

**PROCEDIMIENTO PARA EL DISEÑO Y VALIDACIÓN DE LA
REHABILITACIÓN DE ESTRUCTURAS VULNERABLES DE
CONCRETO ARMADO**

Por

Ing. Rosangel Rojas Agüero

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

Tesis presentada como requisito parcial para la obtención del grado de
Magister Scientiae en Ingeniería Estructural

**UNIVERSIDAD DE LOS ANDES
FACULTAD DE INGENIERÍA**

Mérida, 2007

PROCEDIMIENTO PARA EL DISEÑO Y VALIDACIÓN DE LA REHABILITACIÓN DE ESTRUCTURAS VULNERABLES DE CONCRETO ARMADO

Por

Ing. Rosangel Rojas Agüero

Tesis presentada como requisito parcial para la obtención del grado de

Magister Scientiae en Ingeniería Estructural

Facultad de Ingeniería

Universidad de los Andes

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

12 de Enero del 2007

Aprobada:

Prof. Julio Florez (Tutor)

Prof. María Eugenia Marante (Co Tutor)

Prof. Carlos Quintero

Prof. Rafael Torres

AGRADECIMIENTO

A mi esposo Chepel.

Muy especialmente al Pro. Ricardo Picón por su incondicional apoyo.

A mis tutores Prof. Julio Florez y Prof. Maria E. Marante.

Así mismo a todo el equipo que labora en el Banco de Ensayos del Departamento de Estructuras del D.I.C.-U.C.L.A. Al Ing. Marcial Hurtado, Prof. Néstor Guerrero, Alberto Eraso, Juan Camejo y Hugo Alvarado de Hilti.

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

RESUMEN

La presente investigación consiste en proponer un nuevo procedimiento para validar técnicas de rehabilitación estructural que existen en el mercado, mediante la utilización del programa de análisis inelástico Portal de Pórticos y del Banco de Ensayos de Ingeniería Estructural del Decanato de Ingeniería Civil de la UCLA.

Este trabajo se desarrollará en tres escenarios, el primero de ellos con actividades de campo para elaborar un diagnóstico, el segundo con actividades de gabinete para la evaluación estructural y el tercero en el laboratorio para la validación experimental.

La evaluación estructural arrojó unos mapas de daños, de los cuales se seleccionó el pórtico más desfavorable y fueron construidos en laboratorio dos modelos a escala de la columna que reflejó los mayores daños, la probeta 1 sin refuerzo y la probeta 2 reforzada por medio de una técnica comercial.

Los resultados de laboratorio se compararon con simulaciones teóricas de las probetas para calibrar los parámetros de Momento Último (M_u), Momento Plástico (M_p), Momento de Agrietamiento (M_{cr}) y la Curvatura Plástica Última (ϕ), los cuales fueron sustituidos en el programa de análisis, para obtener de esta forma un comportamiento más real y disponer de mapas de daño definitivos que permitirán establecer una respuesta en cuanto a la eficiencia de la técnica de reforzamiento seleccionada.

INDICE GENERAL

	Pag.
AGRADECIMIENTO	iii
RESUMEN	v
Introducción.....	I
CAPITULO I.....	2
Revisión Bibliográfica.	2
CAPITULO II	57
Marco Metodológico.	57
CAPITULO III.....	69
Análisis y Resultados	69
CAPITULO IV.....	82
Validación Experimental.....	82
Conclusiones y Recomendaciones.....	100
Referencias.....	x
Anexos.....	101

CONTENIDO

Introducción.....	1
CAPITULO I.....	2
Revisión Bibliográfica.....	2
MODELOS DE COMPORTAMIENTO NO LINEAL DE ESTRUCTURAS	
APORTICADAS DE CONCRETO ARMADO	2
1.1.1 Modelo Elasto Plástico Perfecto.....	2
1.1.2 Modelo Bilineal.....	3
1.1.3 Modelo de Clough.....	3
1.1.4 Modelo Q-Hyst.....	3
1.1.5 Modelo de Takeda	4
1.1.6 Modelo Simplificado de Daño bajo Cargas Monotónicas [2]	5
PROGRAMAS DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL NO LINEAL DE ESTRUCTURAS	
APORTICADAS DE CONCRETO ARMADO.....	12
1.1.7 Programa DRAIN-2D [1]	12
1.1.8 Programa IDARC [1]	16
1.1.9 Programa Portal de Pórticos [4].....	19
IDENTIFICACIÓN DE ESTRUCTURAS VULNERABLES	39
1.1.10 Vulnerabilidad y Riesgo Sísmico [5]	39
1.1.11 Tipos de Vulnerabilidad	39
1.1.12 Problemas de Configuración Arquitectónica y Estructural	43
REHABILITACIÓN DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO [6]	48
1.1.13 Análisis de la Rehabilitación.....	49
1.1.14 Estrategia de la Rehabilitación	52
CAPITULO II.....	57
Marco Metodológico.	57
NATURALEZA DE LA INVESTIGACIÓN.....	57
OBJETIVO GENERAL	57
OBJETIVOS ESPECÍFICOS	58
ALCANCE Y LIMITACIONES	58
RECOPIACIÓN DE LA INFORMACIÓN	58
2.5.1 Imágenes y planos de la edificación seleccionada.....	59
PROCEDIMIENTO	61
2.6.1 Paso 1: Diagnóstico	61
2.6.2 Paso 2: Evaluación	66
2.6.3 Paso 3: Análisis y resultados	68
2.6.4 Paso 4: Selección de una estrategia de rehabilitación	68
2.6.5 Paso 5: Ensayos de laboratorio.....	68
CAPITULO III	69
Análisis y Resultados.....	69
ANÁLISIS Y RESULTADOS DEL DIAGNÓSTICO ESTRUCTURAL.....	69
ANÁLISIS Y RESULTADOS DE LA EVALUACIÓN ESTRUCTURAL.....	70
3.2.1 Análisis de la Estructura Original.....	71
3.2.2 Propuesta de Rehabilitación	77
CAPITULO IV	82
Validación Experimental	82
MODELOS EXPERIMENTALES	82
4.1.1 Consideraciones.....	82

4.1.2 Simulaciones	83
4.1.3 Proceso constructivo de las probetas	85
ENSAYOS EXPERIMENTALES	91
4.2.1 Probeta 1	91
4.2.2 Probeta 2	95
ANÁLISIS Y RESULTADOS DE LOS ENSAYOS	96
4.3.1 Probeta 1	96
4.3.2 Probeta 2	97
Conclusiones y Recomendaciones.....	100
Referencias.	xi

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 : Modelos numéricos: a) Elasto-Plástico Perfecto, b) Bilineal, c) Clough, d) Q-Hyst.	4
Figura 2: Modelo Histerético de Takeda.	5
Figura 3: Modelo de Disipación Concentrada de un miembro.....	6
Figura 4: Esfuerzos Generalizados.	7
Figura 5: Deformaciones Generalizadas.....	7
Figura 6: Validación del Modelo Simplificado de Daño bajo cargas reversibles.	11
Figura 7: Curvas de comportamiento real e idealizado del modelo DRAIN-2D para los materiales de a) acero y b) concreto.	13
Figura 8: Curva de comportamiento Momento-Curvatura para el caso monotónico en el modelo de DRAIN -2D.	13
Figura 9: Curva de comportamiento de Takeda-modificada (Momento-Curvatura). Adoptado por el DRAIN-2D para el comportamiento histerético.	14
Figura 10: a) Simulación del estrangulamiento. b) Modelo viga-columna adoptado por el modelo DRAIN-2D.	15
Figura 11: Resorte inelástico a flexión.	17
Figura 12: Curva patrón de comportamiento trilineal.....	17
Figura 13: Curvas de comportamiento del a) concreto y b) acero.....	18
Figura 14: Parámetros y sus influencias en la curva de comportamiento histerético.....	18
Figura 15: Interfaces del Portal de Pórticos.....	20
Figura 16: Ventana del Preprocesador	21
Figura 17: Opción guardar archivo en el portal	21
Figura 18: Datos de la Geometría.	22
Figura 19: Salida Gráfica del Portal.	23
Figura 20: Ejemplo Step 1 para Cargas de Servicio	24
Figura 21: Ejemplo Step 2 para Sismo	25
Figura 22: Ventana de Nodos en el Portal	25
Figura 23: Opción para definir restricciones en nodos.....	26
Figura 24: Tipo de Solicitación a aplicar en el análisis.	26
Figura 25: Sentido Positivo.....	27
Figura 26: Convenio bajo el cual se asigna el orden de las capas de acero así como la distancia bajo la cual se define su ubicación.	28
Figura 27: Diferentes Ventanas de entrada de datos en la pestaña elementos.	30
Figura 28: Ventana de Datos para lo Materiales	31
Figura 29: Generación del Archivo .inp.....	32
Figura 30: Ventana que señala el Análisis en el Portal.	34
Figura 31: Ventana que permite ver el avance del análisis.....	34
Figura 32: Ítems del 1 al 5 en los cuales se visualizan diferentes formas de ver los daños.....	38
Figura 33: Muros Estructurales en la Periferia. Fuente T. Guevara	53
Figura 34: Muros Estructurales en el Interior. Fuente T. Guevara	54
Figura 35: Refuerzo con Diagonales. Fuente O.D Cardona.....	55
Figura 36: Perspectiva 1 del Ciclo Básico	59
Figura 37: Perspectiva 2 del Ciclo Básico.....	59
Figura 38: Vista entrada principal.....	60
Figura 39: Vista interna de escaleras.....	60
Figura 40: Fotografía donde se aprecia la U.E.N. Bolivia Tovar.	61
Figura 41: Fotografía donde se aprecia la U.E.N. Jiménez.	62

Figura 42: Fotografía donde se aprecia la U.E.N. Ambrosio Perera.	62
Figura 43: Fotografía donde se aprecia la U.E.N. Los Crepúsculos.	62
Figura 44: Fotografía donde se aprecia la U.E.N. Inés Lucía Yépez.....	63
Figura 45: Planta Tipo	64
Figura 46: Pórtico A=F	64
Figura 47: Pórtico B=E.....	65
Figura 48: Pórtico C=D	65
Figura 49: Pórtico 1=2=3=6=7=8	65
Figura 50: Pórticos 4=5.....	66
Figura 51: Fotografía en la cual no se visualiza el acero en el corte del concreto.	69
Figura 53: Daños en el pórtico A	71
Figura 54: Daños en el pórtico B	71
Figura 55: Daños en el pórtico C	72
Figura 56: Daños en el pórtico D	72
Figura 57: Daños en el pórtico E	72
Figura 58: Daños en el pórtico F	73
Figura 59: Daños en los pórticos 1=8	73
Figura 60: Daños en los pórticos 2=7	73
Figura 61: Daños en los pórticos 3=6.....	74
Figura 62: Daños en los pórticos 4=5.....	74
Figura 63: Colapso del Liceo Raimundo Martínez Centeno.....	76
Figura 64: Columnas a reforzar en el pórtico F.....	78
Figura 65: Sección tipo de las Columnas C1 y C2.	78
Figura 66: Columnas C1 y C2 reforzadas con la alternativa 1.	79
Figura 67: Mapa de Daños pórtico F utilizando la Alternativa 1.	79
Figura 68: Columnas C1 y C2 reforzadas con la alternativa 2.	80
Figura 69: Mapa de Daño pórtico F utilizando la Alternativa 2.....	80
Figura 70: Columnas C1 y C2 reforzadas con la alternativa 3.	80
Figura 71: Mapa de Daños utilizando la Alternativa 3.....	81
Figura 72: Mapa de Daños utilizando la Alternativa 4.	81
Figura 73: Curva de Comportamiento Probeta 1.	84
Figura 74: Curva de Comportamiento Probeta 2.	84
Figura 75: Armado y encofrado de la base.	85
Figura 76: Fotografía del proceso de encofrado donde se visualiza el armado.	85
Figura 77: Fotografía donde se muestra el vaciado y vibrado del concreto.....	86
Figura 78: Fotografía de la probeta 1.	86
Figura 79: Abertura y limpieza de los orificios usando taladro Hilti.....	87
Figura 80: Colocación de epoxi en orificios, anclaje de conectores y proceso de secado.....	87
Figura 81: Calcado de plantillas.....	88
Figura 82: Corte de orificios.....	88
Figura 83: Soldadura de conectores a la plancha.	89
Figura 84: Movilización de la Probeta 2 para el ensayo.	90
Figura 85: Nivelación y acoplamiento de la probeta 1.....	90
Figura 86: Nivelación y acoplamiento de la probeta 2.	91
Figura 87: Historia de desplazamientos utilizada en la probeta 1.....	91
Figura 88: 1) Grietas obtenidas en los 4 primeros ciclos, 2) Grietas hasta el ciclo 8 y 3) Inclinación de la probeta.	92
Figura 89: 1) Se evidencia grieta horizontal a aprox. 25cm de la base.	92

Figura 90: 1) Aplastamiento del concreto. 2) Agrietamiento en la base.....	93
Figura 91: 1) Aplastamiento y 2) Agrietamientos, en los últimos ciclos.	93
Figura 92: Terminación ensayo probeta 1.	94
Figura 93: Gráfica de comportamiento de la probeta 1.	94
Figura 94: Historia de desplazamientos utilizada en la probeta 2.	95
Figura 95: 1) Probeta 2 en pleno ensayo. 2) Abertura de grieta formada en la base de aprox. 5cm. ..	95
Figura 96: Gráfica de comportamiento de la probeta 2.	96
Figura 97: Comportamiento teórico y Experimental de la probeta 1.	96
Figura 98: Comportamiento teórico y Experimental de la probeta 1.	97
Figura 99: Mapa de Daño del Pórtico F con los valores calibrados experimentalmente.....	98
Figura 100: a) Curva Teórica sin reforzamiento. b) Curva Teórica con reforzamiento. c) Curva experimental.	98

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

INTRODUCCIÓN

Hace casi diez años ocurrió el terremoto de Cariaco en el Estado Sucre, en el cual varias edificaciones colapsaron dejando una gran cantidad de pérdidas materiales y humanas. No es suficiente lamentarnos ante hechos tan adversos, tenemos que tomar conciencia y eso implica que los Ingenieros Estructurales debemos tener como una de nuestras actuaciones principales en el desempeño científico, académico, práctico, en cualquiera que sea el campo de trabajo al cual pertenezcamos, el de luchar por mitigar y proteger a nuestra ciudadanía, que habita en edificaciones vulnerables ante los sismos, sobretudo los que vivimos en zonas con un alto riesgo. Es realmente preocupante el hecho de que muchas de las edificaciones que presentaron daños irreparables entonces, estén todavía funcionando, sin ninguna protección, como por ejemplo las infraestructura tipo cajetón que se ciernen dispersas en toda nuestra geografía nacional, como la que nos ocupa en el presente trabajo. Sabemos que es necesario adecuar las edificaciones deficientes para aumentar su capacidad de respuesta satisfactoria ante sismos severos, pero muchos de nosotros desconocemos procedimientos racionales para llevar a cabo una rehabilitación estructural, proponer una metodología para el análisis que incluya validación experimental, constituye el objetivo principal de esta investigación.

Presentamos un estudio que incluye tres escenarios, el primero con actividades de campo para elaborar un diagnóstico, el segundo con actividades de gabinete para la evaluación estructural y el tercero en el laboratorio de estructuras del Decanato de Ingeniería Civil de la UCLA para la validación experimental.

En el capítulo 1 están definidos los Modelos de Comportamiento no lineal de estructuras, los programas de análisis asociados a ellos, se señalan variables que nos permitirán identificar estructuras vulnerables y se señalan varias técnicas de rehabilitación estructural que existen en el mercado. El capítulo 2 corresponde al Marco Metodológico, en el cual se señala el tipo de investigación, el objetivo principal, los específicos, alcance y limitaciones de la investigación, y se propone procedimiento a seguir para la rehabilitación estructural. En el capítulo 3 se realiza el análisis y los resultados del diagnóstico y la evaluación estructural y en el capítulo 4 se valida experimentalmente la propuesta de reforzamiento.

Al final se incluyen varios anexos con información de soporte de cada capítulo.

CAPITULO I

Revisión Bibliográfica.

MODELOS DE COMPORTAMIENTO NO LINEAL DE ESTRUCTURAS APORTICADAS DE CONCRETO ARMADO

En la búsqueda de conocer el comportamiento real de los pórticos de concreto armado ante eventos estáticos y/o dinámicos han surgido diferentes modelos de análisis estructural. Estos modelos han evolucionado desde la manera más simple a la más compleja para simular el comportamiento inelástico de los pórticos de concreto armado.

1.1.1 Modelo Elasto Plástico Perfecto

El primer modelo inelástico desarrollado e implementado, por su sencillez, fue el Modelo Elasto-Plástico Perfecto (Figura 1.1a). Este modelo tiene limitaciones como el no poder representar el endurecimiento del material, la pérdida de rigidez del elemento y la máxima deformación límite que puede sufrir el material. Por otra parte, este modelo no provee alguna disipación de energía histerética durante deformaciones de amplitud pequeña. Sin embargo, el modelo es muy simple y puede ser definido mediante tres reglas, definiendo los regímenes de cambio de rigidez para la carga, descarga y cargas reversibles en diferentes estados.

Este modelo no es adecuado para representar el comportamiento de los elementos o estructuras de concreto armado, considerando la poca correlación que existe entre el comportamiento histerético predicho por el modelo elasto-plástico perfecto y el comportamiento observado de los ensayos experimentales [1].

1.1.2 Modelo Bilineal.

El modelo bilineal es un modelo similar al modelo elasto-plástico perfecto, excepto por el factor que toma en cuenta el efecto de endurecimiento por deformación del acero (Figura 1.1b). Por lo tanto, el modelo bilineal se acerca más a la realidad que el modelo elasto-plástico perfecto. Sin embargo, este modelo falla al no incluir la degradación de rigidez durante la descarga después de sobre pasar la cedencia del material y durante las cargas reversibles. Por otro lado, el modelo Bilineal es fácil de formular y puede ser descrito mediante tres reglas, al igual que el modelo Elasto-Plástico Perfecto [1].

1.1.3 Modelo de Clough.

Luego, se desarrolla el modelo de Clough (Figura 1.1c) el cual introduce el efecto de degradación de rigidez durante las cargas reversibles. El modelo de Clough se basa en el modelo Bilineal. Una vez que el elemento ha cedido, la descarga está asociada con la rigidez inicial agrietada (k). La rigidez se reduce cuando el elemento es cargado en sentido opuesto. Por lo tanto, la rigidez para este rango es determinada mediante la unión de una línea que conecta el punto de descarga al punto de cedencia. Si el elemento ha cedido en una nueva dirección de carga, el punto del tramo post-cedente corresponde a la máxima deformación experimentada. La disipación de energía es tomada en cuenta una vez que el elemento ha pasado el punto cedente en alguna dirección. Este modelo, que no incluye los efectos de degradación, es relativamente simple y se define por cuatro reglas [1].

1.1.4 Modelo Q-Hyst.

Otro modelo que intenta representar el comportamiento histerético de elementos de concreto armado de manera mas real es el modelo Q-Hyst (Figura 1.1d). El modelo Q-Hyst se basa en el modelo bilineal, considerando un aumento del endurecimiento del material cuando se superan las deformaciones límites elásticas positiva y negativa. La degradación

de rigidez es tomada en cuenta en el momento de la descarga ($\alpha\kappa$) y cargas histeréticas. El modelo de Q-Hyst toma en cuenta la disipación de energía histerética durante las deformaciones de pequeñas amplitudes si el elemento ha sobrepasado el punto cedente en por lo menos una dirección. El modelo es relativamente simple y es definido por cuatro reglas [1].

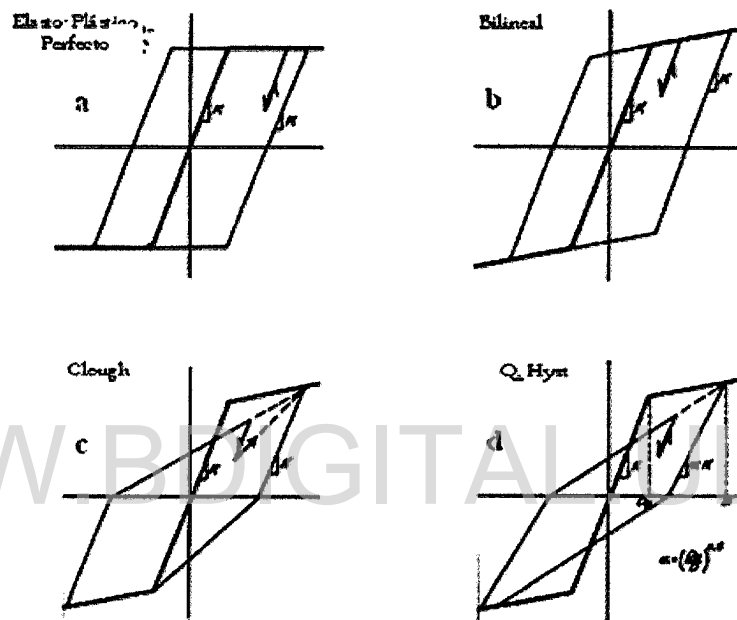


Figura 1 : Modelos numéricos: a) Elasto-Plástico Perfecto, b) Bilineal, c) Clough, d) Q-Hyst.

1.1.5 Modelo de Takeda

El modelo de Takeda es uno de los modelos mas sofisticados y fue desarrollado en base a observaciones hechas de muchos ensayos experimentales. Las simulaciones con este modelo satisfacen el comportamiento estático y dinámico de las juntas de concreto armado. Este modelo opera en una curva primaria trilineal representando los diferentes estados del elemento, tales como el estado no agrietado, agrietado y fluencia. El comportamiento no-lineal comienza en el momento en que el elemento se agrieta. El efecto de pérdida de rigidez es considerado después de superar el punto de cedencia del elemento, en las ramas

de descargas. Al comenzar a cargar el elemento en la otra dirección, la rigidez disminuye aún mas que la inicial y que en las ramas de descargas. En el modelo de Takeda se presta especial atención al comportamiento de juntas durante deformaciones de amplitudes pequeñas. Es capaz de representar la energía de disipación a partir de que el elemento comienza a agrietarse. El modelo de Takeda es complicado para su implementación, pero es uno de los modelos poligonales más completos e intenta representar de manera más real el comportamiento de las juntas de concreto armado [1].

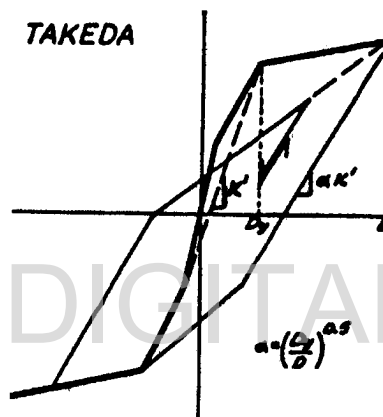


Figura 2: Modelo Histerético de Takeda.

1.1.6 Modelo Simplificado de Daño bajo Cargas Monotónicas [2]

Este modelo posee un enfoque diferente al de todos los modelos anteriores, ya que se basa en los conceptos de la teoría del daño concentrado, de la mecánica de los medios continuos y de la mecánica de la fractura adaptados a estructuras aporticadas de concreto armado. Este modelo combina la definición de la variable de daño de los medios continuos con el concepto de rótulas plásticas, permitiendo describir el comportamiento de las estructuras al incorporar efectos bien conocidos, que influyen en el deterioro de las mismas. Así mismo, permite representar los efectos de plasticidad y degradación del material, debido a la fluencia del acero y al agrietamiento del concreto, respectivamente.

Para simular el problema se utiliza el modelo de disipación concentrada, el cual representa cada miembro como el ensamblaje de una viga-columna elástica y dos rótulas inelásticas ubicadas en los extremos de la viga-columna. Suponiendo que la disipación de energía, daños y plasticidad, se concentran en las rótulas “i” y “j”, mientras que la viga-columna mantiene un comportamiento elástico (ver Figura 1.3).

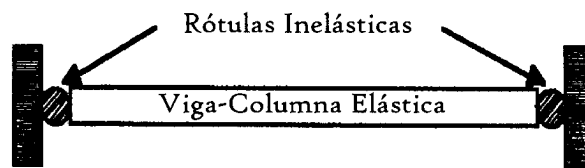


Figura 3: Modelo de Disipación Concentrada de un miembro

Para considerar la fluencia del acero y el agrietamiento del concreto se incluyen dos grupos de variables internas: un grupo de variables de daños $\{D\} = \{d_i, d_j\}$ que representan el nivel de agrietamiento en las rótulas “i” y “j” bajo acciones positivas, y otro grupo de deformaciones plásticas o permanentes $\{\phi^p\} = \{\phi_i^p, \phi_j^p\}$ en las rótulas “i” y “j”. El modelo ha sido desarrollado para miembros de concreto armado, sometido a cargas monotónicas, haciendo uso de los conceptos de la teoría de los medios continuos. Los valores que pueden tomar las variables de daños se encuentran en un intervalo cerrado entre cero “0” y uno “1”. Si el valor de la variable de daño es cero, el concreto se encuentra intacto y si es uno el concreto se encuentra totalmente agrietado.

Una estructura aporticada de concreto armado es simulada usando varios modelos de disipación concentrada para los elementos que la conforman. Pudiendo reproducir los niveles de agrietamiento y las deformaciones permanentes en cada rótula de cada elemento que conforma la estructura. El problema es dividido en un problema global y n problemas locales, donde n es el número de elementos que conforman el pórtico. El problema global soluciona numéricamente el sistema de ecuaciones de equilibrio de los nodos para obtener

los desplazamientos nodales de la estructura, mientras que los problemas locales determina numéricamente las fuerzas internas, las variables internas y la contribución de los miembros al desplazamiento de los nodos de la estructura.

Considerando un miembro de un pórtico plano en el caso de pequeñas deformaciones, las deformaciones y esfuerzos generalizados del miembro se denotan por:

$\{\phi\}^t = \{\phi_i, \phi_j, \delta\}$ y $\{M\}^t = \{M_i, M_j, N\}$, respectivamente.

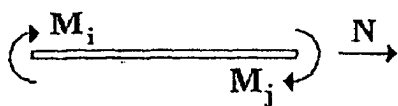


Figura 4: Esfuerzos Generalizados.

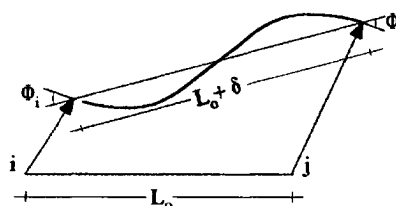


Figura 5: Deformaciones Generalizadas.

La matriz columna $\{M\}^t = \{M_i, M_j, N\}$, donde M_i y M_j son los momentos flectores en los extremos i y j del miembro respectivamente, y N es la fuerza axial (ver Figura 1.4). La matriz columna $\{\phi\}^t = \{\phi_i, \phi_j, \delta\}$ representa las deformaciones generalizadas, donde ϕ_i y ϕ_j corresponden a las rotaciones en los extremos i y j respecto a la cuerda "ij" del miembro respectivamente, y δ al alargamiento de la cuerda "ij" del miembro.

La energía de deformación complementaria W del elemento elasto-plástico degradable bajo cargas monotónicas se define:

$$W = \frac{1}{2} \{M\}^t [C(D)] \{M\} + \frac{1}{2} \{M\}^t [F_0] \{M\} \quad (1.1)$$

donde el primer término es la energía de deformación complementaria en las rótulas y el segundo, es la energía de deformación complementaria de la viga-columna elástica.

De la mecánica de la degradación y de la fractura se puede definir la tasa de disipación de energía o la fuerza conductora de la grieta, mediante la expresión:

$$\{G\} = \left\{ \frac{\partial W}{\partial d} \right\} = \begin{Bmatrix} G_i \\ G_j \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \frac{\partial W}{\partial d_i} \\ \frac{\partial W}{\partial d_j} \end{Bmatrix} \quad (1.2)$$

La ley de comportamiento de este elemento elasto-plástico degradable se encuentra conformado por la ley de estado y las leyes de evolución de las variables internas. La ley de estado relaciona la historia de las deformaciones generalizadas con la historia de los esfuerzos generalizados y es función de las variables internas [12]. Esta ley, bajo cargas monotónicas, puede obtenerse a partir de la energía de deformación complementaria.

$$\{\phi^e\} = \frac{\partial W}{\partial M} = \{\phi - \phi^p\} = [[C(D)] + [F_0]]\{M\} \quad (1.3)$$

$$\{\phi - \phi^p\} = [F(D)]\{M\} \quad (1.4)$$

donde la matriz de flexibilidad de un elemento elasto-plástico degradable bajo acciones monotónicas se puede expresar de la siguiente manera:

$$[F(D)] = [[C(D)] + [F_0]] = \begin{bmatrix} \frac{F_{11}^0}{1-d_i} & F_{12}^0 & 0 \\ F_{21}^0 & \frac{F_{22}^0}{1-d_j} & 0 \\ 0 & 0 & F_{33}^0 \end{bmatrix} \quad (1.5)$$

donde los términos con superíndices “cero” son los coeficientes de flexibilidad elásticos tal como son presentados en los libros de textos de análisis estructural.

Las leyes de evolución de las variables internas pueden expresarse en función de dos funciones límites para cada una de las rótulas inelásticas. Una de las funciones es la función de fluencia plástica, que será llamada “ f_i ” para la rótula “i” y “ f_j ” para la rótula “j”. La segunda función límite es la función de daño, que será llamada “ g_i ” para la rótula “i” y “ g_j ” para la rótula “j”.

Las funciones de fluencia plástica para cada rótula se pueden expresar de forma general como se indica a continuación:

$$f_i = f_i(m_i, \phi_i^p, d_i, N) \quad f_i = \frac{m_i}{(1-d_i)} - c_i \phi_i^p - M_i^y \quad (1.6)$$

$$f_j = f_j(m_j, \phi_j^p, d_j, N) \quad f_j = \frac{m_j}{(1-d_j)} - c_j \phi_j^p - M_j^y$$

donde c_i, c_j, M_i^y, M_j^y son parámetros del modelo de daño concentrado. Las expresiones mostradas en (1.6) son las funciones de fluencia y dependen del momento aplicado en la rótula, su deformación plástica y su valor de daño. La influencia de la fuerza axial en el comportamiento a flexión es considerada en los parámetros del modelo. La ley de evolución de las deformaciones permanentes o plásticas se expresan de la siguiente manera:

$$\begin{cases} \dot{\phi}_i^p = 0 & \text{si } f_i < 0 \\ \dot{\phi}_i^p \neq 0 & \text{si } f_i = 0 \end{cases} \quad \vee \quad \begin{cases} \dot{f}_i < 0 \\ \dot{f}_i = 0 \end{cases} \quad \begin{cases} \dot{\phi}_j^p = 0 & \text{si } f_j < 0 \\ \dot{\phi}_j^p \neq 0 & \text{si } f_j = 0 \end{cases} \quad \vee \quad \begin{cases} \dot{f}_j < 0 \\ \dot{f}_j = 0 \end{cases} \quad (1.7)$$

La ley de evolución del daño se obtiene por analogía con la anterior. La función límite de la variable de daño, basada en el criterio de Griffith de la Mecánica de la Fractura, se expresa de la siguiente manera:

$$g_i = g_i(G_i, \phi_i^p, d_i, N) \quad g_i = G_i - R(d_i) = G_i - Gcr_i - q_i \left(\frac{\ln(1-d_i)}{(1-d_i)} \right) \quad (1.8)$$

$$g_j = g_j(G_j, \phi_j^p, d_j, N) \quad g_j = G_j - R(d_j) = G_j - Gcr_j - q_j \left(\frac{\ln(1-d_j)}{(1-d_j)} \right)$$

donde Gcr_i, Gcr_j, q_i, q_j son parámetros del modelo de daño. G_i y G_j son las tasas de disipación de energía o fuerza conductora de la grieta en los extremos “i” y “j” del elemento. $R(d_i)$ y $R(d_j)$ son las resistencias al agrietamiento en los extremos “i” y “j” del elemento. La ley de evolución del daño en cada rótula se puede expresar de la siguiente manera:

$$\begin{cases} \dot{d}_i = 0 & \text{si } g_i < 0 \vee \dot{g}_i < 0 \\ \dot{d}_i \neq 0 & \text{si } g_i = 0 \wedge \dot{g}_i = 0 \end{cases} \quad \begin{cases} \dot{d}_j = 0 & \text{si } g_j < 0 \vee \dot{g}_j < 0 \\ \dot{d}_j \neq 0 & \text{si } g_j = 0 \wedge \dot{g}_j = 0 \end{cases} \quad (1.9)$$

Los parámetros $c_i, c_j, M_{yi}, M_{yj}, Gcr_i, Gcr_j, q_i, q_j$, son constantes que no tienen interpretación física, pero pueden ser calculados mediante la resolución de un sistema de ecuaciones no lineales, y son función de las propiedades del miembro como son el momento de agrietamiento, momento plástico, momento último y deformación plástica última. Estas propiedades pueden ser determinadas por medio de la teoría clásica del concreto armado. Para considerar el efecto de la variación de la carga axial en el comportamiento a flexión, se construyen diagramas de interacción de momento de agrietamiento, momento plástico, momento último y rotación plástica última versus carga axial que son utilizados para determinar cada uno de los parámetros utilizados en el modelo según el nivel de carga axial presente. En el caso de cargas monotónicas el sistema de ecuaciones para determinar los parámetros antes mencionados debe cumplir con las siguientes condiciones de bordes:

$$\begin{aligned} \text{Si } M &= M_{cr} \Rightarrow d = 0 \text{ y } g = 0 & (a) \\ \text{Si } M &= M_p \Rightarrow \phi^p = 0, \quad g = 0 \text{ y } f = 0 & (b) \\ \text{Si } M &= M_u \Rightarrow dM = 0 \text{ y } g = 0 & (c) \quad (1.10) \\ \text{Si } M &= M_u \Rightarrow \phi^p = \phi_u^p, \quad g = 0 \text{ y } f = 0 & (d) \end{aligned}$$

donde,

- M_{cr} : es el Momento de Agrietamiento del miembro.
- M_p : es el Momento de Fluencia del miembro.
- M_u : es el Momento Ultimo del miembro.
- ϕ_u^P : es la deformación plástica última del miembro.

En la Figura 1.6 se ilustra el buen comportamiento del Modelo Simplificado de Daño al compararlo con un ensayo experimental de una viga simplemente apoyada, sometida a una historia de desplazamientos monotónicos reversibles [2].

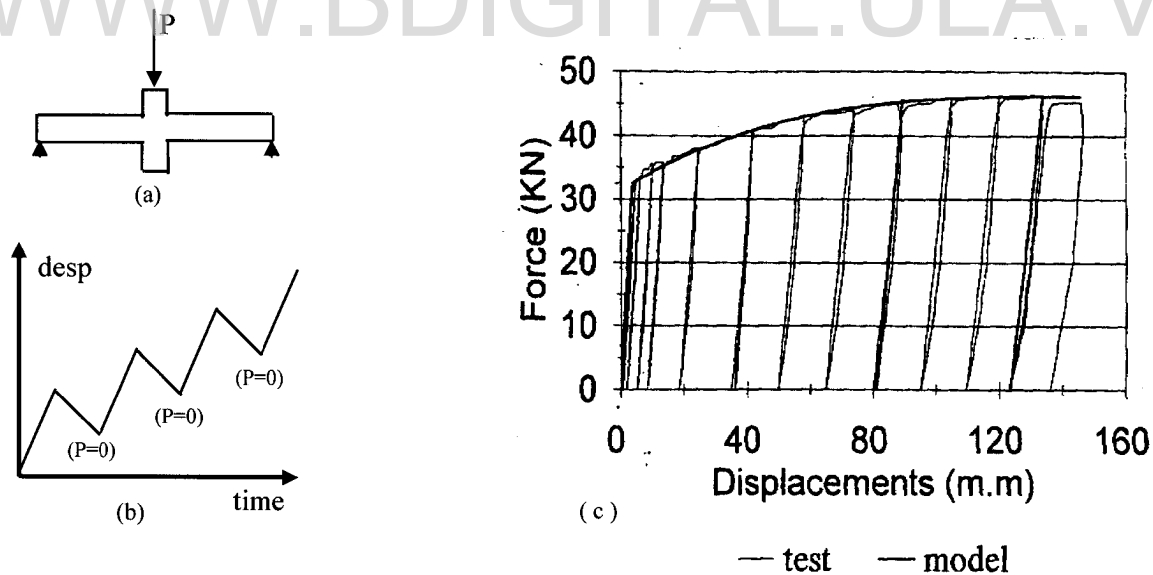


Figura 6: Validación del Modelo Simplificado de Daño bajo cargas reversibles.

PROGRAMAS DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL NO LINEAL DE ESTRUCTURAS APORTICADAS DE CONCRETO ARMADO.

Algunos de los modelos matemáticos antes mencionados han sido implementados en programas de análisis estructural, como el modelo de Takeda, el modelo de Clough y el modelo de Daño Concentrado. Estos modelos fueron ligeramente modificados para su implementación. El modelo de Takeda modificado fue implementado en el programa de análisis estructural llamado DRAIN-2D, el modelo de Clough con algunas modificaciones fue tomado como base para desarrollar el programa de análisis estructural llamado IDARC y el modelo de daño concentrado fue utilizado en el desarrollo de un programa de análisis estructural llamado Portal de Pórtico. A continuación se mencionarán los aspectos más importantes de cada uno de ellos.

1.1.7 Programa DRAIN-2D [1]

En el programa DRAIN-2D, fue implementado un modelo analítico de comportamiento histerético de concreto armado. El modelo aplica un procedimiento de análisis racional que permite ver el estado de seguridad de las construcciones existentes antes o después de un movimiento sísmico. El modelo matemático utilizado para desarrollar el programa debe ser capaz de reproducir adecuadamente el comportamiento histerético de los elementos de concreto armado.

Para construir el modelo analítico, las leyes de comportamiento para el acero y el concreto son idealizadas mediante una curva bilineal (Figura 1.7a) y otra aproximación trilineal (Figura 1.7b) del comportamiento esfuerzo-deformación, respectivamente.

