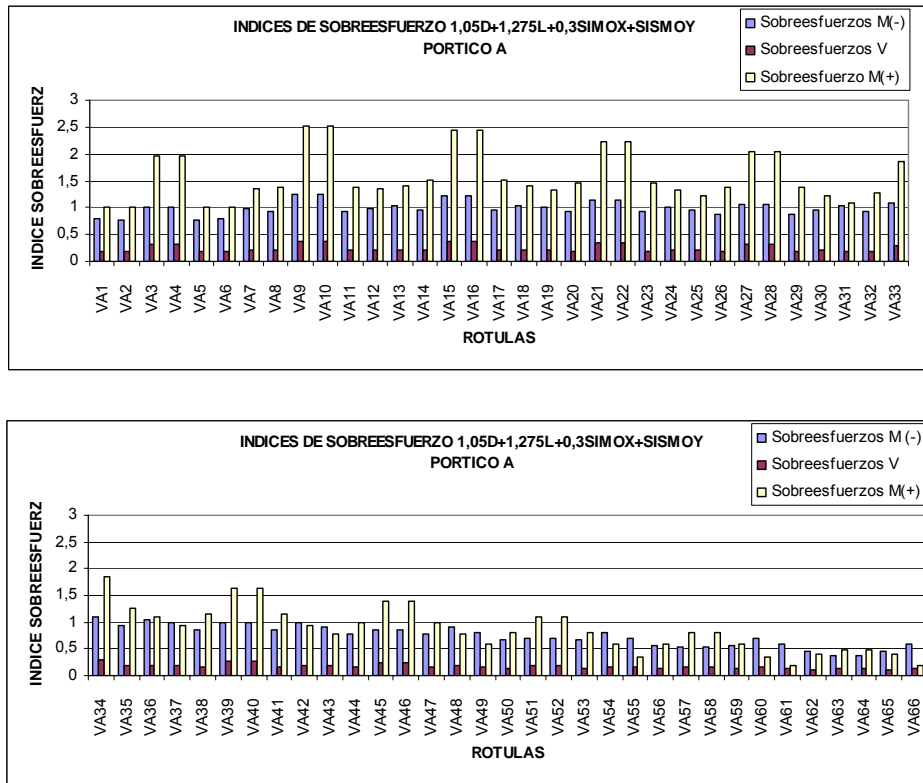


Figura 4-17 Índices de sobreesfuerzo en vigas combinación (1.05 Muerta + 1.275Viva+0.3Sismo X + Sismo Y) pórtico A



Se pudo observar que los valores de índices de sobreesfuerzo mayores se presentan en los ejes que se encuentran ubicados en la dirección del sismo actuante. Por esta razón los índices de sobreesfuerzo mayores pertenecen a los elementos estructurales (vigas) que hacen parte del eje A. Los chequeos de índices ubicados en la dirección Y del modelo, se realizaron solo al eje A ya que es representativo de los demás ejes en este sentido, debido a que posee la misma distribución geométrica, las mismas cuantías de acero y posee mayores cargas aplicadas en estos pórticos.

- Combinación 1.05D+1.275Lsismo X + 0.3 sismo Y

Figura 4-18 Índices de sobreesfuerzo en columnas la combinación (1.05 Muerta+1.275Viva+Sismo X+0.3Sismo Y) eje 2

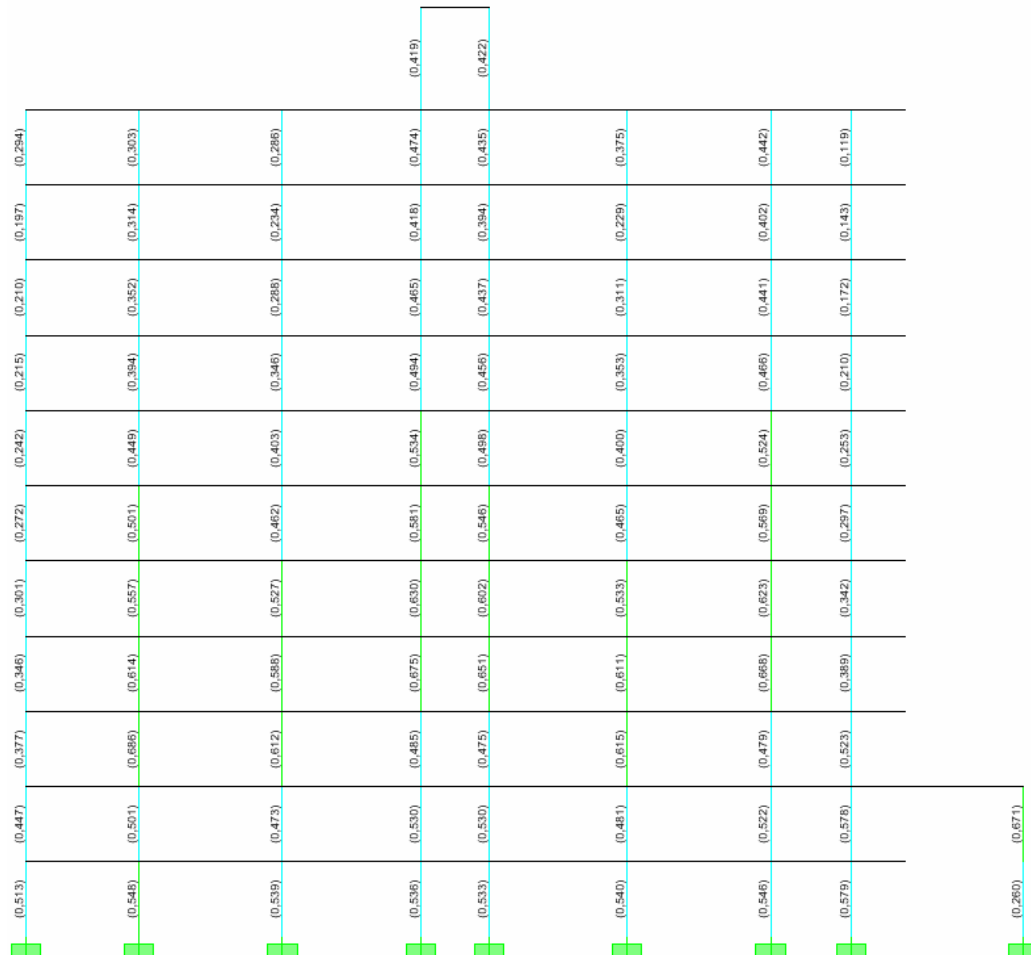
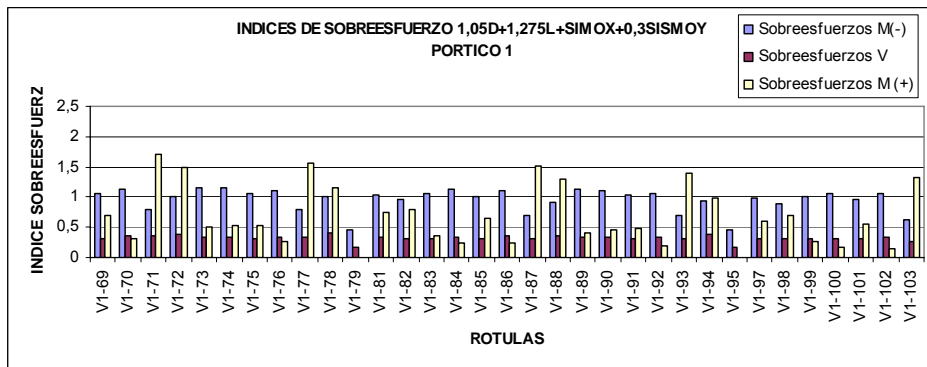
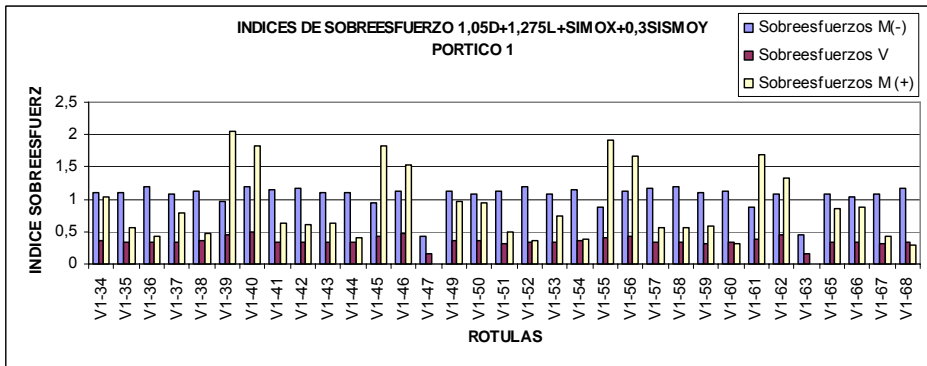
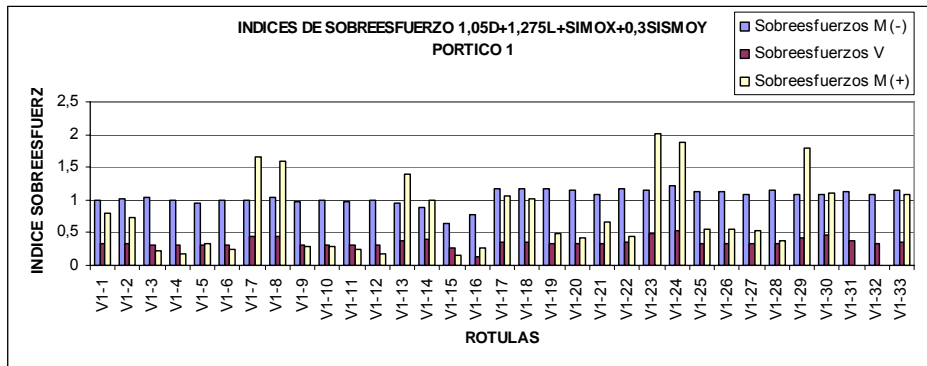
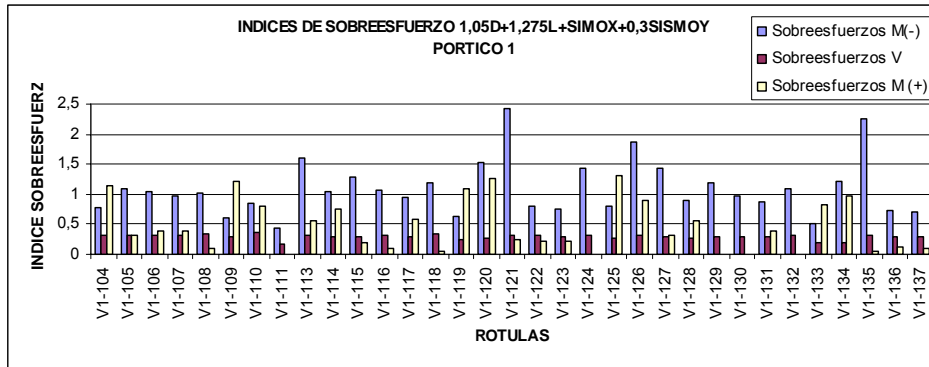


Figura 4-19 Índices de sobreesfuerzo en Vigas combinación (1.05 Muerta + 1.275Viva + Sismo X + 0.3Sismo Y) Pórtico 1





En los resultados obtenidos, se presentaron índices de sobreesfuerzos mayores en las vigas que hacen parte del eje 1 y el eje 4 que poseen la misma distribución tanto estructural como cuantías de acero. Estos índices sobrepasan la unidad en la mayoría de los elementos, sin embargo, también se observaron que los elementos estructurales de los ejes internos en sentido X también poseen índices mayores a la unidad, pero inferiores en comparación con el eje 1 y 4.

- Índices de sobreesfuerzo modelo 2
 - Índices ante carga vertical (1.4D+1.7L)

Figura 4-20 Índice de sobreesfuerzo columnas para carga vertical (1.4 Muerta + 1.7 viva) eje B

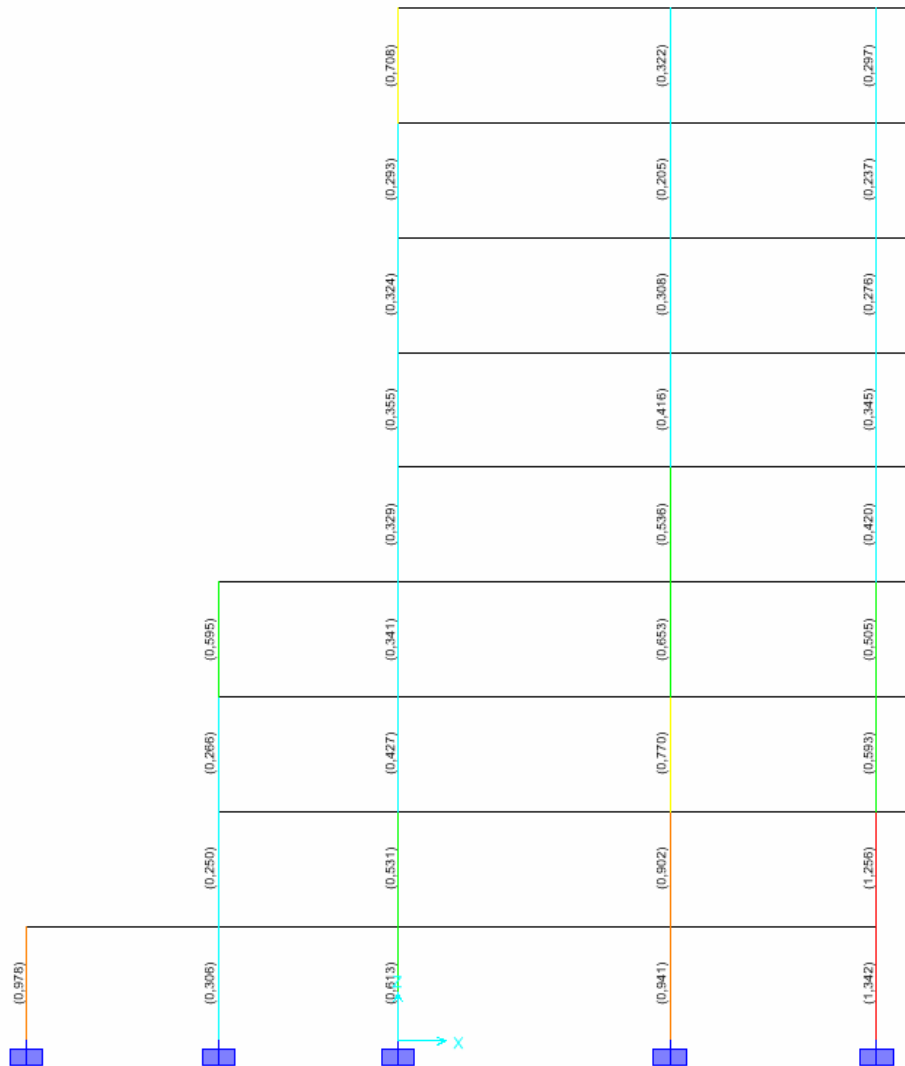
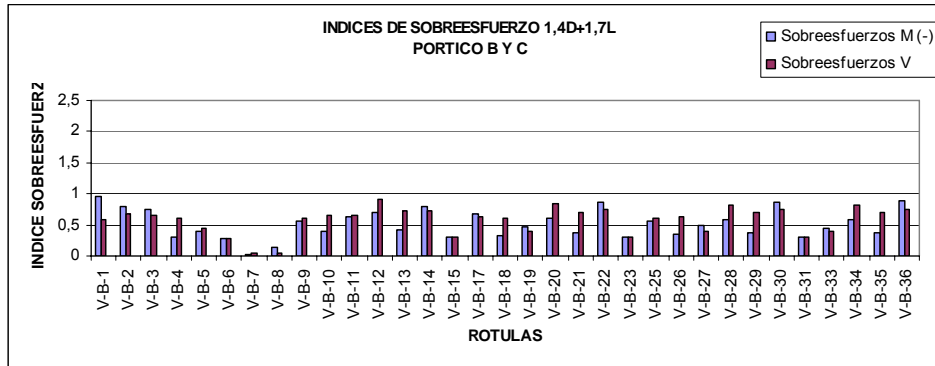


Figura 4-21 Índice de sobreesfuerzo vigas para carga vertical (1.4 Muerta + 1.7 viva) Pórtico B



Para la condición de carga (1.4D+1.7L) se presentan índices de sobreesfuerzo mayores a 1 en algunas columnas; para las vigas los índices ante esta condición de carga son todos satisfactorios.

- Combinación 1.05D + 1.275L+0.3 sismo X + sismo Y.

Figura 4-22 Índices de sobreesfuerzo en columnas la combinación (1.05 Muerta + 1.275Viva+0.3Sismo X + Sismo Y)eje 1

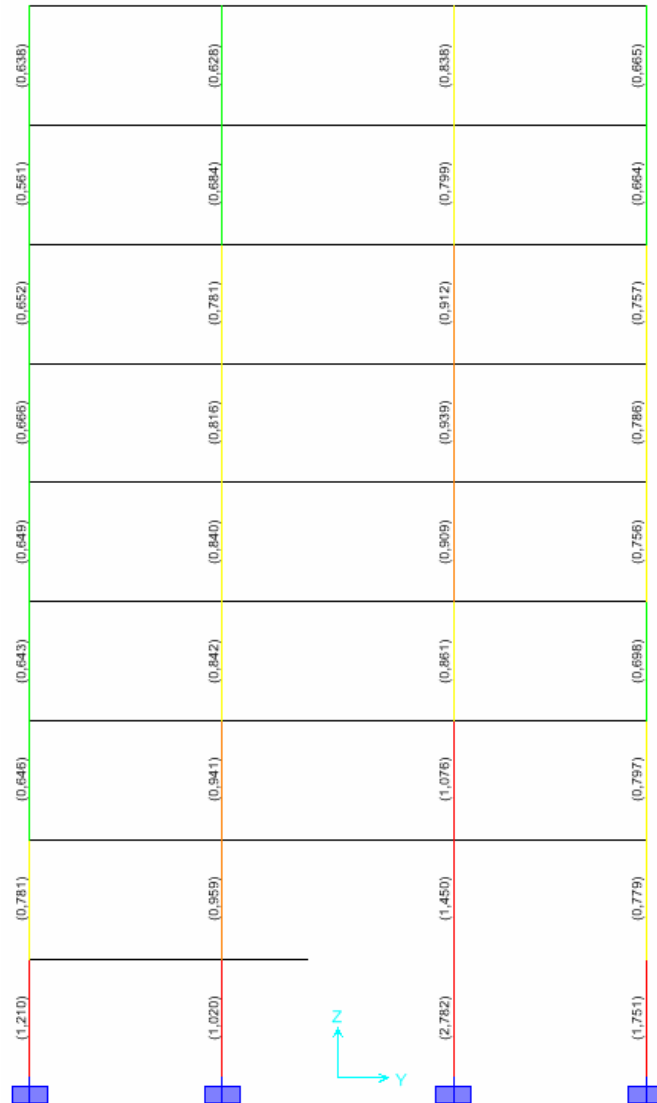
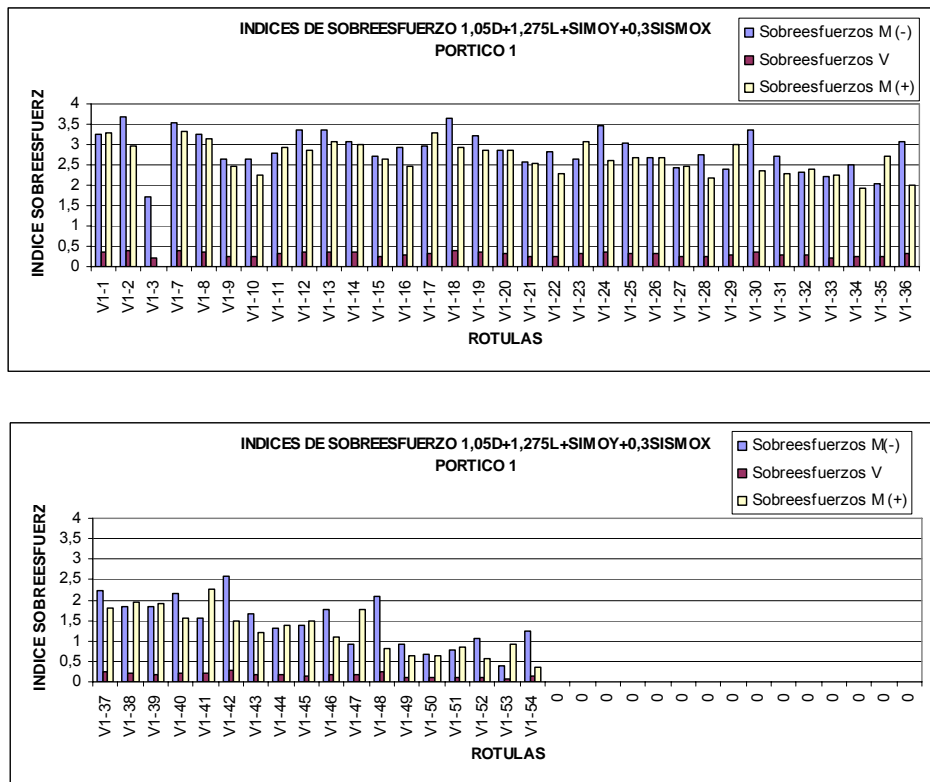


Figura 4-23 Índices de sobreesfuerzo en vigas combinación (1.05 Muerta + 1.275Viva+0.3Sismo X + Sismo Y) pórtico 1



Se pudo observar que los valores de índices de sobreesfuerzo mayores se presentan en los ejes que se encuentran ubicados en la dirección del sismo actuante. Por esta razón los índices de sobreesfuerzo mayores pertenecen a los elementos estructurales (vigas) que hacen parte del eje 1 y 3. los chequeos de índices ubicados en la dirección Y del modelo, se realizaron en los ejes 1 y 3 ya que son representativos de los demás ejes en este sentido, debido a que posee la misma distribución geométrica, las mismas cuantías de acero y posee mayores cargas aplicadas en estos pórticos.

- Combinación 1.05D+1.275Lsismo X + 0.3 sismo Y

Figura 4-24 Índices de sobreesfuerzo en columnas la combinación (1.05 Muerta+1.275Viva+Sismo X+0.3Sismo Y) eje B

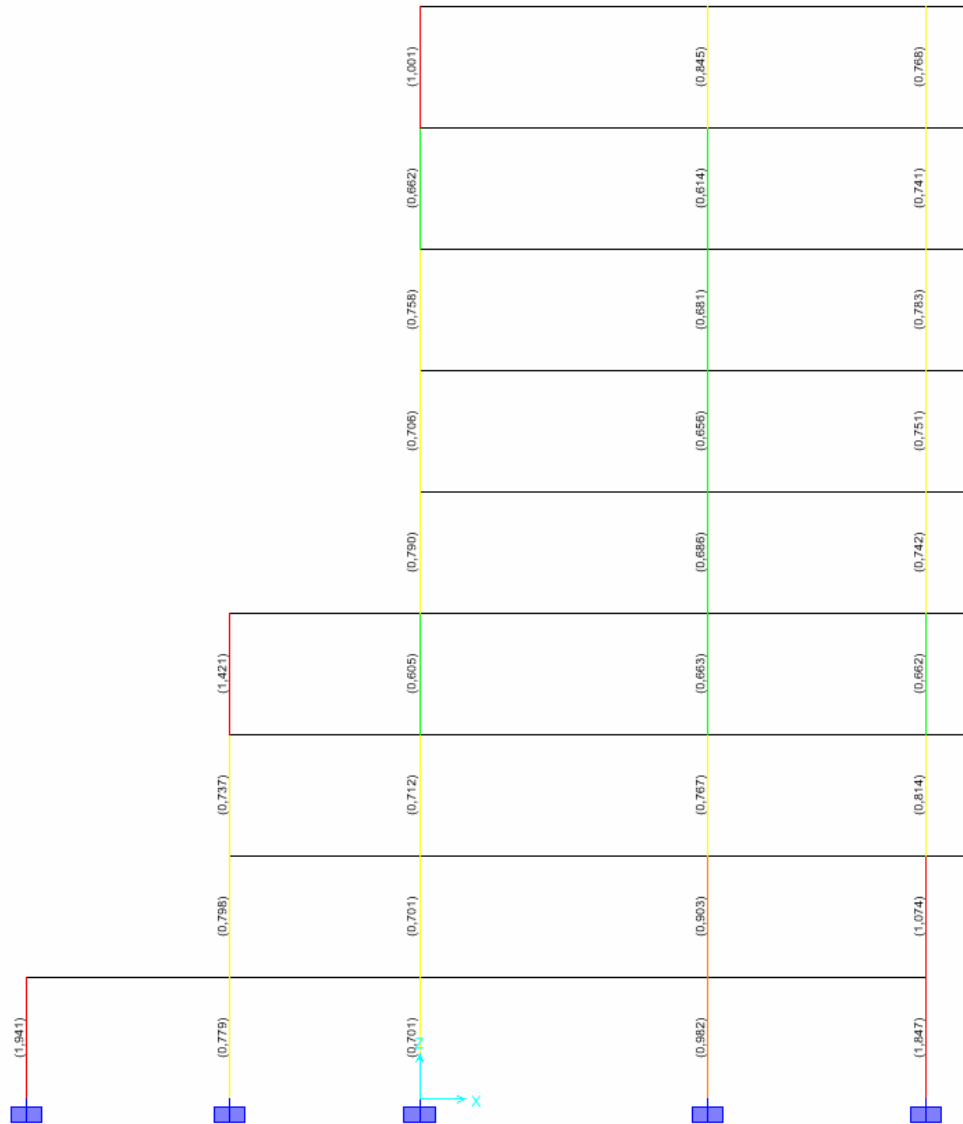
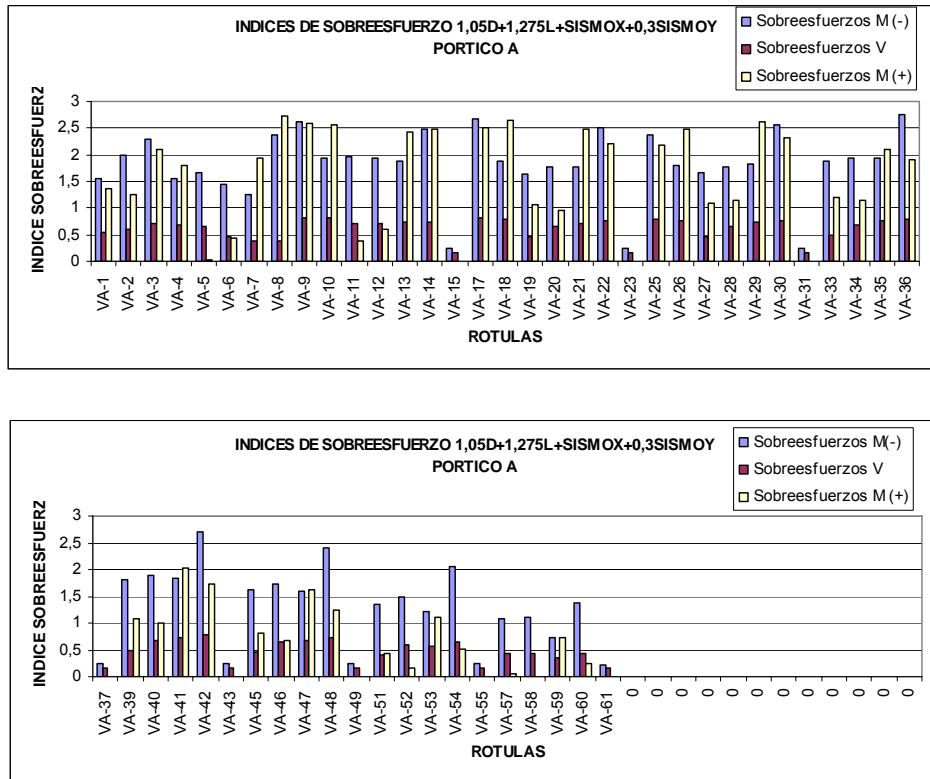


Figura 4-25 Índices de sobreesfuerzo en Vigas combinación (1.05 Muerta + 1.275Viva + Sismo X + 0.3Sismo Y) Pórtico A



En los resultados obtenidos, se presentaron índices de sobreesfuerzos mayores en las vigas que hacen parte del eje A y B. Estos índices son representativos de los demás ejes en este sentido, que poseen la misma distribución tanto estructural como cuantías de acero. Estos índices sobrepasan la unidad en la mayoría de los elementos.

4.2 MODELAMIENTO INELASTICO

Este análisis tiene por objeto, predecir la respuesta global de la estructura, mas allá de la capacidad elástica-lineal, a fin de identificar la evolución de la degradación de sus elementos hasta alcanzar los mecanismos de colapso. Sirve como plataforma para la implementación de un análisis *pushover*, que permite estimar la capacidad estructural, necesaria para la evaluación de la respuesta sísmica a través del método del espectro capacidad-demanda.

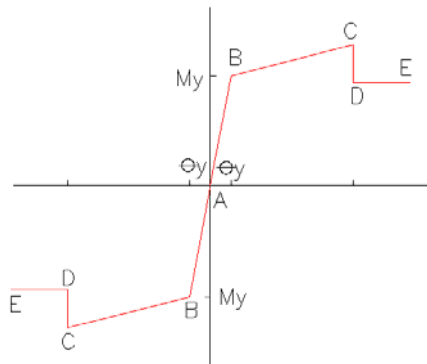
4.2.1 Modelo de análisis

4.2.1.1 Descripción y justificación

Utilizando como base el modelo elástico, ajustado para reproducir las principales frecuencias de vibración obtenidas, se implementó un análisis *pushover*, con la versión No Lineal del programa SAP2000, en concordancia con los lineamientos propuestos por ATC-40 (1999) y el reporte FEMA 273 (FEMA, 1996), a fin de determinar la curva de capacidad representativa de la edificación y estimar la respuesta máxima ante un sismo.

El comportamiento no lineal ocurre en puntos discretos predefinidos (*hinges*), introducidos en cualquier localización sobre los elementos unidimensionales tipo *frame*. Diferentes consideraciones pueden ser especificadas sobre un mismo elemento. En particular se ha considerado la posibilidad de formación de rótulas plásticas a flexión, en los extremos de vigas (M3 hinge) y a flexocompresión, en los extremos de columnas (P-M2-M3 hinge).

Figura 4-26 Diagrama M- θ (Viga/Columna)¹



La ubicación correspondiente a la ubicación de las rótulas en cada elemento de la estructura, se encuentra en los anexos 1 y 4 correspondientes a los modelos 1 y 2 respectivamente.

1 Adaptado de FEMA 274 capítulo 6.

4.2.2 Resultados y chequeos

4.2.2.1 Resultados análisis inelástico modelo 1

- Curvas de capacidad: Para el análisis inelástico de la estructura, se realizó teniendo un total de 1937 rótulas ubicadas en los elementos estructurales. Se obtuvo el siguiente comportamiento de la edificación.

Figura 4-27 Curva de capacidad Pushover sentido X (Estructura sin rehabilitar)

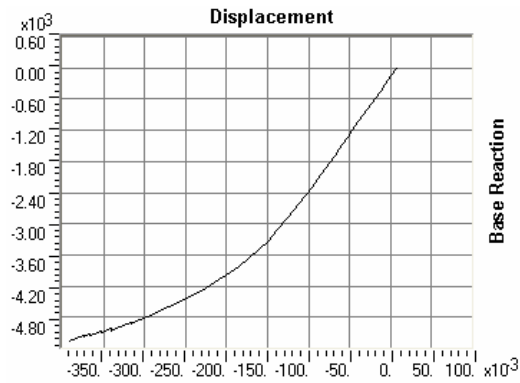
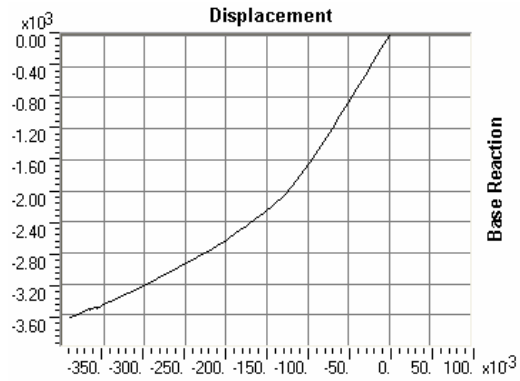


Figura 4-28 Curva de capacidad Pushover sentido Y (Estructura sin rehabilitar)



- Punto de comportamiento

Tabla 4-12 Punto de Comportamiento análisis Pushover sentido X

Parámetro	Unidad	Valor
Patrón de carga		Modal
Clasificación según ATC40		Estructura tipo B
Factor Kappa ATC40		0,66
Amortiguamiento intrínseco		0,05
Cortante Basal (punto de comportamiento)	KN	-4249,766
Desplazamiento (punto de comportamiento)	m	0,228
Amortiguamiento equivalente total		0,117

Figura 4-29 Punto de comportamiento análisis Pushover sentido X

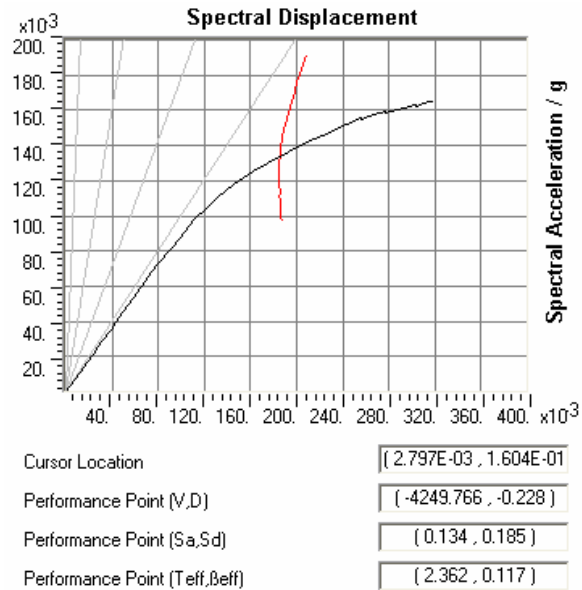


Tabla 4-13 Rotulas en el Punto de Comportamiento Pushover sentido X

Step	Displacement	Base Force	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	TOTAL
0	0,0075	0,0000	1937	0	0	0	0	0	0	0	1937
1	-0,0025	-223,3024	1937	0	0	0	0	0	0	0	1937
2	-0,0125	-446,6048	1937	0	0	0	0	0	0	0	1937
3	-0,0225	-669,9072	1937	0	0	0	0	0	0	0	1937
4	-0,0325	-893,2096	1937	0	0	0	0	0	0	0	1937
5	-0,0425	-1116,5121	1937	0	0	0	0	0	0	0	1937
6	-0,0525	-1339,8145	1937	0	0	0	0	0	0	0	1937
7	-0,0625	-1563,1168	1937	0	0	0	0	0	0	0	1937
8	-0,0679	-1684,1702	1933	4	0	0	0	0	0	0	1937
9	-0,0851	-2059,8828	1928	9	0	0	0	0	0	0	1937
10	-0,0967	-2305,7817	1923	14	0	0	0	0	0	0	1937
11	-0,1111	-2605,6567	1911	26	0	0	0	0	0	0	1937
12	-0,1256	-2893,7656	1901	36	0	0	0	0	0	0	1937
13	-0,1373	-3114,4375	1873	60	4	0	0	0	0	0	1937
14	-0,1490	-3313,2913	1846	83	8	0	0	0	0	0	1937
15	-0,1599	-3486,0576	1821	103	13	0	0	0	0	0	1937
16	-0,1720	-3653,4519	1783	136	18	0	0	0	0	0	1937
17	-0,1848	-3812,6721	1758	155	24	0	0	0	0	0	1937
18	-0,1998	-3976,9011	1718	175	42	2	0	0	0	0	1937
19	-0,2148	-4125,0146	1697	168	64	8	0	0	0	0	1937
20	-0,2252	-4224,9092	1681	170	76	10	0	0	0	0	1937
21	-0,2382	-4339,7715	1661	160	102	14	0	0	0	0	1937
22	-0,2486	-4426,9761	1648	157	116	16	0	0	0	0	1937
23	-0,2639	-4548,3608	1635	156	116	30	0	0	0	0	1937
24	-0,2739	-4625,7236	1634	137	122	44	0	0	0	0	1937
25	-0,2839	-4702,7031	1619	130	126	62	0	0	0	0	1937
26	-0,2967	-4795,6030	1604	123	130	80	0	0	0	0	1937
27	-0,3110	-4894,3184	1587	124	116	110	0	0	0	0	1937
28	-0,3156	-4924,7949	1581	124	122	108	0	2	0	0	1937
29	-0,3156	-4894,3359	1581	124	120	110	0	0	2	0	1937
30	-0,3291	-4985,8052	1573	114	126	122	0	0	2	0	1937
31	-0,3408	-5060,2827	1561	117	121	132	0	4	2	0	1937
32	-0,3408	-5022,1465	1561	116	122	132	0	0	6	0	1937
33	-0,3537	-5098,5156	1551	116	120	142	0	2	6	0	1937
34	-0,3537	-5075,2612	1551	116	120	142	0	0	8	0	1937

En la tabla anterior se puede apreciar que la estructura tiene un comportamiento en el paso 21 del push X, allí se observa que en este paso del análisis estático no lineal, se presentan 14 rotulas que sobrepasan el limite de seguridad en la vida.

Tabla 4-14 Punto de Comportamiento análisis Pushover sentido Y

Parámetro	Unidad	Valor
Patrón de carga		Modal
Clasificación según ATC40		Estructura tipo B
Factor Kappa ATC40		0,66
Amortiguamiento intrínseco		0,05
Cortante Basal (punto de comportamiento)	KN	-3105,990
Desplazamiento (punto de comportamiento)	cm	-0,279
Amortiguamiento equivalente total		0,153

Figura 4-30 Punto de comportamiento análisis Pushover sentido Y

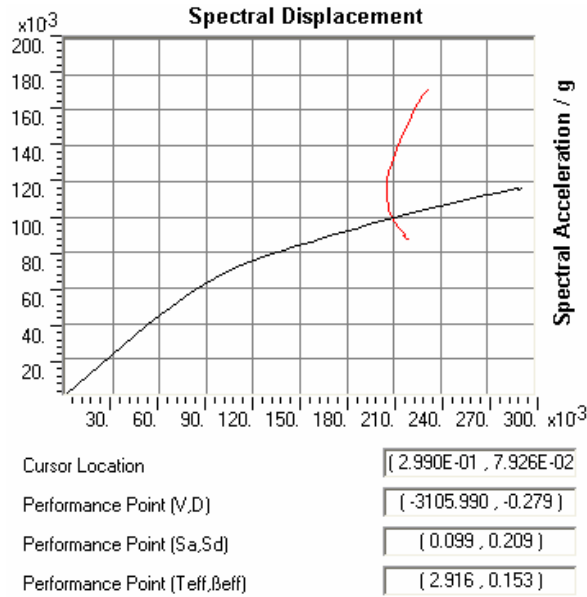


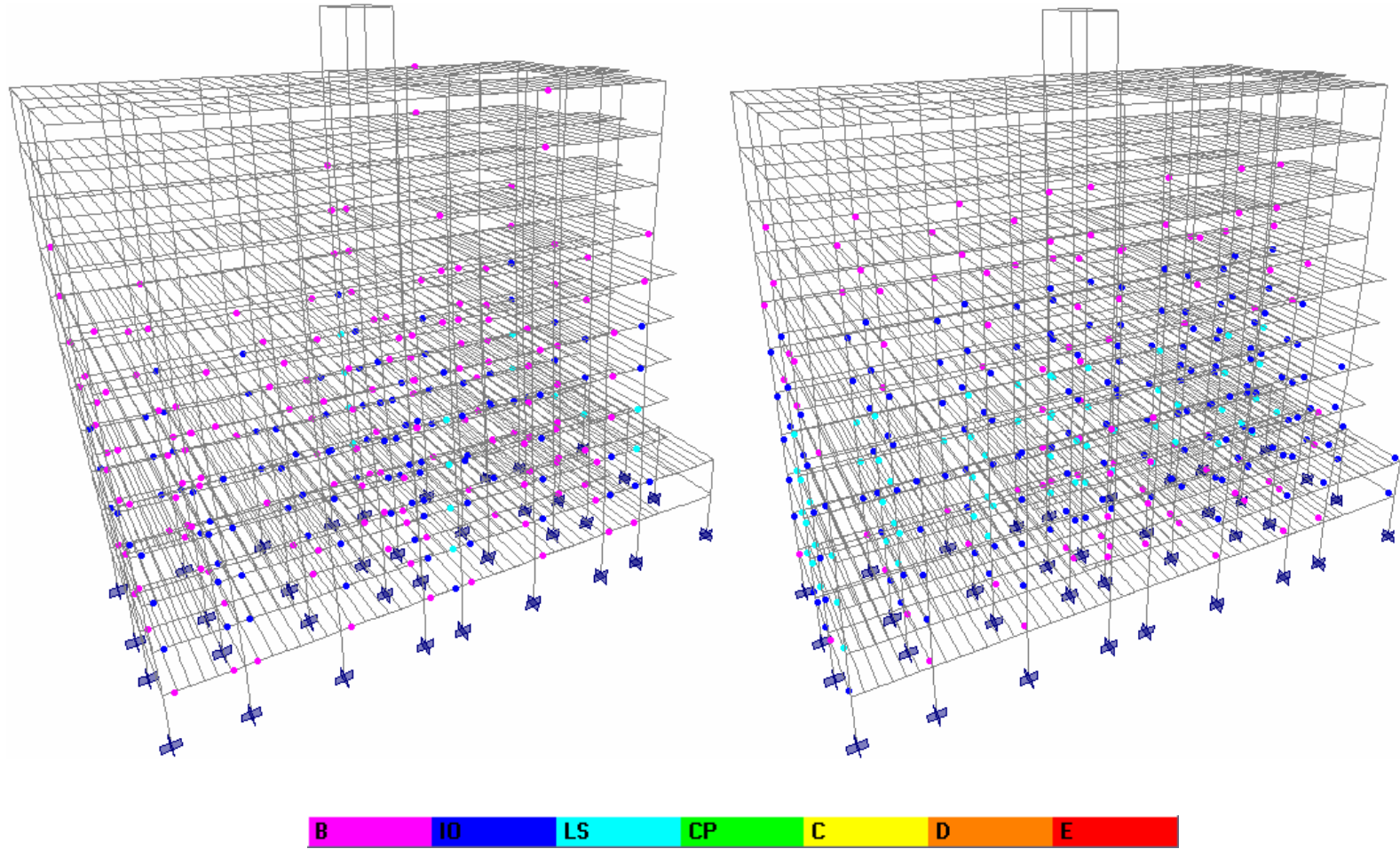
Tabla 4-15 Rotulas en el Punto de Comportamiento Pushover sentido Y

Pushover Case PUSHY

Step	Displacement	Base Force	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	TOTAL
0	4,621E-06	0,0000	1937	0	0	0	0	0	0	0	1937
1	-0,0089	-152,6120	1937	0	0	0	0	0	0	0	1937
2	-0,0178	-305,2240	1937	0	0	0	0	0	0	0	1937
3	-0,0267	-457,8360	1937	0	0	0	0	0	0	0	1937
4	-0,0356	-610,4480	1937	0	0	0	0	0	0	0	1937
5	-0,0444	-763,0600	1937	0	0	0	0	0	0	0	1937
6	-0,0533	-915,6720	1937	0	0	0	0	0	0	0	1937
7	-0,0622	-1068,2841	1937	0	0	0	0	0	0	0	1937
8	-0,0711	-1220,8960	1937	0	0	0	0	0	0	0	1937
9	-0,0758	-1300,8649	1934	3	0	0	0	0	0	0	1937
10	-0,0855	-1457,2524	1914	23	0	0	0	0	0	0	1937
11	-0,0952	-1604,7360	1904	33	0	0	0	0	0	0	1937
12	-0,1046	-1741,4572	1894	43	0	0	0	0	0	0	1937
13	-0,1150	-1880,7987	1867	70	0	0	0	0	0	0	1937
14	-0,1255	-2007,3070	1844	93	0	0	0	0	0	0	1937
15	-0,1349	-2109,0710	1814	123	0	0	0	0	0	0	1937
16	-0,1461	-2217,4075	1777	156	4	0	0	0	0	0	1937
17	-0,1556	-2301,1360	1752	172	13	0	0	0	0	0	1937
18	-0,1657	-2384,4966	1731	185	21	0	0	0	0	0	1937
19	-0,1775	-2474,5713	1708	196	33	0	0	0	0	0	1937
20	-0,1877	-2548,5276	1696	191	50	0	0	0	0	0	1937
21	-0,1993	-2628,0793	1684	189	64	0	0	0	0	0	1937
22	-0,2083	-2688,4316	1674	168	93	2	0	0	0	0	1937
23	-0,2176	-2749,0730	1660	166	108	3	0	0	0	0	1937
24	-0,2309	-2832,1748	1649	153	124	11	0	0	0	0	1937
25	-0,2414	-2896,0322	1643	138	138	18	0	0	0	0	1937
26	-0,2536	-2966,3560	1623	130	154	30	0	0	0	0	1937
27	-0,2648	-3029,0674	1616	119	160	42	0	0	0	0	1937
28	-0,2787	-3104,4519	1612	104	163	58	0	0	0	0	1937
29	-0,2910	-3170,7161	1607	103	152	75	0	0	0	0	1937

Con los datos obtenidos mediante el análisis estático no lineal se observa que la estructura tiene un comportamiento en el paso 28 del push en este paso se presentan 58 rotulas que sobrepasan el límite de seguridad en la vida. por ello se plantearán más adelante las alternativas de rehabilitación que se utilizarán para obtener un comportamiento en el cual no se presenten elementos que se estén rotulando más allá de seguridad en la vida, con el fin mantener en pie la edificación ante la acción de un sismo.

Figura 4-31 Rotulas plásticas Push X y Push Y estructura sin rehabilitar



La información correspondiente a cada uno de los elementos rotulados mas allá del nivel de seguridad en la vida se presenta consignada en el anexo 1.

4.2.2.2 Resultados análisis inelástico modelo 2

- Curvas de capacidad: Para el análisis inelástico de la estructura, se realizó teniendo un total de 681 rótulas ubicadas en los elementos estructurales. Se obtuvo el siguiente comportamiento de la edificación.

Figura 4-32 Curva de capacidad análisis Pushover sentido X (Estructura sin rehabilitar)

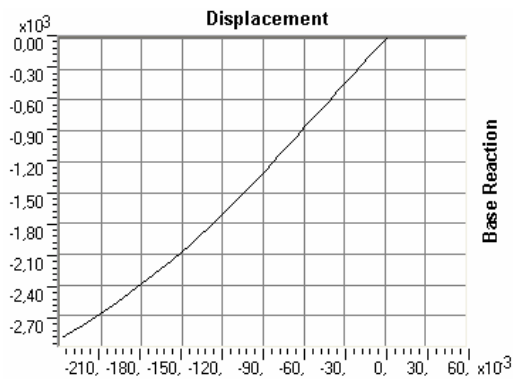
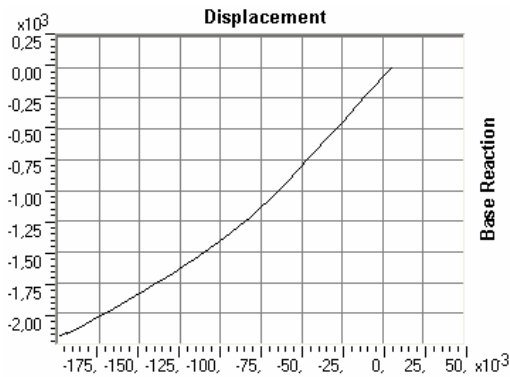


Figura 4-33 Curva de capacidad análisis Pushover sentido Y (Estructura sin rehabilitar)



- Punto de comportamiento

Tabla 4-16 Punto de Comportamiento análisis Pushover sentido X

Parámetro	Unidad	Valor
Patrón de carga		Modal
Clasificación según ATC40		Estructura tipo B
Factor Kappa ATC40		0,66
Amortiguamiento intrínseco		0,05
Cortante Basal (punto de comportamiento)	KN	-2813,333
Desplazamiento (punto de comportamiento)	m	-0,226
Amortiguamiento equivalente total		0,081

Figura 4-34 Punto de comportamiento análisis Pushover sentido X

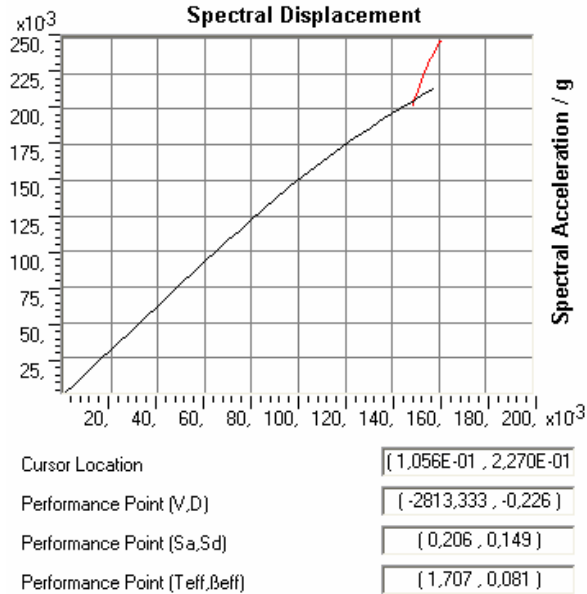


Tabla 4-17 Rotulas en el Punto de Comportamiento Pushover sentido X

SAP2000 v8.3.3 File: POSUELO ESTADO ACTUAL FISURADO KN, m, C Units PAGE 1
6/17/06 6:15:28

P U S H O V E R C U R V E

Pushover Case PUSHX

Step	Displacement	Base Force	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	TOTAL
0	8,782E-04	0,0000	681	0	0	0	0	0	0	0	681
1	-0,0051	-86,2834	681	0	0	0	0	0	0	0	681
2	-0,0111	-172,5668	681	0	0	0	0	0	0	0	681
3	-0,0171	-258,8503	681	0	0	0	0	0	0	0	681
4	-0,0231	-345,1337	681	0	0	0	0	0	0	0	681
5	-0,0291	-431,4171	681	0	0	0	0	0	0	0	681
6	-0,0351	-517,7005	681	0	0	0	0	0	0	0	681
7	-0,0411	-603,9839	681	0	0	0	0	0	0	0	681
8	-0,0471	-690,2673	681	0	0	0	0	0	0	0	681
9	-0,0531	-776,5507	681	0	0	0	0	0	0	0	681
10	-0,0591	-862,8342	681	0	0	0	0	0	0	0	681
11	-0,0651	-949,1176	681	0	0	0	0	0	0	0	681
12	-0,0711	-1035,4010	681	0	0	0	0	0	0	0	681
13	-0,0771	-1121,6844	681	0	0	0	0	0	0	0	681
14	-0,0831	-1207,9678	681	0	0	0	0	0	0	0	681
15	-0,0891	-1294,2512	681	0	0	0	0	0	0	0	681
16	-0,0921	-1337,1432	680	1	0	0	0	0	0	0	681
17	-0,0991	-1436,1808	676	5	0	0	0	0	0	0	681
18	-0,1058	-1526,5109	672	9	0	0	0	0	0	0	681
19	-0,1150	-1645,2540	670	11	0	0	0	0	0	0	681
20	-0,1210	-1721,6874	670	11	0	0	0	0	0	0	681
21	-0,1298	-1832,9113	667	13	1	0	0	0	0	0	681
22	-0,1378	-1932,2212	662	18	1	0	0	0	0	0	681
23	-0,1449	-2016,4933	658	21	2	0	0	0	0	0	681
24	-0,1510	-2086,3384	653	26	2	0	0	0	0	0	681
25	-0,1624	-2210,9602	644	34	3	0	0	0	0	0	681
26	-0,1708	-2296,7637	641	35	5	0	0	0	0	0	681
27	-0,1807	-2396,9951	634	40	7	0	0	0	0	0	681
28	-0,1882	-2471,0032	630	42	9	0	0	0	0	0	681
29	-0,1978	-2565,4331	623	47	10	1	0	0	0	0	681
30	-0,2071	-2651,2908	617	52	11	1	0	0	0	0	681
31	-0,2168	-2735,1885	608	55	17	1	0	0	0	0	681
32	-0,2230	-2786,7153	604	58	18	1	0	0	0	0	681
33	-0,2306	-2848,4739	598	59	21	3	0	0	0	0	681
34	-0,2385	-2910,6328	590	64	22	5	0	0	0	0	681

En la tabla anterior se puede apreciar que la estructura tiene un comportamiento en el paso 33 del push X, allí se observa que en este paso del análisis estático no lineal, se presentan 3 rotulas que sobrepasan el limite de seguridad en la vida.

Tabla 4-18 Punto de Comportamiento análisis Pushover sentido Y

Parámetro	Unidad	Valor
Patrón de carga		Modal
Clasificación según ATC40		Estructura tipo B
Factor Kappa ATC40		0,66
Amortiguamiento intrínseco		0,05
Cortante Basal (punto de comportamiento)	KN	-2224,388
Desplazamiento (punto de comportamiento)	cm	-0,204
Amortiguamiento equivalente total		0,12

Figura 4-35 Punto de comportamiento análisis Pushover sentido Y

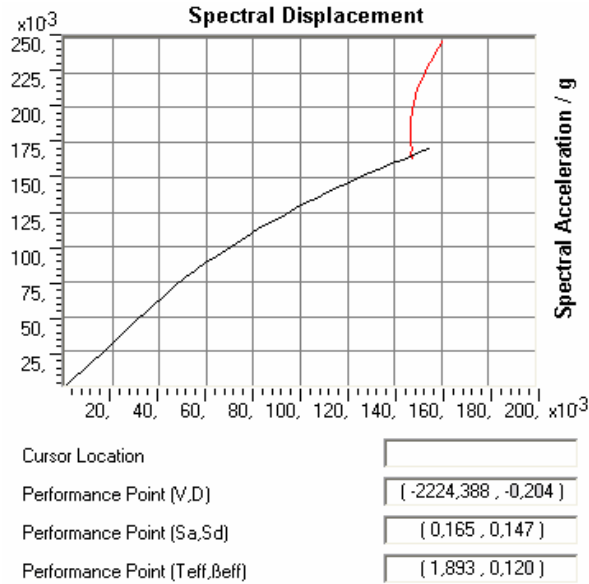


Tabla 4-19 Rotulas en el Punto de Comportamiento Pushover sentido Y

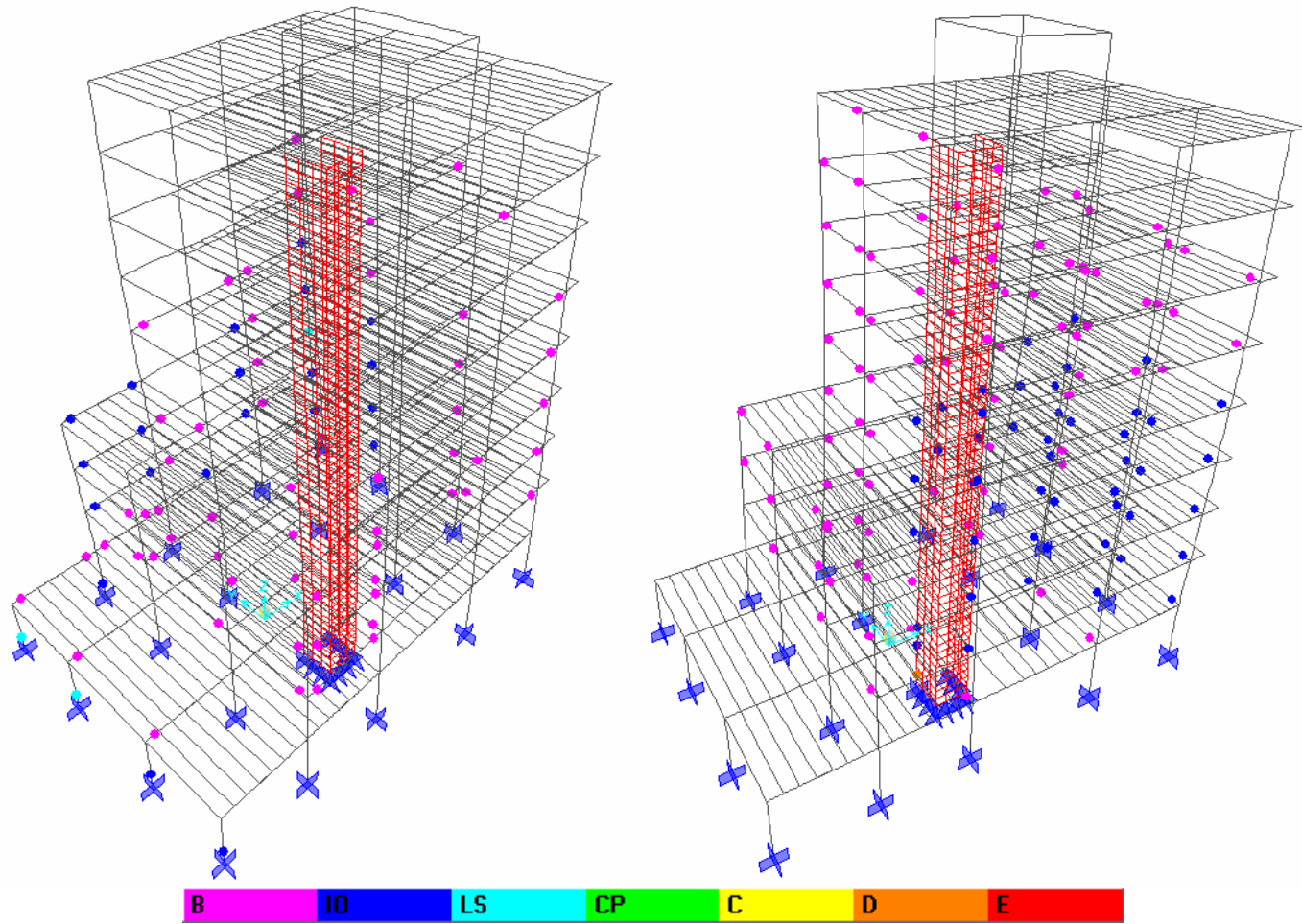
P U S H O V E R C U R V E

Pushover Case PUSHY

step	Displacement	Base Force	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	TOTAL
0	0,0053	0,0000	681	0	0	0	0	0	0	0	681
1	-2,212E-04	-80,0021	681	0	0	0	0	0	0	0	681
2	-0,0057	-160,0041	681	0	0	0	0	0	0	0	681
3	-0,0112	-240,0061	681	0	0	0	0	0	0	0	681
4	-0,0167	-320,0082	681	0	0	0	0	0	0	0	681
5	-0,0222	-400,0103	681	0	0	0	0	0	0	0	681
6	-0,0277	-480,0123	681	0	0	0	0	0	0	0	681
7	-0,0332	-560,0143	681	0	0	0	0	0	0	0	681
8	-0,0387	-640,0164	681	0	0	0	0	0	0	0	681
9	-0,0442	-720,0184	681	0	0	0	0	0	0	0	681
10	-0,0497	-800,0205	681	0	0	0	0	0	0	0	681
11	-0,0530	-848,2137	680	1	0	0	0	0	0	0	681
12	-0,0604	-952,7382	676	5	0	0	0	0	0	0	681
13	-0,0686	-1060,4133	664	17	0	0	0	0	0	0	681
14	-0,0747	-1134,7448	659	22	0	0	0	0	0	0	681
15	-0,0805	-1202,1735	651	30	0	0	0	0	0	0	681
16	-0,0869	-1272,0128	641	40	0	0	0	0	0	0	681
17	-0,0928	-1333,7966	634	46	1	0	0	0	0	0	681
18	-0,0986	-1392,1030	628	52	1	0	0	0	0	0	681
19	-0,1050	-1454,5923	622	58	1	0	0	0	0	0	681
20	-0,1121	-1520,2618	616	64	1	0	0	0	0	0	681
21	-0,1186	-1578,7478	611	69	1	0	0	0	0	0	681
22	-0,1252	-1636,2649	603	77	1	0	0	0	0	0	681
23	-0,1342	-1712,7426	600	77	3	1	0	0	0	0	681
24	-0,1412	-1771,1936	591	84	5	1	0	0	0	0	681
25	-0,1468	-1815,8400	585	89	6	1	0	0	0	0	681
26	-0,1527	-1861,9406	579	90	11	1	0	0	0	0	681
27	-0,1614	-1929,0631	571	92	17	1	0	0	0	0	681
28	-0,1687	-1983,2163	564	93	23	1	0	0	0	0	681
29	-0,1787	-2056,7400	561	90	29	1	0	0	0	0	681
30	-0,1861	-2110,2253	556	91	33	1	0	0	0	0	681
31	-0,1916	-2149,7695	554	89	37	1	0	0	0	0	681
32	-0,1944	-2169,3215	551	92	37	0	0	1	0	0	681
33	-0,1944	-2159,2334	551	90	39	0	0	0	1	0	681
34	-0,2007	-2204,8088	545	90	45	0	0	0	1	0	681
35	-0,2062	-2242,6738	544	89	47	0	0	0	1	0	681
36	-0,2142	-2297,2969	537	88	53	2	0	0	1	0	681

Con los datos obtenidos mediante el análisis estático no lineal se observa que la estructura tiene un comportamiento en el paso 35 del push Y en este paso se presentan 1 rotula que sobrepasan el limite de colapso.
por ello se plantearán más adelante las alternativas de rehabilitación que se utilizarán para obtener un comportamiento en el cual no se presenten elementos que se estén rotulando más allá de seguridad en la vida, con el fin mantener en pie la edificación ante la acción de un sismo.

Figura 4-36 Rotulas plásticas Push X y Push Y estructura sin rehabilitar



La información correspondiente a cada uno de los elementos rotulados mas alla del nivel de seguridad en la vida se presenta consignada en el anexo 4.

4.2.3 Resumen de vulnerabilidad

4.2.3.1 Resumen de vulnerabilidad modelo 1

De acuerdo con el análisis elástico e inelástico realizado podemos concluir que la estructura presenta las siguientes vulnerabilidades, las cuales comprometen su correcto funcionamiento y estabilidad durante y después de un evento sísmico:

- Derivas por encima de 1.42% de la altura de entrepiso, lo cual induce fallas en elementos no estructurales en el momento de un sismo.
- Falla por momento (tanto para carga vertical como para carga sísmica) de algunas vigas que presentan una deficiente distribución de acero.
- Índices de sobre rotulación que sobrepasan los limites de seguridad en la vida.

Con base en lo anterior se concluye que la edificación debe someterse a una intervención y rehabilitación sísmica estructural, con el fin de alcanzar un comportamiento aceptable ante la acción de un sismo, que permita que la estructura se mantenga en pie, garantizando un nivel de desempeño de seguridad en la vida.

4.2.3.2 Resumen de vulnerabilidad modelo 2

De acuerdo con el análisis elástico e inelástico realizado podemos concluir que la estructura presenta las siguientes vulnerabilidades, las cuales comprometen su correcto funcionamiento y estabilidad durante y después de un evento sísmico:

- Derivas por encima de 1.42% de la altura de entrepiso, lo cual induce fallas en elementos no estructurales en el momento de un sismo.
- Falla por momento ante carga sísmica de algunas vigas que presentan una deficiente distribución de acero.
- Falla de columnas por carga axial ante carga sísmica.
- Índices de sobre rotulación que sobrepasan los limites de seguridad en la vida.

Se concluye entonces que la estructura requiere intervención para garantizar un desempeño de seguridad en la vida.

5. ALTERNATIVAS DE REHABILITACION CON MUROS DE CORTANTE

El uso de pórticos tridimensionales como elementos sismo-resistentes a sido una practica común en nuestro país y han demostrado que presentan desventajas en el momento de ser solicitado por sismos debido a que disipan energía, a la que se ven sometidos, con un comportamiento no lineal, acompañado de grandes deformaciones, que el sistema estructural de pórticos puede llegar a resistir si se diseña adecuadamente pero los acabados no, lo que se traduce en daños en elementos no estructurales, aun para sismos moderados.

El principal objetivo de un muro es dar rigidez a la estructura ante cargas laterales, restringiendo con ello el daño ante sismos menores. Limitando las deformaciones laterales.

Los muros estructurales bien diseñados ofrecen diversas ventajas en zonas sísmicas como son:

- Proporcionan una mayor rigidez que la de los pórticos de hormigón reforzado.
- Dada su alta rigidez exhiben un comportamiento adecuado ante sismos moderados
- Poseen una buena capacidad de deformación (ductilidad) que les permite resistir sismos intensos.

5.1 OBJETIVOS DE LA REHABILITACION

Mediante la implementación de muros estructurales se busca corregir los problemas encontrados en la estructura, ya expresados en el capítulo 4

5.2 ALTERNATIVA PROPUESTA

Se colocaran muros de cortante en concreto reforzado con las siguientes características de los materiales:

- concreto
 $f'c = 210 \text{ kgf/cm}^2 = 21 \text{ MPa}$.
 $E_c = 2 \times 10^6 \text{ T/m}^2 = 2 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2 = 20000 \text{ MPa}$
 $\nu = 0.20$
 $\gamma = 2400 \text{ kgf/m}^3$ (Concreto reforzado)
- Acero de refuerzo
 $f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2 = 420 \text{ MPa}$
 $E_c = 2.0 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2 = 200000 \text{ MPa}$

5.3 MODELO DE ANALISIS

Se implementan sobre el modelo no rehabilitado los muros, modelados en Sap 2000 como elementos tipo shell.

5.3.1 Modelo 1

Para aumentar la rigidez y la resistencia de la edificación en el sentido X se propone construir muros estructurales en los ejes 1 y 4 entre los pórticos D y E. Los muros tienen una longitud de 2.55 metros. En el sentido Y se proponen muros en los ejes A y H con una longitud de 1.8 m y en los ejes D y E con una longitud de 1.7 m, todos con un espesor de 0.3m. Se propone adosar el muro a las columnas con la inconveniencia de la reparación de las vigas adyacentes. Esta solución tiene un enorme impacto a nivel cimentación, porque se debe ampliar la cimentación existente. La dimensiones del muro fueron obtenidas por medio de análisis elásticos de prueba y error hasta que se cumpliera el requisito de deriva de piso permitida.

Una vez alcanzados los requisitos de derivas, y realizado el análisis inelástico, se presentaron en el modelo diferentes columnas que presentaban falla algunas a tensión como otras a compresión, provocando el colapso de la estructura, imposibilitando encontrar un punto de comportamiento en el análisis. Por lo que fue necesario intervenirlas aumentando su sección y refuerzo de acuerdo a la sollicitación.

Las columnas intervenidas se encuentran en el anexo 2

Figura 5-1 Distribución en planta de los muros de cortante

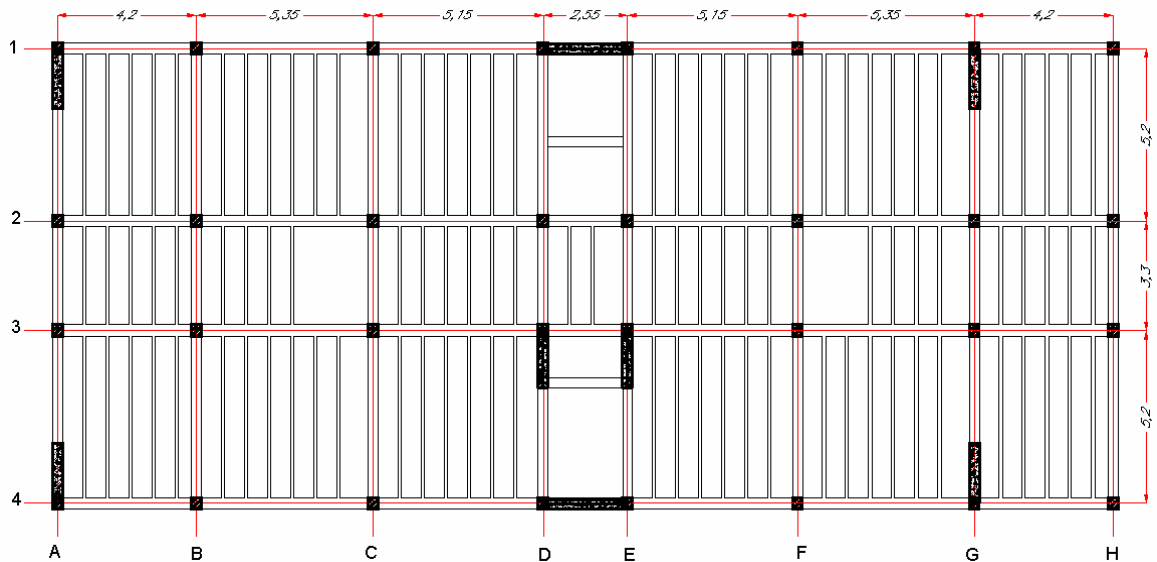
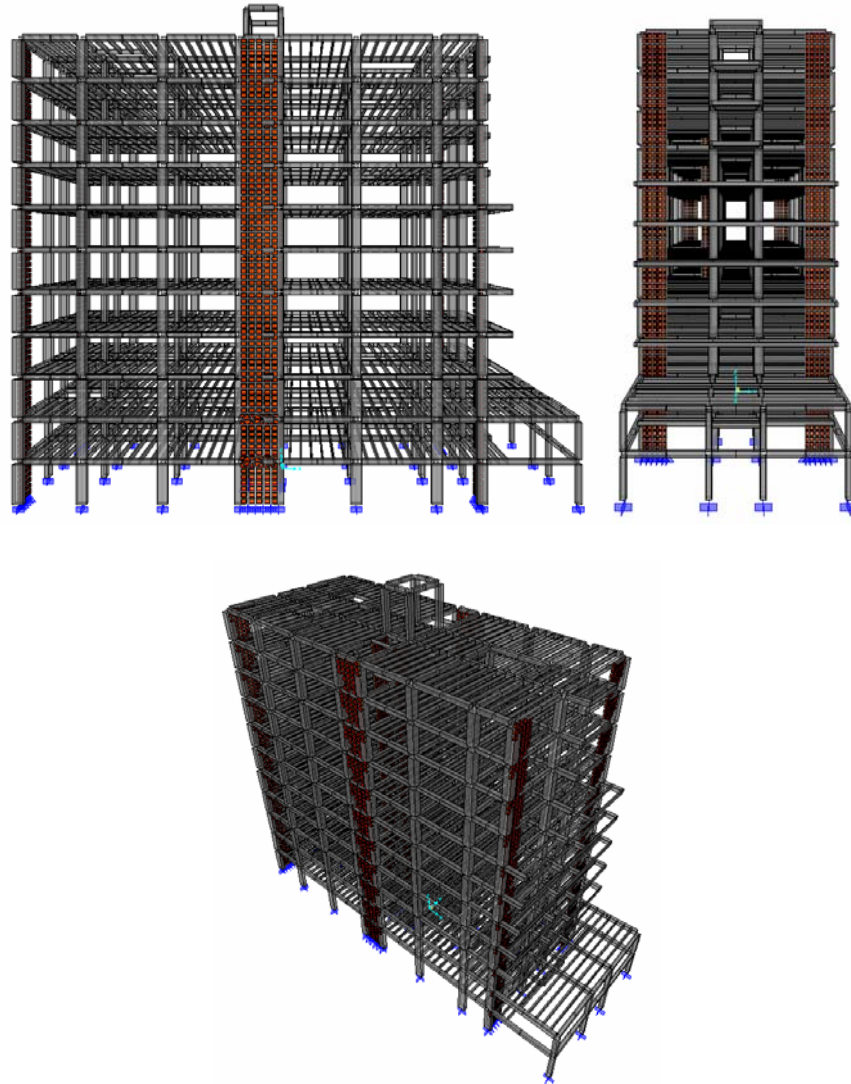


Figura 5-2 Modelo alternativa rehabilitación muros de cortante modelo 1



5.3.1.1 Resultados obtenidos modelo elástico rehabilitado

Los criterios utilizados para revisar la estructura rehabilitada, serán los correspondientes al control de daño (ATC-40 y FEMA-273), y control de derivas según NSR 98 a saber:

- No permitir derivas superiores al 1.42% de la altura de entrepiso para el modelo fisurado.
- No permitir rotaciones plásticas con un comportamiento que supere los límites superiores a seguridad en la vida.