La relación Momento-Curvatura bajo cargas monotónicas (Figura 1.8) está basada en suponer que las secciones planas permanecen planas después del agrietamiento del

concreto y que las curvas de comportamiento de los materiales son como se indican en la Figura 1.7. Los puntos de quiebre de esta curva pueden ser calculadas usando la teoría de concreto reforzado convencional.

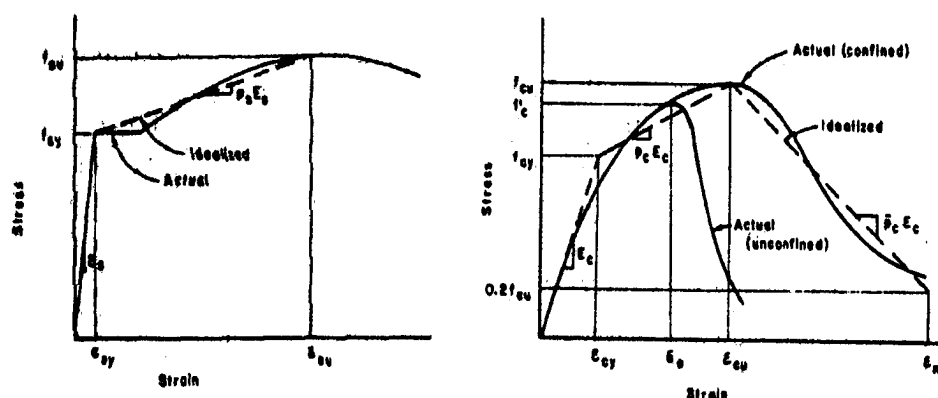


Figura 7: Curvas de comportamiento real e idealizado del modelo DRAIN-2D para los materiales de a) acero y b) concreto.

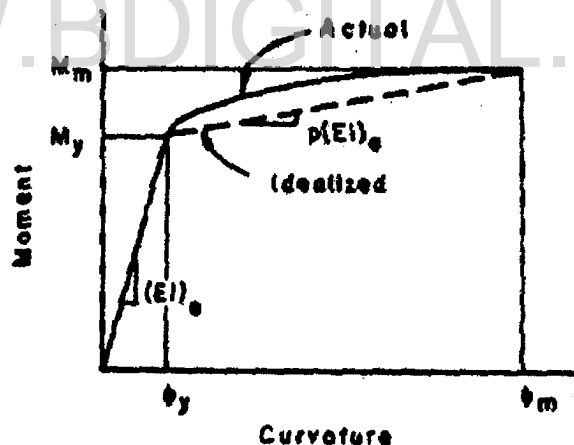


Figura 8: Curva de comportamiento Momento-Curvatura para el caso monotónico en el modelo de DRAIN -2D.

El comportamiento histerético de los elementos de concreto armado debe ser capaz de representar el comportamiento inelástico, la disminución de la rigidez de un elemento de concreto armado debido al agrietamiento del concreto y a la pérdida de adherencia en la interface acero-concreto. El modelo usado para describir la relación Momento-Curvatura

histerético es el modelo de Takeda-modificado (Figura 1.9). Este modelo tiene básicamente cinco rangos diferentes, identificados por números en círculos y superíndices + y -, que indican el sentido de la carga. Los rangos pueden ser descritos como siguen:

- Un rango elástico inicial $(EI)_1$. Donde la carga y descarga se comporta de forma elástica (lineal) si el momento cedente no es excedido.
- Rango inelástico $(EI)_2$. Si el momento excede el momento cedente y aún sigue aumentando, la rigidez es mucho menor que la rigidez inicial.
- Rango Inelástico $(EI)_3$. Si el momento disminuye después de haber excedido el momento cedente, la rigidez es menor que la rigidez inicial pero mayor que la rigidez $(EI)_2$.
- Rango inelástico durante el cierre de grietas $(EI)_4$. Cuando la recarga es de sentido opuesto a la recarga anterior comienza el cierre de las grietas, por lo tanto la rigidez del elemento es muy baja.
- Rango inelástico después del cierre de grietas $(EI)_5$. Al momento de que todas las grietas del concreto se cierran, la rigidez del elemento se recupera por el buen comportamiento del concreto a compresión.

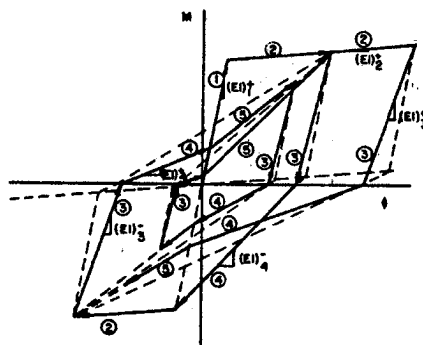


Figura 9: Curva de comportamiento de Takeda-modificada (Momento-Curvatura). Adoptado por el DRAIN-2D para el comportamiento histerético.

El modelo adoptado es capaz de representar el estrangulamiento (“pinching”) en los lazos histeréticos de comportamiento. El estrangulamiento en las curvas histeréticas es simulado mediante el uso de un parámetro (α_p). El parámetro α_p disminuye los momentos y las curvaturas efectivas durante la recarga del elemento y cierre de grietas, ver ecuación 1.2 y Figura 1.6a. Este nuevo parámetro introducido en este modelo depende de la relación entre la luz de corte “a” y la profundidad efectiva del elemento (viga-columna) “d”. Esta relación obedece a la siguiente función empírica:

$$\left\{ \begin{array}{ll} \alpha_p = 0 & \text{si } \frac{a}{d} < 1.5 \\ \alpha_p = 0.4 \frac{a}{d} - 0.6 & \text{si } 1.5 < \frac{a}{d} < 4.0 \\ \alpha_p = 1 & \text{si } \frac{a}{d} \geq 4.0 \end{array} \right. \quad (1.11)$$

$$M_p = \alpha_p M_n \quad \phi_p = \alpha_p \phi_n \quad (1.12)$$

El modelo adoptado para el elemento viga-columna, es un elemento subdividido en tres regiones, Figura 1.10b. Una primera región inelástica de longitud x_i en el nodo “i”, la cual tiene una rigidez promedio $(EI)_i$. La segunda región inelástica de longitud x_j en el nodo “j”, el cual tiene una rigidez promedio $(EI)_j$. Y la tercera región central de longitud $(L - x_i - x_j)$, la cual tiene un comportamiento elástico con una rigidez igual a la inicial $(EI)_e$. Si las rigideces en cada región del elemento son conocidas, los coeficientes de la matriz de rigidez pueden ser calculadas. Los coeficientes de esta matriz dependen de la longitud plástica en cada extremo “i” y “j”, las cuales serán proporcionales a la cantidad que el momento efectivo haya excedido el momento cedente (ver Figura 1.10b).

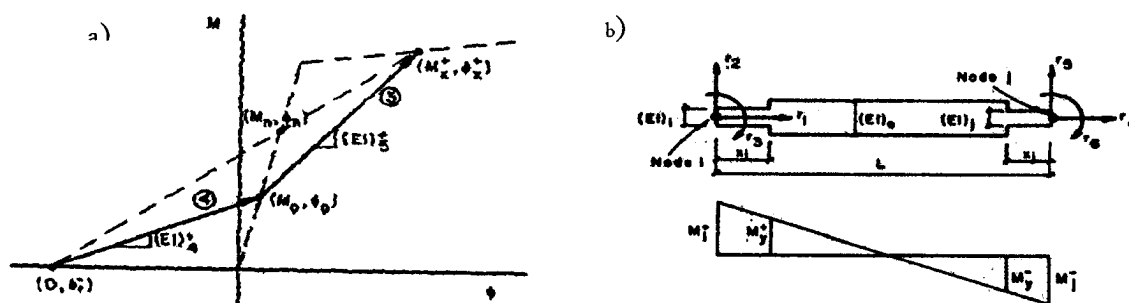


Figura 10: a) Simulación del estrangulamiento. b) Modelo viga-columna adoptado por el modelo DRAIN-2D.

Dicho modelo, implementado en el programa DRAIN-2D, es capaz de tomar en cuenta la influencia de la fuerza axial en el comportamiento a flexión de los elementos viga-columna. También puede representar la degradación de los esfuerzos durante las cargas cíclicas, simulando la fatiga del material bajo este tipo de cargas.

1.1.8 Programa IDARC [1]

El modelo implementado en el programa IDARC logra combinar la plasticidad concentrada en los extremos del miembro y una flexibilidad distribuida en el centro del elemento. El comportamiento inelástico del elemento es controlado por un modelo histerético que utiliza una envolvente trilineal asimétrica y permite modelar la degradación de rigidez, deterioro de esfuerzo y el estrangulamiento. Los parámetros estructurales requeridos para el análisis sísmico inelástico son calculados en el núcleo, usando la teoría de concreto armado y ecuaciones empíricas que surgen de diversos estudios experimentales.

El esquema implementado en el programa IDARC usa un modelo aproximado, discretizando la estructura miembro por miembro, con una combinación de plasticidad concentrada en los extremos del elemento y un esquema de flexibilidad distribuida para explicar la incorporación de las deformaciones plásticas. Las principales características se mencionan a continuación:

- Aproximación de la flexibilidad del elemento para construir la matriz de flexibilidad, la cual permite la variación de los puntos de contra-flexión (ver Figura 1.11). En los puntos de contra-flexión se ubican resortes inelásticos por flexión que se comportan en contra del movimiento del elemento, representando la fuerza necesaria que soporta el elemento para sufrir la deformación aplicada.

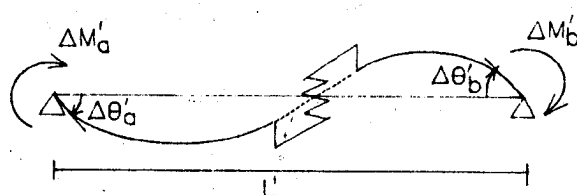


Figura 11: Resorte inelástico a flexión.

- El modelo hysterético general es capaz de representar los tres patrones de comportamiento en elementos de concreto armado: degradación de rigidez, deterioro de los esfuerzos y estrangulamiento o “pinching” en las curvas hysteréticas.
- Uso de la curva envolvente trilineal asimétrica que distingue el agrietamiento y la cedencia.
- Determinación en el núcleo de los parámetros de la curva envolvente trilineal basado en muchos ensayos experimentales.

El modelo hysterético desarrollado e implementado en el programa IDARC para análisis inelásticos usa tres parámetros en conjunto, con el cual la curva patrón trilineal (Figura 1.12) es modificada cuando ocurren cargas hysteréticas e incursionan en el rango inelástico.

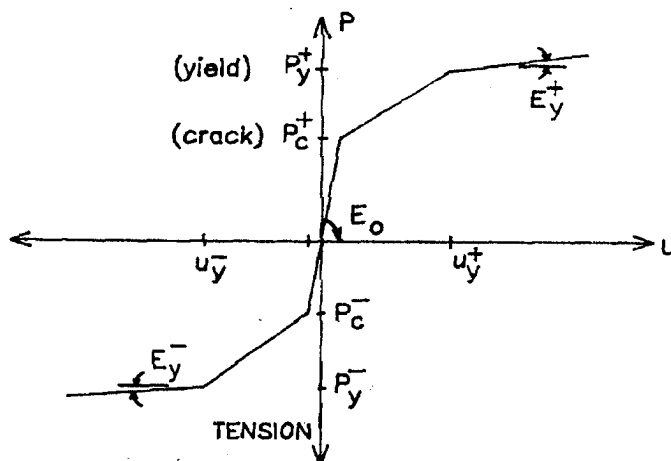


Figura 12: Curva patrón de comportamiento trilineal.

Las curvas de comportamiento del concreto y el acero, adoptadas por el modelo, se presentan en la Figura 1.13a y 1.13b, respectivamente.

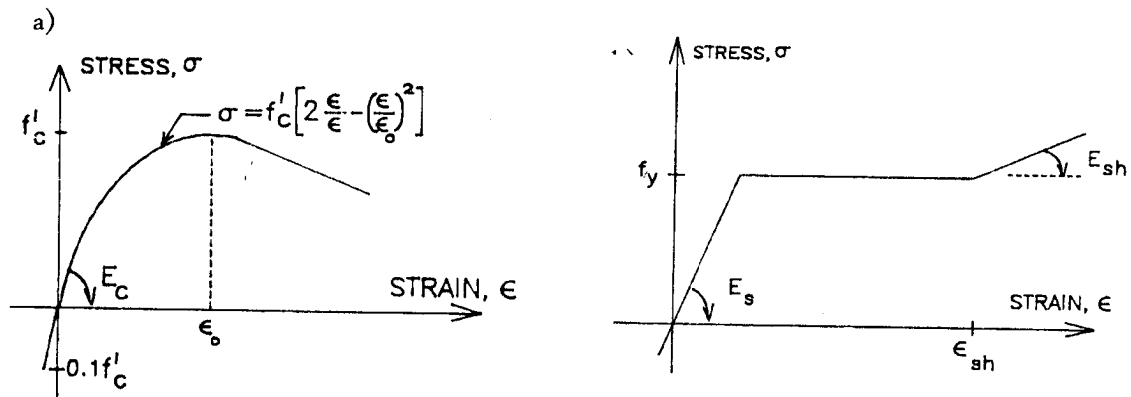


Figura 13: Curvas de comportamiento del a) concreto y b) acero.

Los principales efectos simulados con el modelo trilineal y la combinación de los tres parámetros ("α", "β" y "γ") se ilustran en la Figura 1.14. Los valores de estos tres parámetros determinan las propiedades de la degradación de la rigidez, deterioro del esfuerzo y el estrangulamiento, respectivamente.

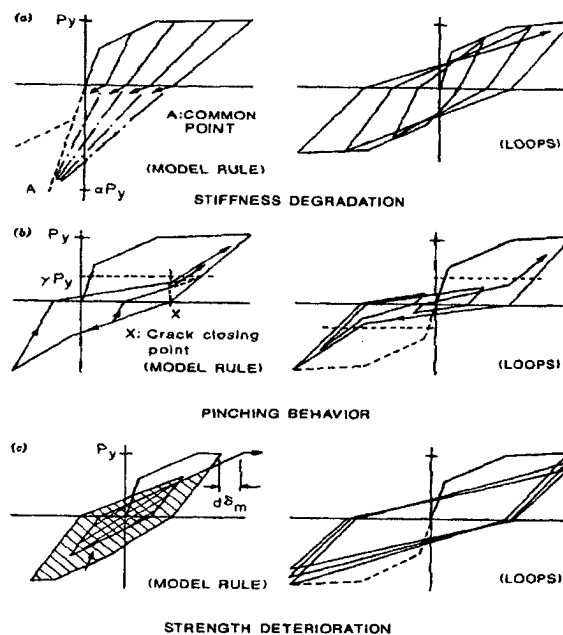


Figura 14: Parámetros y sus influencias en la curva de comportamiento histerético.

La degradación de rigidez, mediante el parámetro " α ", es introducido al modelo por la selección de un punto común sobre la prolongación de la línea de rigidez inicial, al cual se supone que apuntan todas la líneas de descarga hasta llegar al eje X, ver Figura 1.14a.

El estrangulamiento en las curvas de comportamiento histerético, medido por el parámetro " γ ", es tomado en cuenta al escoger un punto sobre la línea de descarga previa cuyo nivel de carga sea " γP_y ", como se puede apreciar en la Figura 1.14b. La línea de recarga apunta al punto mencionado hasta llegar al punto de cierre de grietas (esta es una regla del modelo), luego la línea cambia de dirección y apunta hacia la deformación máxima o mínima que ha sufrido el elemento. Este efecto conduce a un estrangulamiento en las curvas de comportamiento histerético e indirectamente reduce la cantidad de disipación de energía.

Por último, el parámetro " β " especifica la tasa de degradación de esfuerzo, como se observa en la Figura 1.14c. Este mismo parámetro es usado para definir el índice de daño en el modelo por elemento.

La combinación de estos parámetros hace que el modelo pueda representar de forma adecuada el comportamiento histerético de estructuras de concreto armado. Pero los valores que se les deben asignar a los parámetros " α , β y γ ", para la buena simulación de las estructuras de concreto armado, deben ser calibrados con ensayos experimentales. Es por esto que el modelo es poco práctico.

1.1.9 Programa Portal de Pórticos [4]

El programa el portal de pórticos es un programa de elementos finitos que se ejecuta vía Internet, el cual realiza análisis a estructuras aporticadas de concreto armado considerando la variable tiempo y la historia de esfuerzos en los elementos del pórtico en estudio.

El Programa tiene tres interfaces:

- Pre-procesador
- Procesador
- Post-procesador

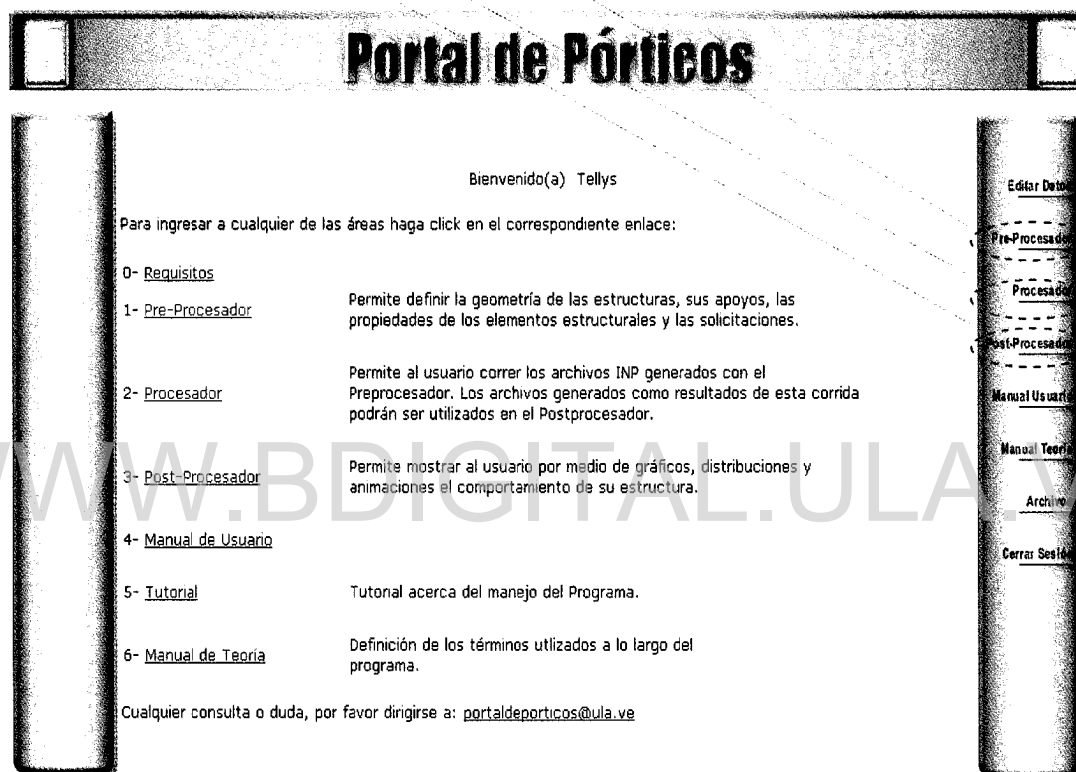


Figura 15: Interfaces del Portal de Pórticos

1.1.9.1 Pre-Procesador

Esta parte del programa está destinada para introducir las características geométricas del pórtico, estados de cargas y propiedades de los materiales. Estos archivos tienen la extensión .frm.

WWW.BDIGITAL.ULA.VE



WWW.BDIGITAL.ULA.VE

WWW.BDIGITAL.ULA.VE



WWW.BDIGITAL.ULA.VE

Al crear ó abrir un archivo .frm (archivos de entrada de datos al procesador) al cual se desea aplicar el análisis, es necesario generar un archivo .inp (archivo de entrada para el procesador) el cual se logra graficando las curvas de iteración después de haber llenado completa y correctamente los ítems que pide el pre-procesador, esto se visualiza en cada una de las pestañas que tiene la ventana.

- Geometría
- Gráfico
- Pasos
- Nodos
- Elementos
- Materiales
- Diagramas de Interacción

1.1.9.1.1 Geometría

La geometría es lo primero que se define en un pórtico nuevo. En esta sección se especifican las características geométricas del pórtico de una manera muy sencilla.

Pre-Procesador

Geometría | Gráfico | Pasos | Nodos | Elementos | Materiales | Diagramas de Interacción

Niveles
 Número de Niveles: 3

Niveles	Altura de Entr.
1	3
2	3
3	3

Tramos
 Número de Tramos: 7

Tramos	Longitud(m)
1	1,3
2	7,2
3	3,6
4	7,2
5	3,6
6	7,2
7	1,3

Elementos Adicionales
 Elementos Adicionales: 0

Elemento	Nodo I	Nodo J
1		
2		
3		
4		
5		
6		
7		
8		
9		
10		

Elementos Ficticios

Elemento	Ficticio
1	
2	
3	
4	
5	
6	
7	
8	
9	
10	

Secciones (Dimensiones de la Sección Transversal)
 Número de Secciones: 3

Tipo	B(cm)	H(cm)
1	40	40
2	40	25
3	50	25

Diagrama de la Sección Transversal
☐ No linealidad Geométrica

Figura 18: Datos de la Geometría. .

1. Numero de niveles y la altura de cada uno.
2. Número de tramos (o vanos) y la longitud de ellos
3. Elementos adicionales (son elementos que no considera el portal de forma predeterminada como es el caso de elementos en diagonal en el pórtico).
4. Elementos ficticios (el programa considera que todos los nodos están unidos por vigas y columnas, formando una especie de cuadrícula, en elementos adicionales se establecen cuales vigas y columnas no existen en el caso real).
5. Número de secciones y dimensiones de cada una (aquí se coloca la cantidad de secciones diferentes de los elementos en cuanto a su sección gruesa, sin tomar en cuenta su reforzamiento. Siempre se considera como ancho o “B” la dimensión perpendicular al plano analizado.
6. La opción de no linealidad geométrica se usa cuando se trate de secciones no prismáticas.

1.1.9.1.2 Gráfico

Aquí se visualiza gráficamente el pórtico y permite revisar la geometría, estados de cargas y apoyos (realmente no se introducen datos y se pueden ver cada vez que se llena otra pestaña para saber si los datos se introdujeron correctamente).

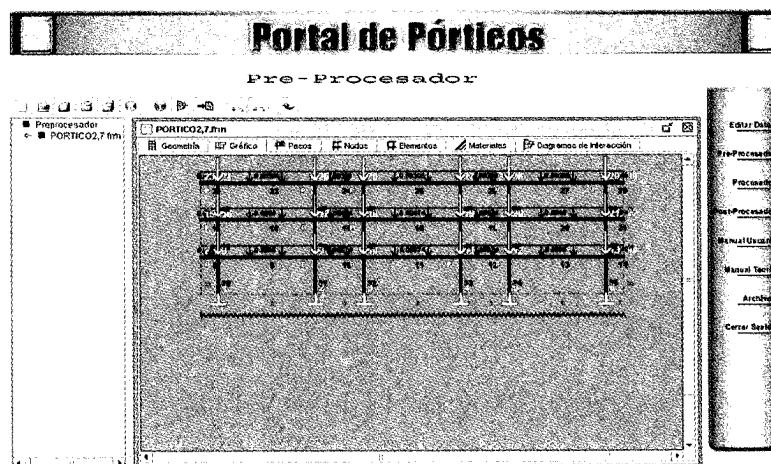


Figura 19: Salida Gráfica del Portal.

1.1.9.1.3 Pasos

En pasos se definen las diferentes etapas de solicitaciones a las cuales se somete la estructura, es decir, si a un pórtico se analizara durante un evento sísmico, inicialmente se debe definir el primer paso (step 1) donde se aplicarán las cargas de servicio, y posteriormente un paso dos (step 2) en donde vendría a actuar el sismo. El orden de la definición de los pasos es importante porque con este orden es con el que se procesa el pórtico. El programa aplica las solicitaciones en diferentes etapas siendo esto lo que se conoce como paso, el cual es un estado de carga aplicado durante un tiempo determinado (duración del paso). El programa analiza cada paso por intervalos, cuya duración de intervalo se define entre los valores de incremento máximo e incremento mínimo. El incremento inicial es el valor con el cual se quiere comience el intervalo, pero este cambia conforme el programa analiza si es necesario discretizar más el tiempo generando mayor cantidad de resultados, o si por el contrario se puede aumentar y mejorar el rendimiento en el análisis de manera más rápida. Cada vez que se genere un incremento se generan resultados, en caso de que el análisis implique una reducción de incremento muy pequeña, el manejar toda esa información genera archivos muy pesados para una computadora, así que para ello se utiliza la frecuencia en la cual se establece a cada cuantos incrementos se guardará un resultado (por ello debe ser un valor mayor a uno).

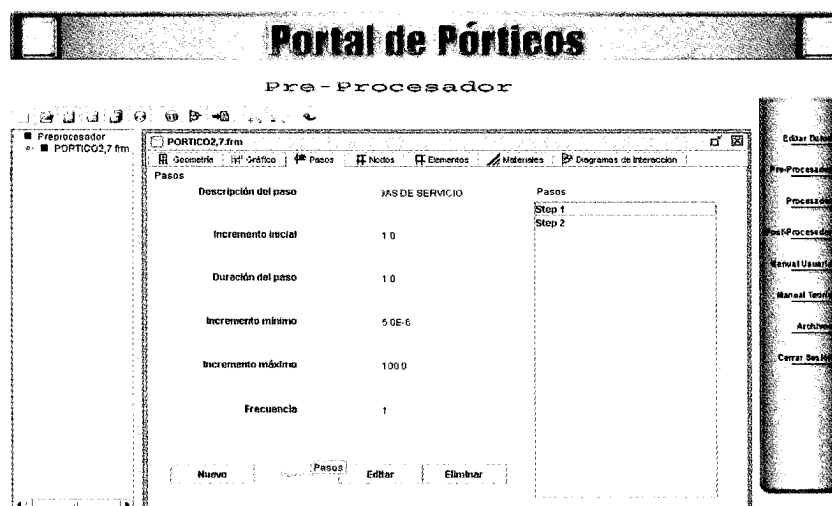


Figura 20: Ejemplo Step 1 para Cargas de Servicio

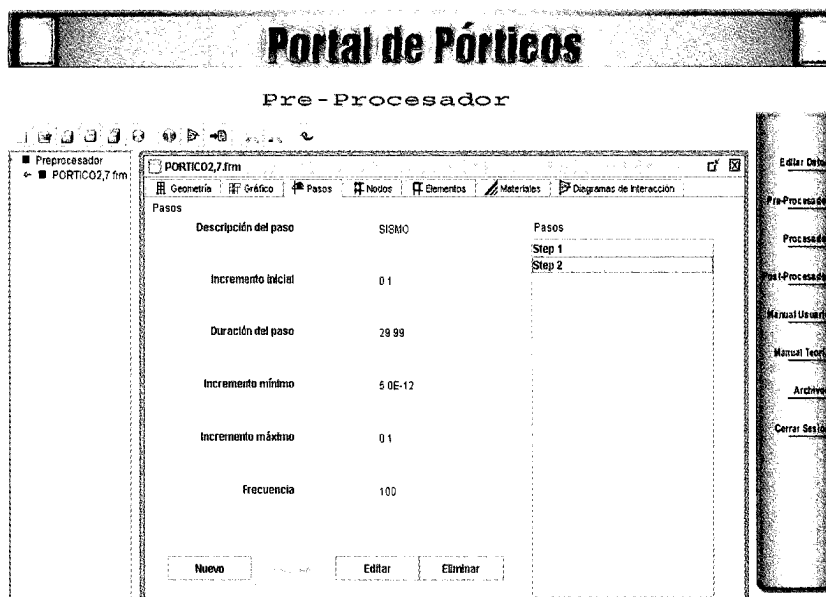


Figura 21: Ejemplo Step 2 para Sismo

Observación: si se trabaja con la base de datos sismológica del portal tienen duraciones de 29.99.

1.1.9.1.4 Nodos

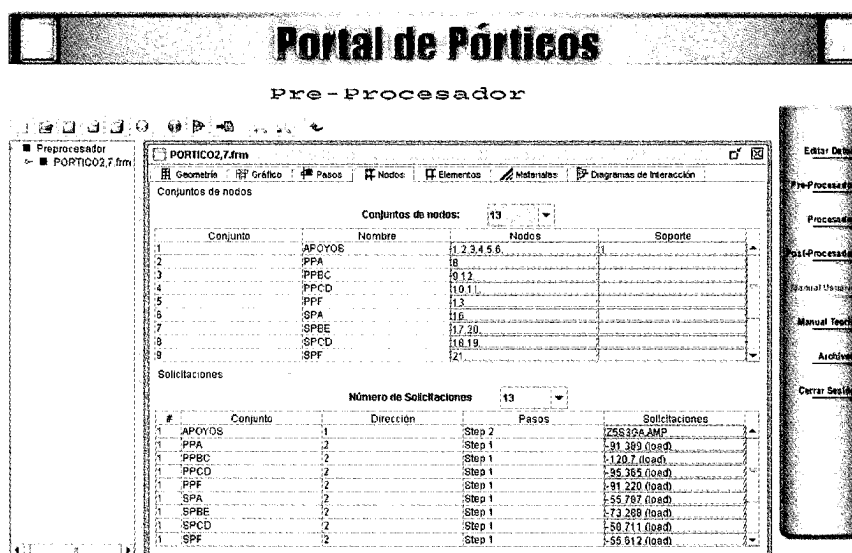


Figura 22: Ventana de Nodos en el Portal

En esta ventana se establece la aplicación de la carga en los nodos, apoyos y/o restricciones en la estructura.

En la ventana existen dos grandes divisiones, en la primera se define la cantidad de conjuntos de nodos (un conjunto de nodos son nodos que tengan iguales características de carga o restricción), luego para cada conjunto se define un nombre, cuales nodos forman parte del conjunto y el soporte.

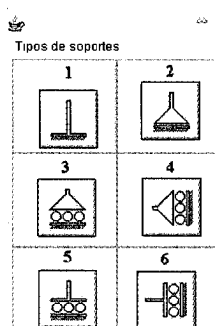


Figura 23: Opción para definir restricciones en nodos.

En la parte inferior de la ventana se definen las solicitaciones que están aplicadas para cada conjunto, ya sea un desplazamiento, una fuerza o un movimiento sísmico. Para cada solicitación se debe definir sobre cual conjunto de nodos, dirección y paso se aplica. Además se debe establecer que tipo de solicitación esta ocurriendo.

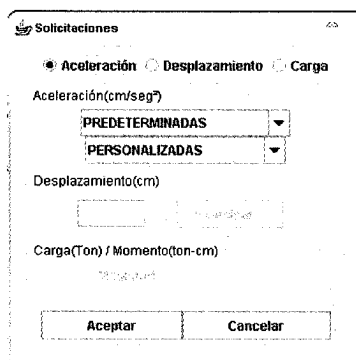


Figura 24: Tipo de Solicitación a aplicar en el análisis.

La dirección con los sentidos de magnitudes positivas son las siguientes:

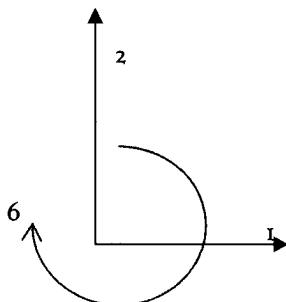


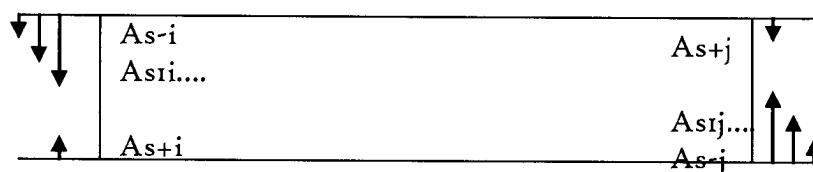
Figura 25: Sentido Positivo.

1.1.9.1.5 Elementos

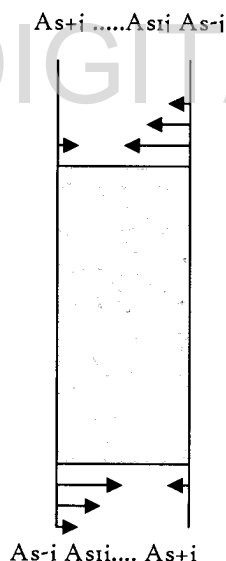
En elementos se definen tanto el refuerzo transversal y longitudinal de las vigas y columnas, como las cargas y masa que ellas soportan. Las unidades se expresan en Ton y cm.

1. Conjunto de elementos: aquí se agrupan todos aquellos elementos que son iguales en todos sus aspectos (longitud, carga, masa, reforzamiento y sección transversal). Lo primero es conocer la cantidad de conjuntos para luego asignarle a cada uno sus elementos así como su sección gruesa.
2. Cargas distribuidas: funciona de modo similar que la asignación de cargas en los nodos, pero ahora se asignará al conjunto de elementos.
3. Cargas concentradas: se establecen de un modo similar ha como se asignan las cargas distribuidas, salvo que se debe colocar la distancia “a” desde donde se ubica la carga concentrada. La distancia “a” se mide en centímetros desde el nodo “i” hasta la ubicación de la carga (para columnas se mide desde el nodo inferior hasta la carga y en vigas se empieza por el nodo de la izquierda terminando en la solicitud).
4. Masas: simplemente a cada conjunto de elementos se le asigna la masa que se considera en el análisis dinámico.

5. Aceros transversales: para cada conjunto de elementos se definen los recubrimientos hasta el borde del refuerzo transversal, el diámetro y la separación de dicho acero.
6. Estribos: se establece que tipo de refuerzo transversal se coloca y sus características (si el refuerzo es tipo A se debe saber que el ancho (B) crece a lo largo del eje X y la altura (H) en dirección Y).
7. Aceros longitudinales “i” se asignan los aceros próximos a los nodos y su ubicación
8. Aceros longitudinales “j” se asignan los aceros próximos a los nodos y su ubicación.



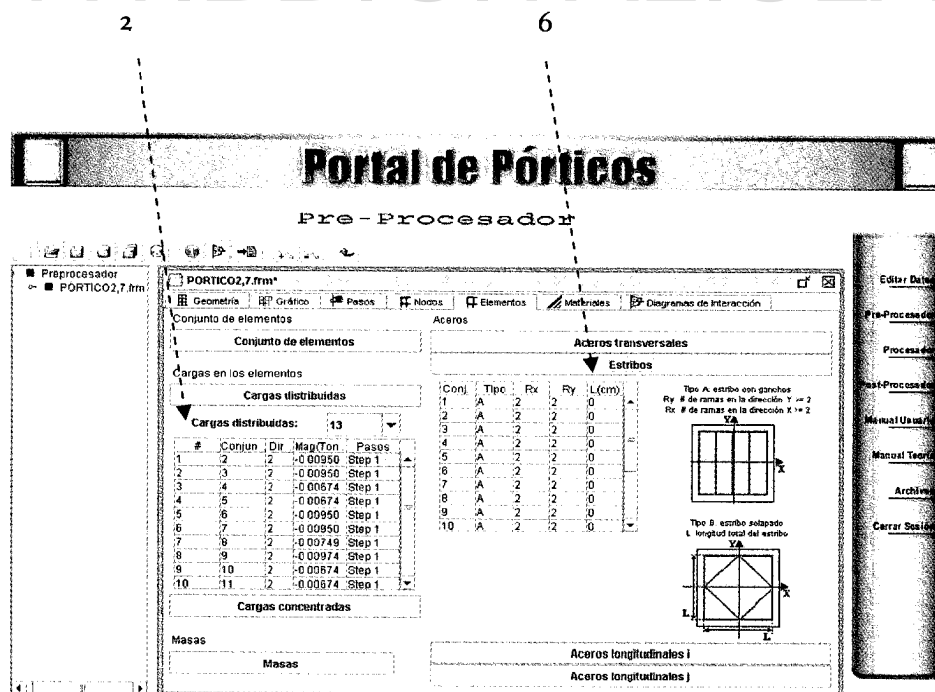
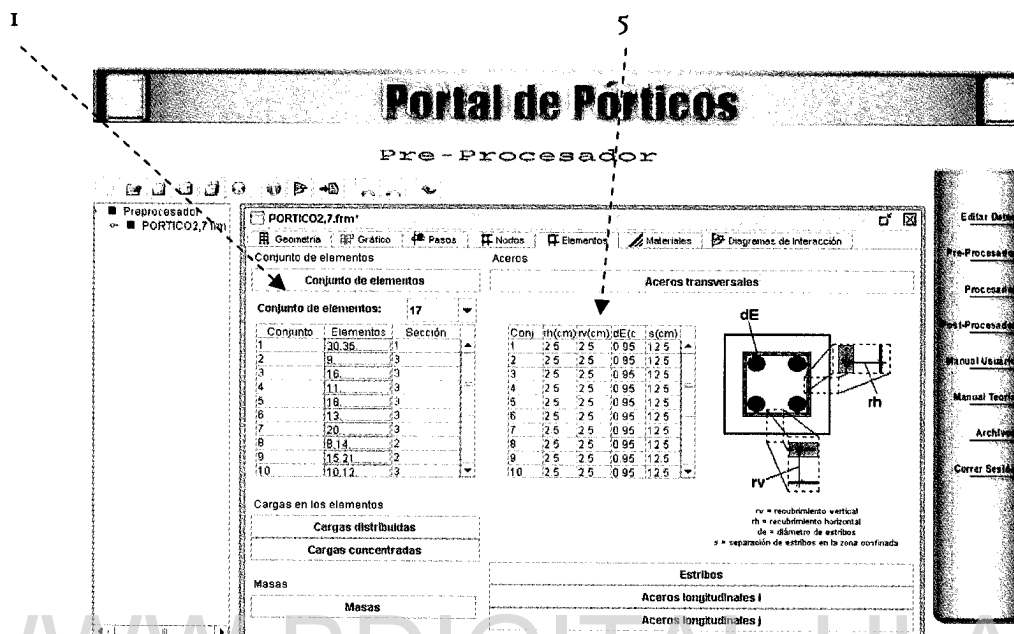
Vigas



Columna

Figura 26: Convenio bajo el cual se asigna el orden de las capas de acero así como la distancia bajo la cual se define su ubicación.

A continuación se describen los gráficos correspondientes a los ítem del 1 al 8 señalados anteriormente:



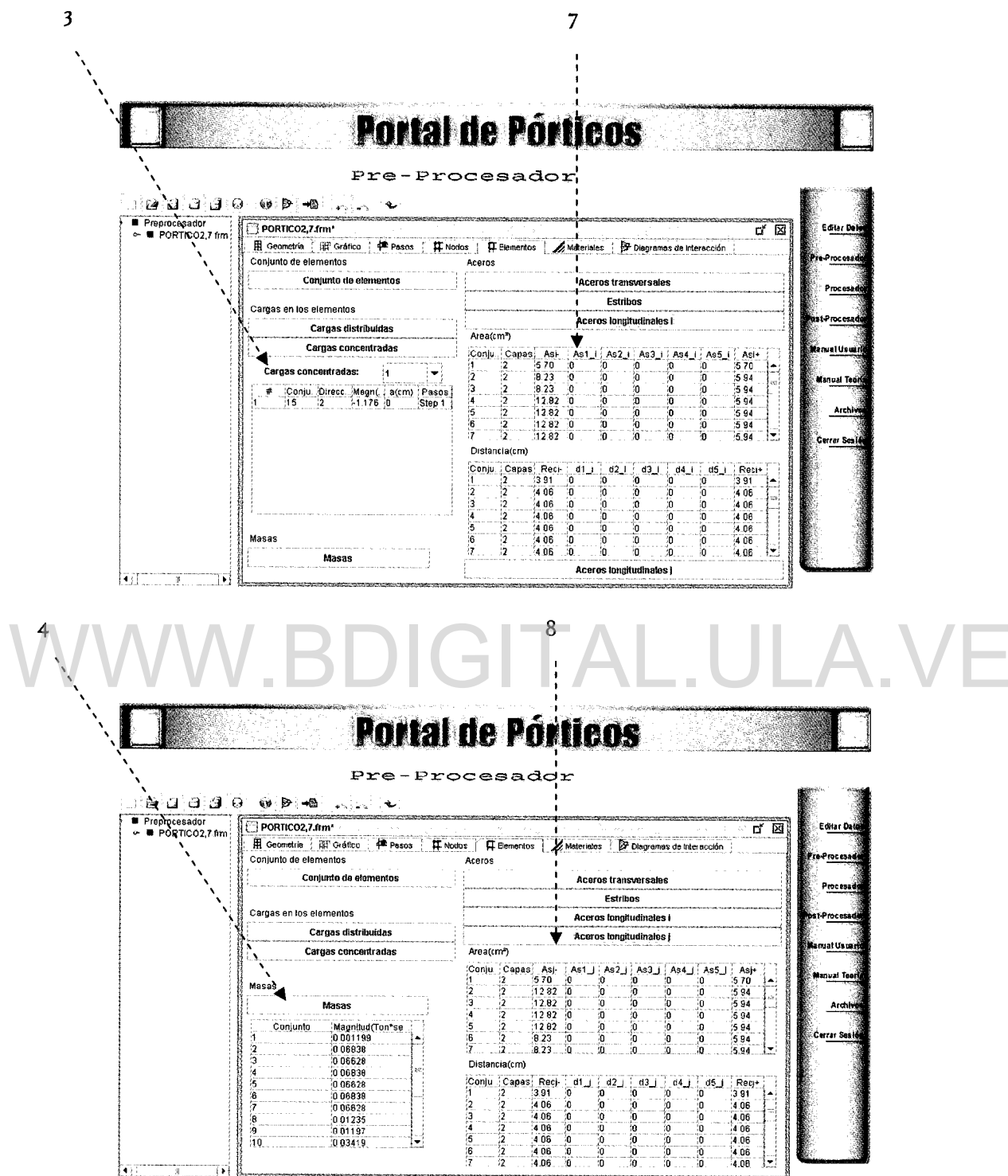


Figura 27: Diferentes Ventanas de entrada de datos en la pestaña elementos.

1.1.9.1.6 Materiales

Aquí se especifican las propiedades del concreto y del acero en las unidades que se indiquen.

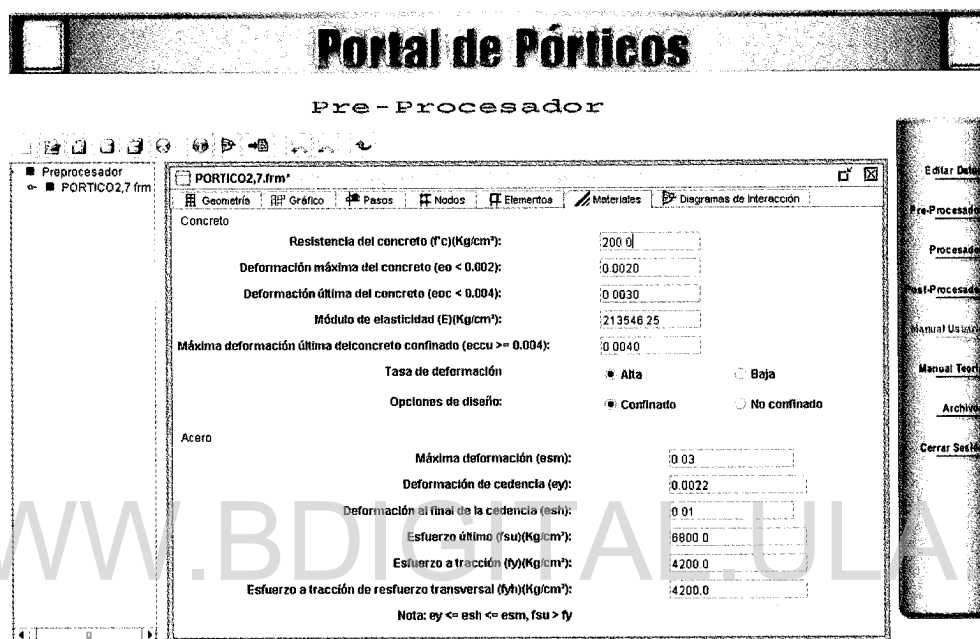


Figura 28: Ventana de Datos para lo Materiales

1.1.9.1.7 Diagramas de Interacción

Para generar los diagramas de interacción, primero se deben asignar todos los datos anteriores, luego (1) guardar los cambios y (2) presionar el botón de generar diagramas, luego (3) se selecciona el conjunto (SET), el nodo y que gráfica se desea obtener.

Posterior a graficar los diagramas de interacción para cada set y nodo, se presiona el botón de generar archivo inp (el cual se encuentra a la derecha del de los diagramas), y se guarda el archivo en la dirección y con el nombre deseado.

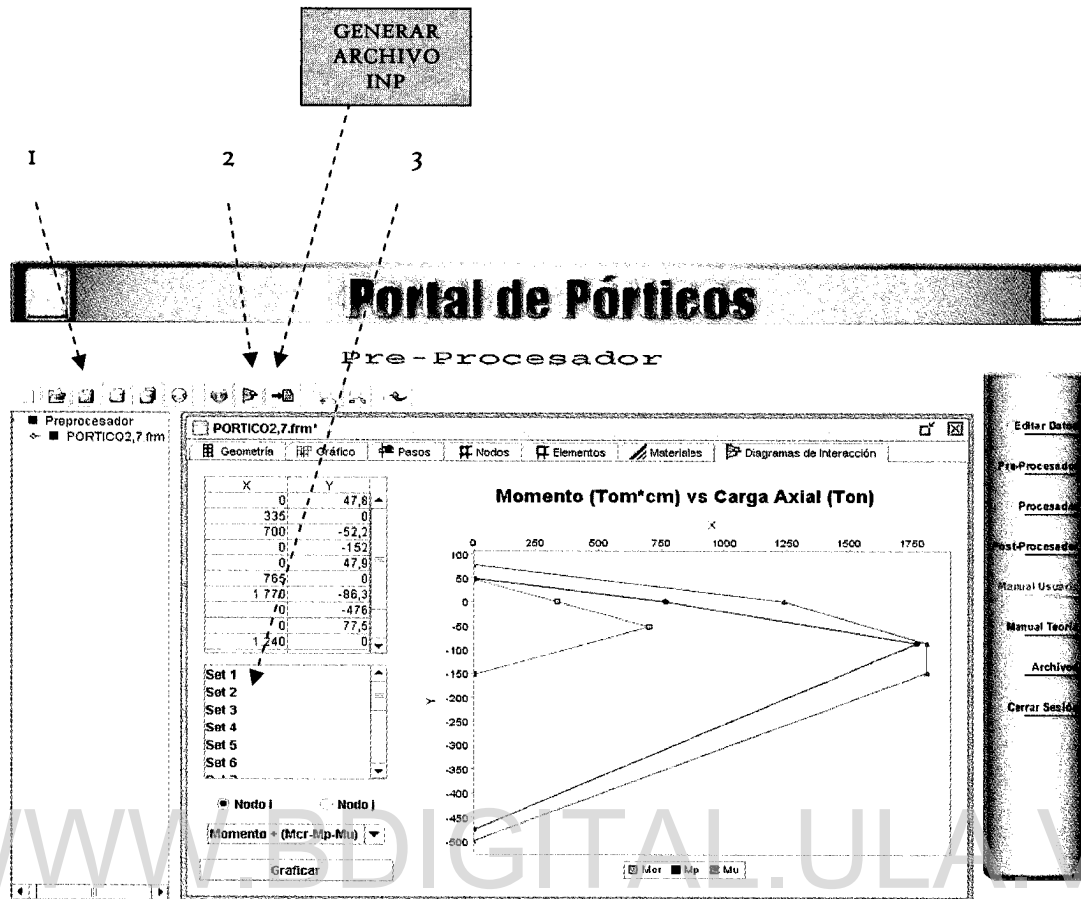
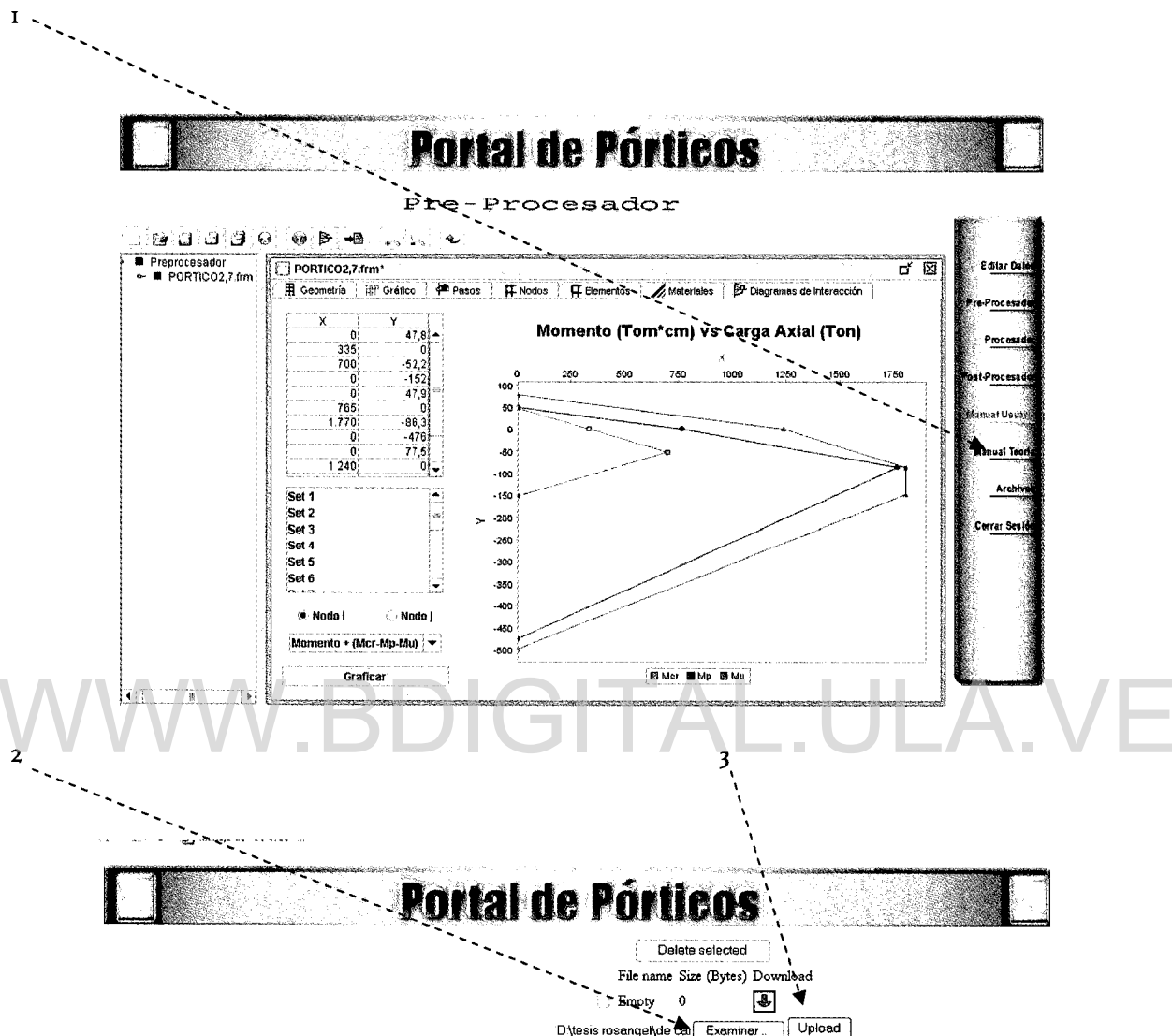


Figura 29: Generación del Archivo .inp

1.1.9.1.8 Archivos

El archivo .inp generado debe enviarse a la computadora que lo analizará (Cecalcula), para ello se procede de la siguiente manera:

1. Hacer clic en Archivos.
2. Hacer clic en examinar, para buscar el archivo .inp
3. Hacer clic en Upload



1.1.9.2 Procesador

El procesador simplemente calculará el comportamiento de la estructura ante las solicitudes. Para que funcione simplemente se elige el archivo .inp que aparece en lista y luego se analiza. En el análisis aparecen dos botones, “Actualizar” que permite observar la ejecución de la corrida y “Detener” el análisis.

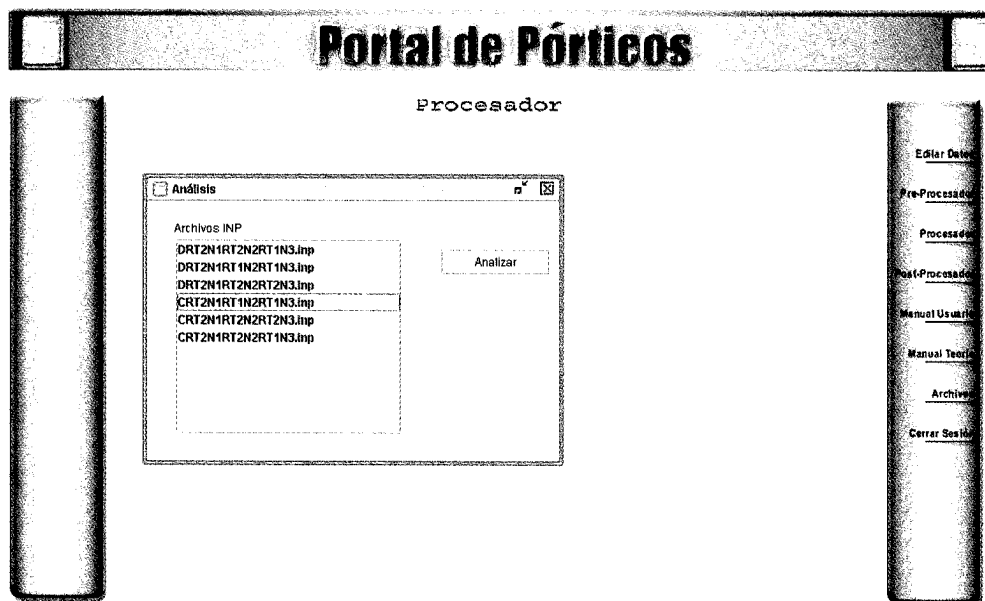


Figura 30: Ventana que señala el Análisis en el Portal.

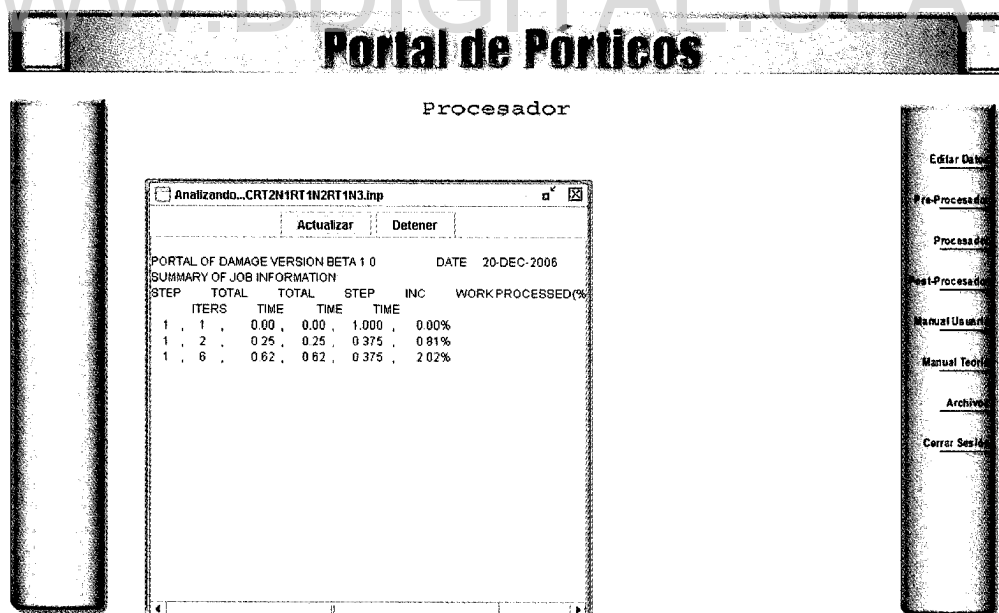


Figura 31: Ventana que permite ver el avance del análisis.

Observación: el análisis se puede detener si ocurre algún imprevisto, entre los cuales se encuentran un tamaño mínimo de incremento de paso muy grande, o porque un

elemento supero su capacidad de tracción, o simplemente porque el daño en la estructura es demasiado grande.

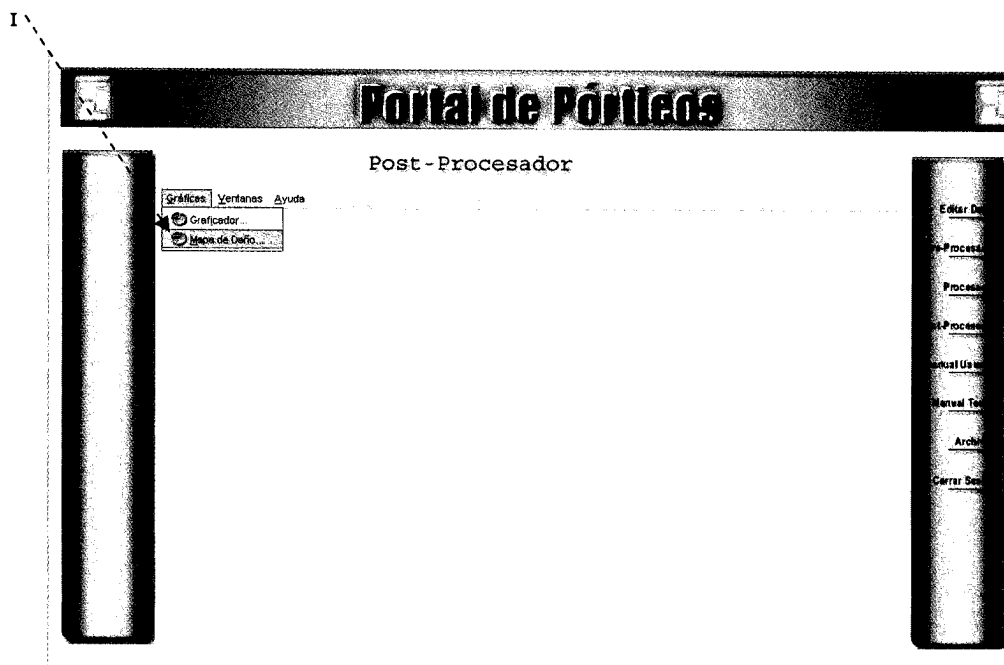
1.1.9.3 Post- Procesador

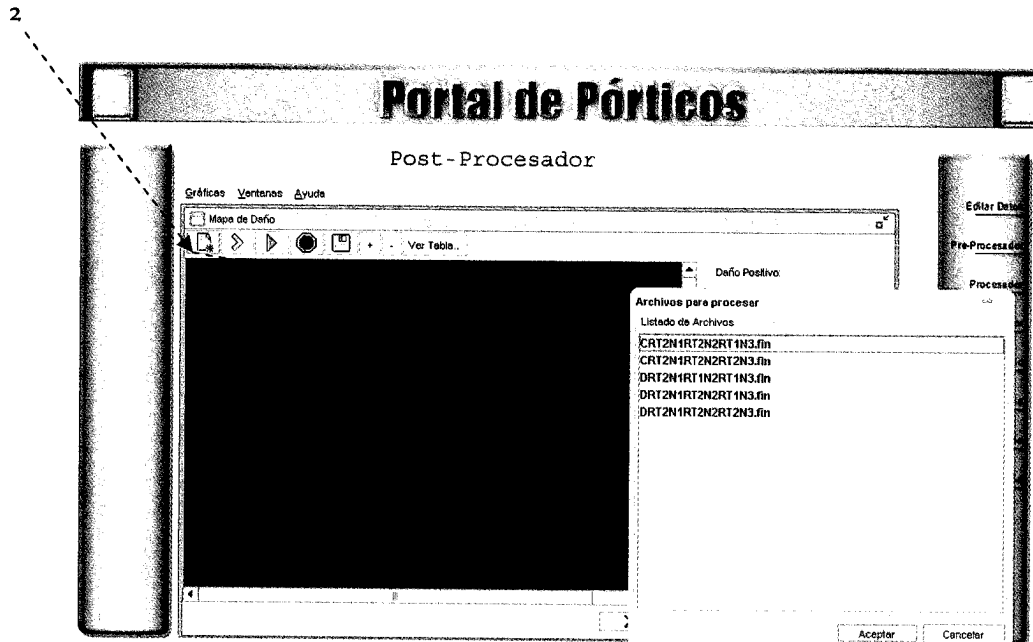
Luego de que el procesador genere los resultados o se cargue un archivo .fin (similar al procedimiento del .inp), se procede a visualizar los resultados, pudiéndose graficar el comportamiento de cada elemento y visualizar el mapa de daño de la estructura.

Para generar el mapa de daños se procede de la siguiente manera:

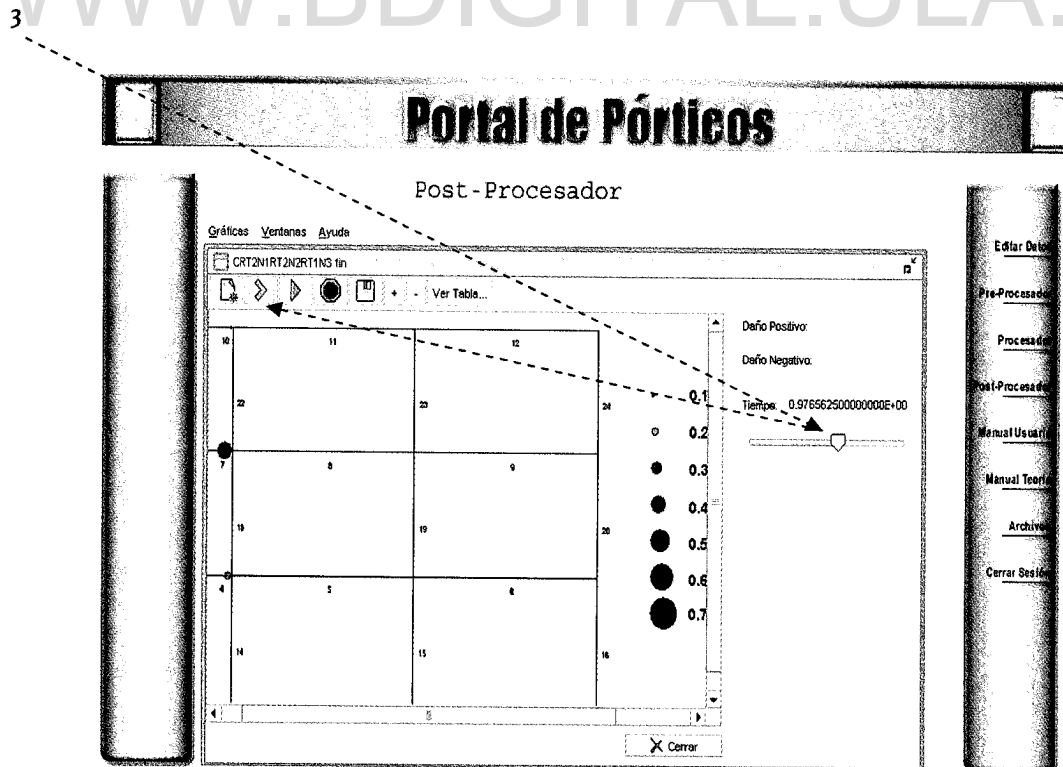
1. En la gráfica se selecciona mapa de daño.
2. Cargar el archivo.
3. Graficar el mapa de daño en el tiempo deseado.
4. Obtener los valores de daño en un punto de interés.
5. Ver tabla de valores.

A continuación se señala gráficamente cada ítem:

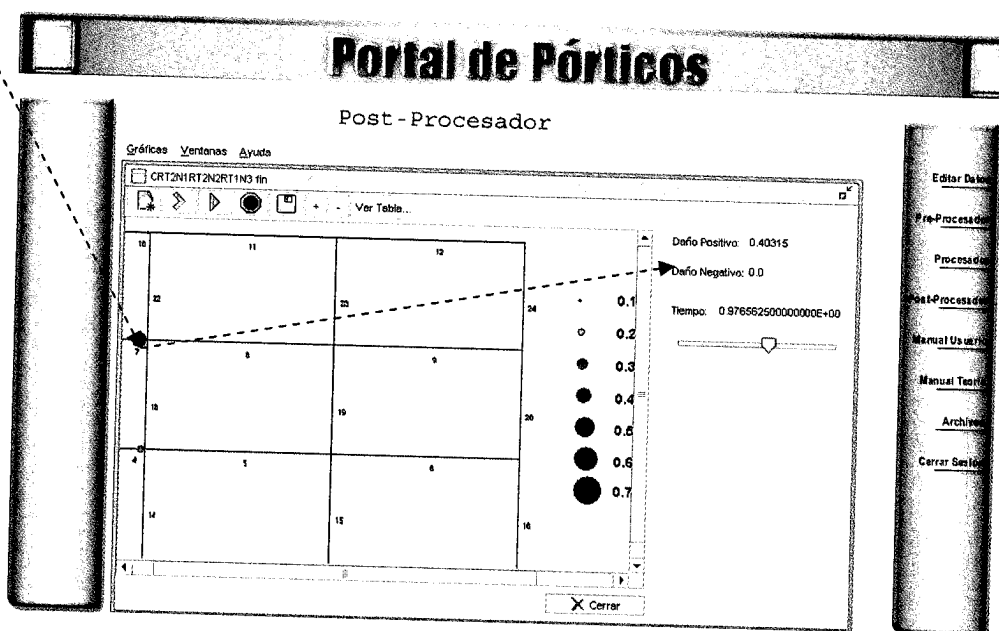




WWW.BDIGITAL.ULA.VE



4

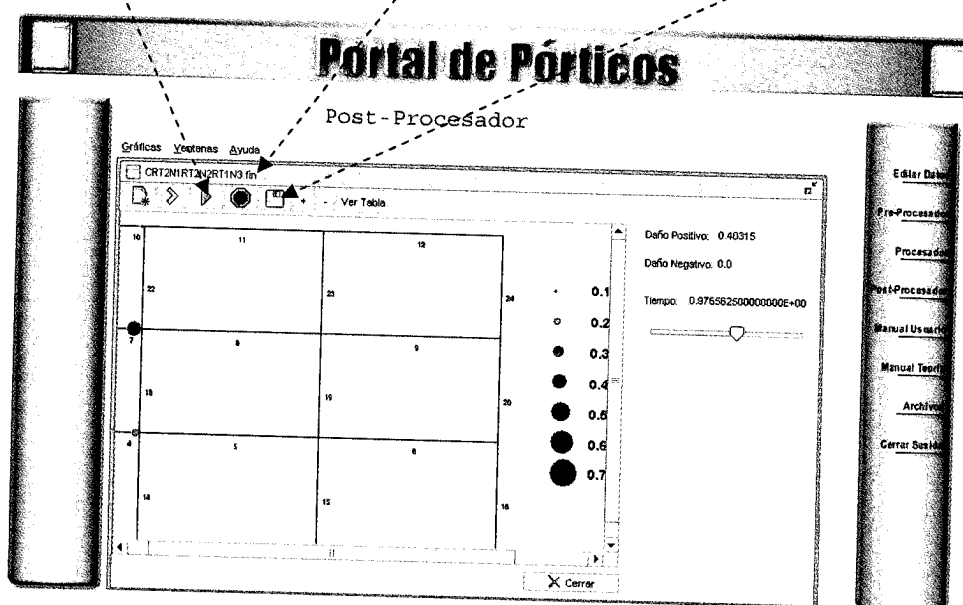


Adicionalmente se dispone de:

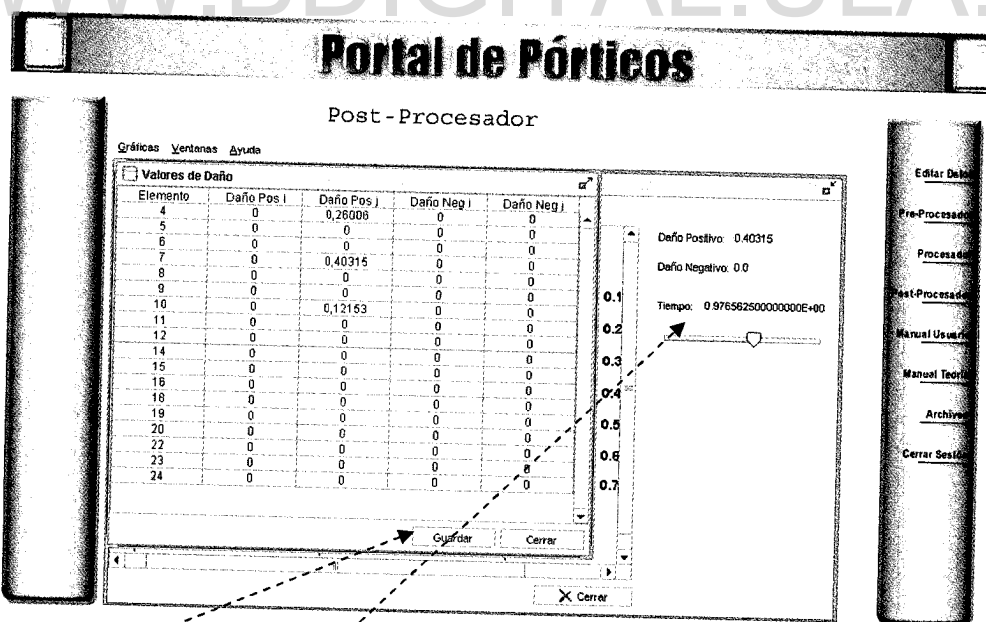
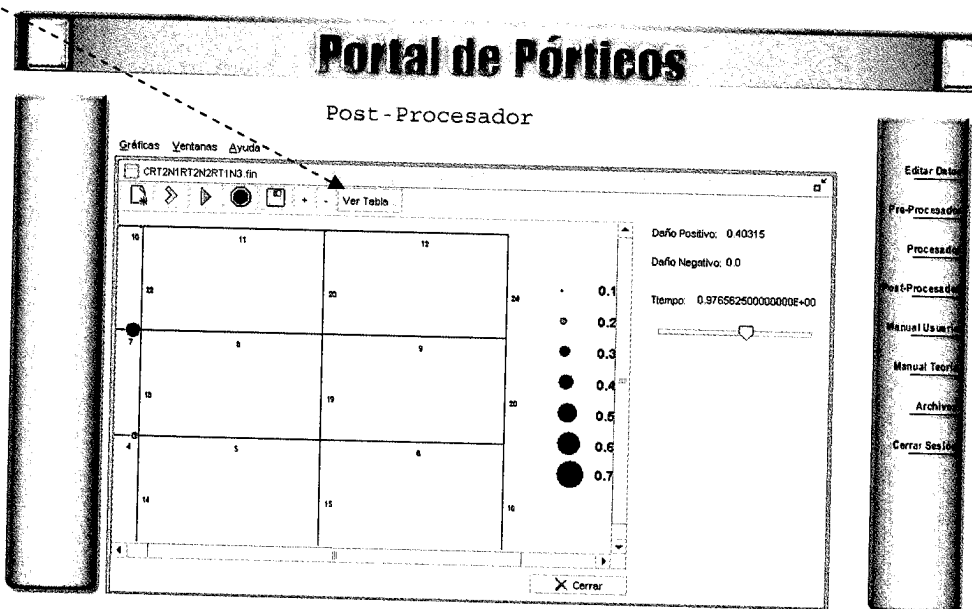
Comenzar animación

Detener animación

Guardar mapa de daño



5



Guardar tabla de Daños (para un tiempo t)

Figura 32: Ítems del 1 al 5 en los cuales se visualizan diferentes formas de ver los daños.

IDENTIFICACIÓN DE ESTRUCTURAS VULNERABLES

1.1.10 Vulnerabilidad y Riesgo Sísmico [5]

Utilizando como base las definiciones propuestas por la Oficina de las Naciones Unidas para casos de desastres se entiende por Amenaza o Peligro Sísmico, la probabilidad que se presente un sismo potencialmente desastroso durante cierto periodo de tiempo en un sitio dado y el Riesgo Sísmico es el grado de pérdida, destrucción o daño esperado debido a la ocurrencia de un determinado sismo. Podemos decir que la diferencia fundamental entre la amenaza y riesgo sísmico, es que la amenaza sísmica está relacionada con la probabilidad de ocurrencia del evento sísmico, mientras que el riesgo sísmico está relacionado con la probabilidad de que se produzca una pérdida de valor como consecuencia de un sismo.

La Vulnerabilidad Sísmica se entiende como el grado de pérdida de un elemento o grupo de elementos bajo riesgo, resultado de la probable ocurrencia de un evento sísmico desastroso. Es una propiedad intrínseca de las estructuras, una característica de su comportamiento, que puede entenderse como la predisposición de un elemento o grupo de elementos a ser susceptibles de sufrir daños ante la ocurrencia de un evento sísmico determinado.

1.1.11 Tipos de Vulnerabilidad

1.1.11.1 Vulnerabilidad no Estructural

La vulnerabilidad no estructural está asociada a la susceptibilidad de los elementos o componentes no estructurales de sufrir daños debido a un sismo, lo que se ha llamado daño sísmico no estructural. El mismo comprende el deterioro físico de aquellos elementos o componentes que forman parte integrante del sistema resistente o estructural de la

edificación y que, pueden clasificarse en componentes arquitectónicos (tabiquería, puertas, ventanas, plafones, etc.) y componentes electromecánicos (ductos, canalizaciones, conexiones, equipos, etc.) que cumplen con funciones importantes dentro de las instalaciones de la edificación.

La preservación durante un sismo de los componentes no estructurales en las edificaciones esenciales es un aspecto vital, ya que ellos se relacionan directamente con el propósito y función de la instalación, definiendo de alguna manera su razón de ser. Paradójicamente estos elementos tienden a ser los que mas fácilmente se ven afectados por los terremotos e igualmente los de más fácil y menos costosa readaptación y prevención de destrucción o afectación.

En definitiva, no es suficiente que las edificaciones no colapsen, sencillamente deben seguir funcionando durante la ocurrencia de cualquier tipo de terremoto, lo que nos alerta sobre la impostergable necesidad de revisar los criterios y filosofías de diseño de los códigos sísmicos, tanto para las edificaciones nuevas como para las existentes, a fin de garantizar un adecuado desempeño sísmico.

Desde el punto de vista práctico y del diseño convencional vale la pena mencionar que la importancia de estos elementos no estructurales ha sido subestimada y en algunos casos, con severas implicaciones. Como muestra de ello, cabe destacar situaciones en donde algunos componentes no estructurales pueden incidir o propiciar la ocurrencia de fallos estructurales o pueden modificar significativamente la respuesta dinámica esperada en el diseño. Por ejemplo, la presencia de escaleras, elementos de mampostería y pesados revestimientos, pueden alterar las propiedades dinámicas de la edificación, introduciendo excentricidades y otros efectos torsionales indeseables. La interacción entre los elementos estructurales y no estructurales puede ser determinante, prueba de ello es el llamado efecto de columna corta que tanto daño ha ocasionado y que sigue ocasionando. La subestimación en los diseños de anclaje de equipos, la falta de control de los niveles de vibración tolerables de los mismos, la prevención de su volcamiento o desplazamiento, la inapropiada

disposición de instalaciones y los efectos de los llamados elementos, no intencionalmente estructurales, hace que las sofisticadas técnicas de modelaje, análisis y diseño estructural y arquitectónico, sean en si vulnerables y ponen de manifiesto la importancia de un apropiados sentido común y sensibilidad del profesional involucrado en le diseño.

1.1.11.2 Vulnerabilidad Estructural

La vulnerabilidad estructural está asociada a la susceptibilidad de los elementos o componentes estructurales de sufrir daño debido a un sismo, lo que se ha llamado daño sísmico estructural. El mismo comprende el deterioro físico de aquellos elementos o componentes que forman parte integral del sistema estructural de la edificación y es el que tradicionalmente ha merecido la atención prioritaria de los investigadores.