- Periodos y modos de vibración.

Tabla 5-1 Periodos de vibración y porcentaje de participación de masa modelo sin fisurar.

Participación Sentido X				Participación Sentido Y			
Modo	Periodo	Ux	Suma Ux	Modo	Periodo	Uy	Suma Uy
2	1,3002	0,705	0,70453	1	1,3287	0,715	0,71451
5	0,33538	0,149	0,85377	4	0,36031	0,135	0,8501
10	0,14653	0,06	0,92215	8	0,16877	0,054	0,90424
21	0,08719	0,018	0,95255	19	0,09228	0,03	0,94624
24	0,059	0,016	0,97142	29	0,02961	0,018	0,99507
20	0,09042	0,012	0,93483	26	0,05149	0,011	0,97543
28	0,03179	0,012	0,99419	12	0,13604	0,01	0,9146
27	0,0441	0,01	0,98257	25	0,05498	0,01	0,96448
7	0,18846	0,009	0,86241	23	0,06679	0,007	0,95472

- Verificación cortante basal

Tabla 5-2 Verificación del cortante basal

Método de analisis	Periodo		Cortante X	Cortante Y
	Tx	Ty		
	[seg]	[seg]	[tonf]	[tonf]
Fuerza Horizontal Equivalente	0,92	0,92	17140,64	17140,64
Dinámico Espectral	1,30	1,33	10750,48	10396,61
V_{FHE} / V_{MDE}	-	-	1,28	1,32
Comentario			Aumentar las fuerzas sísmicas por un factor de 1,32 para cumplir con NSR-98 A.5.4.5.	

- Desplazamientos y Derivas

Tabla 5-3 Deriva de entrepiso para 100% SismoX + 30% SismoY

Piso	H entrepiso	Desplazamiento X	Desplazamiento Y	Deriva Máxima	Deriva Permitida	Índice de flexibilidad
11 Piso	280 cm	30,7 cm	10,3 cm	1,17%	1,42%	0,82
10 Piso	280 cm	27,6 cm	9,4 cm	1,20%	1,42%	0,84
9 Piso	280 cm	24,4 cm	8,3 cm	1,22%	1,42%	0,86
8 Piso	280 cm	21,2 cm	7,3 cm	1,23%	1,42%	0,87
7 Piso	280 cm	17,9 cm	6,2 cm	1,24%	1,42%	0,87
6 Piso	280 cm	14,6 cm	5,1 cm	1,23%	1,42%	0,86
5 Piso	280 cm	11,4 cm	4,0 cm	1,19%	1,42%	0,84
4 Piso	280 cm	8,2 cm	2,9 cm	1,12%	1,42%	0,79
3 Piso	280 cm	5,3 cm	1,8 cm	0,97%	1,42%	0,68
2 Piso	280 cm	2,7 cm	0,9 cm	0,71%	1,42%	0,50
1 Piso	280 cm	0,8 cm	0,3 cm	0,31%	1,42%	0,22
	0 cm	0,0 cm	0,0 cm	0,00%	1,42%	0,00

Figura 5-3 Derivas modelo rehabilitado y no rehabilitado 0.3Y+X

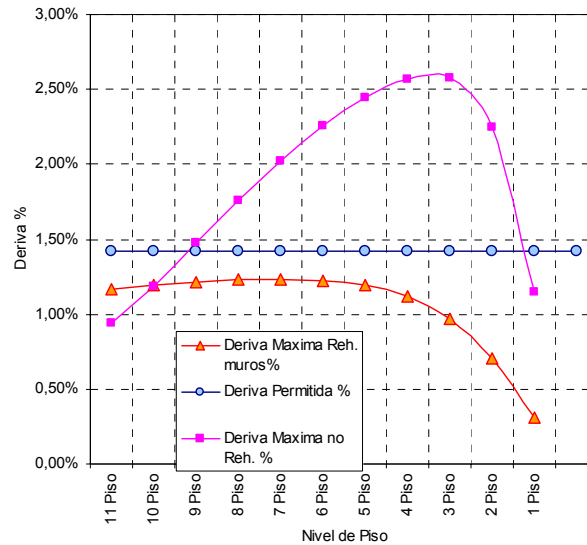
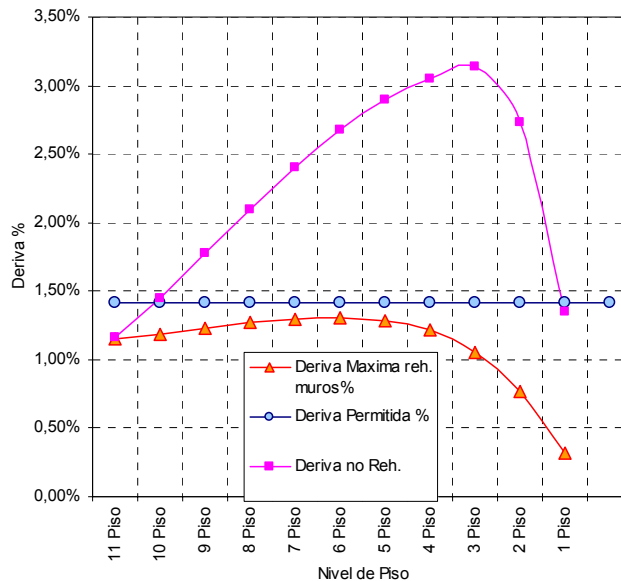


Tabla 5-4 Deriva de entrepiso para 30% SismoX + 100% SismoY

Piso	H entrepiso	Desplazamiento X	Desplazamiento Y	Deriva Máxima	Deriva Permitida	Índice de flexibilidad
11 Piso	280 cm	9,6 cm	32,5 cm	1,15%	1,42%	0,81
10 Piso	280 cm	8,6 cm	29,4 cm	1,19%	1,42%	0,84
9 Piso	280 cm	7,6 cm	26,2 cm	1,23%	1,42%	0,87
8 Piso	280 cm	6,6 cm	22,9 cm	1,27%	1,42%	0,89
7 Piso	280 cm	5,6 cm	19,5 cm	1,30%	1,42%	0,91
6 Piso	280 cm	4,6 cm	16,0 cm	1,31%	1,42%	0,92
5 Piso	280 cm	3,5 cm	12,5 cm	1,29%	1,42%	0,91
4 Piso	280 cm	2,6 cm	9,1 cm	1,22%	1,42%	0,86
3 Piso	280 cm	1,6 cm	5,8 cm	1,06%	1,42%	0,74
2 Piso	280 cm	0,8 cm	2,9 cm	0,77%	1,42%	0,54
1 Piso	280 cm	0,3 cm	0,9 cm	0,32%	1,42%	0,23
	0 cm	0,0 cm	0,0 cm	0,00%	1,42%	0,00

Figura 5-4 Derivas modelo rehabilitado y no rehabilitado Y+0.3X



Comparando las derivas obtenidas con las del modelo no rehabilitado, se aprecia una disminución considerable en estas, cumpliendo los requisitos exigidos por la NSR 98.

- Índices de Sobre esfuerzo: Los índices de sobre esfuerzo en las vigas después de realizada la rehabilitaron con muros de cortante, en general presentan una notoria disminución, exceptuando algunas vigas que se encuentran adjuntas a los muros en los cuales estos no abarcan la totalidad de la luz como en los pórticos A y H del modelo 1.

En cuanto a los índices de sobre esfuerzo en columnas se pudo observar que las columnas que se encontraban adosadas a los muros presentaban índices mayores en los primeros pisos, ya que estos elementos se sometían a esfuerzos

de compresión y principalmente a tensión, generados por los efectos de flexo compresión de los muros.

La información correspondiente a los índices de sobreesfuerzo para cada elemento se encuentra en el anexo 2.

5.3.1.2 Resultados obtenidos modelo inelástico rehabilitado

- Curvas de capacidad: La curva de capacidad de la estructura original y rehabilitada tiene la forma presentada en las Figuras 5.5 y 5.6. Se observa el aumento de rigidez y resistencia que produce en la estructura la colocación de muros estructurales. Las curvas de capacidad se obtuvieron sometiendo la estructura a la acción de fuerzas monofónicas proporcionales al primer modo de vibración de la estructura con muros.

Figura 5-5 Curva de capacidad análisis Pushover sentido X

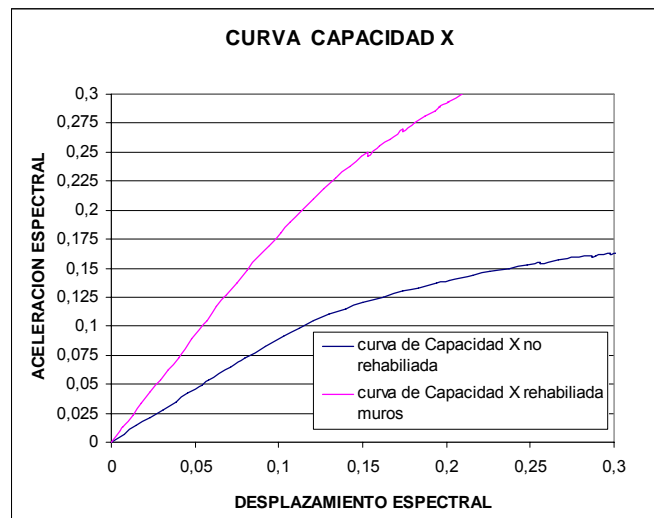
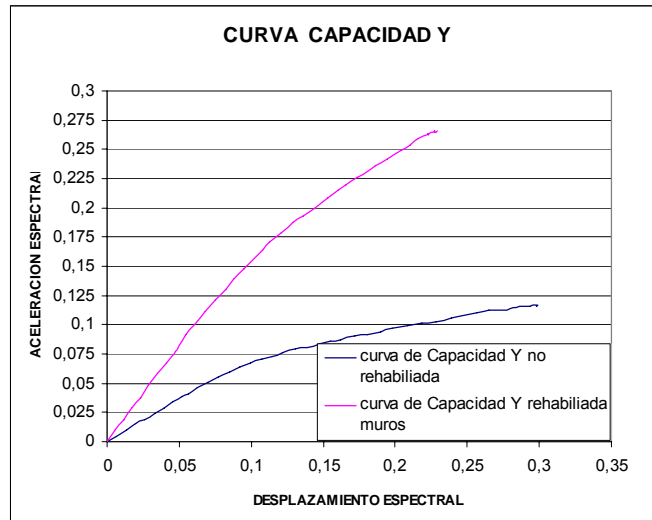


Figura 5-6 Curva de capacidad análisis Pushover sentido Y



- Puntos de comportamiento: Los puntos de comportamiento obtenidos tienen las siguientes características:

Figura 5-7 Punto de comportamiento análisis Pushover sentido X

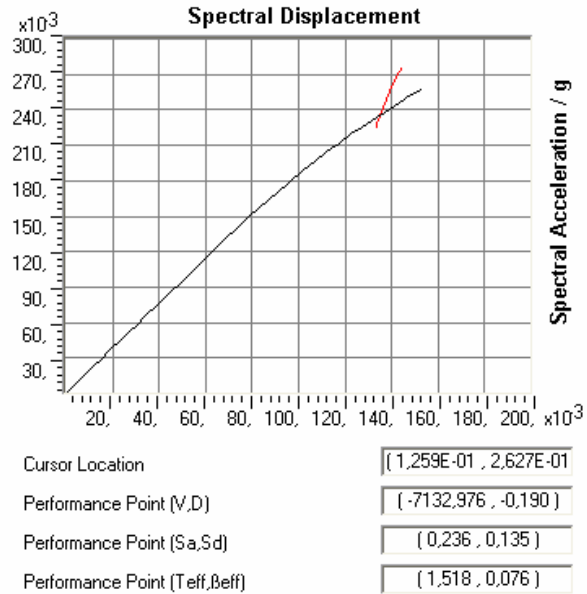


Tabla 5-5 Punto de comportamiento análisis Pushover sentido X

Parámetro	Unidad	Valor
Patrón de carga		Modal
Clasificación según ATC40		Estructura tipo B
Factor Kappa ATC40		0,66
Amortiguamiento intrínseco		0,05
Cortante Basal (punto de comportamiento)	KN	7133
Desplazamiento (punto de comportamiento)	cm	19,0
Amortiguamiento equivalente total		0,076

Tabla 5-6 Rotulas en el punto de comportamiento análisis Pushover sentido X

Pushover Case PUSHX

Step	Displacement	Base Force	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	TOTAL
0	0,0045	0,0000	1937	0	0	0	0	0	0	0	1937
1	-0,0010	-217,2504	1937	0	0	0	0	0	0	0	1937
2	-0,0058	-404,8704	1935	2	0	0	0	0	0	0	1937
3	-0,0113	-621,3672	1935	2	0	0	0	0	0	0	1937
4	-0,0168	-837,8641	1935	2	0	0	0	0	0	0	1937
5	-0,0223	-1054,3611	1935	2	0	0	0	0	0	0	1937
6	-0,0278	-1270,8579	1935	2	0	0	0	0	0	0	1937
7	-0,0333	-1487,3549	1935	2	0	0	0	0	0	0	1937
8	-0,0388	-1703,8517	1935	2	0	0	0	0	0	0	1937
9	-0,0443	-1920,3486	1935	2	0	0	0	0	0	0	1937
10	-0,0498	-2136,8455	1935	2	0	0	0	0	0	0	1937
11	-0,0553	-2353,3425	1935	2	0	0	0	0	0	0	1937
12	-0,0645	-2713,5325	1931	6	0	0	0	0	0	0	1937
13	-0,0749	-3119,8059	1929	8	0	0	0	0	0	0	1937
14	-0,0832	-3441,3096	1925	10	2	0	0	0	0	0	1937
15	-0,0887	-3650,2410	1925	10	2	0	0	0	0	0	1937
16	-0,0942	-3859,1726	1925	10	2	0	0	0	0	0	1937
17	-0,1029	-4186,1641	1923	12	2	0	0	0	0	0	1937
18	-0,1084	-4391,4102	1921	12	4	0	0	0	0	0	1937
19	-0,1143	-4613,2979	1918	15	4	0	0	0	0	0	1937
20	-0,1218	-4884,6846	1910	23	4	0	0	0	0	0	1937
21	-0,1279	-5104,1187	1902	31	4	0	0	0	0	0	1937
22	-0,1356	-5364,2402	1885	48	4	0	0	0	0	0	1937
23	-0,1431	-5610,3960	1875	58	4	0	0	0	0	0	1937
24	-0,1492	-5806,9658	1862	71	1	3	0	0	0	0	1937
25	-0,1555	-6001,1289	1847	82	4	4	0	0	0	0	1937
26	-0,1616	-6185,1318	1841	86	6	4	0	0	0	0	1937
27	-0,1689	-6403,0171	1832	89	12	4	0	0	0	0	1937
28	-0,1752	-6585,2407	1800	120	13	4	0	0	0	0	1937
29	-0,1853	-6857,7324	1777	139	17	4	0	0	0	0	1937
30	-0,1920	-7033,4575	1767	148	18	4	0	0	0	0	1937
31	-0,1975	-7175,4590	1764	151	18	4	0	0	0	0	1937
32	-0,2047	-7357,8628	1750	156	27	4	0	0	0	0	1937
33	-0,2119	-7536,9927	1726	168	39	4	0	0	0	0	1937
34	-0,2148	-7607,0435	1715	175	43	2	0	2	0	0	1937
35	-0,2149	-7525,9058	1715	175	43	2	0	0	2	0	1937
36	-0,2155	-7544,3018	1715	175	43	2	0	0	2	0	1937

Figura 5-8 Punto de comportamiento análisis Pushover sentido Y

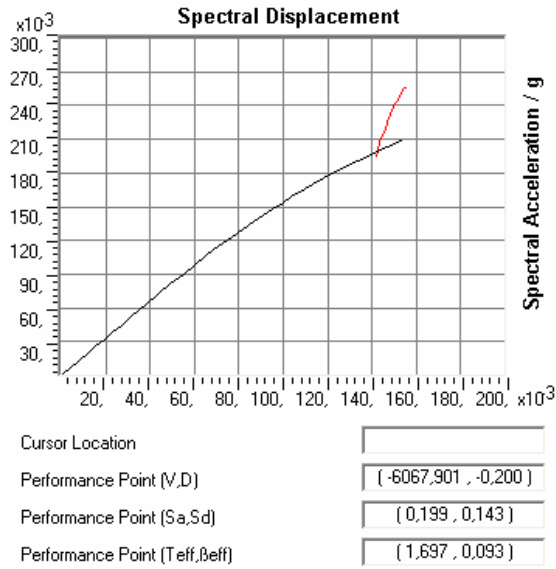


Tabla 5-7 Punto de comportamiento análisis Pushover sentido Y

Parámetro	Unidad	Valor
Patrón de carga		Modal
Clasificación según ATC40		Estructura tipo B
Factor Kappa ATC40		0,66
Amortiguamiento intrínseco		0,05
Cortante Basal (punto de comportamiento)	KN	6068
Desplazamiento (punto de comportamiento)	cm	20,0
Amortiguamiento equivalente total		0,093

Tabla 5-8 Rotulas en el punto de comportamiento análisis Pushover sentido Y

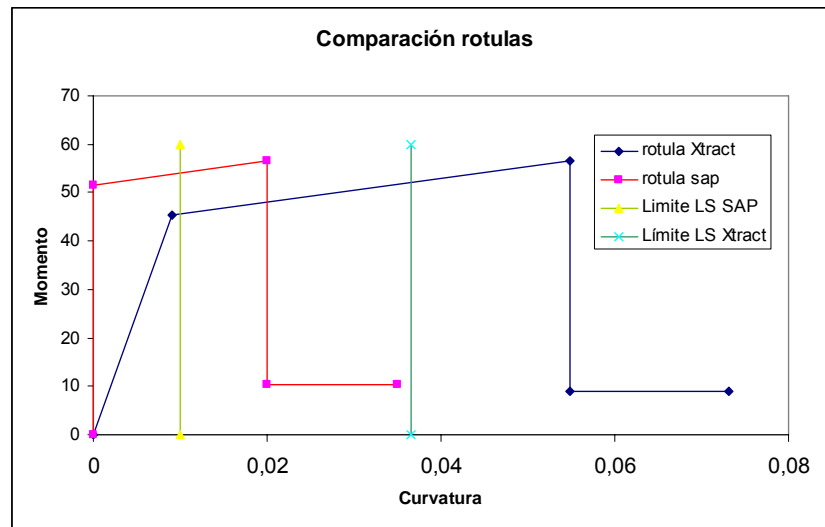
Pushover Case PUSHY											
Step	Displacement	Base Force	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	TOTAL
0	0,0033	0,0000	1937	0	0	0	0	0	0	0	1937
1	-0,0022	-197,6398	1937	0	0	0	0	0	0	0	1937
2	-0,0077	-395,2796	1937	0	0	0	0	0	0	0	1937
3	-0,0132	-592,9194	1937	0	0	0	0	0	0	0	1937
4	-0,0187	-790,5591	1937	0	0	0	0	0	0	0	1937
5	-0,0242	-988,1989	1937	0	0	0	0	0	0	0	1937
6	-0,0297	-1185,8387	1937	0	0	0	0	0	0	0	1937
7	-0,0352	-1383,4785	1937	0	0	0	0	0	0	0	1937
8	-0,0407	-1581,1183	1937	0	0	0	0	0	0	0	1937
9	-0,0462	-1778,7581	1937	0	0	0	0	0	0	0	1937
10	-0,0517	-1976,3978	1937	0	0	0	0	0	0	0	1937
11	-0,0572	-2174,0376	1937	0	0	0	0	0	0	0	1937
12	-0,0627	-2371,6775	1937	0	0	0	0	0	0	0	1937
13	-0,0659	-2487,4631	1935	2	0	0	0	0	0	0	1937
14	-0,0715	-2686,1536	1925	12	0	0	0	0	0	0	1937
15	-0,0793	-2957,8657	1916	21	0	0	0	0	0	0	1937
16	-0,0874	-3228,3601	1908	29	0	0	0	0	0	0	1937
17	-0,0940	-3445,9915	1891	46	0	0	0	0	0	0	1937
18	-0,1009	-3660,7324	1877	60	0	0	0	0	0	0	1937
19	-0,1093	-3910,0420	1858	79	0	0	0	0	0	0	1937
20	-0,1148	-4072,2546	1852	85	0	0	0	0	0	0	1937
21	-0,1218	-4272,3340	1842	95	0	0	0	0	0	0	1937
22	-0,1274	-4428,1343	1832	104	1	0	0	0	0	0	1937
23	-0,1345	-4623,9233	1820	109	8	0	0	0	0	0	1937
24	-0,1402	-4777,0142	1804	120	13	0	0	0	0	0	1937
25	-0,1477	-4970,6299	1782	136	19	0	0	0	0	0	1937
26	-0,1545	-5135,3623	1758	155	24	0	0	0	0	0	1937
27	-0,1606	-5277,6621	1729	182	26	0	0	0	0	0	1937
28	-0,1696	-5471,5576	1704	198	35	0	0	0	0	0	1937
29	-0,1769	-5622,1831	1688	206	43	0	0	0	0	0	1937
30	-0,1843	-5770,0088	1668	223	46	0	0	0	0	0	1937
31	-0,1906	-5890,2158	1659	216	60	2	0	0	0	0	1937
32	-0,1981	-6030,1836	1645	216	71	5	0	0	0	0	1937
33	-0,2057	-6167,5859	1629	223	77	8	0	0	0	0	1937
34	-0,2151	-6332,3521	1612	226	89	10	0	0	0	0	1937
35	-0,2167	-6359,4883	1609	227	90	11	0	0	0	0	1937

La sección de los elementos cuyas rotulas aun sobrepasan el nivel de seguridad en la vida serán sometidas a una análisis mediante un modelo de fibras implementado en el programa Xtract¹, con los resultados obtenidos serán redefinidas las propiedades de las rotulas del modelo inelástico en SAP 2000.

Los resultados obtenidos en el modelo de fibras se encuentran en el anexo 2

1 X-tract version 2.4.0, Imbsen & Associates, inc dba Imbsen software systems, 9912 Business Park Drive, Suite 130 Sacramento, CA 95827.

Figura 5-9 Comparación rotulas predefinidas por SAP 2000 vs. Rotulas definidas según modelo de fibras



Una vez redefinidas las rotulas con las nuevas características, los resultados obtenidos en el análisis inelástico son satisfactorios, no presentando ninguna rotula que sobrepase el límite de seguridad en la vida en el punto de comportamiento.

5.3.2 Modelo 2

Para aumentar la rigidez y la resistencia de la edificación en el sentido X se propone construir muros estructurales, en el eje A un muro de 3 metros de longitud y en el eje D de 2.5m de longitud. En el sentido Y se proponen muro en el eje 1. todos estos muros son de 0.3m de espesor. Se propone adosar los muros en sentido X a las columnas con la inconveniencia de la reparación de las vigas adyacentes. Esta solución tiene un enorme impacto a nivel cimentación, porque se debe ampliar la cimentación existente. La dimensiones del muro fueron obtenidas por medio de análisis elásticos de prueba y error hasta que se cumpliera el requisito de deriva de piso permitida.

Una vez alcanzados los requisitos de derivas, y realizado el análisis inelástico, se presentaron en el modelo diferentes columnas que presentaban falla algunas a tensión como otras a compresión, provocando el colapso de la estructura, imposibilitando encontrar un punto de comportamiento en el análisis. Por lo que fue necesario intervenirlas aumentando su sección y refuerzo de acuerdo a la sollicitación.

Las columnas intervenidas se encuentran en el anexo 5

Figura 5-10 Distribución en planta de los muros de cortante

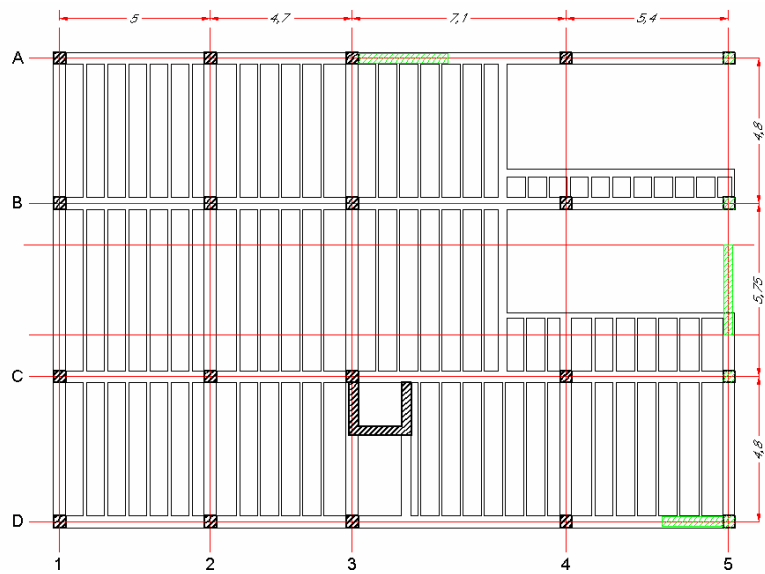
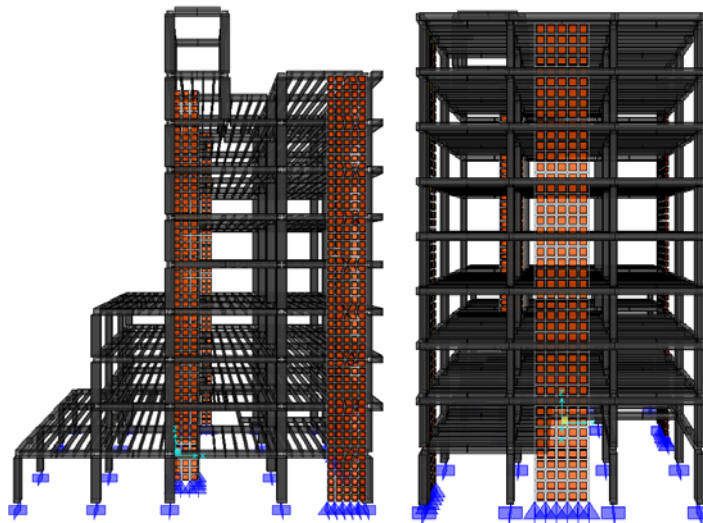
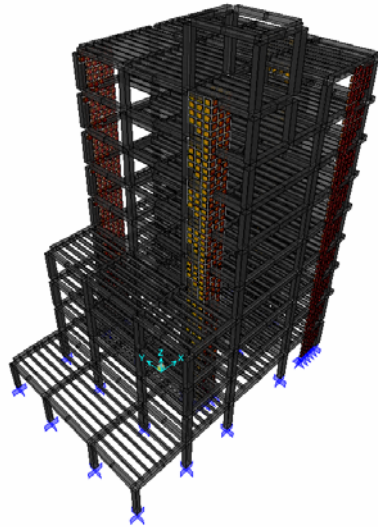


Figura 5-11 Modelo alternativa rehabilitación muros de cortante modelo 2





5.3.2.1 Resultados obtenidos modelo elástico rehabilitado

Los criterios utilizados para revisar la estructura rehabilitada, serán los correspondientes al control de daño (ATC-40 y FEMA-273), y control de derivas según NSR 98 a saber:

- No permitir derivas superiores al 1.42% de la altura de entrepiso para el modelo fisurado.
- No permitir rotaciones plásticas con un comportamiento que supere los límites superiores a seguridad en la vida.
- Periodos y modos de vibración.

Tabla 5-9 Periodos de vibración y porcentaje de participación de masa modelo sin fisurar

Participación Sentido X				Participación Sentido Y			
Modo	Periodo	Ux	Suma Ux	Modo	Periodo	Uy	Suma Uy
2	1,29221	0,591	0,62388	1	1,38382	0,64	0,64447
5	0,34746	0,126	0,75091	4	0,43347	0,16	0,84285
17	0,12278	0,06	0,90674	2	1,29221	0,03	0,67711
7	0,26112	0,042	0,82126	12	0,17714	0,03	0,90986
22	0,07238	0,041	0,95633	19	0,11786	0,02	0,95443
25	0,04126	0,038	0,99456	23	0,05414	0,02	0,9962
1	1,38382	0,032	0,0324	20	0,08795	0,02	0,97431
6	0,28383	0,028	0,77919	6	0,28383	0,02	0,86026
8	0,23147	0,024	0,84478	13	0,17423	0,01	0,92396

- Verificación cortante basal

Tabla 5-10 Verificación del cortante basal

Método de analisis	Periodo		Cortante X	Cortante Y
	Tx	Ty		
	[seg]	[seg]	[KN]	[KN]
Fuerza Horizontal Equivalente	0,83	0,83	10143,30	10143,30
Dinámico Espectral	1,29	1,38	6790,89	6801,453
V_{FHE} / V_{MDE}	-	-	1,49	1,49
Comentario			Aumentar las fuerzas sísmicas por un factor de 1.49 para cumplir con NSR-98 A.5.4.5.	

- Desplazamientos y Derivas

Tabla 5-11 Deriva de entrepiso para 100% SismoX + 30% SismoY

Piso	H entrepiso	Desplazamiento X	Desplazamiento Y	Deriva Máxima	Deriva Permitida	Índice de flexibilidad
9 Piso	300 cm	27,57 cm	10,13 cm	1,29%	1,42%	0,91
8 Piso	300 cm	23,83 cm	9,12 cm	1,32%	1,42%	0,93
7 Piso	300 cm	20,00 cm	8,06 cm	1,34%	1,42%	0,94
6 Piso	300 cm	16,15 cm	6,97 cm	1,32%	1,42%	0,93
5 Piso	300 cm	12,35 cm	5,81 cm	1,27%	1,42%	0,89
4 Piso	300 cm	8,76 cm	4,56 cm	1,17%	1,42%	0,82
3 Piso	300 cm	5,52 cm	3,23 cm	1,02%	1,42%	0,72
2 Piso	300 cm	2,78 cm	1,86 cm	0,76%	1,42%	0,54
1 Piso	300 cm	0,83 cm	0,67 cm	0,35%	1,42%	0,25
Base	0 cm	0,00 cm	0,00 cm			

Figura 5-12 Derivas modelo rehabilitado y no rehabilitado 0.3Y+X

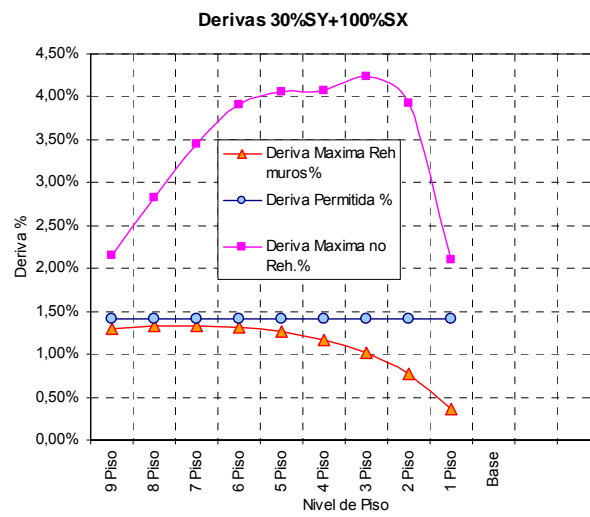
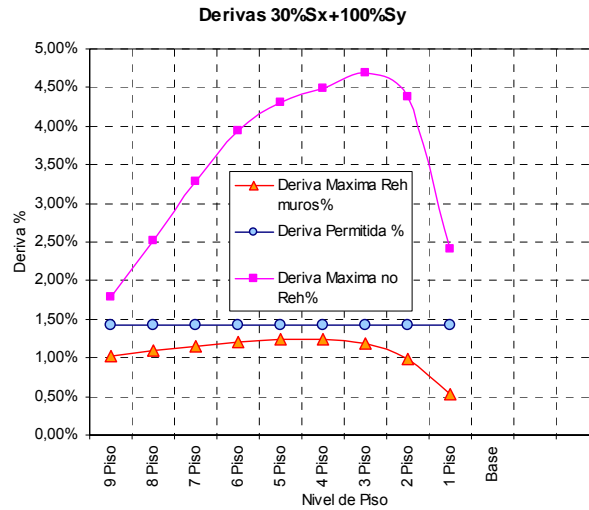


Tabla 5-12 Deriva de entrepiso para 30% SismoX + 100% SismoY

Piso	H entrepiso	Desplazamiento X	Desplazamiento Y	Deriva Máxima	Deriva Permitida	Índice de flexibilidad
9 Piso	300 cm	14,42 cm	24,82 cm	1,02%	1,42%	0,72
8 Piso	300 cm	12,36 cm	22,55 cm	1,09%	1,42%	0,77
7 Piso	300 cm	10,30 cm	20,02 cm	1,15%	1,42%	0,81
6 Piso	300 cm	8,26 cm	17,23 cm	1,21%	1,42%	0,85
5 Piso	300 cm	6,29 cm	14,19 cm	1,24%	1,42%	0,87
4 Piso	300 cm	4,45 cm	10,96 cm	1,24%	1,42%	0,87
3 Piso	300 cm	2,81 cm	7,64 cm	1,19%	1,42%	0,84
2 Piso	300 cm	1,41 cm	4,35 cm	0,99%	1,42%	0,70
1 Piso	300 cm	0,42 cm	1,54 cm	0,53%	1,42%	0,37
Base	0 cm	0,00 cm	0,00 cm			

Figura 5-13 Derivas modelo rehabilitado y no rehabilitado Y+0.3X



Comparando las derivas obtenidas con las del modelo no rehabilitado, se aprecia una disminución considerable en estas, cumpliendo los requisitos exigidos por la NSR 98.

- Índices de Sobreefuerzo: Los índices de sobreefuerzo en las vigas después de realizada la rehabilitaron con muros de cortante, en general presentan una notoria disminución, exceptuando algunas vigas que se encuentran adjuntas a los muros en los cuales estos no abarcan la totalidad de la luz como en los pórticos A, D y 1.

En cuanto a los índices de sobreefuerzo en columnas se pudo observar que las columnas que se encontraban adosadas a los muros presentaban índices mayores en los primeros pisos, ya que estos elementos se sometían a esfuerzos de compresión y principalmente a tensión, generados por los efectos de flexo compresión de los muros.

La información correspondiente a los índices de sobreefuerzo para cada elemento se encuentra en el anexo 5

5.3.2.2 Resultados obtenidos modelo inelástico rehabilitado

- Curvas de capacidad: La curva de capacidad de la estructura original y rehabilitada tiene la forma presentada en las Figuras 5.14 y 5.15. Se observa el aumento de rigidez y resistencia que produce en la estructura la colocación de muros estructurales.. Las curvas de capacidad se obtuvieron sometiendo la estructura a la acción de fuerzas monotónicas proporcionales al primer modo de vibración de la estructura con muros.

Figura 5-14 Curva de capacidad análisis Pushover sentido X

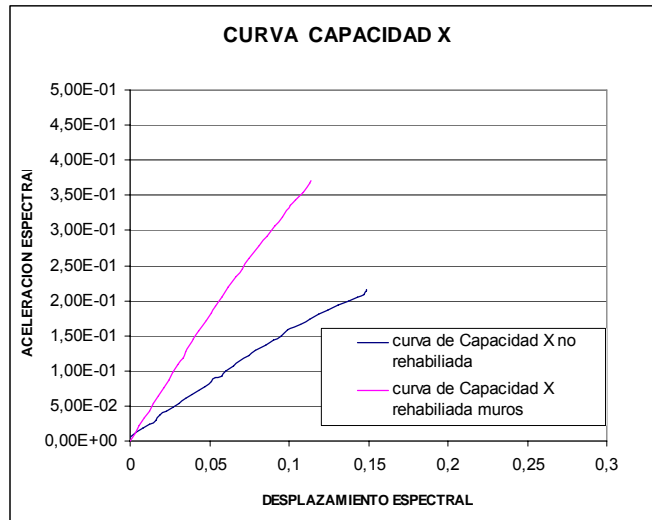
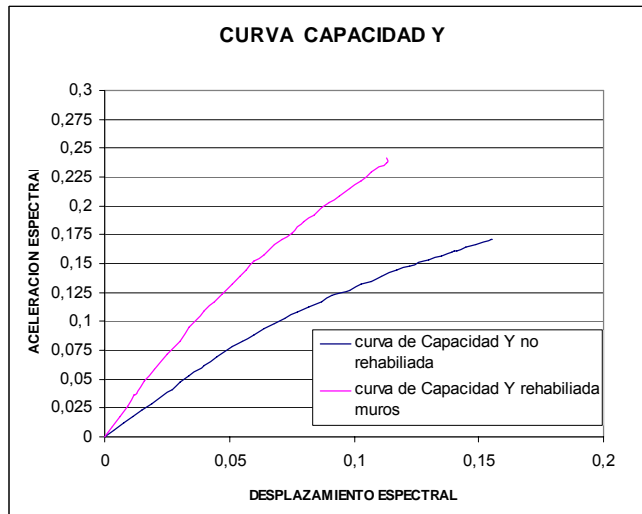


Figura 5-15 Curva de capacidad análisis Pushover sentido Y



- Puntos de comportamiento: Los puntos de comportamiento obtenidos tienen las siguientes características:

Figura 5-16 Punto de comportamiento análisis Pushover sentido X

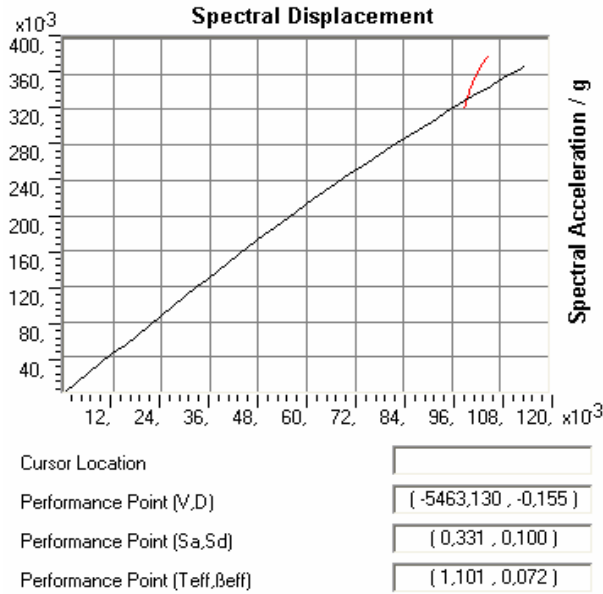


Tabla 5-13 Punto de comportamiento análisis Pushover sentido X

Parámetro	Unidad	Valor
Patrón de carga		Modal
Clasificación según ATC40		Estructura tipo B
Factor Kappa ATC40		0,66
Amortiguamiento intrínseco		0,05
Cortante Basal (punto de comportamiento)	KN	-5463,130
Desplazamiento (punto de comportamiento)	m	0,155
Amortiguamiento equivalente total		0,072

Tabla 5-14 Rotulas en el punto de comportamiento Pushover sentido X

P U S H O V E R C U R V E

Pushover Case PUSHX

Step	Displacement	Base Force	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	TOTAL
0	0,0026	0,0000	679	0	0	0	0	0	0	0	679
1	-0,0021	-180,0476	679	0	0	0	0	0	0	0	679
2	-0,0068	-360,0951	679	0	0	0	0	0	0	0	679
3	-0,0116	-540,1427	679	0	0	0	0	0	0	0	679
4	-0,0163	-720,1902	679	0	0	0	0	0	0	0	679
5	-0,0210	-900,2379	679	0	0	0	0	0	0	0	679
6	-0,0258	-1080,2854	679	0	0	0	0	0	0	0	679
7	-0,0305	-1260,3330	679	0	0	0	0	0	0	0	679
8	-0,0353	-1440,3805	679	0	0	0	0	0	0	0	679
9	-0,0400	-1620,4281	679	0	0	0	0	0	0	0	679
10	-0,0447	-1800,4757	679	0	0	0	0	0	0	0	679
11	-0,0495	-1980,5233	679	0	0	0	0	0	0	0	679
12	-0,0532	-2122,9539	678	1	0	0	0	0	0	0	679
13	-0,0609	-2413,3604	676	3	0	0	0	0	0	0	679
14	-0,0657	-2589,0098	676	3	0	0	0	0	0	0	679
15	-0,0727	-2850,0049	673	6	0	0	0	0	0	0	679
16	-0,0777	-3027,2014	670	9	0	0	0	0	0	0	679
17	-0,0825	-3189,7971	669	10	0	0	0	0	0	0	679
18	-0,0890	-3411,4958	666	12	1	0	0	0	0	0	679
19	-0,0959	-3640,8162	664	14	1	0	0	0	0	0	679
20	-0,1042	-3914,7097	660	18	1	0	0	0	0	0	679
21	-0,1099	-4097,0767	656	22	1	0	0	0	0	0	679
22	-0,1168	-4318,9951	652	24	3	0	0	0	0	0	679
23	-0,1263	-4614,8228	650	23	6	0	0	0	0	0	679
24	-0,1335	-4838,4385	647	24	8	0	0	0	0	0	679
25	-0,1413	-5075,1133	637	33	9	0	0	0	0	0	679
26	-0,1487	-5289,1831	632	36	11	0	0	0	0	0	679
27	-0,1574	-5535,5454	627	38	14	0	0	0	0	0	679
28	-0,1621	-5668,8770	625	38	15	1	0	0	0	0	679

Figura 5-17 Punto de comportamiento análisis Pushover sentido Y

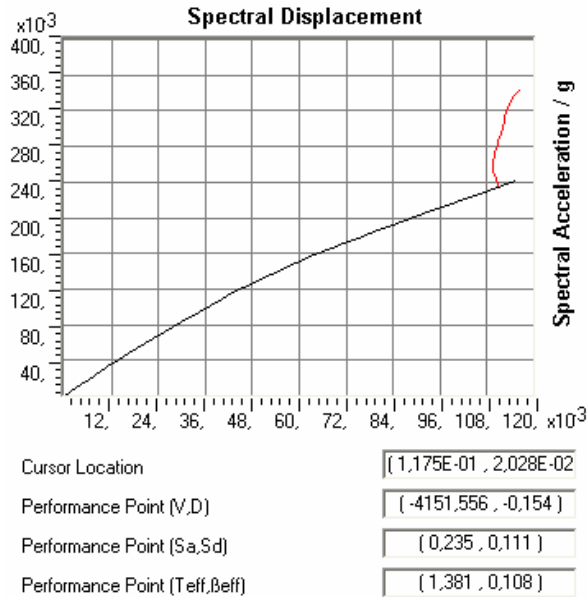


Tabla 5-15 Punto de comportamiento análisis Pushover sentido Y

Parámetro	Unidad	Valor
Patrón de carga		Modal
Clasificación según ATC40		Estructura tipo B
Factor Kappa ATC40		0,66
Amortiguamiento intrínseco		0,05
Cortante Basal (punto de comportamiento)	KN	-4151,556
Desplazamiento (punto de comportamiento)	cm	-0,154
Amortiguamiento equivalente total		0,108

Tabla 5-16 Rotulas en el punto de comportamiento Pushover sentido Y

P U S H O V E R C U R V E

Pushover Case PUSHY

Step	Displacement	Base Force	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	TOTAL
0	7,439E-04	0,0000	679	0	0	0	0	0	0	0	679
1	-0,0035	-162,1558	679	0	0	0	0	0	0	0	679
2	-0,0077	-324,3115	679	0	0	0	0	0	0	0	679
3	-0,0119	-486,4673	679	0	0	0	0	0	0	0	679
4	-0,0161	-648,6230	679	0	0	0	0	0	0	0	679
5	-0,0166	-669,1657	678	1	0	0	0	0	0	0	679
6	-0,0219	-865,0816	673	6	0	0	0	0	0	0	679
7	-0,0276	-1062,6879	671	8	0	0	0	0	0	0	679
8	-0,0348	-1300,3352	669	10	0	0	0	0	0	0	679
9	-0,0407	-1494,4747	665	14	0	0	0	0	0	0	679
10	-0,0473	-1704,9017	663	16	0	0	0	0	0	0	679
11	-0,0516	-1837,7349	658	21	0	0	0	0	0	0	679
12	-0,0559	-1970,5389	650	29	0	0	0	0	0	0	679
13	-0,0607	-2111,0925	643	36	0	0	0	0	0	0	679
14	-0,0652	-2236,9668	636	43	0	0	0	0	0	0	679
15	-0,0705	-2380,0967	620	59	0	0	0	0	0	0	679
16	-0,0751	-2499,8638	615	64	0	0	0	0	0	0	679
17	-0,0797	-2615,9976	604	75	0	0	0	0	0	0	679
18	-0,0841	-2726,3423	597	82	0	0	0	0	0	0	679
19	-0,0890	-2841,9072	581	98	0	0	0	0	0	0	679
20	-0,0949	-2975,9226	564	115	0	0	0	0	0	0	679
21	-0,0992	-3069,8315	559	120	0	0	0	0	0	0	679
22	-0,1042	-3177,7271	552	126	1	0	0	0	0	0	679
23	-0,1113	-3329,2190	546	129	4	0	0	0	0	0	679
24	-0,1166	-3438,4924	538	134	7	0	0	0	0	0	679
25	-0,1215	-3537,5359	531	140	8	0	0	0	0	0	679
26	-0,1257	-3621,8682	528	141	10	0	0	0	0	0	679
27	-0,1304	-3715,5024	522	145	12	0	0	0	0	0	679
28	-0,1358	-3822,0720	517	147	15	0	0	0	0	0	679
29	-0,1420	-3940,2192	511	144	24	0	0	0	0	0	679
30	-0,1486	-4062,3467	506	139	34	0	0	0	0	0	679
31	-0,1561	-4198,5483	503	133	43	0	0	0	0	0	679
32	-0,1593	-4255,2637	501	129	48	1	0	0	0	0	679

Se obtiene un resultado satisfactorio en el análisis inelástico, ya que ninguna rotula supera el limite de seguridad en la vida en el punto de comportamiento de la estructura.

6. ALTERNATIVAS DE REHABILITACION CON ARRIOSTRAMIENTO METALICO

la introducción de diagonales puede proporcionar menos rigidez y resistencia que los muros estructurales, pero también ocasiona menos incremento en la masa, menos pérdida de luz, menos barreras al tránsito de peatones y en general menos impacto arquitectónico. Por la magnitud de las fuerzas generadas en las diagonales se debe tener especial cuidado con los detalles de la unión con la estructura existente.

Para las alternativas planteadas en los modelos 1 y 2 se utilizaron perfiles metálicos HEB 120, HEB 160, HEB 180, HEB 200, HEB 220

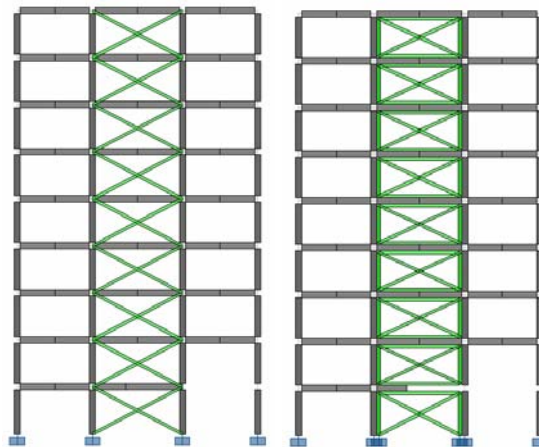
6.1 OBJETIVOS DE LA REHABILITACION

Mediante la implementación de diagonales en los pórticos se busca corregir los problemas encontrados en la estructura, ya expresados en el capítulo 4

6.2 ALTERNATIVA PROPUESTA

Inicialmente se plantearon diagonales metálicas adosadas a las uniones viga columna con nodos libres a momento y un nodo rígido en la intersección, pero esta configuración generaba esfuerzos elevados en los elementos que enmarcan las X metálicas principalmente en los primeros niveles, se implementaron entonces elementos metálicos que enmarcan los elementos diagonales, obteniéndose una reducción sustancial de los esfuerzos ya mencionados.

Figura 6-1 Elementos diagonales sin marco y con marco



La cantidad de puntos intervenidos fueron obtenidos por medio de análisis elásticos de prueba y error hasta que se cumpliera el requisito de deriva de piso permitida, La sección de los elementos metálicos utilizados fue definida también mediante análisis elásticos de prueba y error hasta que los índices de sobreesfuerzo fueran inferiores a 1.

Mediante este proceso iterativo se encuentra que los perfiles metálicos de los primeros niveles asumen mayor cantidad de esfuerzos, por lo que se definen diferentes configuraciones marco-diagonal para ubicarlas de acuerdo a la sollicitación.

Tabla 6-1 Configuraciones de arriostramiento metálico

configuracion	Perfil marco	Perfil diagonal
1	HEB-200	HEB-160
2	HEB-180	HEB-120
3	HEB-220	HEB-200
4	HEB-180	HEB-120
5	HEB-200	HEB-160

Las características del acero utilizado en los elementos metálicos son:

$$f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2 = 420 \text{ MPa}$$

$$E_c = 2.0 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2 = 200000 \text{ MPa}$$

6.3 MODELO DE ANALISIS

Se implementan sobre los modelos no rehabilitados los elementos correspondientes al arriostramiento metálico, estos son modelados en SAP 2000 como elementos frame.

Para adosar los marcos metálicos a las vigas y columnas se implementaron constraints tipo body, simulando pernos.

En cuanto a las uniones diagonal-marco, se aplica a las diagonales release a momento.

6.3.1 Modelo 1

Para aumentar la rigidez y la resistencia de la edificación en el sentido X se propone implementar diagonales metálicas enmarcadas en los pórticos 1 (entre los ejes G y H) y pórtico 4 (entre los ejes A y B), en los primeros 6 niveles se utiliza la configuración marco-diagonal 1, en los demás se implementa la configuración 2.

En el sentido Y se proponen diagonales enmarcadas en los ejes D y H (entre pórticos 1 y 2) y en el eje A (entre los pórticos 3 y 4). Adoptando las mismas configuraciones del sentido X.

Una vez alcanzados los requisitos de derivas, y de índices de sobreesfuerzo en los elementos metálicos y realizado el análisis inelástico, se presentaron en el modelo diferentes columnas que presentaban falla algunas a tensión como otras a compresión, provocando el colapso de la estructura, imposibilitando encontrar un punto de comportamiento en el análisis. Por lo que fue necesario intervenirlas aumentando su sección y refuerzo de acuerdo a la sollicitación. Las columnas intervenidas se encuentran en el anexo 3

Figura 6-2 Distribución en planta del arriostramiento metálico

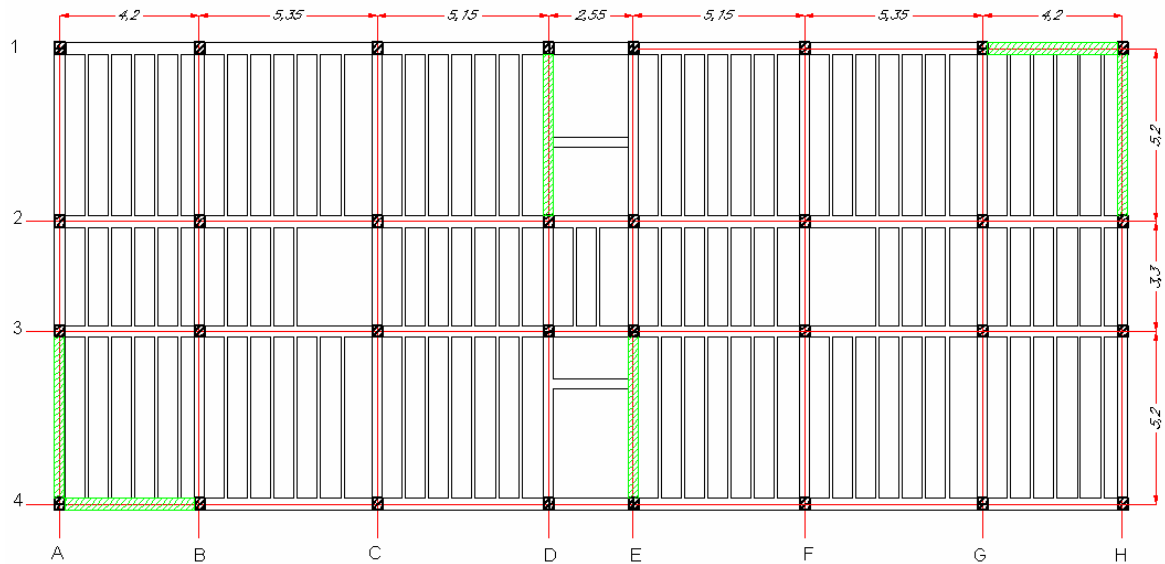
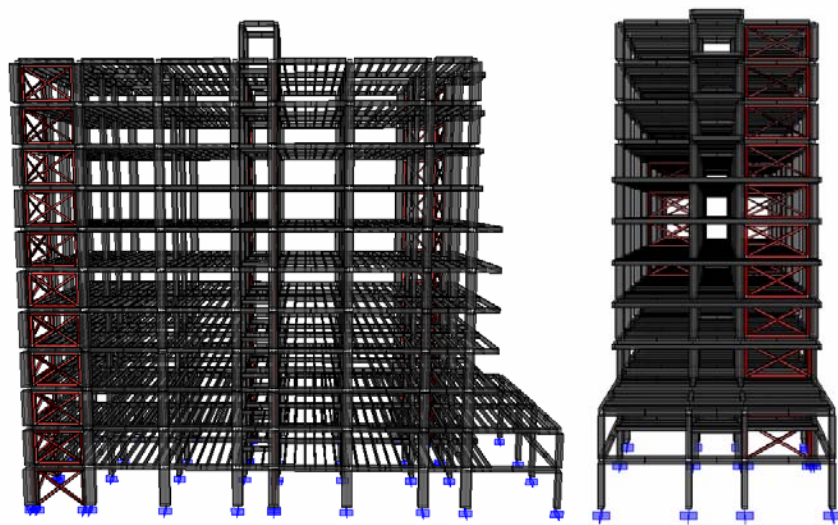
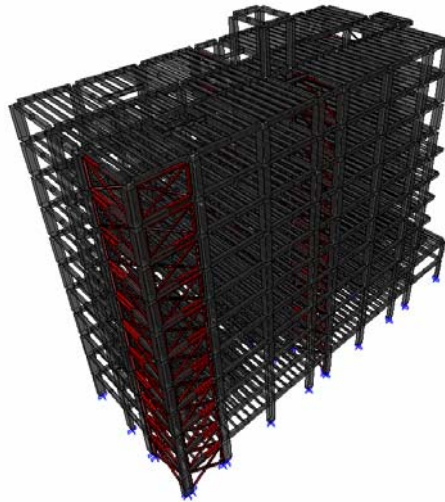


Figura 6-3 Modelo alternativa rehabilitación metálico de cortante modelo 1





6.3.1.1 Resultados obtenidos modelo elástico rehabilitado

Los criterios utilizados para revisar la estructura rehabilitada, serán los correspondientes al control de daño (ATC-40 y FEMA-273), y control de derivas según NSR 98 a saber:

- No permitir derivas superiores al 1.42% de la altura de entrepiso para el modelo fisurado.
- No permitir rotaciones plásticas con un comportamiento que supere los límites superiores a seguridad en la vida.
- Periodos y modos de vibración.

Tabla 6-2 Periodos de vibración y porcentaje de participación de masa modelo sin fisurar

Participación Sentido X				Participación Sentido Y			
Modo	Periodo	Ux	Suma Ux	Modo	Periodo	Uy	Suma Uy
2	0,95497	0,408	0,59699	3	0,86668	0,557	0,61369
1	1,39676	0,189	0,18907	7	0,262	0,117	0,7402
6	0,28998	0,07	0,77797	2	0,95497	0,055	0,05663
3	0,86668	0,052	0,64921	17	0,1293	0,038	0,8113
4	0,39758	0,052	0,70117	13	0,15136	0,029	0,77062
15	0,1384	0,047	0,86778	26	0,05391	0,016	0,86049
8	0,20356	0,028	0,81673	21	0,10031	0,011	0,83313
30	0,01932	0,024	0,9621	20	0,10395	0,01	0,8221
27	0,05286	0,02	0,91083	6	0,28998	0,008	0,62295

- Verificación cortante basal

Tabla 6-3 Verificación del cortante basal

Método de analisis	Periodo		Cortante X	Cortante Y
	Tx	Ty		
	[seg]	[seg]	[tonf]	[tonf]
Fuerza Horizontal Equivalente	0,92	0,92	15446,9459	15446,95
Dinámico Espectral	0,95	0,87	8357,51	13046,22
V_{FHE} / V_{MDE}	-	-	1,48	0,95
Comentario			Aumentar las fuerzas sísmicas por un factor de 1,48 para cumplir con NSR-98 A.5.4.5.	

- Desplazamientos y Derivas

Tabla 6-4 Deriva de entrepiso para 100% Sismo X + 30% Sismo Y

Piso	H entrepiso	Desplazamiento X	Desplazamiento Y	Deriva Máxima	Deriva Permitida	Índice de flexibilidad
11 Piso	280 cm	22,1 cm	23,7 cm	0,90%	1,42%	0,63
10 Piso	280 cm	20,1 cm	22,1 cm	1,00%	1,42%	0,71
9 Piso	280 cm	18,0 cm	20,2 cm	1,08%	1,42%	0,76
8 Piso	280 cm	15,8 cm	18,2 cm	1,14%	1,42%	0,80
7 Piso	280 cm	13,6 cm	15,9 cm	1,16%	1,42%	0,81
6 Piso	280 cm	11,3 cm	13,6 cm	1,14%	1,42%	0,80
5 Piso	280 cm	9,1 cm	11,3 cm	1,36%	1,42%	0,96
4 Piso	280 cm	6,9 cm	8,2 cm	1,40%	1,42%	0,99
3 Piso	280 cm	4,6 cm	5,0 cm	1,06%	1,42%	0,75
2 Piso	280 cm	2,6 cm	2,8 cm	0,86%	1,42%	0,61
1 Piso	280 cm	0,9 cm	1,1 cm	0,51%	1,42%	0,36
	0 cm	0,0 cm	0,0 cm	0,00%	1,42%	0,00

Figura 6-4 Derivas modelo rehabilitado y no rehabilitado 0.3Y+X

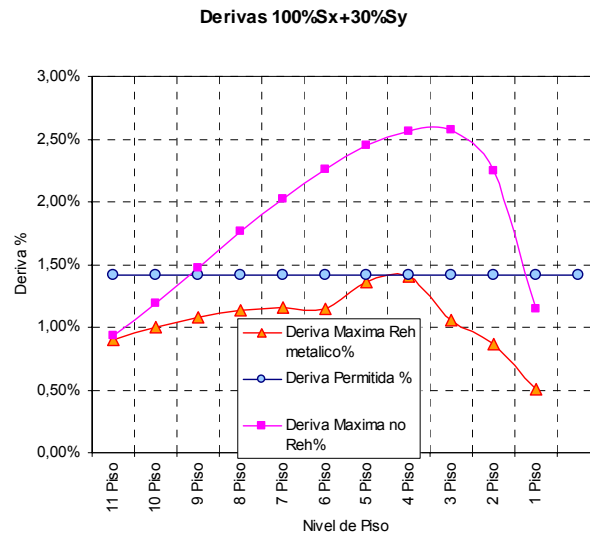
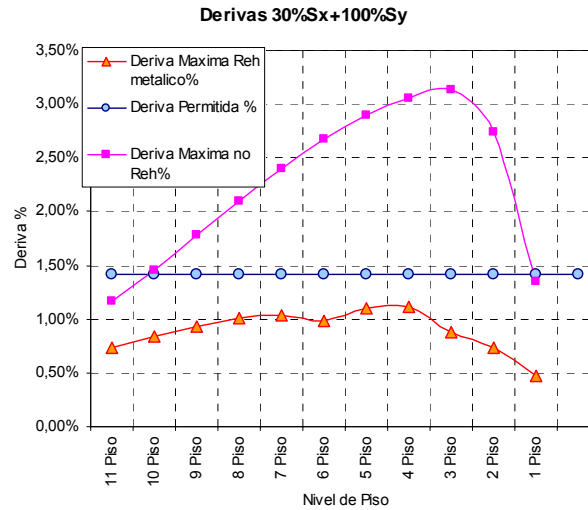


Tabla 6-5 Deriva de entrepiso para 30% SismoX + 100% SismoY

Piso	H entrepiso	Desplazamiento X	Desplazamiento Y	Deriva Máxima	Deriva Permitida	Índice de flexibilidad
11 Piso	280 cm	11,0 cm	25,2 cm	0,74%	1,42%	0,52
10 Piso	280 cm	10,1 cm	23,4 cm	0,84%	1,42%	0,59
9 Piso	280 cm	9,1 cm	21,3 cm	0,93%	1,42%	0,65
8 Piso	280 cm	8,0 cm	18,9 cm	1,00%	1,42%	0,71
7 Piso	280 cm	6,8 cm	16,4 cm	1,04%	1,42%	0,73
6 Piso	280 cm	5,7 cm	13,7 cm	0,99%	1,42%	0,69
5 Piso	280 cm	4,6 cm	11,2 cm	1,11%	1,42%	0,78
4 Piso	280 cm	3,5 cm	8,2 cm	1,11%	1,42%	0,78
3 Piso	280 cm	2,4 cm	5,3 cm	0,88%	1,42%	0,62
2 Piso	280 cm	1,4 cm	3,1 cm	0,74%	1,42%	0,52
1 Piso	280 cm	0,5 cm	1,2 cm	0,47%	1,42%	0,33
	0 cm	0,0 cm	0,0 cm	0,00%	1,42%	0,00

Figura 6-5 Derivas modelo rehabilitado y no rehabilitado $Y+0.3X$



Comparando las derivas obtenidas con las del modelo no rehabilitado, se aprecia una disminución considerable en estas, cumpliendo los requisitos exigidos por la NSR 98.

- Índices de Sobreesfuerzo: Los índices de sobreesfuerzo en las vigas después de realizada la rehabilitaron con arriostramiento metálico, en general presentan una notoria disminución. A pesar de que no todos alcanzan un valor inferior a 1.

En cuanto a los índices de sobreesfuerzo en columnas se pudo observar que las columnas que se encontraban adosadas al arriostramiento metálico presentaban índices mayores en los primeros pisos, ya que estos elementos se sometían a esfuerzos de compresión y principalmente a tensión. En los niveles superiores se observa una leve disminución en estos índices.

La información correspondiente a los índices de sobreesfuerzo para cada elemento se encuentra en el anexo 3.

6.3.1.2 Resultados obtenidos modelo inelástico rehabilitado

- Curvas de capacidad: La curva de capacidad de la estructura original y rehabilitada tiene la forma presentada en las Figuras 6.5 y 6.6. Se observa el aumento de rigidez y resistencia que produce en la estructura la colocación de arriostramiento metálico. Las curvas de capacidad se obtuvieron sometiendo la estructura a la acción de fuerzas monotónicas proporcionales al primer modo de vibración de la estructura con diagonales metálicas.

Figura 6-6 Curva de capacidad análisis Pushover sentido X

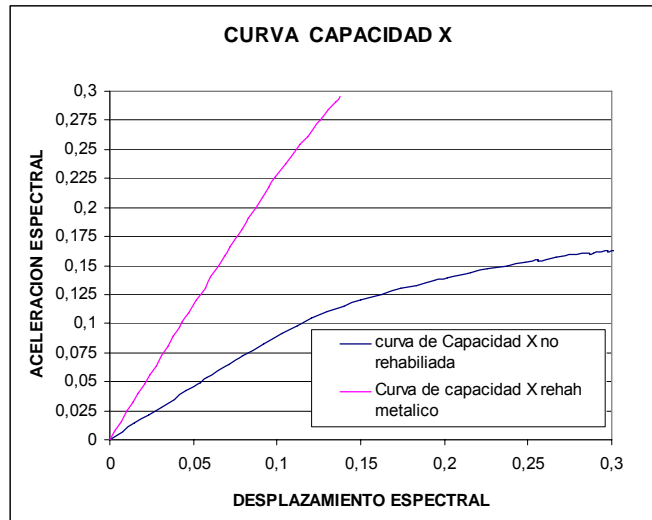
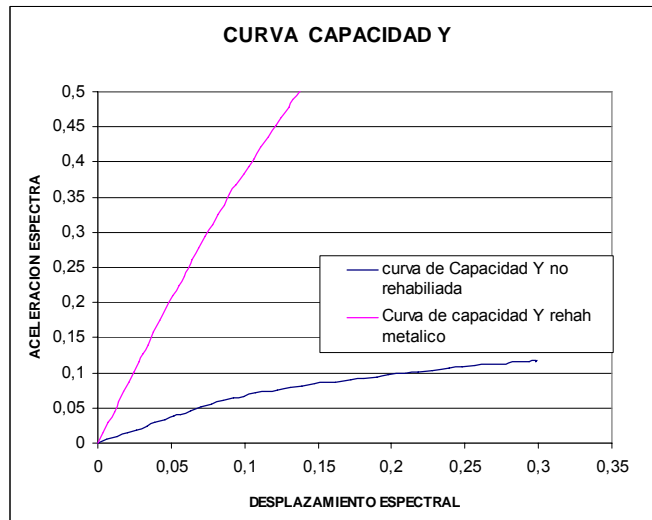


Figura 6-7 Curva de capacidad análisis Pushover sentido Y



- Puntos de comportamiento
Los puntos de comportamiento obtenidos tienen las siguientes características:

Figura 6-8 Punto de comportamiento análisis Pushover sentido X

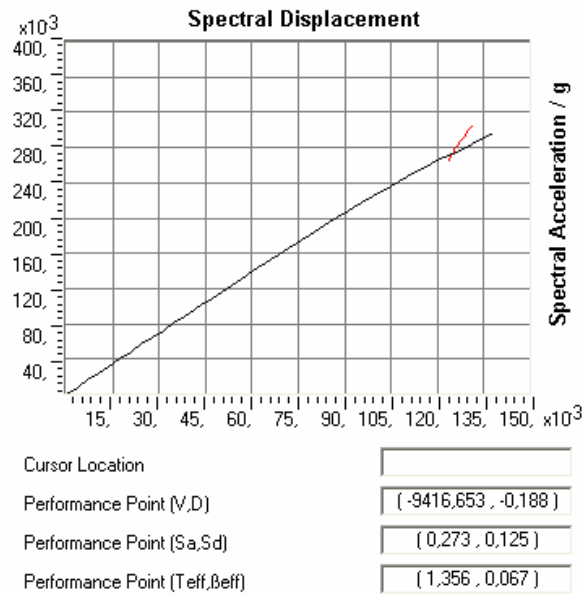


Tabla 6-6 Punto de comportamiento análisis Pushover sentido X

Parámetro	Unidad	Valor
Patrón de carga		Modal
Clasificación según ATC40		Estructura tipo B
Factor Kappa ATC40		0,66
Amortiguamiento intrínseco		0,05
Cortante Basal (punto de comportamiento)	KN	9417
Desplazamiento (punto de comportamiento)	cm	18,8
Amortiguamiento equivalente total		0,067

Tabla 6-7 Rotulas en el punto de comportamiento análisis Pushover sentido X

P U S H O V E R C U R V E

Pushover Case PUSHX

Step	Displacement	Base Force	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	TOTAL
0	0,0064	0,0000	1936	0	0	0	0	0	0	0	1936
1	9,867E-04	-274,9929	1936	0	0	0	0	0	0	0	1936
2	-0,0044	-549,9858	1936	0	0	0	0	0	0	0	1936
3	-0,0098	-824,9786	1936	0	0	0	0	0	0	0	1936
4	-0,0151	-1099,9716	1936	0	0	0	0	0	0	0	1936
5	-0,0205	-1374,9645	1936	0	0	0	0	0	0	0	1936
6	-0,0259	-1649,9573	1936	0	0	0	0	0	0	0	1936
7	-0,0313	-1924,9502	1936	0	0	0	0	0	0	0	1936
8	-0,0366	-2199,9431	1936	0	0	0	0	0	0	0	1936
9	-0,0420	-2474,9360	1936	0	0	0	0	0	0	0	1936
10	-0,0474	-2749,9290	1936	0	0	0	0	0	0	0	1936
11	-0,0528	-3024,9216	1936	0	0	0	0	0	0	0	1936
12	-0,0581	-3299,9146	1936	0	0	0	0	0	0	0	1936
13	-0,0610	-3445,0662	1935	1	0	0	0	0	0	0	1936
14	-0,0664	-3719,5232	1934	2	0	0	0	0	0	0	1936
15	-0,0742	-4121,8169	1932	4	0	0	0	0	0	0	1936
16	-0,0813	-4479,8247	1929	7	0	0	0	0	0	0	1936
17	-0,0871	-4772,0415	1924	12	0	0	0	0	0	0	1936
18	-0,0939	-5113,6636	1922	14	0	0	0	0	0	0	1936
19	-0,0999	-5412,0322	1916	20	0	0	0	0	0	0	1936
20	-0,1053	-5677,7593	1916	20	0	0	0	0	0	0	1936
21	-0,1158	-6195,2378	1913	23	0	0	0	0	0	0	1936
22	-0,1230	-6553,2065	1910	26	0	0	0	0	0	0	1936
23	-0,1294	-6862,6406	1905	31	0	0	0	0	0	0	1936
24	-0,1350	-7136,2427	1896	40	0	0	0	0	0	0	1936
25	-0,1417	-7458,4746	1890	46	0	0	0	0	0	0	1936
26	-0,1476	-7737,1587	1880	55	1	0	0	0	0	0	1936
27	-0,1567	-8126,7490	1874	60	2	0	0	0	0	0	1936
28	-0,1648	-8475,7939	1866	62	8	0	0	0	0	0	1936
29	-0,1714	-8753,7559	1852	73	11	0	0	0	0	0	1936
30	-0,1773	-8998,3135	1838	86	12	0	0	0	0	0	1936
31	-0,1840	-9268,1367	1816	103	17	0	0	0	0	0	1936
32	-0,1899	-9501,3652	1800	116	20	0	0	0	0	0	1936
33	-0,1972	-9785,2090	1788	127	21	0	0	0	0	0	1936

Figura 6-9 Punto de comportamiento análisis Pushover sentido Y

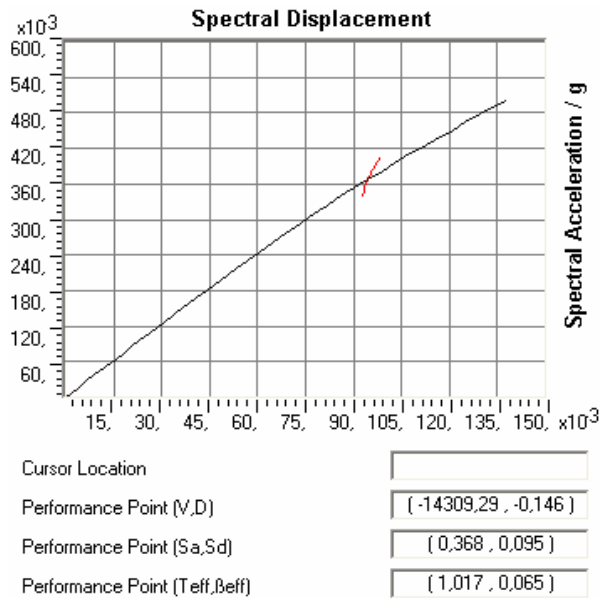


Tabla 6-8 Punto de comportamiento análisis Pushover sentido Y

Parámetro	Unidad	Valor
Patrón de carga		Modal
Clasificación según ATC40		Estructura tipo B
Factor Kappa ATC40		0,66
Amortiguamiento intrínseco		0,05
Cortante Basal (punto de comportamiento)	KN	14309
Desplazamiento (punto de comportamiento)	cm	14,6
Amortiguamiento equivalente total		0,065

Tabla 6-9 Rotulas en el punto de comportamiento análisis Pushover sentido Y

P U S H O V E R C U R V E

Pushover Case PUSHY

Step	Displacement	Base Force	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	TOTAL
0	0,0025	0,0000	1936	0	0	0	0	0	0	0	1936
1	-0,0030	-566,2346	1936	0	0	0	0	0	0	0	1936
2	-0,0085	-1132,4692	1936	0	0	0	0	0	0	0	1936
3	-0,0140	-1698,7039	1936	0	0	0	0	0	0	0	1936
4	-0,0195	-2264,9385	1936	0	0	0	0	0	0	0	1936
5	-0,0250	-2831,1731	1936	0	0	0	0	0	0	0	1936
6	-0,0305	-3397,4077	1936	0	0	0	0	0	0	0	1936
7	-0,0360	-3963,6423	1936	0	0	0	0	0	0	0	1936
8	-0,0415	-4529,8770	1936	0	0	0	0	0	0	0	1936
9	-0,0450	-4889,7607	1935	1	0	0	0	0	0	0	1936
10	-0,0505	-5455,0649	1935	1	0	0	0	0	0	0	1936
11	-0,0573	-6150,1187	1929	7	0	0	0	0	0	0	1936
12	-0,0634	-6777,4888	1922	14	0	0	0	0	0	0	1936
13	-0,0692	-7345,3481	1910	26	0	0	0	0	0	0	1936
14	-0,0771	-8122,5010	1903	33	0	0	0	0	0	0	1936
15	-0,0831	-8708,1416	1896	40	0	0	0	0	0	0	1936
16	-0,0887	-9246,5459	1885	51	0	0	0	0	0	0	1936
17	-0,0980	-10127,7471	1870	66	0	0	0	0	0	0	1936
18	-0,1047	-10754,1318	1862	73	1	0	0	0	0	0	1936
19	-0,1121	-11436,8525	1849	82	5	0	0	0	0	0	1936
20	-0,1188	-12057,9033	1840	84	12	0	0	0	0	0	1936
21	-0,1252	-12621,0420	1822	96	18	0	0	0	0	0	1936
22	-0,1320	-13193,0195	1811	103	22	0	0	0	0	0	1936
23	-0,1386	-13741,9600	1794	112	30	0	0	0	0	0	1936
24	-0,1453	-14278,6143	1764	136	36	0	0	0	0	0	1936
25	-0,1530	-14889,2158	1744	149	43	0	0	0	0	0	1936
26	-0,1585	-15329,2832	1726	163	47	0	0	0	0	0	1936
27	-0,1641	-15766,9082	1710	176	50	0	0	0	0	0	1936
28	-0,1723	-16399,0918	1692	190	51	3	0	0	0	0	1936
29	-0,1793	-16934,7656	1680	196	50	10	0	0	0	0	1936
30	-0,1880	-17594,3340	1658	210	49	19	0	0	0	0	1936
31	-0,1948	-18090,2949	1644	217	50	25	0	0	0	0	1936
32	-0,2029	-18590,1348	1619	235	53	29	0	0	0	0	1936
33	-0,2096	-19004,5547	1610	229	63	34	0	0	0	0	1936
34	-0,2175	-19486,3008	1601	228	71	35	0	1	0	0	1936

6.3.2 Modelo 2

Para aumentar la rigidez y la resistencia de la edificación en el sentido X se propone implementar diagonales metálicas en los pórticos A y D (entre los ejes 1 y 2). En el sentido Y se proponen diagonales en el eje (entre pórticos B y C). Tanto en sentido X como Y se adopta la configuración 5 para los 5 primeros niveles y la configuración 2 en los demás.

Una vez alcanzados los requisitos de derivas, y realizado el análisis inelástico, se presentaron en el modelo diferentes columnas que presentaban falla algunas a tensión como otras a compresión, provocando el colapso de la estructura, imposibilitando encontrar un punto de comportamiento en el análisis. Por lo que fue necesario intervenirlas aumentando su sección y refuerzo de acuerdo a la sollicitación.

Figura 6-10 Distribución en planta del arriostramiento metalico

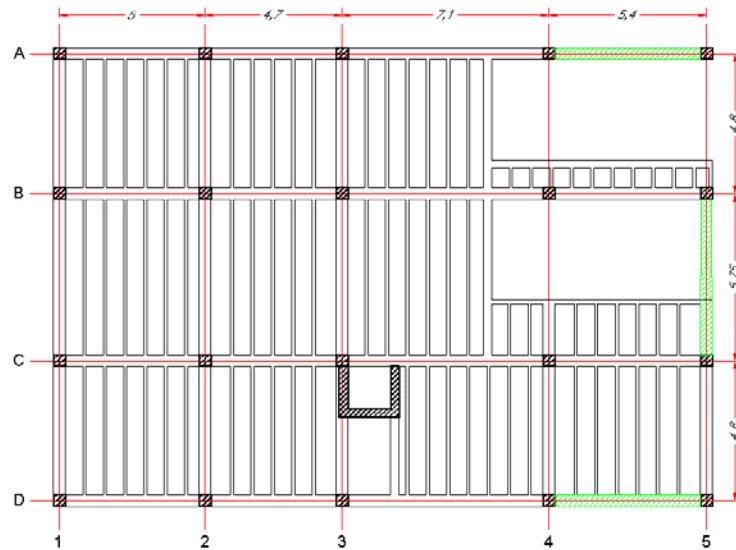
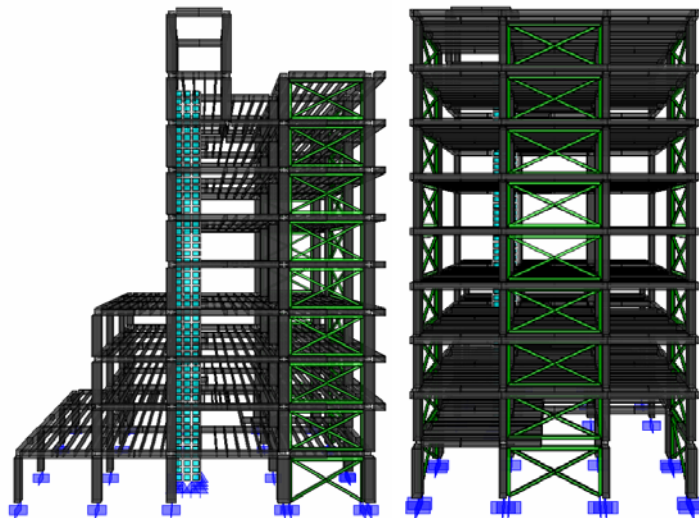
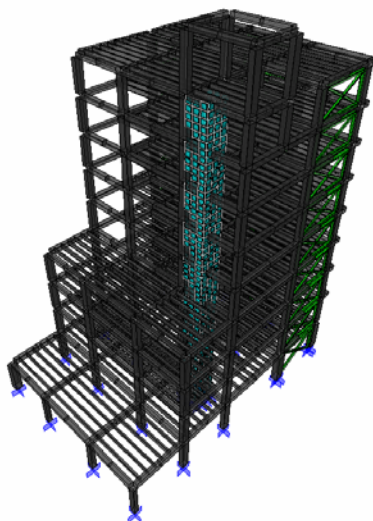


Figura 6-11 Alternativa rehabilitación arriostramiento metalico modelo 2





6.3.2.1 Resultados obtenidos modelo elástico rehabilitado

Los criterios utilizados para revisar la estructura rehabilitada, serán los correspondientes al control de daño (ATC-40 y FEMA-273), y control de derivas según NSR 98 a saber:

- No permitir derivas superiores al 1.42% de la altura de entrepiso para el modelo fisurado.
- No permitir rotaciones plásticas con un comportamiento que supere los límites superiores a seguridad en la vida.
- Periodos y modos de vibración.

Tabla 6-10 Periodos de vibración y porcentaje de participación de masa modelo sin fisurar

Participación Sentido X				Participación Sentido Y			
Modo	Periodo	Ux	Suma Ux	Modo	Periodo	Uy	Suma Uy
2	0,75135	0,432	0,6319	1	0,89077	0,365	0,36544
1	0,89077	0,2	0,2002	2	0,75135	0,21	0,57495
5	0,28196	0,135	0,79107	4	0,31809	0,084	0,7045
23	0,03682	0,056	0,94425	6	0,2588	0,058	0,76502
18	0,09144	0,027	0,85478	8	0,18601	0,047	0,81909
22	0,05673	0,022	0,8884	3	0,69408	0,046	0,62049
3	0,69408	0,019	0,65128	15	0,11315	0,031	0,86358
12	0,13241	0,014	0,82255	25	0,02983	0,024	0,91969
7	0,20534	0,011	0,80256	17	0,10034	0,018	0,88225

- Verificación cortante basal

Tabla 6-11 Verificación del cortante basal

Método de analisis	Periodo		Cortante X	Cortante Y
	Tx	Ty		
	[seg]	[seg]	[KN]	[KN]
Fuerza Horizontal Equivalente	0,83	0,83	9426,90	9426,90
Dinámico Espectral	0,75	0,89	7173,87	6664,29
V_{FHE} / V_{MDE}	-	-	1,31	1,41
Comentario	Aumentar las fuerzas sísmicas por un factor de 1.41 para cumplir con NSR-98 A.5.4.5.			

- Desplazamientos y Derivas

Tabla 6-12 Deriva de entrepiso para 100% SismoX + 30% SismoY

Piso	H entrepiso	Desplazamiento X	Desplazamiento Y	Deriva Máxima	Deriva Permitida	Índice de flexibilidad
9 Piso	300 cm	14,86 cm	10,02 cm	0,63%	1,42%	0,45
8 Piso	300 cm	13,21 cm	9,06 cm	0,68%	1,42%	0,48
7 Piso	300 cm	11,45 cm	8,03 cm	0,66%	1,42%	0,47
6 Piso	300 cm	9,70 cm	7,09 cm	0,70%	1,42%	0,49
5 Piso	300 cm	7,89 cm	6,06 cm	0,70%	1,42%	0,49
4 Piso	300 cm	6,10 cm	4,95 cm	0,71%	1,42%	0,50
3 Piso	300 cm	4,35 cm	3,75 cm	0,70%	1,42%	0,49
2 Piso	300 cm	2,65 cm	2,50 cm	0,75%	1,42%	0,53
1 Piso	300 cm	1,03 cm	0,94 cm	0,47%	1,42%	0,33
Base	0 cm	0,00 cm	0,00 cm			

Figura 6-12 Derivas modelo rehabilitado y no rehabilitado 0.3Y+X

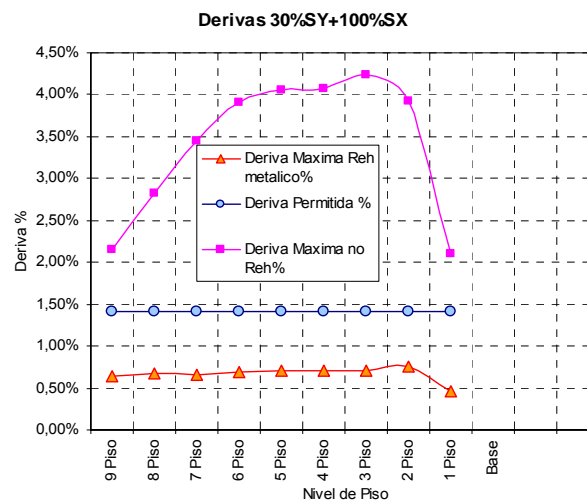
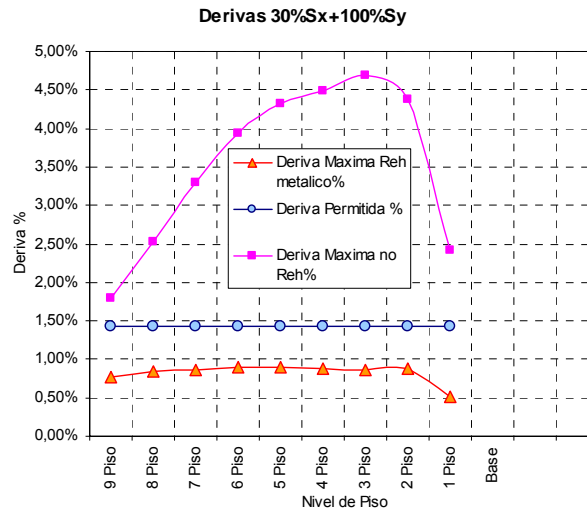


Tabla 6-13 Deriva de entrepiso para 30% SismoX + 100% SismoY

Piso	H entrepiso	Desplazamiento X	Desplazamiento Y	Deriva Máxima	Deriva Permitida	Índice de flexibilidad
9 Piso	300 cm	15,73 cm	15,36 cm	0,77%	1,42%	0,54
8 Piso	300 cm	14,07 cm	13,78 cm	0,84%	1,42%	0,59
7 Piso	300 cm	12,20 cm	12,10 cm	0,86%	1,42%	0,61
6 Piso	300 cm	10,11 cm	10,58 cm	0,89%	1,42%	0,63
5 Piso	300 cm	7,99 cm	8,96 cm	0,90%	1,42%	0,63
4 Piso	300 cm	5,92 cm	7,24 cm	0,89%	1,42%	0,62
3 Piso	300 cm	3,98 cm	5,42 cm	0,86%	1,42%	0,61
2 Piso	300 cm	2,19 cm	3,54 cm	0,88%	1,42%	0,62
1 Piso	300 cm	0,79 cm	1,31 cm	0,51%	1,42%	0,36
Base	0 cm	0,00 cm	0,00 cm			

Figura 6-13 Derivas modelo rehabilitado y no rehabilitado Y+0.3X



Comparando las derivas obtenidas con las del modelo no rehabilitado, se aprecia una disminución considerable en estas, cumpliendo los requisitos exigidos por la NSR 98.

- Índices de Sobreesfuerzo: Los índices de sobreesfuerzo en las vigas después de realizada la rehabilitaron con arriostramiento metálico, en general presentan una notoria disminución. A pesar de que no todos alcanzan un valor inferior a 1.

En cuanto a los índices de sobreesfuerzo en columnas se pudo observar que las columnas que se encontraban adosadas al arriostramiento metálico presentaban índices mayores en los primeros pisos, ya que estos elementos se sometían a esfuerzos de compresión y principalmente a tensión. En los niveles superiores se observa una leve disminución en estos índices.

La información correspondiente a los índices de sobreesfuerzo para cada elemento se encuentra en el anexo 6

6.3.2.2 Resultados obtenidos modelo inelástico rehabilitado

- Curvas de capacidad: La curva de capacidad de la estructura original y rehabilitada tiene la forma presentada en las Figuras 6.13 y 6.14. Se observa el aumento de rigidez y resistencia que produce en la estructura la colocación de muros estructurales.. Las curvas de capacidad se obtuvieron sometiendo la estructura a la acción de fuerzas monótonicas proporcionales al primer modo de vibración de la estructura con muros.

Figura 6-14 Curva de capacidad análisis Pushover sentido X

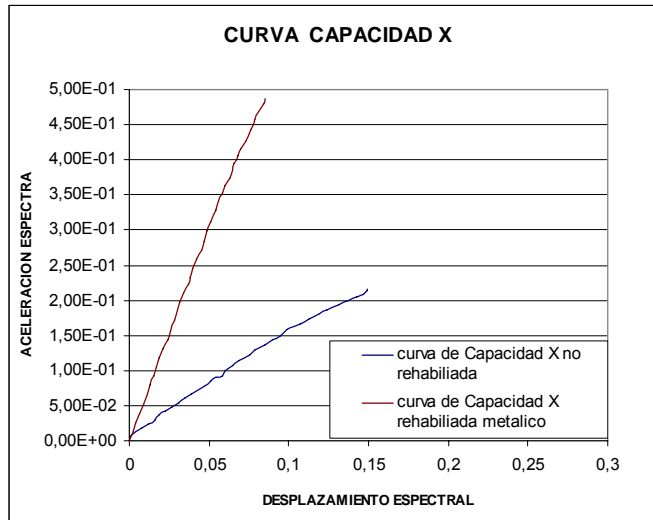
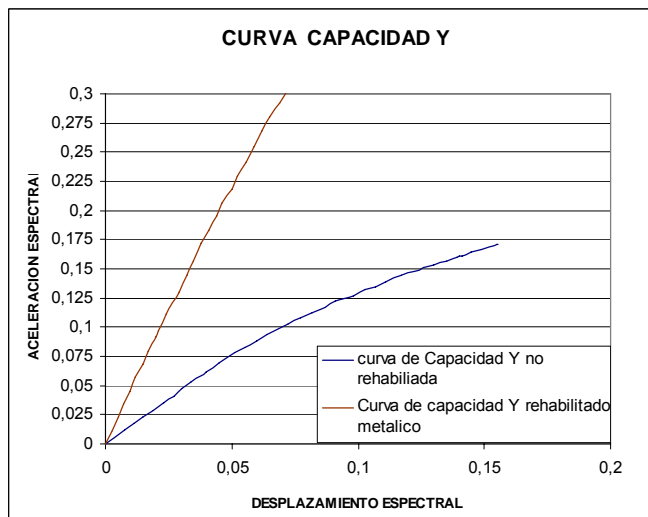


Figura 6-15 Curva de capacidad análisis Pushover sentido Y



Puntos de comportamiento: Los puntos de comportamiento obtenidos tienen las siguientes características:

Figura 6-16 Punto de comportamiento análisis Pushover sentido X

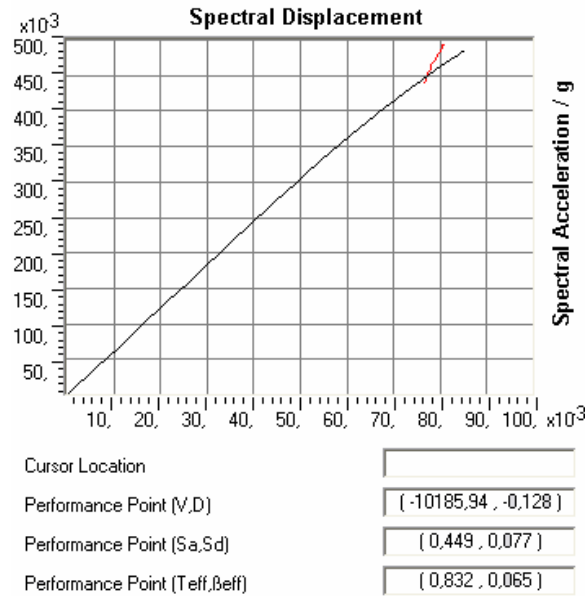


Tabla 6-14 Punto de comportamiento análisis Pushover sentido X

Parámetro	Unidad	Valor
Patrón de carga		Modal
Clasificación según ATC40		Estructura tipo B
Factor Kappa ATC40		0,66
Amortiguamiento intrínseco		0,05
Cortante Basal (punto de comportamiento)	KN	-10185,940
Desplazamiento (punto de comportamiento)	m	-0,128
Amortiguamiento equivalente total		0,065

Tabla 6-15 Rotulas en el punto de comportamiento Pushover sentido X

P U S H O V E R C U R V E

Pushover Case PUSHX

Step	Displacement	Base Force	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	TOTAL
0	-0,0011	0,0000	681	0	0	0	0	0	0	0	681
1	-0,0046	-295,2082	681	0	0	0	0	0	0	0	681
2	-0,0081	-590,4164	681	0	0	0	0	0	0	0	681
3	-0,0116	-885,6247	681	0	0	0	0	0	0	0	681
4	-0,0151	-1180,8329	681	0	0	0	0	0	0	0	681
5	-0,0186	-1476,0411	681	0	0	0	0	0	0	0	681
6	-0,0221	-1771,2494	681	0	0	0	0	0	0	0	681
7	-0,0256	-2066,4575	681	0	0	0	0	0	0	0	681
8	-0,0291	-2361,6658	681	0	0	0	0	0	0	0	681
9	-0,0326	-2656,8740	681	0	0	0	0	0	0	0	681
10	-0,0361	-2952,0823	681	0	0	0	0	0	0	0	681
11	-0,0396	-3247,2905	681	0	0	0	0	0	0	0	681
12	-0,0431	-3542,4988	681	0	0	0	0	0	0	0	681
13	-0,0466	-3837,7070	681	0	0	0	0	0	0	0	681
14	-0,0501	-4132,9150	681	0	0	0	0	0	0	0	681
15	-0,0536	-4428,1235	681	0	0	0	0	0	0	0	681
16	-0,0571	-4723,3315	681	0	0	0	0	0	0	0	681
17	-0,0606	-5018,5400	681	0	0	0	0	0	0	0	681
18	-0,0632	-5241,1919	680	1	0	0	0	0	0	0	681
19	-0,0667	-5534,3936	680	1	0	0	0	0	0	0	681
20	-0,0702	-5827,5952	680	1	0	0	0	0	0	0	681
21	-0,0737	-6120,7969	680	1	0	0	0	0	0	0	681
22	-0,0772	-6413,9990	679	2	0	0	0	0	0	0	681
23	-0,0807	-6707,0728	677	4	0	0	0	0	0	0	681
24	-0,0842	-6999,8701	676	5	0	0	0	0	0	0	681
25	-0,0892	-7416,1899	672	8	1	0	0	0	0	0	681
26	-0,0927	-7687,1606	671	9	1	0	0	0	0	0	681
27	-0,0962	-7957,8354	669	11	1	0	0	0	0	0	681
28	-0,0997	-8215,8262	667	13	1	0	0	0	0	0	681
29	-0,1032	-8473,5898	667	13	1	0	0	0	0	0	681
30	-0,1093	-8914,7979	659	17	5	0	0	0	0	0	681
31	-0,1128	-9163,4854	657	18	6	0	0	0	0	0	681
32	-0,1164	-9416,2930	649	25	7	0	0	0	0	0	681
33	-0,1199	-9661,2500	648	25	8	0	0	0	0	0	681
34	-0,1251	-10024,2119	645	28	8	0	0	0	0	0	681
35	-0,1308	-10401,8359	637	35	9	0	0	0	0	0	681
36	-0,1343	-10638,4385	631	41	9	0	0	0	0	0	681

Figura 6-17 Punto de comportamiento análisis Pushover sentido Y

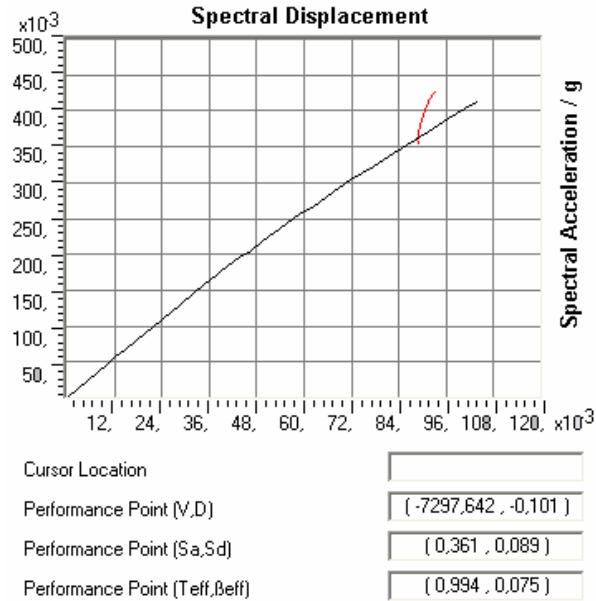


Tabla 6-16 Punto de comportamiento análisis Pushover sentido Y

Parámetro	Unidad	Valor
Patrón de carga		Modal
Clasificación según ATC40		Estructura tipo B
Factor Kappa ATC40		0,66
Amortiguamiento intrínseco		0,05
Cortante Basal (punto de comportamiento)	KN	7297,642
Desplazamiento (punto de comportamiento)	cm	-0,101
Amortiguamiento equivalente total		0,075

Tabla 6-17 Rotulas en el punto de comportamiento Pushover sentido Y

P U S H O V E R C U R V E

Pushover Case PUSHY

step	Displacement	Base Force	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	TOTAL
0	0,0018	0,0000	681	0	0	0	0	0	0	0	681
1	-0,0012	-234,1808	681	0	0	0	0	0	0	0	681
2	-0,0042	-468,3616	681	0	0	0	0	0	0	0	681
3	-0,0072	-702,5424	681	0	0	0	0	0	0	0	681
4	-0,0102	-936,7233	681	0	0	0	0	0	0	0	681
5	-0,0132	-1170,9041	681	0	0	0	0	0	0	0	681
6	-0,0162	-1405,0848	681	0	0	0	0	0	0	0	681
7	-0,0192	-1639,2657	681	0	0	0	0	0	0	0	681
8	-0,0222	-1873,4465	681	0	0	0	0	0	0	0	681
9	-0,0240	-2009,3911	680	1	0	0	0	0	0	0	681
10	-0,0277	-2297,6833	678	3	0	0	0	0	0	0	681
11	-0,0328	-2692,9548	674	7	0	0	0	0	0	0	681
12	-0,0367	-2988,0420	666	15	0	0	0	0	0	0	681
13	-0,0400	-3236,3850	663	18	0	0	0	0	0	0	681
14	-0,0442	-3548,3088	654	27	0	0	0	0	0	0	681
15	-0,0473	-3776,2590	647	34	0	0	0	0	0	0	681
16	-0,0507	-4015,0305	639	42	0	0	0	0	0	0	681
17	-0,0537	-4230,8618	633	48	0	0	0	0	0	0	681
18	-0,0573	-4485,7197	622	59	0	0	0	0	0	0	681
19	-0,0605	-4707,8608	613	68	0	0	0	0	0	0	681
20	-0,0642	-4964,3008	606	75	0	0	0	0	0	0	681
21	-0,0680	-5221,0547	597	82	2	0	0	0	0	0	681
22	-0,0719	-5479,4087	586	92	3	0	0	0	0	0	681
23	-0,0753	-5708,6592	579	99	3	0	0	0	0	0	681
24	-0,0791	-5956,6240	568	107	6	0	0	0	0	0	681
25	-0,0826	-6178,4629	562	107	12	0	0	0	0	0	681
26	-0,0858	-6379,8804	551	113	17	0	0	0	0	0	681
27	-0,0888	-6567,3765	548	114	19	0	0	0	0	0	681
28	-0,0929	-6811,1426	545	109	27	0	0	0	0	0	681
29	-0,0969	-7050,2925	540	112	29	0	0	0	0	0	681
30	-0,1003	-7253,5796	537	111	33	0	0	0	0	0	681
31	-0,1057	-7572,0332	534	111	34	2	0	0	0	0	681
32	-0,1098	-7815,6675	530	109	40	2	0	0	0	0	681
33	-0,1144	-8088,3794	526	108	44	3	0	0	0	0	681
34	-0,1174	-8258,6875	524	108	46	3	0	0	0	0	681
35	-0,1182	-8305,7969	524	105	49	3	0	0	0	0	681

Se obtiene un resultado satisfactorio en el análisis inelástico, ya que ninguna rotula supera el límite de seguridad en la vida en el punto de comportamiento de la estructura.

7. COMPARACIONES Y CONCLUSIONES

En el presente capítulo se presentan las comparaciones del impacto de las alternativas de rehabilitación desarrolladas sobre el comportamiento de la estructura se encuentran a continuación las variables que determinaron la decisión sobre la rehabilitación, enfrentadas a los resultados obtenidos en los modelos posteriores a la intervención.

Además se presenta una estimación de costos de cada una de las alternativas tomando en cuenta los principales ítems que definen el costo total.

7.1 APORTE DE RIGIDEZ

7.1.1 Comparación de derivas

Figura 7-1 Comparación de derivas 30% sismo X+100% sismo Y modelo 1

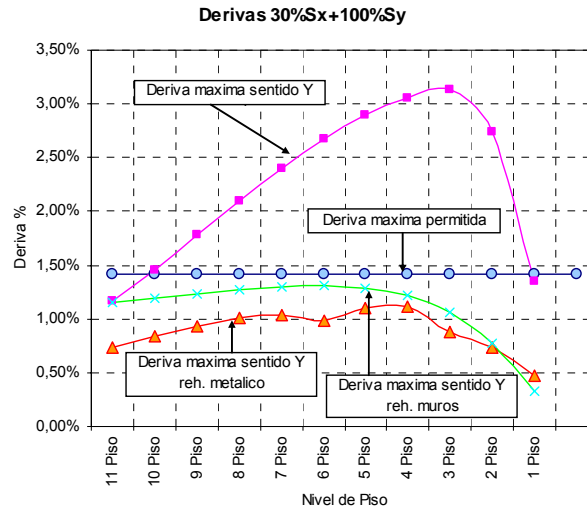


Figura 7-2 Comparación de derivas 100% sismo X+30% sismo Y modelo 1

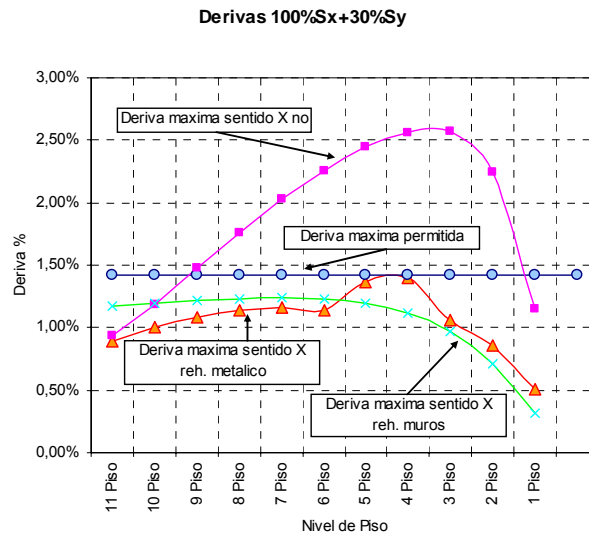


Figura 7-3 Comparación de derivas 30% sismo X+100% sismo Y modelo 2

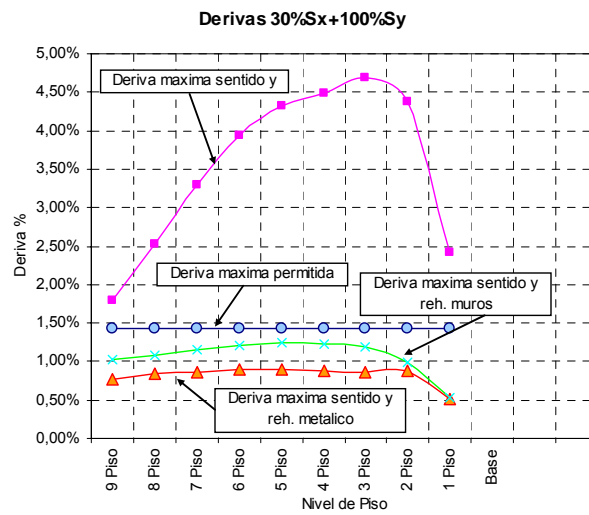
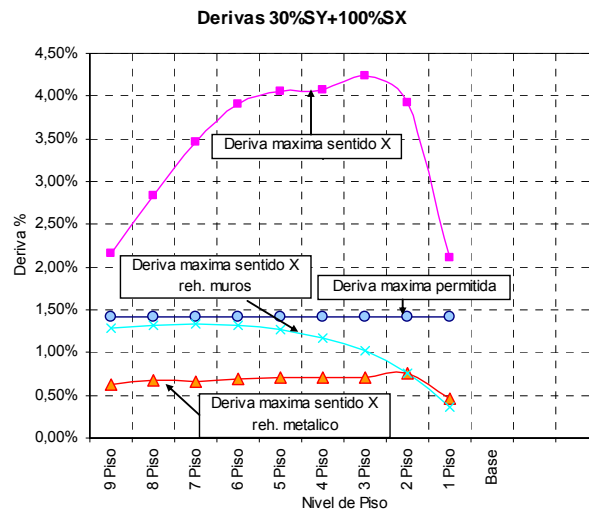


Figura 7-4 Comparación de derivas 100% sismo X+30% sismo Y modelo 2



7.1.2 Comparación de curvas demanda-capacidad

Figura 7-5 Comparación de curvas demanda- capacidad Pushover sentido X modelo 1

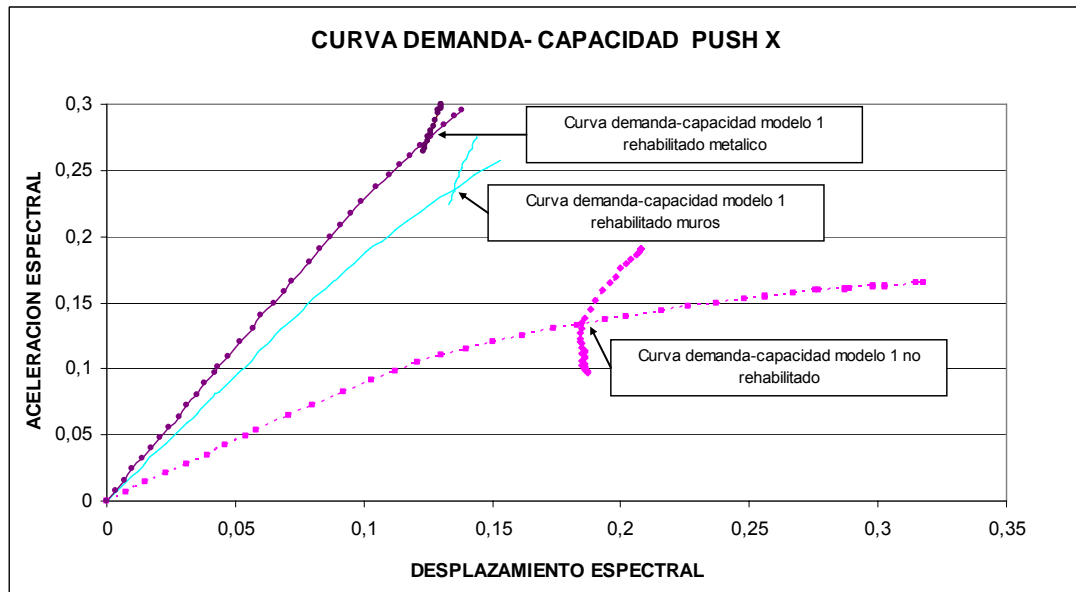


Figura 7-6 Comparación de curvas demanda-capacidad Pushover sentido Y modelo 1

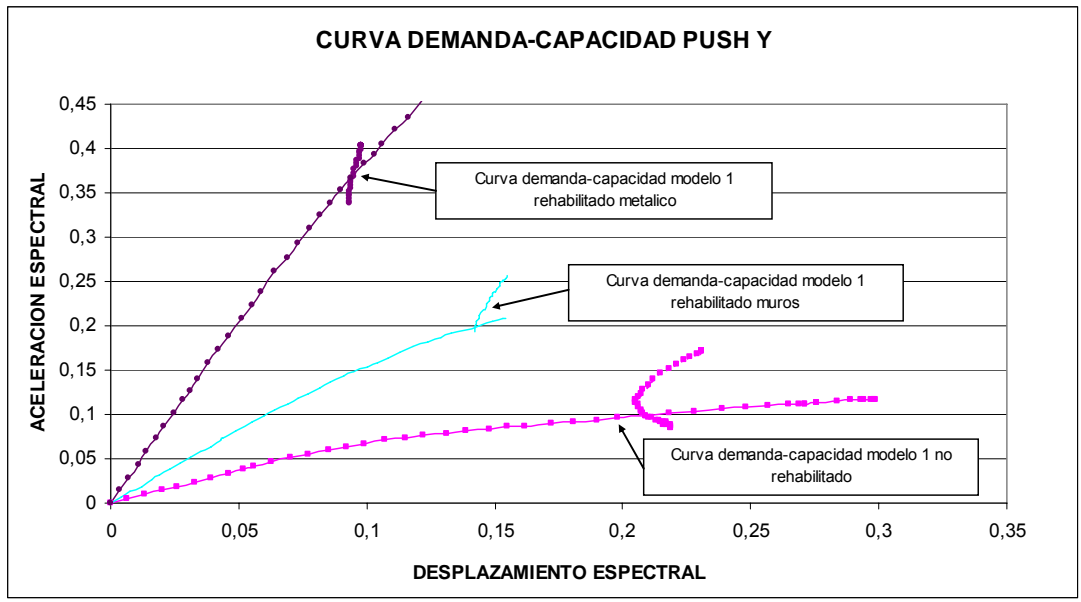


Figura 7-7 Comparación de curvas demanda- capacidad Pushover sentido Y modelo 2

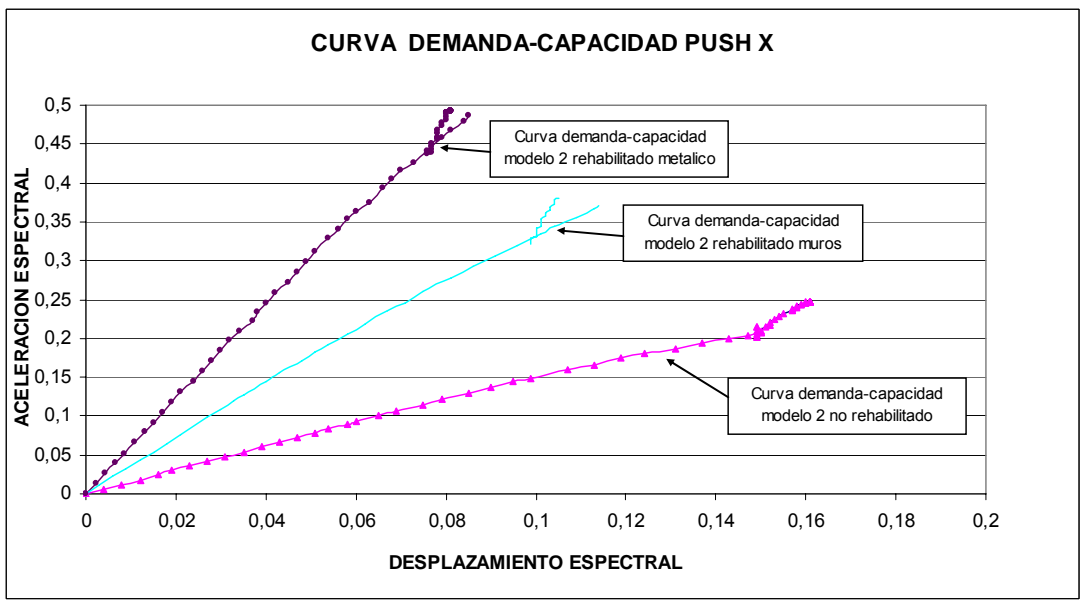
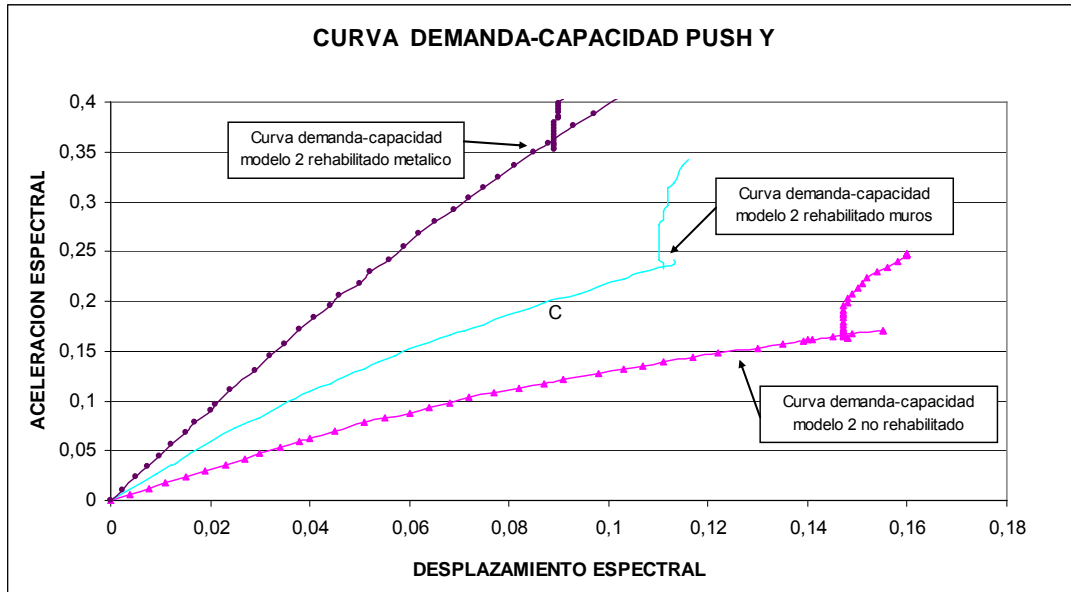


Figura 7-8 Comparación de curvas demanda- capacidad Pushover sentido Y modelo 2



Comparando los resultados obtenidos en cuanto a derivas y curvas de capacidad, se puede observar en forma cualitativa, un mayor aporte de rigidez en el caso de arriostramiento metálico, es claro que con este tipo de rehabilitación, la longitud rehabilitada en los tramos de los pórticos es mayor, debido a que requiere mayor intervención para alcanzar los límites permitidos de derivas, además constructivamente no nos permite intervenir solo un tramo de la luz, como si es posible en la rehabilitación con muros.

En el proceso de obtención de las alternativas a desarrollar con cada método, y aplicando la misma longitud y ubicación de intervención con los dos sistemas, se aprecia que la cantidad de rigidez aportada por metro de intervención es superior en la rehabilitación con muros de cortante.

7.1.3 Comparación de la rigidez efectiva de cada modelo

Partiendo de los valores de periodo (T) obtenidos en el análisis modal para cada modelo y aplicando la ecuación 7.1 se obtienen los valores de rigidez para cada modelo.

$$T = 2\pi * \sqrt{\frac{m}{k}}$$

Tabla 7-1 Comparación de rigidez efectiva modelo 1

modelo	Periodo (s)	m (Ton)	k (KN/m)
Modelo 1 no rehab. Sentido X	1,58	3930,45	62156,95
Modelo 1 no rehab. Sentido Y	1,74	3930,45	51251,35
Modelo 1 rehab. muros Sentido X	1,3	4279,74	99975,24
Modelo 1 rehab. muros Sentido Y	1,33	4279,74	95515,94
Modelo 1 rehab. metalico Sentido X	0,96	4002,20	171442,18
Modelo 1 rehab. metalico Sentido Y	0,87	4002,20	208747,67

Tabla 7-2 Comparación de rigidez efectiva modelo 2

modelo	Periodo (s)	m (Ton)	k (KN/m)
Modelo 2 no rehab. Sentido X	1,33	2184,47	48753,39
Modelo 2 no rehab. Sentido Y	1,52	2184,47	37326,81
Modelo 2 rehab. muros Sentido X	1,29	2313,36	54881,40
Modelo 2 rehab. muros Sentido Y	1,38	2313,36	47956,38
Modelo 2 rehab. metalico Sentido X	0,75	2221,42	155908,22
Modelo 2 rehab. metalico Sentido Y	0,89	2221,42	110716,29

Se puede observar en la tabla 7.1 y 7.2 que la rehabilitación con arriostramiento metálico genera un aumento de rigidez en las estructuras, muy superior al obtenido en la rehabilitación con muros de cortante, no quiere decir esto, que la alternativa planteada con arriostramiento metálico este mal desarrollada, si no que esta presenta limitaciones debido a la configuración de la estructura, y a la configuración requerida para la instalación de los elementos metálicos como se ha expresado anteriormente.

7.2 AMORTIGUAMIENTO

Tabla 7-3 Amortiguamientos modelo 1

modelo	Periodo (s)	Amortig. intrinseco	Amortig. total equiva.
Modelo 1 no rehab. Sentido X	1,58	5,00%	11,70%
Modelo 1 no rehab. Sentido Y	1,74	5,00%	15,30%
Modelo 1 rehab. muros Sentido X	1,3	5,00%	7,60%
Modelo 1 rehab. muros Sentido Y	1,33	5,00%	9,30%
Modelo 1 rehab. metalico Sentido X	0,96	5,00%	6,70%
Modelo 1 rehab. metalico Sentido Y	0,87	5,00%	6,50%

Tabla 7-4 Amortiguamientos modelo 2

modelo	Periodo (s)	Amortig. intrinseco	Amortig. total equiva.
Modelo 2 no rehab. Sentido X	1,33	5,00%	8,10%
Modelo 2 no rehab. Sentido Y	1,52	5,00%	12,00%
Modelo 2 rehab. muros Sentido X	1,29	5,00%	7,20%
Modelo 2 rehab. muros Sentido Y	1,38	5,00%	10,80%
Modelo 2 rehab. metalico Sentido X	0,75	5,00%	6,50%
Modelo 2 rehab. metalico Sentido Y	0,89	5,00%	7,50%

Como se puede observar, en las tablas 7.3 y 7.4 se presenta una disminución en el amortiguamiento total equivalente en los modelos al ser rehabilitados. Además, relacionando la información anterior con las tablas 7.1 y 7.2, se evidencia una relación inversa entre la rigidez de la estructura y el amortiguamiento total equivalente propio de la misma.

7.3 CONCENTRACION DE ESFUERZOS

Aunque las soluciones finalmente obtenidas a cada una de las vulnerabilidades detectadas en las estructuras que se analizaron satisfacen los requerimientos para el nivel de desempeño planteado como objetivo en el proceso de su obtención se detectan consecuencias nocivas de los métodos utilizados (muros de cortante y arriostramiento metálico) que en algunos casos alcanzan para obligar a intervenciones adicionales en columnas (encamisado), en las vigas se analizaron en forma detallada (análisis de fibras) sus propiedades, permitiendo verificar su capacidad de soportar este aumento en la sollicitación.

Generalmente las consecuencias sobre las columnas se presentaron en la alternativa de arriostramiento metálico, especialmente en los primeros pisos de la

edificación, se desarrollaron elevados esfuerzos tanto a compresión como a tensión.

Los problemas en las vigas eran propios de la rehabilitación con muros de cortante, casi en la totalidad de los casos cuando un muro no cubre la totalidad de la luz, generalmente se ven afectadas las vigas adyacentes a este.

7.4 COSTOS DE LAS ALTERNATIVAS DE REHABILITACION

Para obtener una estimación del costo de cada una de las alternativas planteadas, se extrajeron de los modelos de SAP 2000 las masas adicionales de cada material y a partir de estas asumiendo los costos extraídos de la edición 139 (junio-agosto 2006) de Construdata se obtienen los resultados de precios presentados en las tablas 7.5 a 7.8.

Tabla 7-5 Cantidades y costos rehabilitación modelo 1 con muros de cortante.

Actividad: Rehabilitacion estructural muros de cortante modelo 1				
Item	unidades	Cantidad	valor unitario	valor parcial
Acero Columnas	Kg	298	\$ 2.315,58	\$ 690.041,95
Acero Muros	Kg	4037	\$ 2.315,58	\$ 9.347.984,35
Concreto columnas	m³	0,65	\$ 515.409,00	\$ 335.015,85
Concreto muros	m³	145	\$ 515.409,00	\$ 74.734.305,00
			total:	\$ 85.107.347,15

Tabla 7-6 Cantidades y costos rehabilitación modelo 1 con arriostramiento metálico

Actividad: Rehabilitacion estructural arriostramiento metalico modelo 1				
Item	unidades	Cantidad	valor unitario	valor parcial
Acero Columnas	Kg	2495	\$ 2.315,58	\$ 5.777.364,62
Perfiles de acero	Kg	58850	\$ 6.500,00	\$ 382.525.000,00
Concreto columnas	m³	5,4	\$ 515.409,00	\$ 2.783.208,60
			total:	\$ 391.085.573,22

Tabla 7-7 Cantidades y costos rehabilitación modelo 2 con muros de cortante.

Actividad: Rehabilitacion estructural muros de cortante modelo 2				
Item	unidades	Cantidad	valor unitario	valor parcial
Acero Columnas	Kg	978	\$ 2.315,58	\$ 2.264.634,31
Acero Muros	Kg	4566	\$ 2.315,58	\$ 10.572.924,58
Concreto columnas	m ³	1	\$ 515.409,00	\$ 515.409,00
Concreto muros	m ³	52,7	\$ 515.409,00	\$ 27.162.054,30
			total:	\$ 40.515.022,19

Tabla 7-8 Cantidades y costos rehabilitación modelo 2 con arriostramiento metálico

Actividad: Rehabilitacion estructural arriostramiento metalico modelo 2				
Item	unidades	Cantidad	valor unitario	valor parcial
Acero Columnas	Kg	1991	\$ 2.315,58	\$ 4.610.313,81
Perfiles de acero	Kg	28730	\$ 6.500,00	\$ 186.745.000,00
Concreto columnas	m ³	3,4	\$ 515.409,00	\$ 1.752.390,60
			total:	\$ 193.107.704,41

Con el fin de obtener una estimación del consumo de recursos por metro cuadrado para cada una de las rehabilitaciones desarrolladas en el presente proyecto, se presentan en las tablas 7.9 y 7.10 los índices de consumo para cada uno de los recursos considerados.

Tabla 7-9 Índices de consumo de recursos por metro cuadrado rehabilitaciones modelo 1

modelo:	1		
Area (m ²):	4814,87		
Rehabilitacion muros de cortante:			
item	unidad	cantidad	item/m ²
Acero refuerzo	Kg	4335,00	0,900
Concreto	m ³	145,65	0,030
Valor	\$	85107347,15	17675,957
Rehabilitacion arriostramiento metalico:			
item	unidad	cantidad	item/m ²
Acero refuerzo	Kg	2495,00	0,518
Acero perfiles	Kg	58850,00	12,223
Concreto	m ³	5,40	0,001
Valor	\$	391085573,22	81224,619

Tabla 7-10 Índices de consumo de recursos por metro cuadrado rehabilitaciones modelo 2

modelo: 2			
Area (m²): 3066,93			
Rehabilitacion muros de cortante:			
item	unidad	cantidad	item/m ²
Acero refuerzo	Kg	5544,00	1,808
Concreto	m ³	53,70	0,018
Valor	\$	40515022,19	13210,286
Rehabilitacion arriostramiento metalico:			
item	unidad	cantidad	item/m ²
Acero refuerzo	Kg	1991,00	0,649
Acero perfiles	Kg	28730,00	9,368
Concreto	m ³	3,40	0,001
Valor	\$	193107704,41	62964,497

Comparando costos de rehabilitación por metro cuadrado encontramos una relación (costo m² rehabilitado metálico)/(costo m² rehabilitado muros) de 4.6 para el modelo 1 y 4.77 para el modelo 2, evidenciando un alto costo de la rehabilitación con arriostramiento metálico en relación a la rehabilitación con muros estructurales. A la hora de seleccionar alguna de las 2 alternativas, el costo es un factor importante, no obstante la selección puede ser definida por otras variables tales como el tiempo de ejecución de la obra, impacto arquitectónico o influencia del proceso constructivo en la funcionalidad de la estructura durante la intervención, factores en los cuales la alternativa con arriostramiento metálico presenta ventajas.

Realizando una comparación entre las alternativas para el modelo 1 vs alternativas para el modelo 2 se pudo observar un incremento aproximadamente del 30% en el precio por metro cuadrado de rehabilitación de un modelo con respecto al otro, esto esta directamente relacionado con la magnitud de la vulnerabilidad encontrada en el análisis previo.

8. OBSERVACIONES

- En el presente proyecto se plantearon alternativas de rehabilitación estructural para los modelos analizados, buscando un nivel de comportamiento estructural de seguridad de la vida. Sin embargo, según criterios del ATC-40 para garantizar este nivel de comportamiento de la edificación, es necesario garantizar este nivel de comportamiento en los elementos no estructurales.
- En la rehabilitación con arriostramiento metálico con diagonales, estas se pueden unir a los pórticos existentes si estos demuestran tener la capacidad de resistir las demandas ante las nuevas solicitudes de carga generadas con los nuevos elementos estructurales. Ya que las fuerzas axiales en las columnas presentan un incremento considerable, si estas nuevas solicitudes exceden la capacidad de las columnas (como lo ocurrido en ambos modelos) es mejor adaptar marcos metálicos alrededor del pórtico para minimizar estos daños.
- En cuanto al diseño de los elementos metálicos propuestos en esta rehabilitación se debe hacer énfasis en el correcto diseño y construcción de uniones (soldaduras, pernos, platinas y anclajes) entre estos elementos y de estos a la estructura.
- En el caso de la rehabilitación con muros de cortante, se recomienda en lo posible diseñar el muro a lo largo de toda la luz, ya que de lo contrario, se concentrarán esfuerzos en las vigas adyacentes al muro.
- Una vez garantizado el comportamiento deseado en el sistema de pórticos para cualquiera de las dos alternativas de rehabilitación estudiadas es importante analizar el comportamiento de la cimentación ya que se pueden generar sobreesfuerzo en la misma y en algunos casos exceder la capacidad portante del suelo. Para cubrir estas deficiencias generadas se puede optar por instalar zapatas adicionales, aumentar la sección de los cimientos existente o adicionar vigas de amarre, sistemas de pilotaje.

9. METOLOGIA RECOMENDADA

Durante el presente estudio se implemento una metodología típica para la realización de un análisis de vulnerabilidad sísmica de edificaciones y el posterior desarrollo de alternativas de rehabilitación, algunas de las actividades enmarcadas en este proceso no fueron tomadas en cuenta debido a las limitaciones de este proyecto por lo tanto se presenta a continuación el procedimiento completo recomendado:

9.1 DETERMINACIÓN DE VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL

9.1.1 Recopilación y revisión de la información existente.

Esta actividad incluye la recopilación de planos, estudios de suelos, y toda la información referente al diseño y construcción de la estructura, tales como el año de construcción, el dimensionamiento de la estructura, tipo de cimentación, tipos de conexiones, dimensionamiento de elementos estructurales, cargas actuantes y disposición de elementos no estructurales.

Toda la información obtenida en esta etapa permite hacer una valoración previa detectando posibles fallas fácilmente detectables o devidas a condiciones propias del desarrollo del proyecto en el momento de su ejecución, tales como la normativa existente y deficiencias en los procesos constructivos.

Las conclusiones obtenidas en este análisis previo permitirán enfocar un posterior estudio técnico detallado.

9.1.2 Inspección técnica detallada de la edificación

Se debe adelantar una inspección técnica detallada de la edificación. Algunas de las actividades a desarrollar son las siguientes:

- Descripción detallada del sistema constructivo y de las características particulares de los elementos estructurales y no estructurales.
- Levantamiento fotográfico detallado de la edificación.
- Comparación de la estructura con planos estructurales existentes.
- Levantamiento de grietas y fisuras en elementos estructurales y no estructurales en planta y en corte.

- Detección de procesos de deterioro en las propiedades del concreto de las estructuras (eflorecencias, picaduras, corrosión y otras que se presenten) y concepto técnico sobre su grado de afectación a la estructura.
- Realización de pruebas y ensayos para determinar la calidad de los materiales (concreto principalmente) y verificar la ubicación del refuerzo.

9.1.3 Ensayos destructivos y no destructivos

Como ya se ha mencionado la estructura debe ser sometida a una inspección técnica detallada para investigar las propiedades básicas y estado del concreto y para verificar contra los planos estructurales disponible la ubicación del acero de refuerzo en sitios críticos de fácil acceso. Los ensayos que se van a realizar son los siguientes:

- Ensayo no destructivo para establecer la resistencia del concreto mediante esclerómetro: Este ensayo debe ser realizado en varios puntos de la estructura y será calibrado con los resultados de ensayos de compresión sobre núcleos tomados en los mismos puntos.

Figura 9-1 Esclerometro.



- Extracción y ensayo de núcleos: Se recomiendan extracciones de núcleos en sitios críticos definidos para la edificación. Cada núcleo será cuidadosamente estudiado para determinar la calidad del concreto y de los agregados utilizados, la densidad y la resistencia a la compresión. Los ensayos de compresión estarán regidos por la norma NTC 3658.

Figura 9-2 Extracción de núcleo y ensayo de compresion.



- Ensayos de carbonatación: con el fin de investigar el estado del concreto se realizarán ensayos de carbonatación. Este ensayo se realizará a los núcleos extraídos.

Figura 9-3 Identificación de carbonatacion en nucleos.



- Ensayos de detección y verificación del acero de refuerzo: se realizarán ensayos de detección y verificación del acero de refuerzo utilizando como guía la información estructural suministrada, se determinará la ubicación del refuerzo principal, su disposición interna, los diámetros de las barras y espesores promedio de recubrimiento.

Figura 9-4 Equipo HILTI Ferroskan FS10



- Mediciones de vibraciones: se recomiendan mediciones de vibraciones para una posterior calibración de los modelos de elementos finitos.

9.1.4 Análisis de vulnerabilidad estructural

Con base en la información estructural disponible y levantada como parte del estudio, se realizarán los análisis de vulnerabilidad. Los parámetros a tener en cuenta en el análisis son los siguientes:

- Modelamiento de la estructura: Con el fin de valorar los niveles de esfuerzos internos y los desplazamientos sísmicos de la estructura: se elaborarán modelos lineales tridimensionales de la edificación (Modelo Elásticos e inelásticos). Con estos modelos se puede observar el mecanismo de falla de la edificación, así como el punto de comportamiento y capacidad de disipación de energía.
- Definición de vulnerabilidad: Con base en el modelo, se determinaran los índices de sobreesfuerzo, índices de flexibilidad y los índices de sobrerotulación, y de acuerdo al nivel de comportamiento esperado en la estructura, se definen las vulnerabilidades objetivo de corrección en las posteriores alternativas de rehabilitación.

9.2 PLANTEAMIENTO Y DESARROLLO DE ALTERNATIVAS DE REHABILITACION

En los capítulos 5 y 6 se encuentra la información correspondiente al proceso experimentado en la obtención y verificación de acuerdo a las normativas seleccionadas para el proyecto (FEMA 273/274, ATC 40 y FEMA 356/357) de las alternativas que se desarrollaron en este proyecto; posterior a esto se deben desarrollar las siguientes actividades:

- Diseño a nivel de planos de construcción: Debe incluir elementos estructurales y no estructurales.
- Análisis funcional incluyendo los elementos no estructurales.
- Especificaciones técnicas de construcción.
- Manejo logístico y estudio de impacto: Esto se realiza con el fin de minimizar el traumatismo que genera la obra en la operación normal de la edificación.
- Presupuesto y programación de obra.

BIBLIOGRAFIA

ASOCIACIÓN COLOMBIANA DE INGENIERÍA SÍSMICA, AIS. Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR – 98. Bogotá: AIS, 1998.

ATC 40- Applied Technology Council. Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, ATC-40. Redwood City, CA, USA: Applied Technology Council, 1996.

COMPUTER AND STRUCTURES INC. SAP2000 Integrated Software for Structural Analysis and Design Version 8.0, Analysis Reference Manual. Berkeley, USA: CSI. 2002.

CONSTRUDATA, Edición 139 (junio-agosto 2006).

FEMA-273. NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings. Washington, D.C.:Building Seismic Safety Council. USA. 1997.

GARCIA R., Luis Enrique. Dinámica Estructural Aplicada al Diseño Sísmico. Universidad de Los Andes. Bogotá, Colombia. 1998.

GELVEZ, Cesar; ARIAS, Rafael. Modelamiento inelástico para determinar el nivel de comportamiento y una aproximación a la rehabilitación de estructuras con disipadores de energía, Tesis de grado, 2003.

INGEOMINAS. Zonificación Sismogeotécnica Indicativa del Área Metropolitana de Bucaramanga. Bogota: INGEOMINAS, Subdirección de Amenazas Geoambientales. 2001.

MALDONADO RONDON, Esperanza y CHIO CHO, Gustavo. Análisis Sísmico de Edificaciones. 1 ed. Bucaramanga: Ediciones UIS, 2004.

REYES ORTIZ, Juan Carlos, Modelamiento Sísmico no Lineal de Estructuras de Concreto con Disipadores de Energía. Tesis de maestría, 1999

SAP2000 – Integrated Structural Analysis & Design Software, Computers and Structures Inc., Berkeley, California, USA, 2004.

X-TRACT version 2.4.0, Imbsen & Associates, inc dba Imbsen software systems, Sacramento, USA, 1996

ANEXO A: ESTADO ACTUAL MODELO 1

CHEQUEOS ANALISIS ELASTICO

Se presentan los índices de sobreesfuerzos en elementos representativos de la estructura. Se ha considerado valores de $\phi_c = 0.9$ y $\phi_e = 0.9$, para los factores de calidad del diseño, la construcción y el estado de la estructura.

Carga Vertical

- Índices de sobreesfuerzo en columnas

Figura I Índices de sobreesfuerzo para carga vertical (1.4 Muerta + 1.7 viva) eje 2

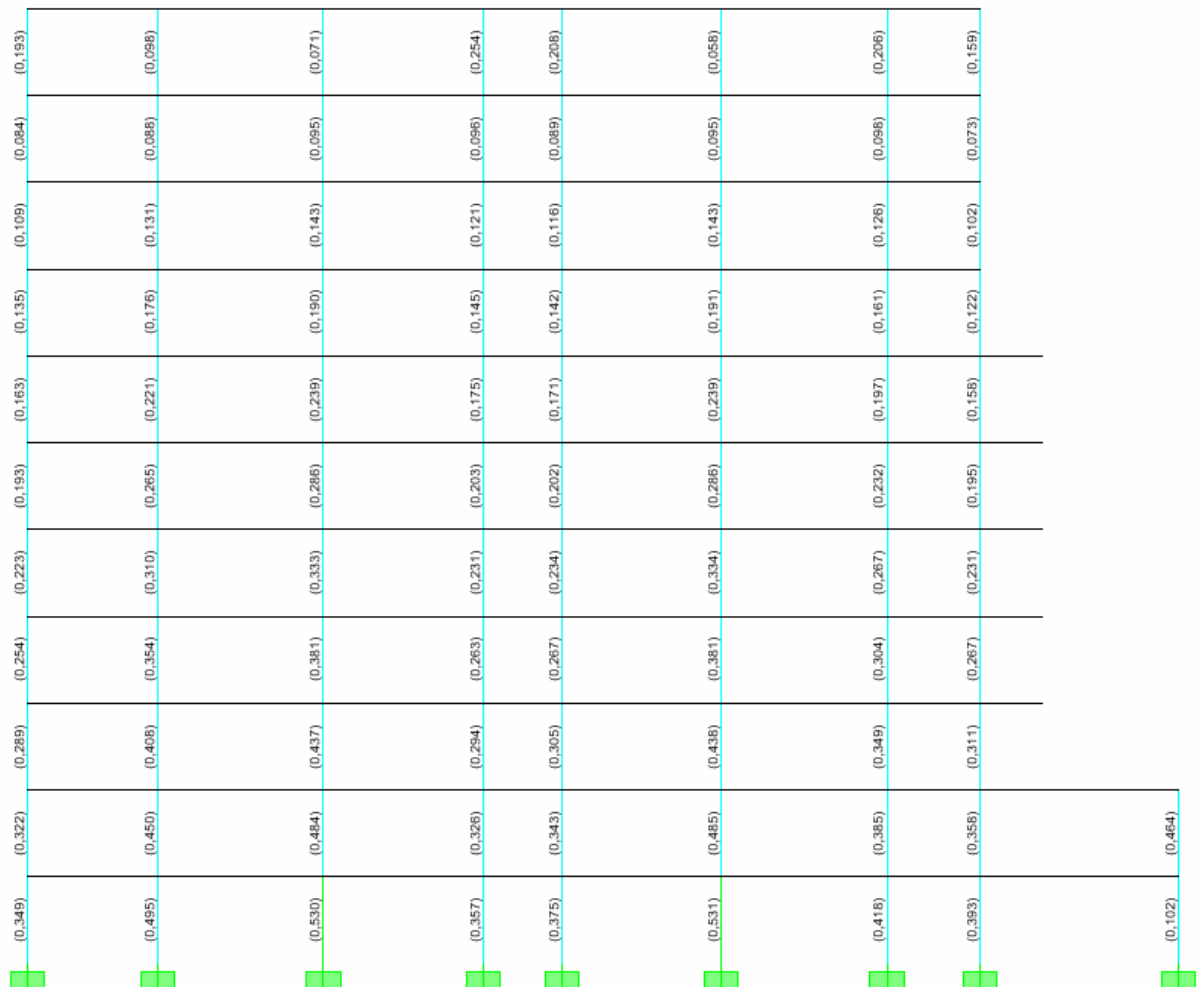
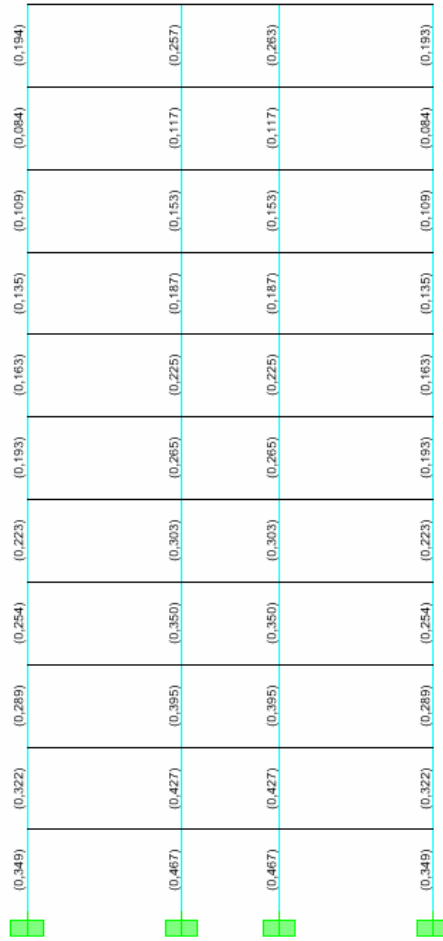
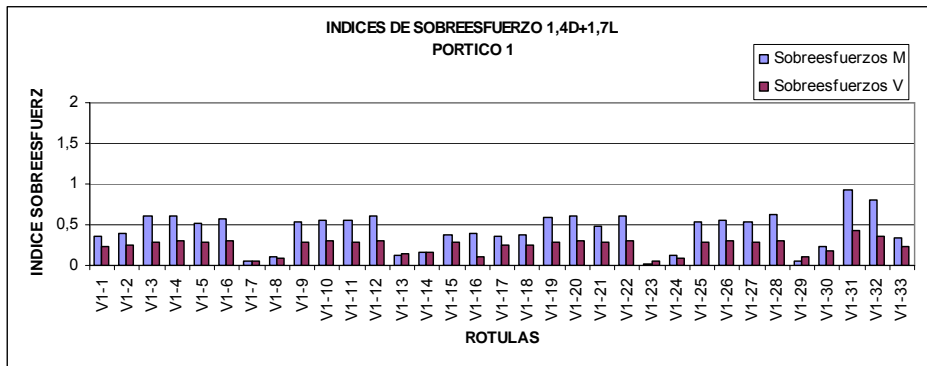


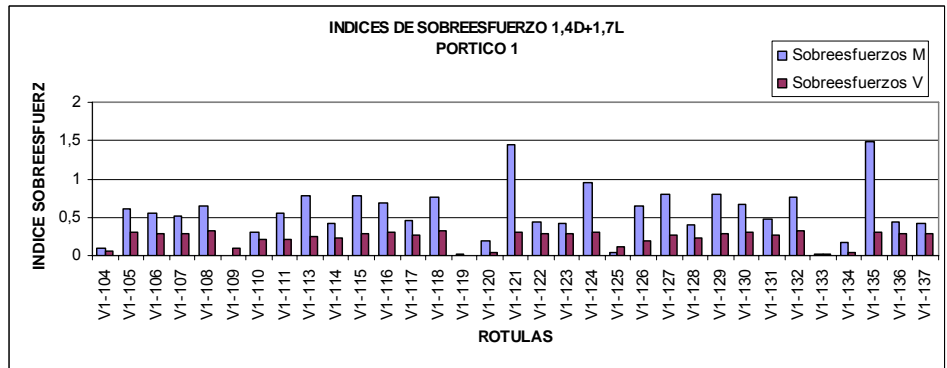
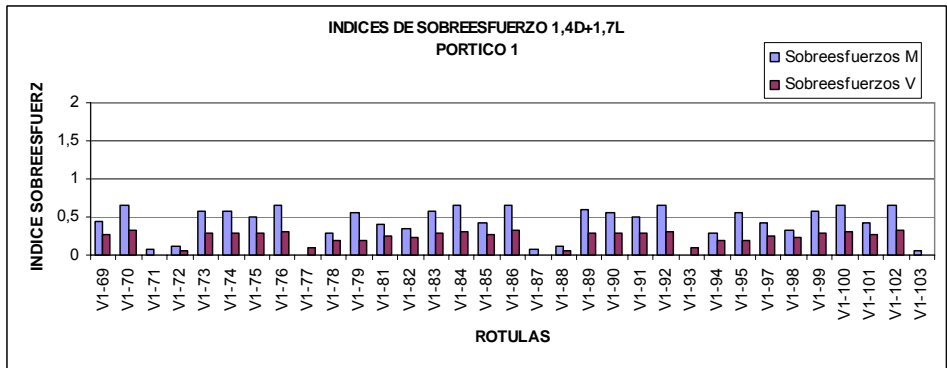
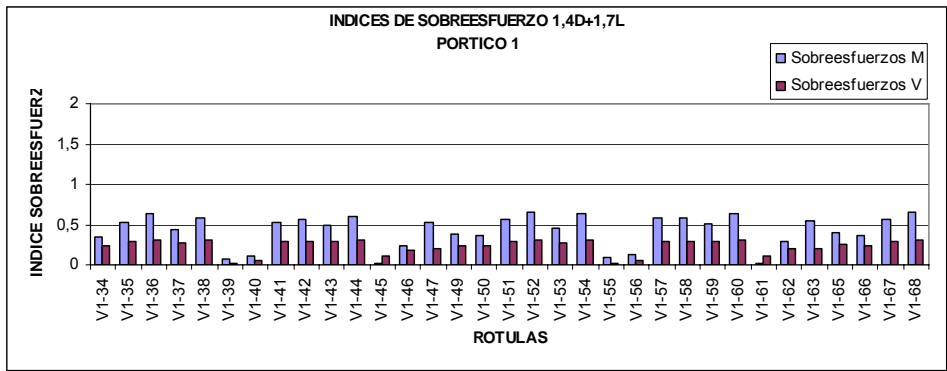
figura II Indices de sobreesfuerzo para carga vertical (1.4 Muerta + 1.7 viva) ejeA



- Índices de sobreesfuerzo en vigas

figura III Indices de sobreesfuerzo para carga vertical (1.4 Muerta + 1.7 viva) Pórtico 1





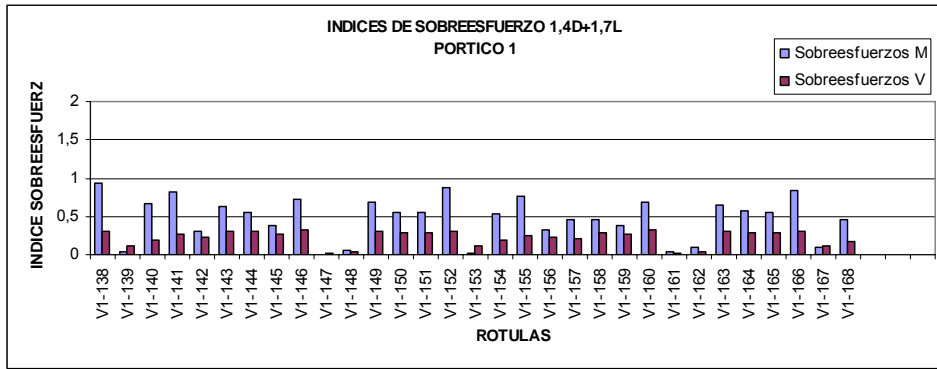
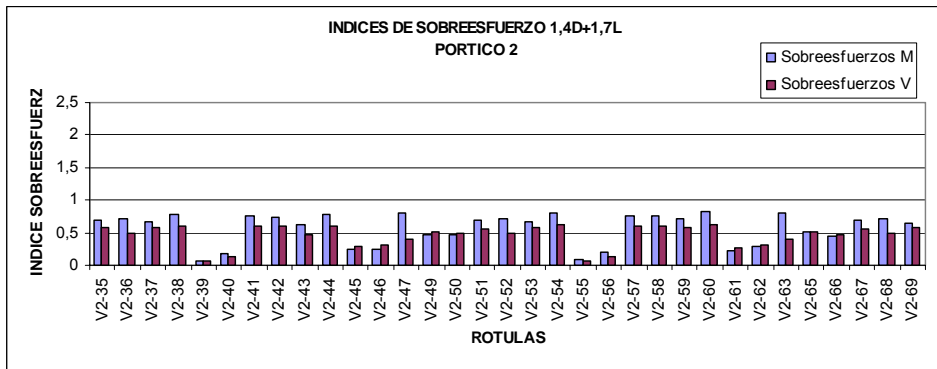
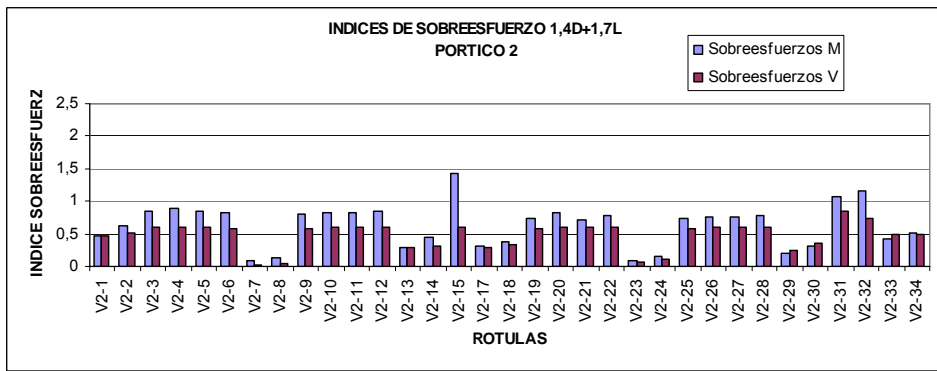


figura IV Indices de sobreesfuerzo para carga vertical (1.4 Muerta + 1.7 viva) Pórtico 2



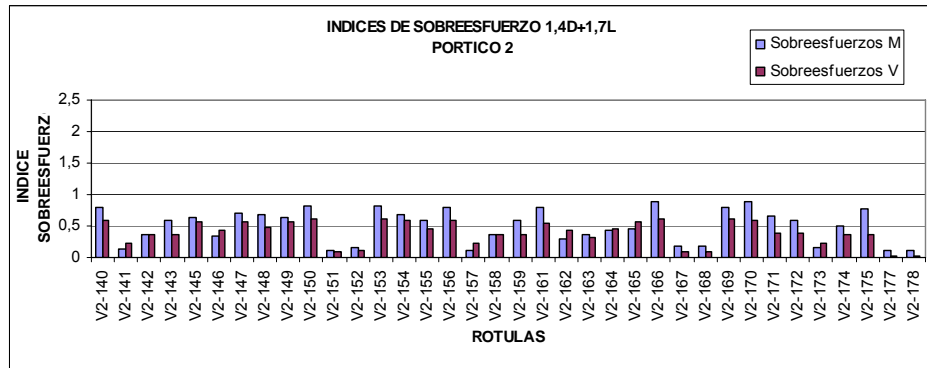
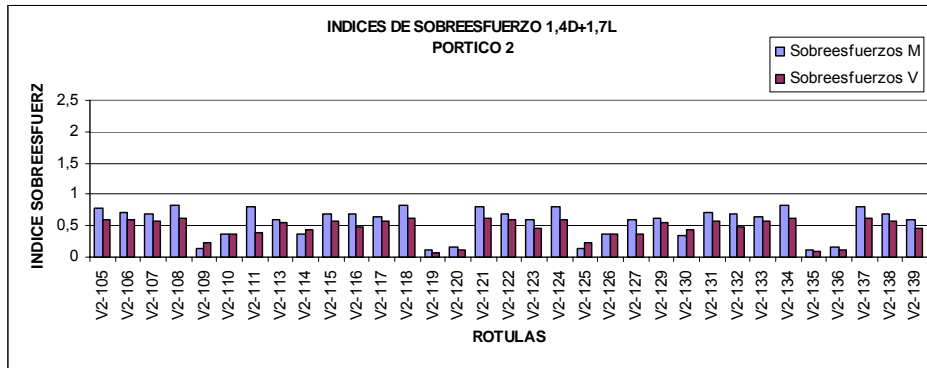
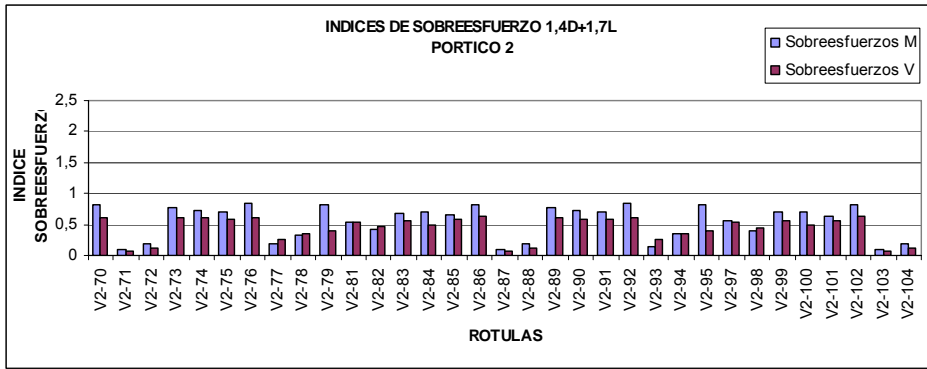
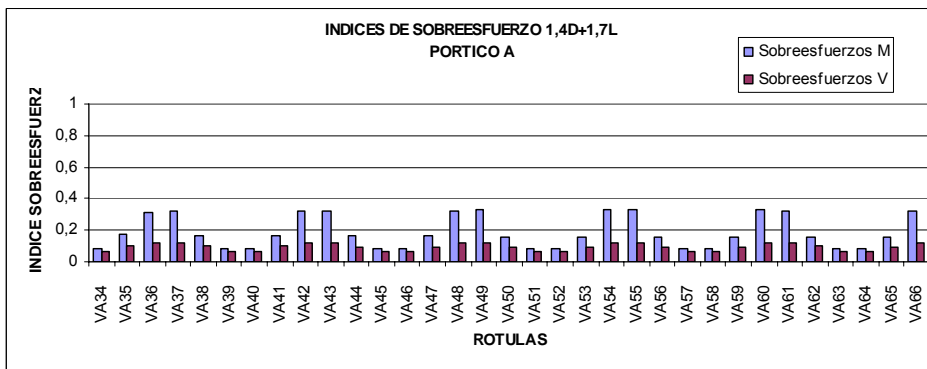
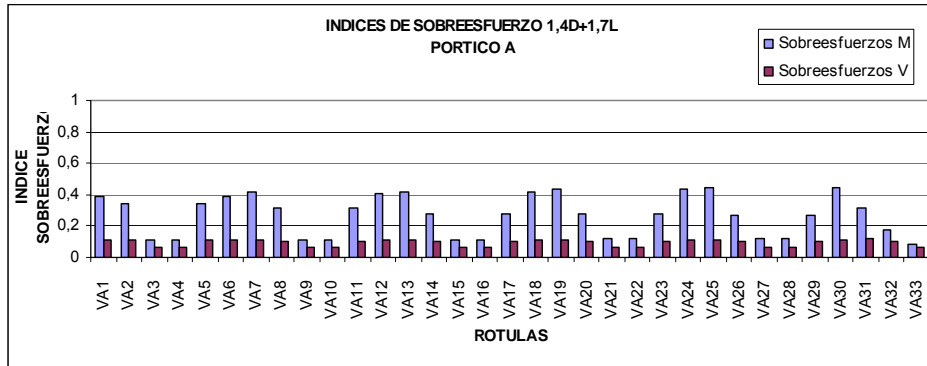


figura V Indices de sobreesfuerzo para carga vertical (1.4 Muerta + 1.7 viva) Pórtico A



Combinación 1.05D + 1.275L+0.3 sismo X + sismo Y.