El nivel de daño estructural que sufrirá una edificación depende tanto del comportamiento global como local de la estructura. Está relacionado con la calidad de los materiales empleados, las características de los elementos estructurales, su configuración, esquema resistente y obviamente, con las cargas actuantes. El deterioro estructural puede ser descrito en términos cualitativos y cuantitativos, y constituye un aspecto de primordial importancia para verificar el nivel de seguridad de una edificación.

Desde el punto de vista cualitativo, normalmente se establecen diferentes niveles o descripciones de daño, cuya localización se fundamenta en la observación e identificación de deterioros característicos de los diversos elementos estructurales verificados después de la ocurrencia de un sismo.

El desarrollo de modelos de daño ha permitido evaluar el daño estructural desde el punto de vista cuantitativo, utilizando parámetros que representan la respuesta estructural tales como, distorsiones de piso, deformaciones de los elementos, demanda de ductilidad, energía disipada, etc. Mediante funciones de estos parámetros, se obtienen los llamados indicadores de daños los cuales pueden utilizarse como una medida representativa de la

degradación estructural, tanto a nivel local como global de la estructura. Cuando estos indicadores son normalizados respecto a un estado de fallo específico, se denominan índices de daño [2]. La cuantificación del daño es un problema complejo, sobre el que no existe un criterio unificado, razón por la cual una gran diversidad de modelos e índices de daños, que nacen de un intento de facilitar su aplicación a un gran número de tipologías de edificios y estructuras de diferentes características.

En la actualidad los esfuerzos se concentran en desarrollar métodos de análisis, evaluación y diseños simples y fáciles de implementar en las diferentes normativas, que incorporen los conceptos de ingeniería basada en el desempeño, y que puedan ser aplicados a estructuras nuevas como a las existentes. Las últimas investigaciones y propuestas se han centrado en la incorporación explícita de la demanda de desplazamiento o punto de desempeño y las características de respuesta inelástica. Estos procedimientos, en primer lugar, deben dar una estimación adecuada del desempeño en términos de rigidez estructural, resistencia, ductilidad y disipación de energía y, en segundo lugar, no han de ser más complicados de lo necesario, teniendo en cuenta las incertidumbres de los datos de entrada.

Existen varios métodos para analizar el comportamiento de las estructuras, tanto elásticos lineales como inelásticos. Los métodos elásticos disponibles, incluyen los procedimientos de la fuerza lateral estática, la fuerza lateral dinámica así como procedimientos lineales usando relaciones de capacidad y demanda establecidas en los códigos. También existen los métodos de análisis estático no lineal, que permiten comprender un poco mejor como trabajan las estructuras cuando se ven sometidas a movimientos sísmicos y sobrepasan su capacidad elástica. Sin embargo, el principal método de análisis inelástico, es el de análisis dinámico no lineal de estructuras ya que representa de una manera más real el comportamiento estructural desde el punto de vista sísmico.

1.1.12 Problemas de Configuración Arquitectónica y Estructural

Por configuración no se entiende la mera forma espacial de la construcción en abstracto, sino el tipo, disposición, fragmentación, resistencia y geometría de la estructura de la edificación, relación de la cual se derivan problemas de respuesta estructural ante sismos.

En el planeamiento de una edificación de uso esencial es necesario tener en cuenta que una de las mayores causas de daños en edificaciones ha sido en el uso de esquemas de configuración arquitectónico-estructural nocivos. Puede decirse de manera general que el alejamiento de formas y esquemas estructurales simples es castigado fuertemente por los sismos, y además que, lamentablemente, los métodos de análisis sísmico usuales no logran cuantificar adecuadamente la mayoría de estos problemas. De cualquier forma, dada la naturaleza errática de los sismos, así como la posibilidad de que se exceda el nivel de diseño, es aconsejable evitar el planteamiento de configuraciones riesgosas, independientemente del grado de sofisticación que sea posible lograr en el análisis de cada caso.

1.1.12.1 Problemas de Configuración en Planta

1.1.12.1.1 Longitud

La longitud en planta de una construcción influye en la respuesta estructural de la misma de una manera que no es fácil determinar por medio de los métodos usuales de análisis. En vista de que el movimiento del terreno consiste en una transmisión de ondas, la cual se da con una velocidad que depende de las características de masa y rigidez del suelo de soporte, la excitación que se da en un punto de apoyo del edificio en un momento dado difiere de la que se da en otro, diferencia que es mayor en la medida en que sea mayor la longitud del edificio en la

dirección de las ondas. Los edificios cortos se acomodan más fácilmente a las ondas que los edificios largos. Considerando lo anterior, el correctivo usual para el problema de longitud excesiva de edificios es la partición de la estructura en bloques por medio de la inserción de juntas de dilatación sísmica, de tal manera que cada uno de ellos pueda ser considerado como corto. Estas juntas deben ser diseñadas de manera tal que permitan un adecuado movimiento de cada bloque sin peligro de golpeteo o choque entre los diferentes cuerpos o bloques que componen la edificación [5].

1.1.12.1.2 Escalonamientos

Los escalonamientos en los volúmenes del edificio se presentan habitualmente por exigencias urbanísticas de iluminación, proporción, etc. Sin embargo, desde el punto de vista sísmico, son causa de cambios bruscos de rigidez y de masa; por lo tanto, traen consigo la concentración de fuerzas que producen daño en los pisos aledaños a la zona del cambio brusco. En términos generales, debe buscarse que las transiciones sean lo más suave posible con el fin de evitar dicha concentración [5].

1.1.12.1.3 Columnas

Las columnas dentro de una estructura tienen la vital importancia de ser los elementos que transmiten las cargas a las fundaciones y mantienen en pie a la estructura, razón por la cual cualquier daño en este tipo de elementos puede provocar una redistribución de cargas entre los elementos de la estructura y traer consigo el colapso parcial o total de una edificación.

Por lo anterior, el diseño sísmico de pórticos (estructuras formadas preferentemente por vigas y columnas) busca que el daño producido por sismos intensos se produzca en vigas y no en columnas, debido al mayor riesgo de colapso

del edificio por el de daño en columnas. Sin embargo, muchos edificios diseñados según códigos de sismo resistencia han fallado por esta causa [5].

Estas fallas pueden agruparse en dos clases:

- Columnas de menor resistencia que las vigas.
- Columnas cortas.

Varias son las causas que hacen que se presente el efecto de columna corta:

- Confinamiento lateral parcialmente en la altura de la columna por muros divisorios, muros de fachada, muros de contención, etc.
- Disposición de losas en niveles intermedios.
- Ubicación del edificio en terrenos inclinados.

Las columnas cortas son causa de serias fallas en edificios bajo excitaciones sísmicas debido a que su mecanismo de falla es frágil.

1.1.12.1.4 Diafragma Flexible

Un comportamiento excesivamente flexible del diafragma de piso implica deformaciones laterales no uniformes, las cuales son en principio perjudiciales para los elementos no estructurales adosados al diafragma. Adicionalmente, la distribución de fuerzas laterales no se hará de acuerdo a la rigidez de los elementos verticales. Son varias las razones por las cuales puede darse este tipo de comportamiento flexible. Entre ellas se encuentran las siguientes:

- Flexibilidad del material del diafragma.
- Relación de aspecto (largo/ancho) del diafragma. Por tratarse de un trabajo a flexión de este tipo de elementos, mientras mayor sea la relación largo/ancho del

diafragma, mayores pueden ser sus deformaciones laterales. En general, los diafragmas con relaciones de aspecto superiores a 5 pueden considerarse flexibles.

- Rigidez de la estructura vertical. La flexibilidad del diafragma debe juzgarse también de acuerdo con la distribución en planta de la rigidez de los elementos verticales. En el caso extremo de un diafragma en el que todos los elementos verticales tengan igual rigidez es de esperarse un mejor comportamiento del diafragma que en el caso en el cual tengan grandes diferencias en este punto.

- Aberturas en el diafragma. Las aberturas de gran tamaño practicadas en el diafragma para efectos de iluminación, ventilación y relación visual entre los pisos, ocasionan la aparición de zonas flexibles dentro del diafragma, las cuales impiden el ensamblaje rígido de las estructuras verticales.

Las soluciones al problema de excesiva flexibilidad del diafragma son múltiples, y dependen de la causa que la haya ocasionado. Las grandes aberturas en el diafragma deben estudiarse con cuidado, con el fin de proveer mecanismo de rigidización o, si esto no es posible, segmentación del edificio en bloques.

1.1.12.1.5 Torsión

La torsión ha sido causa de importantes daños de edificios sometidos a sismos intensos, que van desde la distorsión a veces visible de la estructura (y por tanto su pérdida de imagen y confiabilidad) hasta el colapso estructural. La torsión se produce por la excentricidad existente entre el centro de masa y el centro de rigidez.

Algunos de los casos que pueden dar lugar a dicha situación en planta son:

- Posición de elementos rígidos de manera asimétrica con respecto al centro de gravedad del piso.
- Colocación de grandes masas en forma asimétrica con respecto a la rigidez.
- Combinación de las dos situaciones anteriores.

Debe tenerse presente que los muros divisorios y de fachada que se encuentren adosados a la estructura vertical tienen generalmente una gran rigidez y, por lo tanto, habitualmente participan estructuralmente en la respuesta al sismo y pueden ser causantes de torsión, como en el caso corriente de los edificios de esquina. Cuantitativamente, puede considerarse que una excentricidad entre el centro de la masa y de rigidez es grande cuando supera el 10% de la dimensión en planta bajo análisis. En un caso así deben tomarse medidas correctivas en el planteamiento estructural del edificio. Si se contempla además la situación en altura, el panorama de la torsión puede complicarse aún más cuando hay irregularidades verticales, como los escalonamientos. En efecto, la parte superior del edificio transmite a la inferior un cortante excéntrico, lo cual provoca torsión del nivel de transición hacia abajo, independientemente de la simetría o asimetría estructural de los pisos superiores e inferiores [5]. Como todos los problemas de configuración, el de la torsión debe ser enfrentado desde la etapa de diseño espacial y de forma de la edificación. Los correctivos necesarios para el problema de la torsión pueden resumirse en general en los siguientes puntos:

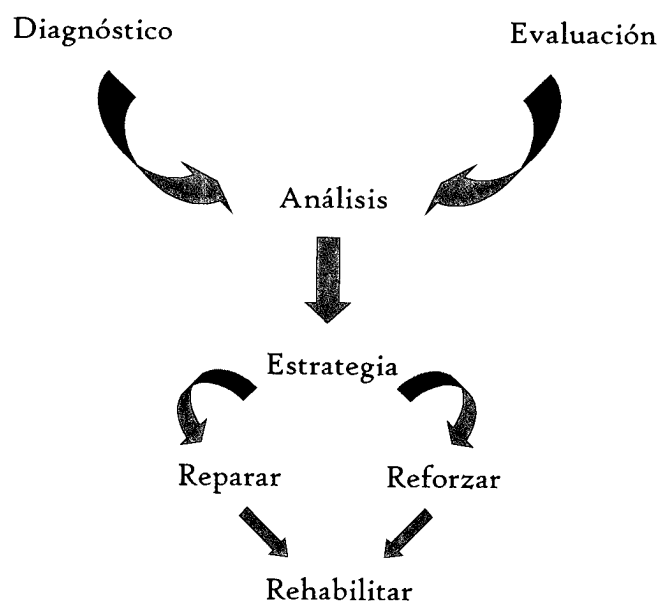
- Las torsiones deben ser consideradas inevitables, debido a la naturaleza del fenómeno y a las características de la estructura. Por esta razón, se sugiere proveer a los edificios de rigidez, mediante la cual se busca reducir la posibilidad de giro en planta.

- A efectos del control de la torsión, debe estudiarse con cuidado el planteamiento de la estructura en planta y en altura, así como la presencia y la necesidad de aislamiento de los muros divisorios no estructurales que puedan intervenir estructuralmente en el momento de un sismo.

REHABILITACIÓN DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO [6]

Si bien la rehabilitación de las estructuras es necesaria y cada día adquiere mayor importancia por numerosas razones sociales, técnicas y económicas, hay aún mucha incertidumbre con relación a la confiabilidad en la efectividad de los trabajos que comúnmente son puestos en la práctica.

El éxito de la rehabilitación de estructuras de concreto que han sido deterioradas o que son vulnerables, depende fundamentalmente del diagnóstico, la evaluación estructural y de una acertada estrategia de rehabilitación que defina los objetivos, y consecuentemente los sistemas y procedimientos con base en los requerimientos de la estructura y las expectativas planteadas para su uso o mejoramiento. Sobre estos temas cada vez se tiene mayor conocimiento basado en la investigación y en la experiencia, el cual pone a nuestra disposición nuevos materiales y técnicas para lograr que la rehabilitación sea efectiva, durable y económicamente factible.



1.1.13 Análisis de la Rehabilitación

El proceso incluye el análisis, estrategia y diseño de la rehabilitación. La información necesaria para el análisis está constituida por los resultados del diagnóstico (incluyendo la causa y efecto del deterioro) y de la evaluación de la capacidad de la estructura, junto con la información relativa a las necesidades del usuario/propietario y los requerimientos generales:

- Necesidades del usuario/propietario: Vida útil, urgencia, costo, requerimientos de performance: protección, apariencia, capacidad de carga, uso, estética.
- Requerimientos generales: Requerimientos estructurales, efecto de la rehabilitación sobre la estructura, constructibilidad, y seguridad.

El proceso de análisis de la rehabilitación es justamente para precisar la función de la rehabilitación, es decir, lo que se espera de ella.

1.1.13.1 Diagnóstico Estructural

El diagnóstico estructural amerita una inspección visual a la edificación por parte de un especialista, el cual realizará un juicio preliminar, según los signos, síntomas o manifestaciones patológicas típicas que muestren los elementos. El diagnóstico va acompañado de una definición de las posibles causas de las fallas, un pronóstico y actuaciones correctivas pertinentes.

A continuación se describen para diferentes acciones de carga los diagnósticos respectivos:

- Acción de Cargas Exteriores-Compresión en Columnas: El diagnóstico podría señalar actuación de sobrecargas, formación de fisuras dependientes de la esbeltez y del grado de anclaje transversal de los extremos de la estructura.
- Acción de Cargas Exteriores-Compresión en Vigas: El diagnóstico podría señalar concreto armado de resistencia inadecuada, sobrecargas no previstas.
- Acción de Cargas Exteriores-Flexión y Cortante: El diagnóstico podría señalar actuación de sobrecargas, solicitaciones de flexión pura o por la combinación de flexión y cortante, fisuras por flexión pura en el medio del vano que terminan en la posición de la línea neutra, fisuras debido a la combinación de la flexión y cortante inclinadas y se localizan entre el medio del vano y el apoyo, fisuras por cortante inclinadas en el orden de uso y que se localizan próximas al apoyo.
- Acción de Cargas Exteriores-Flexión en Losa: El diagnóstico podría señalar actuación de sobrecargas no previstas, losa muy flexible en estructuras ejecutadas por el proceso de encofrado tipo túnel, juntas de hormigonado mal ejecutadas, armadura insuficiente o mal posicionada, desencofrado antes de tiempo, fisuración.
- Acción de Cargas Exteriores-Momento Torsor en Losas: El diagnóstico podría señalar armadura de canto insuficiente, protección térmica insuficiente.
- Acción de Cargas Exteriores-Torsión en Vigas: El diagnóstico podría señalar actuación de sobrecargas, se presenta en conjunto con solicitaciones de flexión y cortante generando tensiones tangenciales a la estructura, de forma similar aquellas originadas por los esfuerzos de cortante, fisuras a 45° en todas las caras del elemento, de forma helicoidal, propagándose arriba de la línea neutra.
- Adherencia y Anclaje en Vigas y Columnas: El diagnóstico podría señalar actuación de sobrecargas, concreto armado con resistencia inadecuada, anclaje insuficiente,

exudación en la parte inferior de las armaduras horizontales, pérdida de la adherencia entre armadura y el concreto armado, apuntalamiento, fisuración próxima a las armaduras.

1.1.13.2 Evaluación Estructural

La evaluación estructural permitirá establecer la capacidad de la estructura en su estado actual y real, y analizar la posibilidad de llevarla a una condición deseada a través de programas de análisis estructural. Ésta debe realizarse por las siguientes razones:

a) Para determinar la capacidad estructural y la integridad de la estructura o de sus elementos. Posibles resultados:

- La estructura o elementos son adecuados para el uso previsto.
- La estructura o elementos son adecuados para las cargas actuales pero no para el fin previsto.
- La estructura no es adecuada para las cargas actuales.

b) Para evaluar problemas estructurales o provenientes de un uso inadecuado o no previsto, sobrecargas, diseño inadecuado, defectos constructivos, etc.

c) Para determinar la factibilidad de modificar la estructura para que cumpla con la normatividad vigente.

d) Para determinar la factibilidad de un cambio de uso de la estructura o de alguna adaptación.

e) Para determinar las acciones inmediatas para contrarrestar la condición que afecta la seguridad o estabilidad de la estructura.

1.1.14 Estrategia de la Rehabilitación

En esta etapa se define el objetivo de la rehabilitación, luego de haber analizado las diferentes alternativas sobre la base de una valoración técnica y económica, es decir, se decide la conveniencia de reparar o reforzar la estructura hasta llevarla a una condición deseada.

El diseño final de la rehabilitación dependerá de la decisión que se haya optado entre reparar o reforzar.

1.1.14.1 Estrategia de Reparación Estructural

Consiste en reemplazar o corregir materiales, componentes o elementos de una estructura deteriorados, dañados o defectuosos a través de diferentes técnicas, que permiten el arreglo ó sustitución del acero de refuerzo ó concreto. El procedimiento puede resumirse como sigue:

Paso 1: Limpieza. Utilizando agua a presión, arenado u otro abrasivo.

Paso 2: Reparación del Acero de Refuerzo ó del Concreto. En el acero se realiza por traslape, soldadura, conectores mecánicos ó anclajes de barras nuevas y en el concreto puede ser por de Dry Packing (mediante el apisonamiento de capas sucesivas dentro del volumen o cavidad preparada), utilizando grouting, concreto proyectado, inyectándolo ó con la técnica de overlays.

Paso 3: Protección. Para el acero de refuerzo mediante la aplicación de una lechada de cemento ó pintura alcalina, encapsulamiento de la barra con epóxico y al concreto se debe verificar su condición de adherencia, revisando si está seco ó saturado, para

determinar si requiere un puente de adherencia a través de una lechada de cemento ó epóxico.

Paso 5: Colocación de los elementos.

Paso 6: Curado.

1.1.14.2 Estrategias de Reforzamiento Estructural

Consiste en incrementar o restablecer la capacidad de una estructura o de una porción de ella. Existen diversos sistemas de reforzamiento estructural, entre los más usuales tenemos:

1.1.14.2.1 Muros en el Exterior del Edificio

Se emplea generalmente cuando las limitaciones de espacio y de continuidad de uso del edificio hacen preferible el trabajo en la periferia. Para asegurar la transmisión de esfuerzos por medio del diafragma a los muros se emplean vigas conectoras en los bordes de la losa, no se recomienda para edificios muy largos.

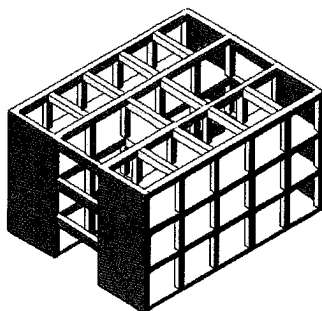


Figura 33: Muros Estructurales en la Periferia.

1.1.14.2.2 Muros en el Interior del Edificio

Se aplica cuando las posibilidades de trabajo en el interior del edificio lo permitan, es una alternativa en edificios largos, en los cuales la flexibilidad del diafragma deba ser reducida. Se insertan generalmente por medio de perforaciones en los diafragmas, a través de las cuales pasan las barras de refuerzo.

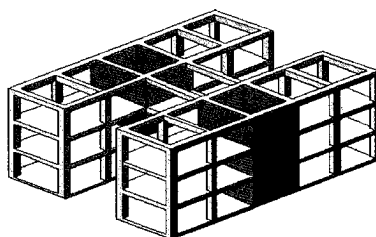


Figura 34: Muros Estructurales en el Interior.

1.1.14.2.3 Muros de Relleno de Pórticos

Tanto en el interior como en el exterior de edificios, una solución práctica al problema de rigidez y resistencia es el relleno de vanos de pórticos con muros de concreto o de mampostería reforzada.

Debido a la unión con la columna, los esfuerzos en éstas cambiarán significativamente. Si el refuerzo de la columna es suficiente para el nuevo estado, la unión con el muro podrá realizarse solamente por medio de pasadores soldados, en caso contrario, se debe construir un encamisado de la columna, monolítico con el muro.

1.1.14.2.4 Pórticos Contrafuertes

A diferencia de los elementos anteriores, su colocación es perpendicular a la cara del edificio. Además de aportar rigidez, son útiles para tomar el momento de vuelco en edificios esbeltos debido a que las limitaciones de espacio no siempre son factibles.

1.1.14.2.5 Encamisado de Columnas y Vigas

Empleado para sistemas de pórtico. Éste sistema se realiza generalmente sobre una gran parte de las columnas y vigas de un edificio con el fin de aumentar tanto su rigidez como su resistencia y ductilidad. A continuación se señalan varias técnicas.

- Refuerzo utilizando concreto armado fluido.
- Refuerzo utilizando concreto armado.
- Refuerzo utilizando concreto armado proyectado.
- Refuerzo utilizando láminas o placas metálicas adheridas con epoxi.

1.1.14.2.6 Pórticos Arriostrados

Una solución frecuente consiste en incluir varios pórticos de acero con diagonales anclados fuertemente a los diafragmas, como sustituto de los muros de rigidez.

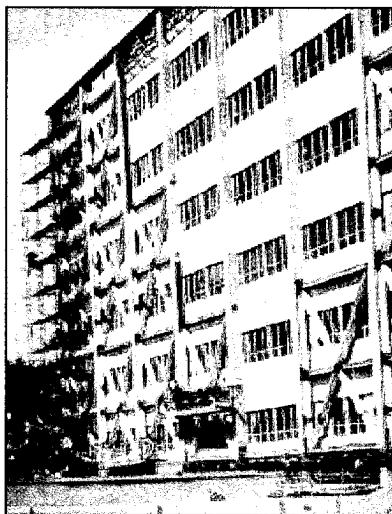


Figura 35: Refuerzo con Diagonales.

1.1.14.2.7 Control de Vibraciones

Técnicas de aislamiento en la base y control de vibración, han tenido un incremento notorio en su uso en construcciones localizadas en zonas sísmicas en los últimos años, como alternativa a la disipación de energía, por medio de la tolerancia de daño por ingreso de los elementos estructurales en el campo no lineal. Son sistemas que llegarán a ser de gran importancia en la construcción de edificios en general, debido a las crecientes exigencias de seguridad estructural ante sismos fuertes.

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

CAPITULO II

Marco Metodológico.

NATURALEZA DE LA INVESTIGACIÓN

La investigación consiste en establecer una metodología para la rehabilitación estructural de edificaciones deficientes, mucho más allá de lo establecido en diferentes catálogos ó guías comerciales que existen y que son utilizadas por muchos Ingenieros, quienes no poseen la herramienta de evaluar científicamente la eficiencia y eficacia de la técnica seleccionada para tal fin.

Nuestro trabajo contempla tres escenarios, donde se combinan primero actividades de campo, para establecer un diagnóstico estructural, segundo actividades de gabinete al realizar la evaluación y por último ensayos experimentales de laboratorio, que nos permitirán validar la estrategia seleccionada.

Para lograr esta meta seleccionamos una edificación escolar (Ciclo Básico) tipo Mindur, implantada en toda nuestra geografía nacional, la cual se asemeja en gran medida al “Liceo Raimundo Martínez Centeno” que colapsó durante el terremoto de Cariaco en el año 1997. A éste modelo de infraestructura también se le llama “Tipo Cajetón”.

OBJETIVO GENERAL

Establecer un procedimiento para el diseño y validación de la rehabilitación de estructuras vulnerables de concreto armado.

OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Realizar análisis de la edificación a través del diagnóstico y la evaluación estructural.
- Analizar la edificación con la técnica de reforzamiento seleccionada.
- Validar experimentalmente la estrategia de rehabilitación seleccionada.

ALCANCE Y LIMITACIONES

- Los movimientos sísmicos a los cuales se someterá la edificación son generados a partir del espectro elástico en la zona 5 y con suelo S₃, cuando esa edificación está ubicada en diferentes zonas sísmicas del país.
- El programa a utilizar realiza análisis estructural plano.
- Se trabajará con una sola alternativa de rehabilitación.
- Se trabajará con un solo tipo de edificación escolar.

RECOPIACIÓN DE LA INFORMACIÓN

El Ministerio de Infraestructura Seccional Lara suministró la Planimetría existente del Ciclo Básico, de cuya revisión se obtendrán los parámetros necesarios para la evaluación estructural y permitirá la comparación con las edificaciones existentes en nuestra ciudad.

Trabajaremos con el Manual de Rehabilitación de estructuras de Hormigón, auspiciado por el CYTED.

2.5.1 Imágenes y planos de la edificación seleccionada

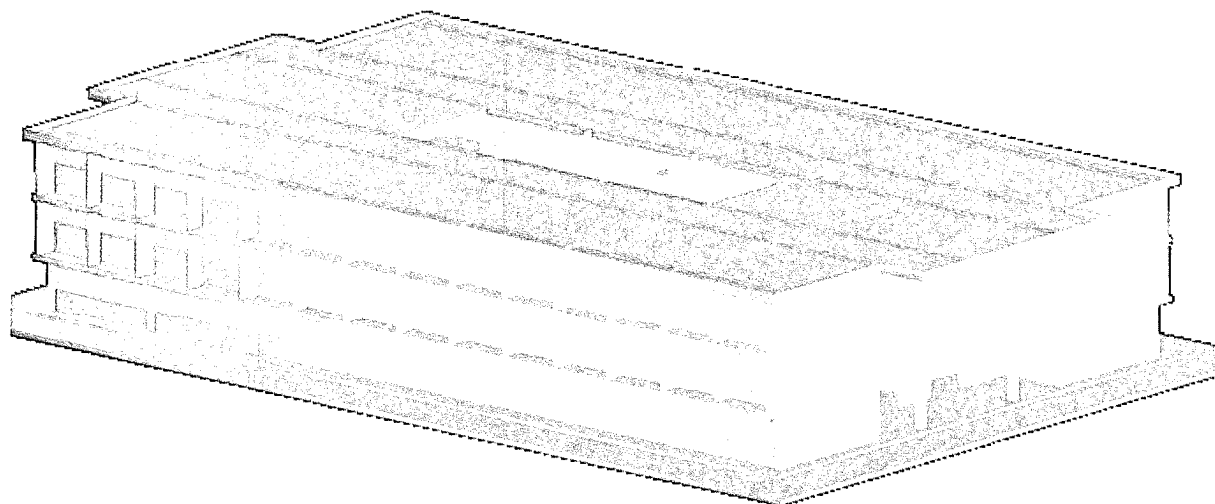


Figura 36: Perspectiva 1 del Ciclo Básico

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

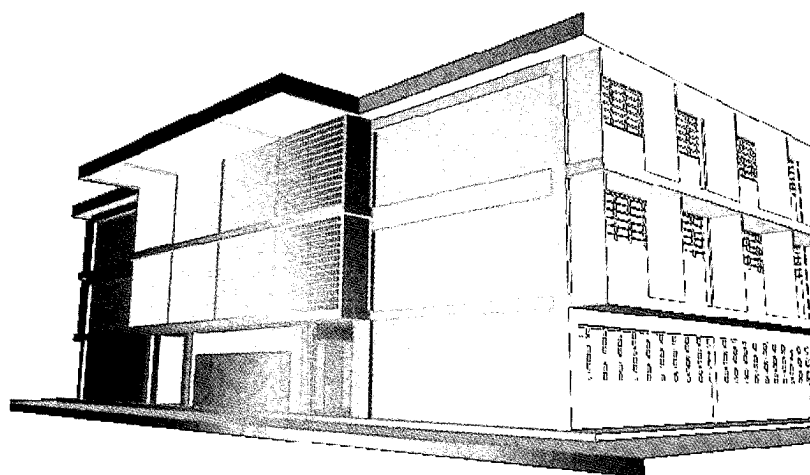


Figura 37: Perspectiva 2 del Ciclo Básico

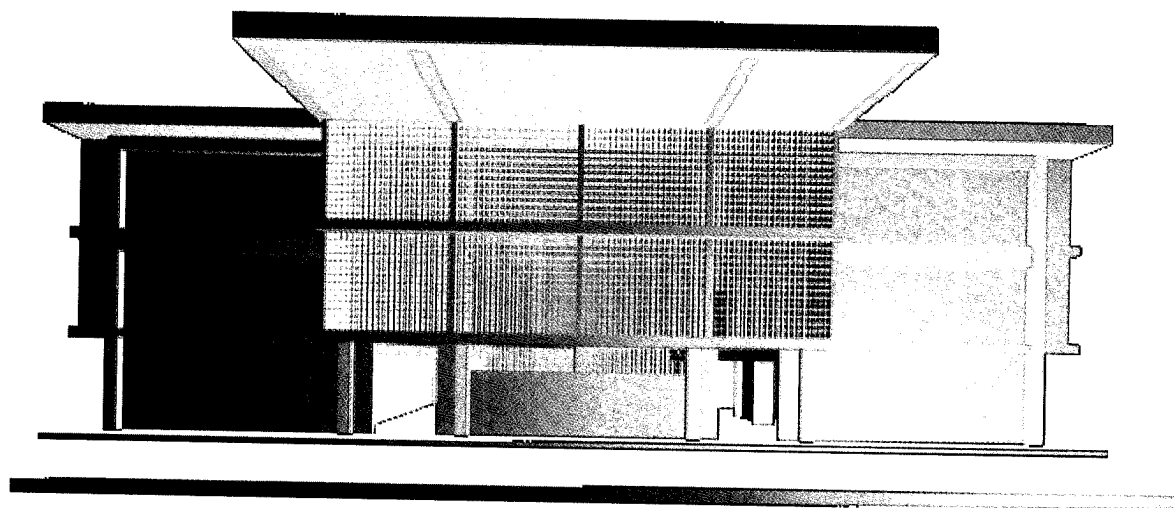


Figura 38: Vista entrada principal

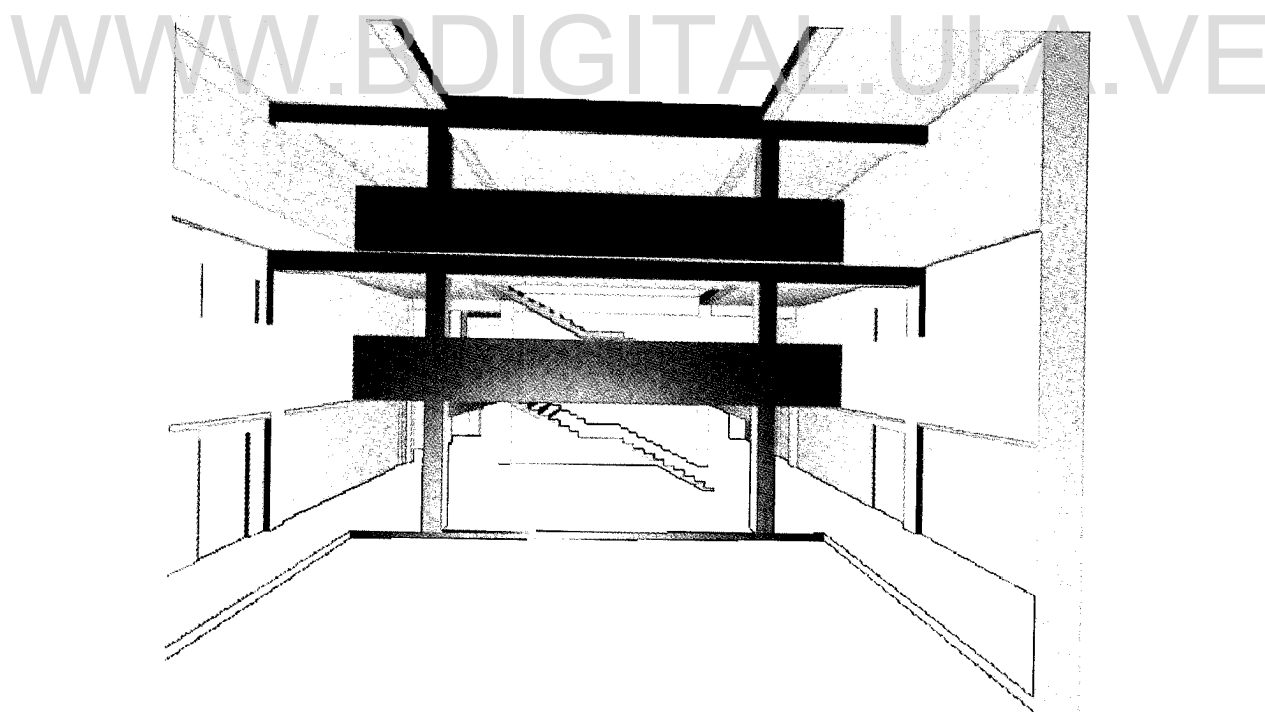


Figura 39: Vista interna de escaleras

En el anexo 1 se incluyen fachadas, plantas y cortes.

PROCEDIMIENTO

2.6.1 Paso I: Diagnóstico

2.6.1.1 Inspección

Se realizó inspección en seis (6) Ciclos Básico tipo cajetón que se encuentran ubicados en Barquisimeto, en la U.E.N. Bolivia Tovar y U.E.N. Carmen Fernández de Leoni hacia el norte, hacia el sur la U.E.N. Jiménez, hacia el este la U.E.N. Ambrosio Perera, hacia el oeste la U.E.N. Los Crepúsculos y en el centro de la ciudad la U.E. Inés Lucía Yépez, con el objetivo de conocer el estado o condición actual de los liceos y comparar similitudes con la edificación objeto de éste estudio. A continuación se indican los aspectos tomados en consideración para realizar la inspección ocular:

- Información básica (ubicación de elementos estructurales y no estructurales, disposición de espacios, ubicación de juntas entre módulos, etc.).
- Identificaron las áreas donde se desarrolla la mayor parte de las actividades.
- Ubicación de síntomas patológicos para definir posibles fallas, pronósticos y acciones correctivas.

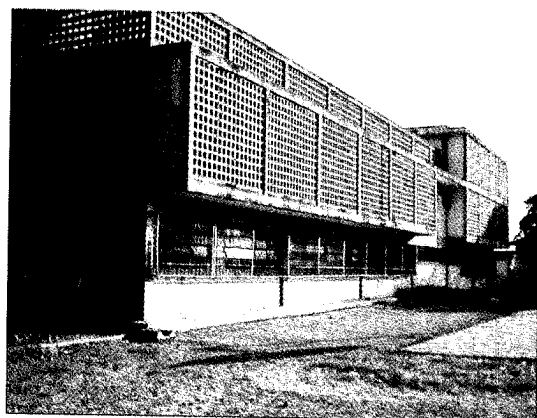


Figura 40: Fotografía donde se aprecia la U.E.N. Bolivia Tovar.

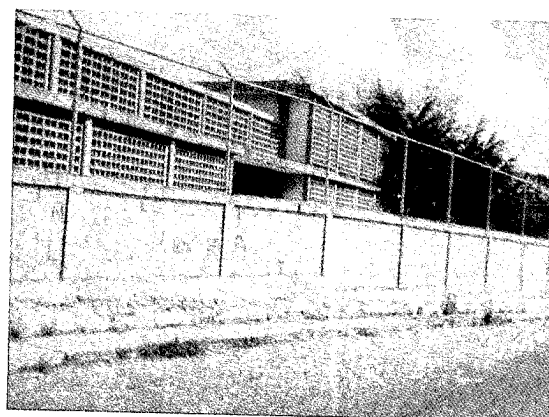


Figura 41: Fotografía donde se aprecia la U.E.N. Jiménez.



Figura 42: Fotografía donde se aprecia la U.E.N. Ambrosio Perera.

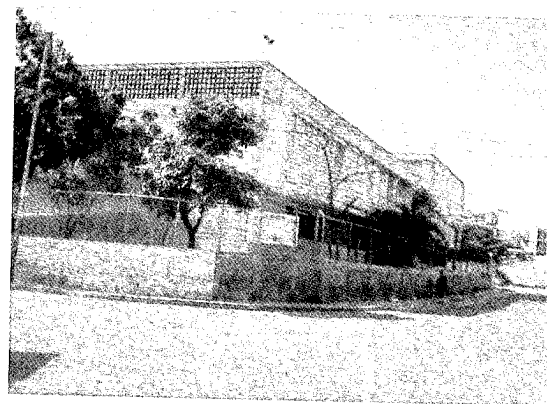
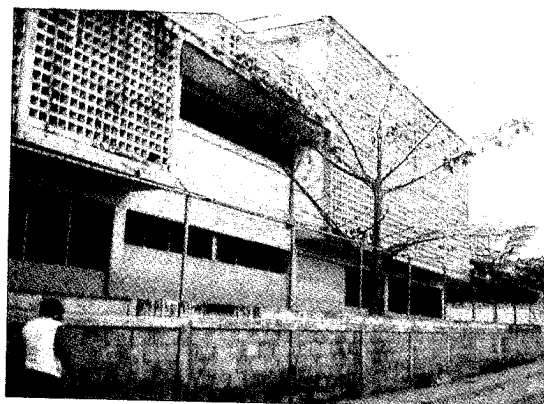


Figura 43: Fotografía donde se aprecia la U.E.N. Los Crepúsculos.