- Índices de sobreesfuerzo en columnas.

figura VI Índices de sobreesfuerzo en columnas la combinación (1.05 Muerta + 1.275Viva+0.3Sismo X + Sismo Y) eje 1

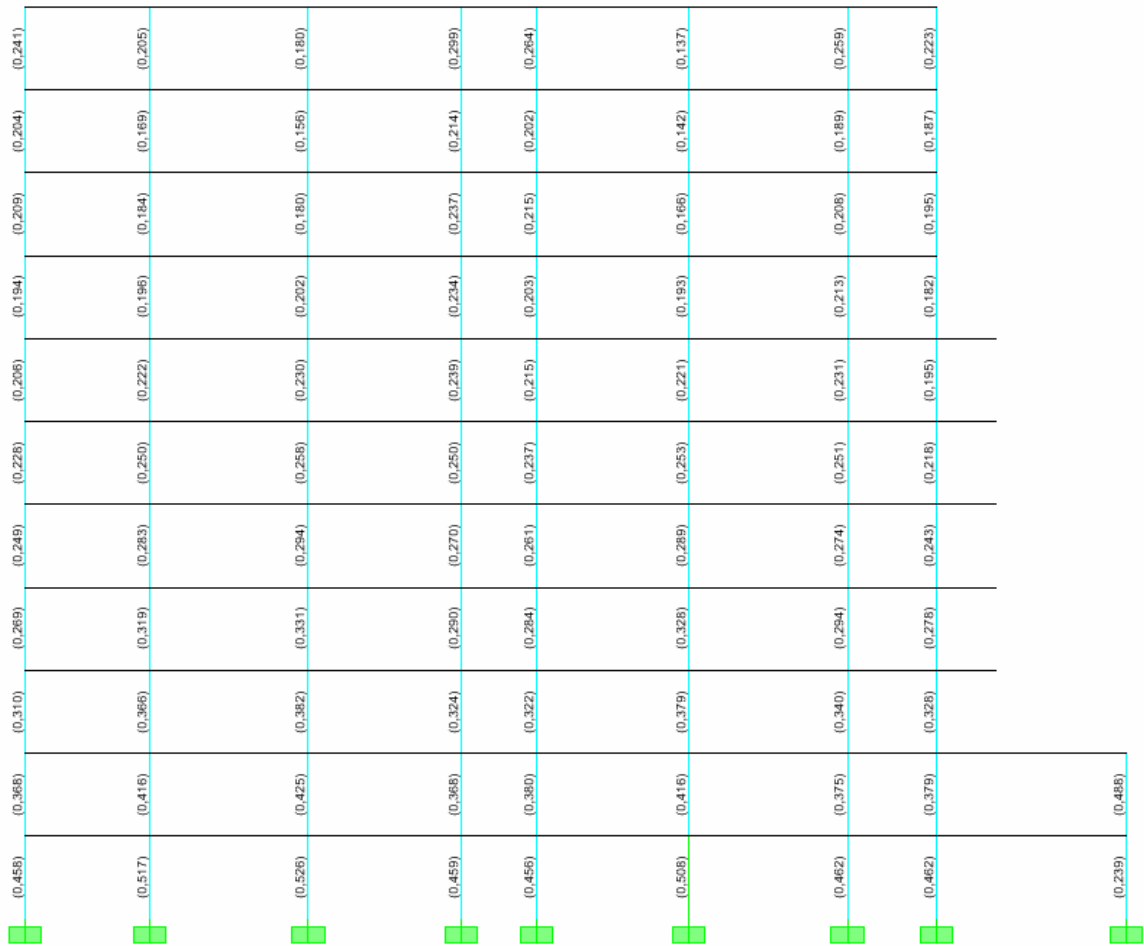


figura VII Indices de sobreesfuerzo en columnas la combinación (1.05 Muerta + 1.275Viva+0.3Sismo X + Sismo Y)eje 2

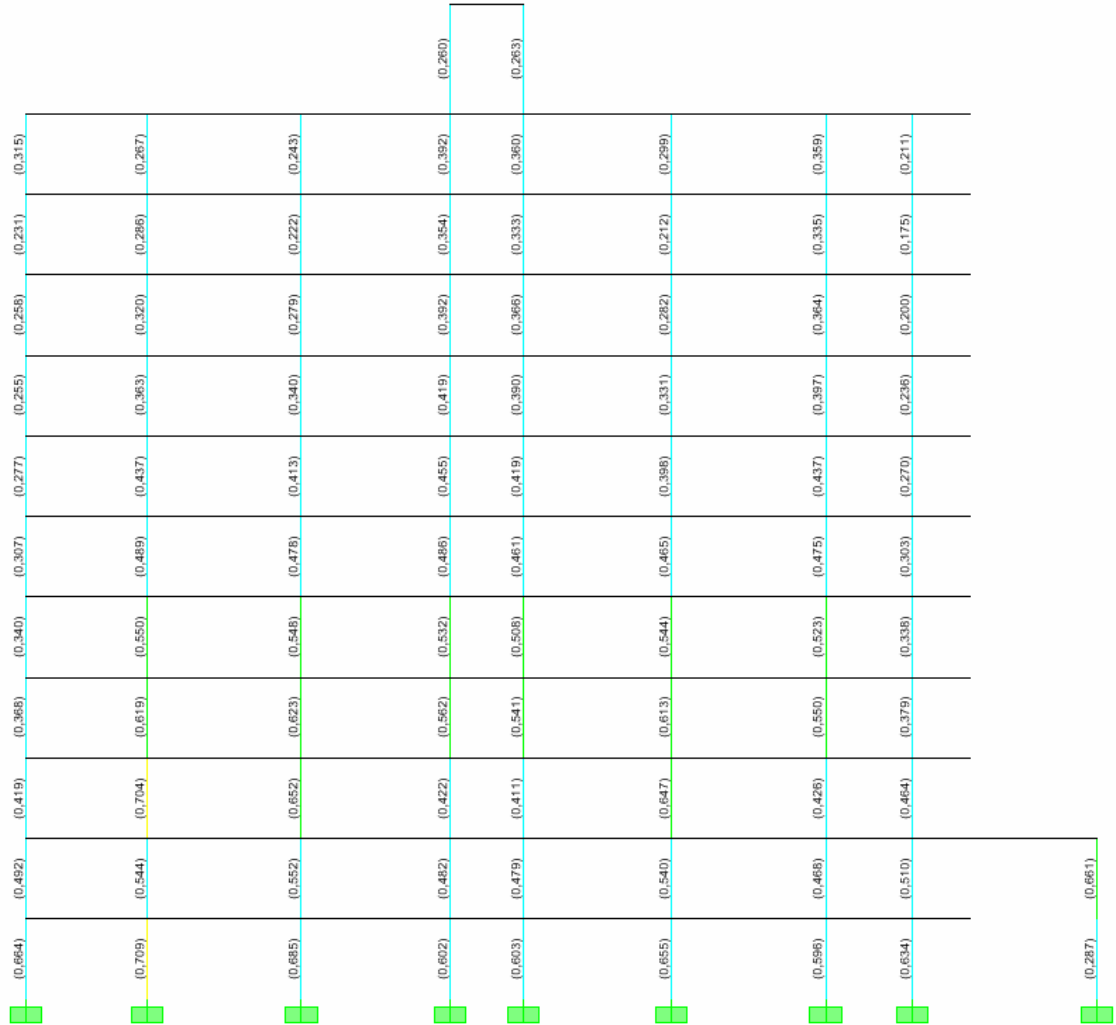
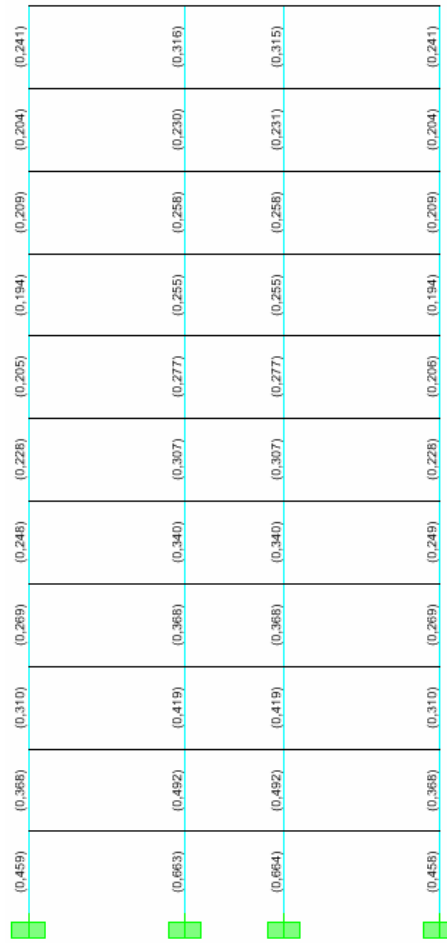
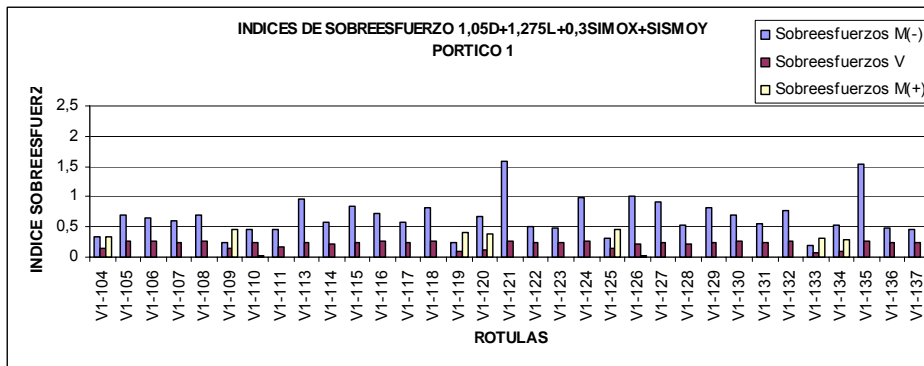
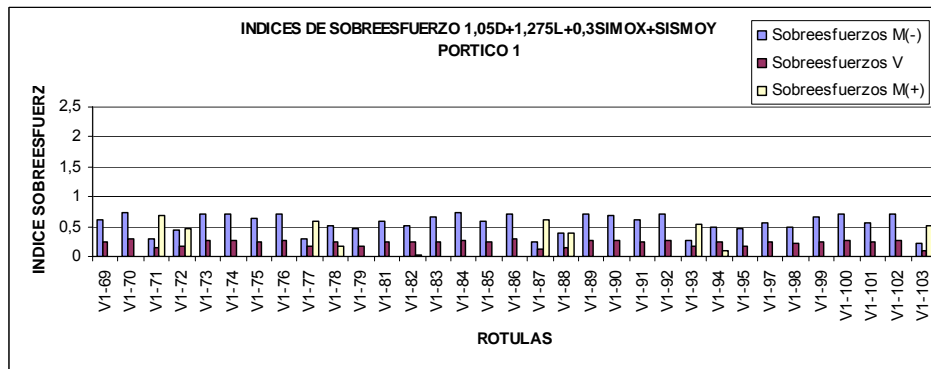
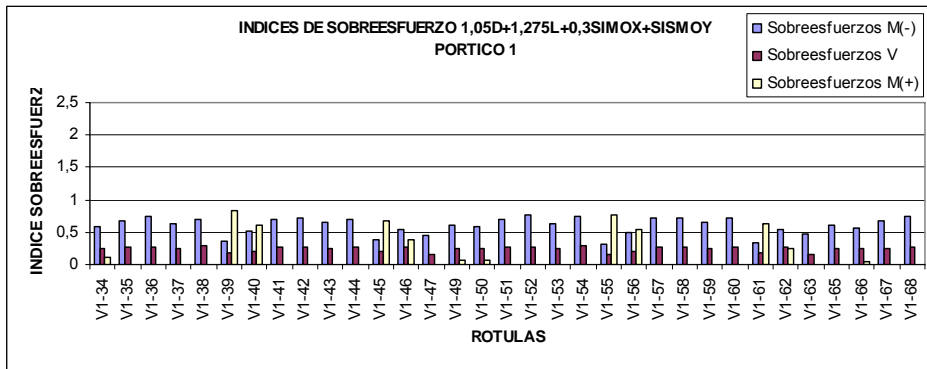
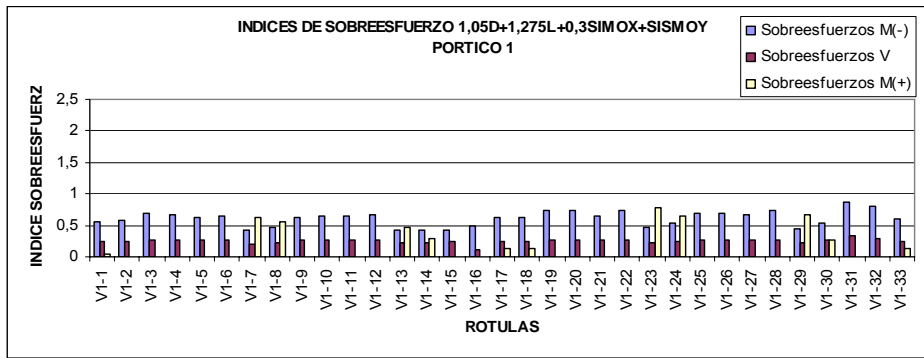


figura VIII Indices de sobreesfuerzo en columnas la combinación (1.05 Muerta + 1.275Viva+0.3Sismo X + Sismo Y)eje A



- Índices de sobreesfuerzo en vigas

figura IX Indices de sobreesfuerzo en vigas combinación (1.05 Muerta + 1.275Viva+0.3Sismo X + Sismo Y) Pórtico 1



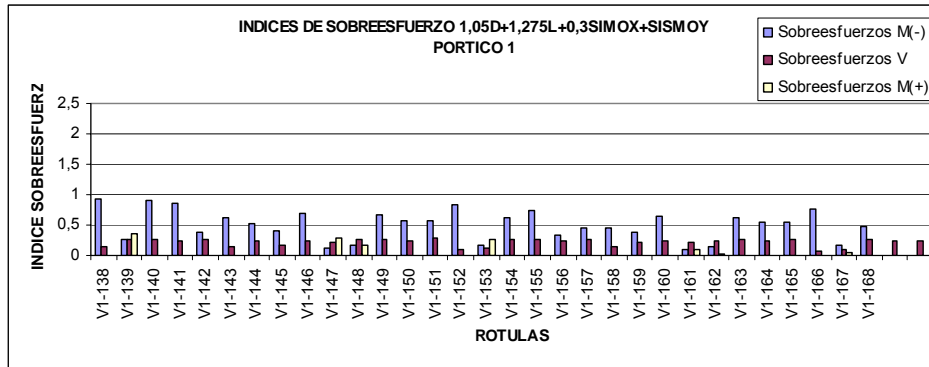
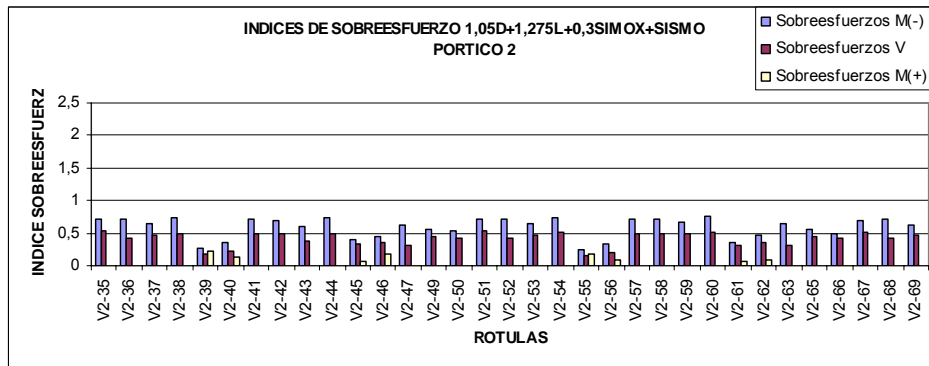
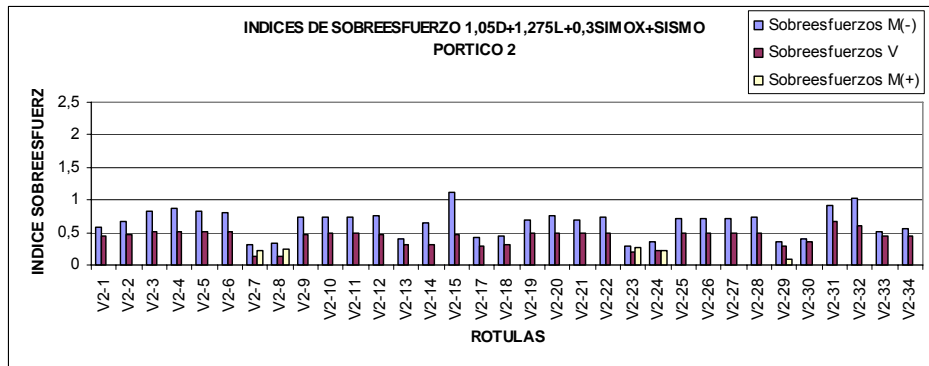


figura X Indices de sobreesfuerzo en vigas combinación (1.05 Muerta + 1.275Viva+0.3Sismo X + Sismo Y) Pórtico 2



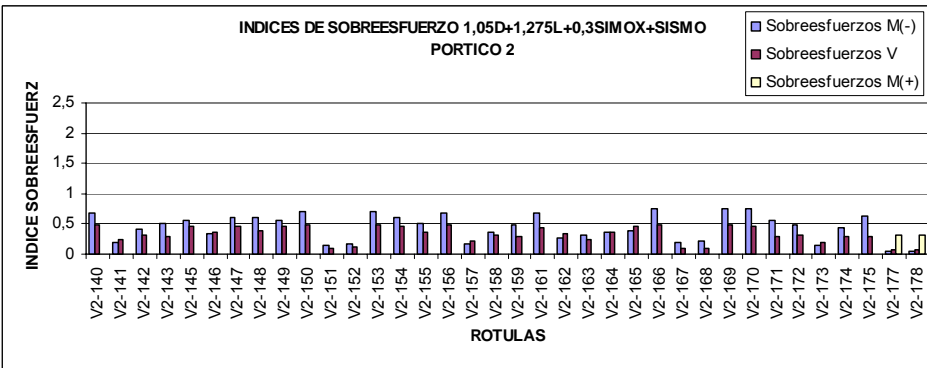
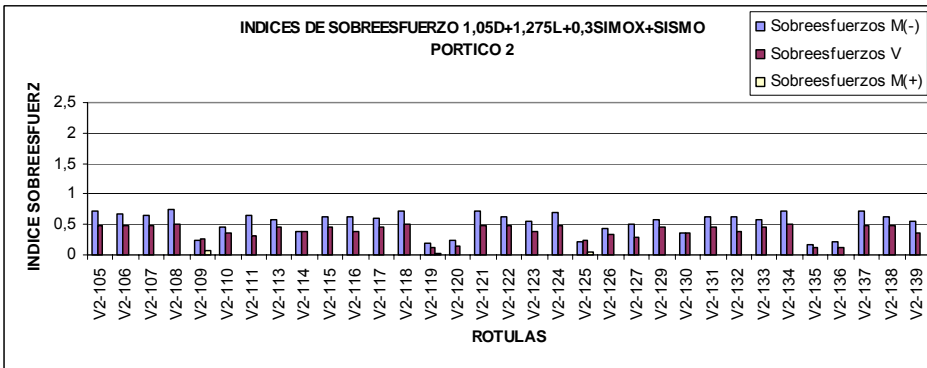
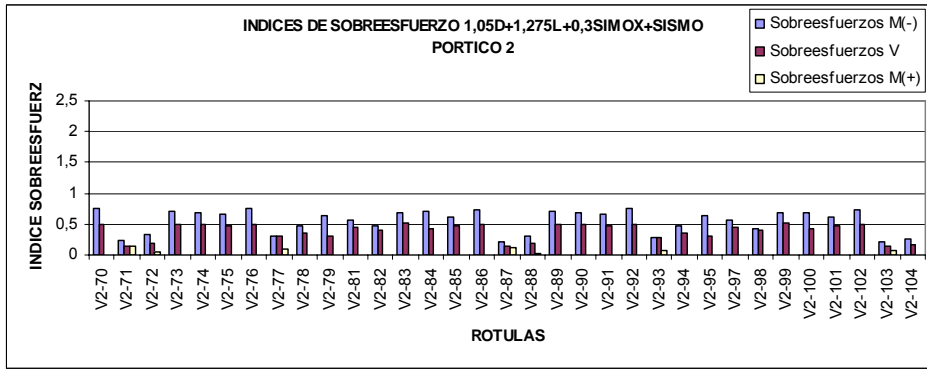
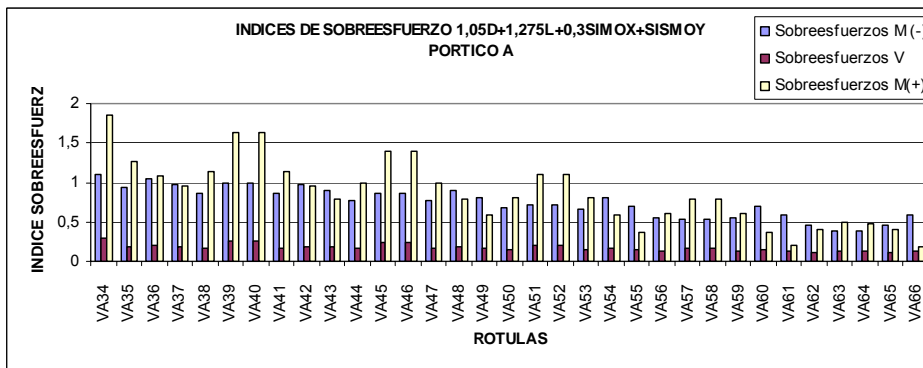
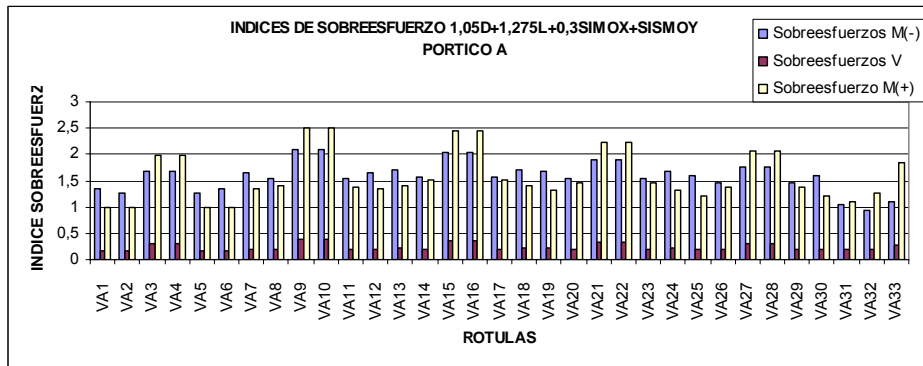


figura XI Indices de sobreesfuerzo en vigas combinación (1.05 Muerta + 1.275Viva+0.3Sismo X + Sismo Y) Pórtico A



Combinación 1.05D+1.275Lsismo X + 0.3 sismo Y

- Índices de sobreesfuerzos en columnas

figura XII Índices de sobreesfuerzo en columnas la combinación (1.05 Muerta+1.275Viva+Sismo X+0.3Sismo Y) eje 1

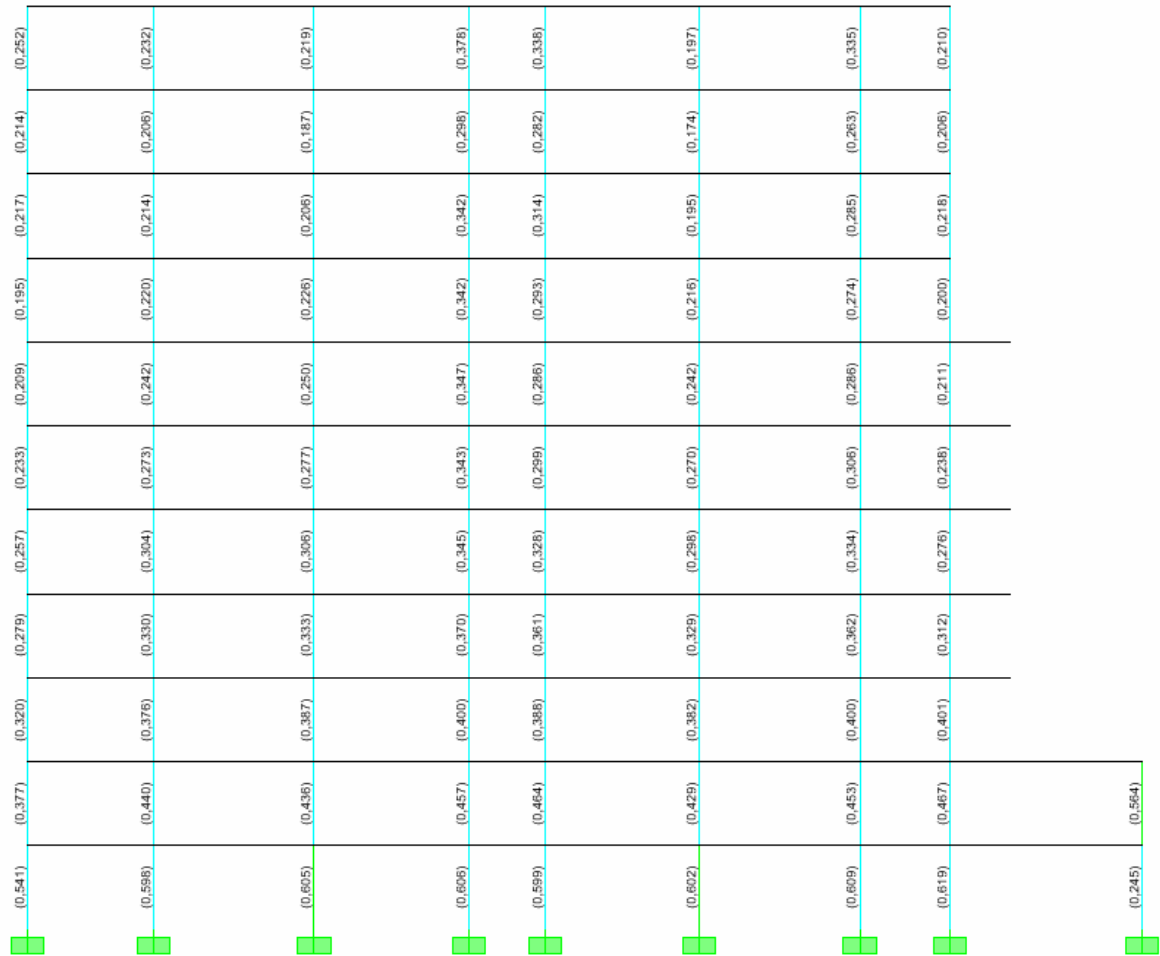


figura XIII Índices de sobreesfuerzo en columnas la combinación (1.05 Muerta+1.275Viva+Sismo X+0.3Sismo Y) eje 2

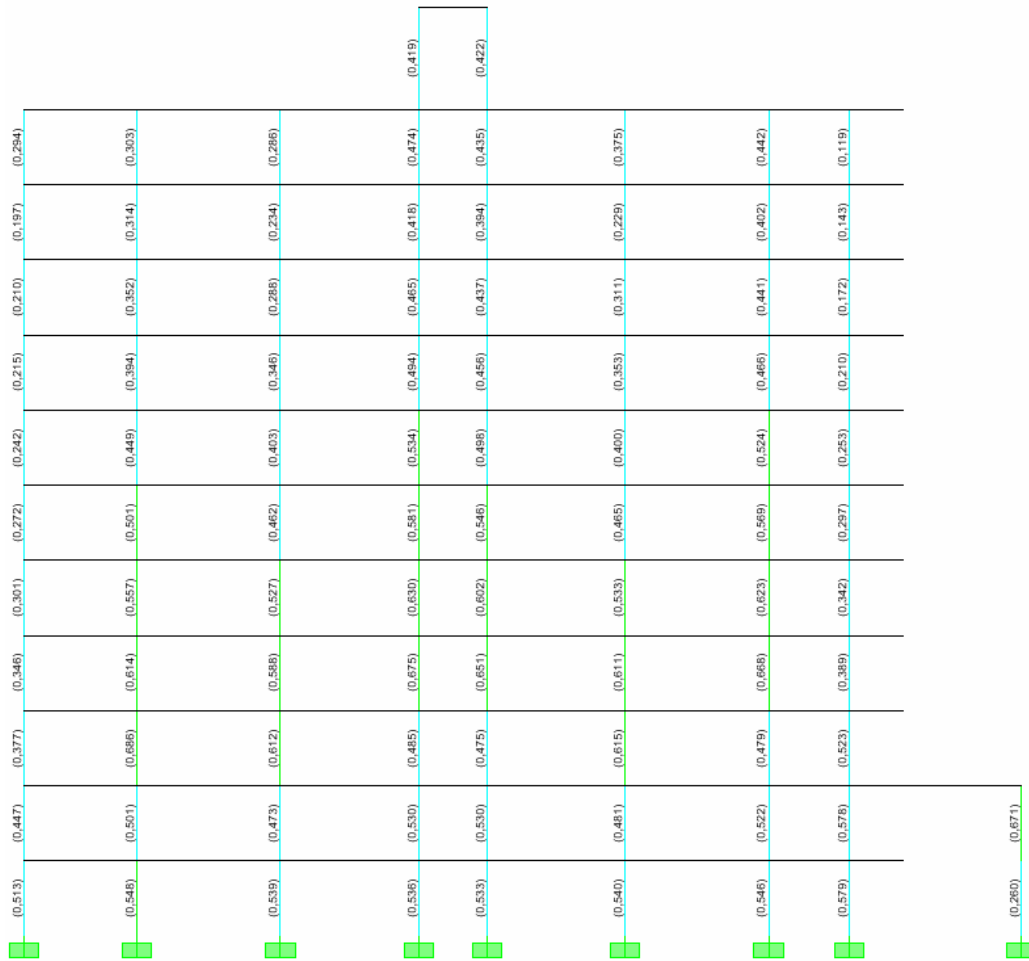
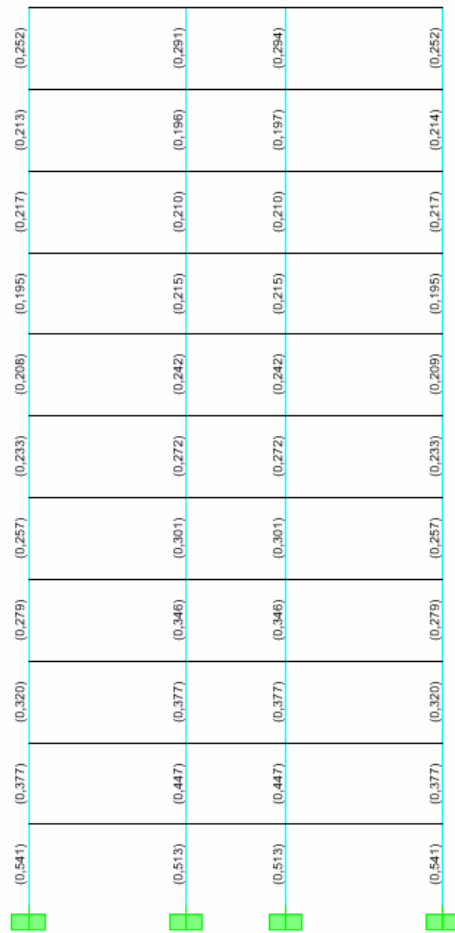
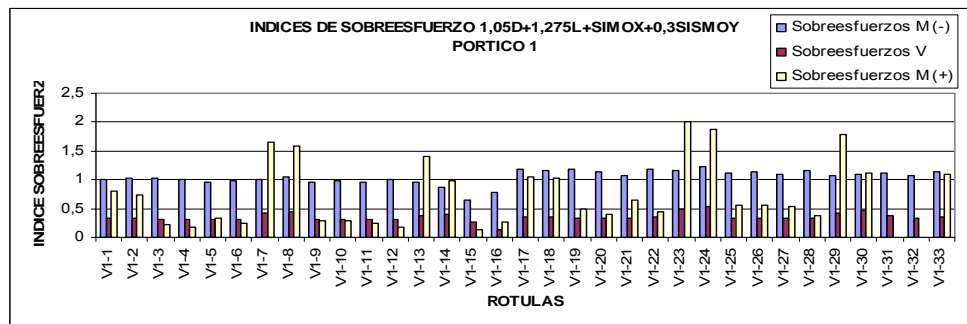


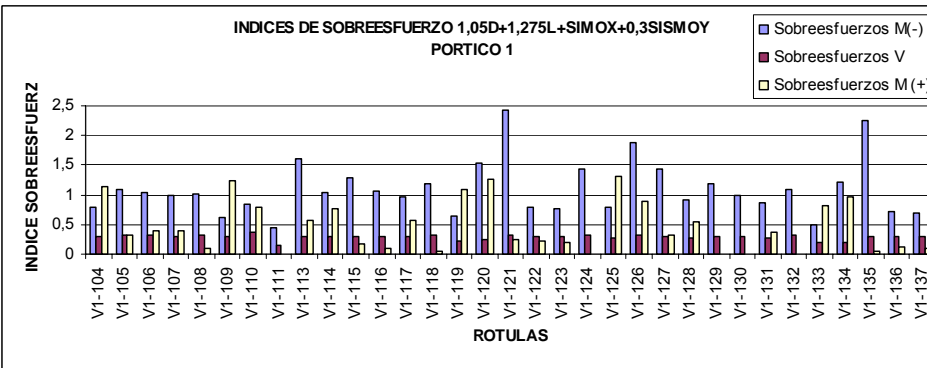
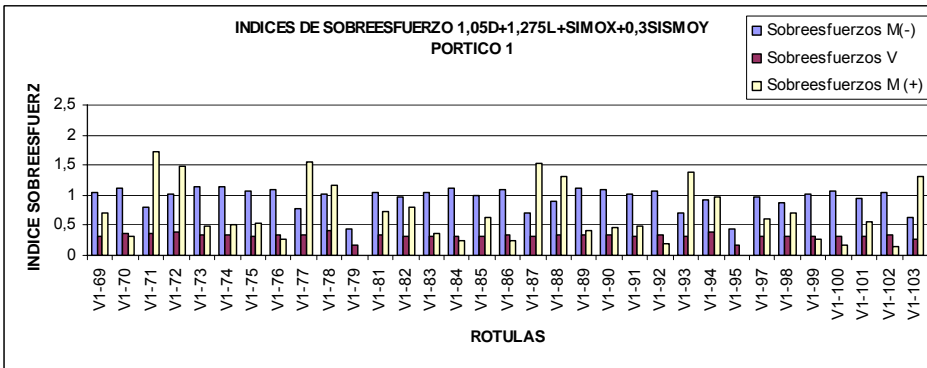
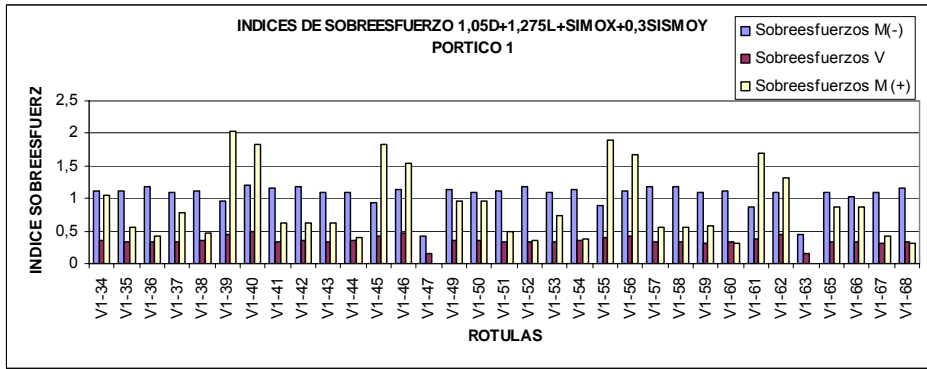
figura XIV Índices de sobreesfuerzo en columnas la combinación (1.05 Muerta+1.275Viva+Sismo X+0.3Sismo Y) eje A



- Índices de sobreesfuerzos en vigas.

Figura XV Índices de sobreesfuerzo en Vigas combinación (1.05 Muerta + 1.275Viva + Sismo X + 0.3Sismo Y) Pórtico 1





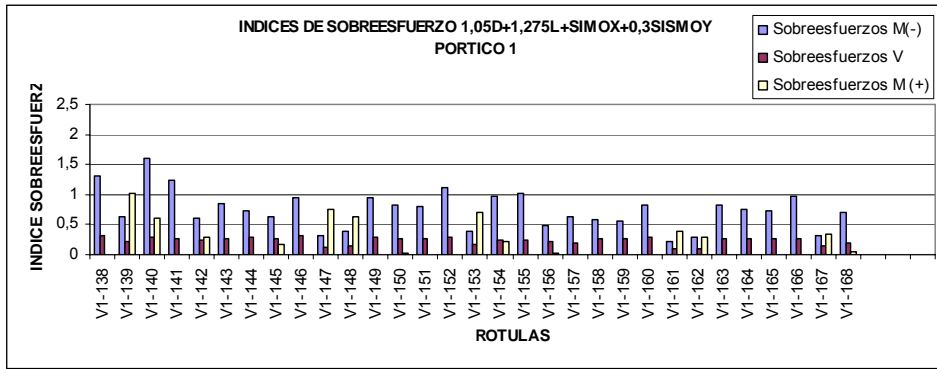
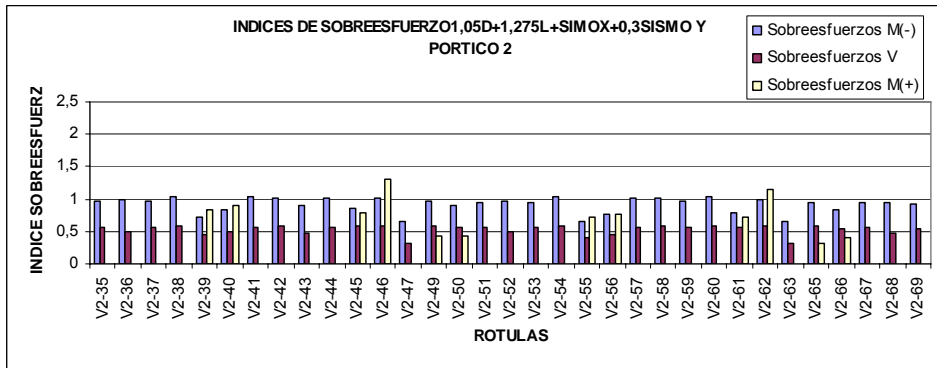
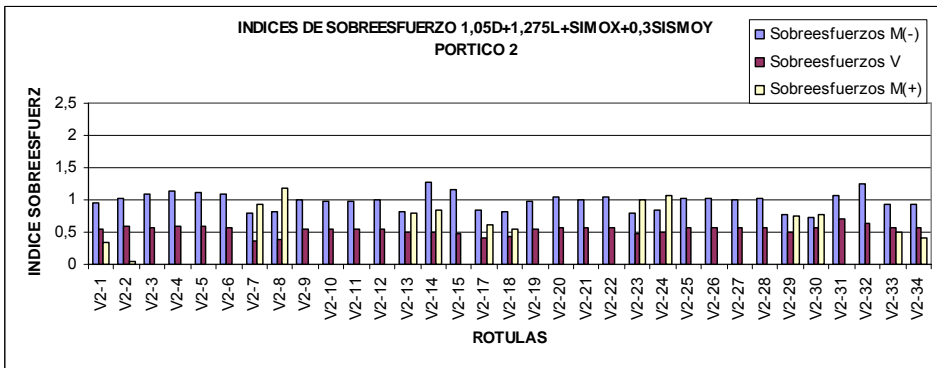


Figura XVI Índices de sobreesfuerzo en Vigas combinación (1.05 Muerta + 1.275Viva + Sismo X + 0.3Sismo Y) Pórtico 2



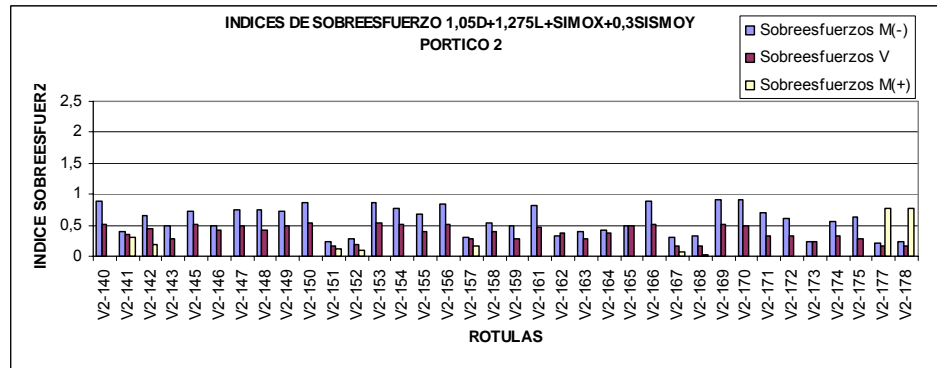
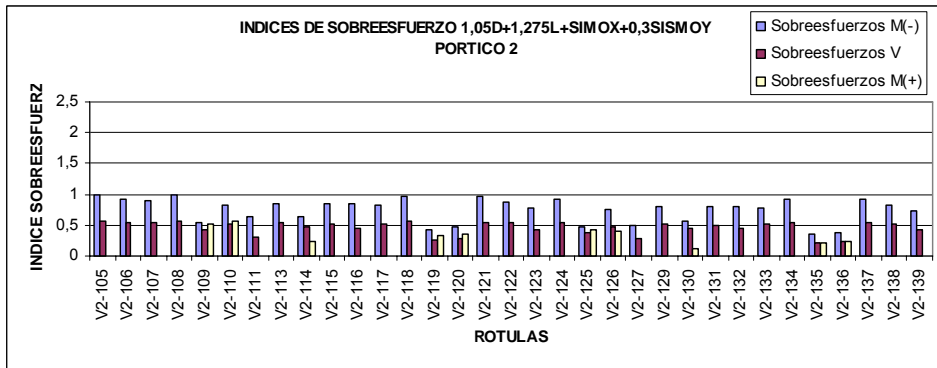
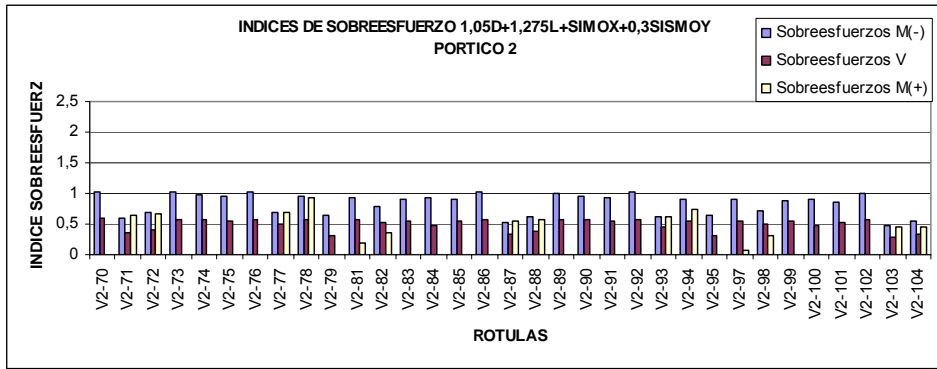
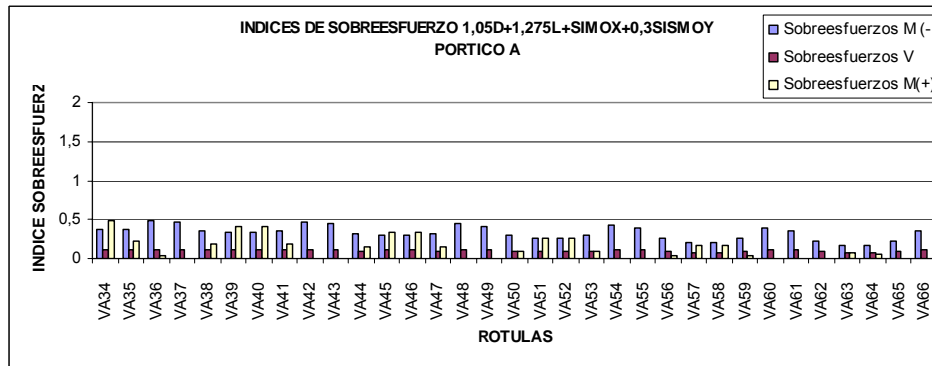
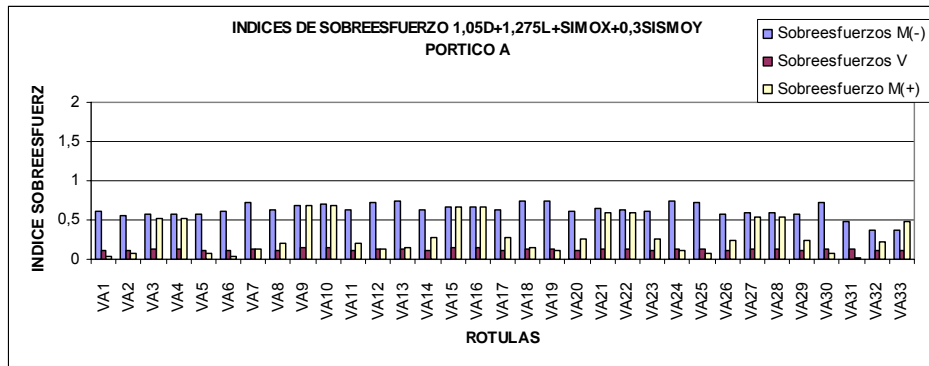


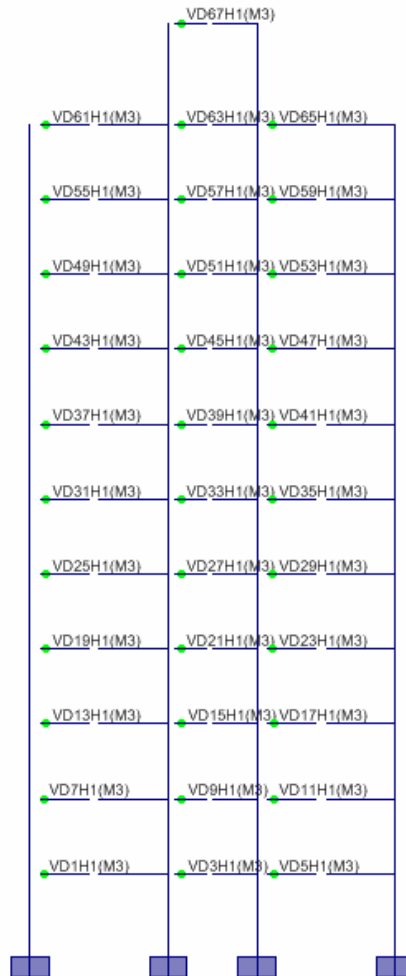
Figura XVII Índices de sobreesfuerzo en Vigas combinación (1.05 Muerta + 1.275Viva + Sismo X + 0.3Sismo Y) Pórtico A



ANALISIS INELASTICO

Ubicación de las rótulas en vigas

Figura XVIII Ubicación de rótulas vigas concreto pórticos Y



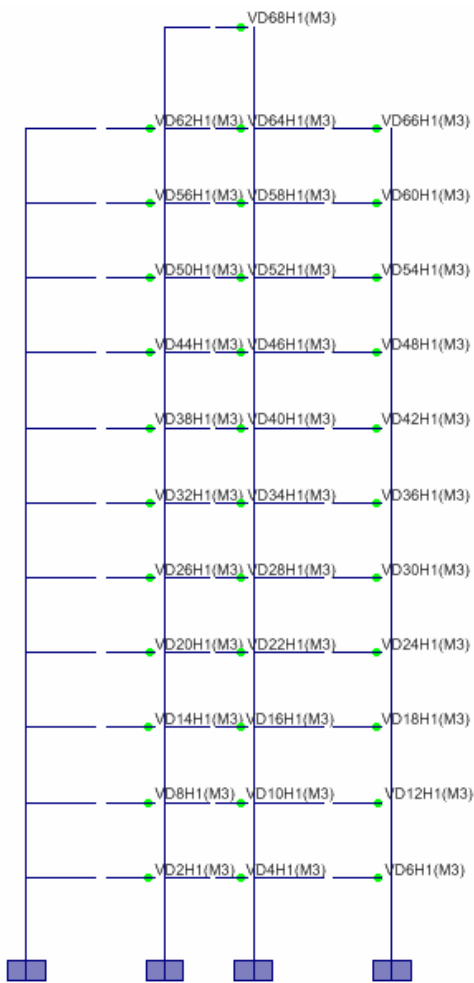
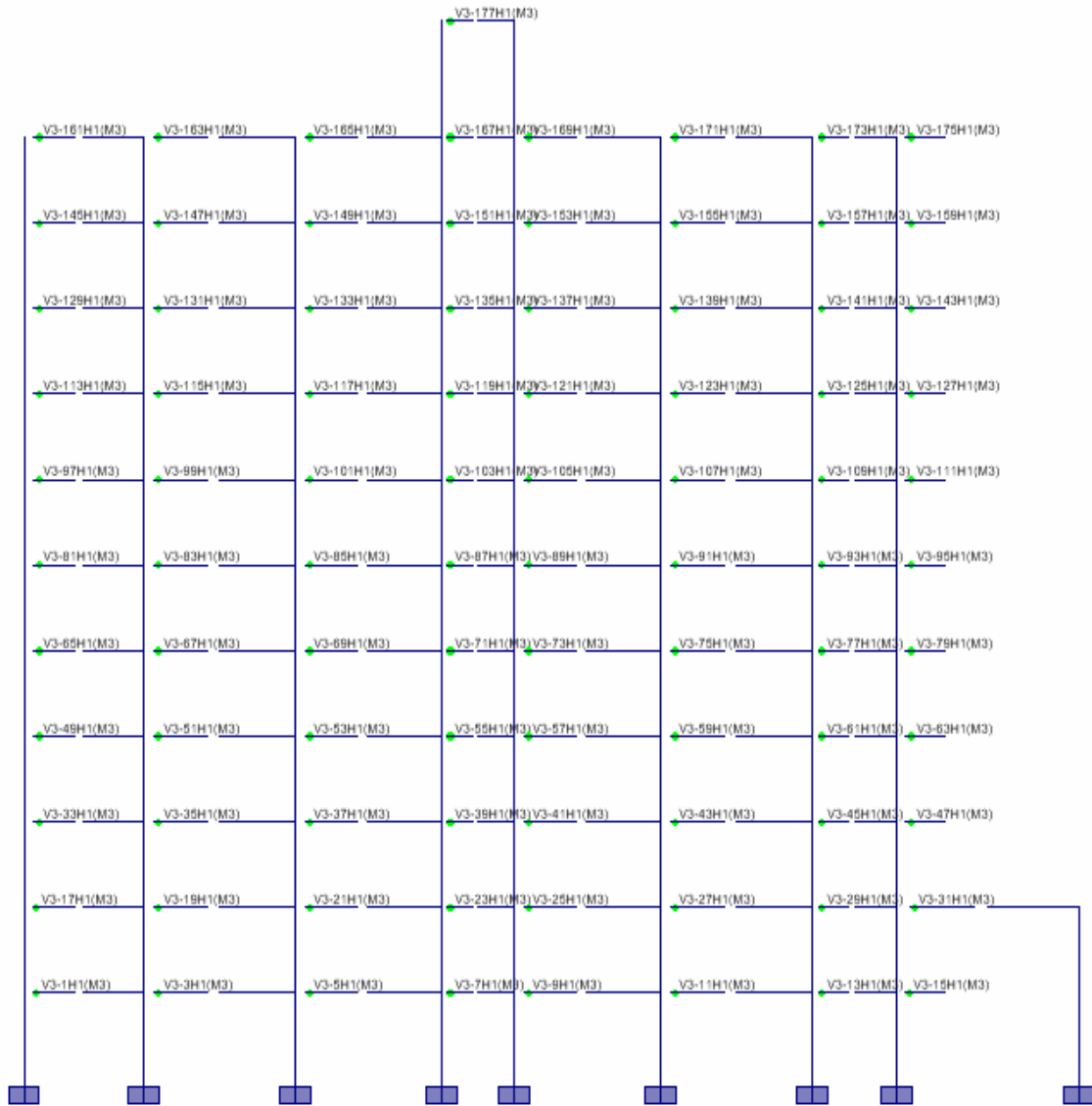
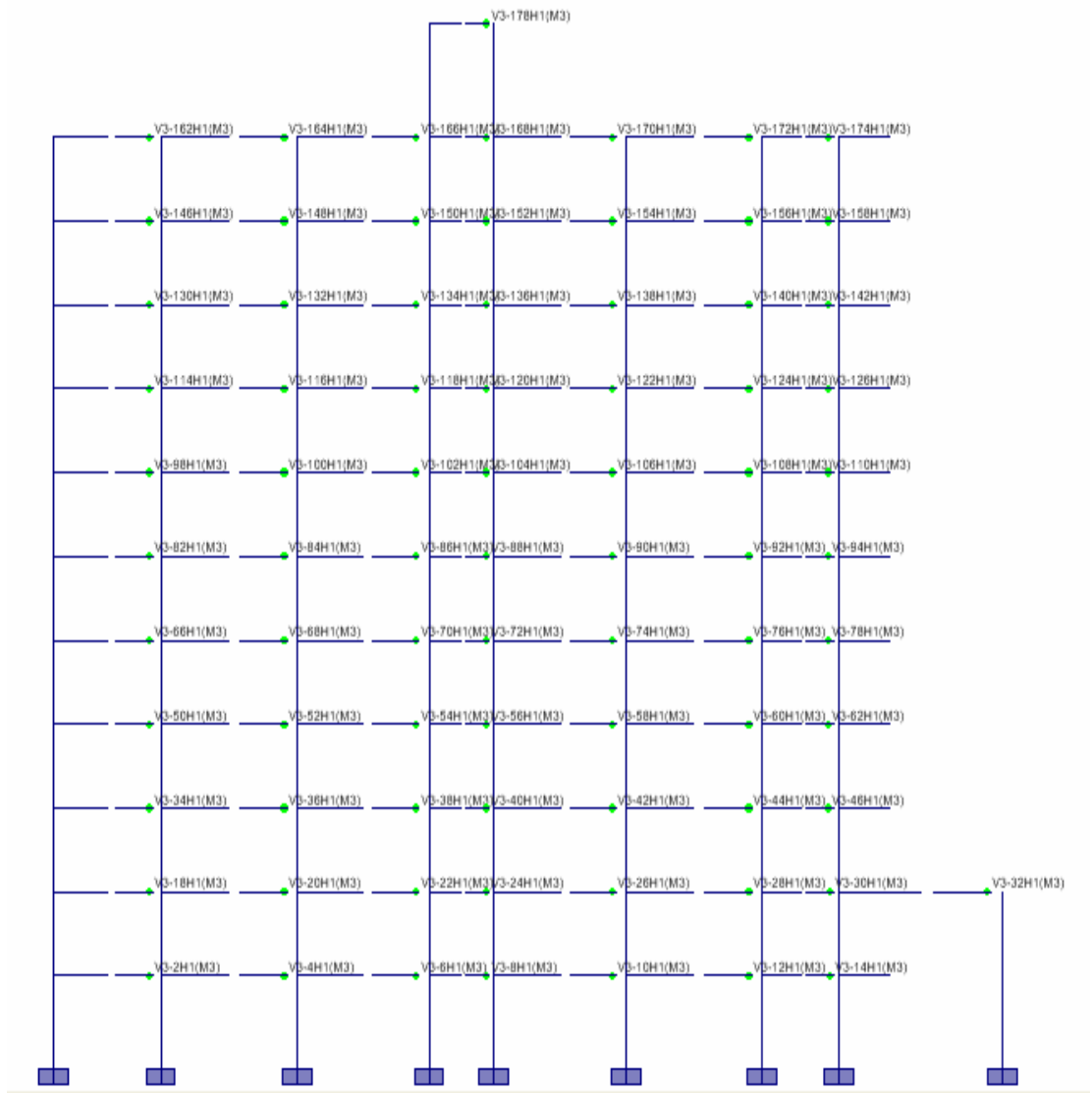


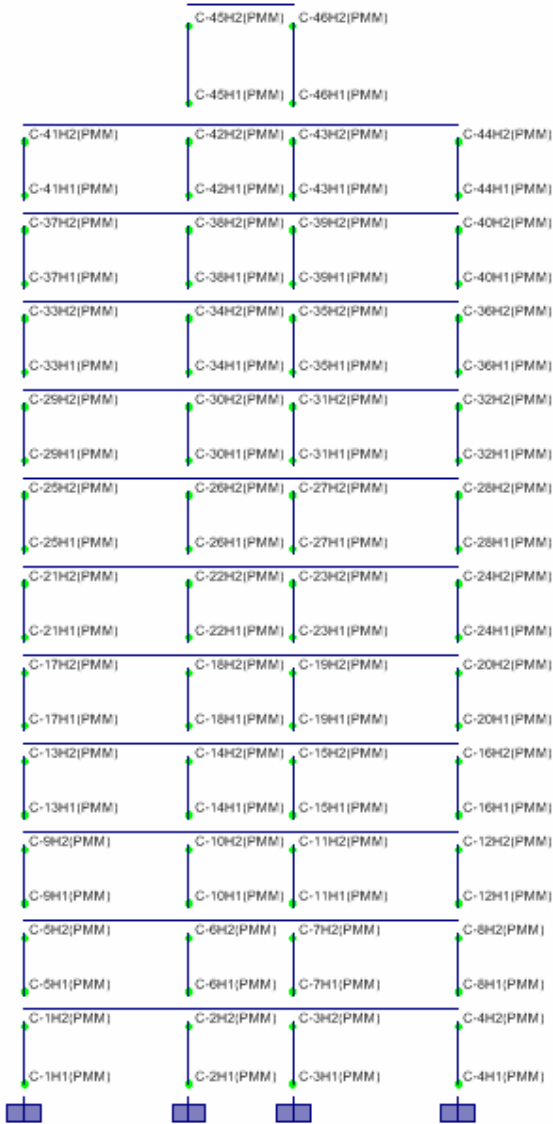
Figura XIX Ubicación de rótulas vigas concreto pórticos X





Ubicación de las rotulas en columnas

Figura XX Rótulas plásticas en columnas de cada pórtico en X



ESTADO DE ROTULAS QUE SOBREPASAN EL LIMITE DE SEGURIDAD EN LA VIDA

Tabla. I Rotulas que sobrepasan el limite de seguridad en la vida en el punto de comportamiento para el caso PUSH X

ROTULA	CASO	PASO	ROTULA	ESTADO DE
			ASIGNADA	LA ROTULA
V4-24	PUSH X	21	Default-M3	LS to CP
V4-40	PUSH X	21	Default-M3	LS to CP
V4-46	PUSH X	21	Default-M3	LS to CP
V4-56	PUSH X	21	Default-M3	LS to CP
V4-62	PUSH X	21	Default-M3	LS to CP
V4-72	PUSH X	21	Default-M3	LS to CP
V2-46	PUSH X	21	Default-M3	LS to CP
V3-46	PUSH X	21	Default-M3	LS to CP
V1-24	PUSH X	21	Default-M3	LS to CP
V1-40	PUSH X	21	Default-M3	LS to CP
V1-46	PUSH X	21	Default-M3	LS to CP
V1-56	PUSH X	21	Default-M3	LS to CP
V1-62	PUSH X	21	Default-M3	LS to CP
V1-72	PUSH X	21	Default-M3	LS to CP

Tabla. II Rotulas que sobrepasan el limite de seguridad en la vida en el punto de comportamiento para el caso PUSH Y

ROTULA	CASO	PASO	ROTULA	ESTADO DE
			ASIGNADA	LA ROTULA
VA7	PUSHY	28	Default-M3	LS to CP
VA9	PUSHY	28	Default-M3	LS to CP
VB9	PUSHY	28	Default-M3	LS to CP
VC9	PUSHY	28	Default-M3	LS to CP
VA10	PUSHY	28	Default-M3	LS to CP
VA11	PUSHY	28	Default-M3	LS to CP
VA13	PUSHY	28	Default-M3	LS to CP
VA15	PUSHY	28	Default-M3	LS to CP
VA16	PUSHY	28	Default-M3	LS to CP
VA17	PUSHY	28	Default-M3	LS to CP
VA19	PUSHY	28	Default-M3	LS to CP
VA21	PUSHY	28	Default-M3	LS to CP
VA22	PUSHY	28	Default-M3	LS to CP
VA23	PUSHY	28	Default-M3	LS to CP

ROTULA	CASO	PASO	ROTULA ASIGNADA	ESTADO DE LA ROTULA
VA28	PUSHY	28	Default-M3	LS to CP
VB10	PUSHY	28	Default-M3	LS to CP
VB14	PUSHY	28	Default-M3	LS to CP
VB15	PUSHY	28	Default-M3	LS to CP
VB16	PUSHY	28	Default-M3	LS to CP
VB18	PUSHY	28	Default-M3	LS to CP
VB22	PUSHY	28	Default-M3	LS to CP
VC10	PUSHY	28	Default-M3	LS to CP
VC14	PUSHY	28	Default-M3	LS to CP
VC15	PUSHY	28	Default-M3	LS to CP
VC16	PUSHY	28	Default-M3	LS to CP
VC18	PUSHY	28	Default-M3	LS to CP
VC22	PUSHY	28	Default-M3	LS to CP
VC28	PUSHY	28	Default-M3	LS to CP
VD10	PUSHY	28	Default-M3	LS to CP
VD14	PUSHY	28	Default-M3	LS to CP
VD16	PUSHY	28	Default-M3	LS to CP
VD18	PUSHY	28	Default-M3	LS to CP
VD20	PUSHY	28	Default-M3	LS to CP
VD22	PUSHY	28	Default-M3	LS to CP
VD24	PUSHY	28	Default-M3	LS to CP
VD28	PUSHY	28	Default-M3	LS to CP
VE10	PUSHY	28	Default-M3	LS to CP
VE14	PUSHY	28	Default-M3	LS to CP
VE16	PUSHY	28	Default-M3	LS to CP
VE18	PUSHY	28	Default-M3	LS to CP
VE20	PUSHY	28	Default-M3	LS to CP
VE22	PUSHY	28	Default-M3	LS to CP
VE24	PUSHY	28	Default-M3	LS to CP
VE28	PUSHY	28	Default-M3	LS to CP
VF10	PUSHY	28	Default-M3	LS to CP
VF15	PUSHY	28	Default-M3	LS to CP
VF16	PUSHY	28	Default-M3	LS to CP
VF22	PUSHY	28	Default-M3	LS to CP
VF28	PUSHY	28	Default-M3	LS to CP
VG10	PUSHY	28	Default-M3	LS to CP
VG15	PUSHY	28	Default-M3	LS to CP
VG16	PUSHY	28	Default-M3	LS to CP
VG22	PUSHY	28	Default-M3	LS to CP
VG28	PUSHY	28	Default-M3	LS to CP
VH10	PUSHY	28	Default-M3	LS to CP
VH15	PUSHY	28	Default-M3	LS to CP
VH16	PUSHY	28	Default-M3	LS to CP
VH22	PUSHY	28	Default-M3	LS to CP

ANEXO B: REHABILITACION CON MUROS DE CORTANTE MODELO 1

ENCAMISADO DE VIGAS PARA MEJORAMIENTO DE ÍNDICES DE SOBRESFUERZO ANTE CARGAS VERTICALES (1.4D+1.7L) MAYORES A 1.