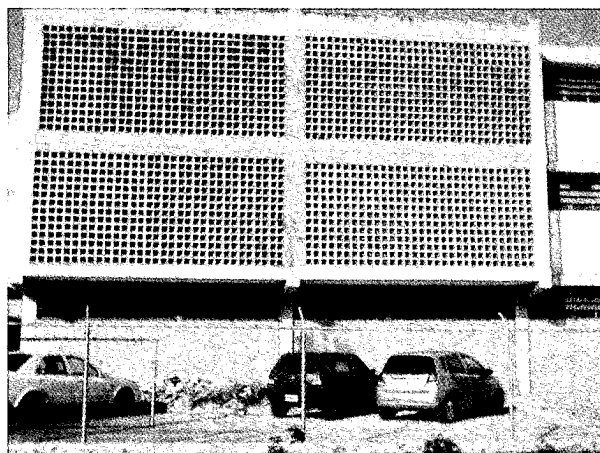


Figura 44: Fotografía donde se aprecia la U.E.N. Inés Lucía Yépez.

2.6.1.2 Revisión de Planimetría

2.6.1.2.1 Descripción del Liceo tipo “Cajetón”

Está constituido por un módulo con planta tipo rectangular en forma de anillo, de tres niveles, con $f'c=200\text{kg/cm}^2$ y $f_y=4200\text{kg/cm}^2$. La estructura es de concreto armado con 6 pórticos de carga con vigas altas (40cm. x 70cm.) en una dirección y 8 pórticos de amarre con vigas planas en la otra (50cm.x25cm.), ortogonales entre sí, con paredes de mampostería de 15 cm. de ladrillo hueco enmarcadas por la estructura.

La altura de entrepiso es de 3m, con losas nervadas de 25cm de alto (sin incluir los 5cms. de piso acabado) con nervios en dirección paralela a las vigas planas. Todas las columnas son de 40cm.x40cm. Posee una baranda de concreto ubicada perimetralmente en el área central abierta en los niveles 2 y 3, adosadas a las columnas a 1.10m, generando columnas cortas de 1.90m, en los pórticos de carga A y F las paredes tienen 1.20m de altura por lo que la longitud libre de las columnas adyacentes es de 1.80m. Las plantas tipo presentan similar distribución y cantidad de paredes, con una longitud de 53m por 31.40m de ancho. El refuerzo transversal en columnas consiste en ligaduras cerradas de $\varnothing 3/8"$, la

separación de estribos y ligaduras según los planos, es de 12.5 cm. cerca de los nodos y 25 cm. en la parte central. No indica refuerzo transversal en el interior de los nodos.

En los planos no se señala para cual zona sísmica se diseñó.

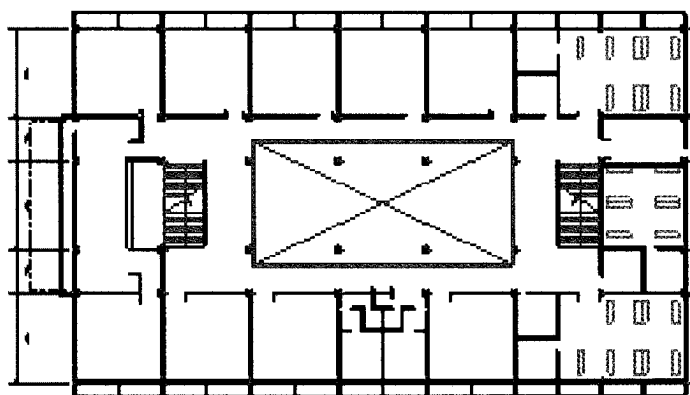


Figura 45: Planta Tipo

2.6.1.2.2 Pórticos

- Pórticos de Carga:

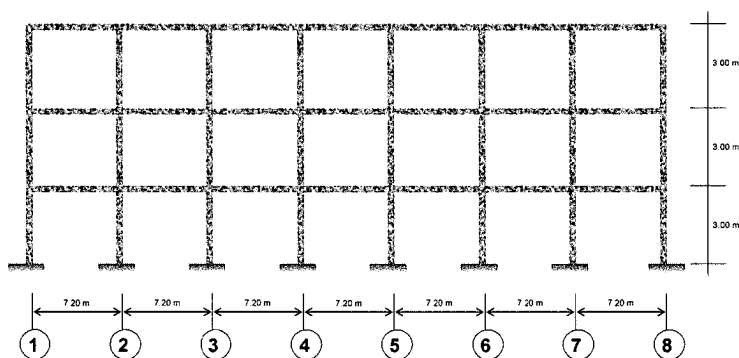


Figura 46: Pórtico A=F

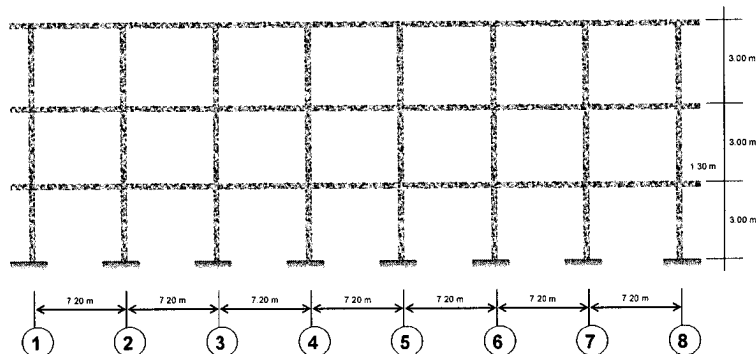


Figura 47: Pórtico B=E

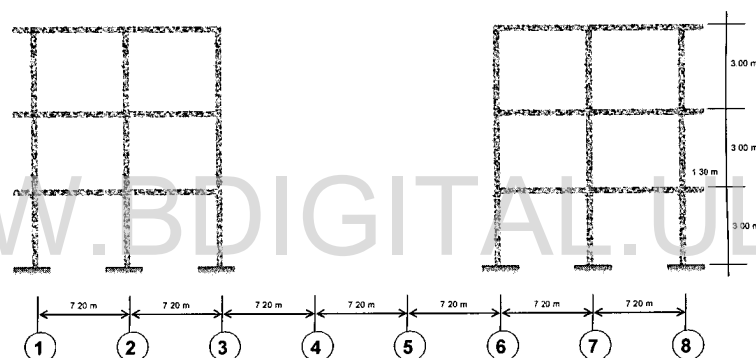


Figura 48: Pórtico C=D

- Pórticos de Amarre:

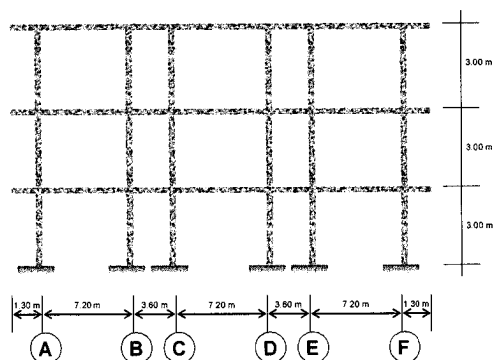


Figura 49: Pórtico 1=2=3=6=7=8

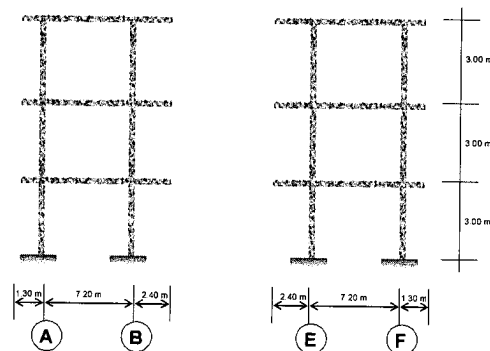


Figura 50: Pórticos 4=5

En total tenemos 14 pórticos, 6 de cargas entre los cuales algunos tienen la misma geometría pero se analizan separados por diferencias en las cargas, masas y 8 de amarre con la misma característica anterior.

2.6.1 Paso 2: Evaluación

La evaluación se realizará primero para la estructura original, para determinar el nivel de daños a la que se expone debido a la ocurrencia del sismo de diseño, dependiendo de la respuesta, es decir, de los daños, se analizará la estructura con diferentes refuerzos estructurales hasta obtener un nivel de daños aceptable. Posterior a esto se realizarán pruebas experimentales en el Banco de Ensayos del Laboratorio de Mecánica Estructural del Decanato de Ingeniería Civil de la UCLA para comprobar que el aumento esperado en la resistencia y rigidez de las columnas producto del refuerzo propuesto, pueda obtenerse en la realidad.

2.6.1.1 Programa a utilizar en la evaluación

Utilizaremos el programa de análisis inelástico estructural Portal de Pórticos.

2.6.1.2 Cálculos previos al análisis

2.6.1.2.1 Características de los conjuntos

Se clasificaron las vigas y columnas en conjuntos con iguales características de geometría, áreas de acero, longitud, cargas y masas para cada uno de los pórticos. En el anexo 2 se muestran todos los conjuntos para los 14 pórticos y los datos obtenidos de los planos.

2.6.1.2.2 Obtención de las Cargas de Servicio

Para la obtención de las cargas de servicio se utiliza lo estipulado en la Norma COVENIN - MINDUR 2002-88 [7] dado el uso educacional de la edificación la carga viva a usar es de 250 Kg/m^2 , excepto en las escaleras y pasillos donde se usa 500 Kg/m^2 . Las cargas permanentes se calcularon en función de los elementos estructurales y no estructurales apreciados tanto en los planos de estructura como de arquitectura.

Obtenidas las cargas distribuidas por áreas, se procedió a correr las losas de manera de obtener las reacciones sobre las vigas. En el anexo 2 se encuentran los valores de las cargas.

2.6.1.2.3 Obtención de la masa para cada conjunto

Para el análisis dinámico por medio del programa Portal de Pórticos se hace necesaria la estimación de la masa en los elementos de cada pórtico. El programa realiza un análisis plano asignándole a todos los pórticos el mismo movimiento del terreno, por lo cual se requiere una distribución de la masa total de cada nivel en los diferentes pórticos que existen, considerando ambos sentidos, esto se hace según la distribución de rigideces

existente en las líneas resistentes. En el anexo 3 se refleja el cálculo de las masas en función de la rigidez.

2.6.2 Paso 3: Análisis y resultados

Utilizando el software de Análisis Estructural Portal de Pórticos, se realiza el estudio de la edificación. Utilizaremos el sismo que se encuentra en la librería del programa, el cual corresponde a estructura del grupo A, para zona sísmica 5 con suelo S3. Posteriormente se podrán evaluar los mapas de daños en cada elemento estructural.

2.6.3 Paso 4: Selección de una estrategia de rehabilitación

Del diagnóstico y la evaluación se desprende la estrategia a utilizar para la rehabilitación, luego, basándonos en la información obtenida del CYTED ó de cualquier catálogo comercial que muestre alternativas de reparación y de reforzamiento, se seleccionará alguna técnica y se comprobará su efectividad. En el caso de que la estrategia seleccionada sea el reforzamiento, será necesario e indispensable el siguiente paso.

2.6.4 Paso 5: Ensayos de laboratorio

Consiste en la construcción y simulación experimental de las probetas necesarias que permitan modelar el comportamiento original del elemento estructural, así como también, el comportamiento del elemento reforzado, utilizando el Banco de Ensayos del Decanato de Ingeniería Civil de la U.C.L.A. Ésto se realiza con el propósito de comparar la respuesta analítica con la experimental y obtener los resultados que el Ingeniero de diseño considere más apropiados para su proyecto de reforzamiento.

CAPITULO III

Análisis y Resultados

ANÁLISIS Y RESULTADOS DEL DIAGNÓSTICO ESTRUCTURAL

Las edificaciones inspeccionadas concuerdan con la tipología tipo cajetón señalada en los planos, poseen vigas planas en todas las líneas resistentes en uno de los sentidos y vigas altas en el otro, tienen las mismas dimensiones en los elementos, separación entre pórticos, altura de entrepiso, entre otros.

En los planos notamos que el confinamiento en nodos está realizado con separaciones y cantidad de acero transversal fuera de la norma y el área de acero longitudinal de los elementos en muchos casos no cumple con los requerimientos mínimos. En uno de los centros educativos inspeccionados conseguimos evidencia de ensayos destructivos en una columna donde se pudo comprobar lo indicado anteriormente.

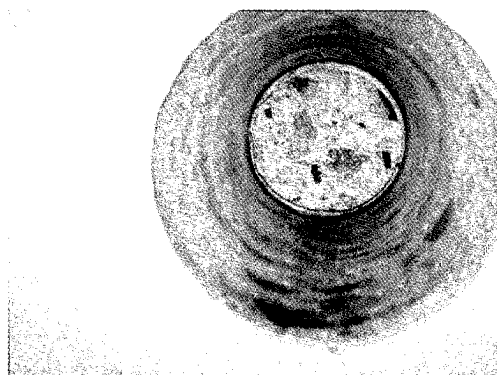


Figura 51: Fotografía que evidencia ensayo destructivo.

Por lo cual tenemos diagnosticado una serie de características constructivas en los planos que concuerdan con lo levantado en las actividades de campo y coinciden con las existentes en edificaciones que han sucumbido ante terremotos severos, presentando fallas por fuerza cortante en columnas cortas, fallas a compresión con pandeo del acero longitudinal en columnas, nodos poco confinados, etc .

ANÁLISIS Y RESULTADOS DE LA EVALUACIÓN ESTRUCTURAL

Una vez cargados todos los datos que demanda el programa Portal de Pórticos para el análisis, se generaron los archivos con extensión .inp y se procedió a correr la estructura. En el anexo 4 podemos observar cada pórtico con sus respectivas solicitaciones. Posterior a ésto se obtienen los archivos con extensión .fin, en los cuales se podrá visualizar, a través del postprocesador, los valores de daños en cada elemento.

La escala de daños es clasificada como sigue:

Símbolo	Rango de Valores	Condición del Daño
.	0.1 < d <= 0.2	Mínimo daño
•	0.2 < d <= 0.3	Mínimo daño
●	0.3 < d <= 0.4	Mínimo daño
●	0.4 < d <= 0.5	Daño reparable
●	0.5 < d <= 0.6	Daño no reparable
●	0.6 < d <= 0.7	Daño no reparable
●	0.7 < d <= 0.8	Daño no reparable

Figura 52: Escala de Daños [4]

3.2.I Análisis de la Estructura Original

En ninguno de los casos analizados logramos obtener convergencia global y la estructura presentó grandes daños en las columnas para duraciones mínimas de sismo, lo cual nos hace suponer el colapso total de la edificación en los primeros segundos de ocurrencia del mismo.

3.2.I.I Mapas de daño

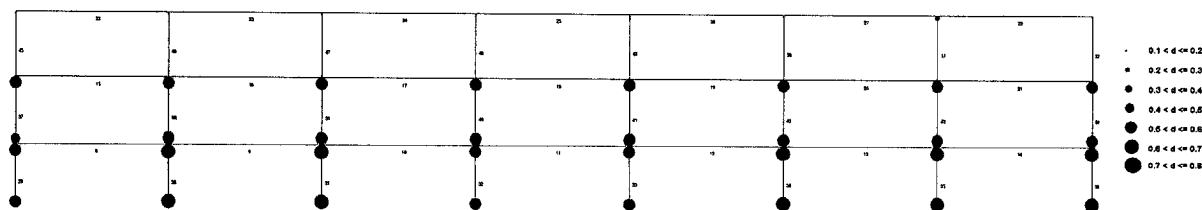


Figura 53: Daños en el pórtico A

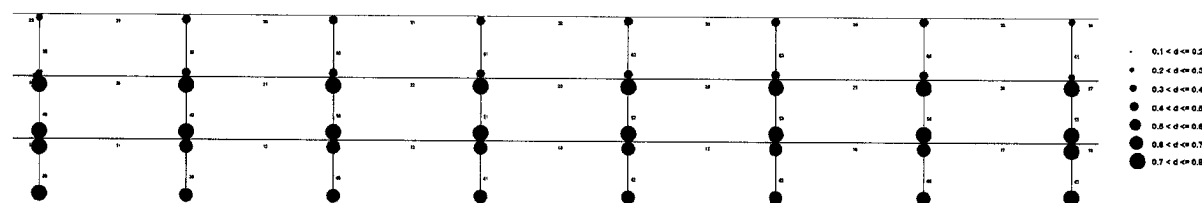


Figura 54: Daños en el pórtico B

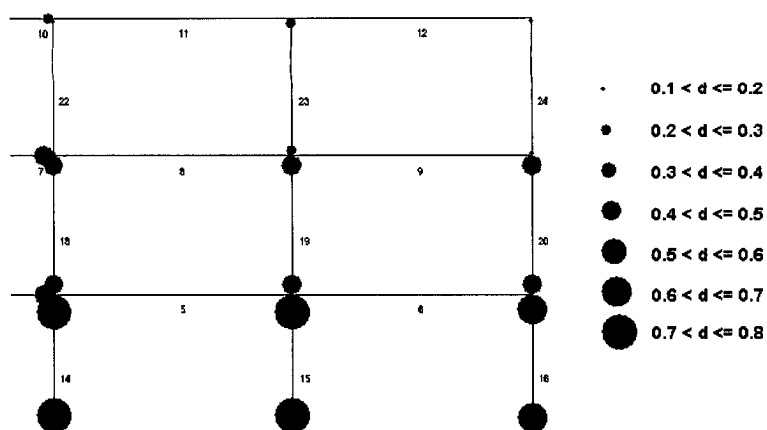


Figura 55: Daños en el pórtico C

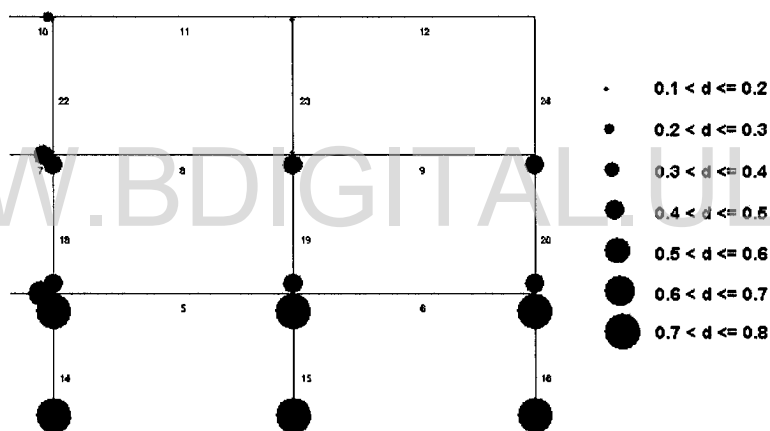


Figura 56: Daños en el pórtico D

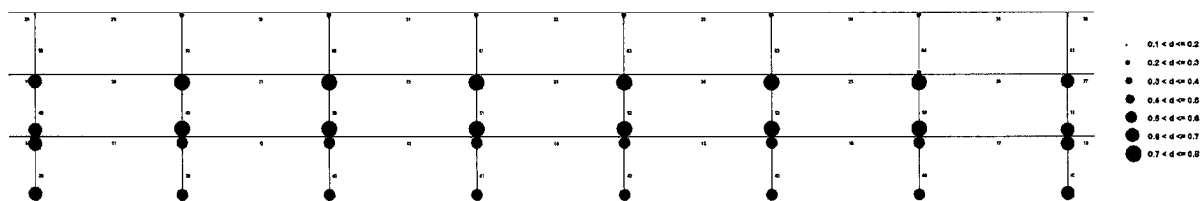


Figura 57: Daños en el pórtico E

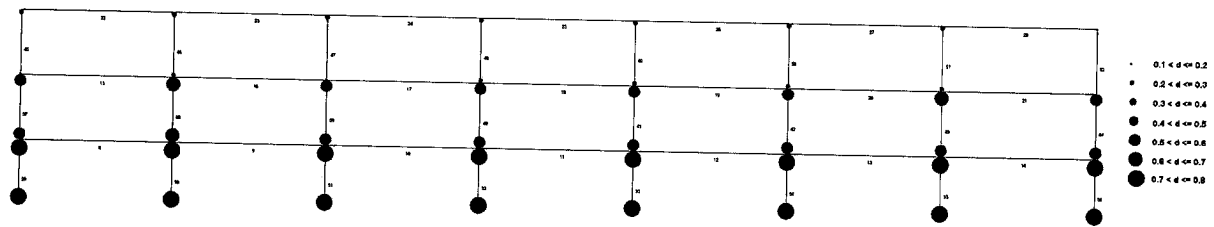


Figura 58: Daños en el pórtico F

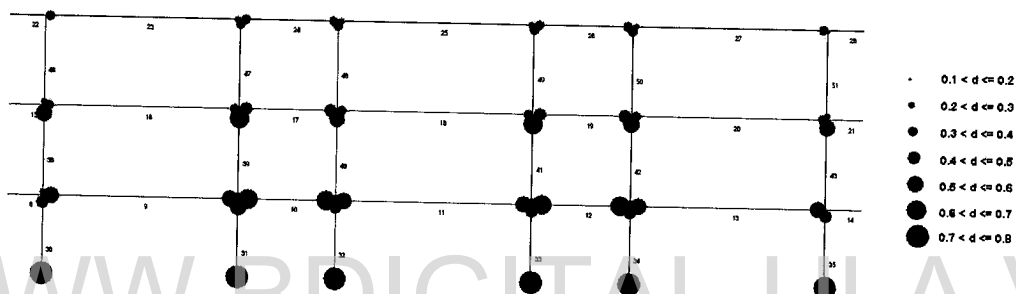


Figura 59: Daños en los pórticos 1=8

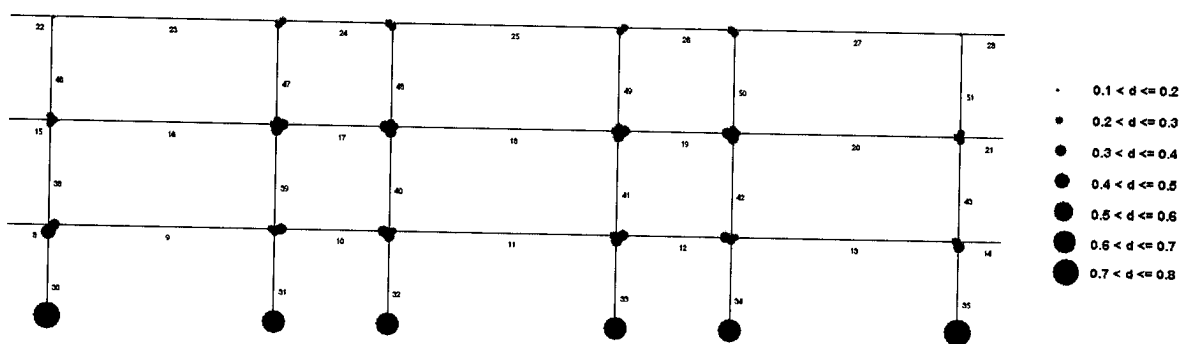


Figura 60: Daños en los pórticos 2=7

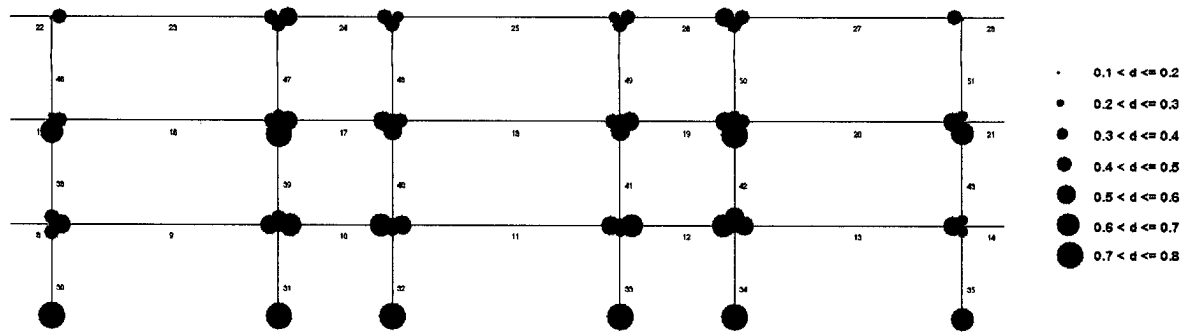


Figura 61: Daños en los pórticos 3=6

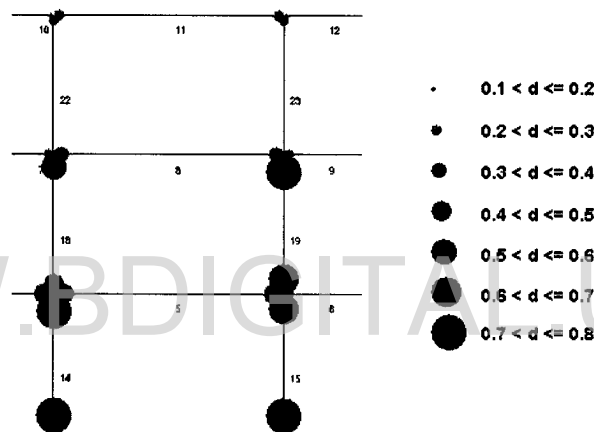


Figura 62: Daños en los pórticos 4=5

3.2.1.2 Resultados del Análisis

Las vigas presentaron valores de daño entre 0.6 a 0.7 en los pórticos 1, 3, 6 y 8 y de 0.5 a 0.6 en los pórticos 4 y 5 y en los demás casos fueron mínimos. Sin embargo, comparándolos con los obtenidos en las columnas, son de menor valor.

Los daños en el pórtico A estuvieron por el orden de los 0.6 a 0.7 en las columnas del primer nivel, 0.5 a 0.6 en las columnas del segundo nivel y daños menores en las columnas del tercer nivel, para una duración del sismo de 4.26 seg.

Los daños en el pórtico B estuvieron por el orden de los 0.6 a 0.7 en las columnas del primer nivel, 0.7 a 0.8 en las columnas del segundo nivel y daños menores en las columnas del tercer nivel, para una duración del sismo de 11.60 seg.

Los daños en el pórtico C estuvieron por el orden de los 0.6 a 0.8 en las columnas del primer nivel, 0.4 a 0.5 en las columnas del segundo nivel y daños menores en las columnas del tercer nivel, para una duración del sismo de 4.86 seg.

Los daños en el pórtico D estuvieron por el orden de los 0.6 a 0.8 en las columnas del primer nivel, 0.4 a 0.5 en las columnas del segundo nivel y daños menores en las columnas del tercer nivel, para una duración del sismo de 5.17 seg.

Los daños en el pórtico E estuvieron por el orden de los 0.5 a 0.7 en las columnas del primer nivel, 0.6 a 0.8 en las columnas del segundo nivel y daños menores en las columnas del tercer nivel, para una duración del sismo de 4.54 seg.

Los daños en el pórtico F estuvieron por el orden de los 0.7 a 0.9 en las columnas del primer nivel, 0.5 a 0.6 en las columnas del segundo nivel y daños menores en las columnas del tercer nivel, para una duración del sismo de 5.33 seg.

Los daños en el pórtico 1=8 estuvieron por el orden de los 0.5 a 0.6 en las columnas del primer nivel, 0.6 a 0.7 en las columnas del segundo nivel y 0.3 a 0.4 en las columnas del tercer nivel, para una duración del sismo de 5.71 seg.

Los daños en el pórtico 2=7 estuvieron por el orden de los 0.6 a 0.8 en las columnas del primer nivel, 0.4 a 0.5 en las columnas del segundo nivel y daños menores en las columnas del tercer nivel, para una duración del sismo de 3.93 seg.

Los daños en el pórtico 3=6 estuvieron por el orden de los 0.7 a 0.8 en las columnas del primer nivel, 0.5 a 0.6 en las columnas del segundo nivel y daños menores en las columnas del tercer nivel, para una duración del sismo de 12.59 seg.

Los daños en el pórtico 4=5 estuvieron por el orden de los 0.7 a 0.8 en las columnas del primer nivel, 0.6 a 0.7 en las columnas del segundo nivel y daños menores en las columnas del tercer nivel, para una duración del sismo de 13.99 seg.

Los mayores valores de daño se concentran en los pórticos de carga B, F y en los pórticos de amarre 3, 4, 5 y 6. Sin embargo desde aquí en adelante, trabajaremos con el pórtico F ya que obtuvo en un menor tiempo los mismos valores de daño.

Los resultados obtenidos son alarmantes, los valores de daño en casi todas las columnas del primer piso oscilan entre 0.6 a 0.9 con apenas transcurridos un 20% del sismo aproximadamente, por lo que podríamos presumir un posible colapso de la planta baja, lo que concuerda con lo ocurrido en el liceo “Raimundo Martínez Centeno” durante el terremoto de Cariaco, como puede verse en las fotografías que se muestran a continuación.



Figura 63: Colapso del Liceo Raimundo Martínez Centeno [8].

Por tal motivo, si realizamos comparaciones entre los resultados analíticos arrojados por el programa Portal de Pórticos con los hechos sucedidos en el Estado Sucre, podemos afirmar que los valores obtenidos son bastante racionales, es decir, esta situación no es la

presunción de una realidad, sino que existe y está latente, esperando que una importante sacudida nos haga despertar y tomar acciones correctivas antes que preventivas, cuando son éstas últimas las que nos ahorran grandes pérdidas materiales y lo más importante es que pueden disminuir, en gran medida, las víctimas fatales de un terremoto.

Reflexionar y además preocuparnos no es suficiente, debemos ocuparnos en mostrar a los organismos competentes esta lastimosa realidad, con el propósito de proponer soluciones de rehabilitación que combinen factibilidad, economía, rapidéz y facilidad de construcción.

En este momento, podemos hacernos la siguiente pregunta ¿disponemos de las herramientas apropiadas para seleccionar una técnica de rehabilitación que nos garantice el comportamiento estructural esperado durante un sismo severo?

Es el propósito principal de nuestro trabajo establecer un nuevo procedimiento para analizar y validar técnicas de reforzamiento estructural, con lo cual podemos proporcionar resultados para el diseño mucho más certeros y cercanos a la realidad.

En el anexo 5 podemos visualizar las tablas de los valores de daño de nuestro caso en estudio, en cada elemento de los pórticos, ordenados en forma decreciente.

3.2.2 Propuesta de Rehabilitación

Una estrategia de reparación ante la magnitud de los daños obtenidos en el análisis, resultaría tímida y probablemente insuficiente e infructuosa. El diagnóstico y la evaluación demandan un *reforzamiento estructural* para la edificación en estudio.

“... las escuelas tipo Cajetón localizadas en las zonas 4 a 7 deben ser reforzadas” [8].

3.2.2.1 Propuesta de Reforzamiento Estructural

En el mercado existen diferentes formas de reforzamiento como las señaladas en el capítulo I, sin embargo, por el poco tiempo disponible, trabajaremos con reforzamientos utilizando elementos de acero.

Concentraremos nuestro análisis en el reforzamiento de las columnas, para condicionar la formación de las primeras rótulas plásticas en vigas.

A continuación mostraremos el pórtico modelo, con sus tipos de columnas.

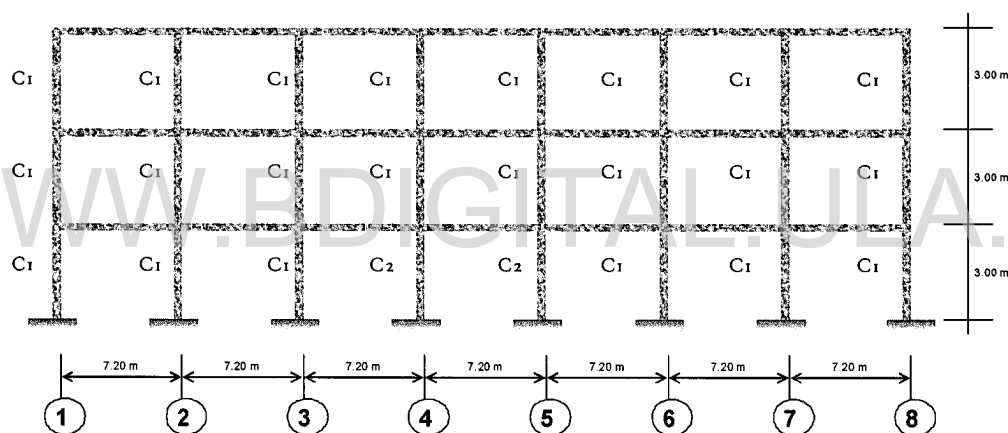


Figura 64: Columnas a reforzar en el pórtico F.

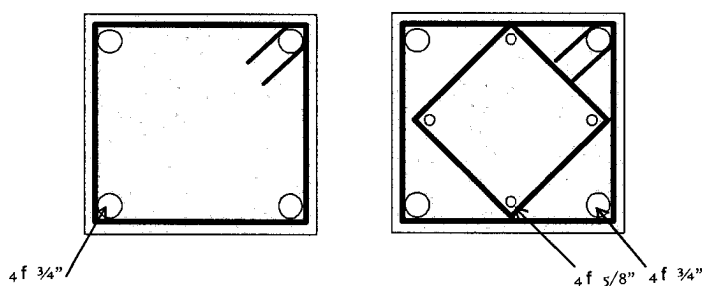


Figura 65: Sección tipo de las Columnas C1 y C2.

3.2.2.1.1 Alternativa 1: Reforzamiento de las columnas utilizando ángulos

Trabajaremos con ángulos producidos por Sidetur, de sección 100x100x10, colocados en cada arista de las columnas como se muestra en la siguiente figura, en los niveles 1, 2 y 3.

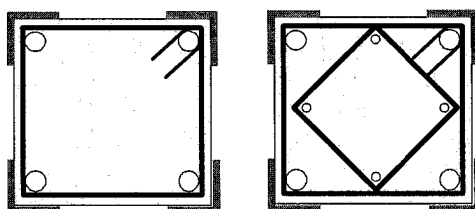


Figura 66: Columnas C1 y C2 reforzadas con la alternativa 1.



Figura 67: Mapa de Daños pórtico F utilizando la Alternativa 1.

Los resultados no son satisfactorios, puesto que los valores de daño se mantienen en el rango 0.6 a 0.7 en el nivel 1 y entre 0.5 a 0.6 en el nivel 2, para el nivel 3 no hay daños. En el anexo 6 se muestra la tabla de daños.

3.2.2.1.2 Alternativa 2: Reforzamiento de las columnas utilizando ángulos con planchas de acero de 6mm.

Trabajaremos con ángulos producidos por Sidetur, de sección 100x100x10 combinados con planchas de acero de 6mm como se muestra en la siguiente figura, en los pisos 1, 2 y en el piso 3 la alternativa 1.

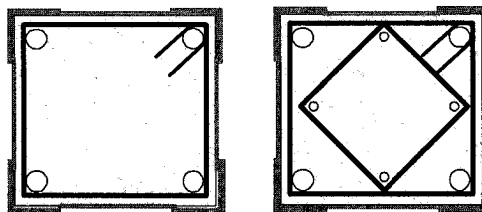


Figura 68: Columnas C1 y C2 reforzadas con la alternativa 2.

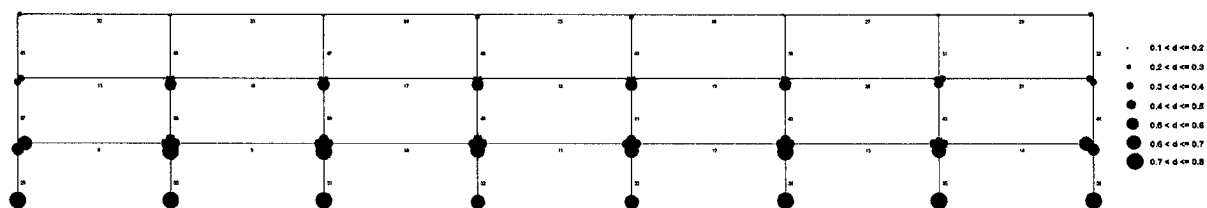


Figura 69: Mapa de Daño pórtico F utilizando la Alternativa 2.

Los resultados no son satisfactorios a pesar que son menores a los arrojados en la alternativa 1 para el piso 2, todavía son mayores a 0.6 en las columnas del 1 y 2 nivel. En el anexo 7 se muestra la tabla de daños.

3.2.2.1.3 Alternativa 3: Reforzamiento de las columnas utilizando planchas de acero de 8mm en el primer y segundo nivel

Trabajaremos con planchas producidos por Sidetur, de sección espesor 8mm como se muestra en la siguiente figura para el primer y segundo nivel, en el tercero ningún reforzamiento.

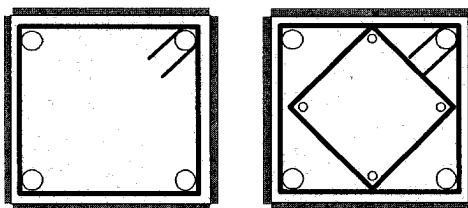


Figura 70: Columnas C1 y C2 reforzadas con la alternativa 3.

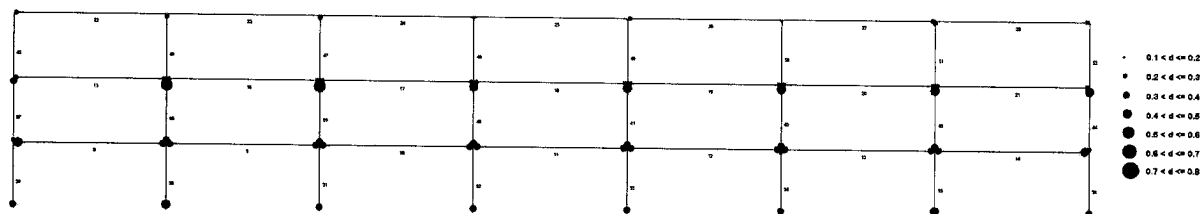


Figura 71: Mapa de Daños utilizando la Alternativa 3.

Los valores de daño bajaron notablemente en todos los pisos, con valores entre 0.4 a 0.5 para el primer nivel, entre 0.3 a 0.4 en el segundo nivel y mínimos en el tercer nivel. Ver tabla en el anexo 8.

3.2.2.1.4 Alternativa 4: Reforzamiento de las columnas utilizando planchas de acero de 8mm en el primer nivel

Trabajaremos con planchas de 8mm producidas por Sidetur de espesor 8mm para el nivel I solamente.

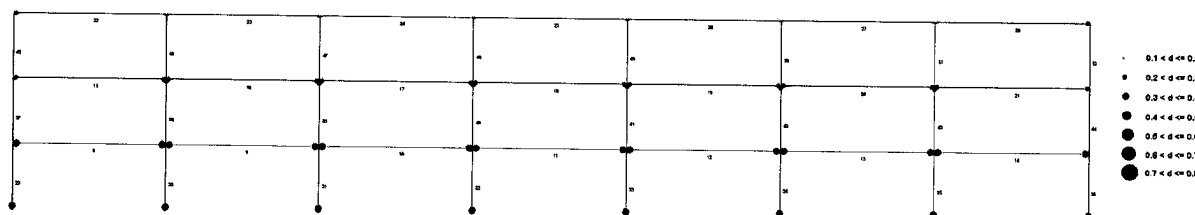


Figura 72: Mapa de Daños utilizando la Alternativa 4.

En este caso tenemos daños entre 0.3 a 0.4 en el nivel I, entre 0.2 a 0.3 en el segundo nivel y despreciables en el nivel 3. Ver tabla en el anexo 9.

Se selecciona para ensayar en el laboratorio la alternativa 4, por arrojar valores aceptables de daños y por ser la opción más económica.

CAPITULO IV

Validación Experimental

MODELOS EXPERIMENTALES

4.1.1 Consideraciones

Trabajaremos con dos probetas, una sin refuerzo a la cual llamaremos probeta 1 y otra reforzada a la cual llamaremos probeta 2, las cuales consisten en columnas de concreto armado, con sección transversal y distribución del acero de refuerzo igual al indicado en los planos para la edificación escolar. Se seleccionó para el ensayo la columna tipo C_I, la cual tiene menos cantidad de acero longitudinal y es la que presenta en los análisis los valores de daño más altos.

Los modelos fueron contruidos a la mitad de la altura original de la columna, por considerar que al momento de un sismo severo en la porción media de la misma el momento será despreciable, por lo tanto, los modelos se plantean con un extremo empotrado y un extremo libre (punto de inflexión) siendo en éste último donde se acoplará el actuador de manera perpendicular al eje de la columna, para aplicar una historia de cargas con control de desplazamientos y graficar la curva de comportamiento, fuerza vs. desplazamiento, con carga axial igual a cero, hasta hacer fallar la columna.

En el programa de análisis estructural Portal de Pórticos, las curvas de interacción de las columnas de concreto armado son deducidas, como en la teoría de concreto, a partir de las ecuaciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones para la sección de concreto dada.

Ahora bien, esta teoría está suficientemente probada para elementos de concreto armado donde el refuerzo es provisto por cabillas estriadas, quienes generan una

transferencia de esfuerzos con el concreto por el mecanismo de adherencia, el cual no es el mismo mecanismo de transferencia seleccionado para el reforzamiento de la estructura en estudio. En el caso de la probeta reforzada, consideraremos conectores de corte, para garantizar la transferencia de esfuerzos entre el acero y el concreto, los cuales consisten en cabillas de $\frac{3}{4}$ " ancladas a la columna a través de un epoxi Hilti. En el anexo 10 se refleja el cálculo para la colocación de los mismos.

Por otro lado, al momento de introducir las diferentes capas de acero de un elemento en el programa para el análisis, se admite un solo tipo de acero (un solo valor de f_y) para el cálculo de los diagramas de interacción, por lo cual, para introducir el acero de las planchas de refuerzo, cuyo $f_y=2500 \text{ Kg/cm}^2$ difiere del $f_y=4200 \text{ Kg/cm}^2$ de las cabillas de la columna, se hace necesario introducir un área equivalente en función de las relaciones de los esfuerzos cedentes, en lugar del área real.

En definitiva, dado todas las incertidumbres sobre el comportamiento del refuerzo propuesto en este trabajo, se propone ensayar un modelo a escala de la columna reforzada para tener el comportamiento real y calibrar los parámetros de la curva de interacción para obtener un análisis más acorde con los resultados experimentales.

4.1.2 Simulaciones

Es necesario conocer el comportamiento teórico del elemento a reforzar con el propósito de realizar comparaciones con los resultados experimentales, las cuales nos van a permitir validar o no la técnica de reforzamiento seleccionada.

Utilizando el programa Portal de Pórticos modelamos la probeta 1 obteniendo la siguiente curva de comportamiento:

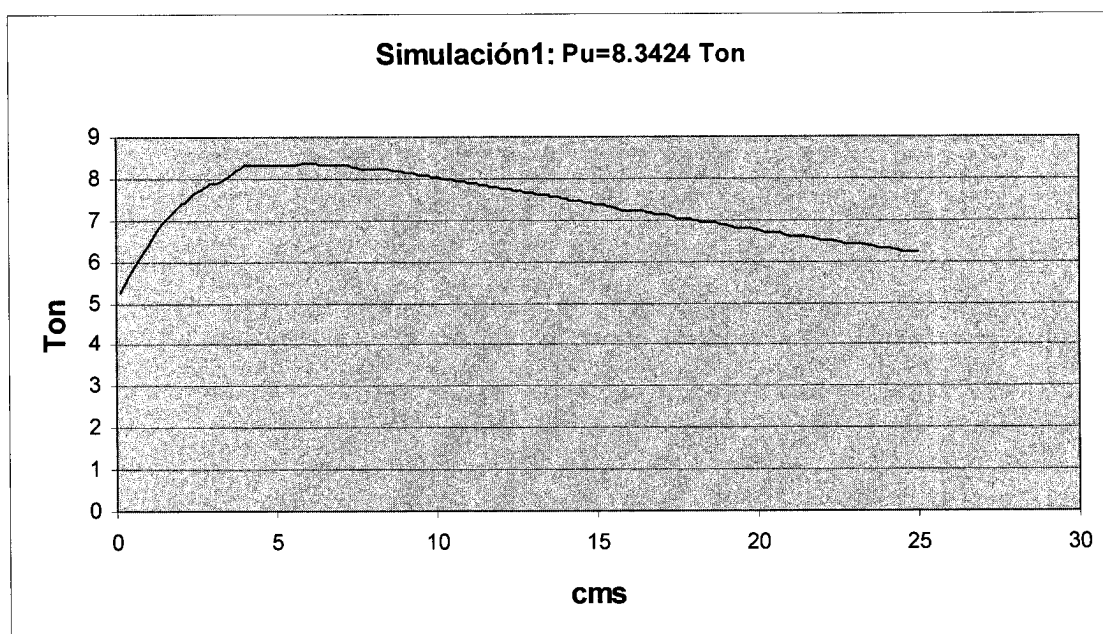


Figura 73: Curva de Comportamiento Probeta 1.

En el caso de la probeta 2 tenemos:

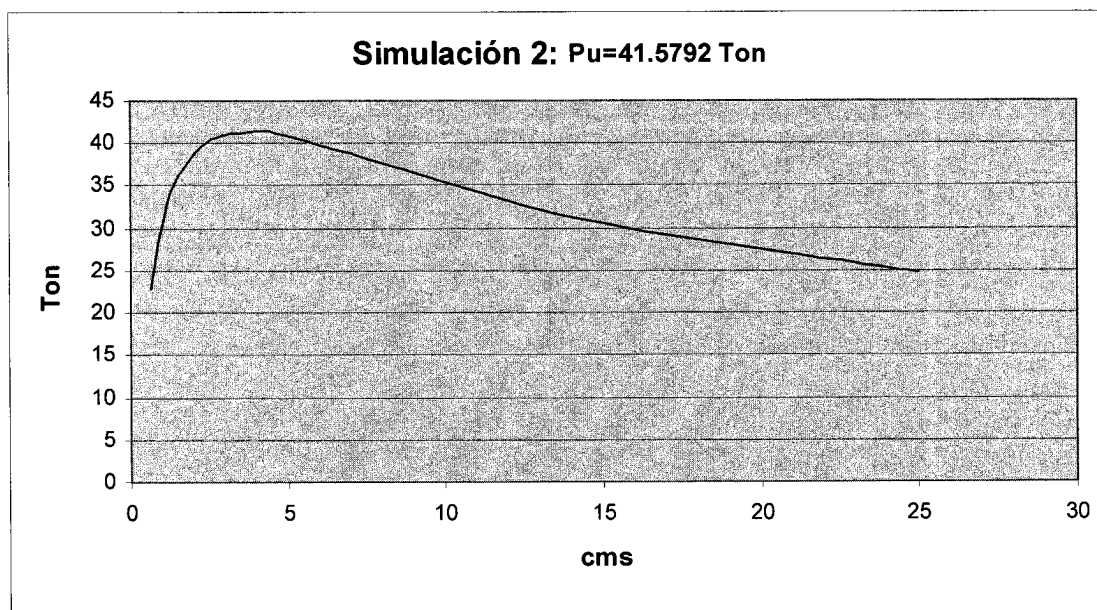


Figura 74: Curva de Comportamiento Probeta 2.

4.1.3 Proceso constructivo de las probetas

a) Encofrado y armado de las probetas.

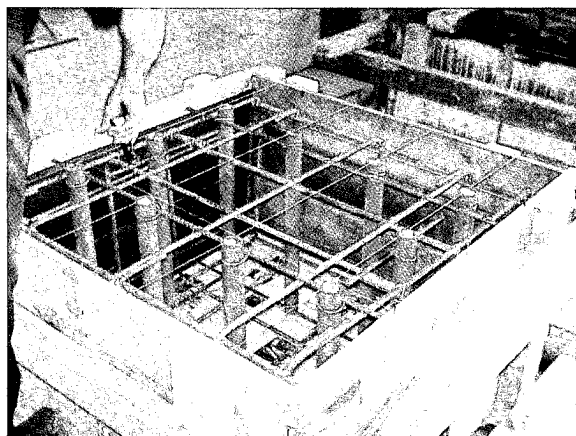
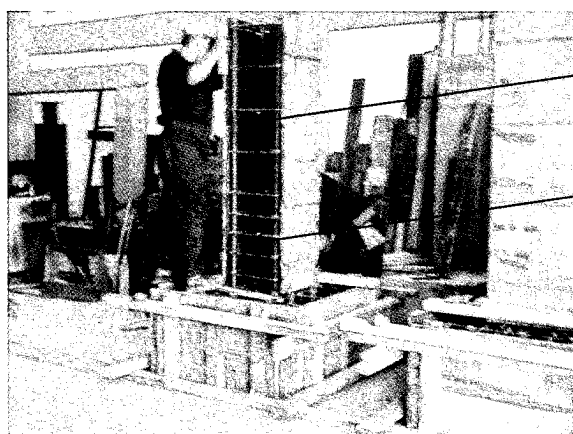


Figura 75: Armado y encofrado de la base.

WWW.BDIGITAL.ULA.VE



Sin confinar
 $S=25\text{cm}$

Confinamiento
 $S=12,5\text{cm}$

Figura 76: Fotografía del proceso de encofrado donde se visualiza el armado.

b) Vaciado del concreto.

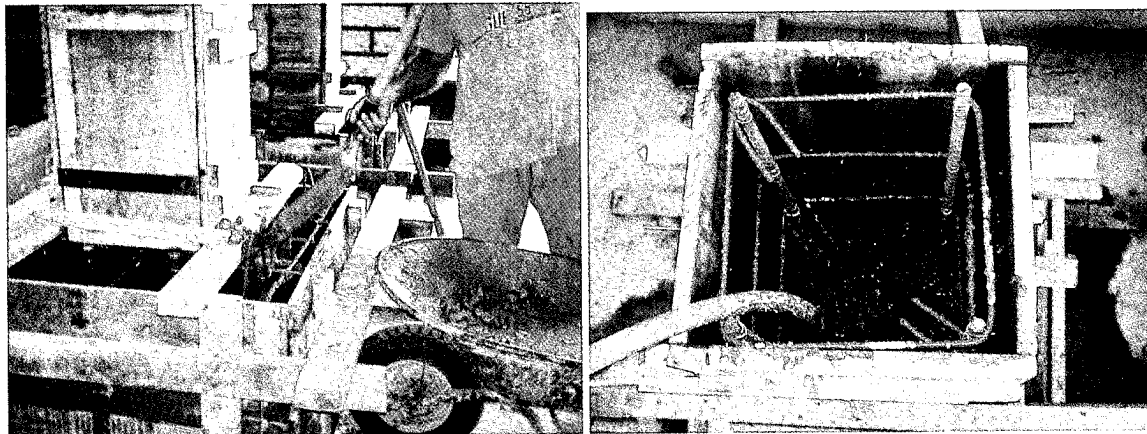


Figura 77: Fotografía donde se muestra el vaciado y vibrado del concreto.

c) Desencofrado de la probeta.

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

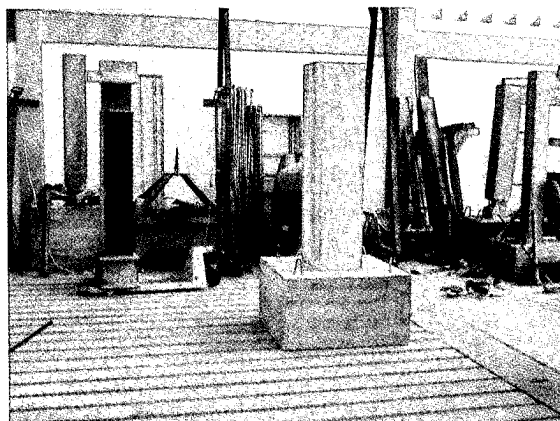


Figura 78: Fotografía de la probeta 1.

Se tomaron 3 muestras del concreto en cada probeta para obtener la resistencia a la compresión del concreto. Los ensayos, realizados en el laboratorio de suelos del Decanato de Ingeniería Civil, arrojaron los valores promedios de $f'_c = 283 \text{ kg/cm}^2$ para la probeta 1 y 200 kg/cm^2 para la probeta 2. Utilizamos aceleradores de fraguado donados por Cocipre .

El proceso anterior se realizó de la misma forma para ambas columnas, y adicionalmente tenemos en la probeta 2:

d) Abertura de los orificios de anclaje en la columna.

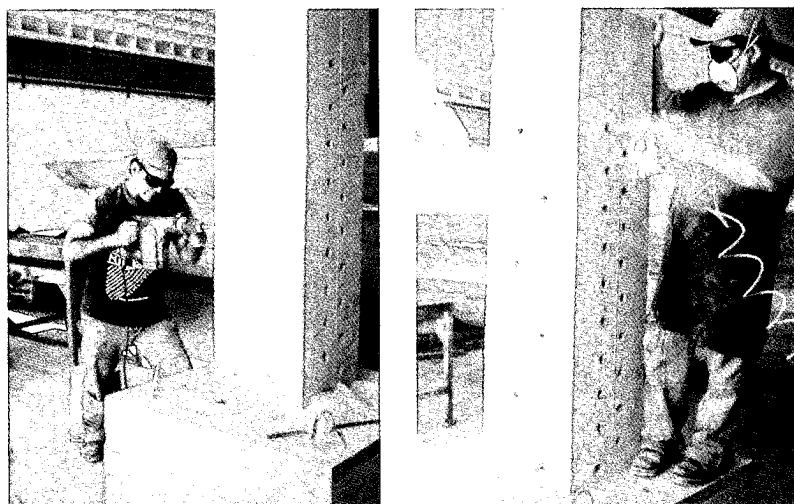


Figura 79: Abertura y limpieza de los orificios usando taladro Hilti prestado por JA Metalúrgica.

e) Anclaje de los conectores de corte, con un tiempo de secado mín. de 8 horas.



Figura 80: Colocación de epoxi en orificios, anclaje de conectores y proceso de secado.

f) Corte a escala y abertura de orificios en las planchas.

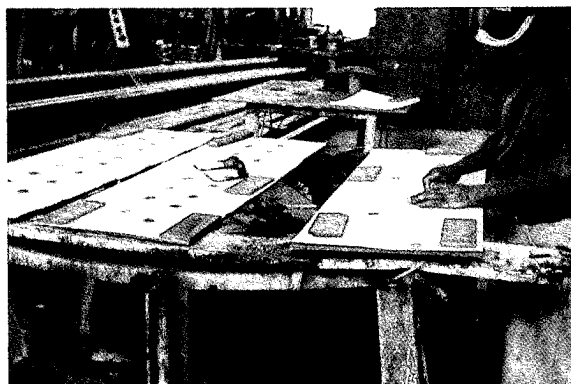
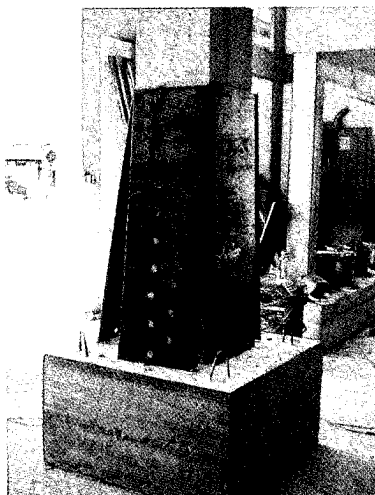


Figura 81: Calcado de plantillas.



Figura 82: Corte de orificios.



- g) Colocación de las planchas y fijación de los conectores a las mismas, los cuales se calcularon para ser capaces de transmitir el flujo de corte que se produce en la unión entre las planchas y el concreto, de manera de garantizar que trabajen como un todo.



Figura 83: Soldadura de conectores a la plancha.

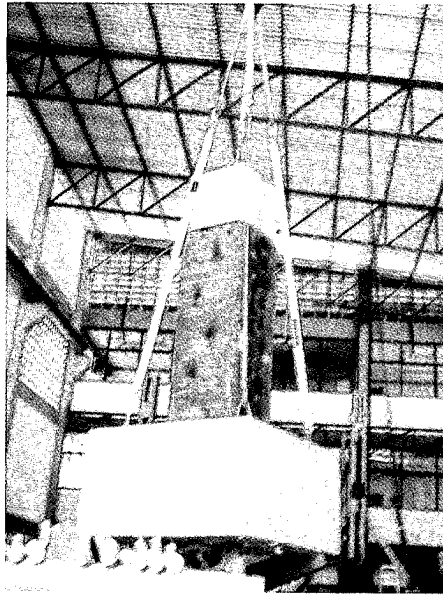


Figura 84: Movilización de la Probeta 2 para el ensayo.

h) Nivelación y acoplamiento de ambas probetas.

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

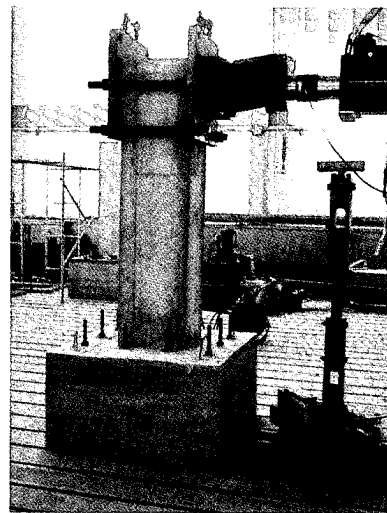
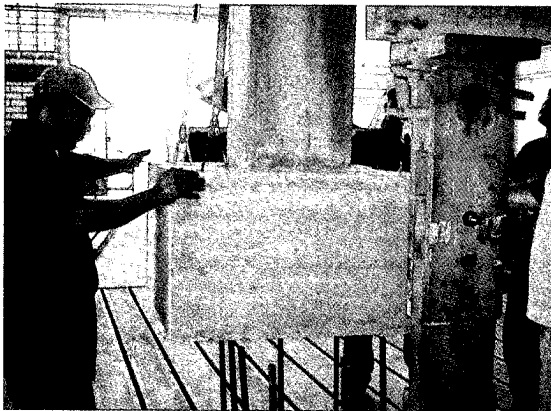


Figura 85: Nivelación y acoplamiento de la probeta 1.



Figura 86: Nivelación y acoplamiento de la probeta 2.

ENSAYOS EXPERIMENTALES

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

4.2.1 Probeta 1

Después de fijar la probeta en la losa de fundación y colocar el actuador en el extremo libre de la probeta de manera perpendicular al eje de la columna, se le aplica la historia de desplazamiento dado en la siguiente figura.

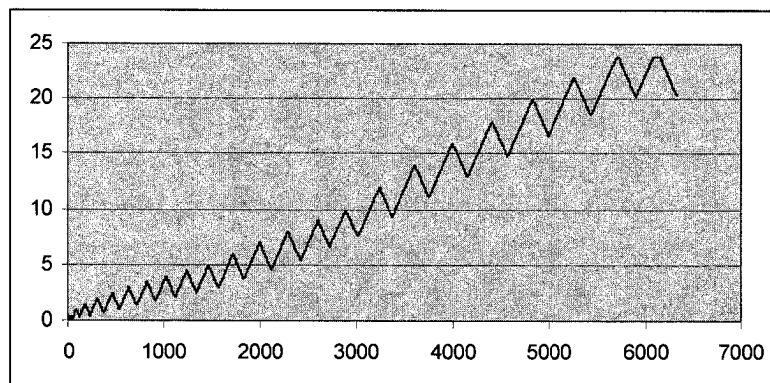


Figura 87: Historia de desplazamientos utilizada en la probeta 1.

A continuación se muestra el patrón de agrietamiento obtenidos en este ensayo.

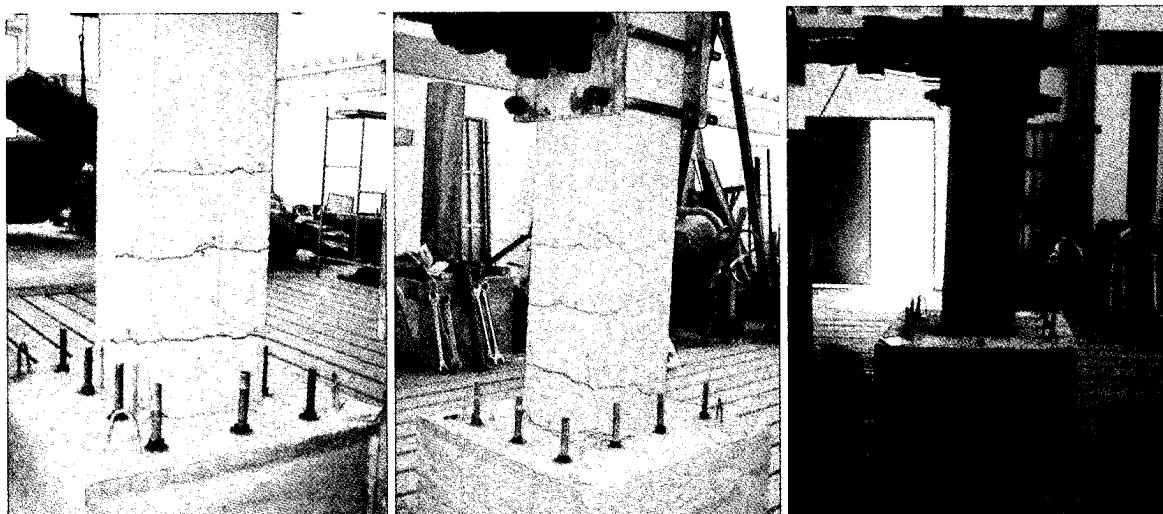


Figura 88: 1) Grietas obtenidas en los 4 primeros ciclos, 2) Grietas hasta el ciclo 8 y 3) Inclinación de la probeta.

Podemos observar en las anteriores imágenes y en las siguientes, fallas de flexión en el elemento estructural en los primeros ciclos de carga (fig.88) las cuales se fueron inclinando debido a la tracción diagonal (fig. 89) producto del aumento de la fuerza cortante.

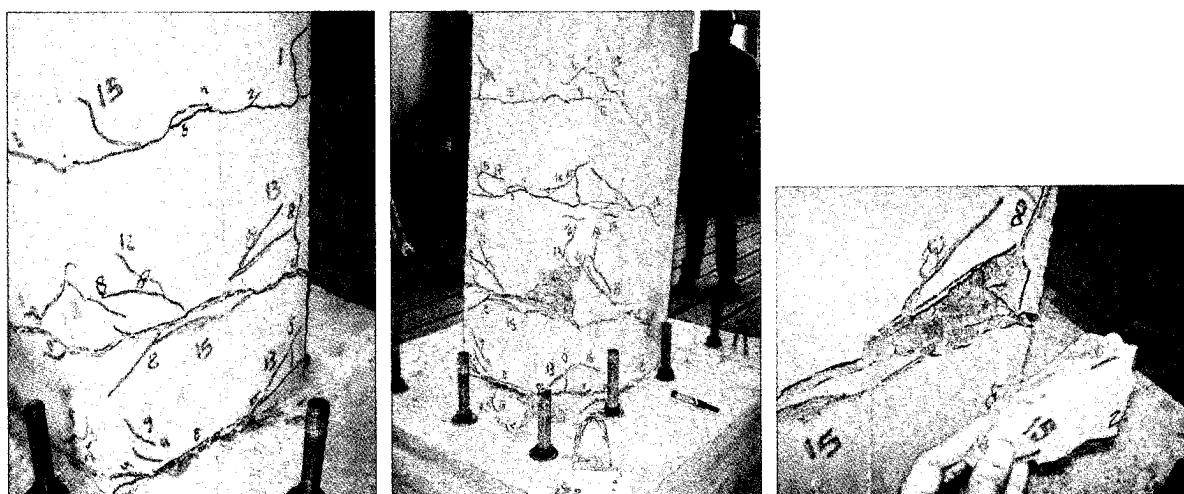


Figura 89: 1) Se evidencia grieta horizontal a aprox. 25cm de la base.
2) Agrietamientos hasta el ciclo 15. c) Rotura del concreto.

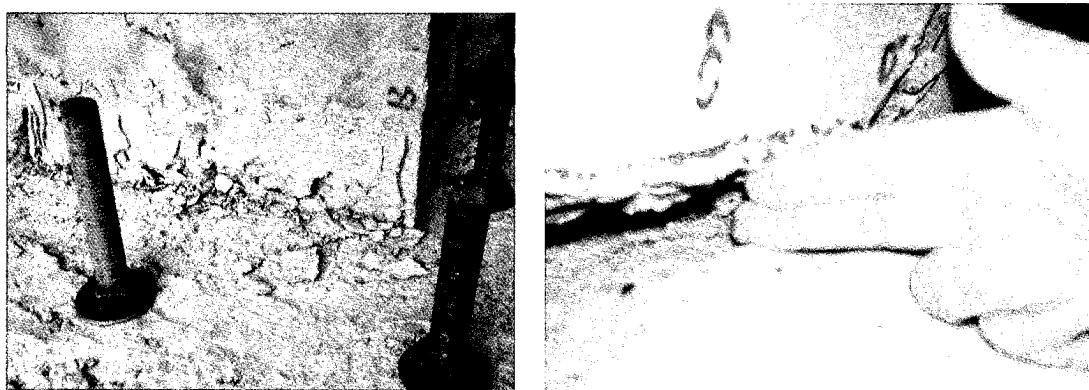


Figura 90: 1) Aplastamiento del concreto. 2) Agrietamiento en la base.

En la fig. 90-1 y 91 podemos observar grietas debidas a la compresión del concreto (aplastamiento).

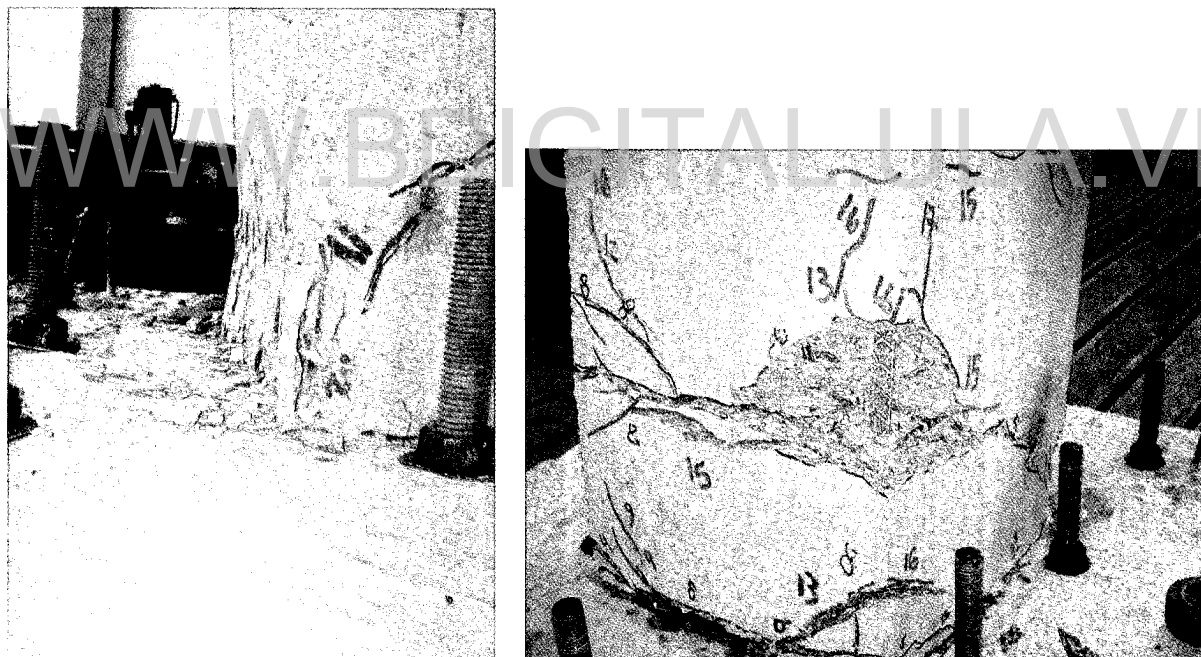


Figura 91: 1) Aplastamiento y 2) Agrietamientos, en los últimos ciclos.

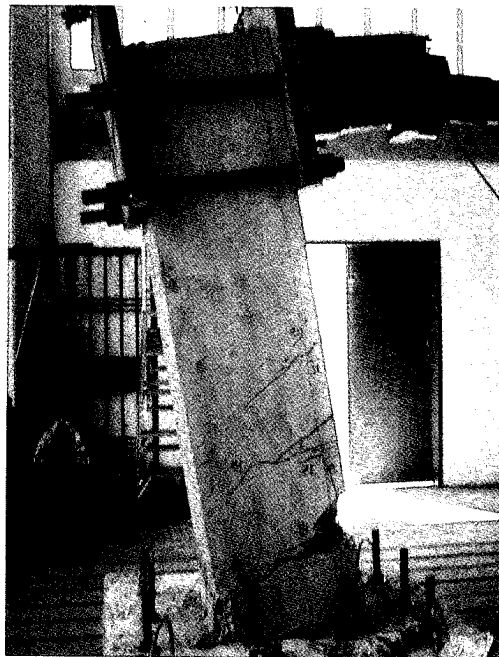


Figura 92: Terminación ensayo probeta 1.

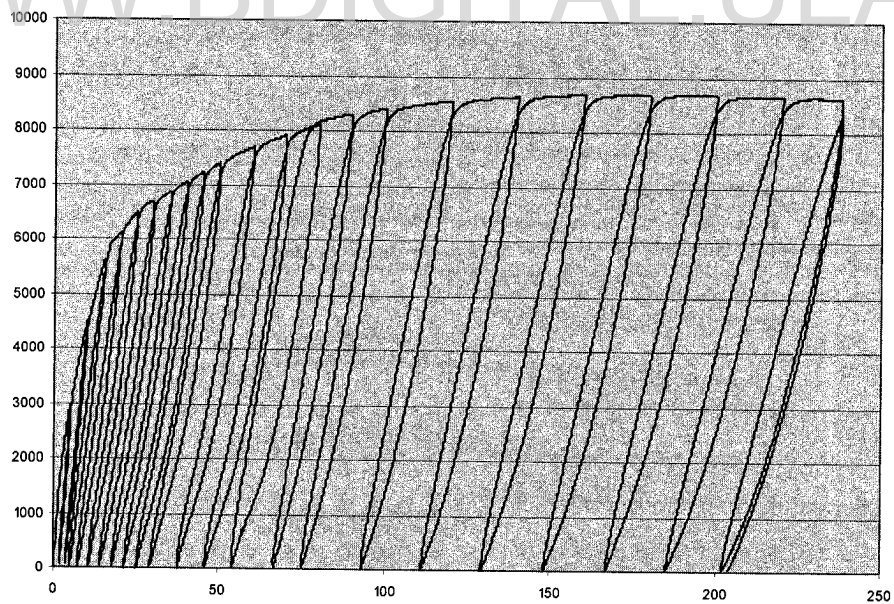


Figura 93: Gráfica de comportamiento de la probeta 1.

4.2.2 Probeta 2

4.2.2

Después de fijar la probeta en la losa de fundación y colocar el actuador en el extremo libre de la probeta de manera perpendicular al eje de la columna, se le aplica la historia de desplazamiento dado en la siguiente figura.

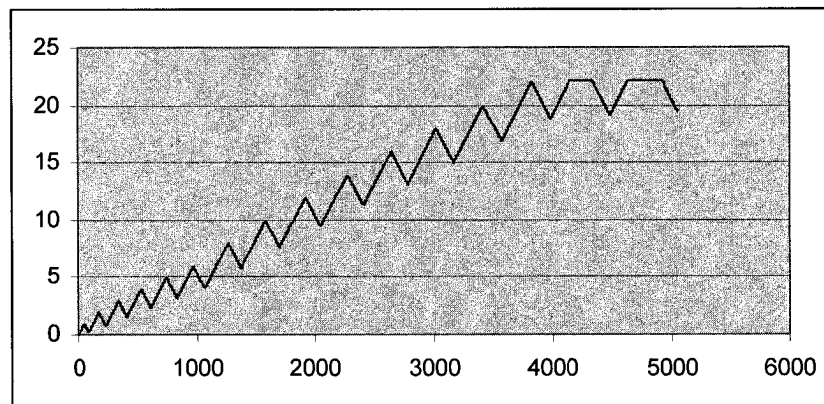


Figura 94: Historia de desplazamientos utilizada en la probeta 2.

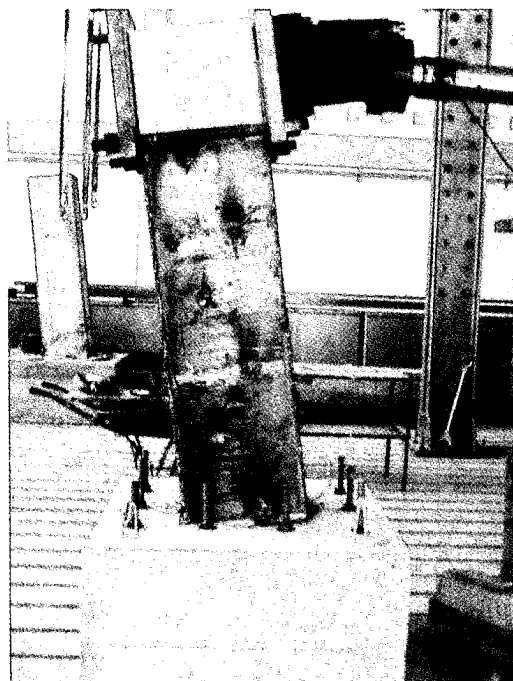


Figura 95: 1) Probeta 2 en pleno ensayo. 2) Abertura de grieta formada en la base de aprox. 5cm.

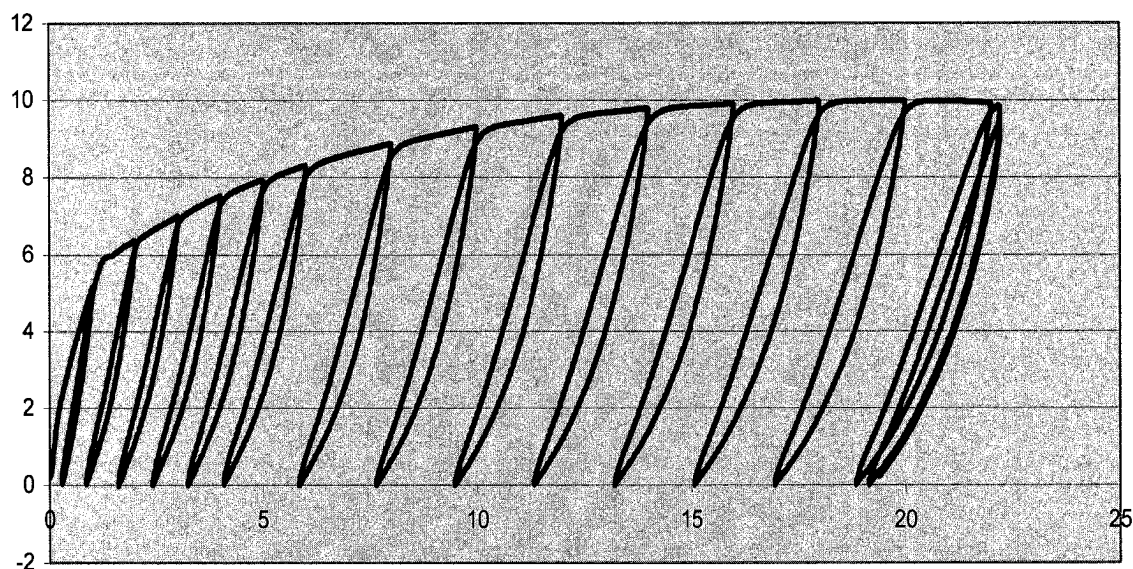


Figura 96: Gráfica de comportamiento de la probeta 2.

ANÁLISIS Y RESULTADOS DE LOS ENSAYOS

El patrón de grietas obtenido durante los ensayos, son las originadas por efectos de la flexión, el corte y la combinación de ambas. A continuación podemos ver las curvas de comportamiento.

4.3.1 Probeta 1

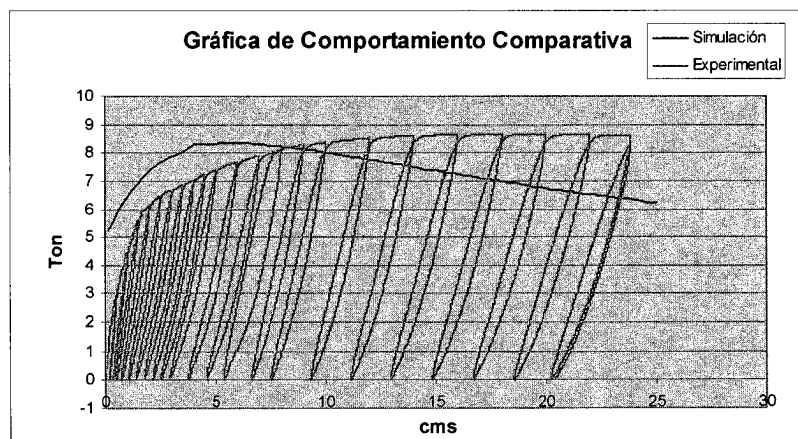


Figura 97: Comportamiento teórico y Experimental de la probeta 1.