En el análisis lineal de la estructura, se han obtenido en algunas vigas índices de sobreesfuerzo mayores a 1 ante carga vertical (1.4D+1.7L), estas vigas serán reforzadas aumentando la cantidad de refuerzo longitudinal.

Tabla. III Descripción de la intervención de vigas para soporte de carga vertical

ELEMENTO (FRAME)	UBICACIÓN DE LA VIGA			REFUERZO ACTUAL		REFUERZO DESPUES DE INTERVENIR			
	Pórtico	Entre pórticos		Nivel	(+)	(-)	(+)	(-)	
V1-121	1	E	Y	F	9	2 N°5	2 N°5	2 N°5	4 N°5
V2-15	2	H	Y	I	2	1N°4+2N°5	1N°5+2N°6	1N°4+2N°5	4N°5+2N°6
V3-31	3	H	Y	I	3	1N°4+2N°5	2N°6+3N°7	1N°4+2N°5	3N°5+2N°6+3N°7
V3-32	3	H	Y	I	3	3 N°6	2N°5+2N°6	3 N°6	5N°5+2N°6

CHEQUEOS ANALISIS ELASTICO

Se presentan los índices de sobreesfuerzos en elementos representativos de la estructura. Se ha considerado valores de $\phi_c = 0.9$ y $\phi_e = 0.9$, para los factores de calidad del diseño, la construcción y el estado de la estructura.

Combinación 1.05D + 1.275L+0.3 sismo Y + sismo X.

- Índices de sobreesfuerzo en columnas.

figura XXI Indices de sobreesfuerzo en columnas la combinación (1.05 Muerta + 1.275Viva+0.3Sismo Y + Sismo X) eje 1



figura XXII Indices de sobreesfuerzo en columnas la combinación (1.05 Muerta + 1.275Viva+0.3Sismo Y + Sismo X) eje 2

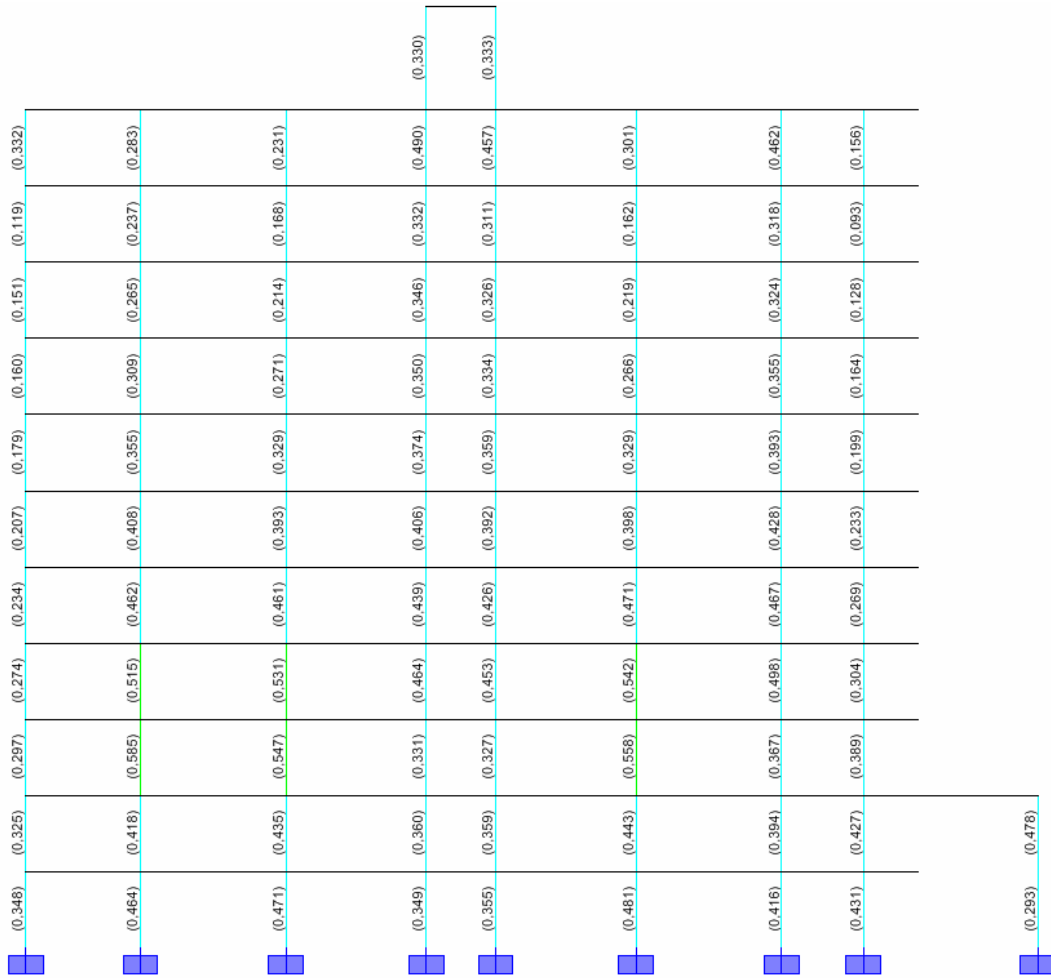
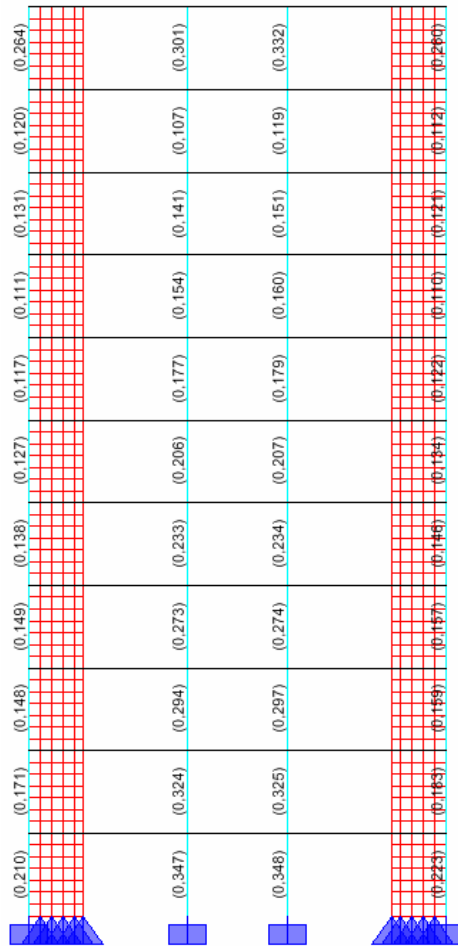
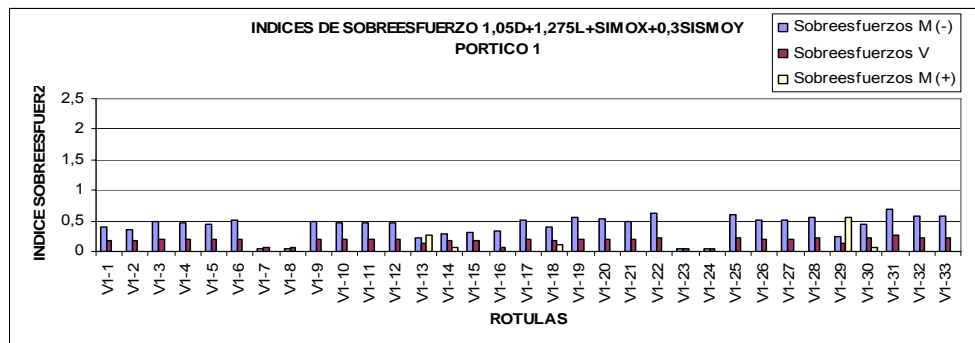


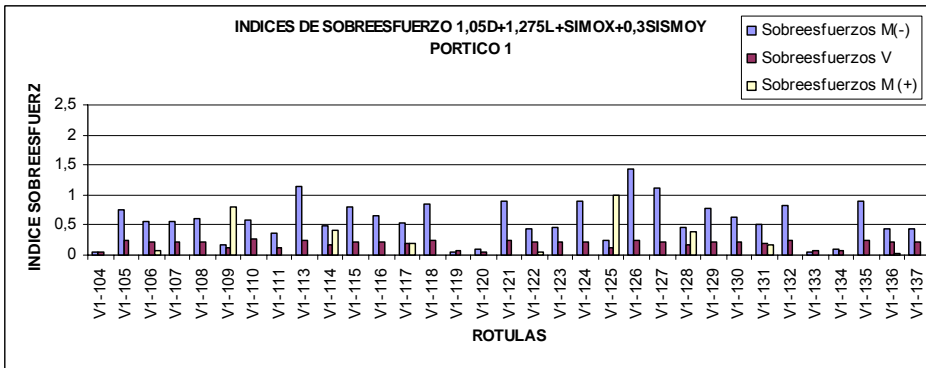
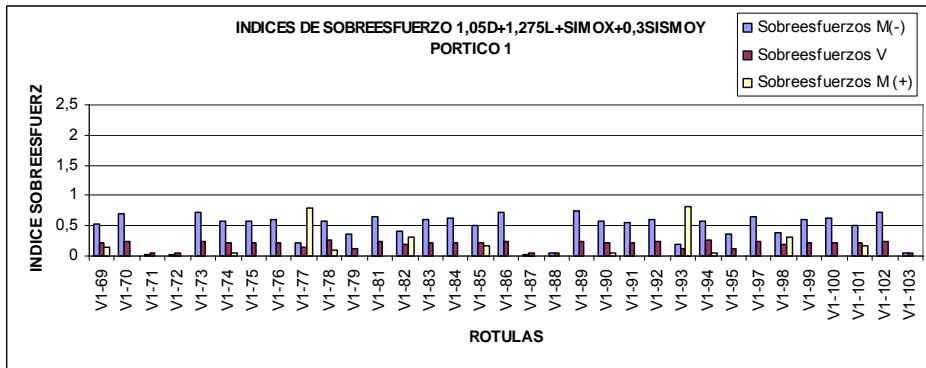
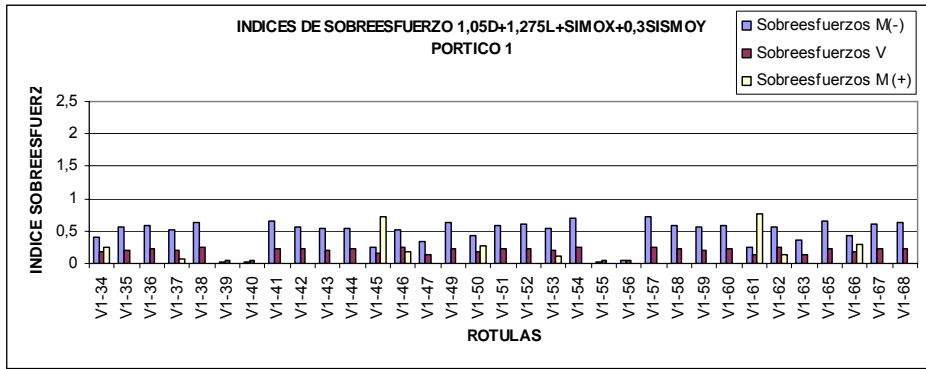
figura XXIII Indices de sobreesfuerzo en columnas la combinación (1.05 Muerta + 1.275Viva+0.3Sismo Y + Sismo X) eje A



- Índices de sobreesfuerzo en vigas

figura XXIV Indices de sobreesfuerzo en vigas combinación (1.05 Muerta + 1.275Viva+0.3Sismo Y + Sismo X) Pórtico 1





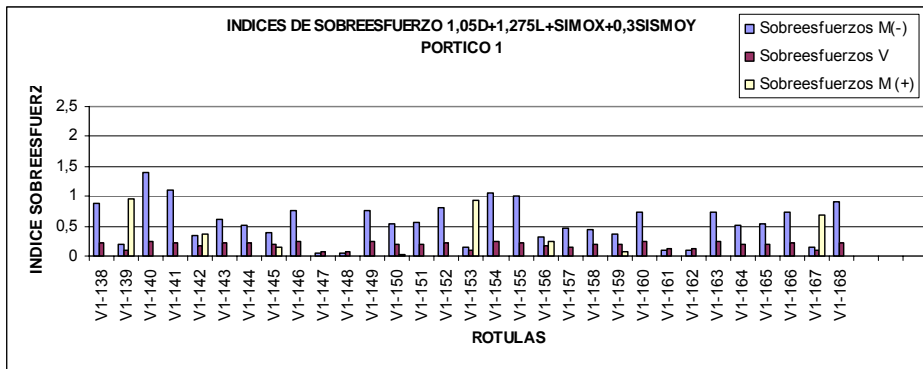
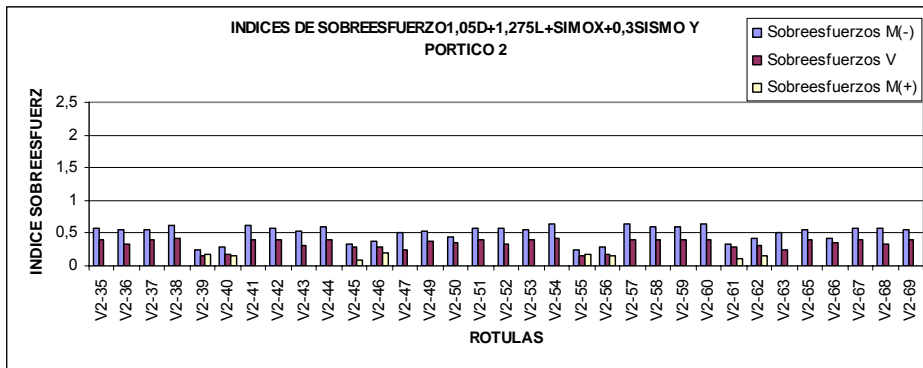
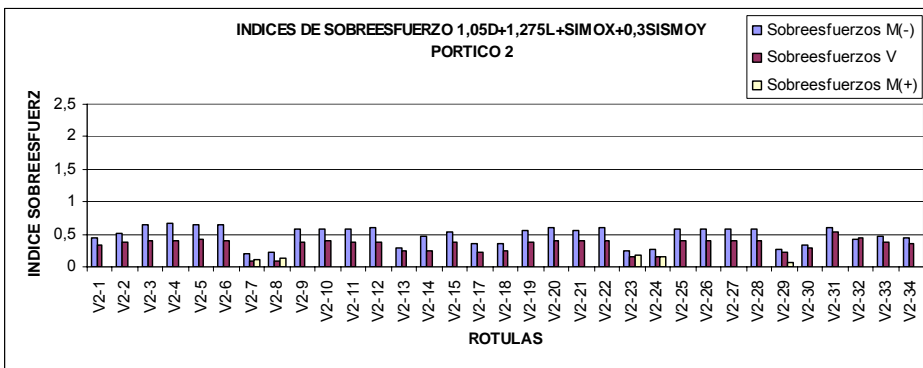


figura XXV Indices de sobreesfuerzo en vigas combinación (1.05 Muerta + 1.275Viva+0.3Sismo Y + Sismo X) Pórtico 2



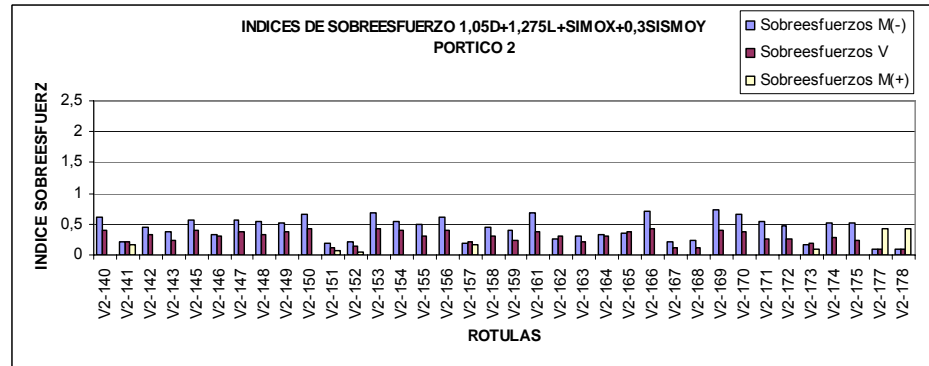
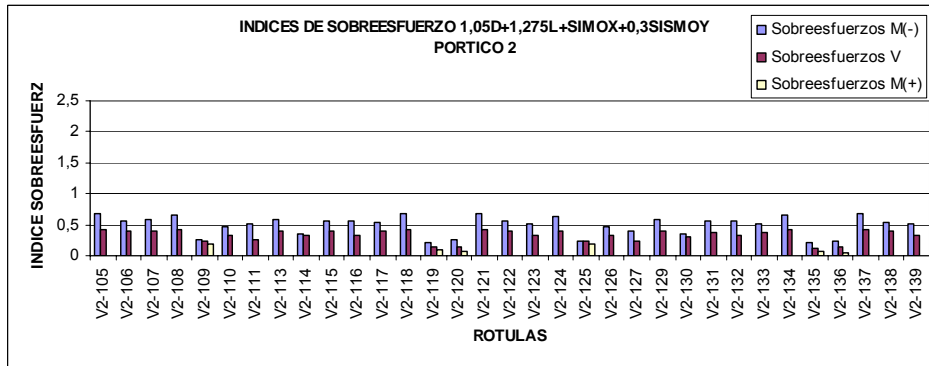
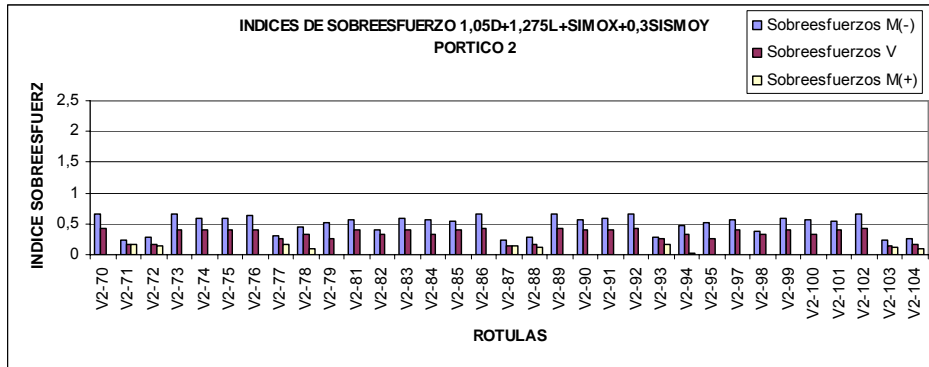
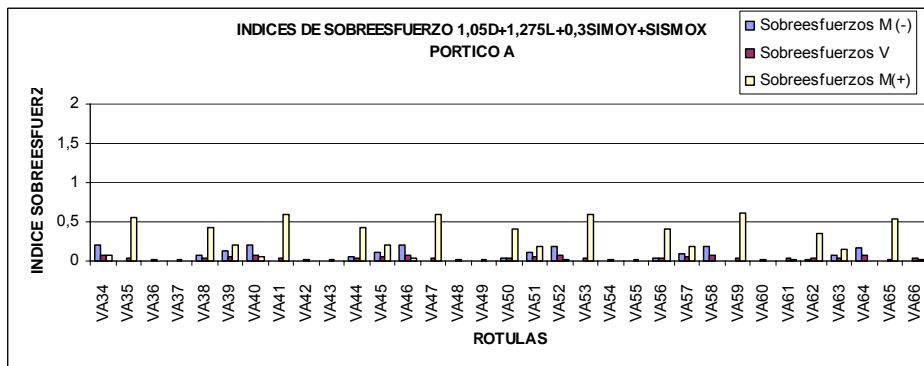
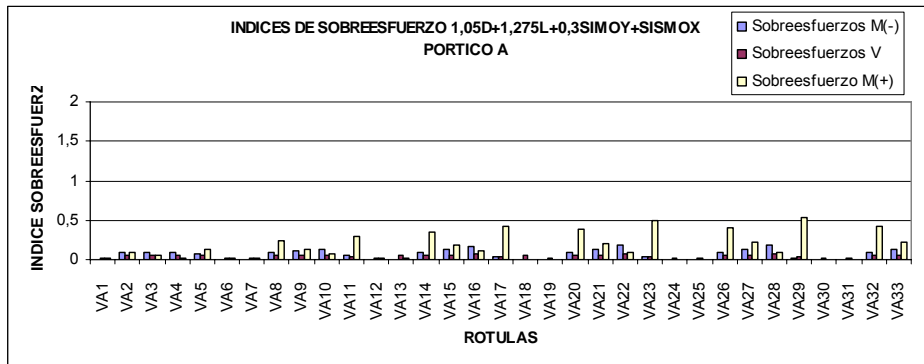


figura XXVI Indices de sobreesfuerzo en vigas combinación (1.05 Muerta + 1.275Viva+0.3Sismo Y + Sismo X) Pórtico A



Combinación 1.05D+1.275L+sismoY+0.3 sismo X

- Índices de sobreesfuerzos en columnas

figura XXVII Índices de sobreesfuerzo en columnas la combinación (1.05 Muerta+1.275Viva+Sismo Y+0.3Sismo X) eje 1

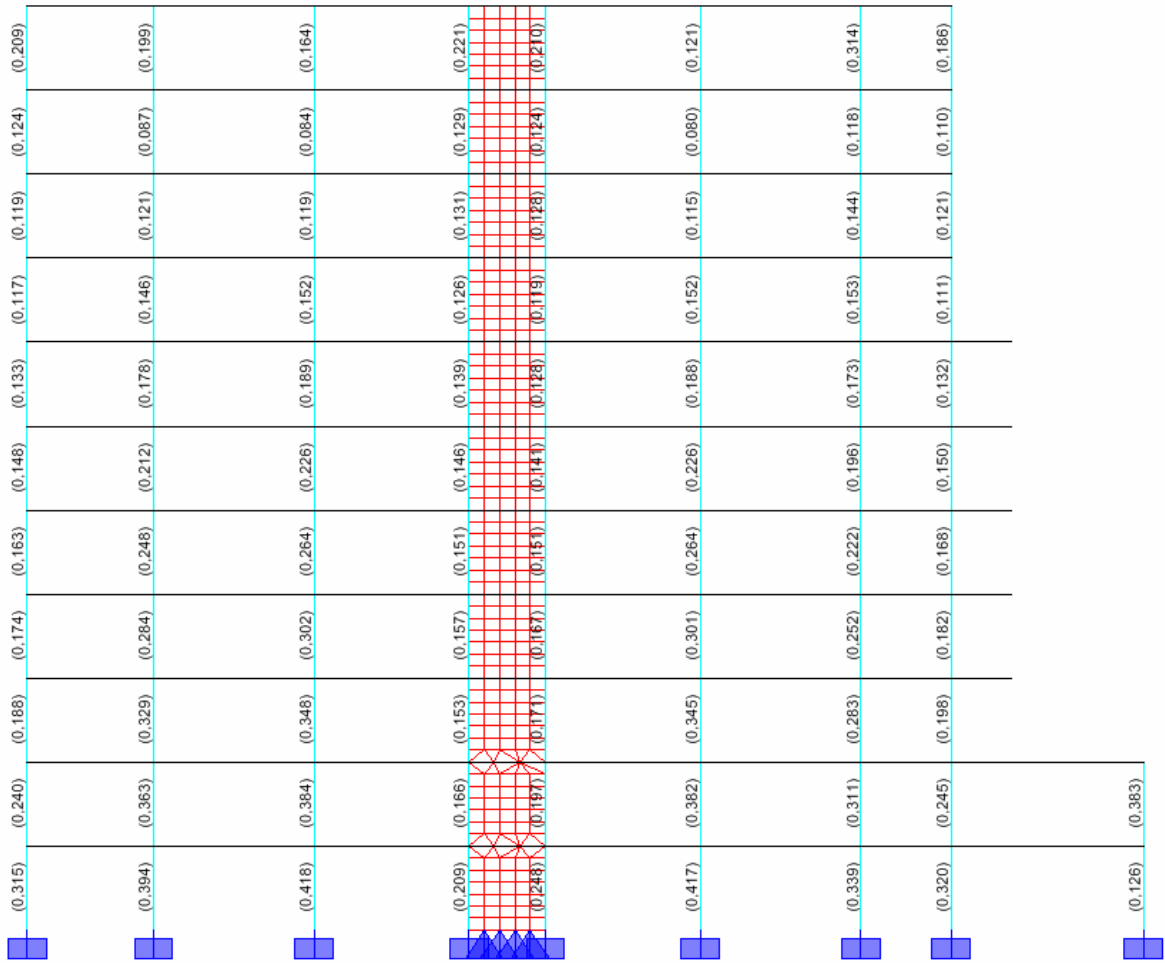


figura XXVIII Índices de sobreesfuerzo en columnas la combinación (1.05 Muerta+1.275Viva+Sismo Y+0.3Sismo X) eje 2

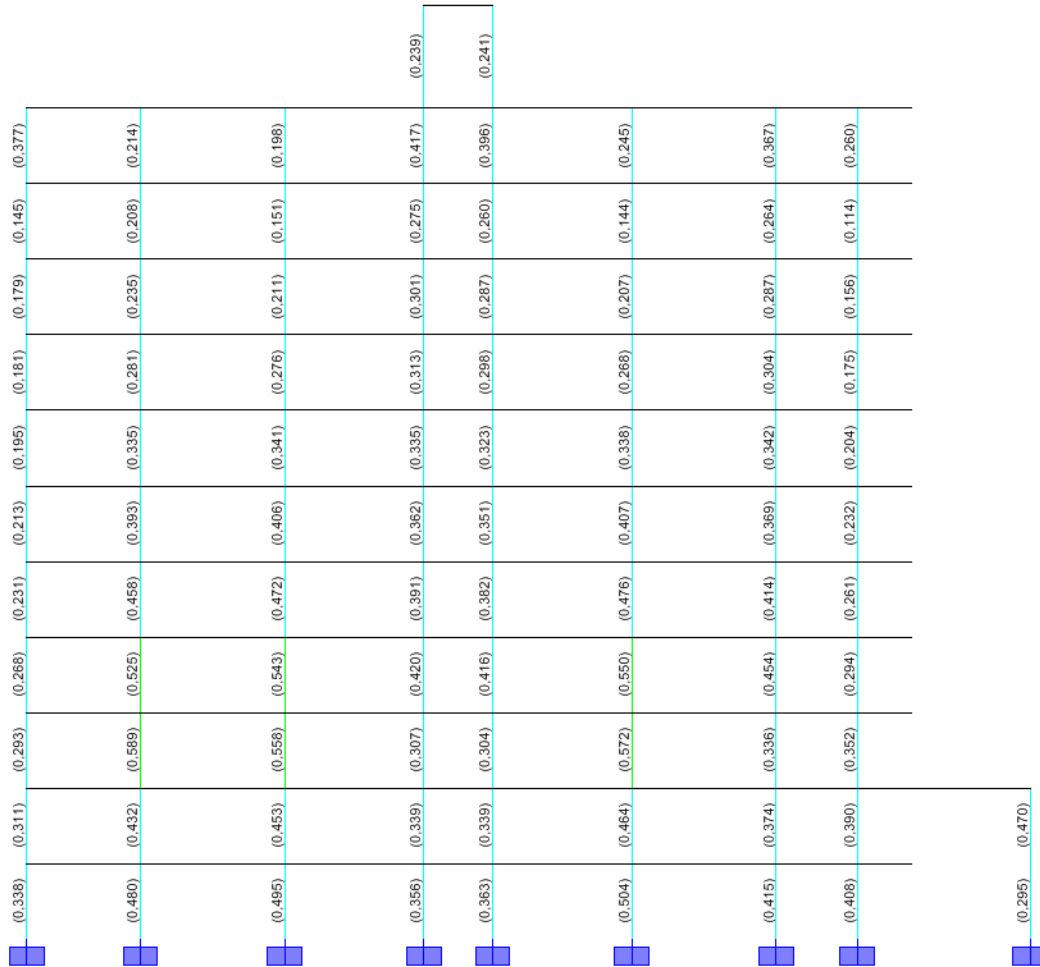
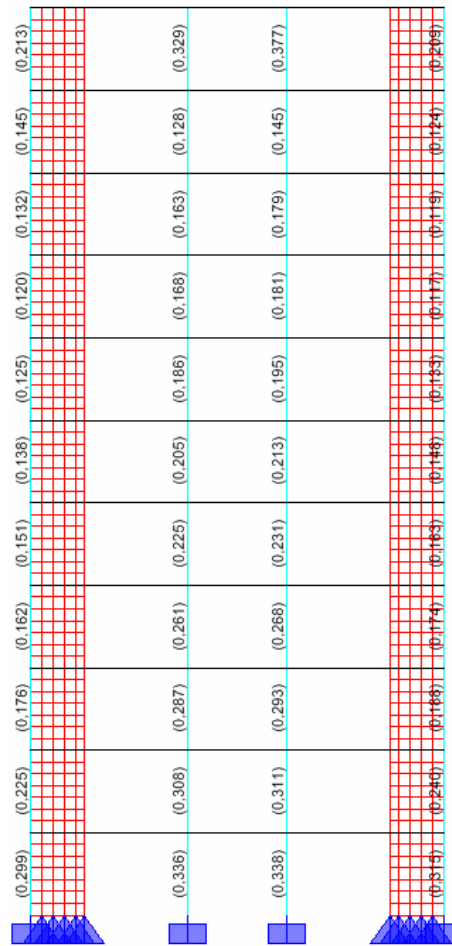
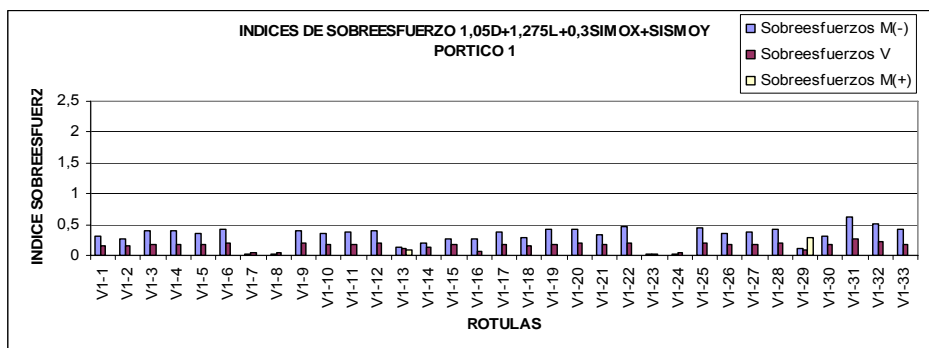


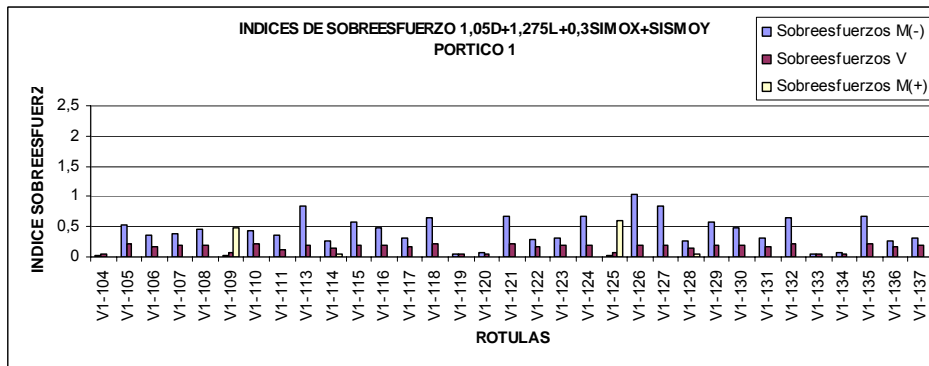
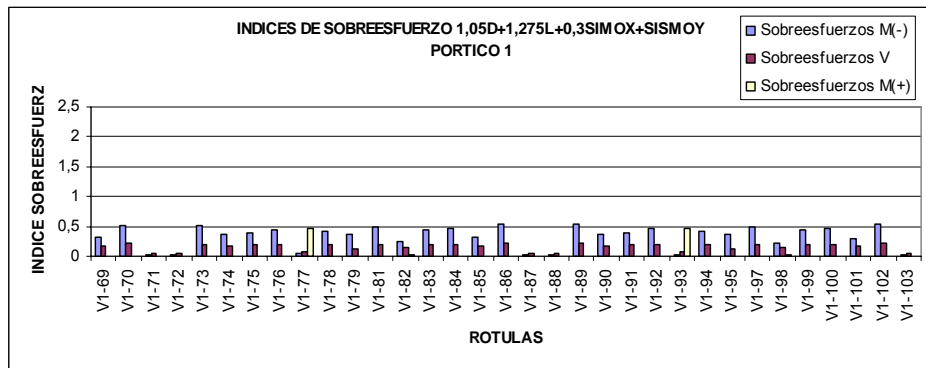
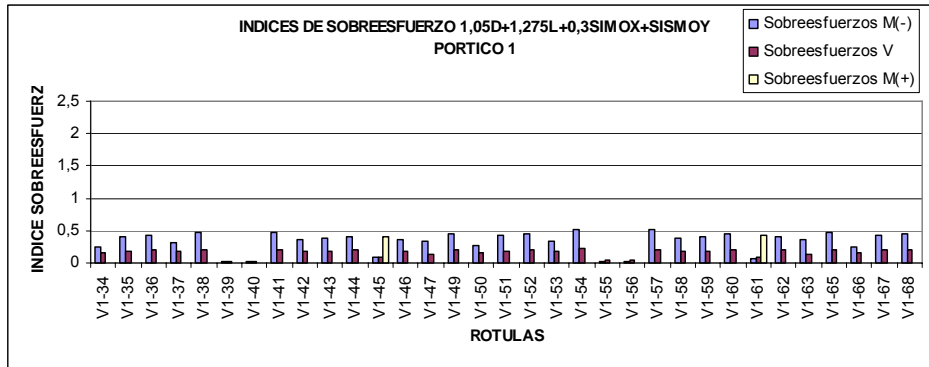
figura XXIX Índices de sobreesfuerzo en columnas la combinación (1.05 Muerta+1.275Viva+SismoY+0.3Sismo X) eje A (1.05



- Índices de sobreesfuerzos en vigas.

Figura XXX Índices de sobreesfuerzo en Vigas combinación (1.05 Muerta + 1.275Viva + SismoY + 0.3Sismo X) Pórtico 1





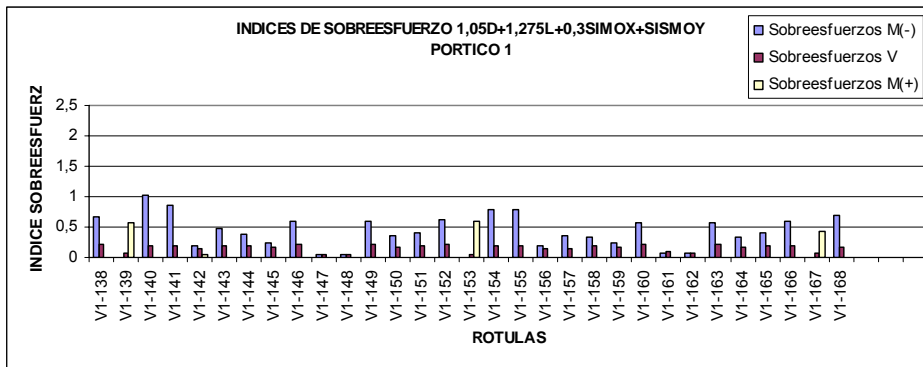
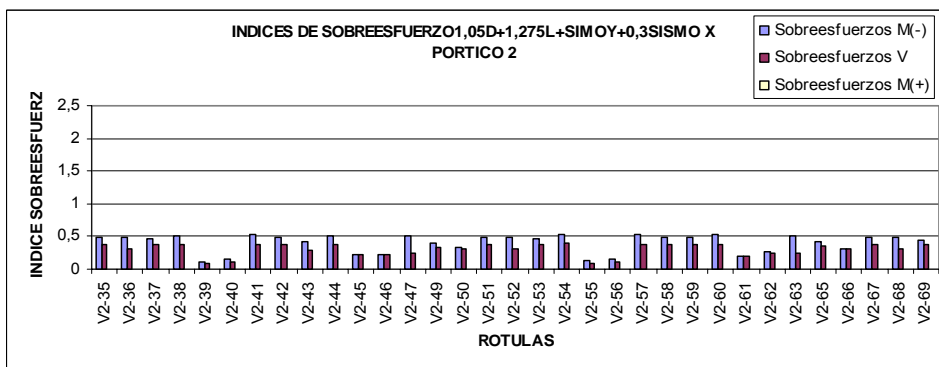
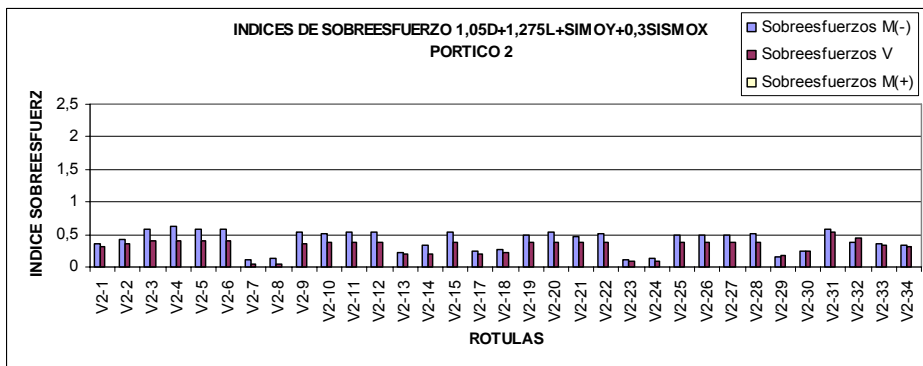


Figura XXXI Índices de sobreesfuerzo en Vigas combinación (1.05 Muerta + 1.275Viva + SismoY + 0.3Sismo X) Pórtico 2



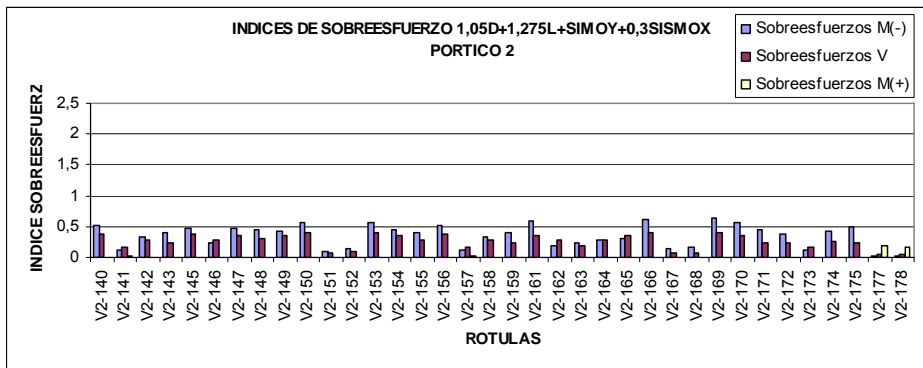
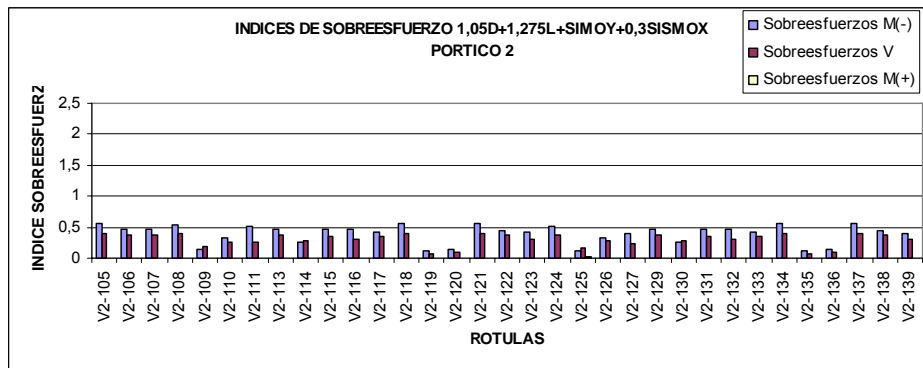
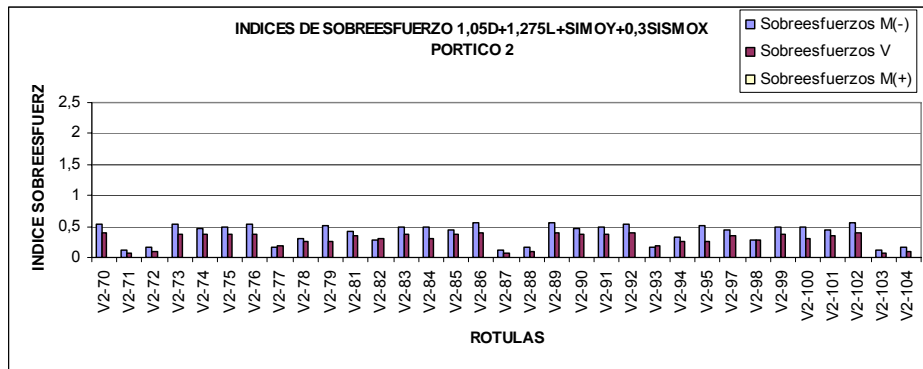
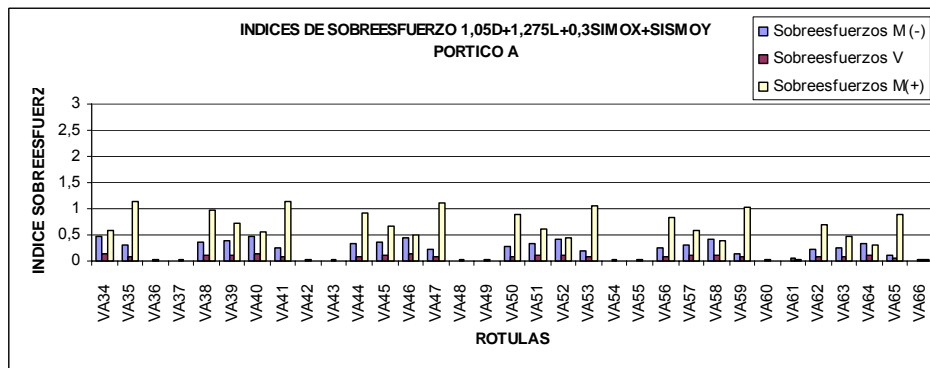
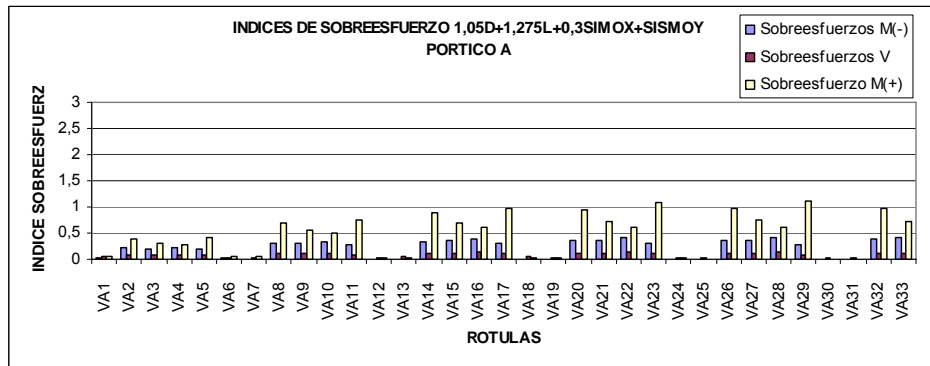


Figura XXXII Índices de sobreesfuerzo en Vigas combinación (1.05 Muerta + 1.275Viva + Sismo Y + 0.3Sismo X) Pórtico A



ANALISIS INELASTICO

Ubicación de las rotulas

La ubicación de las rotulas en los elementos estructurales como vigas y columnas son las mismas asignadas para el análisis inelástico de la estructura sin rehabilitar.

Estado de rotulas que sobrepasan el limite de seguridad en la vida

Tabla. IV Rotulas que sobrepasan el limite de seguridad en la vida en el punto de comportamiento para el caso PUSH X

ROTULA	CASO	PASO	ROTULA ASIGNADA	ESTADO DE LA ROTULA
COL-E-1	PUSHX	31	Default-PMM	LS to CP
COL-E-4	PUSHX	31	Default-PMM	LS to CP
V4-121	PUSHX	31	Default-M3	LS to CP
V4-135	PUSHX	31	Default-M3	LS to CP

Tabla. V Rotulas que sobrepasan el limite de seguridad en la vida en el punto de comportamiento para el caso PUSH Y

ROTULA	CASO	PASO	ROTULA ASIGNADA	ESTADO DE LA ROTULA
VA20	PUSHY	33	Default-M3	LS to CP
VA26	PUSHY	33	Default-M3	LS to CP
VA32	PUSHY	33	Default-M3	LS to CP
VA38	PUSHY	33	Default-M3	LS to CP
VH20	PUSHY	33	Default-M3	LS to CP
VH26	PUSHY	33	Default-M3	LS to CP
VH32	PUSHY	33	Default-M4	LS to CP
VH38	PUSHY	33	Default-M5	LS to CP

Encamisado de columnas que sobrepasan limite de seguridad en la vida

Las columnas que requieren intervenci3n se presentan en la tabla VI

Tabla. VI Columnas con intervenci3n

ELEMENTO (FRAME)	UBICACI3N DE LA COLUMNA			seccion actual		seccion despues de intervencion	
	Portico en X	Portico en Y	Entrepiso	Dimensiones	Refuerzo	Dimensiones	Refuerzo
Col E1	4	E	1	70X35	12 N°9	80X45	20N°9
Col E4	1	E	1	70X35	12 N°9	80X45	20N°19

ANÁLISIS DE LAS VIGAS XTRACT QUE SOBREPASAN LOS LIMITES DE SEGURIDAD EN LA VIDA

Análisis elementos sobrerotulados en el Push over en sentido X

Tabla. VII Rotulas que sobrepasan el limite de seguridad en la vida en el punto de comportamiento en X después de las intervenciones realizadas (muros de cortante y encamisado de columnas)

ROTULA	CASO	TIPO DE ROTULA	M3
V4-121	PUSH X	M3	-54,17
V4-135	PUSH X	M3	-54.058

se analizan entonces la sección de estos elementos en el programa Xtract y se obtiene grafica de momento-curvatura de la sección. Con estos datos se definen las propiedades de la rótula en el modelo inelástico de SAP 2000.

Los elementos V4-121 y V4-135 tienen la misma sección y los resultados del análisis son los siguientes:

Figura XXXIII Resultados análisis para los elementos V4-121 y V4-135 para momento positivo

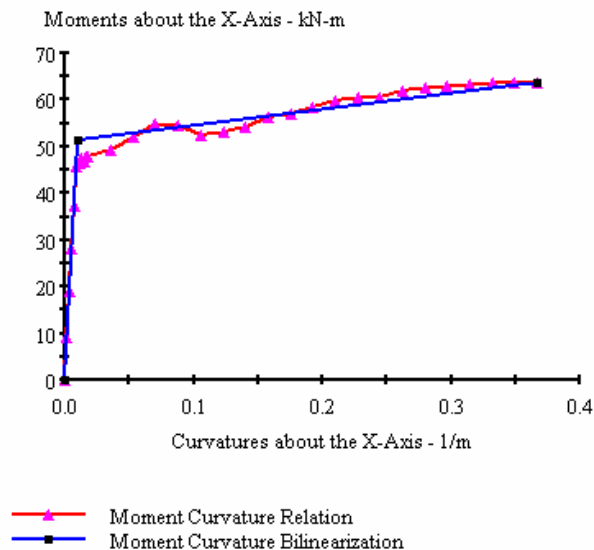


Tabla. VIII Resultados del análisis en Xtract para los elementos V4-121 Y V4-135 para momento positivo

Failing Material:	acero longitudinal
Failure Strain:	90.00E-3 Tension
Curvature at Initial Load:	0 1/m
Curvature at First Yield:	-9.133E-3 1/m
Ultimate Curvature:	-.3670 1/m
Moment at First Yield:	-45.31 kN-m
Ultimate Moment:	-63.72 kN-m
Centroid Strain at Yield:	.9583E-3 Tension
Centroid Strain at Ultimate:	44.10E-3 Tension
N.A. at First Yield:	-1049 m
N.A. at Ultimate:	-1202 m
Energy per Length:	20.79 kN
Effective Yield Curvature:	10.36E-3 1/m
Effective Yield Moment:	51.39 kN-m
Over Strength Factor:	-1.240
EI Effective:	4.961E+6 N-m ²
Yield EI Effective:	34.59E+3 N-m ²
Bilinear Harding Slope:	.6972 %
Curvature Ductility:	35.43

Figura XXXIV Resultados análisis para los elementos V4-121 y V4-135 para momento negativo

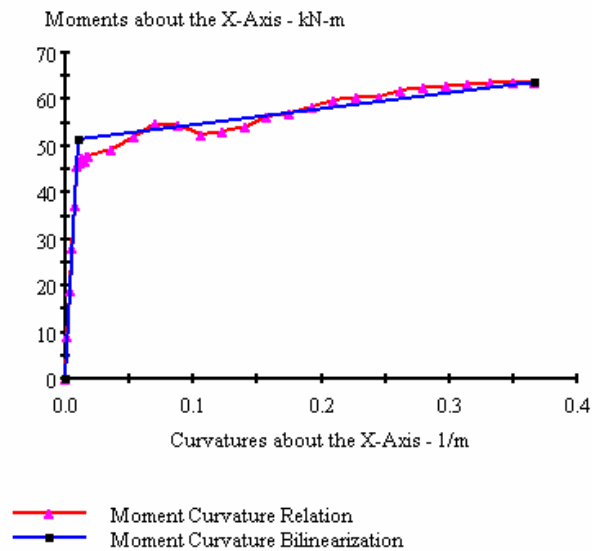


Tabla. IX Resultados del análisis en Xtract para los elementos V4-121 Y V4-135 para momento negativo

Failing Material:	acero longitudinal
Failure Strain:	90.00E-3 Tension
Curvature at Initial Load:	0 1/m
Curvature at First Yield:	9.133E-3 1/m
Ultimate Curvature:	.3670 1/m
Moment at First Yield:	45.31 kN-m
Ultimate Moment:	63.72 kN-m
Centroid Strain at Yield:	.9583E-3 Tension
Centroid Strain at Ultimate:	44.10E-3 Tension
N.A. at First Yield:	.1049 m
N.A. at Ultimate:	.1202 m
Energy per Length:	20.79 kN
Effective Yield Curvature:	10.36E-3 1/m
Effective Yield Moment:	51.39 kN-m
Over Strength Factor:	1.240
EI Effective:	4.961E+6 N-m ²
Yield EI Effective:	34.59E+3 N-m ²
Bilinear Harding Slope:	.6972 %
Curvature Ductility:	35.43

Análisis elementos sobrerotulados en el Push Y

Tabla. X Rotulas que sobrepasan el limite de seguridad en la vida en el punto de comportamiento en Y después de las intervenciones realizadas (muros de cortante y encamisado de columnas)

ROTULA	CASO	TIPO DE ROTULA	M3
VA20	PUSH Y	M3	52,79
VA26	PUSH Y	M3	52,99
VA32	PUSH Y	M3	52,09
VA38	PUSH Y	M3	52,8
VH20	PUSH Y	M3	52,79
VH26	PUSH Y	M3	53,13
VH32	PUSH Y	M3	52,44
VH38	PUSH Y	M3	52,75

se analizan entonces la sección de estos elementos en el programa Xtract y se obtiene la grafica momento-curvatura. Con estos datos se define la rotula en el modelo inelástico de SAP 2000.

Los elementos VA-20, VA-26, VH-20 y VH26 tienen la misma sección al igual que los elementos VA-32, VA-38, VH-32 y VH-38 y los resultados del análisis son los siguientes:

Figura XXXV Resultados análisis para los elementos VA-20, VA-26, VH-20 y VH26 para momento positivo

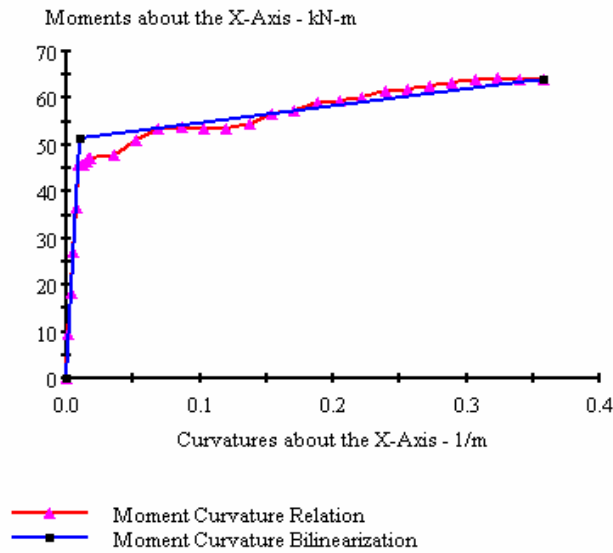


Tabla. XI Resultados del análisis en Xtract para los elementos VA-20, VA-26, VH-20 y VH26 para momento positivo

Failing Material:	acero longitudinal
Failure Strain:	90.00E-3 Tension
Curvature at Initial Load:	0 1/m
Curvature at First Yield:	-9.183E-3 1/m
Ultimate Curvature:	-3577 1/m
Moment at First Yield:	-45.72 kN-m
Ultimate Moment:	-64.03 kN-m
Centroid Strain at Yield:	.9105E-3 Tension
Centroid Strain at Ultimate:	43.65E-3 Tension
N.A. at First Yield:	-99.15E-3 m
N.A. at Ultimate:	-.1221 m
Energy per Length:	20.28 kN
Effective Yield Curvature:	10.28E-3 1/m
Effective Yield Moment:	51.19 kN-m
Over Strength Factor:	-1.251
EI Effective:	4.979E+6 N-m ²
Yield EI Effective:	36.98E+3 N-m ²
Bilinear Harding Slope:	.7427 %
Curvature Ductility:	34.79

Figura XXXVI Resultados análisis para los elementos VA-20, VA-26, VH-20 y VH26 para momento negativo

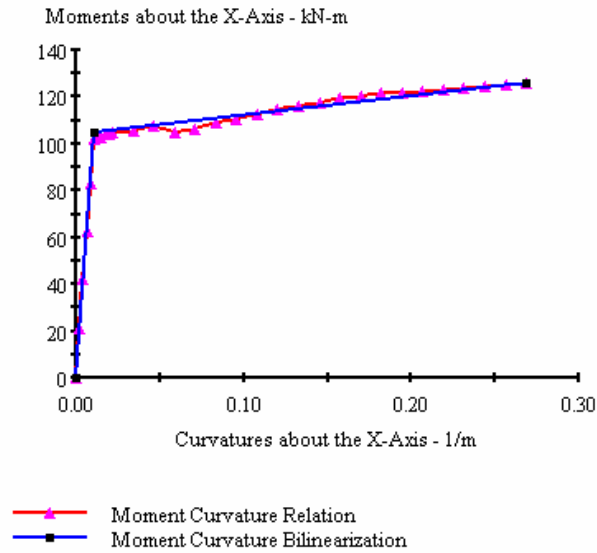


Tabla. XII Resultados del análisis en Xtract para los elementos VA-20, VA-26, VH-20 y VH26 para momento negativo

Failing Material:	concreto confinado
Failure Strain:	20.00E-3 Compression
Curvature at Initial Load:	0 1/m
Curvature at First Yield:	10.80E-3 1/m
Ultimate Curvature:	.2686 1/m
Moment at First Yield:	102.0 kN-m
Ultimate Moment:	126.2 kN-m
Centroid Strain at Yield:	.7554E-3 Tension
Centroid Strain at Ultimate:	18.84E-3 Tension
N.A. at First Yield:	69.93E-3 m
N.A. at Ultimate:	70.12E-3 m
Energy per Length:	30.36 kN
Effective Yield Curvature:	11.14E-3 1/m
Effective Yield Moment:	105.1 kN-m
Over Strength Factor:	1.200
EI Effective:	9.439E+6 N-m ²
Yield EI Effective:	81.67E+3 N-m ²
Bilinear Harding Slope:	.8652 %
Curvature Ductility:	24.12

Figura XXXVII Resultados análisis para los elementos VA-32, VA-38, VH-32 y VH-38 para momento positivo

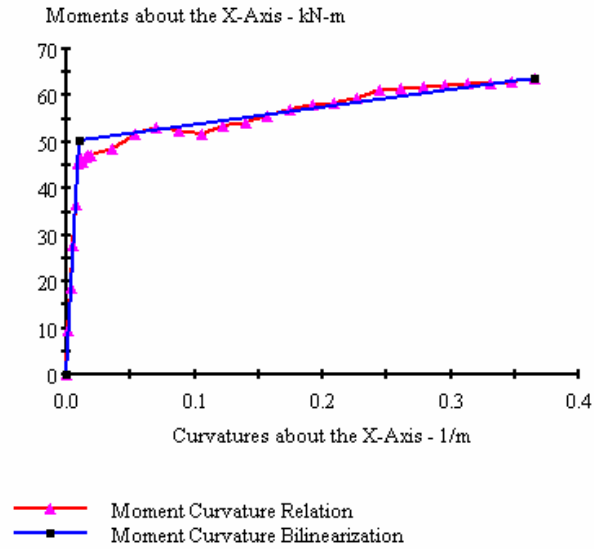


Tabla. XIII Resultados del análisis en Xtract para los elementos VA-32, VA-38, VH-32 y VH-38 para momento positivo

Failing Material:	acero longitudinal
Failure Strain:	90.00E-3 Tension
Curvature at Initial Load:	0 1/m
Curvature at First Yield:	-9.254E-3 1/m
Ultimate Curvature:	-3653 1/m
Moment at First Yield:	-45.40 kN-m
Ultimate Moment:	-63.58 kN-m
Centroid Strain at Yield:	.9142E-3 Tension
Centroid Strain at Ultimate:	43.15E-3 Tension
N.A. at First Yield:	-98.79E-3 m
N.A. at Ultimate:	-1181 m
Energy per Length:	20.50 kN
Effective Yield Curvature:	10.28E-3 1/m
Effective Yield Moment:	50.45 kN-m
Over Strength Factor:	-1.260
EI Effective:	4.906E+6 N-m ²
Yield EI Effective:	36.97E+3 N-m ²
Bilinear Harding Slope:	.7536 %
Curvature Ductility:	35.52

Figura XXXVIII Resultados análisis para los elementos VA-32, VA-38, VH-32 y VH-38 para momento negativo

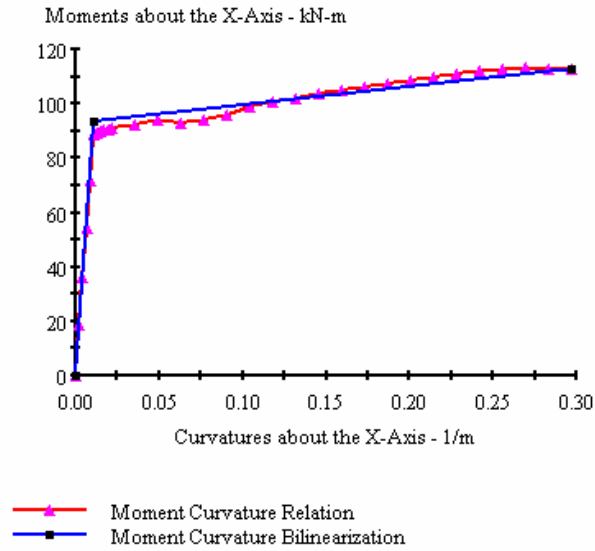


Tabla. XIV Resultados del análisis en Xtract para los elementos VA-32, VA-38, VH-32 y VH-38 para momento negativo

Failing Material:	concreto confinado
Failure Strain:	20.00E-3 Compression
Curvature at Initial Load:	0 1/m
Curvature at First Yield:	10.66E-3 1/m
Ultimate Curvature:	.2967 1/m
Moment at First Yield:	88.58 kN-m
Ultimate Moment:	112.9 kN-m
Centroid Strain at Yield:	.8093E-3 Tension
Centroid Strain at Ultimate:	22.49E-3 Tension
N.A. at First Yield:	75.91E-3 m
N.A. at Ultimate:	75.81E-3 m
Energy per Length:	29.99 kN
Effective Yield Curvature:	11.26E-3 1/m
Effective Yield Moment:	93.55 kN-m
Over Strength Factor:	1.207
EI Effective:	8.309E+6 N-m ²
Yield EI Effective:	67.80E+3 N-m ²
Bilinear Harding Slope:	.8160 %
Curvature Ductility:	26.35

**ANEXO C: REHABILITACION CON ARRIOSTRAMIENTO METALICO
MODELO 1**

ENCAMISADO DE VIGAS PARA MEJORAMIENTO DE ÍNDICES DE SOBRESFUERZO ANTE CARGAS VERTICALES (1.4D+1.7L) MAYORES A 1.

En el análisis lineal de la estructura, se han obtenido en algunas vigas índices de sobreesfuerzo mayores a 1 ante carga vertical (1.4D+1.7L), estas vigas serán reforzadas aumentando la cantidad de refuerzo longitudinal.

Tabla. XV Descripción de la intervención de vigas para soporte de carga vertical

ELEMENTO (FRAME)	UBICACIÓN DE LA VIGA			REFUERZO ACTUAL		REFUERZO DESPUES DE INTERVENIR	
	Pórtico	Entre pórticos	Nivel	(+)	(-)	(+)	(-)
V1-121	1	E Y F	9	2 N°5	2 N°5	2 N°5	4 N°5
V2-15	2	H Y I	2	1N°4+2N°5	1N°5+2N°6	1N°4+2N°5	4N°5+2N°6
V3-31	3	H Y I	3	1N°4+2N°5	2N°6+3N°7	1N°4+2N°5	3N°5+2N°6+3N°7
V3-32	3	H Y I	3	3 N°6	2N°5+2N°6	3 N°6	5N°5+2N°6

CHEQUEOS ANALISIS ELASTICO

Se presentan los índices de sobreesfuerzos en elementos representativos de la estructura. Se ha considerado valores de $\phi_c = 0.9$ y $\phi_e = 0.9$, para los factores de calidad del diseño, la construcción y el estado de la estructura.

Combinación 1.05D + 1.275L+0.3 sismo Y + sismo X.

- Índices de sobreesfuerzo en columnas.

figura XXXIX Indices de sobreesfuerzo en columnas la combinación (1.05 Muerta + 1.275Viva+0.3Sismo Y + Sismo X)eje 1

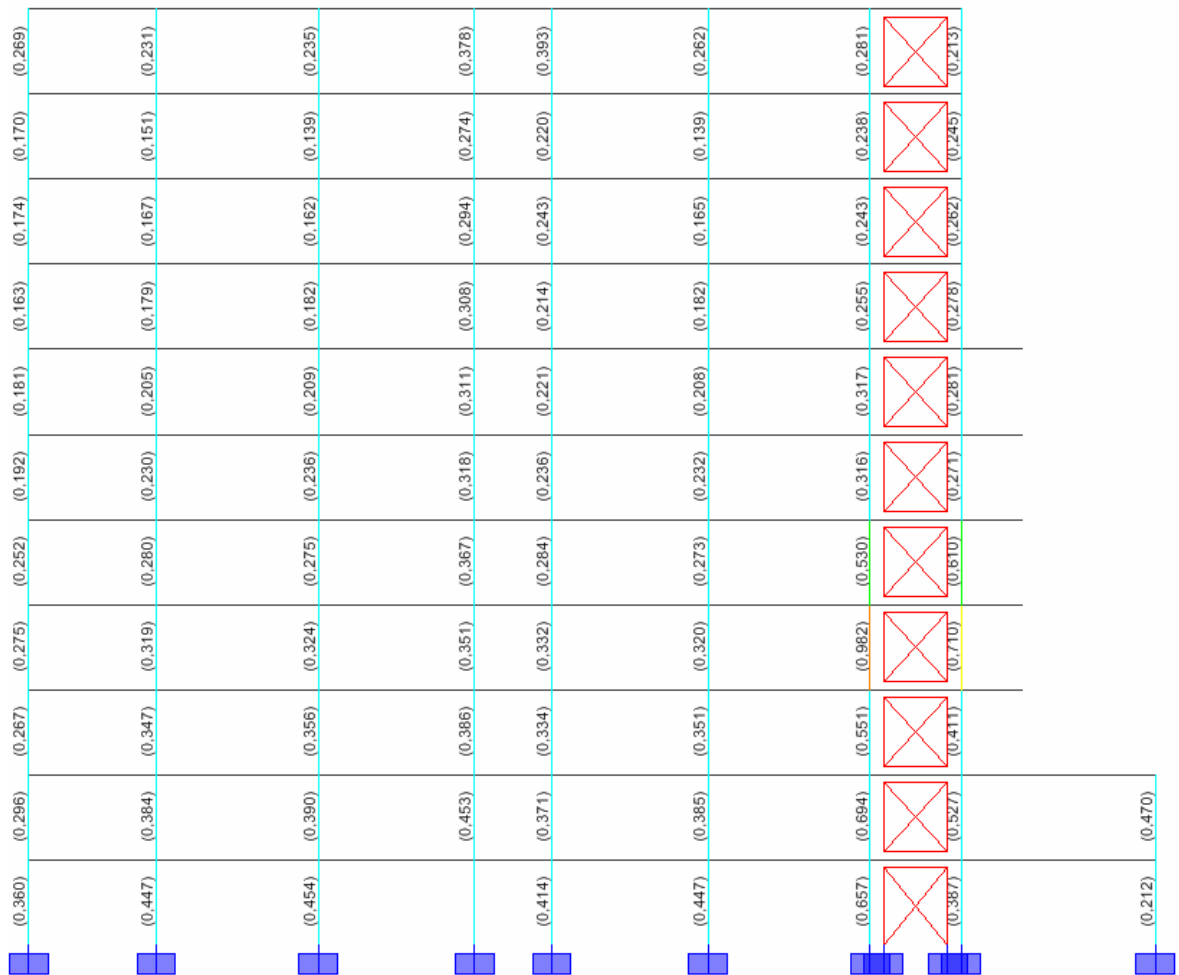


figura XL Indices de sobreesfuerzo en columnas la combinación (1.05 Muerta + 1.275Viva+0.3Sismo Y + Sismo X)eje 2

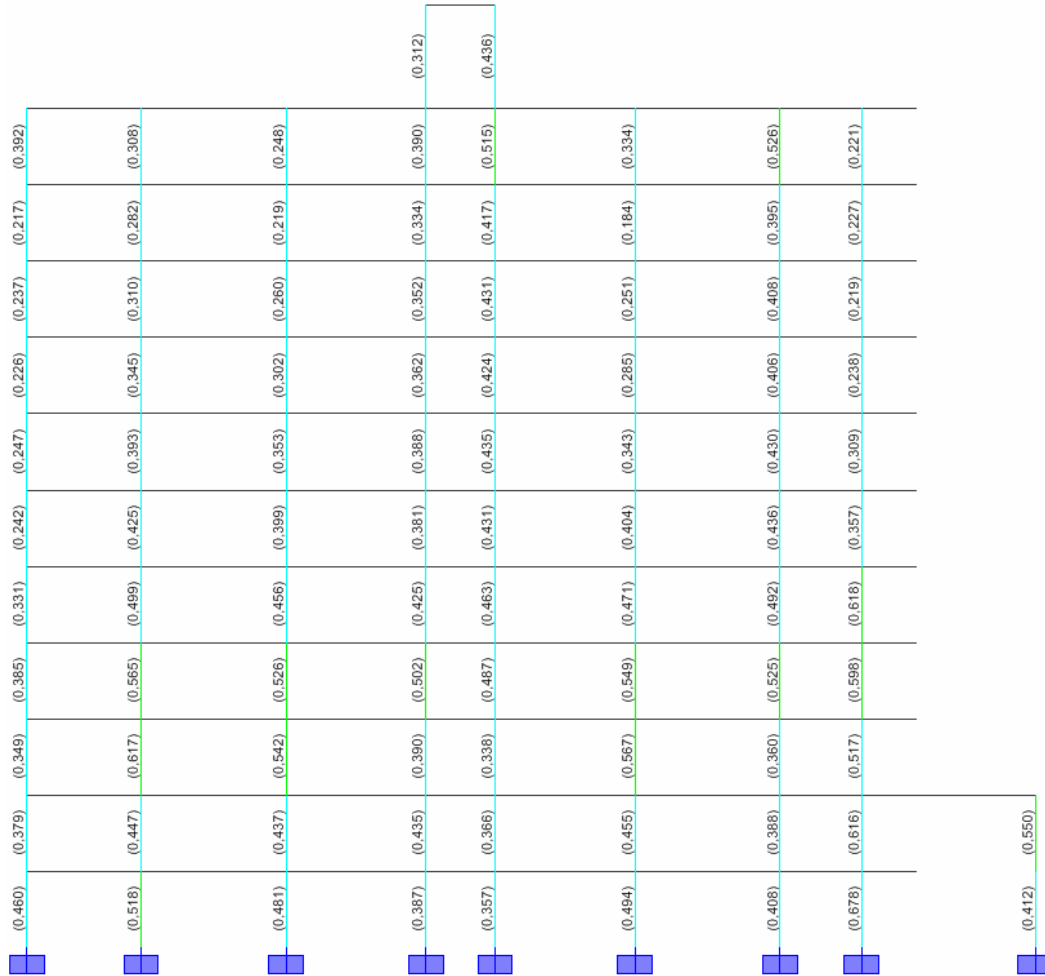
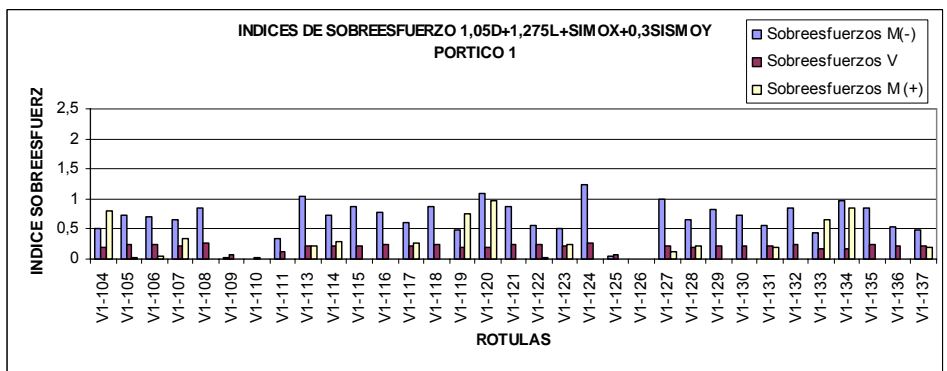
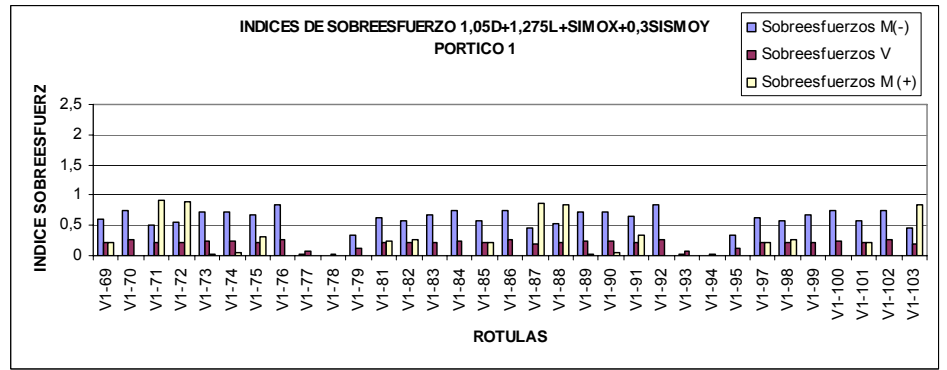
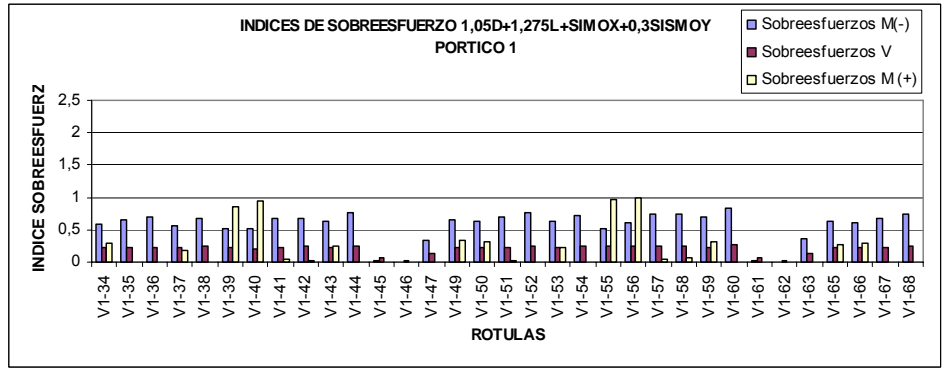
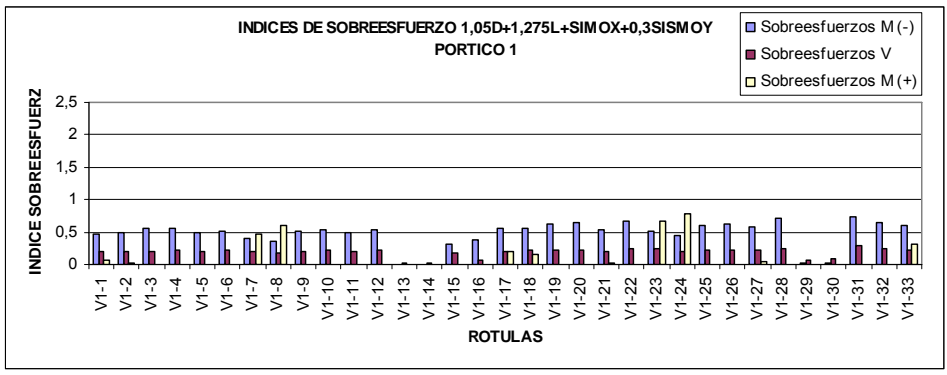


figura XLI Indices de sobreesfuerzo en columnas la combinación (1.05 Muerta + 1.275Viva+0.3Sismo Y + Sismo X)eje A



- Índices de sobreesfuerzo en vigas

figura XLII Indices de sobreesfuerzo en vigas combinación (1.05 Muerta + 1.275Viva+0.3Sismo Y + Sismo X) Pórtico 1



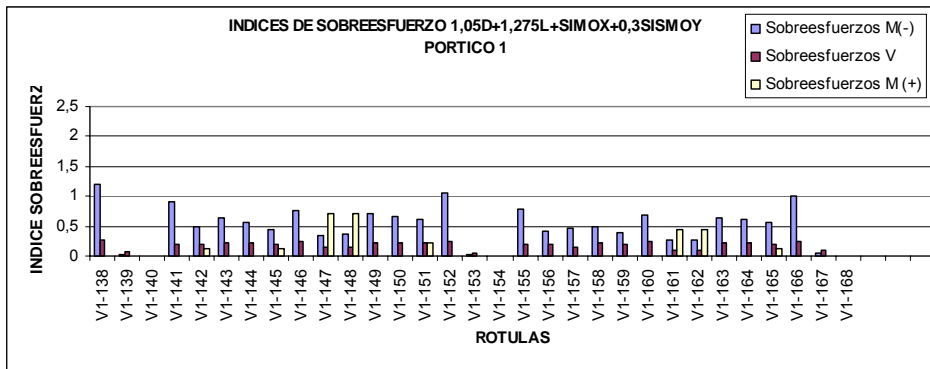
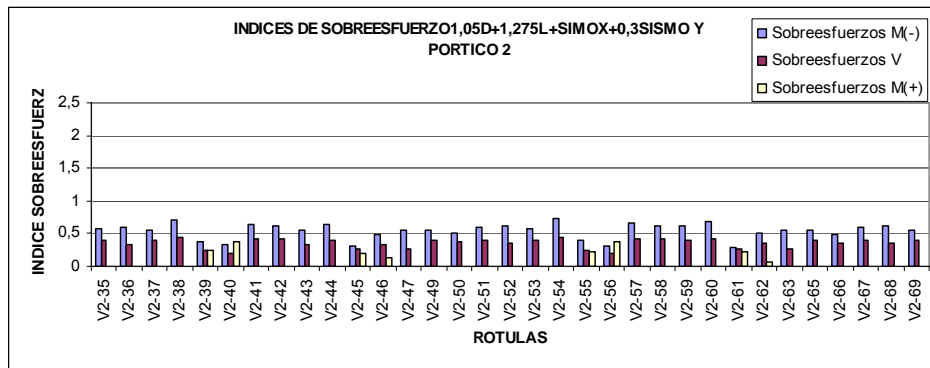
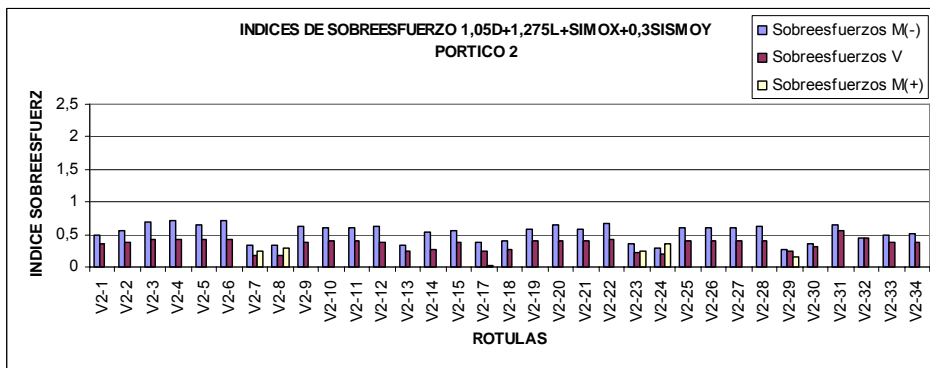


figura XLIII Indices de sobreesfuerzo en vigas combinación (1.05 Muerta + 1.275Viva+0.3Sismo Y + Sismo X) Pórtico 2



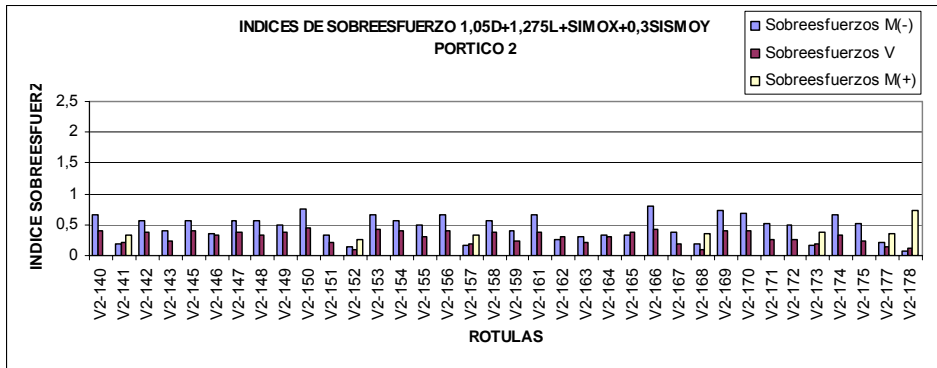
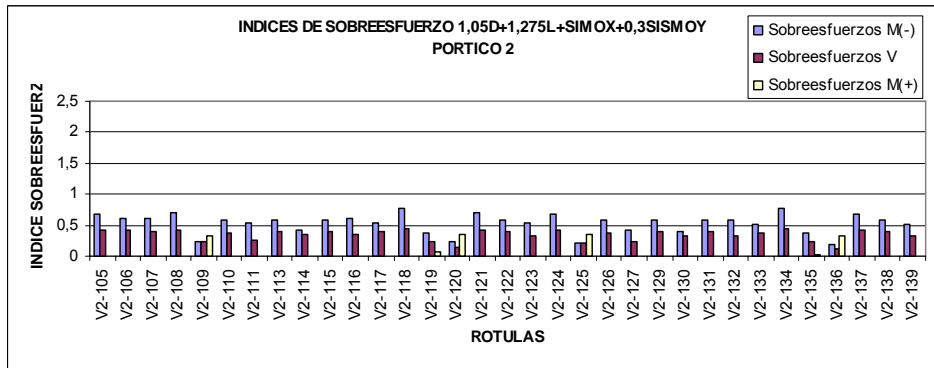
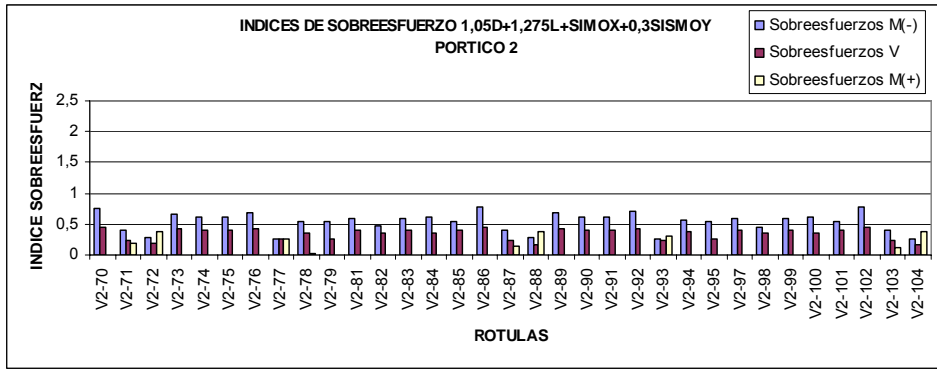
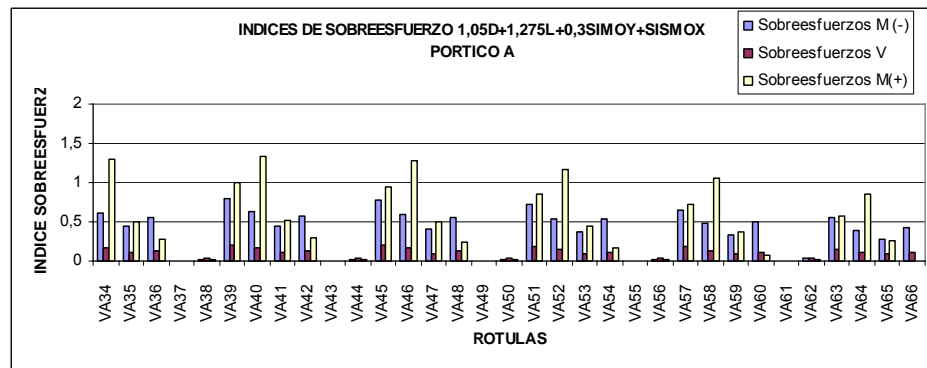
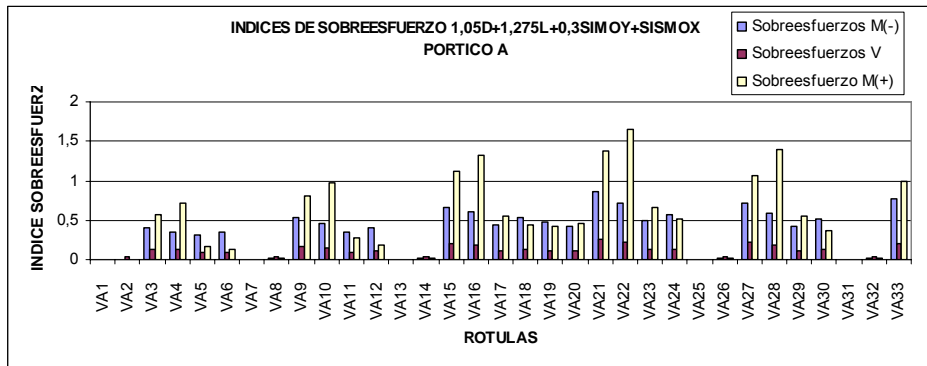


figura XLIV Indices de sobreesfuerzo en vigas combinación (1.05 Muerta + 1.275Viva+0.3Sismo Y + Sismo X) Pórtico A



Combinación 1.05D+1.275L+sismo Y+0.3 sismo X

- Índices de sobreesfuerzos en columnas

Figura XLV Índices de sobreesfuerzo en columnas la combinación (1.05 Muerta+1.275Viva+Sismo Y+0.3Sismo X) eje 1

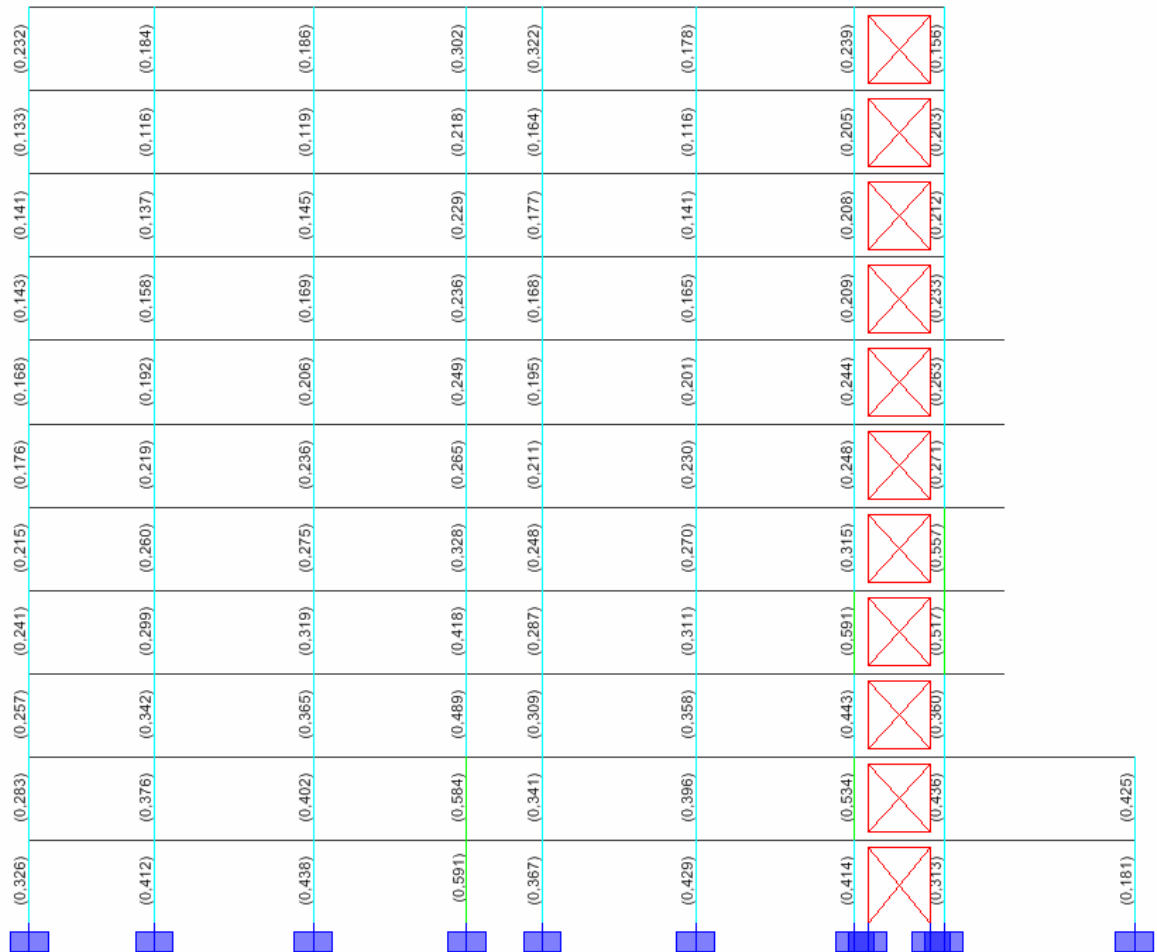


figura XLVI Índices de sobreesfuerzo en columnas la combinación (1.05 Muerta+1.275Viva+Sismo Y+0.3Sismo X) eje 2

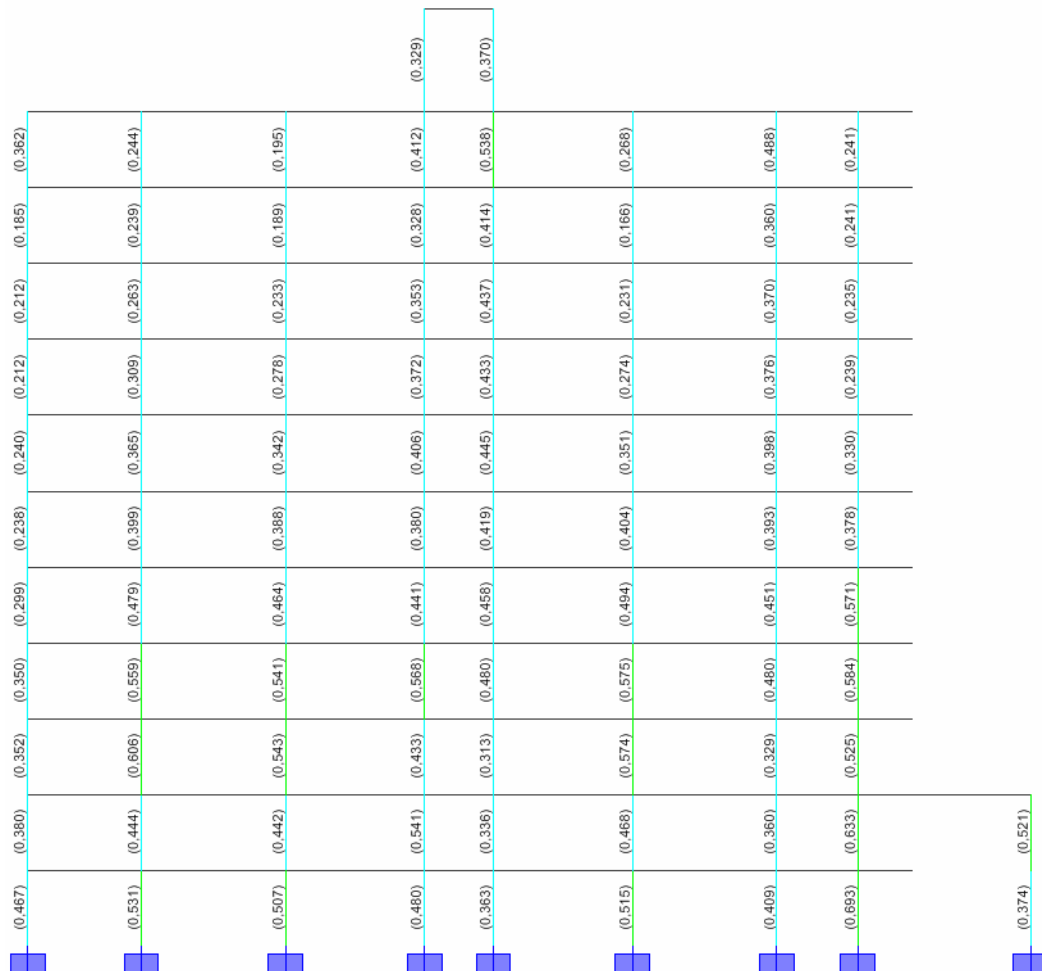
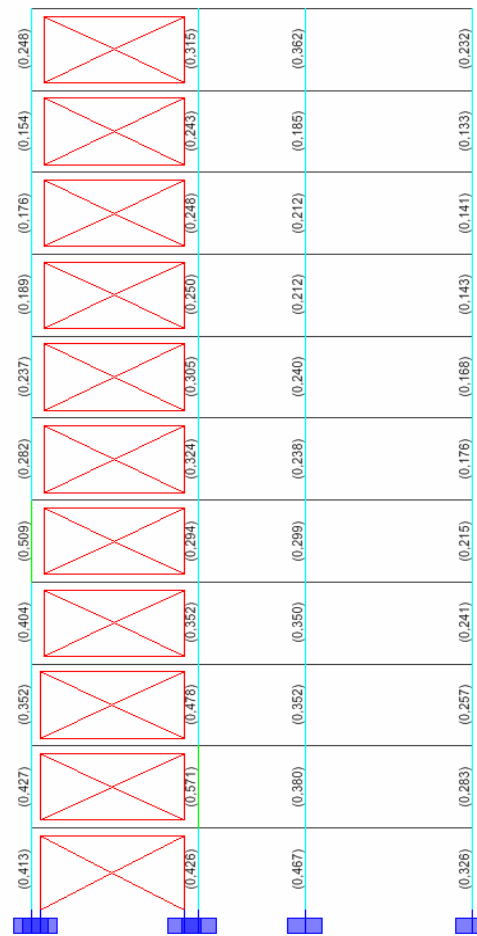
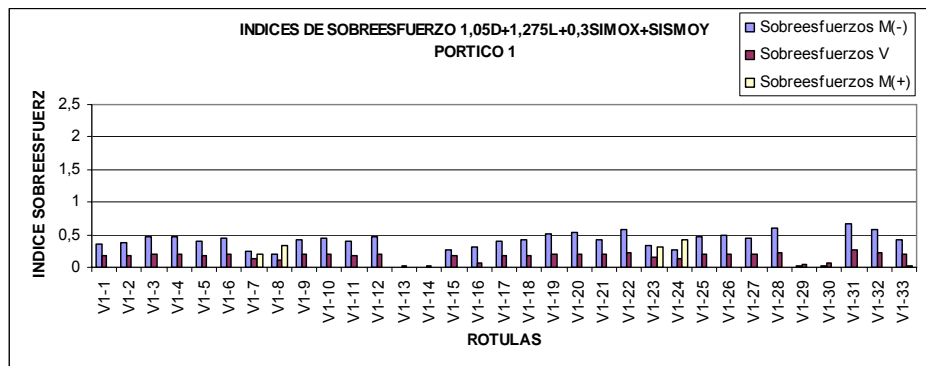


figura XLVII Índices de sobreesfuerzo en columnas la combinación (1.05 Muerta+1.275Viva+SismoY+0.3Sismo X) eje A (1.05



- Índices de sobreesfuerzos en vigas.

Figura XLVIII Índices de sobreesfuerzo en Vigas combinación (1.05 Muerta + 1.275Viva + SismoY + 0.3Sismo X) Pórtico 1



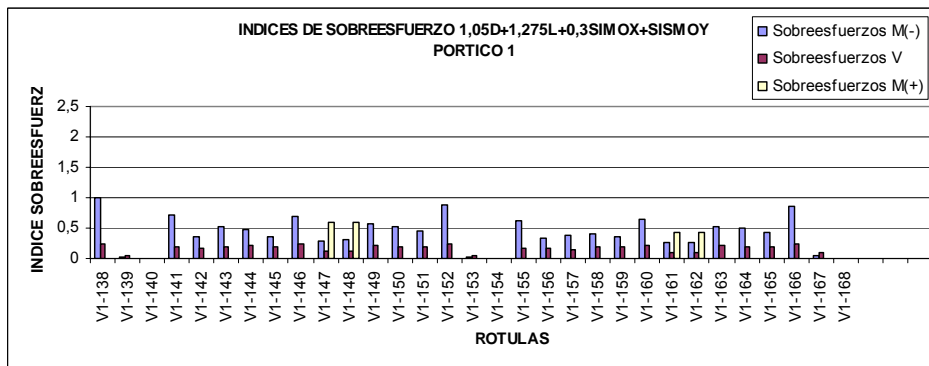
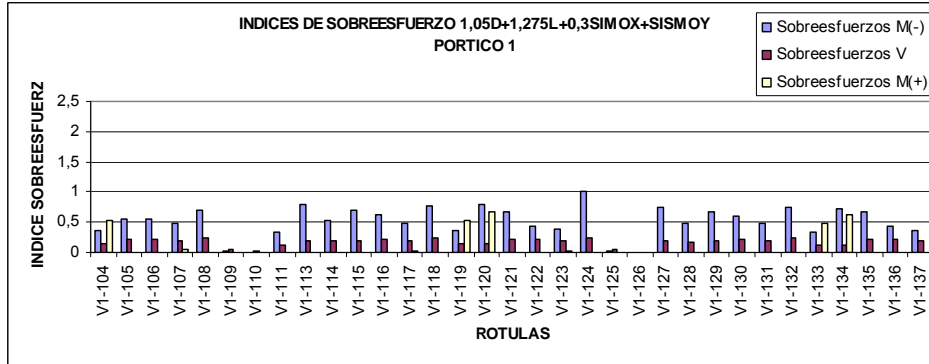
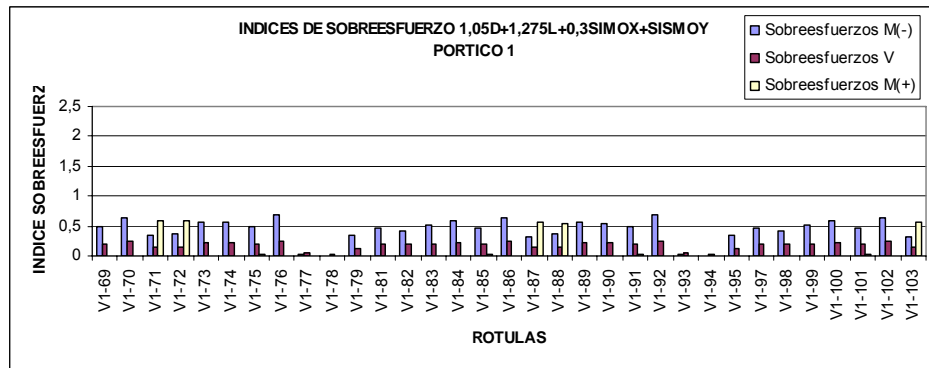
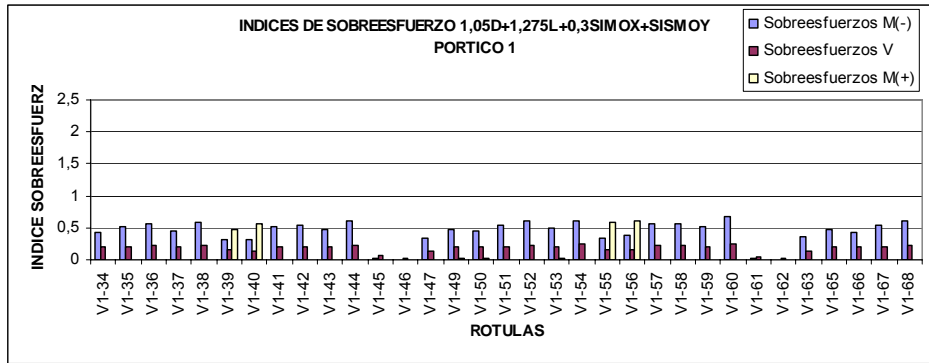
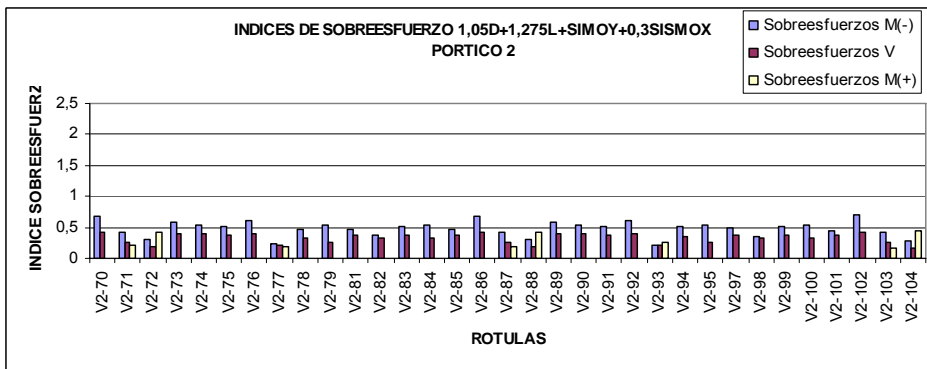
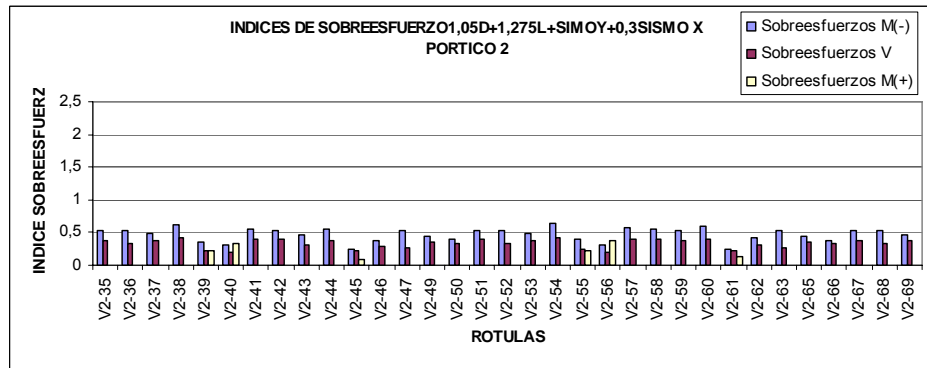
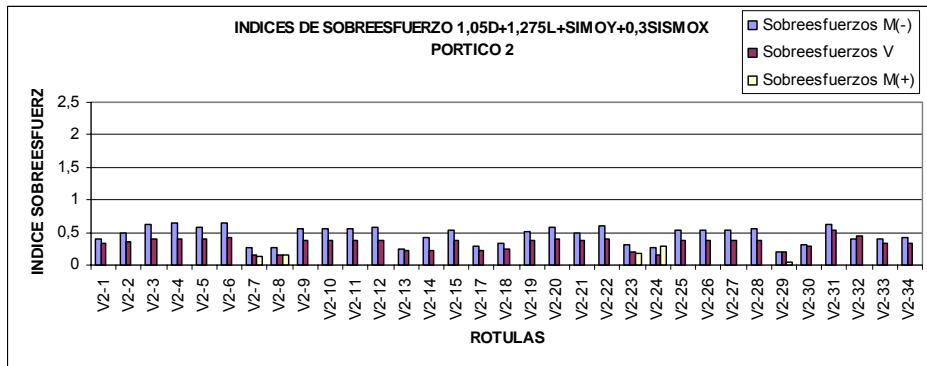


Figura XLIX Índices de sobreesfuerzo en Vigas combinación (1.05 Muerta + 1.275Viva + SismoY + 0.3Sismo X) Pórtico 2



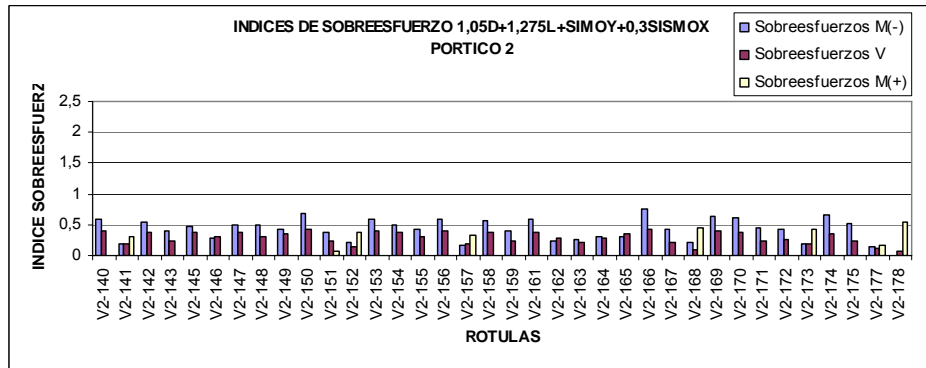
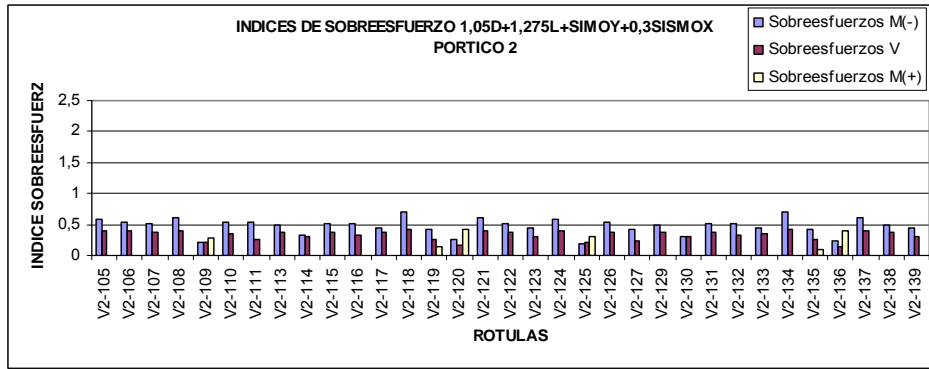
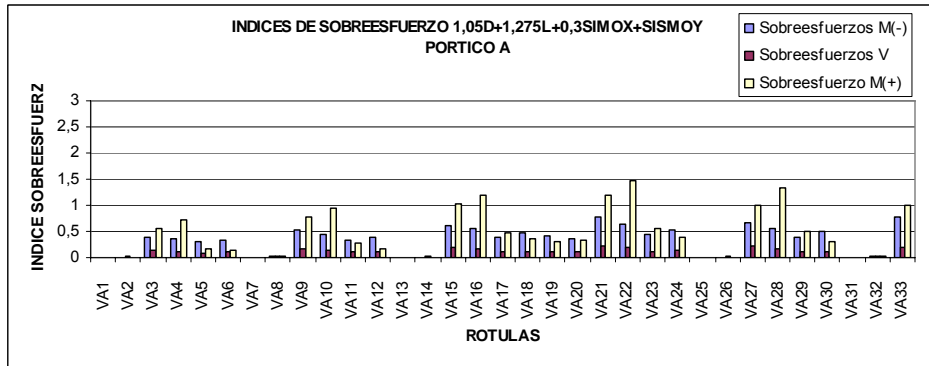
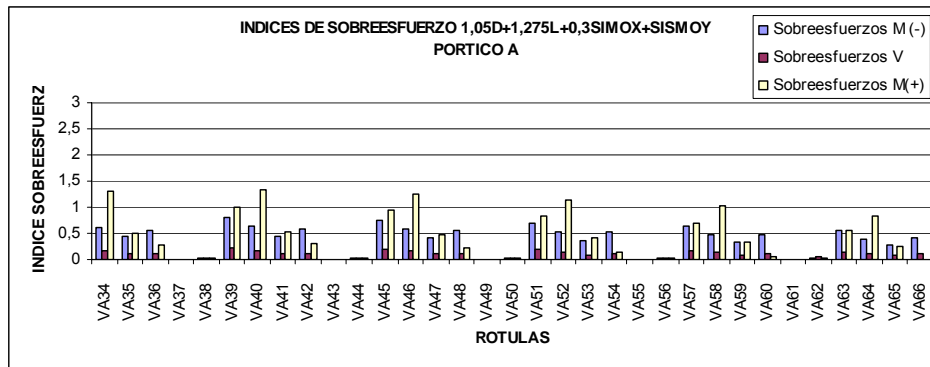


Figura L Índices de sobreesfuerzo en Vigas combinación (1.05 Muerta + 1.275Viva + Sismo Y + 0.3Sismo X) Pórtico A





ANALISIS INELASTICO

Ubicación de las rotulas

La ubicación de las rotulas en los elementos estructurales como vigas y columnas son las mismas asignadas para el análisis inelástico de la estructura sin rehabilitar.

Encamisado de columnas que sobrepasan limite de seguridad en la vida

Las columnas que requieren intervención se presentan en la tabla XVI

Tabla. XVI Columnas con intervención

ELEMENTO (FRAME)	UBICACIÓN DE LA COLUMNA			seccion actual		seccion despues de intervencion	
	Pórtico en X	Pórtico en Y	Entrepiso	dimensiones	refuerzo	dimensiones	refuerzo
Col A2	3	A	1	70X35	12 N°9	45X80	28N°9
Col E2	3	E	1	70X35	12 N°9	45X80	28N°9
Col A18	3	A	5	60X60	10N°6	70X70	32N°6
Col A1	4	A	1	70X35	12 N°9	50X85	16N°9
Col H4	1	H	1	70X35	12 N°9	45X80	28N°9
Col B1	4	B	1	70X35	12 N°9	45X80	34N°9
Col G4	1	G	1	70X35	12 N°9	70X95	20N°9
Col A14	3	A	4	60X60	10N°6	70X70	32N°6
Col D4	1	D	1	70X35	12 N°9	70X95	28N°9
Col D3	2	D	1	70X35	12 N°9	50X85	16N°9

ANEXO D: ESTADO ACTUAL MODELO 2

CHEQUEOS ANALISIS ELASTICO

Se presentan los índices de sobreesfuerzos en elementos representativos de la estructura. Se ha considerado valores de $\phi_c = 0.9$ y $\phi_e = 0.9$, para los factores de calidad del diseño, la construcción y el estado de la estructura.

Carga Vertical

- Índices de sobreesfuerzo en columnas

figura L1 Indices de sobreesfuerzo para carga vertical (1.4 Muerta + 1.7 viva) eje A

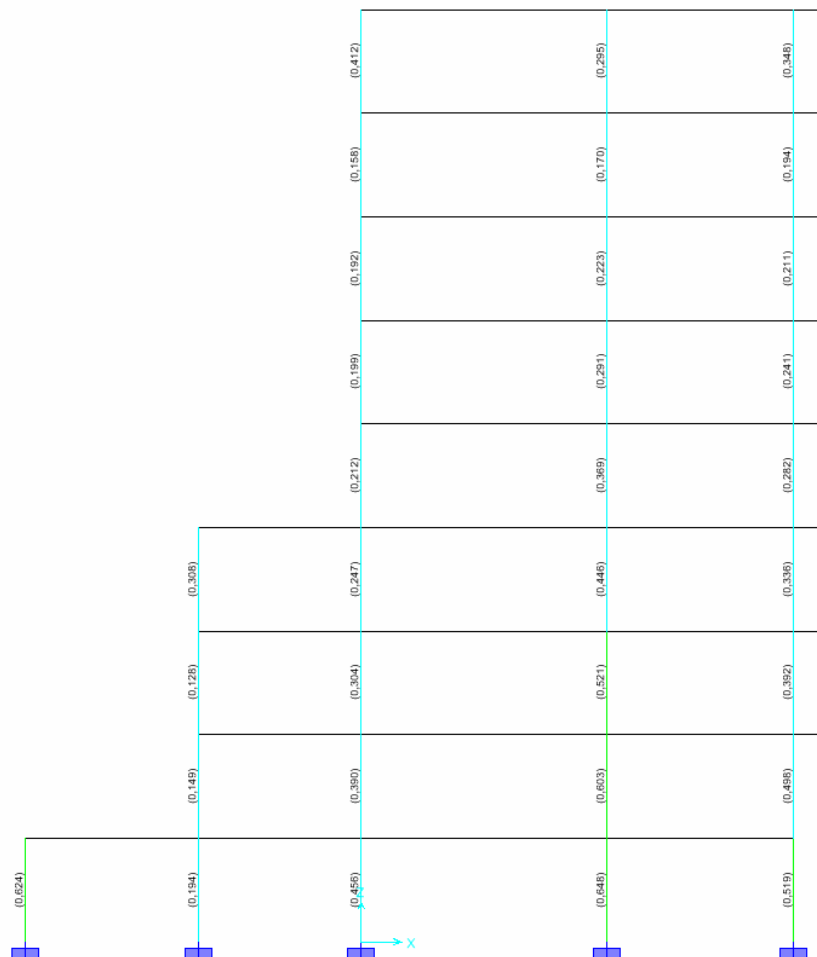


figura LII Indices de sobreesfuerzo para carga vertical (1.4 Muerta + 1.7 viva) eje 1

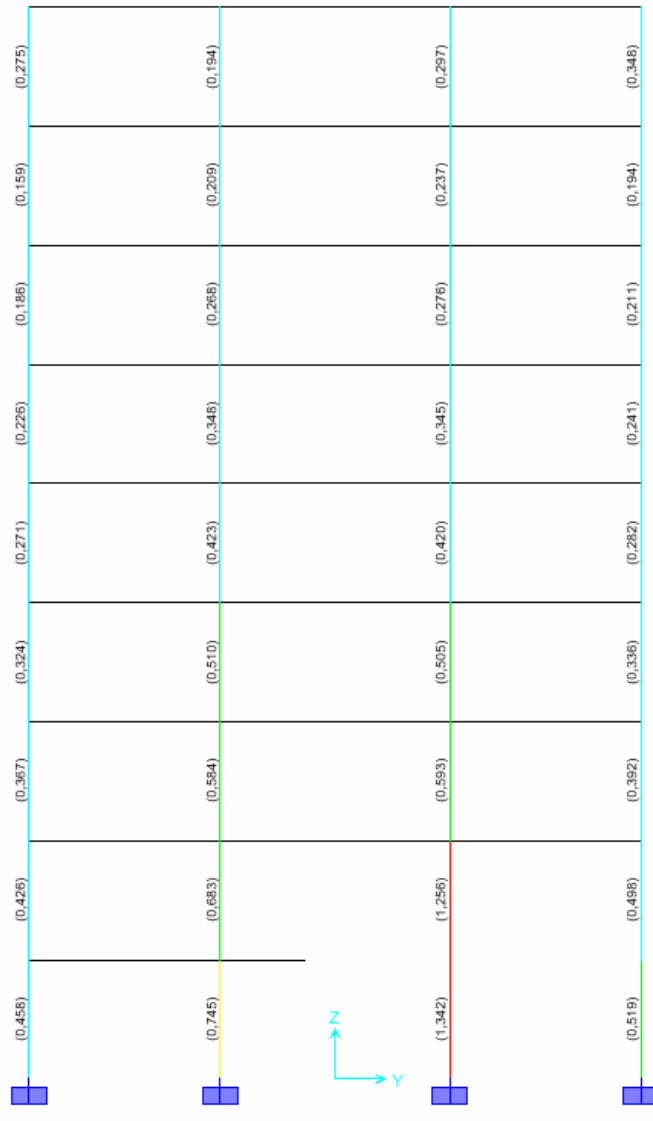


figura LIII Indices de sobreesfuerzo para carga vertical (1.4 Muerta + 1.7 viva) eje 3

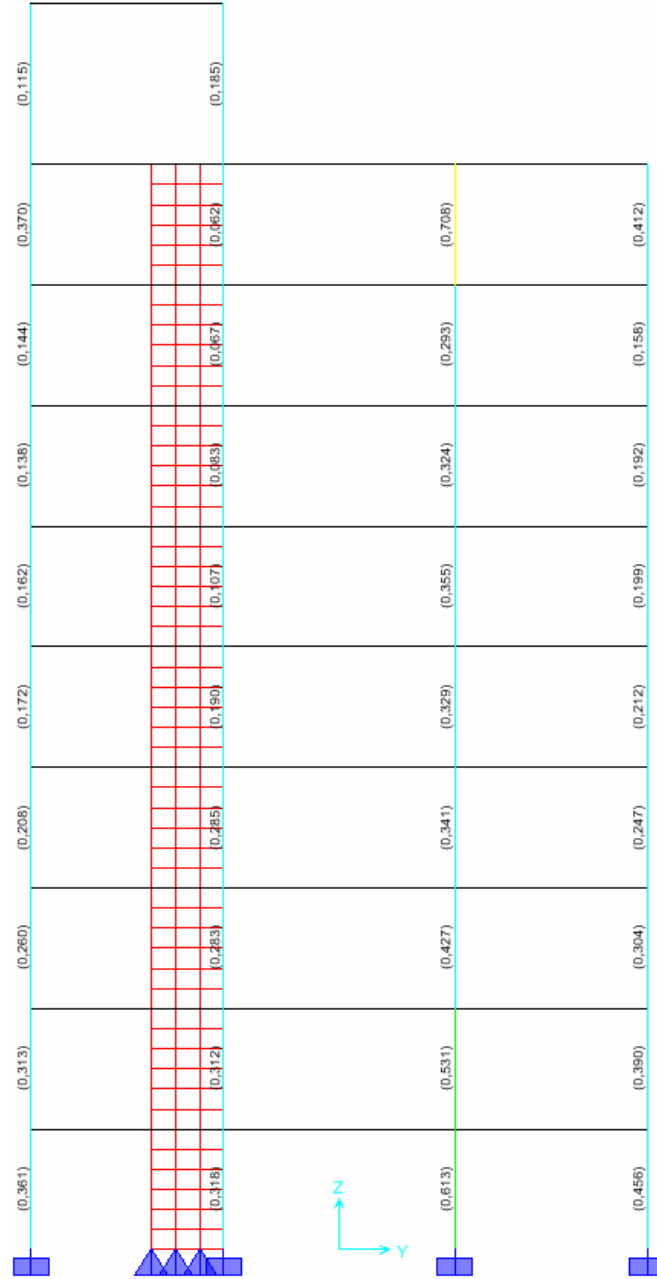
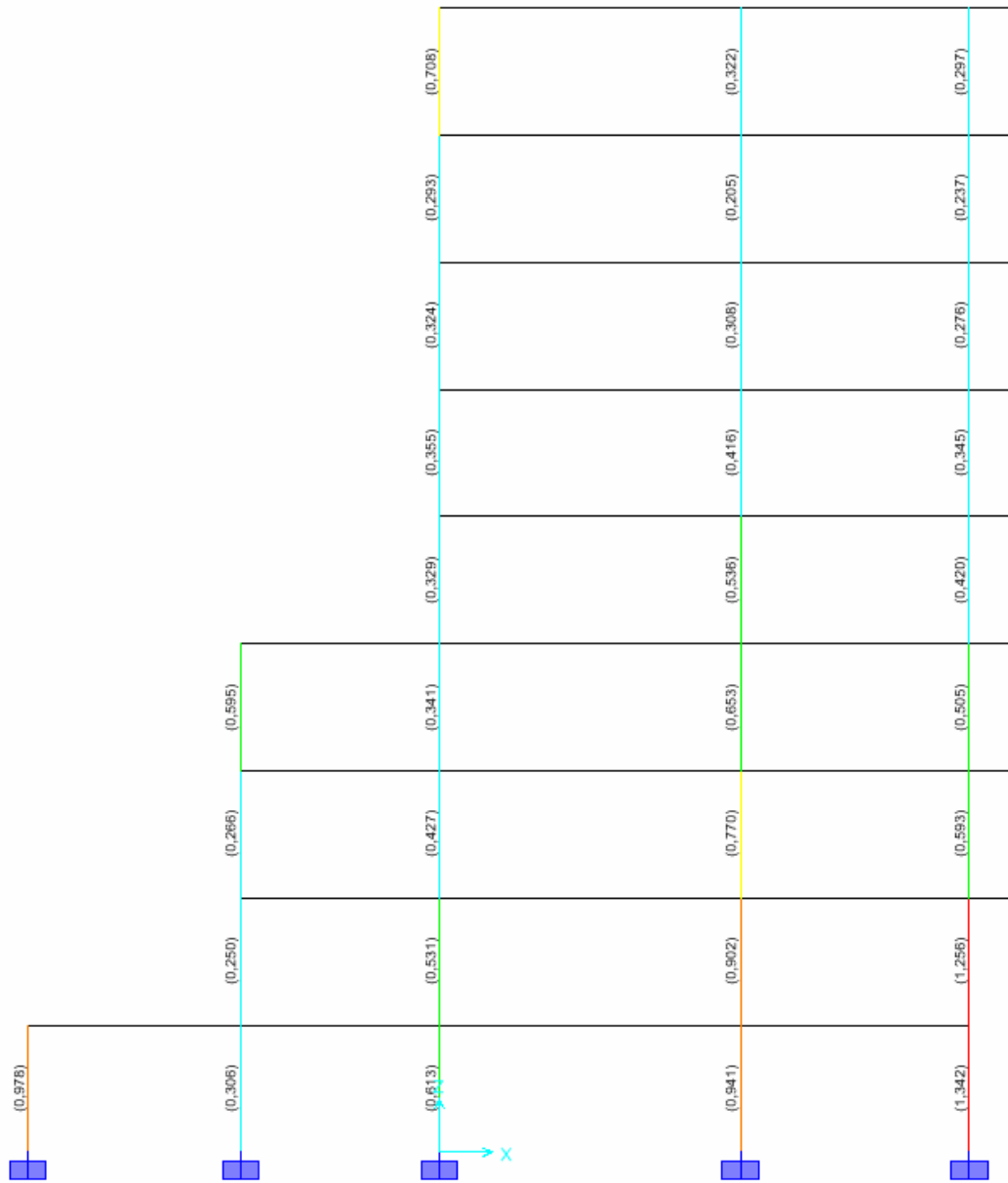


figura LIV Indices de sobreesfuerzo para carga vertical (1.4 Muerta + 1.7 viva) eje B



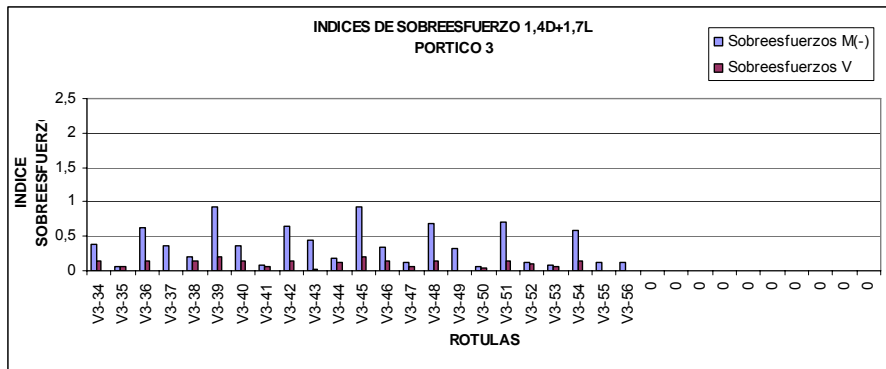
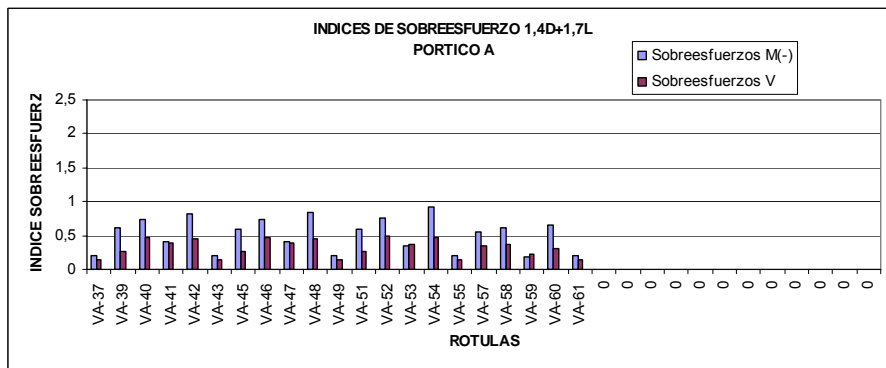
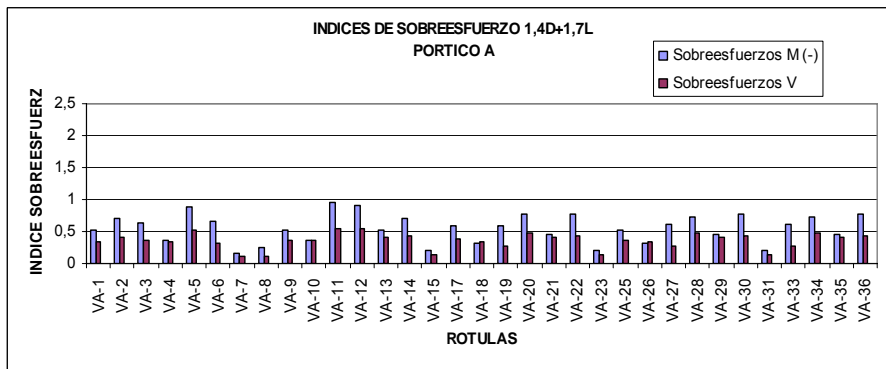


figura LVII Indices de sobreesfuerzo para carga vertical (1.4 Muerta + 1.7 viva) Pórtico A



Combinación 1.05D + 1.275L+0.3 sismo X + sismo Y.

- Índices de sobreesfuerzo en columnas.

figura LIX Índices de sobreesfuerzo en columnas la combinación (1.05 Muerta + 1.275Viva+0.3Sismo X + Sismo Y) eje A

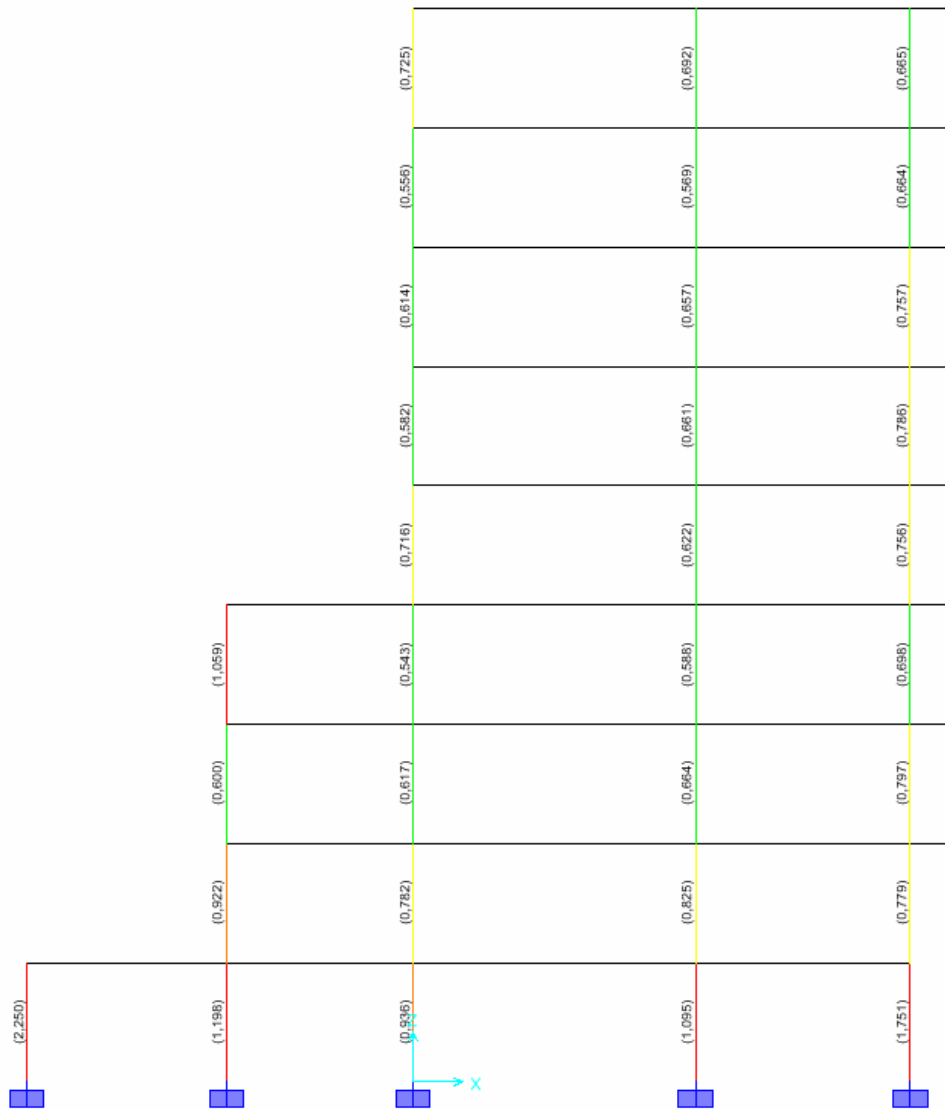


figura LX Indices de sobreesfuerzo en columnas la combinación (1.05 Muerta + 1.275Viva+0.3Sismo X + Sismo Y) eje B

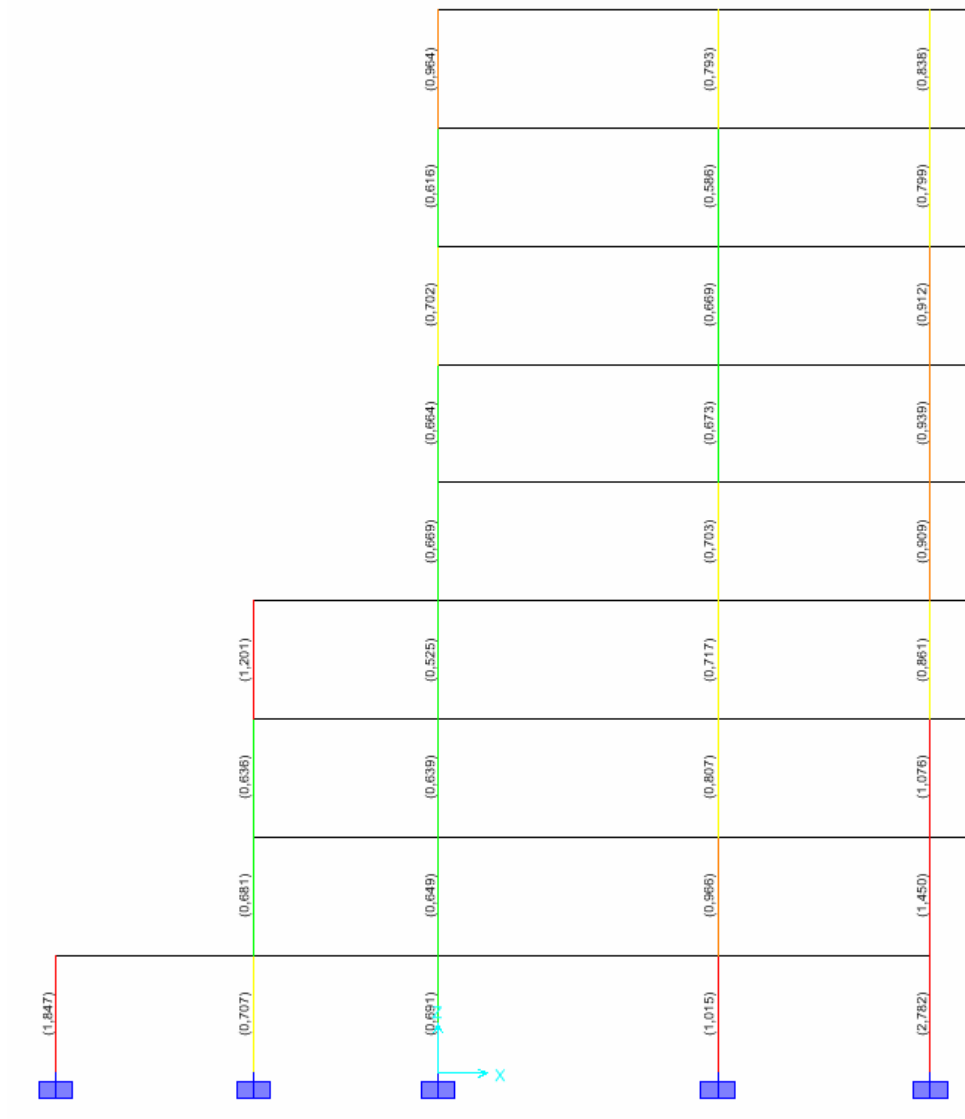


figura LXI Indices de sobreesfuerzo en columnas la combinación (1.05 Muerta + 1.275Viva+0.3Sismo X + Sismo Y) eje 3

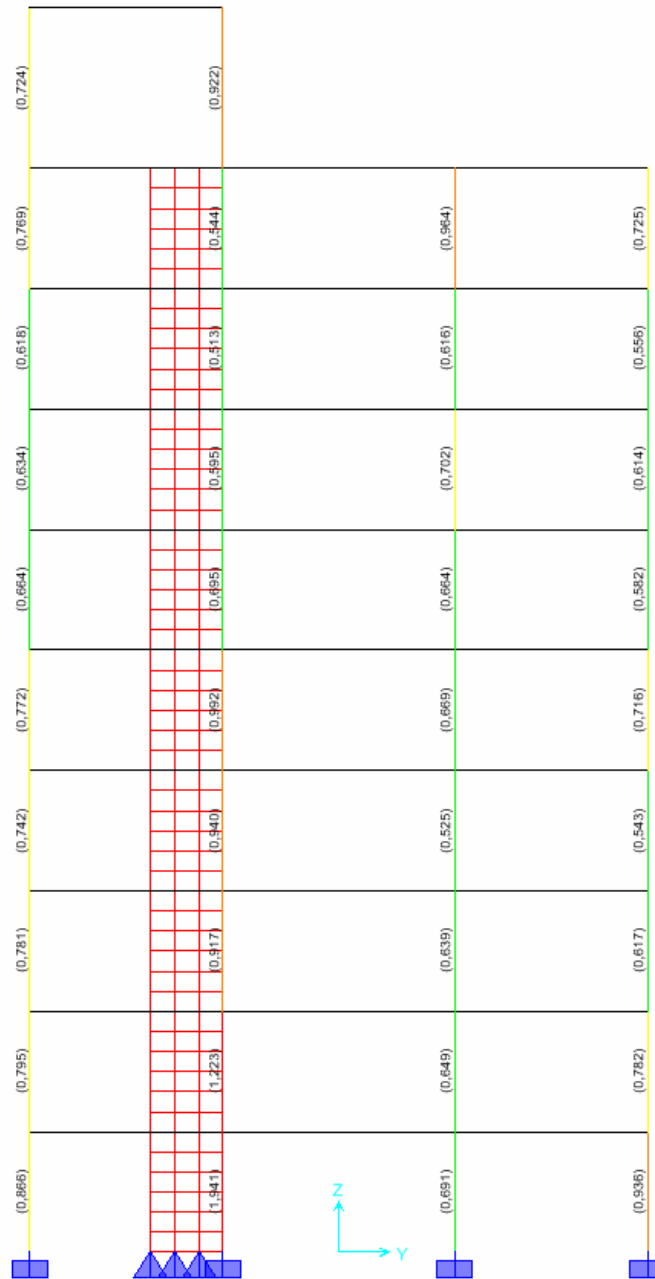


figura LXII Indices de sobreesfuerzo en columnas la combinación (1.05 Muerta + 1.275Viva+0.3Sismo X + Sismo Y)eje 1

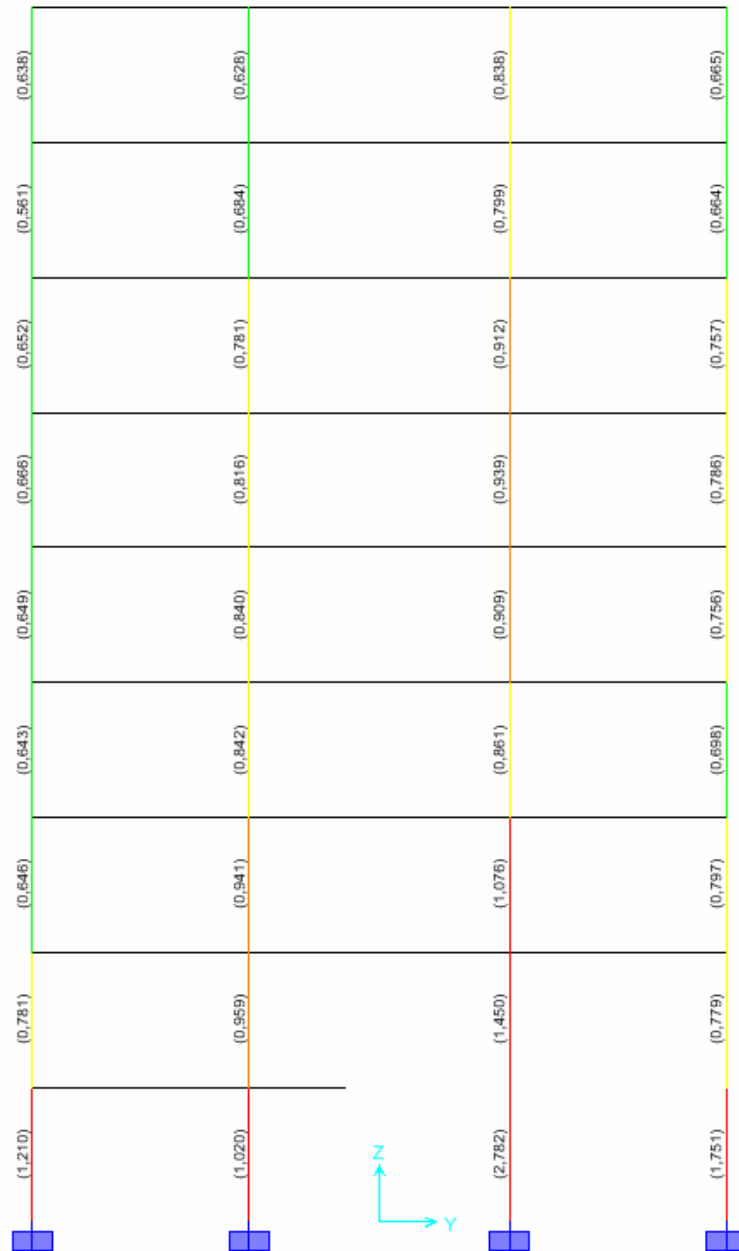
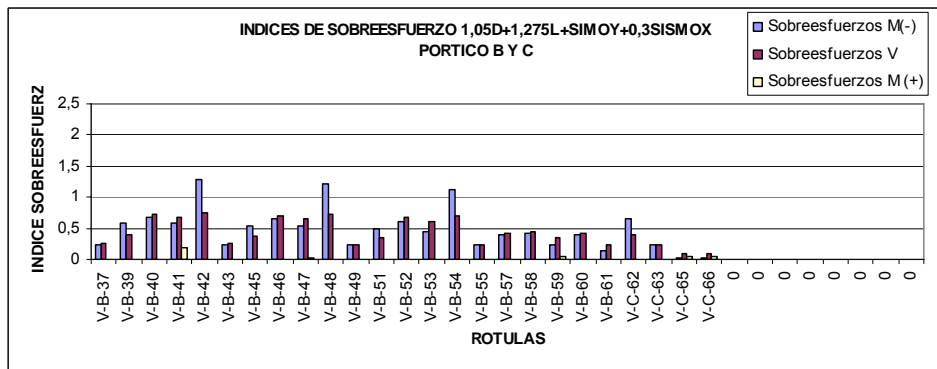
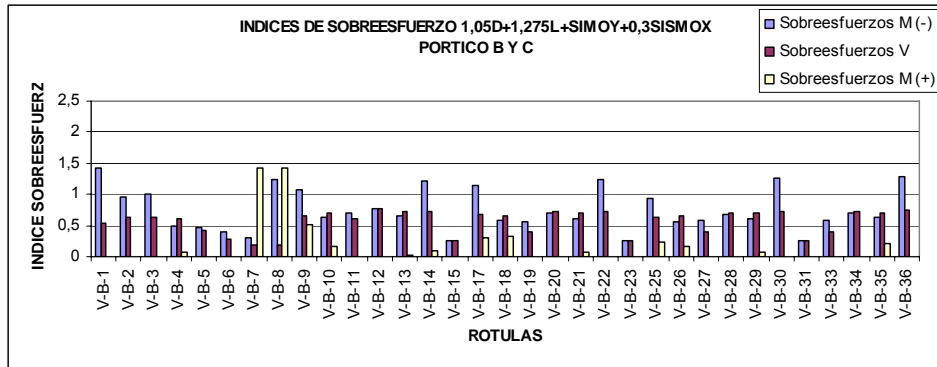


Figura LXVI Índices de sobreesfuerzo en Vigas combinación (1.05 Muerta + 1.275Viva + Sismo X + 0.3Sismo Y) Pórtico B y C



Combinación 1.05D+1.275Lsismo X + 0.3 sismo Y

- Índices de sobreesfuerzos en columnas

figura LXVII Índices de sobreesfuerzo en columnas la combinación (1.05 Muerta+1.275Viva+Sismo X+0.3Sismo Y) eje A