4.3.2 Probeta 2

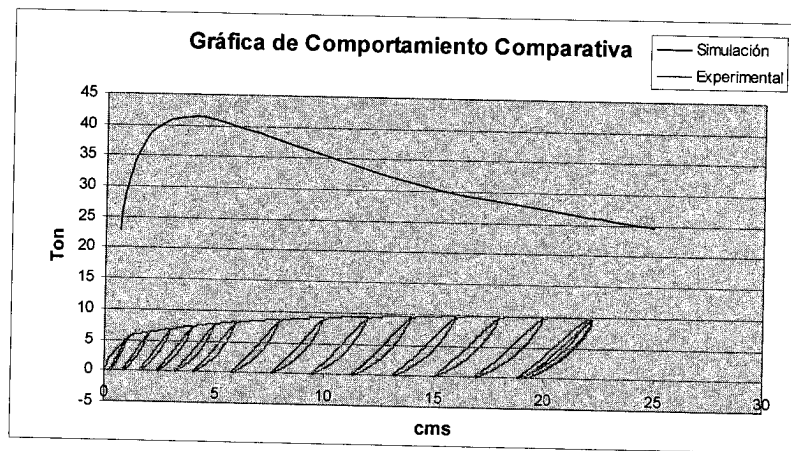


Figura 98: Comportamiento teórico y Experimental de la probeta 1.

Una de las grandes ventajas que tenemos al trabajar con el programa Portal de Pórticos y una de las herramientas más importantes que obtendrán los Ingenieros Civiles Calculistas, es que podemos ajustar los parámetros del modelo analítico con los experimentales para representar de una forma más real el comportamiento de la estructura.

Con los resultados experimentales obtenidos de Momento Último (M_u), Momento Plástico (M_p), Momento de Agrietamiento (M_{cr}) y de la Curvatura Plástica Última (ϕ) para las probetas 1 y 2, se procede entonces, a sustituir estos valores en los modelos teóricos respectivos y se calibra la curva de comportamiento. Es importante señalar que el valor del Módulo de Elasticidad del concreto, deducido de las fórmulas clásicas de concreto armado, demuestra ser mucho mayor que el obtenido experimentalmente.

Después de obtener los valores de M_u , M_p , M_{cr} y ϕ rectificados experimentalmente, se sustituyen en el pórtico F y se obtiene el mapa de daño definitivo, como puede observarse en la siguiente figura.

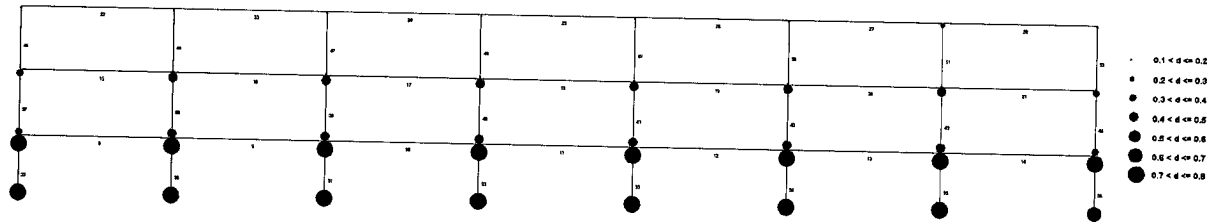


Figura 99: Mapa de Daño del Pórtico F con los valores calibrados experimentalmente.

Llamaremos a la figura 99 Mapa de Daño Experimental (MDE) y a la figura 72 de la página 81 Mapa de Daño Teórico (MDT). En MDT habíamos obtenido valores de 0.3 a 0.4 que pasaron a ser de 0.6 a 0.8 en el MDE para el nivel 1 y cambiaron de 0.2 a 0.3 en MDT a valores de 0.3 a 0.4 en el MDE para el nivel 2. Por lo tanto, tenemos como resultado que los daños reales en el pórtico F son mucho mayores que los teóricos en el primer y segundo nivel de la estructura. En el anexo II se pueden visualizar los daños.

Lo expresado en el párrafo anterior no debe sorprendernos, cuando obtuvimos la curva de comportamiento en la figura 98 observamos una diferencia importante entre la resistencia esperada y la obtenida realmente.

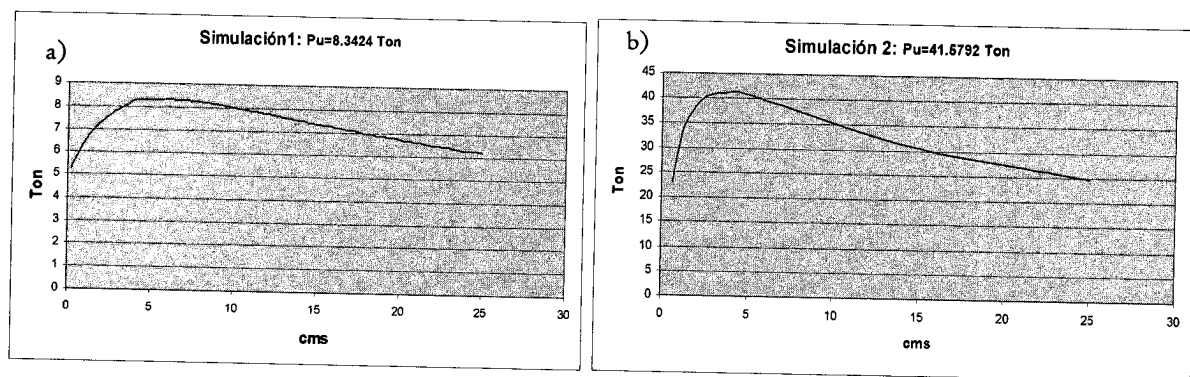
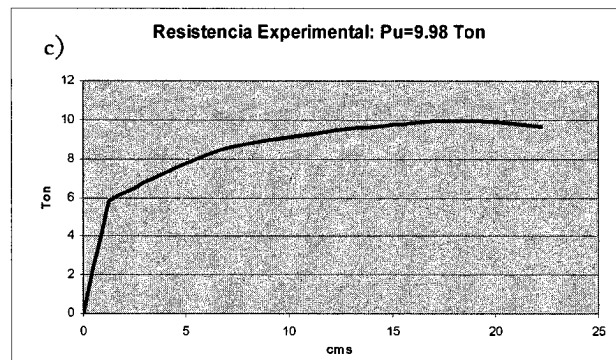


Figura 100: a) Curva Teórica sin reforzamiento. b) Curva Teórica con reforzamiento. c) Curva experimental.



La expectativa era obtener un aumento la resistencia del 400% aprox. y solo se obtuvo un aumento de 14% aprox.

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

Conclusiones y Recomendaciones.

Podemos concluir afirmando que la propuesta de reforzamiento seleccionada demostró no ser eficiente, además, en los catálogos comerciales no existe suficiente información técnica para definir correctamente el diseño, por lo que se constituyen en herramientas muy prácticas para los calculistas, pero que deben ser cuidadosamente aplicadas, de allí la importancia del tema que nos ocupó en el desarrollo de éste trabajo.

- Se presenta un procedimiento con el cual se pueden analizar y validar técnicas de rehabilitación estructural, combinando, el análisis estructural inelástico que realiza el programa Portal de Pórticos, con la validación por medio de ensayos experimentales de probetas creadas a escala, teniendo como lo más significativo de este enfoque, primeramente la alternativa de poder comprobar el comportamiento estructural real de las técnicas de rehabilitación elegidas y segundo la retroalimentación del modelo utilizando algunos parámetros que arrojan los resultados experimentales, de manera de poder obtener un modelaje del comportamiento estructural mucho más ajustado a la realidad.
- La alternativa de rehabilitación estudiada en este trabajo demostró ser muy poco eficiente, ya que el aumento en resistencia de los miembros reforzados obtenido experimentalmente, fue mucho menor que el esperado teóricamente.
- Es importante resaltar la necesidad de realizar ensayos experimentales para la validación de cualquier técnica de rehabilitación que no esté lo suficientemente probada (certificada) ya que se corre el riesgo de sobreestimar la eficacia de éstas en el mejoramiento del comportamiento estructural.
- La edificación educacional tipo cajetón elegida para el análisis demostró tener alto riesgo sísmico para la zona de estudio y los valores arrojados en los mapas de daño coincidieron con el comportamiento que presentó una edificación muy similar a

Referencias.

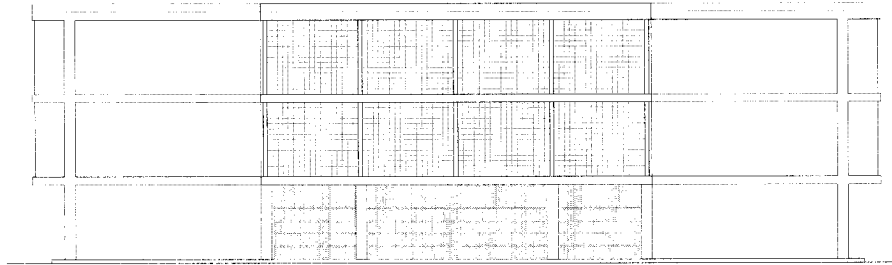
- [1] Picón Rodríguez Ricardo Antonio “Evolución de la degradación de rigidez en pórticos de concreto armado implementación en ABAQUS del modelo histerético de daño considerando la fatiga de bajo ciclaje”. Tesis presentada como requisito parcial para la obtención del grado de Magíster Scientiae en Ingeniería Estructural. Universidad de Los Andes, 1999.
- [2] Marante María Eugenia. “Evaluación de la seguridad estructural: Contribuciones a la Teoría del Daño Concentrado a la mecánica de la fractura y a la teoría de localización”. Tesis para optar al grado de Doctor en Ciencias Aplicadas, Universidad de los Andes. 2004.
- [3] Flórez Julio and Lopez. “Simplified Model of Unilateral Damage for RC Frames.” Journal of Structural Engineering, Vol. 121 Nº 12, December 1995, pp. 1765-1772.
- [4] Manual del programa Portal de Pórticos. Disponible en: <http://www.portaldeporticos.ula.ve/>.
- [5] Bracho Mendoza José R., Gómez Silva Juan C. y Palencia Blanco F. Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica del Decanato de Medicina de la Universidad Centroccidental Lisandro Alvarado. Biblioteca DIC.
- [6] Manual de Rehabilitación de estructuras de Hormigón. CYTED, Ciencia y Tecnología para el desarrollo. España.
- [7] COVENIN - MINDUR 2002-88 (Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones.
- [8] Boletín Técnico - BReduction of Seismic Risk in Venezuelan Schools. Oscar A. López, Julio J. Hernández, Gianina Del Re, José Puig. Revista IMME

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

ANEXOS

ANEXO 1: Plantas tipo, fachadas y cortes

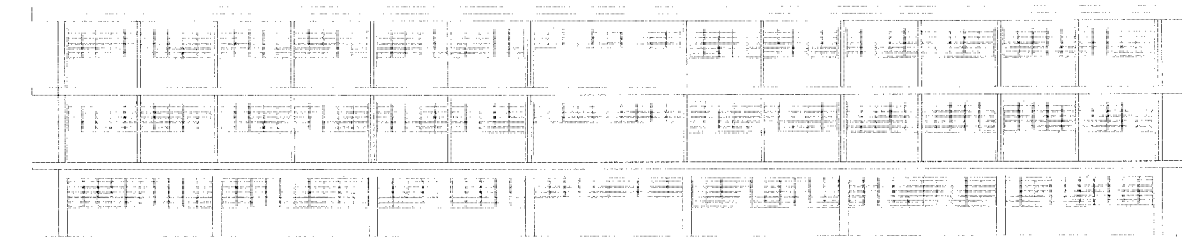
Fachada Principal:



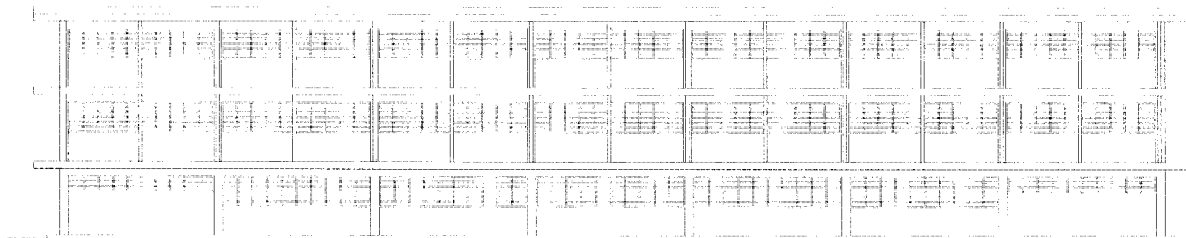
Fachada Posterior:



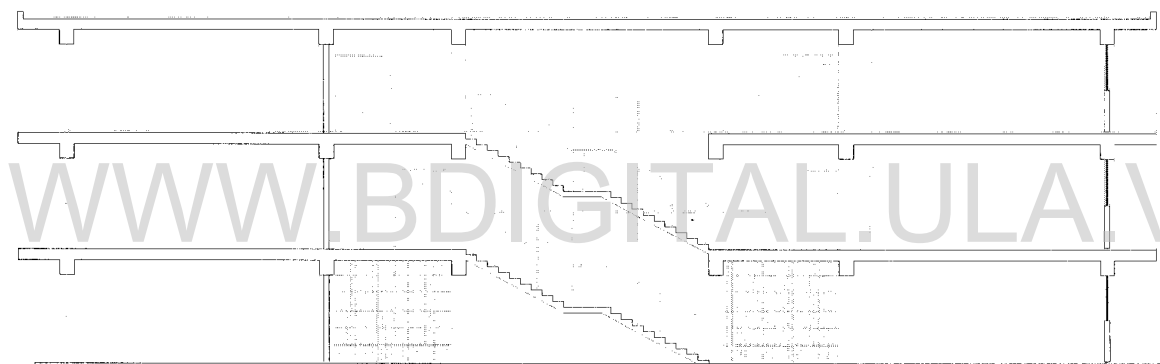
Fachada Lateral Derecha:



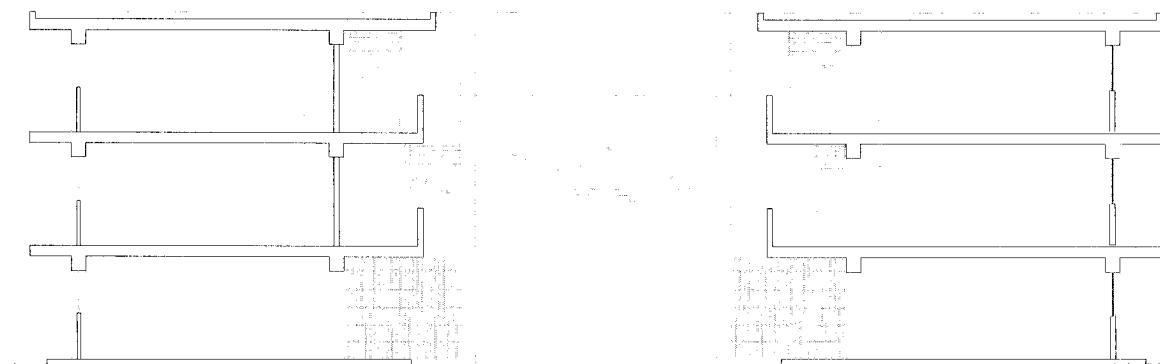
Fachada Lateral Izquierda:



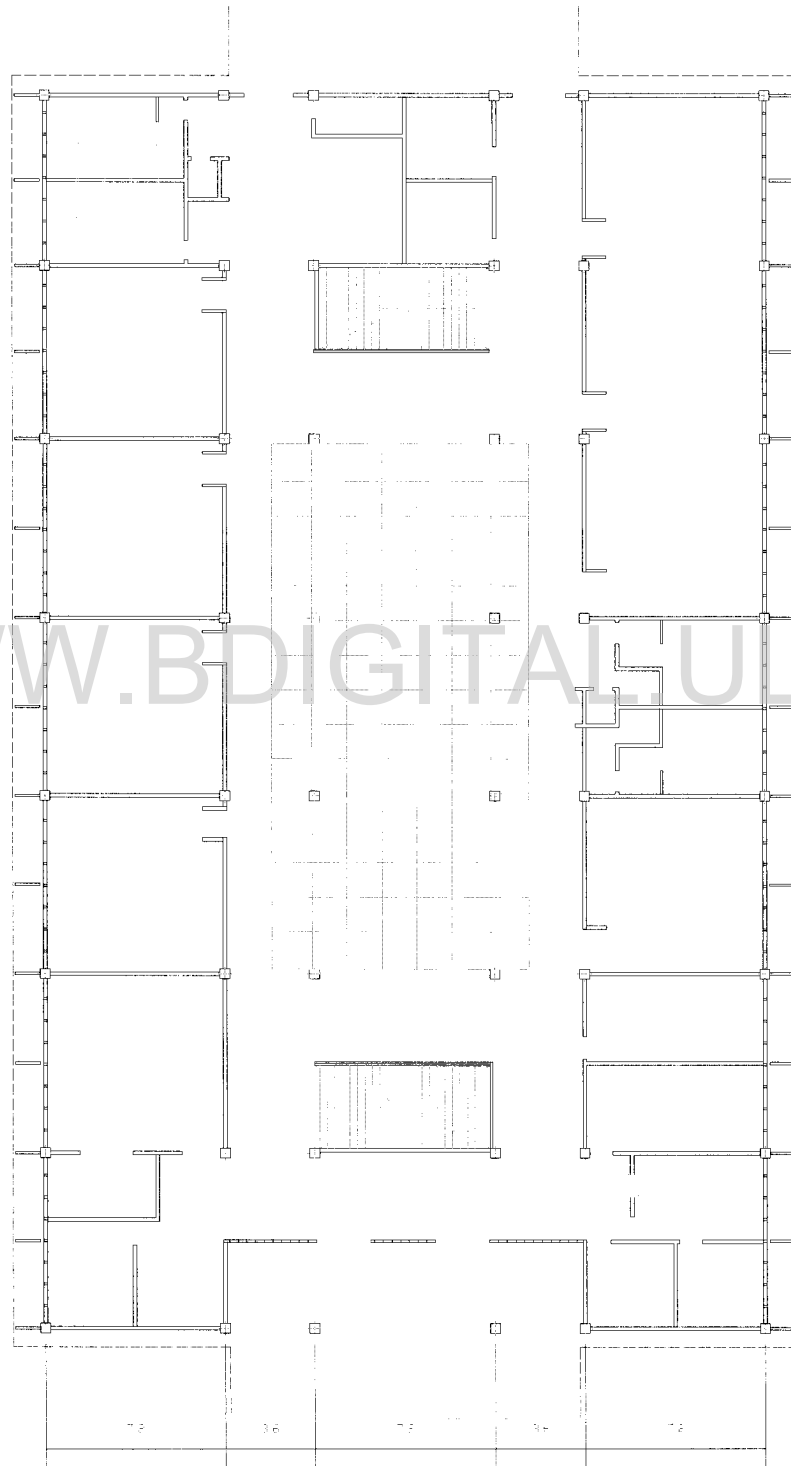
Corte I-I:



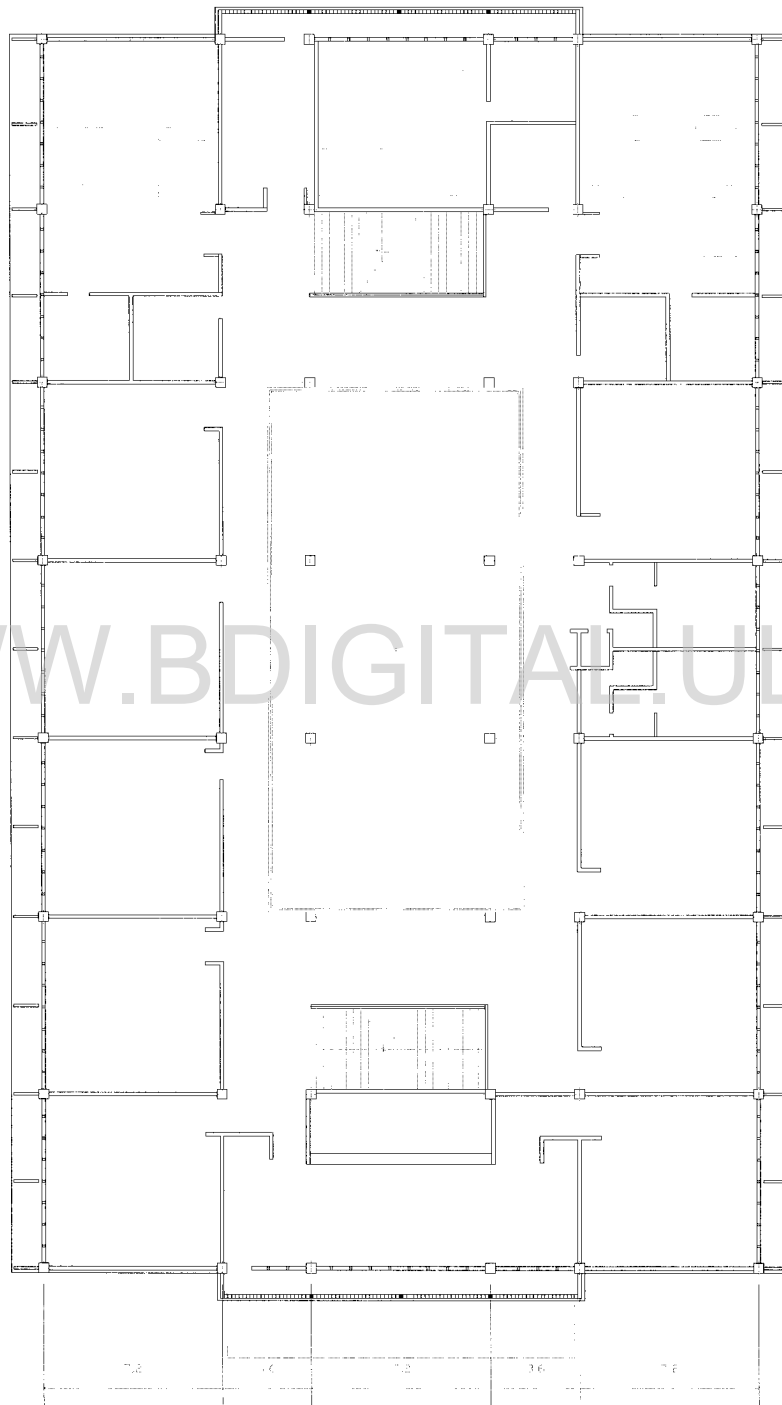
Corte 2-2:



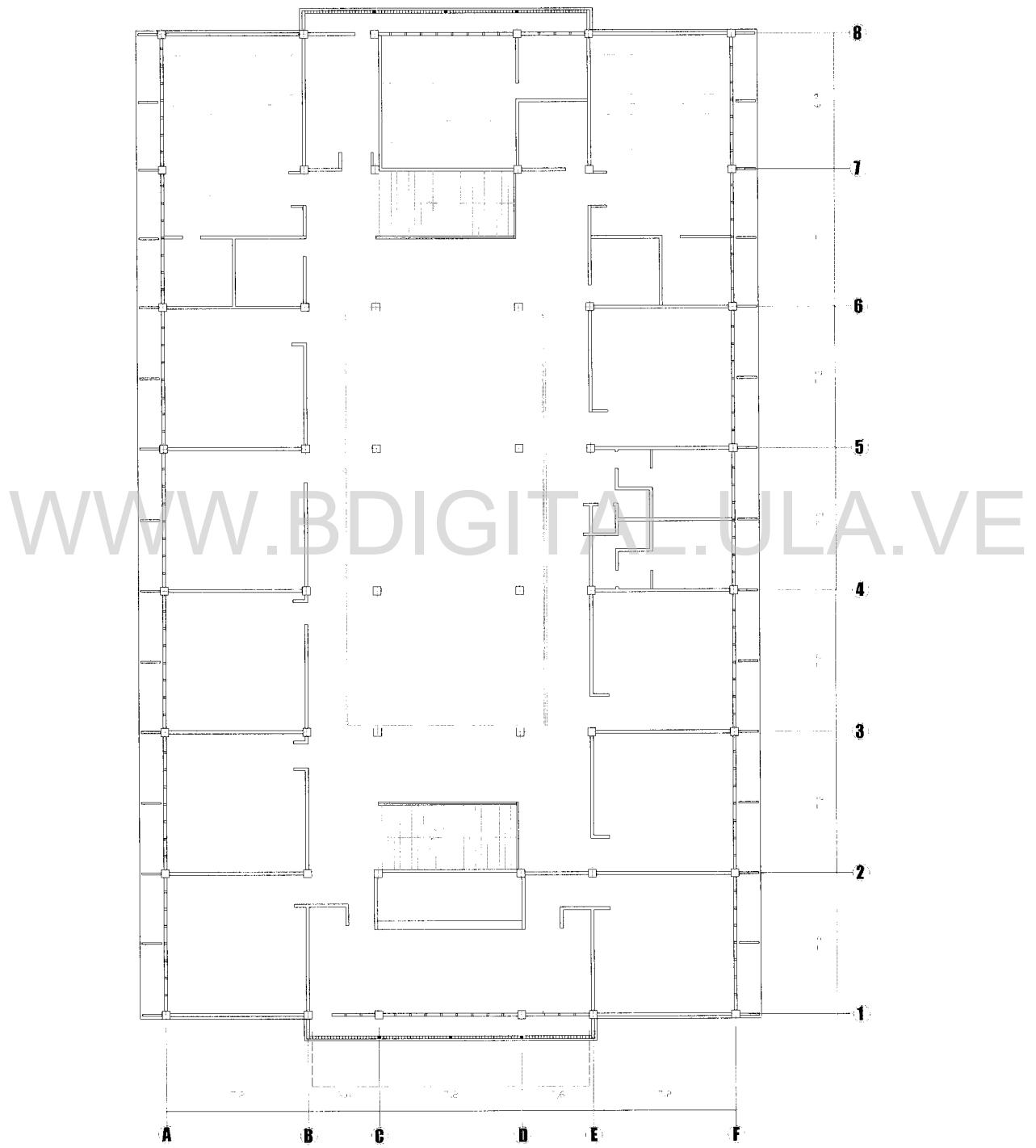
Planta del Nivel 1 (Planta Baja):



Planta del Nivel 2:



Planta del Nivel 3:



ANEXO 2: Conjuntos

Conjuntos											
Conjuntos	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Elementos	26, 30, 31, 34, 35, 36	32, 33	37, 38, 39, 40, 41, 42, 43, 44, 45, 46, 47, 48, 49, 50, 51, 52	8, 14	15, 21	9, 13	16, 20	10, 11, 12	17, 18, 19	22, 23, 27, 28	24, 25, 26
L(cm)	300	300	300	720	720	720	720	720	720	720	720
Sección Transversal	Tipo	C1	C2	C1	1	1	1	1	1	1	1
	B (cm)	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40
	H (cm)	40	40	40	70	70	70	70	70	70	70
Cargas	Tipo			1 (Ton)	1	1	1	2	2	3	4
	Ton/cm			-1.176	-0.04811	-0.04811	-0.04811	-0.04224	-0.04224	-0.02864	-0.02852
Masa (Ton.seg/cm)	Tipo				1	2	3	4	5	6	7
					0.03583	0.03758	0.03583	0.03758	0.03583	0.03758	0.02049
Longitudinal	Nodoj (cm²)	asl -	5.70	12.11	5.70	14.17	14.17	20.58	20.58	20.58	12.82
		:		3.96							
		:									
	Nodoj (cm²)	asl +	5.70	12.11	5.70	11.64	11.64	11.64	11.64	11.64	5.94
		asl +	5.70	12.11	5.70	20.58	20.58	20.58	20.58	20.58	12.82
		:		3.96							
	Nodoj (cm²)	asl -	5.70	12.11	5.70	11.64	11.64	11.64	11.64	11.64	5.94
		capa 1	3.91	4.22	3.91	4.22	4.22	4.22	4.22	4.22	4.22
		capa 2		20.00							
		capa 3									
Recurbriente	re _x (cm)	capa 4	3.91	4.22	3.91	4.22	4.22	4.22	4.22	4.22	4.22
		capa 1	3.91	4.22	3.91	4.22	4.22	4.22	4.22	4.22	4.22
		capa 2		20.00							
		capa 3									
	re _y (cm)	capa 1	3.91	4.22	3.91	4.22	4.22	4.22	4.22	4.22	4.22
		capa 2		20.00							
		capa 3									
		capa 4	3.91	4.22	3.91	4.22	4.22	4.22	4.22	4.22	4.22

Conjuntos											
-----------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--

Conjuntos			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
Elementos			14	15, 16	18, 19, 22, 23	20, 24	5, 6	8, 9	11, 12	4	7	10	
L(cm)			300	300	300	300	720	720	720	130	130	130	
Sección Transversal	Tipo		C1	C2	C1	C2	1	1	1	1	1	1	
	B (cm)		40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	
	H (cm)		40	40	40	40	70	70	70	25	25	25	
Cargas	Tipo				1 (Ton)	1 (Ton)	1	1	2	3	3	4	
	Ton/cm				-1.176	-1.176	-0.05027	-0.05027	-0.03202	-0.04692	-0.04692	-0.03380	
Masa (Ton.seg/Km)	Tipo						1	2	3	4	5	6	
							0.15499	0.14798	0.08175	0.02798	0.02672	0.01476	
Longitudinal	Nodoj (cm²)	asl -	5.70	12.11	5.70	12.11	24.47	24.47	12.82	11.64	11.64		
		:		3.96		3.96							
		asl +	5.70	12.11	5.70	12.11	11.64	11.64	5.94	3.80	3.80	3.80	
	Nodoj (cm²)	asl +	5.70	12.11	5.70	12.11	24.47	24.47	12.82	11.64	11.64	11.64	
		:		3.96		3.96							
		asl -	5.70	12.11	5.70	12.11	11.64	11.64	5.94	3.80	3.80	3.80	
	Recurbriente	re _x (cm)	capa 1	3.91	4.22	3.91	4.22	4.22	4.22	4.22	4.22	4.22	4.22
			capa 2		20.00		20.00						
re _y (cm)		capa 4	3.91	4.22	3.91	4.22	4.22	4.22	4.22	4.22	4.22	4.22	
		capa 1	3.91	4.22	3.91	4.22	4.22	4.22	4.22	4.22	4.22	4.22	
		capa 2		20.00		20.00							
		capa 4	3.91	4.22	4.22	3.91	4.22	4.22	4.22	4.22	4.22	4.22	

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

Conjuntos	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
Elementos	38, 45	39, 40, 43, 44	41, 42	48, 49, 50, 51, 52, 53, 54, 55, 56, 57, 58, 59, 60, 61, 62, 63, 64, 65	11	20	12, 16	21, 25	13	22	14	23	15	24	17	26	29, 30, 34, 35	31, 32, 33	10, 18	19, 27	28, 36
L (cm)	300	300	300	300	720	720	720	720	720	720	720	720	720	720	720	720	720	720	720	720	720
Sección Transversal	Tipo	C1	C3	C4	C1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
H (cm)	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40
Tipo	40	40	40	40	70	70	70	70	70	70	70	70	70	70	70	70	70	70	70	70	70
Cargas	Tipo	1	1	1	1	1	1	1	1	2	2	2	2	2	3	3	4	5	6	6	7
Ton/cm					-0.06475	-0.06475	-0.06475	-0.06475	-0.06104	-0.06104	-0.06104	-0.06104	-0.06104	-0.06104	-0.06475	-0.06475	-0.03689	-0.04125	-0.00792	-0.00792	-0.00830
Masa	Tipo				1	2	1	2	3	4	3	4	3	4	1	2	5	6	7	8	9
(Ton/m²/cm)					0.03407	0.03303	0.03407	0.03303	0.03407	0.03303	0.03407	0.03303	0.03407	0.03303	0.03407	0.03303	0.01870	0.01870	0.00615	0.00596	0.00338
A	5.70	18.05	20.90	5.70	18.05	18.05	24.47	24.47	24.47	11.64	30.71	30.71	30.71	30.71	24.47	24.47	12.82	12.82	11.64	11.64	12.82
B	5.70	5.70	5.70	5.70																	
C		5.70	5.70	5.70																	
D		5.70	5.70	5.70																	
E		5.70	5.70	5.70																	
F		5.70	5.70	5.70																	
G		5.70	5.70	5.70																	
H		5.70	5.70	5.70																	
I		5.70	5.70	5.70																	
J		5.70	5.70	5.70																	
K		5.70	5.70	5.70																	
L		5.70	5.70	5.70																	
M		5.70	5.70	5.70																	
N		5.70	5.70	5.70																	
O		5.70	5.70	5.70																	
P		5.70	5.70	5.70																	
Q		5.70	5.70	5.70																	
R		5.70	5.70	5.70																	
S		5.70	5.70	5.70																	
T		5.70	5.70	5.70																	
U		5.70	5.70	5.70																	
V		5.70	5.70	5.70																	
W		5.70	5.70	5.70																	
X		5.70	5.70	5.70																	
Y		5.70	5.70	5.70																	
Z		5.70	5.70	5.70																	
aa		5.70	5.70	5.70																	
ab		5.70	5.70	5.70																	
ac		5.70	5.70	5.70																	
ad		5.70	5.70	5.70																	
ae		5.70	5.70	5.70																	
af		5.70	5.70	5.70																	
ag		5.70	5.70	5.70																	
ah		5.70	5.70	5.70																	
ai		5.70	5.70	5.70																	
aj		5.70	5.70	5.70																	
ak		5.70	5.70	5.70																	
al		5.70	5.70	5.70																	
am		5.70	5.70	5.70																	
an		5.70	5.70	5.70																	
ao		5.70	5.70	5.70																	
ap		5.70	5.70	5.70																	
aq		5.70	5.70	5.70																	
ar		5.70	5.70	5.70																	
as		5.70	5.70	5.70																	
at		5.70	5.70	5.70																	
au		5.70	5.70	5.70																	
av		5.70	5.70	5.70																	
aw		5.70	5.70	5.70																	
ax		5.70	5.70	5.70																	
ay		5.70	5.70	5.70																	
az		5.70	5.70	5.70																	
ba		5.70	5.70	5.70																	
bb		5.70	5.70	5.70																	
bc		5.70	5.70	5.70																	
bd		5.70	5.70	5.70																	
be		5.70	5.70	5.70																	
bf		5.70	5.70	5.70																	
bg		5.70	5.70	5.70																	
bh		5.70	5.70	5.70																	
bi		5.70	5.70	5.70																	
bj		5.70	5.70	5.70																	
bk		5.70	5.70	5.70																	
bl		5.70	5.70	5.70																	
bm		5.70	5.70	5.70																	
bn		5.70	5.70	5.70																	
bo		5.70	5.70	5.70																	
bp		5.70	5.70	5.70																	
bq		5.70	5.70	5.70																	
br		5.70	5.70	5.70																	
bs		5.70	5.70	5.70																	
bt		5.70	5.70	5.70																	
bu		5.70	5.70	5.70																	
bv		5.70	5.70	5.70																	
bw		5.70	5.70	5.70																	
bx		5.70	5.70	5.70																	
by		5.70	5.70	5.70																	
bz		5.70	5.70	5.70																	
ca		5.70	5.70	5.70																	
cb		5.70	5.70	5.70																	
cc		5.70	5.70	5.70																	
cd		5.70	5.70	5.70																	
ce		5.70	5.70	5.70																	
cf		5.70	5.70	5.70																	
cg		5.70	5.70	5.70																	
ch		5.70	5.70	5.70																	
ci		5.70	5.70	5.70																	
cj		5.70	5.70	5.70																	
ck		5.70	5.70	5.70																	

PONTÓN 2											
Conjuntos		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Elementos		14	15, 16	18, 19, 22, 23	20, 24	5, 6	8, 9	11, 12	4	7	10
L(cm)		300	300	300	300	720	720	720	130	130	130
Sección Transversal	Tipo	C1	C2	C1	C2	1	1	1	1	1	1
	B (cm)	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40
	H (cm)	40	40	40	40	70	70	70	25	25	25
Cargas	Tipo			1 (Ton)	1 (Ton)	1	1	2	3	3	4
	Ton/cm			-1.176	-1.176	-0.05027	-0.05027	-0.03202	-0.04692	-0.04692	-0.03380
Masa (Ton.ssg/cm)	Tipo					1	2	3	4	5	6
						0.10590	0.10520	0.05361	0.01912	0.01899	0.00968
Longitudinal	Nodoj (cm²)	asi -	5.70	12.11	5.70	12.11	24.47	24.47	12.82	11.64	11.64
		:		3.96		3.96					
	Nodoj (cm²)	asi +	5.70	12.11	5.70	12.11	11.64	11.64	5.94	3.80	3.80
		asj +	5.70	12.11	5.70	12.11	24.47	24.47	12.82	11.64	11.64
		:		3.96		3.96					
	Nodoj (cm²)										
		asj -	5.70	12.11	5.70	12.11	11.64	11.64	5.94	3.80	3.80
	Recubrimientos	rex (cm)	capa 1	3.91	4.22	3.91	4.22	4.22	4.22	4.22	4.22
capa 2				20.00		20.00					
rey (cm)		capa 4	3.91	4.22	3.91	4.22	4.22	4.22	4.22	4.22	4.22
		capa 1	3.91	4.22	3.91	4.22	4.22	4.22	4.22	4.22	4.22
		capa 2		20.00		20.00					
		capa 4	3.91	4.22	3.91	4.22	4.22	4.22	4.22	4.22	4.22