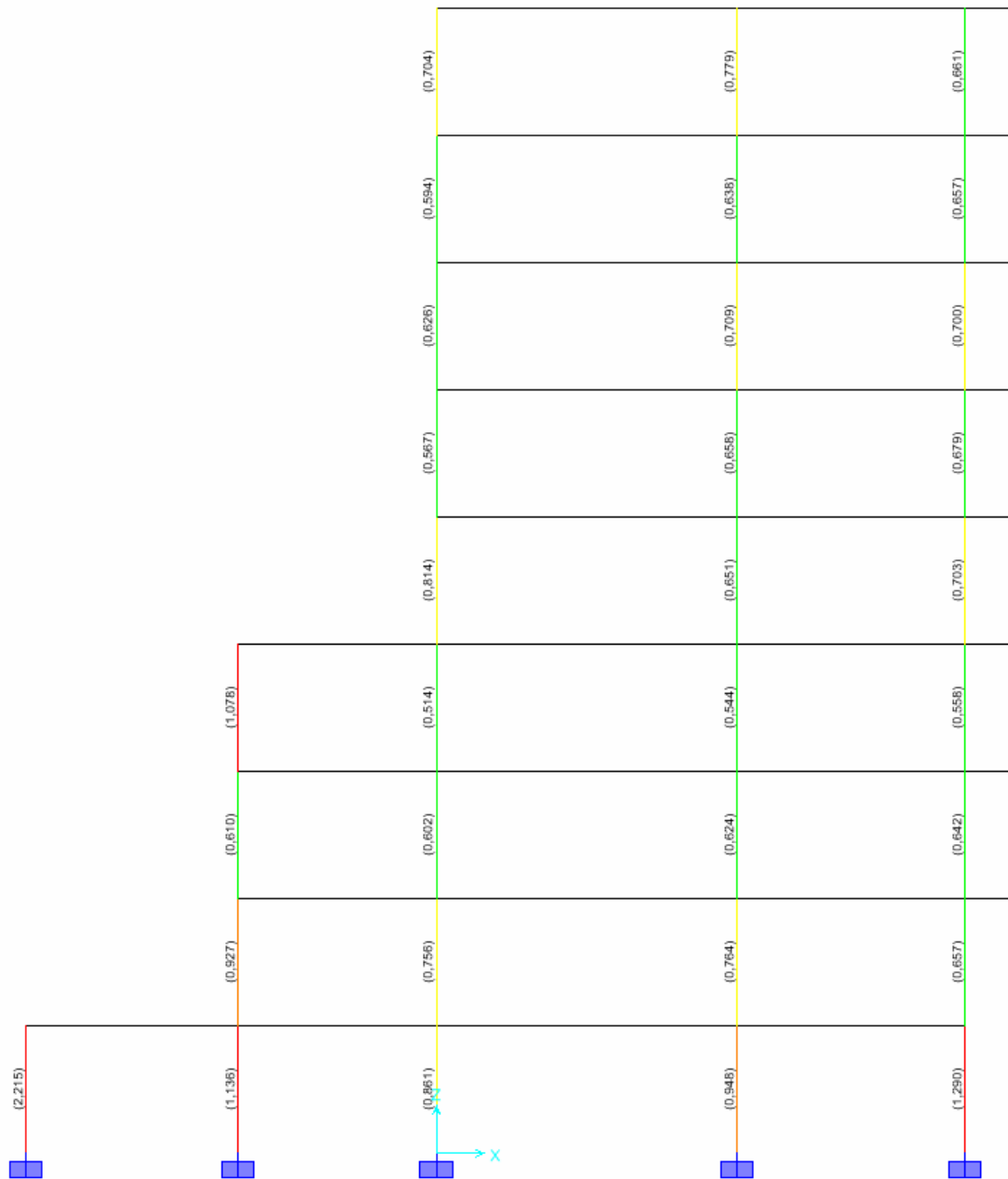


figura LXVIII Índices de sobreesfuerzo en columnas la combinación (1.05 Muerta+1.275Viva+Sismo X+0.3Sismo Y) eje B

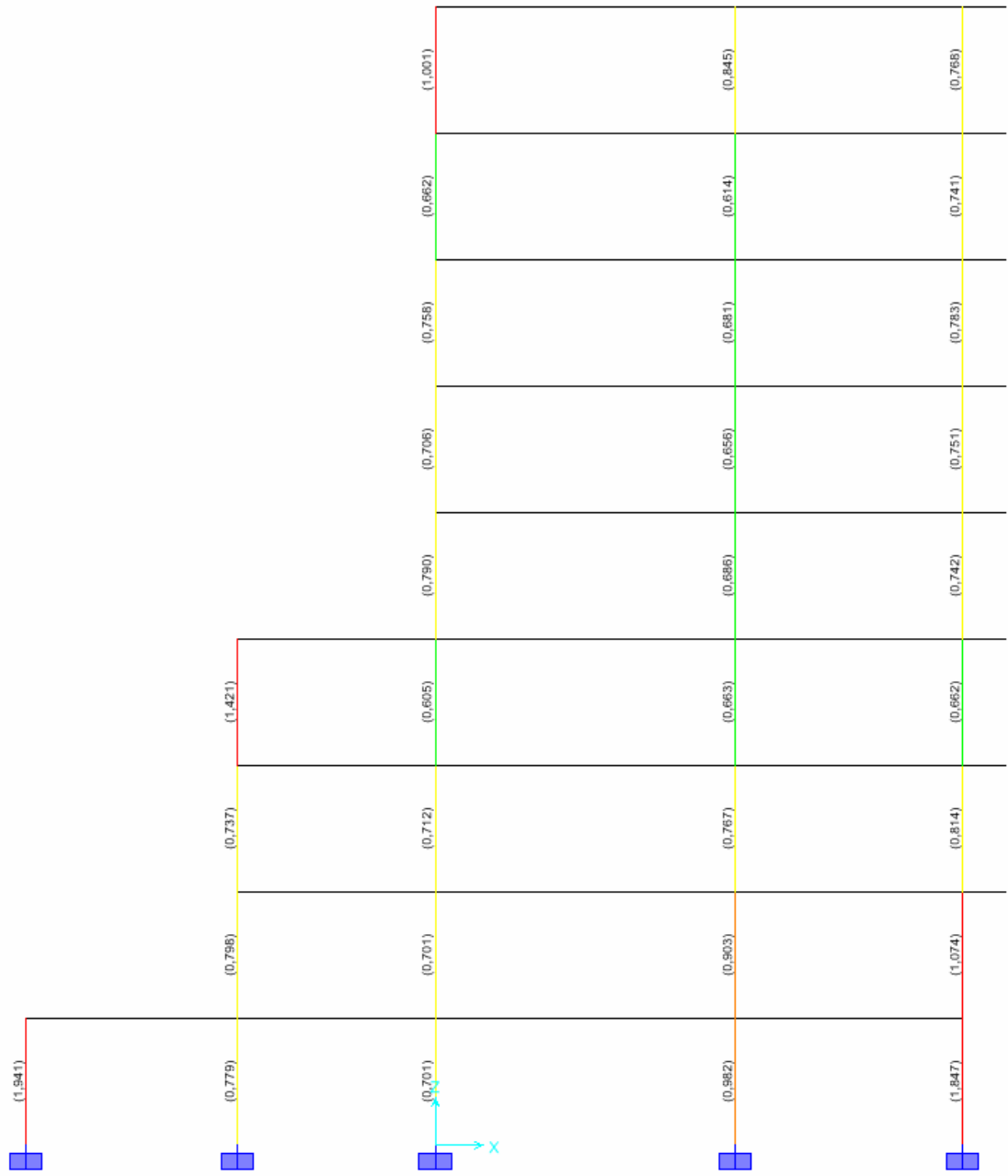


figura LXIX Índices de sobreesfuerzo en columnas la combinación (1.05 Muerta+1.275Viva+Sismo X+0.3Sismo Y) eje 3

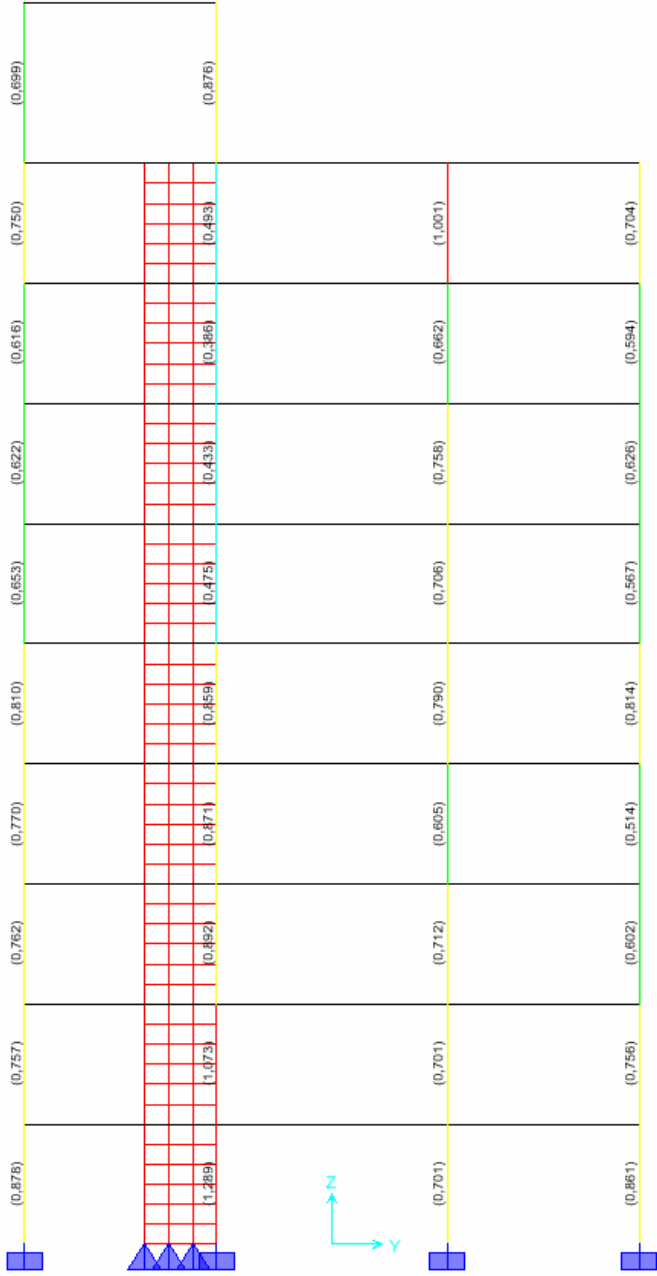


figura LXX Índices de sobreesfuerzo en columnas la combinación (1.05 Muerta+1.275Viva+Sismo X+0.3Sismo Y) eje 1



- Índices de sobreesfuerzos en vigas.

figura LXXI Índices de sobreesfuerzo en columnas la combinación (1.05 Muerta+1.275Viva+Sismo X+0.3Sismo Y) eje 1

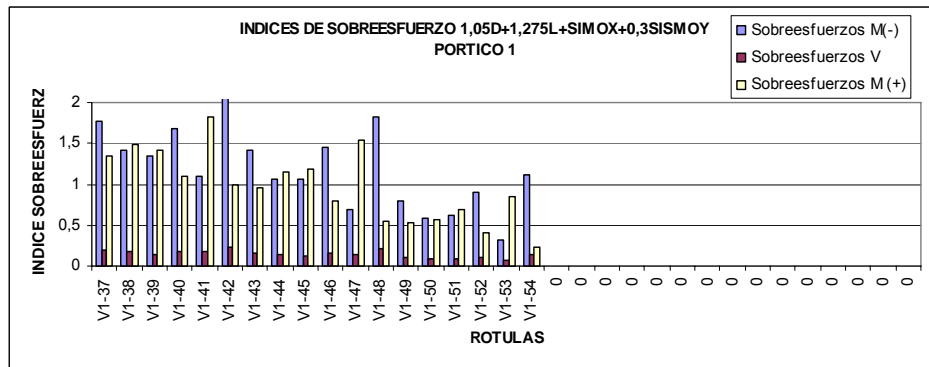
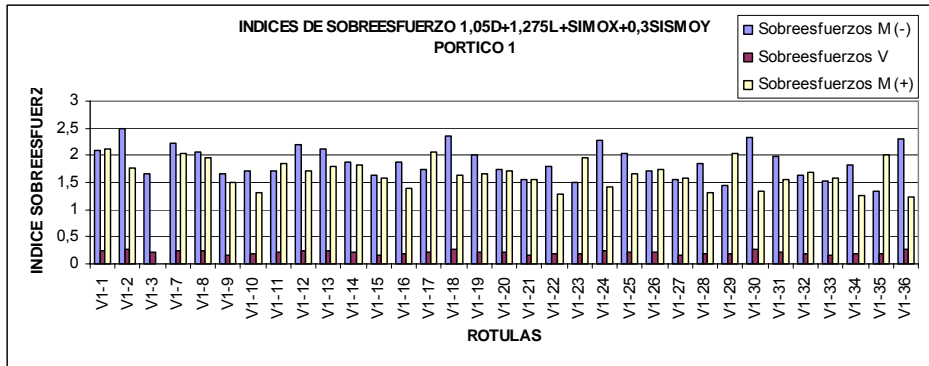
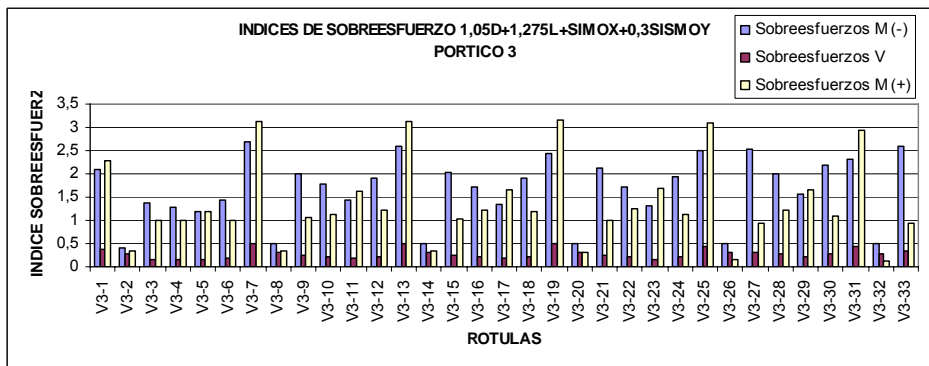


Figura LXXII Índices de sobreesfuerzo en Vigas combinación (1.05 Muerta + 1.275Viva + Sismo X + 0.3Sismo Y) Pórtico 3



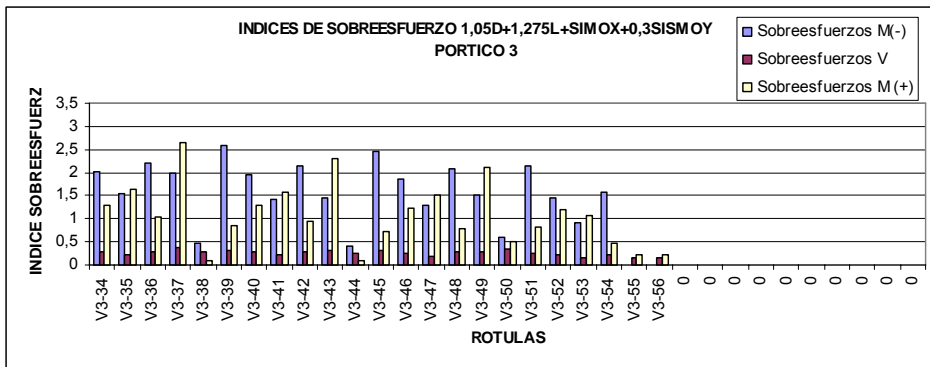


Figura LXXIII Índices de sobreesfuerzo en Vigas combinación (1.05 Muerta + 1.275Viva + Sismo X + 0.3Sismo Y) Pórtico A

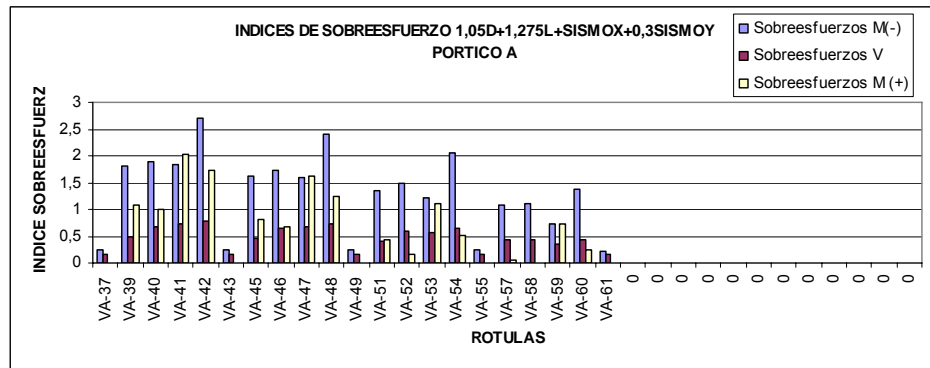
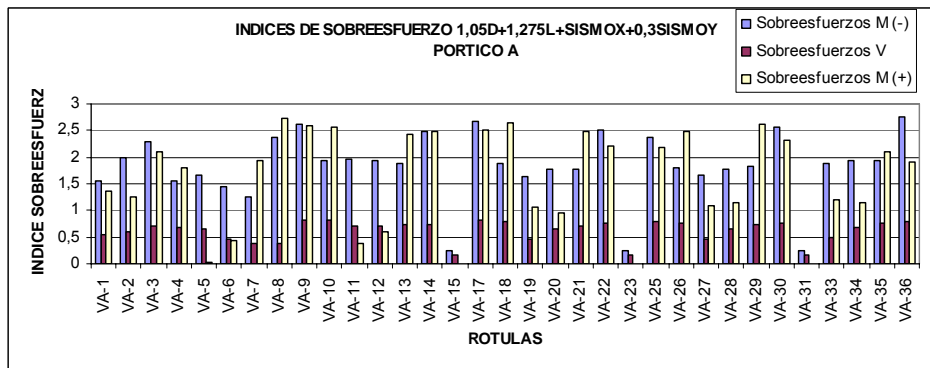
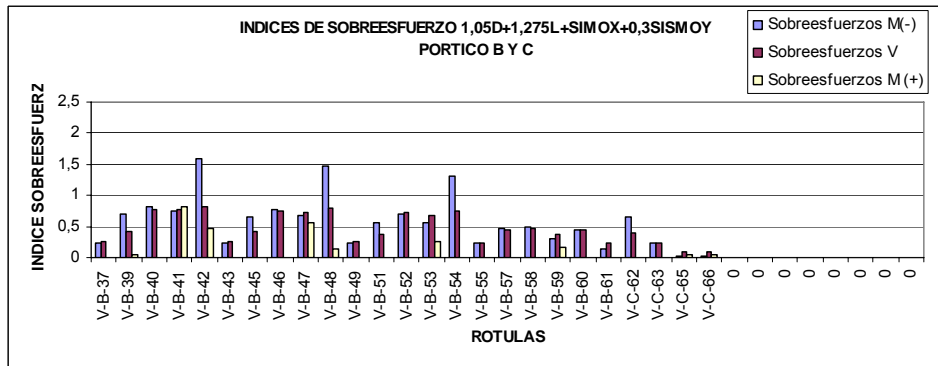
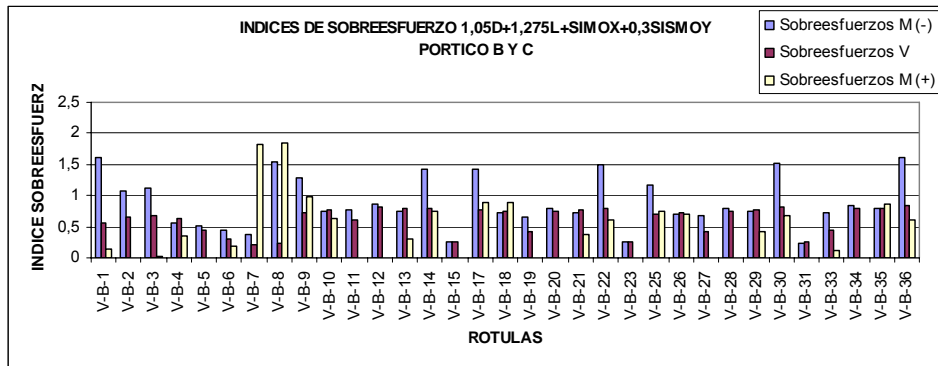


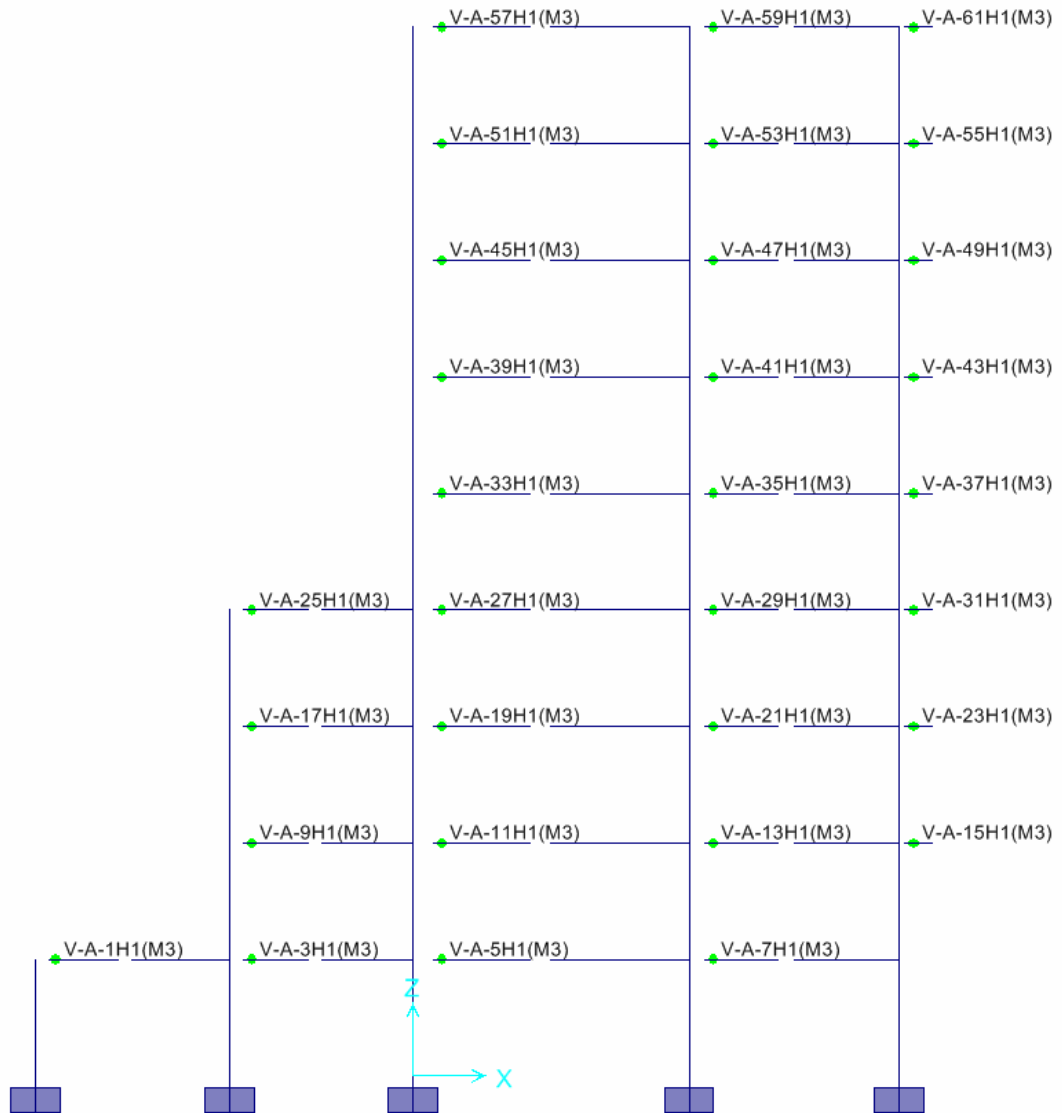
Figura LXXIV Índices de sobreesfuerzo en Vigas combinación (1.05 Muerta + 1.275Viva + Sismo X + 0.3Sismo Y) Pórtico B y C



ANALISIS INELASTICO

Ubicación de las rotulas en vigas

Figura LXXV Ubicación de rótulas vigas concreto pórticos X



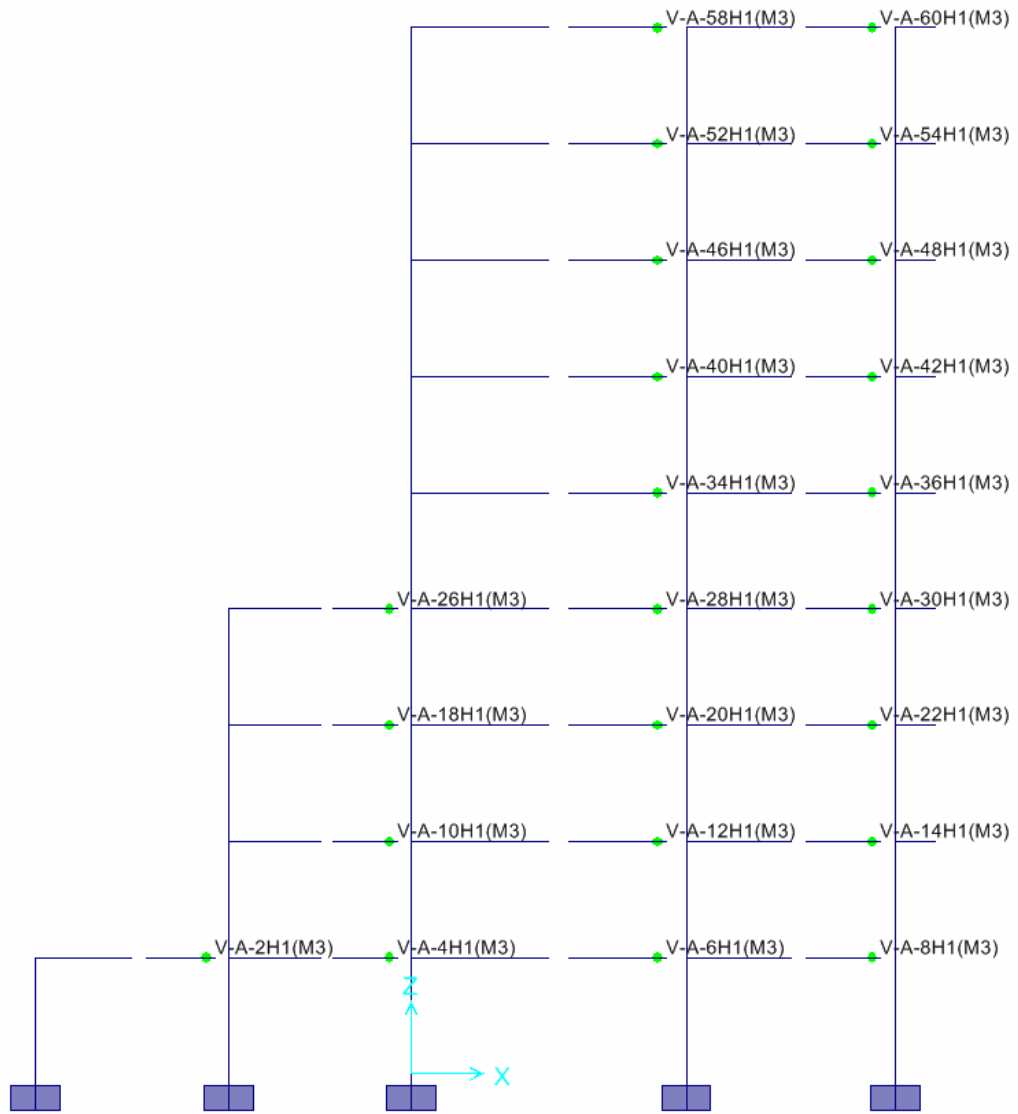
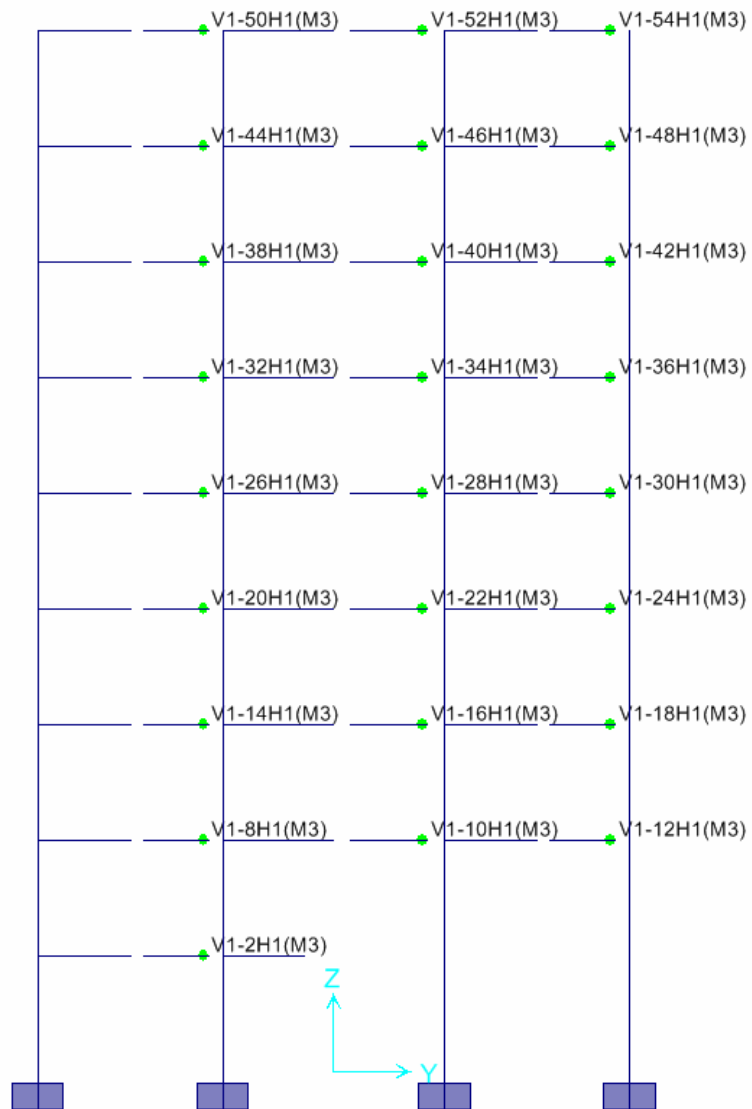
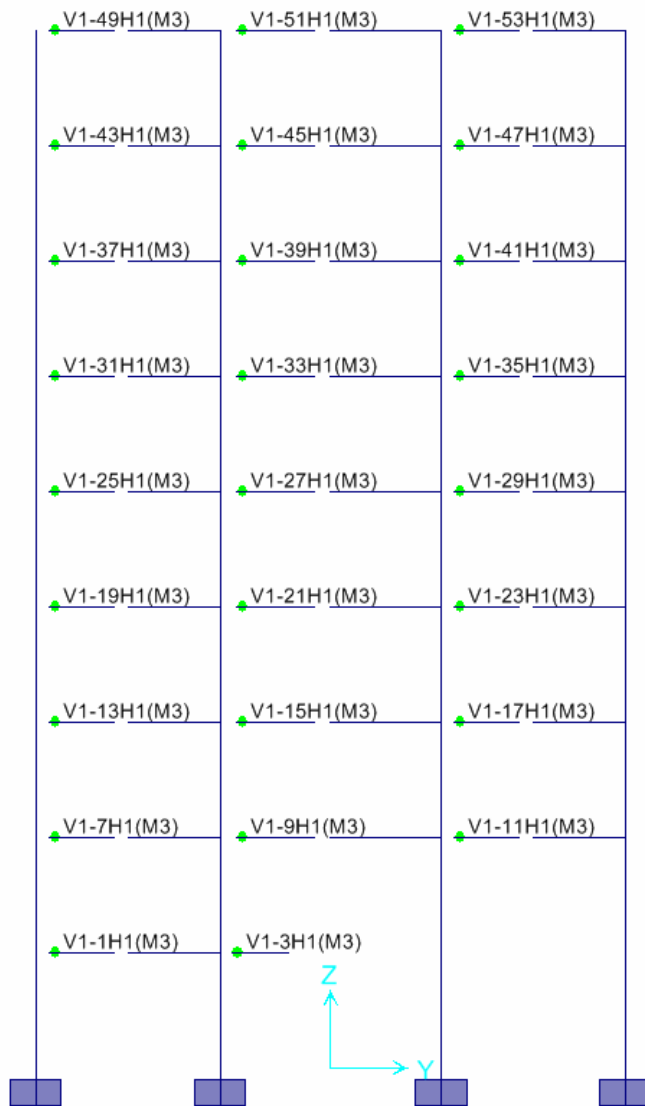


Figura LXXVI Ubicación de rótulas vigas concreto pórticos





Ubicación de las rotulas en columnas

Figura LXXVII Rótulas plásticas en columnas de cada pórtilo



ESTADO DE ROTULAS QUE SOBREPASAN EL LIMITE DE SEGURIDAD EN LA VIDA

Tabla. XVII Rotulas que sobrepasan el limite de seguridad en la vida en el punto de comportamiento para el caso PUSH X

ROTULA	CASO	PASO	ROTULA ASIGNADA	ESTADO DE LA ROTULA
col5-3	PUSH X	33	Default-M3	LS to CP
col5-4	PUSH X	33	Default-M3	LS to CP
VA-22	PUSH X	33	Default-M4	LS to CP

Tabla. XVIII Rotulas que sobrepasan el limite de seguridad en la vida en el punto de comportamiento para el caso PUSH Y

ROTULA	CASO	PASO	ROTULA ASIGNADA	ESTADO DE LA ROTULA
col3-2	PUSHY	35	Default-PMM	>CP

ANEXO E: REHABILITACION CON MUROS DE CORTANTE MODELO 2

CHEQUEOS ANALISIS ELASTICO

Se presentan los índices de sobreesfuerzos en elementos representativos de la estructura. Se ha considerado valores de $\phi_c = 0.9$ y $\phi_e = 0.9$, para los factores de calidad del diseño, la construcción y el estado de la estructura.

Carga Vertical

- Índices de sobreesfuerzo en columnas

figura LXXVIII Indices de sobreesfuerzo para carga vertical (1.4 Muerta + 1.7 viva) eje A

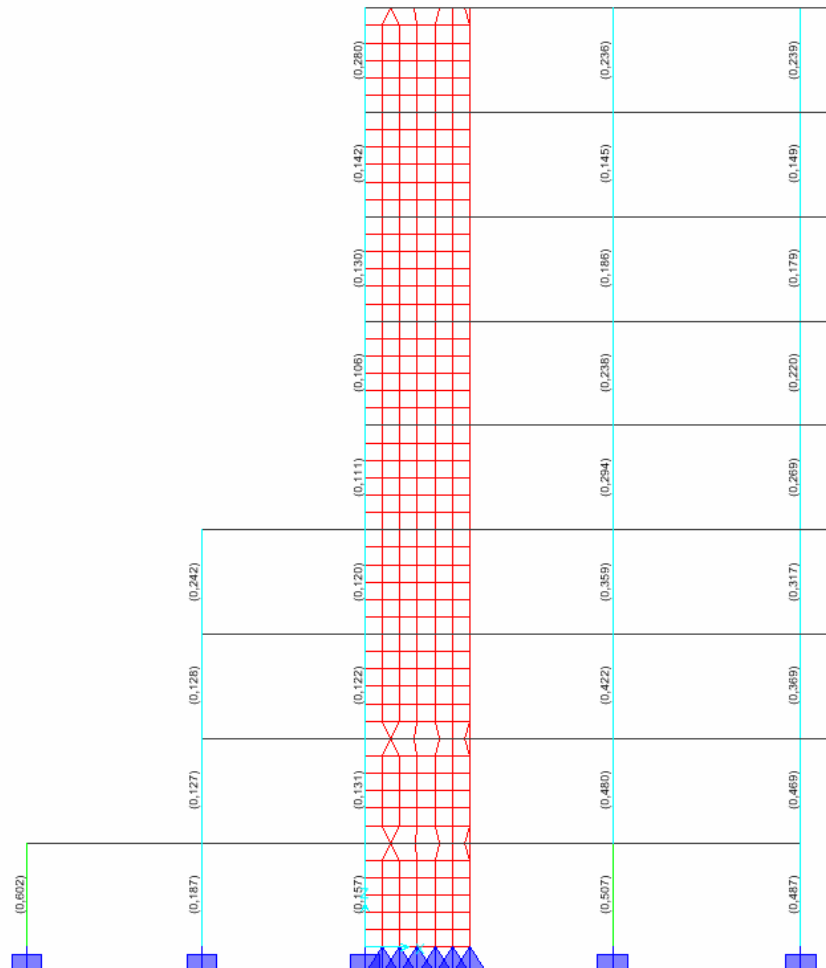


figura LXXIX Indices de sobreesfuerzo para carga vertical (1.4 Muerta + 1.7 viva) eje 1

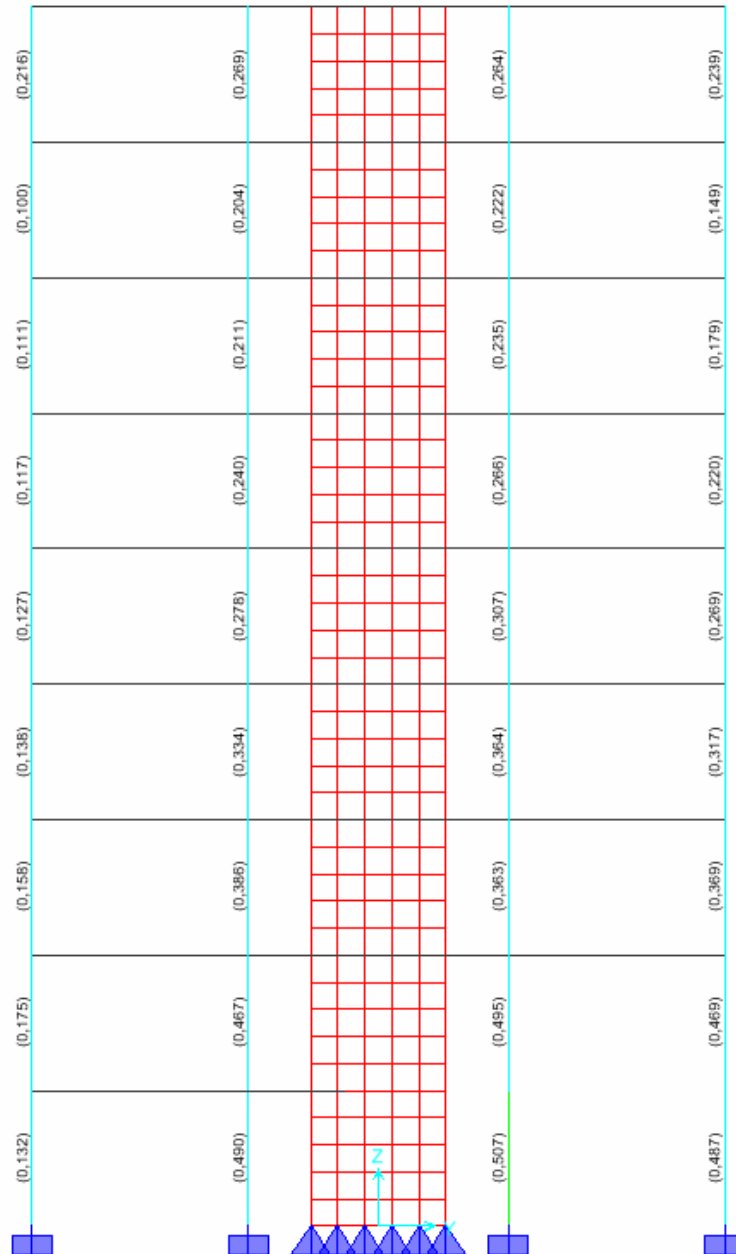


figura LXXX Indices de sobreesfuerzo para carga vertical (1.4 Muerta + 1.7 viva) eje 3

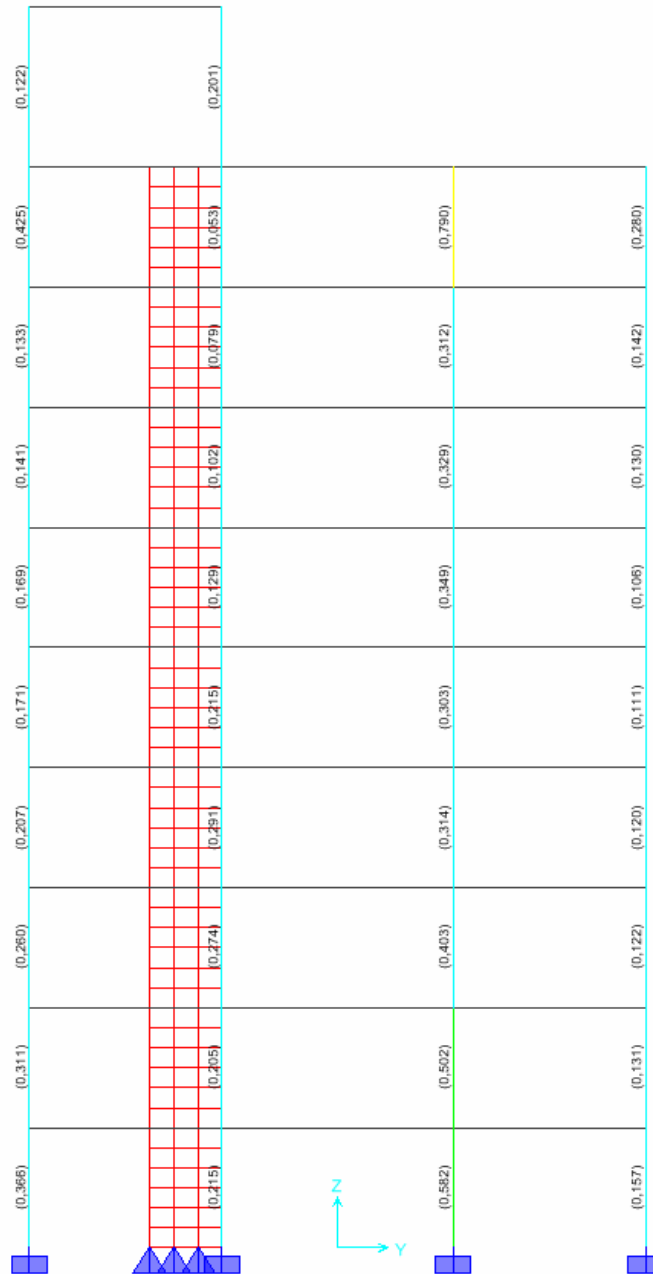
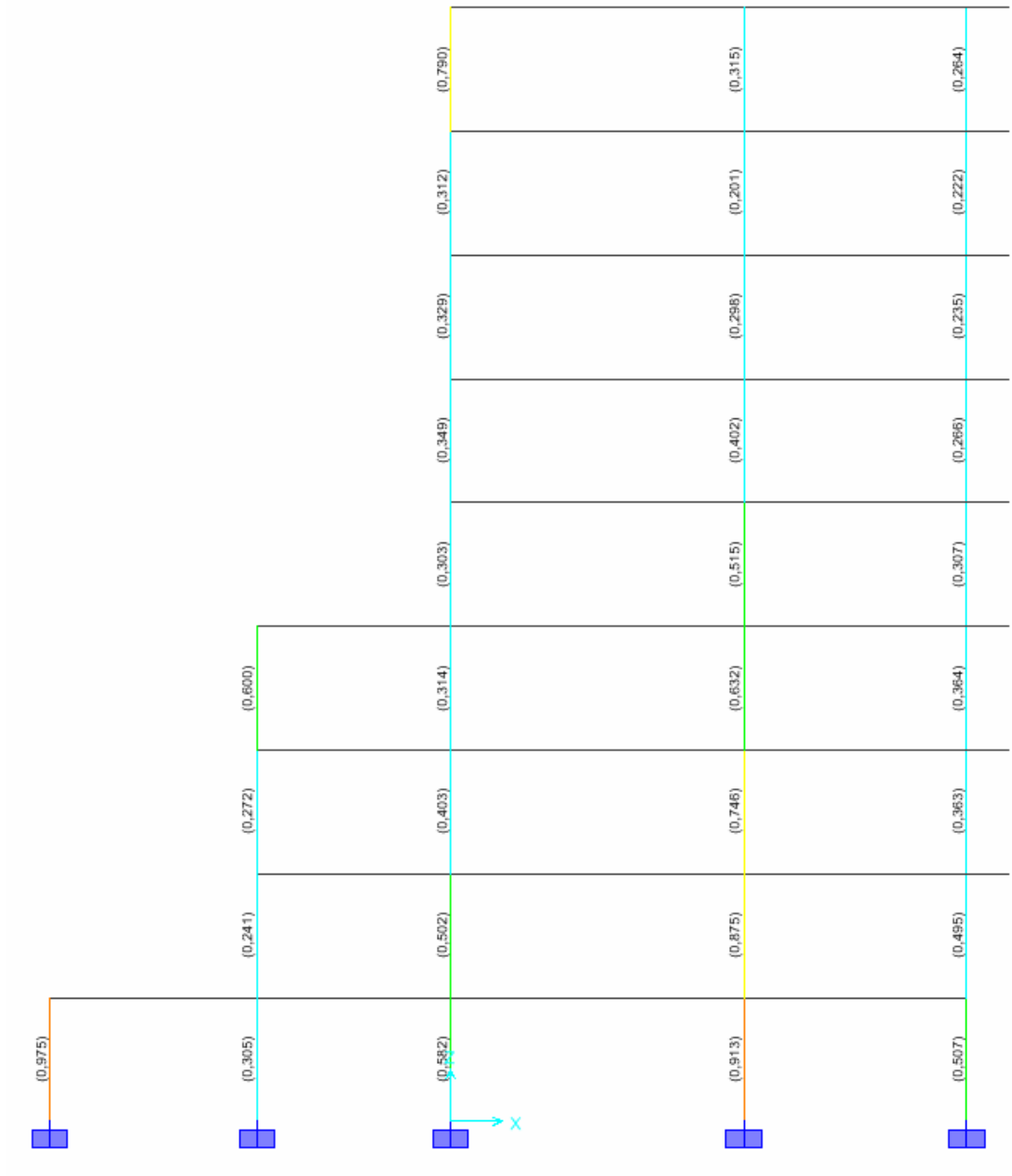


figura LXXXI Indices de sobreesfuerzo para carga vertical (1.4 Muerta + 1.7 viva) eje B



Combinación 1.05D + 1.275L+0.3 sismo X + sismo Y.

- Índices de sobreesfuerzo en columnas.

figura LXXXVI Índices de sobreesfuerzo en columnas la combinación (1.05 Muerta + 1.275Viva+0.3Sismo X + Sismo Y) eje A

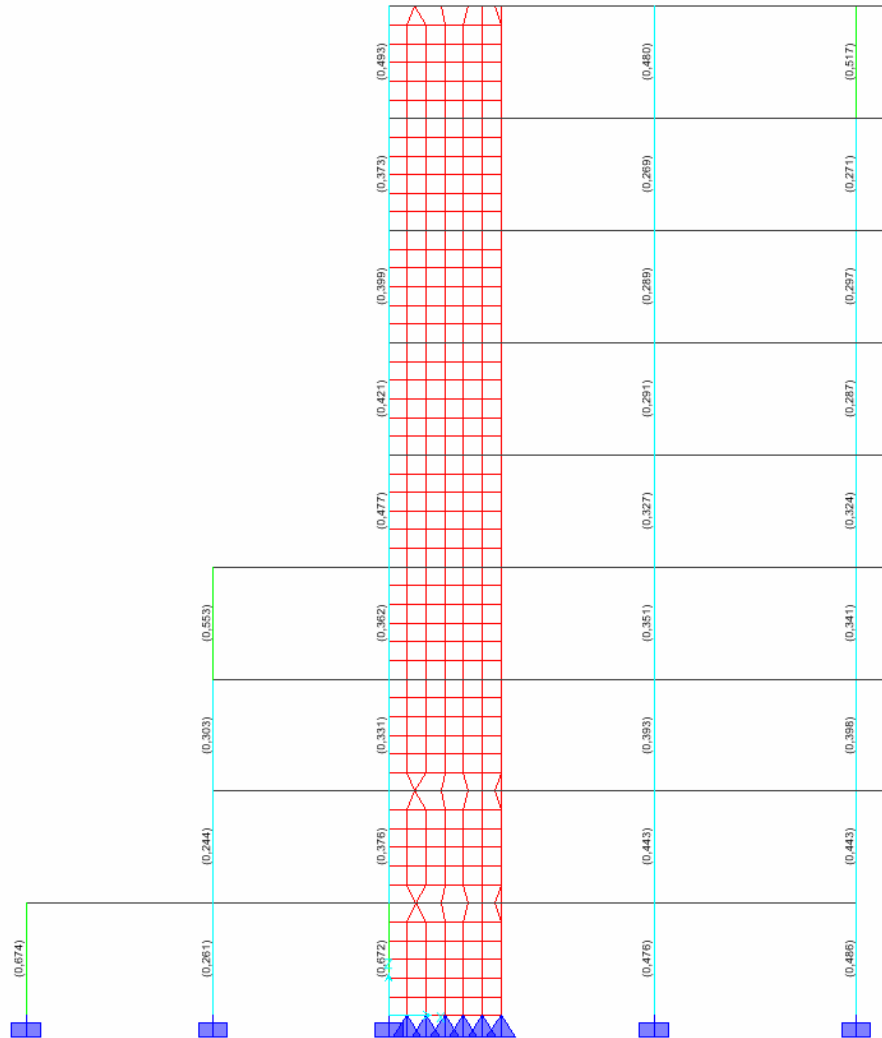


figura LXXXVII Indices de sobreesfuerzo en columnas la combinación (1.05 Muerta + 1.275Viva+0.3Sismo X + Sismo Y)eje B

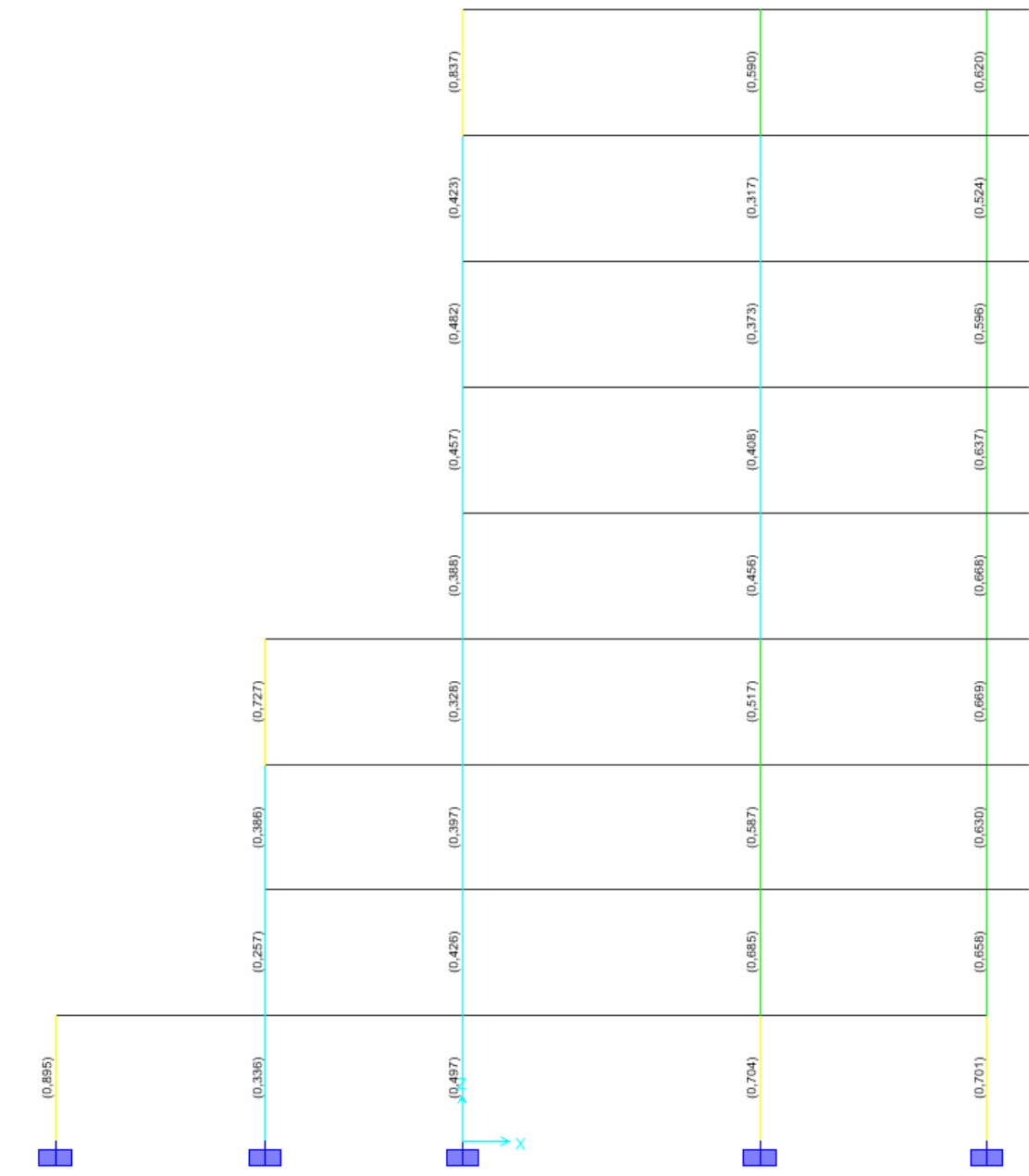


figura LXXXVIII Indices de sobreesfuerzo en columnas la combinación (1.05 Muerta + 1.275Viva+0.3Sismo X + Sismo Y) eje 3

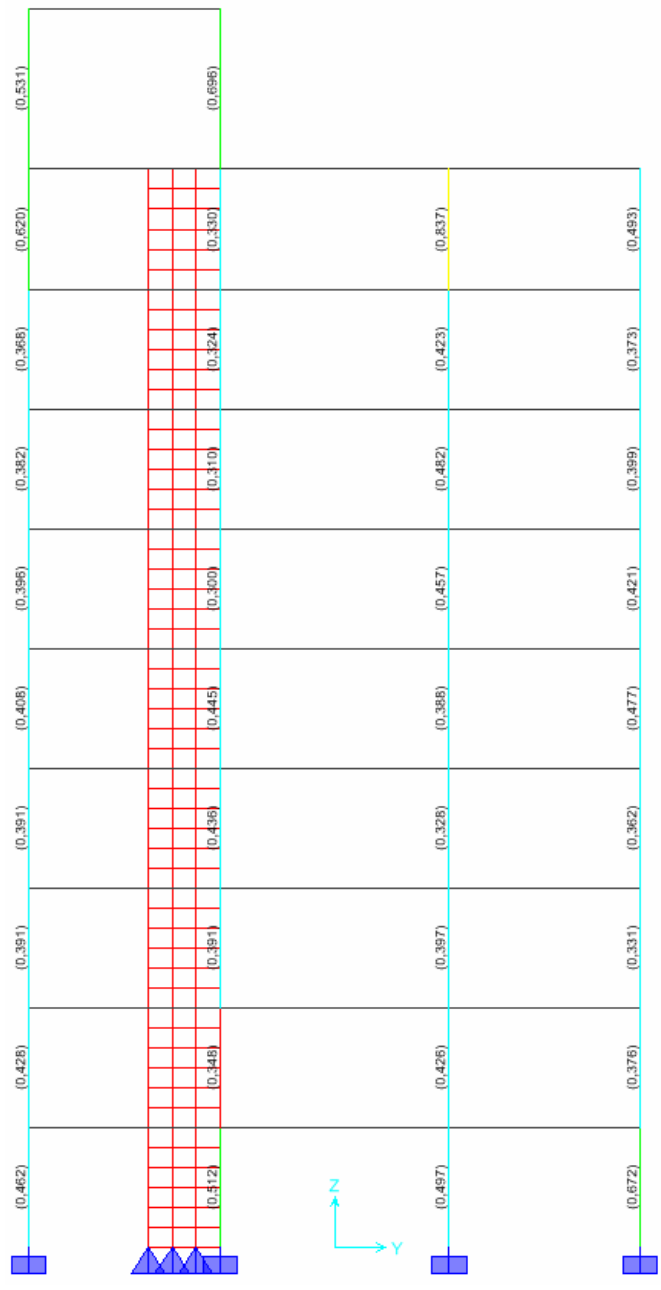
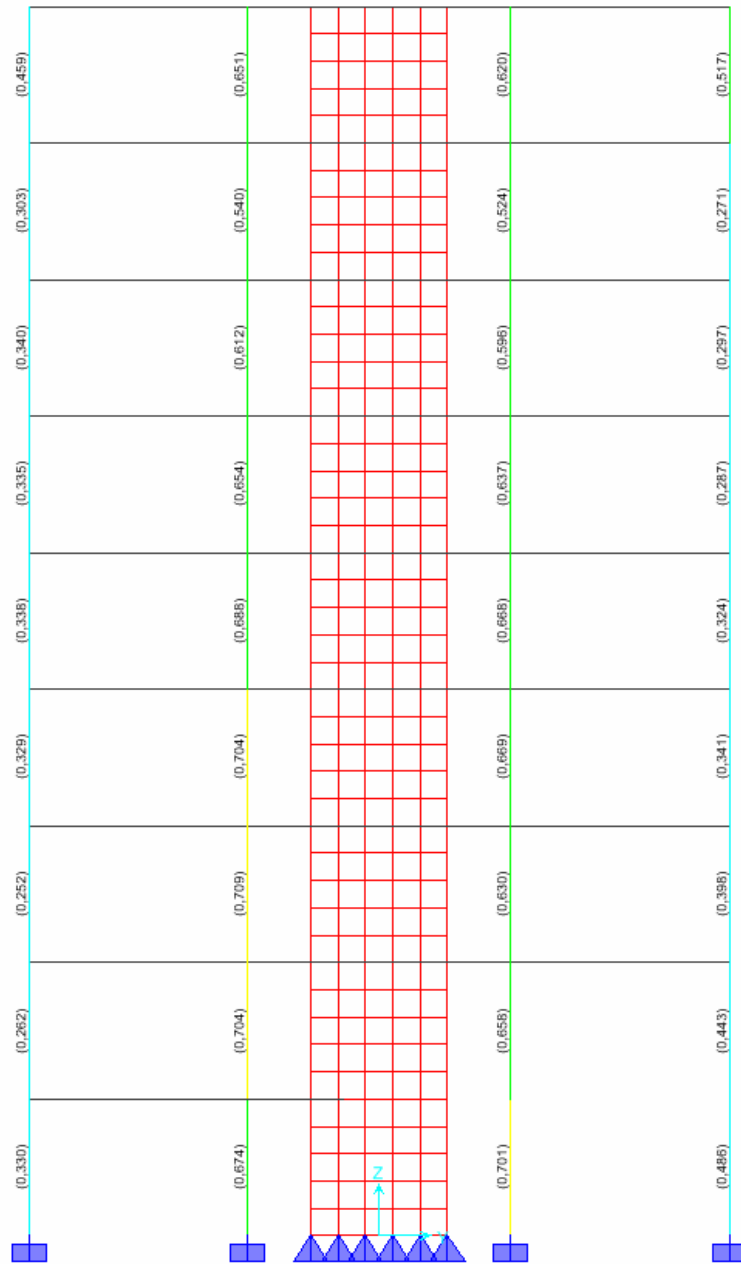


figura LXXXIX Indices de sobreesfuerzo en columnas la combinación (1.05 Muerta + 1.275Viva+0.3Sismo X + Sismo Y)eje 1



- Índices de sobreesfuerzo en vigas

figura XC Índices de sobreesfuerzo en vigas combinación (1.05 Muerta + 1.275Viva+0.3Sismo X + Sismo Y) Pórtico 1

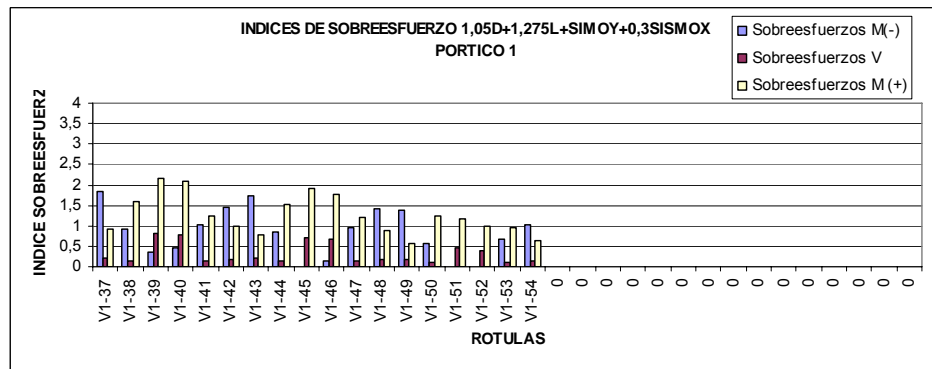
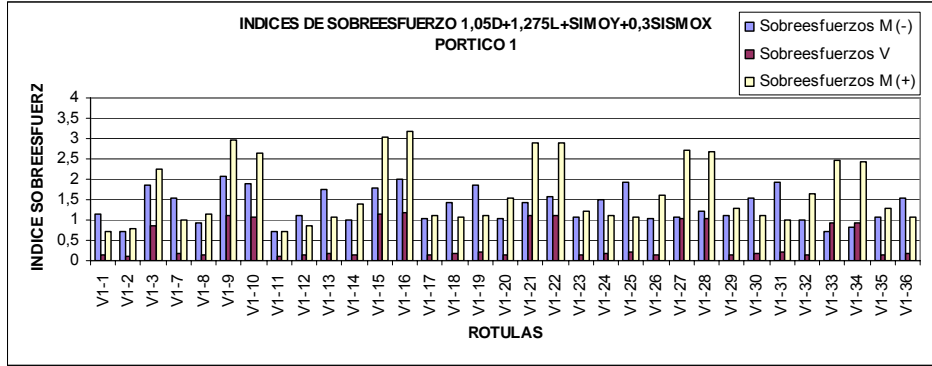
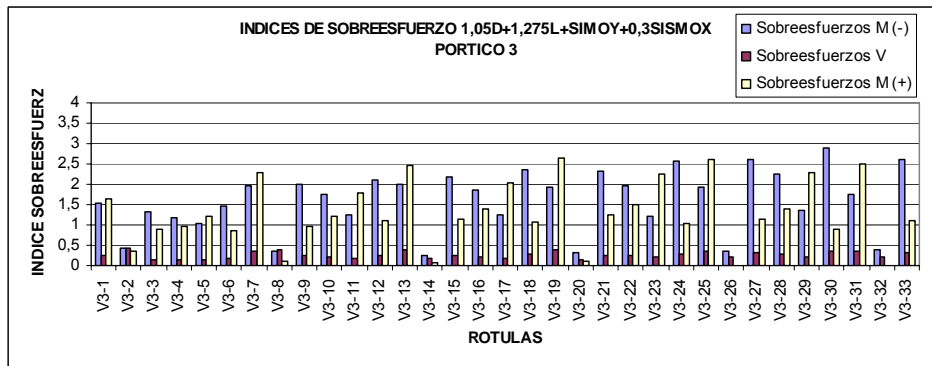


figura XCI Índices de sobreesfuerzo en vigas combinación (1.05 Muerta + 1.275Viva+0.3Sismo X + Sismo Y) Pórtico 3



Combinación 1.05D+1.275L+sismo X + 0.3 sismo Y

- Índices de sobreesfuerzos en columnas

figura XCIV Índices de sobreesfuerzo en columnas la combinación (1.05 Muerta+1.275Viva+Sismo X+0.3Sismo Y) eje A



figura XCV Índices de sobreesfuerzo en columnas la combinación (1.05 Muerta+1.275Viva+Sismo X+0.3Sismo Y) eje B

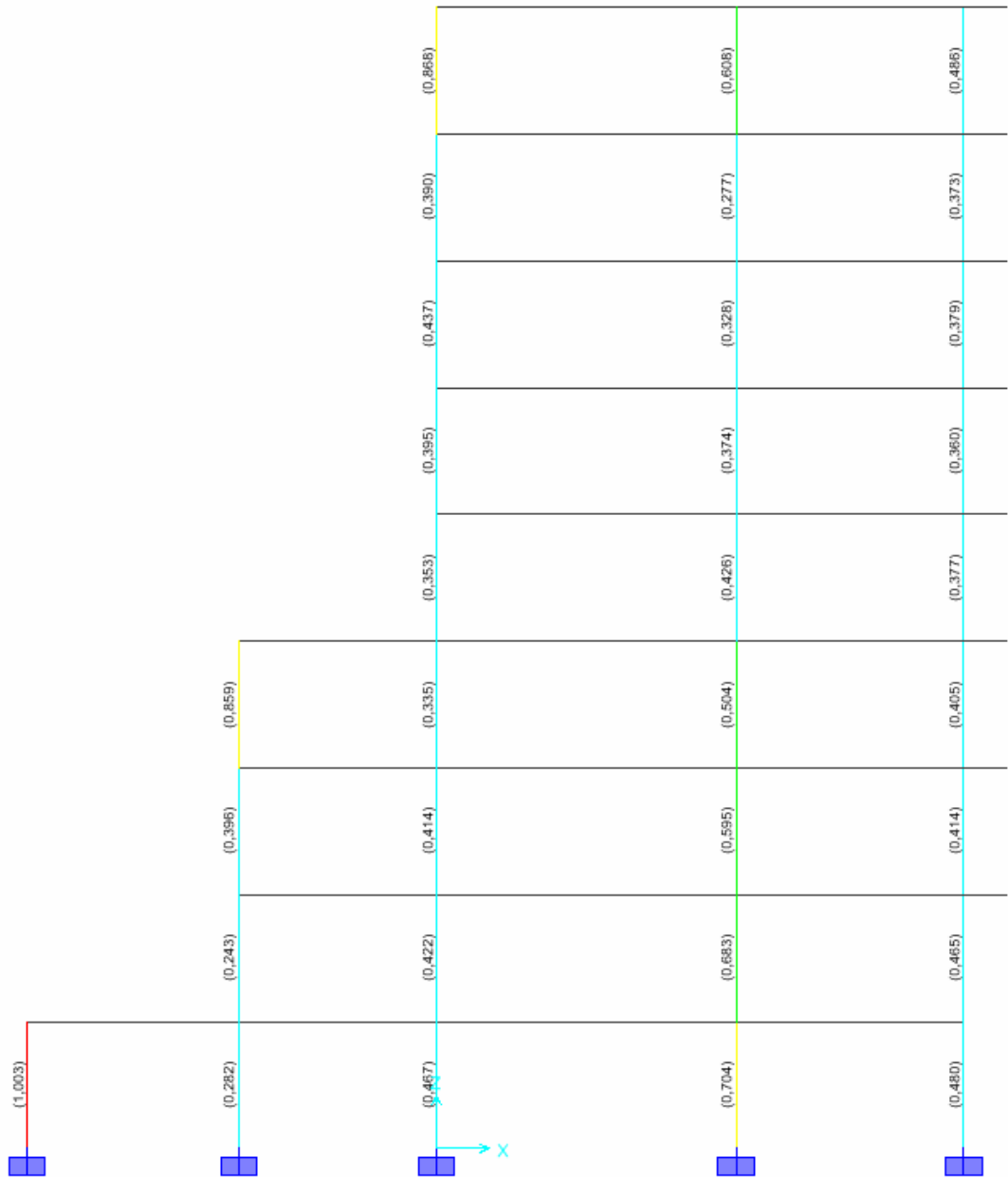


figura XCVI Índices de sobreesfuerzo en columnas la combinación (1.05 Muerta+1.275Viva+Sismo X+0.3Sismo Y) eje 3

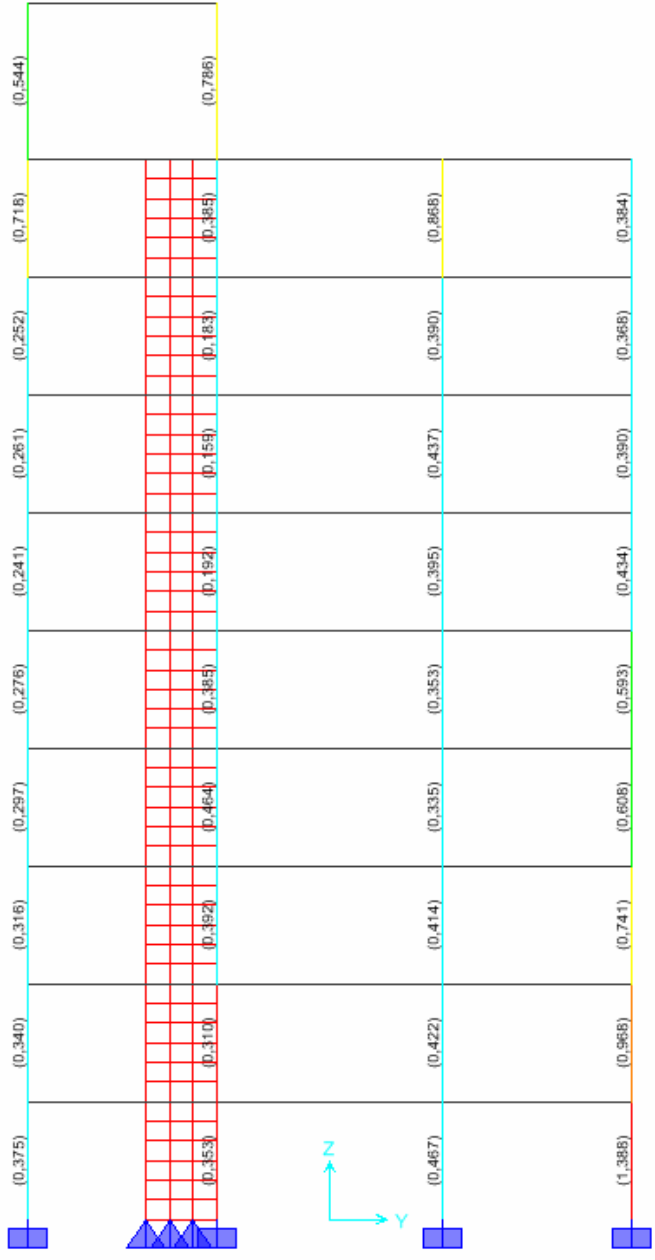
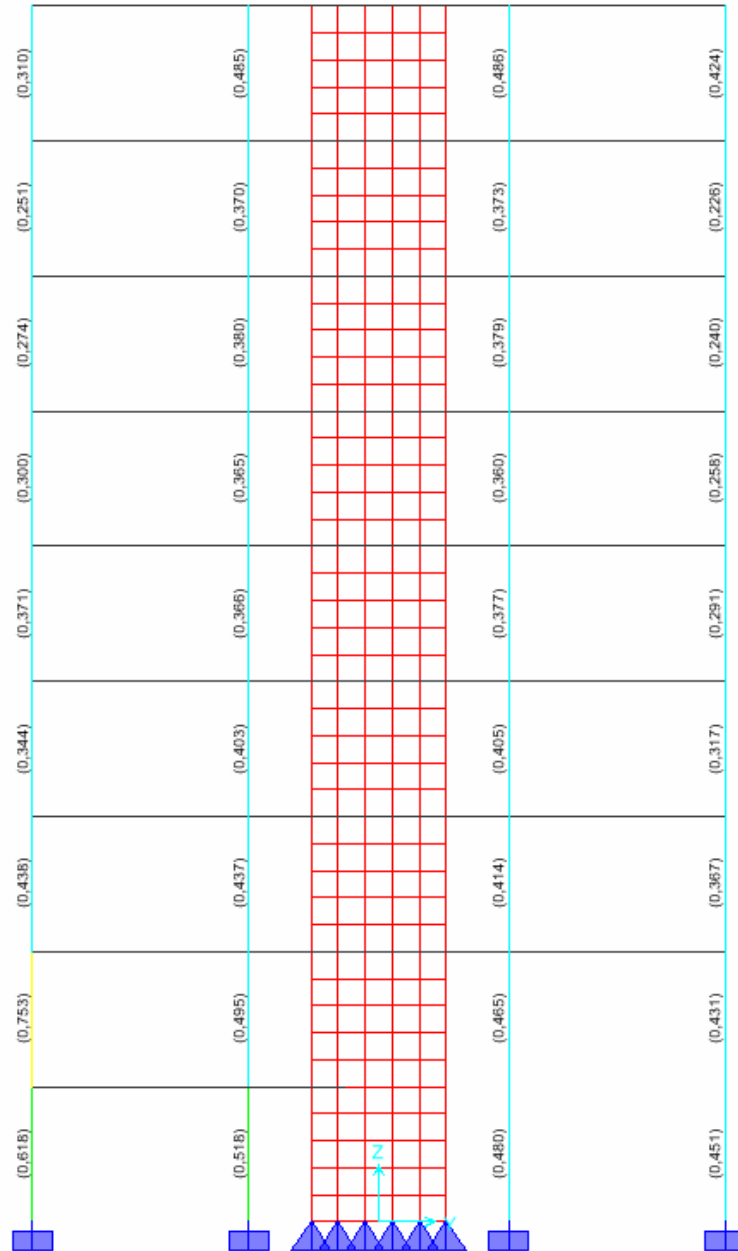


figura XCVII Índices de sobreesfuerzo en columnas la combinación (1.05 Muerta+1.275Viva+Sismo X+0.3Sismo Y) eje 1



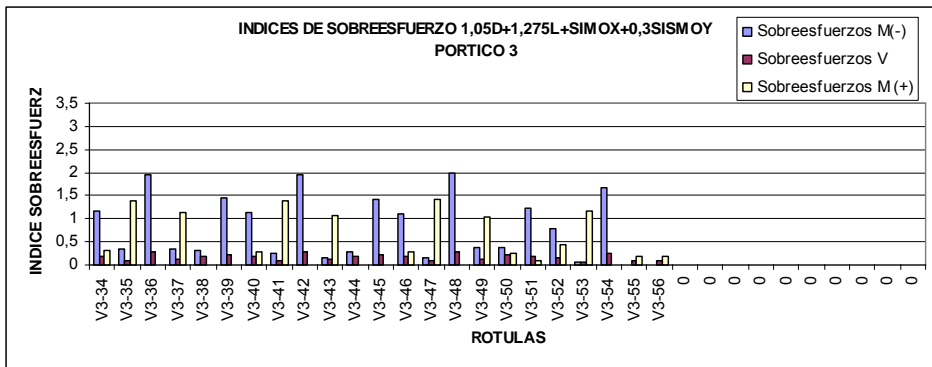


Figura C Índices de sobreesfuerzo en Vigas combinación (1.05 Muerta + 1.275Viva + Sismo X + 0.3Sismo Y) Pórtico A

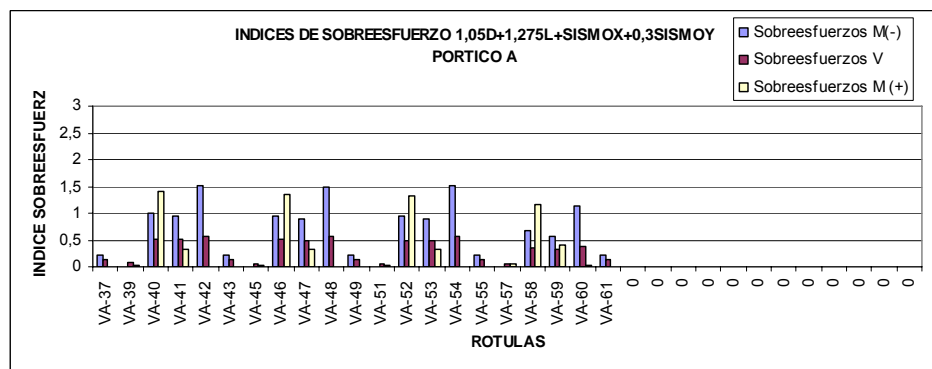
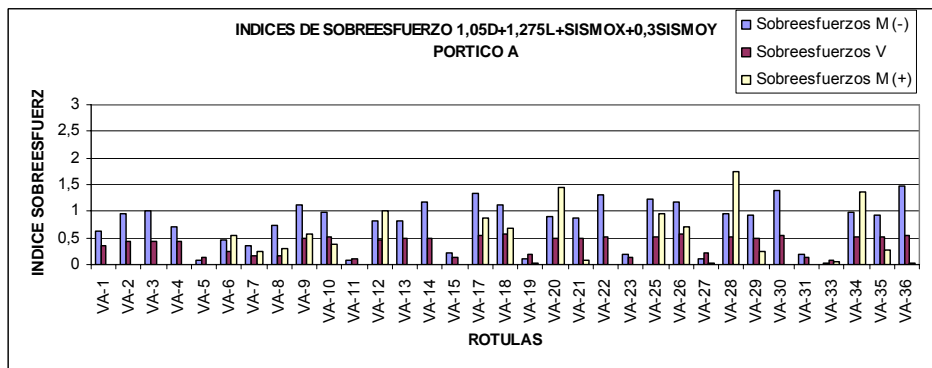
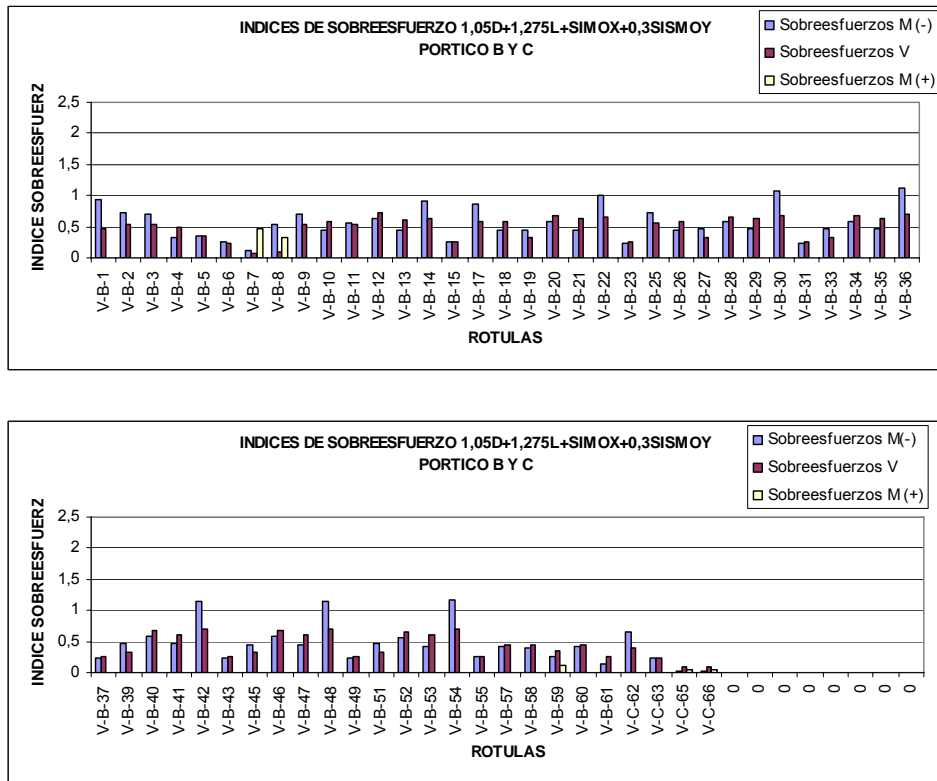


Figura C1 Índices de sobreesfuerzo en Vigas combinación (1.05 Muerta + 1.275Viva + Sismo X + 0.3Sismo Y) Pórtico B y C



ANALISIS INELASTICO

Ubicación de las rotulas

La ubicación de las rotulas en los elementos estructurales como vigas y columnas son las mismas asignadas para el análisis inelástico de la estructura sin rehabilitar

Estado de rotulas que sobrepasan el limite de seguridad en la vida

Tabla. XIX Rotulas que sobrepasan el limite de seguridad en la vida en el punto de comportamiento para el caso PUSH X

ROTULA	CASO	PASO	ROTULA ASIGNADA	ESTADO DE LA ROTULA
col1-1	PUSHX	30	Default-PMM	LS to CP
col 3-2	PUSHX	30	Default-PMM	>CP

Tabla. XX Rotulas que sobrepasan el limite de seguridad en la vida en el punto de comportamiento para el caso PUSH Y

ROTULA	CASO	PASO	ROTULA ASIGNADA	ESTADO DE LA ROTULA
V1-9	PUSHY	33	Default-M3	LS to CP
V1-10	PUSHY	33	Default-M3	LS to CP
V1-15	PUSHY	33	Default-M3	LS to CP
V1-16	PUSHY	33	Default-M3	LS to CP
V1-21	PUSHY	33	Default-M3	LS to CP
V1-22	PUSHY	33	Default-M3	LS to CP
V1-27	PUSHY	33	Default-M3	LS to CP
V1-28	PUSHY	33	Default-M3	LS to CP
V3-13	PUSHY	33	Default-M3	LS to CP
V3-19	PUSHY	33	Default-M3	LS to CP
col3-2	PUSHY	33	Default-PMM	>CP
col3-6	PUSHY	33	Default-PMM	LS to CP

Encamisado de columnas que sobrepasan limite de seguridad en la vida

Las columnas que requieren intervención se presentan en la tabla VI

Tabla. XXI Columnas con intervención

ELEMENTO (FRAME)	UBICACIÓN DE LA COLUMNA			seccion actual		seccion despues de intervencion	
	Pórtico en X	Pórtico en Y	Entrepiso	Dimensiones	Refuerzo	Dimensiones	Refuerzo
col3-2	C	3	1	40X60	10 N°6	50X70	36N°6
col3-6	C	3	2	40X60	10 N°6	50X70	36N°6
col1-1	D	5	1	60X40	10 N°6	70X50	26N°6
col1-11	B	5	3	60X40	10 N°6	60X40	22N°6
col1-3	B	5	1	60X40	10 N°6	60X40	22N°6
col1-7	B	5	2	60X40	10 N°6	60X40	22N°6

ANÁLISIS DE LAS VIGAS XTRACT QUE SOBREPASAN LOS LÍMITES DE SEGURIDAD EN LA VIDA

Análisis elementos sobrerotulados en el Push over en sentido Y

Tabla. XXII Rotulas que sobrepasan el límite de seguridad en la vida en el punto de comportamiento en Y después de las intervenciones realizadas (muros de cortante y encamisado de columnas)

ROTULA	CASO	TIPO DE ROTULA	M3
V1-9	PUSH Y	M3	-64,1437
V1-10	PUSH Y	M3	60,7927
V1-15	PUSH Y	M3	-64,3875
V1-16	PUSH Y	M3	63,9385
V1-21	PUSH Y	M3	-64,1207
V1-22	PUSH Y	M3	64,0551
V1-27	PUSH Y	M3	-63,2174
V1-28	PUSH Y	M3	63,094
V3-13	PUSH Y	M3	-62,7004
V3-19	PUSH Y	M3	-62,6455

Se analizan entonces la sección de estos elementos en el programa Xtract y se obtiene grafica de momento-curvatura de la sección. Con estos datos se definen las propiedades de la rótula en el modelo inelástico de SAP 2000.

Todos los elementos que presentan nivel por encima de seguridad en la vida tiene la misma sección y refuerzo por lo tanto se modelará una sección tipo. Los resultados del análisis son los siguientes:

Figura CII Resultados análisis para las vigas para momento positivo

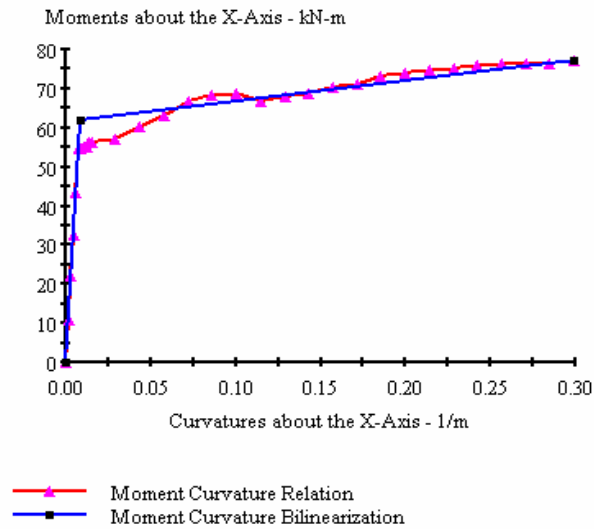


Tabla. XXIII Resultados del análisis en Xtract para las vigas para momento positivo

Failing Material:	acero longitudinal
Failure Strain:	90.00E-3 Tension
Curvature at Initial Load:	0 1/m
Curvature at First Yield:	-7.591E-3 1/m
Ultimate Curvature:	-2.992 1/m
Moment at First Yield:	-54.58 kN-m
Ultimate Moment:	-77.02 kN-m
Centroid Strain at Yield:	.9664E-3 Tension
Centroid Strain at Ultimate:	45.31E-3 Tension
N.A. at First Yield:	-.1273 m
N.A. at Ultimate:	-.1514 m
Energy per Length:	20.47 kN
Effective Yield Curvature:	8.627E-3 1/m
Effective Yield Moment:	62.03 kN-m
Over Strength Factor:	-1.242
EI Effective:	7.191E+6 N-m ²
Yield EI Effective:	51.59E+3 N-m ²
Bilinear Harding Slope:	.7174 %
Curvature Ductility:	34.69

Figura CIII Resultados análisis para las vigas para momento negativo

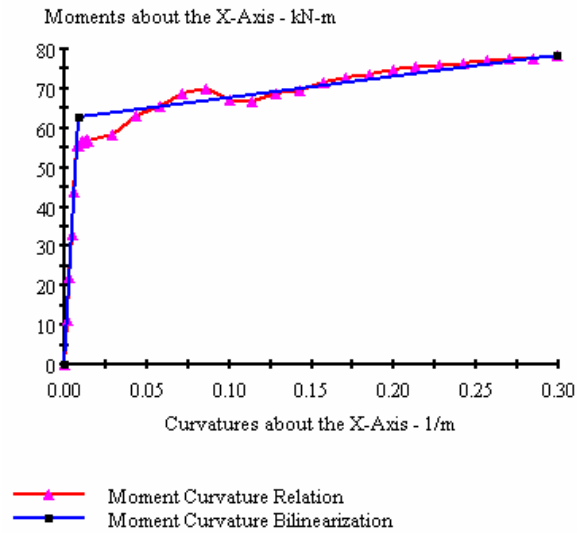


Tabla. XXIV Resultados del análisis en Xtract para los elementos V4-121 Y V4-135 para momento negativo

Failing Material:	acero longitudinal
Failure Strain:	90.00E-3 Tension
Curvature at Initial Load:	0 1/m
Curvature at First Yield:	7.450E-3 1/m
Ultimate Curvature:	.2989 1/m
Moment at First Yield:	55.39 kN-m
Ultimate Moment:	78.30 kN-m
Centroid Strain at Yield:	.9417E-3 Tension
Centroid Strain at Ultimate:	43.51E-3 Tension
N.A. at First Yield:	.1264 m
N.A. at Ultimate:	.1456 m
Energy per Length:	20.76 kN
Effective Yield Curvature:	8.451E-3 1/m
Effective Yield Moment:	62.83 kN-m
Over Strength Factor:	1.246
EI Effective:	7.435E+6 N-m ²
Yield EI Effective:	53.26E+3 N-m ²
Bilinear Harding Slope:	.7163 %
Curvature Ductility:	35.36

**ANEXO F: REHABILITACION CON ARRIOSTRAMIENTO METALICO
MODELO 2**

CHEQUEOS ANALISIS ELASTICO

Se presentan los índices de sobreesfuerzos en elementos representativos de la estructura. Se ha considerado valores de $\phi_c = 0.9$ y $\phi_e = 0.9$, para los factores de calidad del diseño, la construcción y el estado de la estructura.

Carga Vertical

- Índices de sobreesfuerzo en columnas

figura CIV Indices de sobreesfuerzo para carga vertical (1.4 Muerta + 1.7 viva) eje A

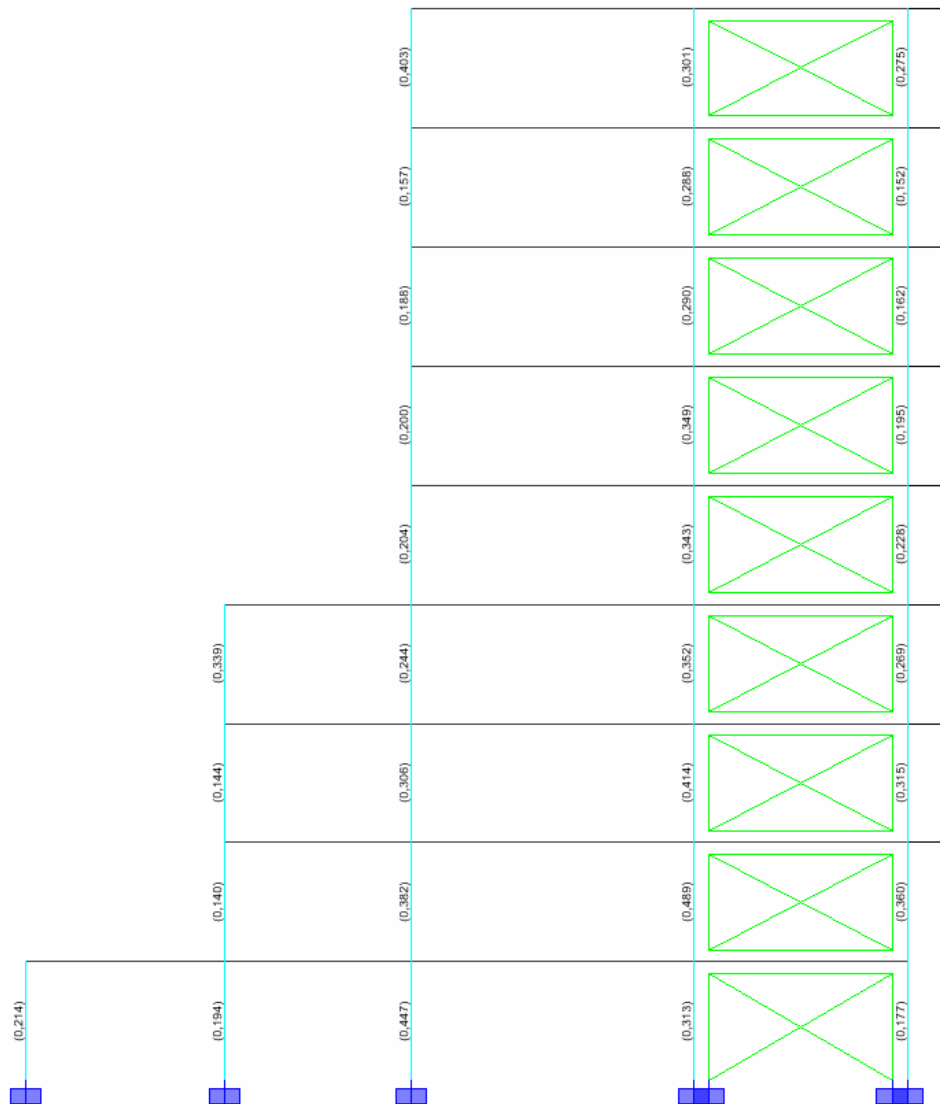


figura CV Indices de sobreesfuerzo para carga vertical (1.4 Muerta + 1.7 viva) eje 1

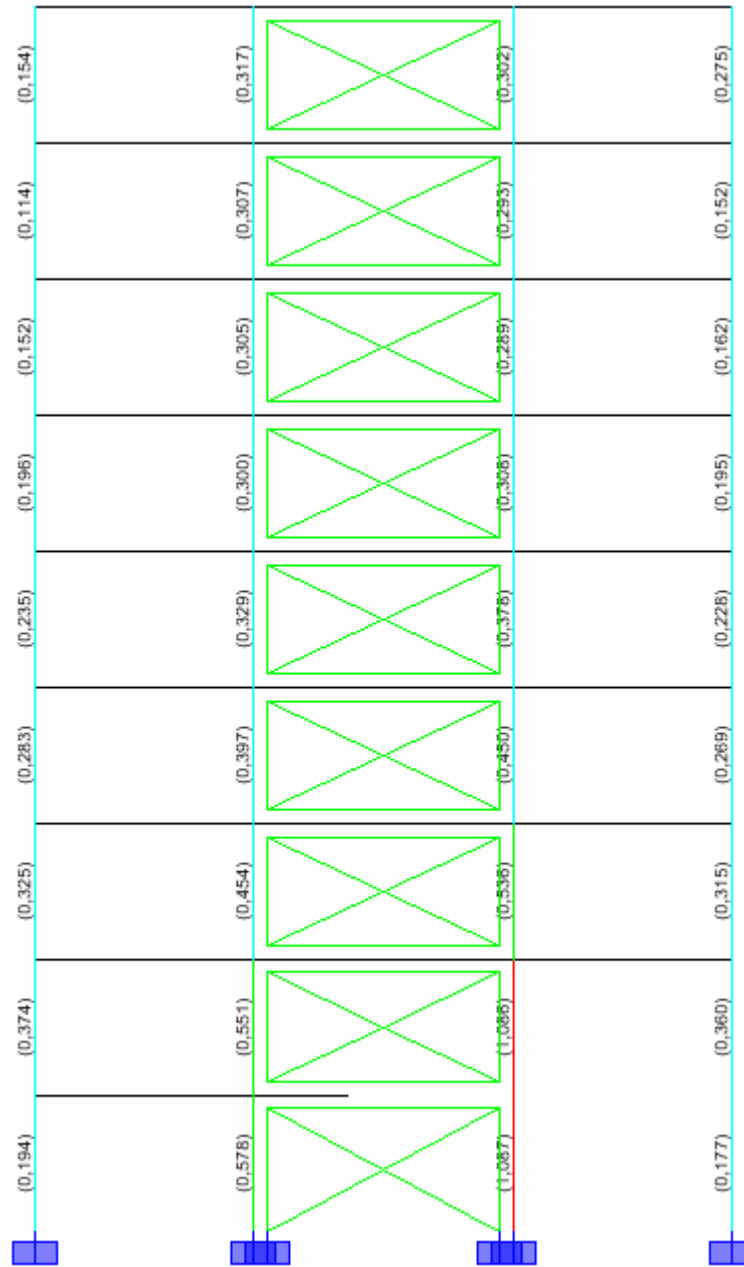
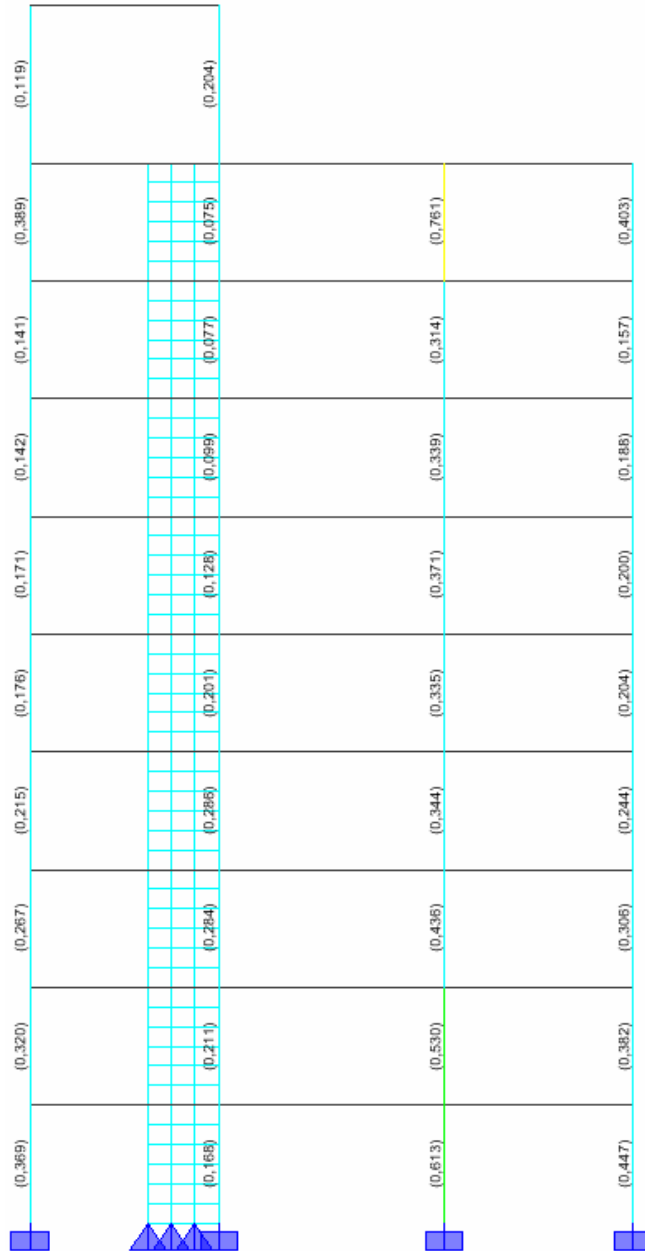


figura CVI Indices de sobreesfuerzo para carga vertical (1.4 Muerta + 1.7 viva) eje 3



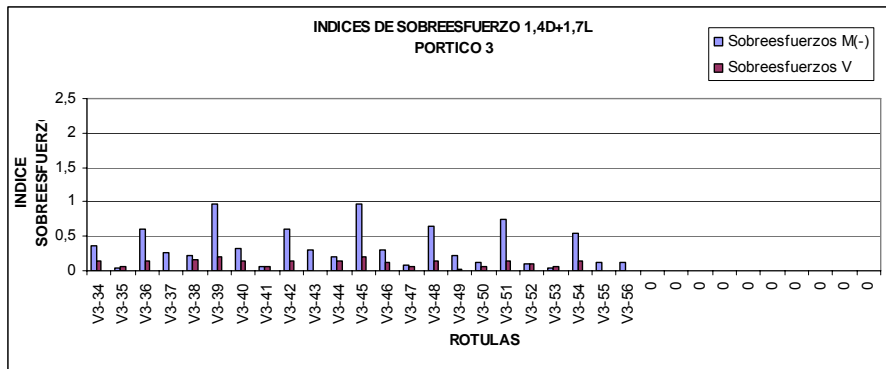
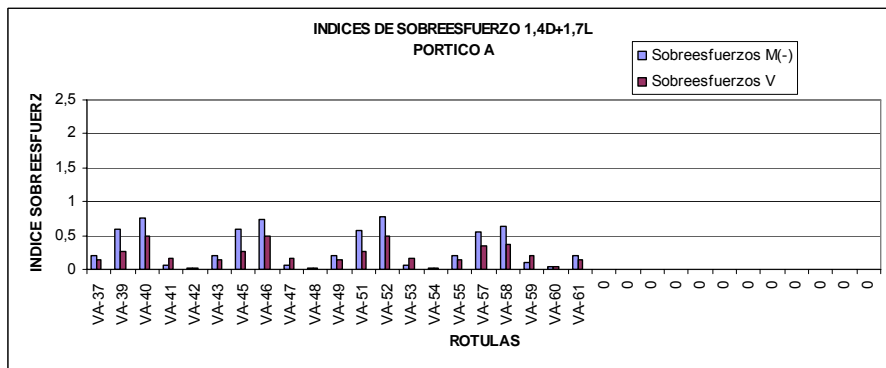
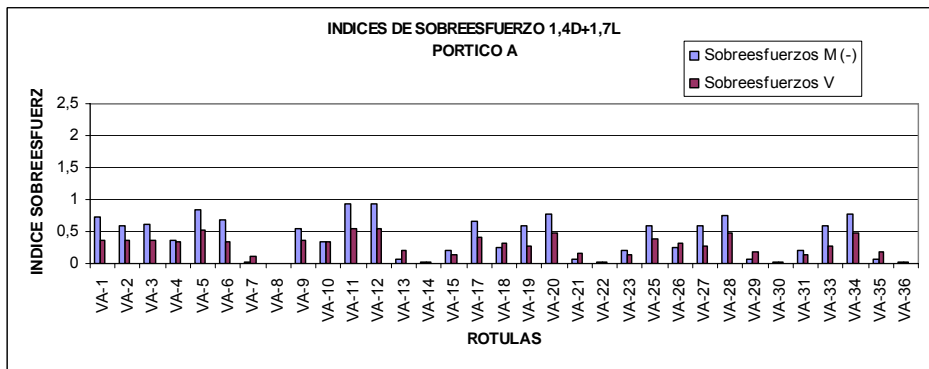


figura CX Indices de sobreesfuerzo para carga vertical (1.4 Muerta + 1.7 viva) Pórtico A



Combinación 1.05D + 1.275L+0.3 sismo X + sismo Y.

- Índices de sobreesfuerzo en columnas.

figura CXII Indices de sobreesfuerzo en columnas la combinación (1.05 Muerta + 1.275Viva+0.3Sismo X + Sismo Y) eje A

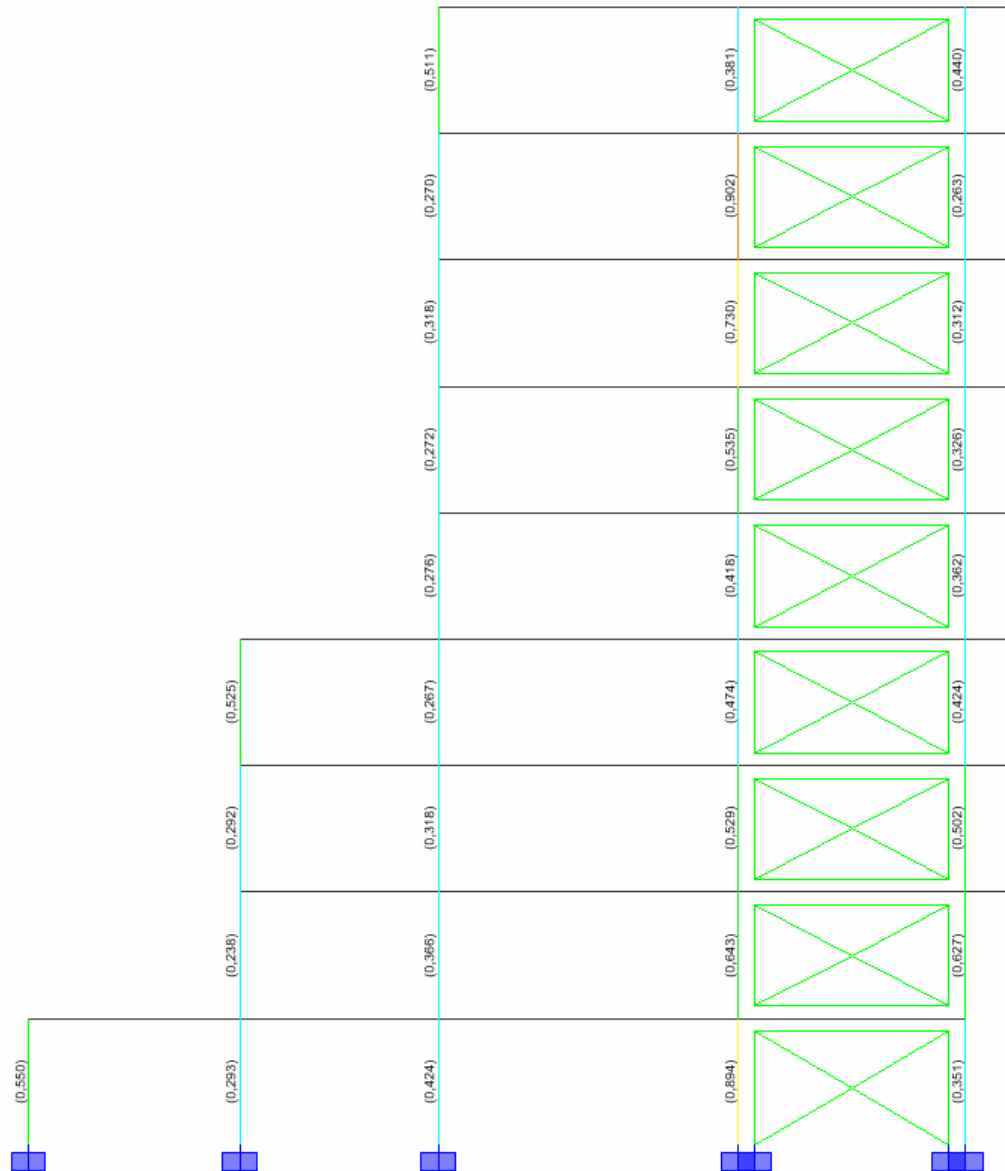


figura CXIII Indices de sobreesfuerzo en columnas la combinación (1.05 Muerta + 1.275Viva+0.3Sismo X + Sismo Y) eje B

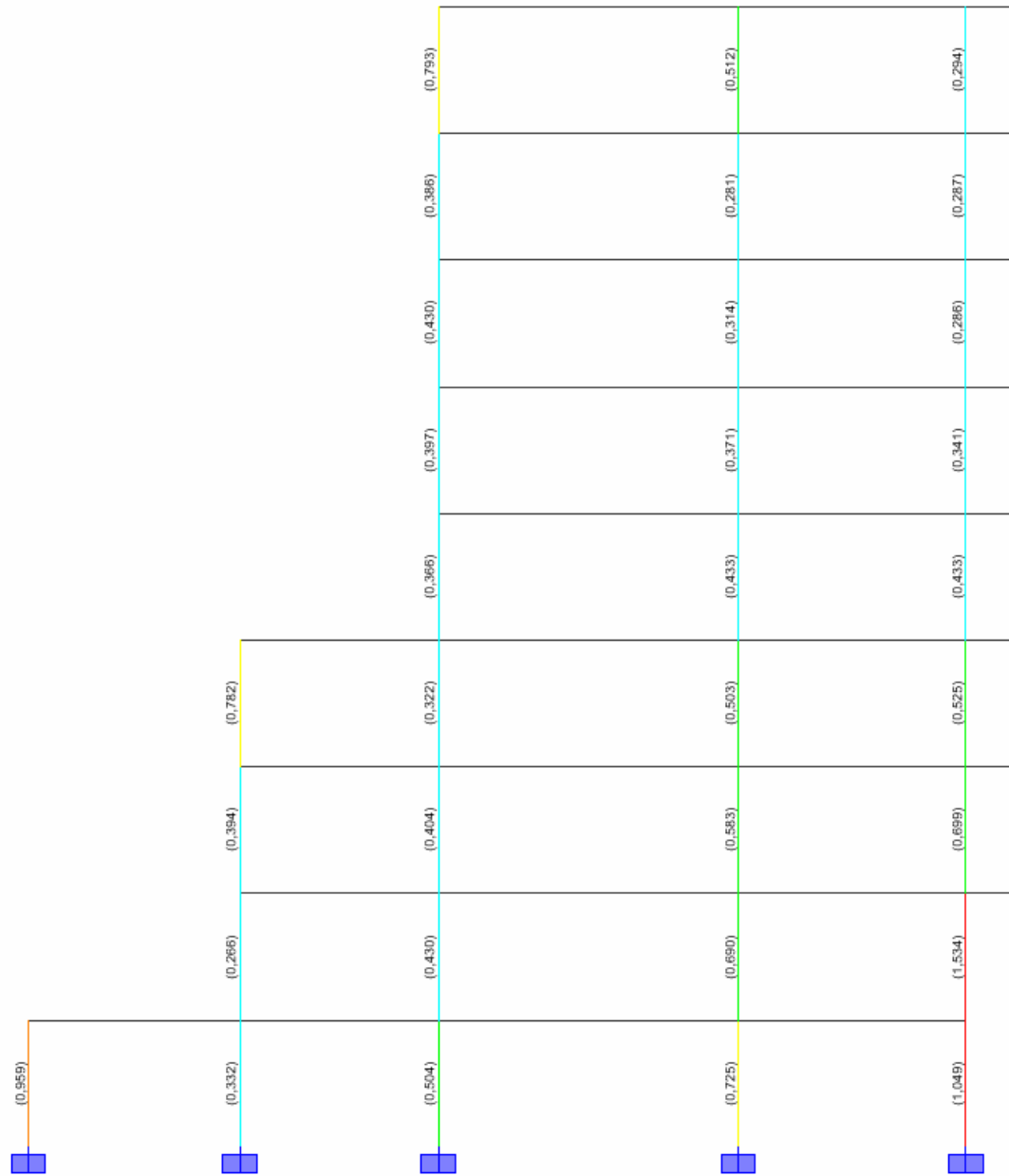


figura CXIV Indices de sobreesfuerzo en columnas la combinación (1.05 Muerta + 1.275Viva+0.3Sismo X + Sismo Y)eje 3

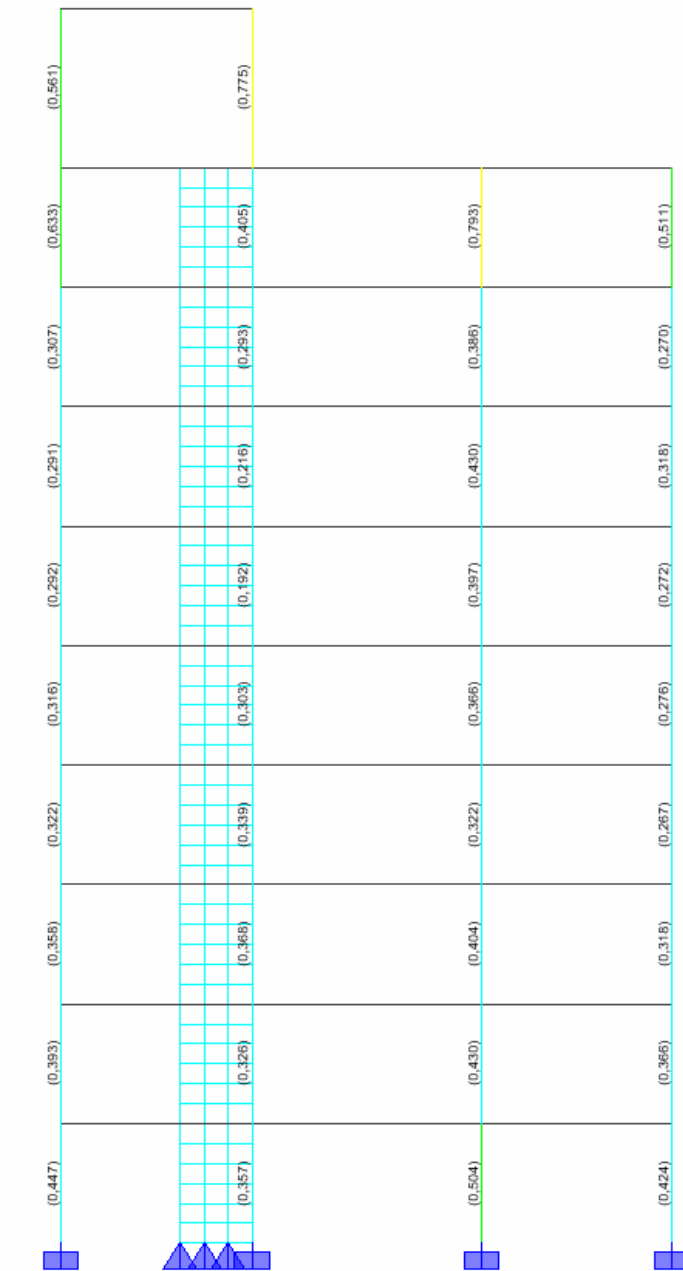
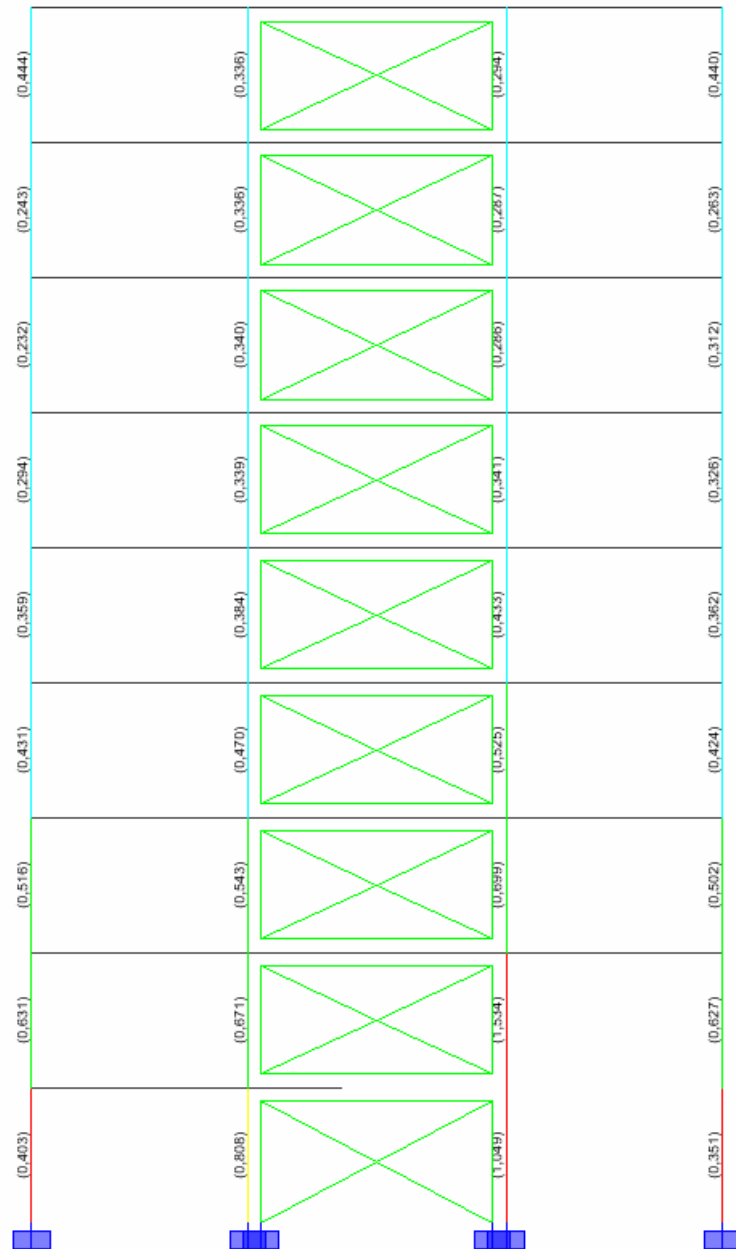


figura CXV Indices de sobreesfuerzo en columnas la combinación (1.05 Muerta + 1.275Viva+0.3Sismo X + Sismo Y)eje 1



- Índices de sobreesfuerzo en vigas

figura CXVI Índices de sobreesfuerzo en vigas combinación (1.05 Muerta + 1.275Viva+0.3Sismo X + Sismo Y) Pórtico 1

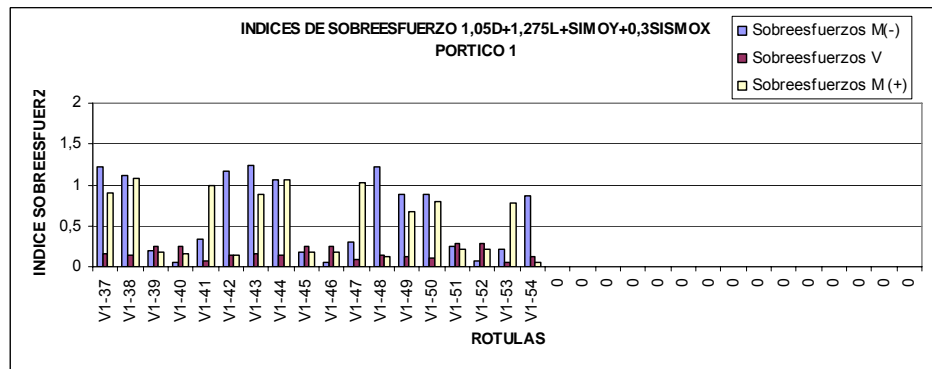
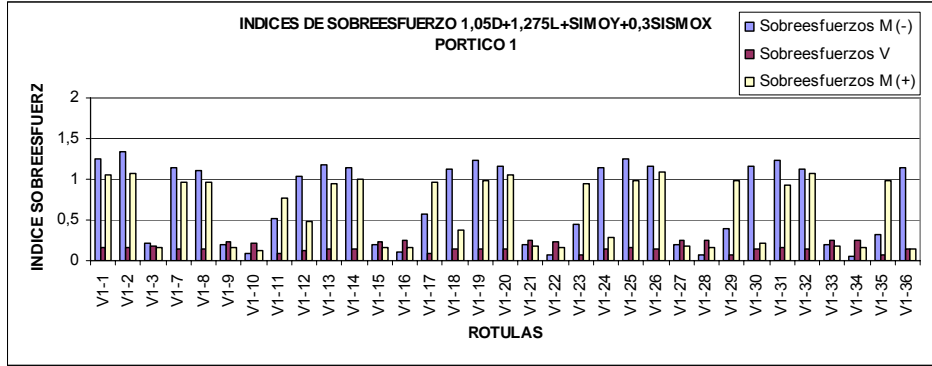
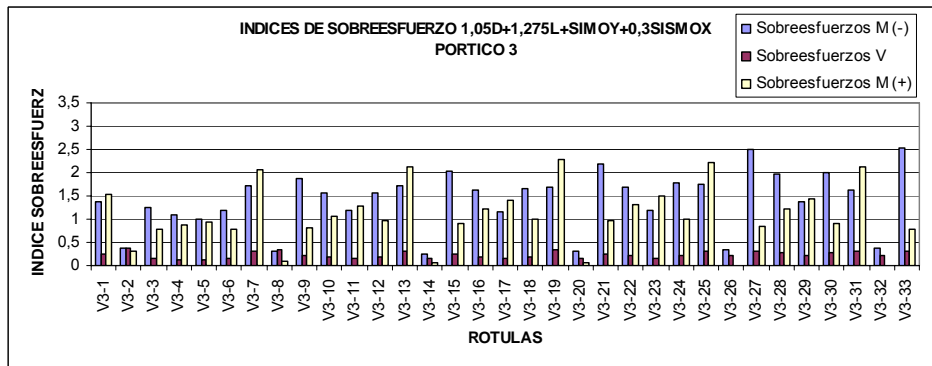


figura CXVII Índices de sobreesfuerzo en vigas combinación (1.05 Muerta + 1.275Viva+0.3Sismo X + Sismo Y) Pórtico 3



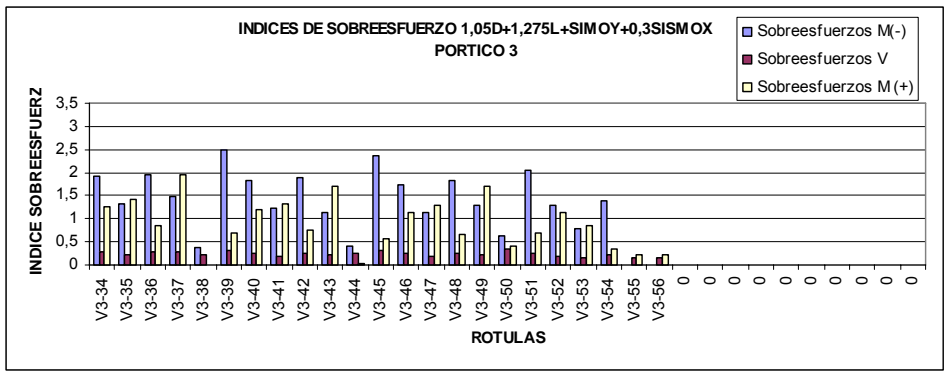


figura CXVIII Indices de sobreesfuerzo en vigas combinación (1.05 Muerta + 1.275Viva+0.3Sismo X + Sismo Y) Pórtico A

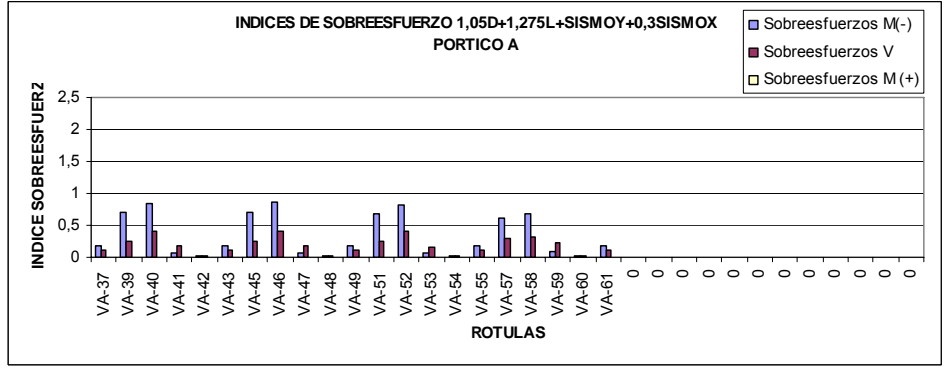
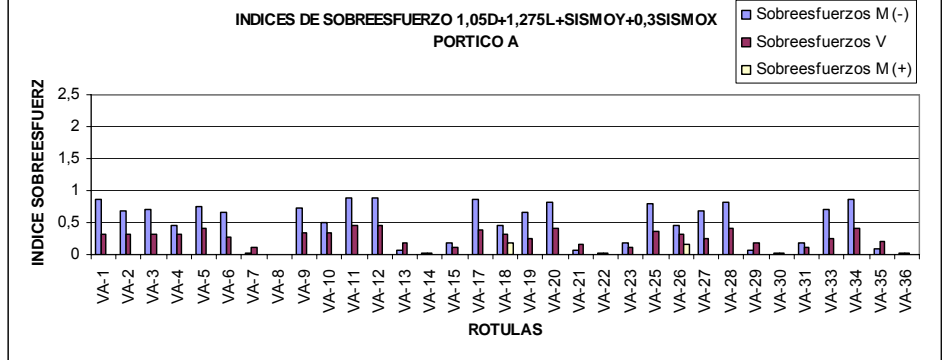
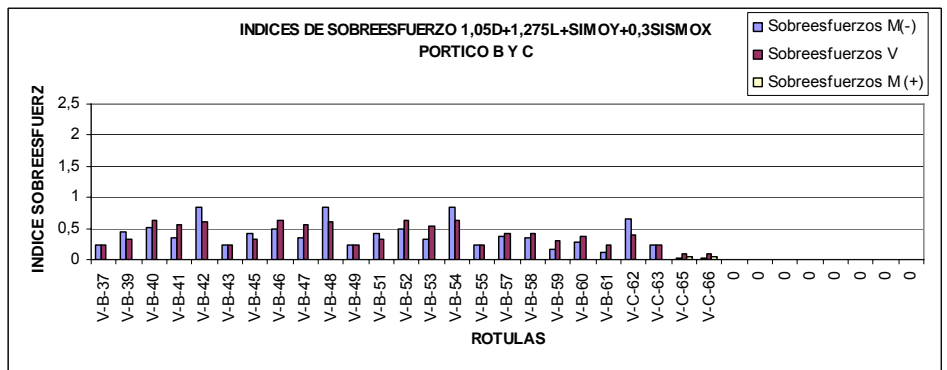
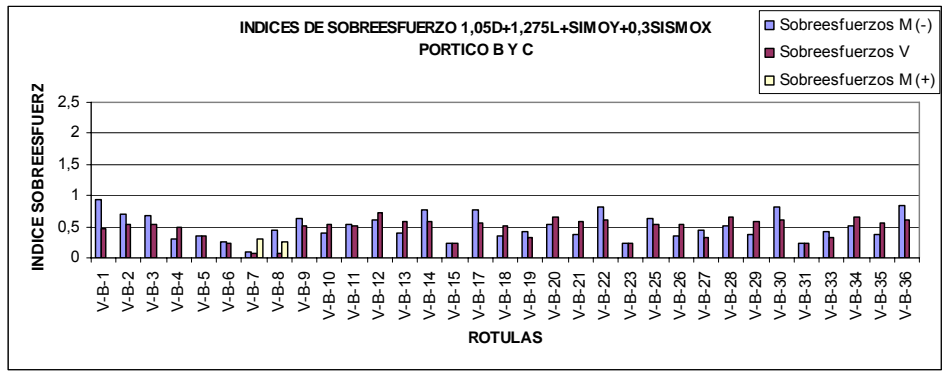


Figura CXIX Índices de sobreesfuerzo en Vigas combinación (1.05 Muerta + 1.275Viva + Sismo X + 0.3Sismo Y) Pórtico B y C



Combinación 1.05D+1.275L+sismo X + 0.3 sismo Y

- Índices de sobreesfuerzos en columnas

figura CXX Índices de sobreesfuerzo en columnas la combinación (1.05 Muerta+1.275Viva+Sismo X+0.3Sismo Y) eje A

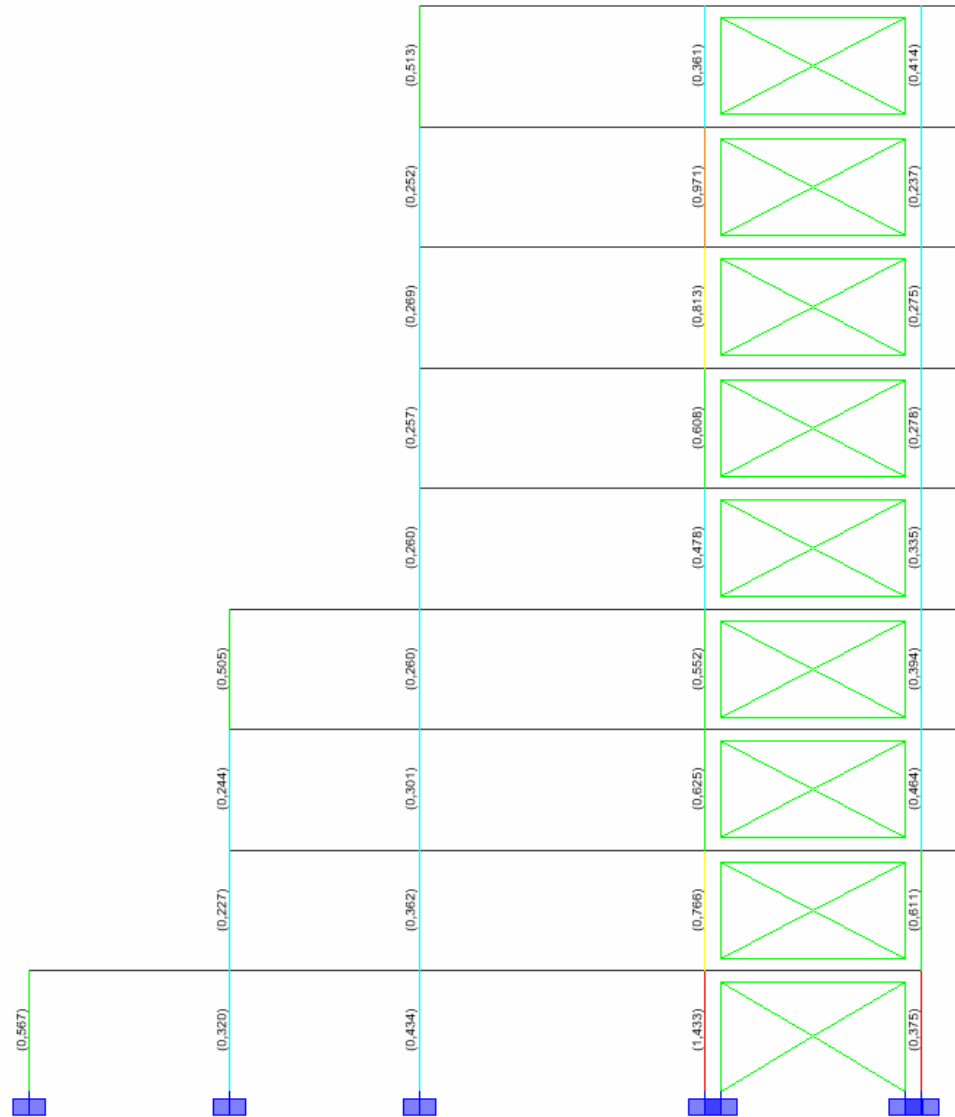


figura CXXI Índices de sobreesfuerzo en columnas la combinación (1.05 Muerta+1.275Viva+Sismo X+0.3Sismo Y) eje B

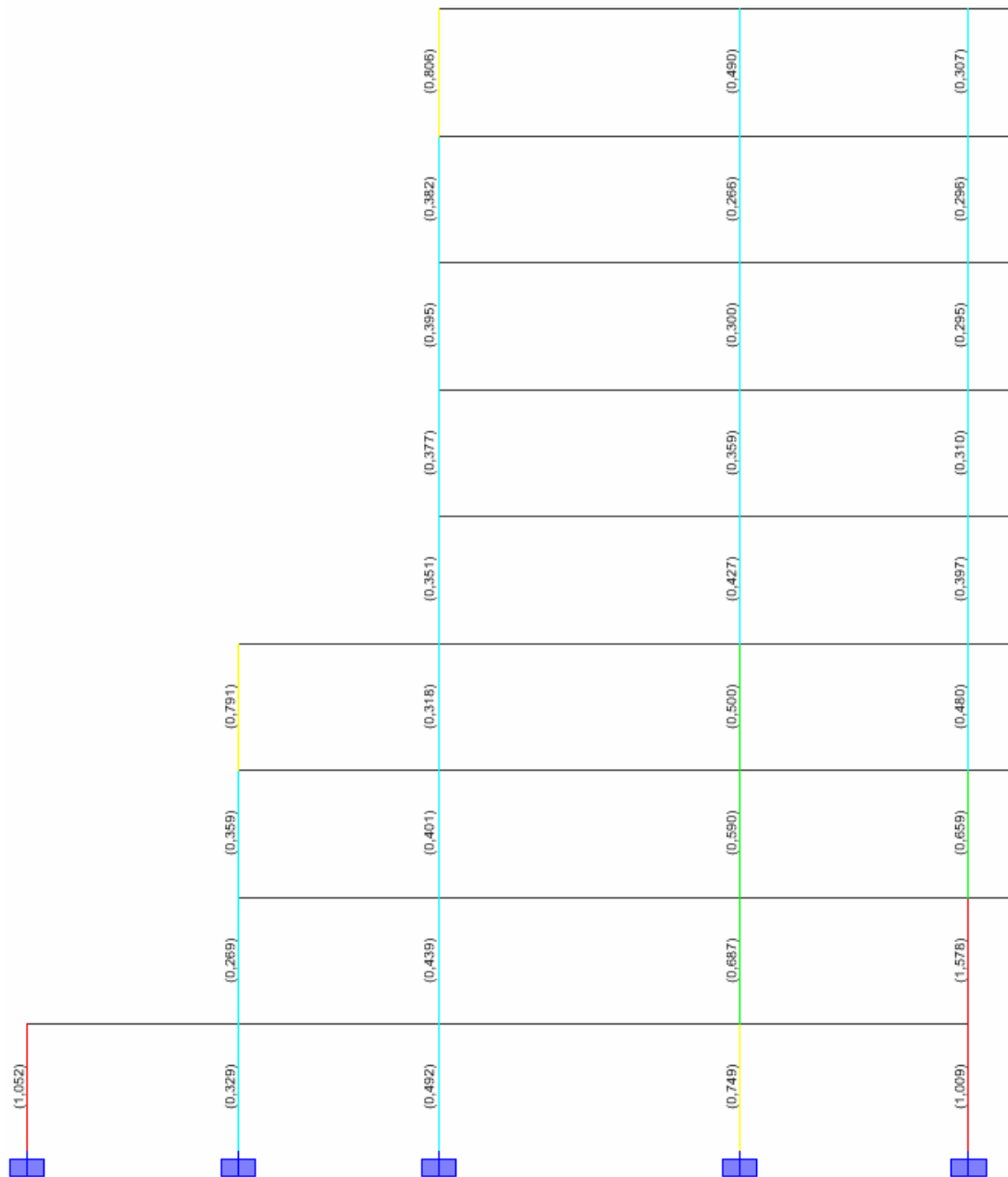


figura CXXII Índices de sobreesfuerzo en columnas la combinación (1.05 Muerta+1.275Viva+Sismo X+0.3Sismo Y) eje 3

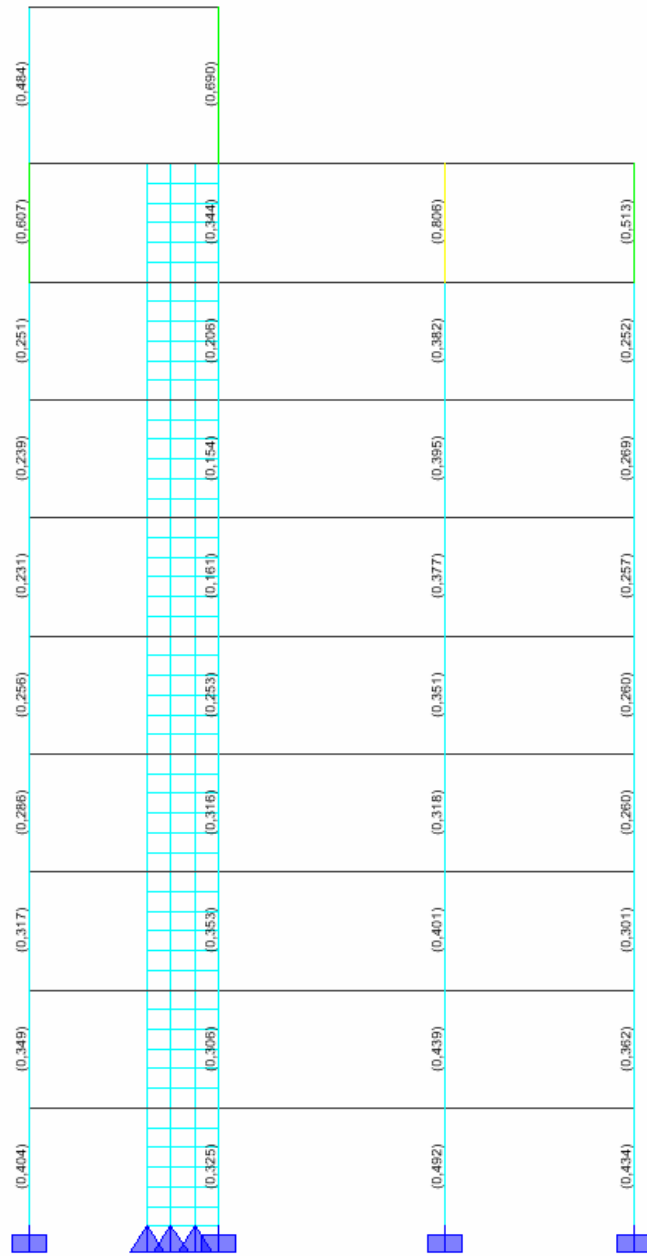


figura CXXIII Índices de sobreesfuerzo en columnas la combinación (1.05 Muerta+1.275Viva+Sismo X+0.3Sismo Y) eje 1

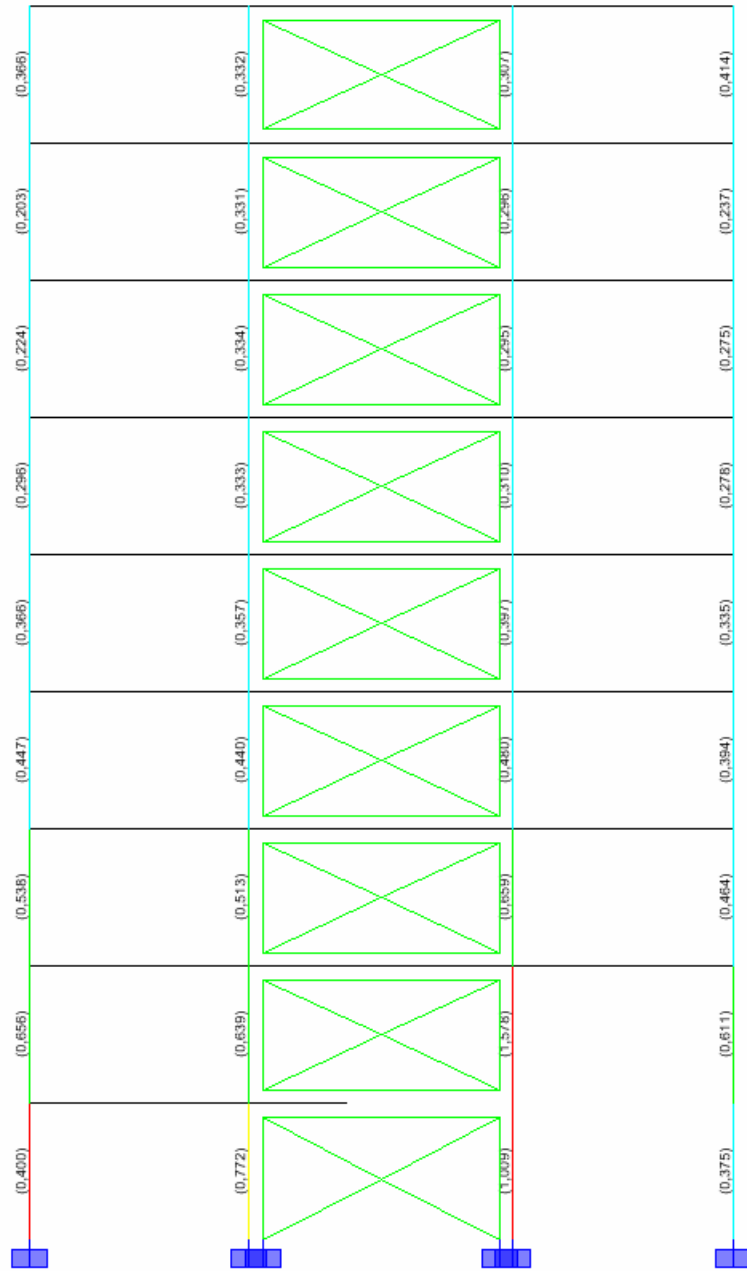
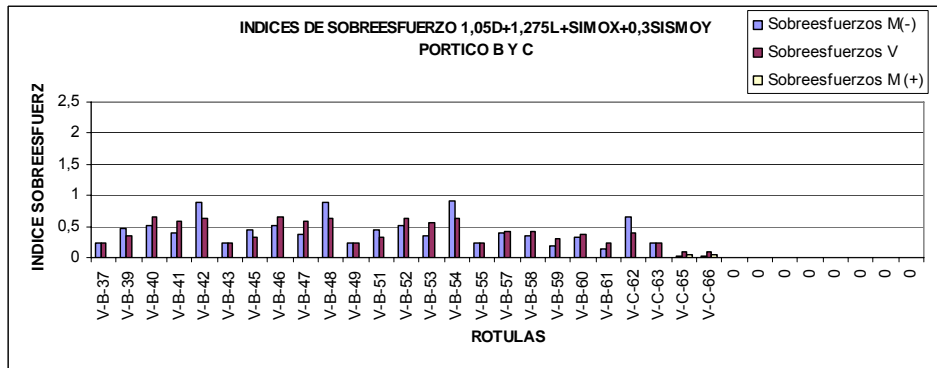
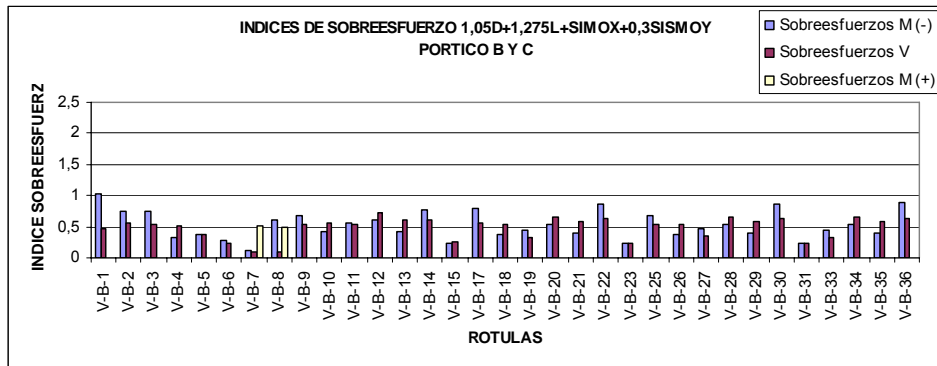


Figura CXXVII Índices de sobreesfuerzo en Vigas combinación (1.05 Muerta + 1.275Viva + Sismo X + 0.3Sismo Y) Pórtico B y C



ANALISIS INELASTICO

Ubicación de las rotulas

La ubicación de las rotulas en los elementos estructurales como vigas y columnas son las mismas asignadas para el análisis inelástico de la estructura sin rehabilitar

Estado de rotulas que sobrepasan el limite de seguridad en la vida

Tabla. XXV Rotulas que sobrepasan el limite de seguridad en la vida en el punto de comportamiento para el caso PUSH X

ROTULA	CASO	ROTULA ASIGNADA	ESTADO DE LA ROTULA
col1-1	PUSHX	Default-PMM	>CP
col1-4	PUSHX	Default-PMM	>CP
col2-1	PUSHX	Default-PMM	LS to CP
col2-4	PUSHX	Default-PMM	LS to CP
col5-4	PUSHX	Default-PMM	LS to CP

Tabla. XXVI Rotulas que sobrepasan el limite de seguridad en la vida en el punto de comportamiento para el caso PUSH Y

ROTULA	CASO	ROTULA ASIGNADA	ESTADO DE LA ROTULA
col3-2	PUSHY	Default-PMM	>CP
col3-6	PUSHY	Default-PMM	>CP
V3-13	PUSHY	Default-M3	LS to CP

Encamisado de columnas que sobrepasan limite de seguridad en la vida

Las columnas que requieren intervención se presentan en la tabla VI

Tabla. XXVII Columnas con intervención

ELEMENTO (FRAME)	UBICACIÓN DE LA COLUMNA			seccion actual		seccion despues de intervencion	
	Pórtico en X	Pórtico en Y	Entrepiso	Dimensiones	Refuerzo	Dimensiones	Refuerzo
col1-1	D	5	1	60X40	10 N°6	70X50	26N°9
col1-4	A	5	1	60X40	10 N°6	70X50	26N°9
col2-1	D	4	1	60X40	10 N°6	80X60	10N°6
col2-4	A	4	1	60X40	10 N°6	80X60	10N°6
col5-4	A	1	1	40X40	6 N°5	60X60	18N°5
col3-2	C	3	1	40X60	10 N°6	50X70	30N°9
col3-6	C	3	2	40X60	10 N°6	50X70	22N°6

ANÁLISIS DE LAS VIGAS XTRACT QUE SOBREPASAN LOS LÍMITES DE SEGURIDAD EN LA VIDA

Análisis elementos sobrerotulados en el Push over en sentido Y

Tabla. XXVIII Rotulas que sobrepasan el límite de seguridad en la vida en el punto de comportamiento en X después de las intervenciones realizadas (muros de cortante y encamisado de columnas)

ROTULA	CASO	TIPO DE ROTULA	M3
V3-13	PUSH Y	M3	-63,3237

se analizan entonces la sección de este elemento en el programa Xtract y se obtiene gráfica de momento-curvatura de la sección. Con estos datos se definen las propiedades de la rótula en el modelo inelástico de SAP 2000.

Los resultados del análisis son los siguientes:

El análisis en X-Tract para las secciones que sobrepasan el límite de seguridad en la vida, corresponde al mismo análisis presentado en el anexo 5.

ANEXOG: MODELOS EN SAP 2000

SAP- 2000 versión 8.3.3.

Requerimientos mínimos de hardware: Windows 98 o posteriores, procesador Pentium 233 Mhz, 64 MB de RAM, 75 MB de espacio libre en disco.

NOTA: Los modelos encontrados en el CD se pueden utilizar con SAP-2000 versión 8.3.3 o versiones posteriores disponibles.