PONTÓN 3														
Conjuntos		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
Elementos		29, 30, 31, 34, 35, 36	32, 33	37, 38, 39, 40, 41, 42, 43, 44	8, 14	15, 21	9, 13	16, 20	10, 11, 12	17, 18, 19	22, 23, 27, 28	24, 25, 26	45, 46, 47, 48, 49, 50, 51, 52	
L(cm)		300	300	300	720	720	720	720	720	720	720	720	300	
Sección Transversal	Tipo	C1	C2	C1	1	1	1	1	1	1	1	1	C1	
	B (cm)	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	
	H (cm)	40	40	40	70	70	70	70	70	70	70	70	40	
Cargas	Tipo			1 (Ton)	1	1	1	1	2	2	3	4	1 (Ton)	
	Ton/cm			-1.176	-0.04811	-0.04811	-0.04811	-0.04811	-0.04224	-0.04224	-0.02864	-0.02852	-1.176	
Masa (Ton.ssg/cm)	Tipo				1	1	2	2	3	3	4	5		
					0.04216	0.04348	0.04216	0.04348	0.04216	0.04348	0.02393	0.02393		
Longitudinal	Nodoj (cm²)	asj -	5.70	12.11	5.70	14.17	14.17	20.58	20.58	20.58	20.58	12.82	12.82	5.70
		:		3.96										
		:												
	Nodoj (cm²)	asj +	5.70	12.11	5.70	11.64	11.64	11.64	11.64	11.64	11.64	5.94	5.94	5.70
		asj +	5.70	12.11	5.70	20.58	20.58	20.58	20.58	20.58	20.58	12.82	12.82	5.70
		:		3.96										
	Nodoj (cm²)	:												
		:												
		asj -	5.70	12.11	5.70	11.64	11.64	11.64	11.64	11.64	11.64	5.94	5.94	5.70
	r _{ex} (cm)	capa 1	3.91	4.22	3.91	4.22	4.22	4.22	4.22	4.22	4.22	4.22	4.22	3.91
capa 2			20.00										*	
capa 3														
capa 4		3.91	4.22	3.91	4.22	4.22	4.22	4.22	4.22	4.22	4.22	4.22	3.91	
r _{ey} (cm)	capa 1	3.91	4.22	3.91	4.22	4.22	4.22	4.22	4.22	4.22	4.22	4.22	3.91	
	capa 2		20.00											
	capa 3													
	capa 4	3.91	4.22	3.91	4.22	4.22	4.22	4.22	4.22	4.22	4.22	4.22	3.91	

Conjuntos	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
Elementos	38, 45	39, 40, 43, 44	41, 42	48, 49, 50, 51, 52, 53, 54, 55, 56, 57, 58, 59, 60, 61, 62, 63, 64, 65	11	20	12, 16	21, 25	13	22	14	23	15	24	17	28	29, 30, 34, 35	31, 32, 33	10, 18	19, 27	28, 36
L(cm)	300	300	300	300	720	720	720	720	720	720	720	720	720	720	720	720	720	720	130	130	130
Sección Transversal	C1	C3	C4	C1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
B (cm)	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40
H (cm)	40	40	40	40	70	70	70	70	70	70	70	70	70	70	70	70	70	70	25	25	25
Cargas	Tipo			1 (ton)	1	1	1	1	2	2	3	3	4	4	1	1	1	5	6	7	8
Ton/cm				-1.176	-0.06475	-0.06475	-0.06475	-0.06475	-0.06104	-0.06104	-0.06104	-0.06104	-0.06104	-0.06104	-0.06475	-0.06475	-0.03669	-0.04125	-0.00792	-0.00792	-0.00630
Masa (ton,seg/cm)	Tipo				0.02223	0.02264	0.02223	0.02264	0.02223	0.02264	0.02223	0.02264	0.02223	0.02264	0.02223	0.02264	0.01160	0.01160	0.00401	0.00409	0.00209
A	asi -	5.70	18.05	20.90	5.70	18.05	24.47	24.47	24.47	11.64	11.64	30.71	30.71	30.71	24.47	24.47	12.82	12.82	11.64	11.64	12.82
C	:		5.70	5.70																	
F	:		5.70	10.13																	
O				5.70																	
L	asi +	5.70	18.05	20.90	5.70	15.44	11.64	11.64	11.64	11.64	11.64	11.64	11.64	11.64	11.64	11.64	5.94	5.94	3.80	3.80	5.94
O	asj +	5.70	18.05	20.90	5.70	24.47	24.47	24.47	30.71	30.71	30.71	30.71	24.47	24.47	18.05	18.05	12.82	12.82	11.64	11.64	12.82
N	:		5.70	5.70																	
U	:		5.70	10.13																	
D				5.70																	
I				5.70																	
R	asi -	5.70	18.05	20.90	5.70	11.64	11.64	11.64	11.64	11.64	11.64	11.64	11.64	11.64	11.64	15.44	5.94	5.94	3.80	3.80	5.94
E	capa 1	3.91	4.22	4.22	3.91	4.22	4.22	4.22	4.22	4.22	4.22	4.22	4.22	4.22	4.22	4.22	4.22	4.22	4.22	4.22	4.22
C	capa 2		15.59	15.59																	
C	capa 3		24.41	20.00																	
U			24.41	24.41																	
B	capa 4	3.91	4.22	4.22	3.91	4.22	4.22	4.22	4.22	4.22	4.22	4.22	4.22	4.22	4.22	4.22	4.22	4.22	4.22	4.22	4.22
R	capa 1	3.91	4.22	4.22	3.91	4.22	4.22	4.22	4.22	4.22	4.22	4.22	4.22	4.22	4.22	4.22	4.22	4.22	4.22	4.22	4.22
E	capa 2		15.59	15.59																	
C	capa 3		24.41	20.00																	
U			24.41	24.41																	
B	capa 4	3.91	4.22	4.22	3.91	4.22	4.22	4.22	4.22	4.22	4.22	4.22	4.22	4.22	4.22	4.22	4.22	4.22	4.22	4.22	4.22
R	capa 1	3.91	4.22	4.22	3.91	4.22	4.22	4.22	4.22	4.22	4.22	4.22	4.22	4.22	4.22	4.22	4.22	4.22	4.22	4.22	4.22
E	capa 2		15.59	15.59																	
C	capa 3		24.41	20.00																	
U			24.41	24.41																	
B	capa 4	3.91	4.22	4.22	3.91	4.22	4.22	4.22	4.22	4.22	4.22	4.22	4.22	4.22	4.22	4.22	4.22	4.22	4.22	4.22	4.22

Conjuntos		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	
Elementos		30,31,32,33, 34,35	9	16	11	18	13	20	8, 14	15, 21	10, 12	17, 19	23, 25, 27	24, 26	22, 28	38,39,40,41,42, 43,46,47,48,49, 50,51	
L(cm)		300	720	720	720	720	720	720	130	130	360	360	720	360	130	300	
Sección Transversal	Tipo	1	3	3	3	3	3	3	2	2	3	3	3	3	2	1	
	B (cm)	40	50	50	50	50	50	50	40	40	50	50	50	50	40	40	
	H (cm)	40	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	40	
Cargas	Tipo		1	1	2	2	1	1	3	3	2	2	4	4	5	1 (Ton)	
	Ton/cm		-0.00950	-0.00950	-0.00674	-0.00674	-0.00950	-0.00950	-0.00749	-0.00749	-0.00674	-0.00674	0.00306	0.00306	0.00245	1.176	
Masa (Ton.seg/cm)	Tipo																
			0.04383	0.04173	0.04383	0.04173	0.04383	0.04173	0.00791	0.00753	0.02192	0.02086	0.02319	0.01160	0.00419		
Longitudinal	NodoL (cm²)	asl -	5.70	6.23	8.23	12.82	12.82	12.82	11.64	11.64	12.82	12.82	8.23	8.23	8.23	5.70	
		:															
		:															
	NodoJ (cm²)	asl +	5.70	5.94	5.94	5.94	5.94	5.94	5.94	3.80	3.80	5.94	5.94	5.94	5.94	5.94	5.70
		asj +	5.70	12.82	12.82	12.82	12.82	8.23	8.23	11.64	11.64	12.82	12.82	8.23	8.23	8.23	5.70
		:															
		:															
		asj -	5.70	5.94	5.94	5.94	5.94	5.94	5.94	3.80	3.80	5.94	5.94	5.94	5.94	5.94	5.70
Recurbimientos	reX (cm)	capa 1	3.91	4.06	4.06	4.06	4.06	4.06	4.06	4.06	4.06	4.06	4.06	4.06	4.06	3.91	
		capa 2															
		capa 3															
		capa 4	3.91	4.06	4.06	4.06	4.06	4.06	4.06	4.06	4.06	4.06	4.06	4.06	4.06	3.91	
	reY (cm)	capa 1	3.91	4.06	4.06	4.06	4.06	4.06	4.06	4.06	4.06	4.06	4.06	4.06	4.06	3.91	
		capa 2															
		capa 3															
		capa 4	3.91	4.06	4.06	4.06	4.06	4.06	4.06	4.06	4.06	4.06	4.06	4.06	4.06	3.91	

Conjuntos		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17		
Elementos		30, 35	9	16	11	18	13	20	8, 14	15, 21	10, 12	17, 19	23, 25, 27	24, 26	22, 28	38,39,40,41,42, 43,46,47,48,49, 50,51	31, 34	32, 33		
L(cm)		300	720	720	720	720	720	720	130	130	360	360	720	360	130	300	300	300		
Sección Transversal	Tipo	1	3	3	3	3	3	3	2	2	3	3	3	3	2	1	1	1		
	B (cm)	40	50	50	50	50	50	50	40	40	50	50	50	50	40	40	40	40		
	H (cm)	40	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	40	40	40		
Cargas	Tipo	1	1	2	2	1	1	3	4	2	2	5	5	6	1 (Ton)					
	Ton/cm	-0.00950	-0.00950	-0.00674	-0.00674	-0.00950	-0.00950	-0.00749	-0.00974	-0.00674	-0.00674	-0.00306	-0.00306	-0.00245	-1.176					
Masa (Ton.seg/cm)	Tipo	1	2	3	4	1	2	5	6	3	7	8	9	10						
		0.06838	0.06628	0.06838	0.06628	0.06838	0.06628	0.01235	0.01197	0.03419	0.03314	0.03669	0.01835	0.00662						
Longitudinal	NodoL (cm²)	asl -	5.70	8.23	8.23	12.82	12.82	12.82	12.82	11.64	11.64	12.82	12.82	8.23	8.23	5.70	15.83	12.11		
		:															7.92	3.96		
		:															7.92			
	NodoJ (cm²)	asl +	5.70	5.94	5.94	5.94	5.94	5.94	5.94	3.80	3.80	5.94	5.94	5.94	5.94	5.94	5.70	15.83	12.11	
		asj +	5.70	12.82	12.82	12.82	12.82	8.23	8.23	11.64	11.64	12.82	12.82	8.23	8.23	8.23	5.70	15.83	12.11	
		:																7.92	3.96	
		:																7.92		
		asj -	5.70	5.94	5.94	5.94	5.94	5.94	5.94	3.80	3.80	5.94	5.94	5.94	5.94	5.94	5.70	15.83	12.11	
	Recurvili mentos	rex (cm)	capa 1	3.91	4.06	4.06	4.06	4.06	4.06	4.06	4.06	4.06	4.06	4.06	4.06	4.06	3.91	4.22	4.22	
			capa 2																15.91	20.00
			capa 3																24.10	
			capa 4	3.91	4.06	4.06	4.06	4.06	4.06	4.06	4.06	4.06	4.06	4.06	4.06	4.06	4.06	3.91	4.22	4.22
rey (cm)		capa 1	3.91	4.06	4.06	4.06	4.06	4.06	4.06	4.06	4.06	4.06	4.06	4.06	4.06	4.06	3.91	4.22	4.22	
		capa 2																15.91	20.00	
		capa 3																24.10		
		capa 4	3.91	4.06	4.06	4.06	4.06	4.06	4.06	4.06	4.06	4.06	4.06	4.06	4.06	4.06	3.91	4.22	4.22	

Conjuntos	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
Elementos	30, 35	9	16	11	18	13	20	8, 14	15, 21	10, 12	17, 19	23, 25, 27	24, 26	22, 28	38, 39, 42, 43 46, 47, 50, 51	31, 34	32, 33	40, 41, 48, 49
L(cm)	300	720	720	720	720	720	720	130	130	360	360	720	360	130	300	300	300	300
Sección Transversal	Tipo	1	3	3	3	3	3	2	2	3	3	3	3	2	1	1	1	1
	B (cm)	40	50	50	50	50	50	40	40	50	50	50	50	40	40	40	40	40
	H (cm)	40	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	40	40	40	40
Cargas	Tipo	1	1	2	2	1	1	3	3	4	4	4	4	5	1 (Ton)			1 (Ton)
	Ton/cm		-0.00950	-0.00950	-0.00674	-0.00674	-0.00950	-0.00749	-0.00749	-0.00306	-0.00306	-0.00306	-0.00306	-0.00245	-1.176			-1.176
Masa (Ton.seg/cm)	Tipo	1	2	3	4	1	4	5	6	3	7	8	9	10				
			0.04524	0.04699	0.04524	0.04699	0.04524	0.04699	0.00817	0.00848	0.02262	0.02349	0.02585	0.01293	0.00467			
Longitudinal	Nodoi (cm²)	asi -	5.70	8.23	8.23	12.82	12.82	12.82	12.82	11.64	11.64	12.82	12.82	8.23	8.23	5.70	15.83	12.11
		:															7.92	3.96
		:															7.92	
		asj +	5.70	5.94	5.94	5.94	5.94	5.94	3.80	3.80	5.94	5.94	5.94	5.94	5.94	5.70	15.83	12.11
	Nodoj (cm²)	asi +	5.70	12.82	12.82	12.82	12.82	8.23	8.23	11.64	11.64	12.82	12.82	8.23	8.23	5.70	15.83	12.11
		:															7.92	3.96
		:															7.92	
		asj -	5.70	5.94	5.94	5.94	5.94	5.94	3.80	3.80	5.94	5.94	5.94	5.94	5.94	5.70	15.83	12.11
Recubrimientos	rex (cm)	capa 1	3.91	4.06	4.06	4.06	4.06	4.06	4.06	4.06	4.06	4.06	4.06	4.06	4.06	3.91	4.22	4.22
		capa 2															15.91	20.00
		capa 3															24.10	20.00
		capa 4	3.91	4.06	4.06	4.06	4.06	4.06	4.06	4.06	4.06	4.06	4.06	4.06	4.06	3.91	4.22	4.22
	rey (cm)	capa 1	3.91	4.06	4.06	4.06	4.06	4.06	4.06	4.06	4.06	4.06	4.06	4.06	4.06	3.91	4.22	4.22
		capa 2															15.91	20.00
		capa 3															24.10	20.00
		capa 4	3.91	4.06	4.06	4.06	4.06	4.06	4.06	4.06	4.06	4.06	4.06	4.06	4.06	3.91	4.22	4.22

CONJUNTO 5

Conjuntos	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Elementos	14	5	8	4,7	6	9	11	12	10	16, 19, 22, 23	15
L(cm)	300	720	720	130	240	240	720	240	130	300	300
Sección Transversal	Tipo	1	3	3	2	3	3	3	2	1	1
	B (cm)	40	50	50	40	50	50	50	40	40	40
	H (cm)	40	25	25	25	25	25	25	25	40	40
Cargas	Tipo	1	1	2	3	3	3	3	4	1 (Ton)	
	Ton/cm		-0.00950	-0.00950	-0.00749	-0.00306	-0.00306	-0.00306	-0.00306	-1.176	
Masa (Ton.seg/cm)	Tipo	1	2	3	4	5	6	7	8		
			0.05152	0.05859	0.01058	0.01717	0.01953	0.02683	0.00894	0.00485	
Longitudinal	Nodoi (cm²)	asi -	12.11	18.05	18.05	11.64	18.05	18.05	18.05	11.64	5.70
		:	3.96								5.70
		:									10.13
		:									5.70
	Nodoj (cm²)	asi +	12.11	15.44	15.44	3.80	15.44	15.44	15.44	3.80	5.70
		asj +	12.11	18.05	18.05	11.64	18.05	18.05	18.05	11.64	5.70
		:	3.96								5.70
		:									10.13
Recubrimientos	rex (cm)	asi -	12.11	15.44	15.44	3.80	15.44	15.44	15.44	3.80	5.70
		capa 1	4.22	4.06	4.06	4.06	4.06	4.06	4.06	4.06	3.91
		capa 2	20.00								15.59
		capa 3									20.00
	rey (cm)	capa 4	4.22	4.06	4.06	4.06	4.06	4.06	4.06	4.06	3.91
		capa 1	4.22	4.06	4.06	4.06	4.06	4.06	4.06	4.06	3.91
		capa 2	20.00								15.59
		capa 3									20.00

ANEXO 3: Cálculo de la Masa para cada pórtico.

CÁLCULO DE LA MASA TOTAL POR NIVELES DEL EDIFICIO

		PÓRICO	NÚMERO	AREA	PORTE (m ²)	AREA			
PB-1	2	14.40	1.30	18.72	37.44	443.50	287.44	25,964.64	25.96
PB-2	2	31.40	7.20	226.08	452.16	593.50	702.16	381,396.96	381.40
PB-3	4	12.10	3.60	43.56	174.24	593.50	424.24	146,971.44	146.97
PB-2A	2	31.40	3.60	113.04	226.08	593.50	476.08	190,698.48	190.70
PB-5	2	21.60	10.90	235.44	470.88	463.50	720.88	335,972.88	335.97
					1,601.2				

NIVEL	CARGA				MASA (Ton.seg ² /cm)
	CARGA (kg)	MASA (kg)	Tamaño piso	Total (t. m ²)	
1	1,081.00	295.80	123.41	1,500.22	1.52927
2	1,081.00	295.80	123.41	1,500.22	1.52927
TECHO	665.43	147.90	0.00	813.33	0.82909

NIVEL 1	NIVEL 2	NIVEL 3
Masa (Ton.seg ² /cm)	Masa (Ton.seg ² /cm)	Masa (Ton.seg ² /cm)
1.52927	1.52927	0.82909

PORTICÓ A							
A		NIVEL 1		NIVEL 2		NIVEL 3	
		(%) rigidez del piso	Masa (según %k)	(%) rigidez del piso	Masa (según %k)	(%) rigidez del piso	Masa (según %k)
		0.164	0.25080	0.172	0.26304	0.173	0.14343
Elementos		Masa (Ton.seg ² /cm)	Masa (Ton.seg ² /cm)	Masa (Ton.seg ² /cm)			
Li (m)	L/Li						
7.2	0.14286	0.03583	0.03758	0.02049			
7.2	0.14286	0.03583	0.03758	0.02049			
7.2	0.14286	0.03583	0.03758	0.02049			
7.2	0.14286	0.03583	0.03758	0.02049			
7.2	0.14286	0.03583	0.03758	0.02049			
7.2	0.14286	0.03583	0.03758	0.02049			
7.2	0.14286	0.03583	0.03758	0.02049			
7.2	0.14286	0.03583	0.03758	0.02049			
50.4		0.25080	0.26304	0.14343			

PORTICO B							
B		NIVEL 1		NIVEL 2		NIVEL 3	
		(%) rigidez del piso	Masa (según %k)	(%) rigidez del piso	Masa (según %k)	(%) rigidez del piso	Masa (según %k)
		0.164	0.25080	0.159	0.24315	0.166	0.13763
Elementos		Masa (Ton.seg ² /cm)	Masa (Ton.seg ² /cm)	Masa (Ton.seg ² /cm)			
Li (m)	L/Li						
1.3	0.02453	0.00615	0.00596	0.00338			
7.2	0.13585	0.03407	0.03303	0.01870			
7.2	0.13585	0.03407	0.03303	0.01870			
7.2	0.13585	0.03407	0.03303	0.01870			
7.2	0.13585	0.03407	0.03303	0.01870			
7.2	0.13585	0.03407	0.03303	0.01870			
7.2	0.13585	0.03407	0.03303	0.01870			
7.2	0.13585	0.03407	0.03303	0.01870			
1.3	0.02453	0.00615	0.00596	0.00338			
53.0		0.25080	0.24315	0.13763			

PORTICO C							
C		NIVEL 1		NIVEL 2		NIVEL 3	
		(%) rigidéz del piso	Masa (según %k)	(%) rigidéz del piso	Masa (según %k)	(%) rigidéz del piso	Masa (según %k)
		0.221	0.33797	0.211	0.32268	0.215	0.17825
		Masa (Ton.seg²/cm)		Masa (Ton.seg²/cm)		Masa (Ton.seg²/cm)	
Elementos							
Li (m)	L/Li						
1.3	0.02453	0.02799		0.02672		0.01475	
7.2	0.13585	0.15499		0.14798		0.08175	
7.2	0.13585	0.15499		0.14798		0.08175	
15.7		0.33797		0.32268		0.17825	

		PORTICIO D					
		NIVEL 1		NIVEL 2		NIVEL 3	
		(%) rigidez del piso	Masa (según %k)	(%) rigidez del piso	Masa (según %k)	(%) rigidez del piso	Masa (según %k)
		0.151	0.23092	0.15	0.22939	0.141	0.11690
Elementos		Masa (Ton.seg ² /cm)		Masa (Ton.seg ² /cm)		Masa (Ton.seg ² /cm)	
Li (m)	L/Li						
1.3	0.02453	0.01912		0.01899		0.00968	
7.2	0.13585	0.10590		0.10520		0.05361	
7.2	0.13585	0.10590		0.10520		0.05361	
15.7		0.23092		0.22939		0.11690	

		PORTICIO E					
		NIVEL 1		NIVEL 2		NIVEL 3	
		(%) rigidez del piso	Masa (según %k)	(%) rigidez del piso	Masa (según %k)	(%) rigidez del piso	Masa (según %k)
		0.107	0.16363	0.109	0.16669	0.103	0.08540
Elementos		Masa (Ton.seg ² /cm)		Masa (Ton.seg ² /cm)		Masa (Ton.seg ² /cm)	
Li (m)	L/Li						
1.3	0.02453	0.00401		0.00409		0.00209	
7.2	0.13585	0.02223		0.02264		0.01160	
7.2	0.13585	0.02223		0.02264		0.01160	
7.2	0.13585	0.02223		0.02264		0.01160	
7.2	0.13585	0.02223		0.02264		0.01160	
7.2	0.13585	0.02223		0.02264		0.01160	
7.2	0.13585	0.02223		0.02264		0.01160	
7.2	0.13585	0.02223		0.02264		0.01160	
1.3	0.02453	0.00401		0.00409		0.00209	
53.0	1.0	0.16363		0.16669		0.08540	

		PORTICIO F					
		NIVEL 1		NIVEL 2		NIVEL 3	
		(%) rigidez del piso	Masa (según %k)	(%) rigidez del piso	Masa (según %k)	(%) rigidez del piso	Masa (según %k)
		0.193	0.29515	0.199	0.30433	0.202	0.16748
Elementos		Masa (Ton.seg ² /cm)		Masa (Ton.seg ² /cm)		Masa (Ton.seg ² /cm)	
Li (m)	L/Li						
7.2	0.14286	0.04216		0.04348		0.02393	
7.2	0.14286	0.04216		0.04348		0.02393	
7.2	0.14286	0.04216		0.04348		0.02393	
7.2	0.14286	0.04216		0.04348		0.02393	
7.2	0.14286	0.04216		0.04348		0.02393	
7.2	0.14286	0.04216		0.04348		0.02393	
7.2	0.14286	0.04216		0.04348		0.02393	
50.4		0.29515		0.30433		0.16748	

		PORTICO 1-8					
		NIVEL 1		NIVEL 2		NIVEL 3	
		(%) rigidéz del piso	Masa (según %k)	(%) rigidéz del piso	Masa (según %k)	(%) rigidéz del piso	Masa (según %k)
		0.124	0.18963	0.119	0.18198	0.122	0.10115
Elementos		Masa (Ton.seg ² /cm)		Masa (Ton.seg ² /cm)		Masa (Ton.seg ² /cm)	
Li (m)	L/Li						
1.3	0.04140	0.00791		0.00753		0.00419	
7.2	0.22930	0.04383		0.04173		0.02319	
3.6	0.11465	0.02192		0.02086		0.01160	
7.2	0.22930	0.04383		0.04173		0.02319	
3.6	0.11465	0.02192		0.02086		0.01160	
7.2	0.22930	0.04383		0.04173		0.02319	
1.3	0.04140	0.00792		0.00753		0.00419	
31.4	1.0	0.19116		0.18198		0.10115	

		PORTICO 1-5					
		NIVEL 1		NIVEL 2		NIVEL 3	
		(%) rigidéz del piso	Masa (según %k)	(%) rigidéz del piso	Masa (según %k)	(%) rigidéz del piso	Masa (según %k)
		0.195	0.29821	0.189	0.28903	0.193	0.16001
Elementos		Masa (Ton.seg ² /cm)		Masa (Ton.seg ² /cm)		Masa (Ton.seg ² /cm)	
Li (m)	L/Li						
1.3	0.04140	0.01235		0.01197		0.00662	
7.2	0.22930	0.06838		0.06628		0.03669	
3.6	0.11465	0.03419		0.03314		0.01835	
7.2	0.22930	0.06838		0.06628		0.03669	
3.6	0.11465	0.03419		0.03314		0.01835	
7.2	0.22930	0.06838		0.06628		0.03669	
1.3	0.04140	0.01235		0.01197		0.00662	
31.4	1.0	0.29821		0.28903		0.16001	

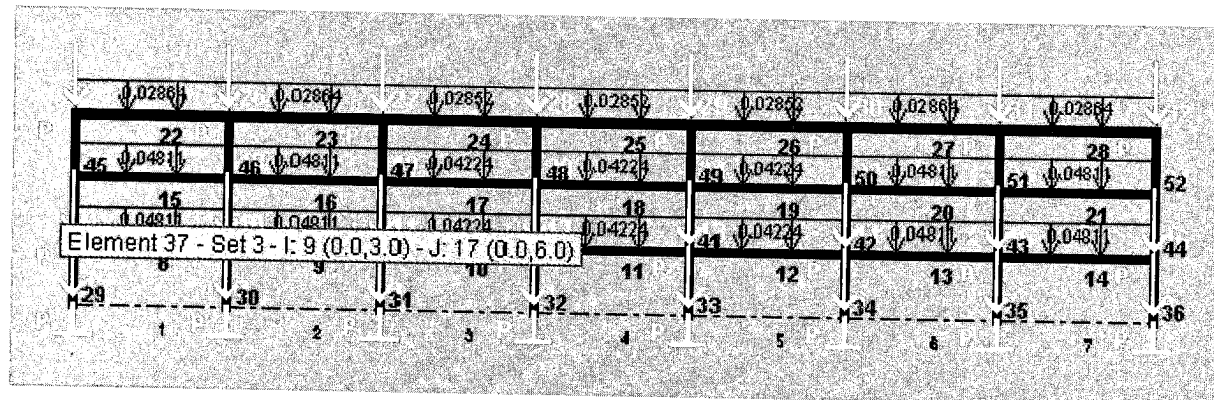
3-6 PORTICO 3-6		NIVEL 1		NIVEL 2		NIVEL 3	
		(%) rigidez del piso	Masa (según %k)	(%) rigidez del piso	Masa (según %k)	(%) rigidez del piso	Masa (según %k)
		0.129	0.19728	0.134	0.20492	0.136	0.11276
		Masa (Ton.seg ² /cm)		Masa (Ton.seg ² /cm)		Masa (Ton.seg ² /cm)	
Elementos		Masa (Ton.seg ² /cm)		Masa (Ton.seg ² /cm)		Masa (Ton.seg ² /cm)	
Li (m)	L/Li						
1.3	0.04140	0.00817		0.00848		0.00467	
7.2	0.22930	0.04524		0.04699		0.02585	
3.6	0.11465	0.02262		0.02349		0.01293	
7.2	0.22930	0.04524		0.04699		0.02585	
3.6	0.11465	0.02262		0.02349		0.01293	
7.2	0.22930	0.04524		0.04699		0.02585	
1.3	0.04140	0.00817		0.00848		0.00467	
31.4	1.0	0.19728		0.20492		0.11276	

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

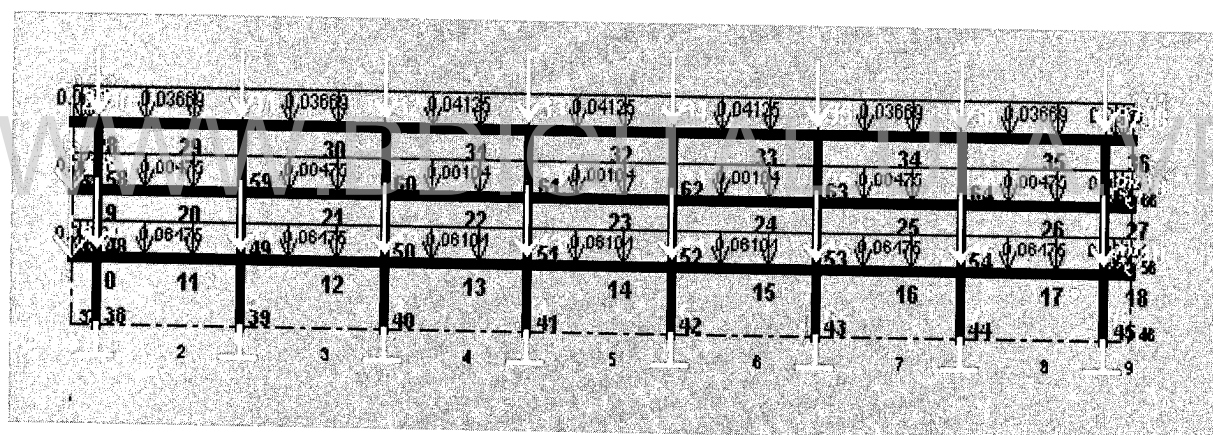
4-5 PORTICO 4-5		NIVEL 1		NIVEL 2		NIVEL 3	
		(%) rigidez del piso	Masa (según %k)	(%) rigidez del piso	Masa (según %k)	(%) rigidez del piso	Masa (según %k)
		0.051	0.07799	0.058	0.08870	0.049	0.04063
		Masa (Ton.seg ² /cm)		Masa (Ton.seg ² /cm)		Masa (Ton.seg ² /cm)	
Elementos		Masa (Ton.seg ² /cm)		Masa (Ton.seg ² /cm)		Masa (Ton.seg ² /cm)	
Li (m)	L/Li						
1.3	0.04140	0.00930		0.01058		0.00485	
7.2	0.22930	0.05152		0.05859		0.02684	
2.4	0.07643	0.01717		0.01953		0.00894	
10.9		0.07799		0.08870		0.04063	

ANEXO 4: Solicitaciones en cada uno de los pórticos

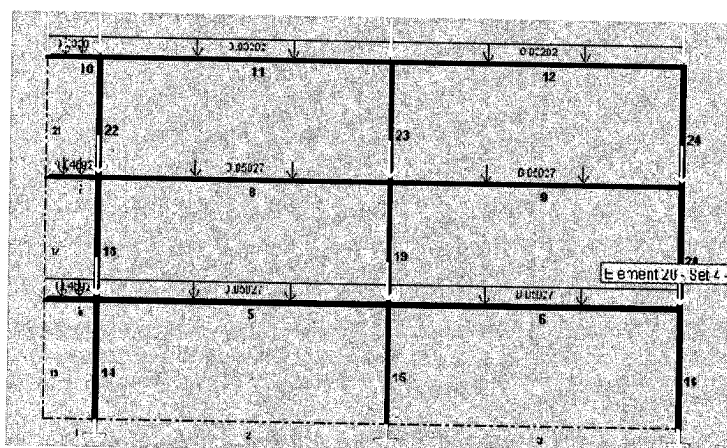
Pórtico A



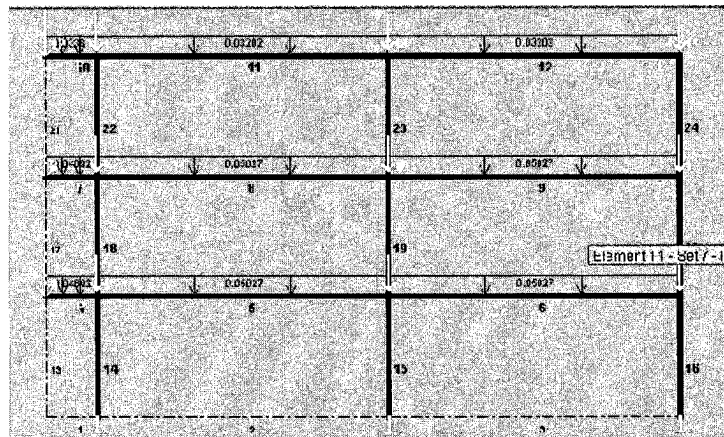
Pórtico B



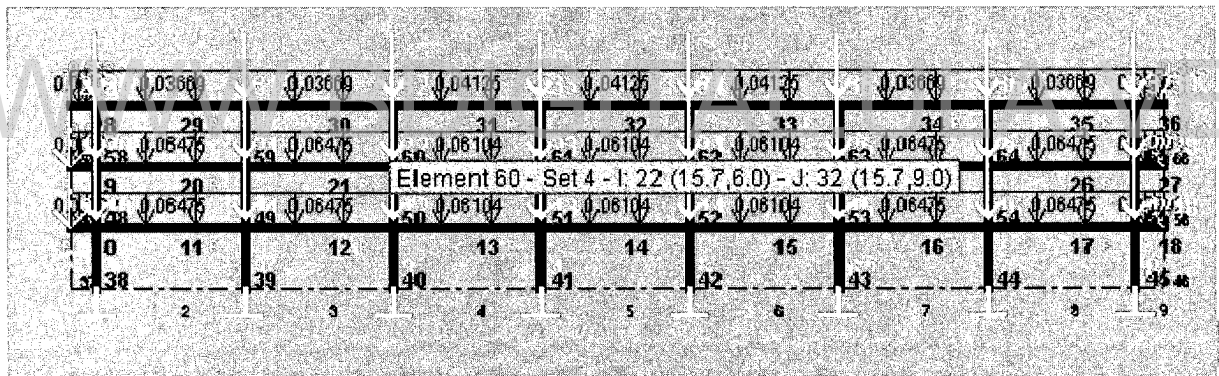
Pórtico C



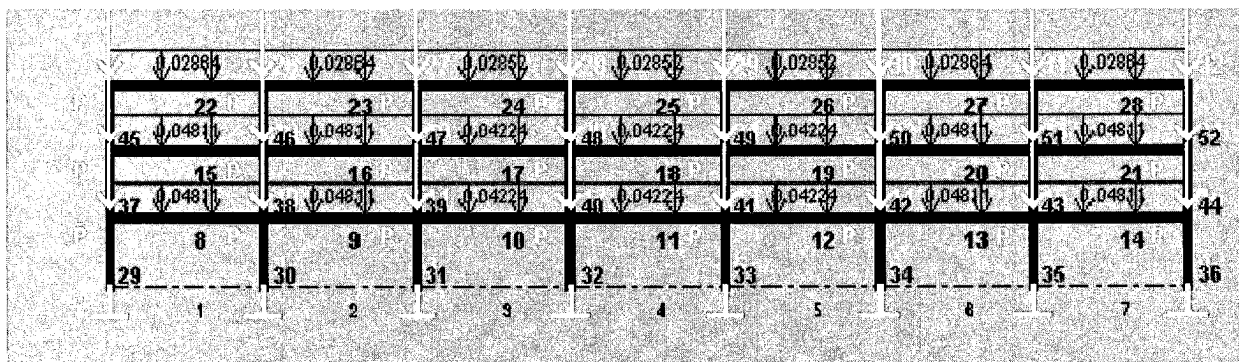
Pórtico D



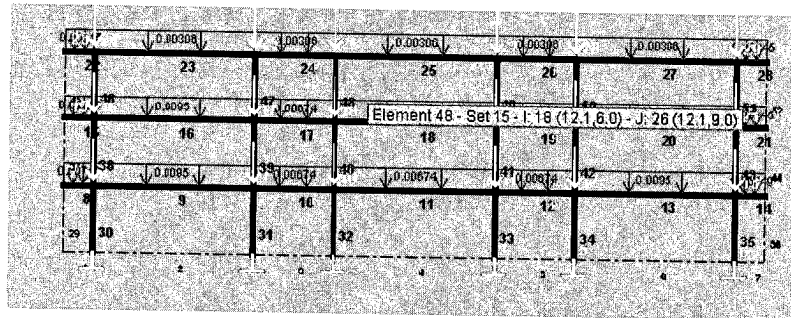
Pórtico E



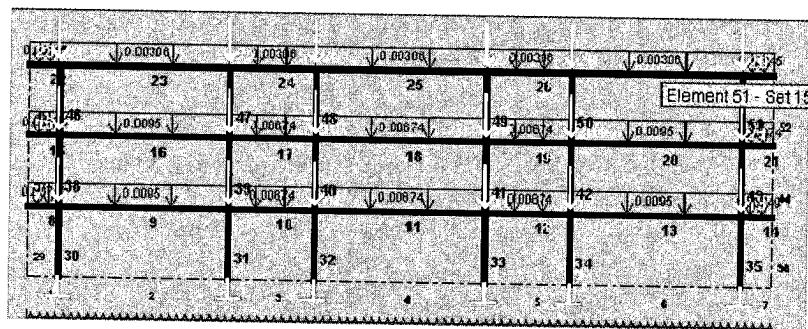
Pórtico F



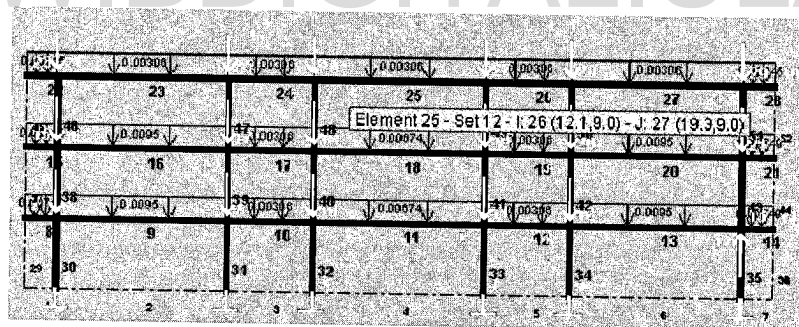
Pórtico 1=8



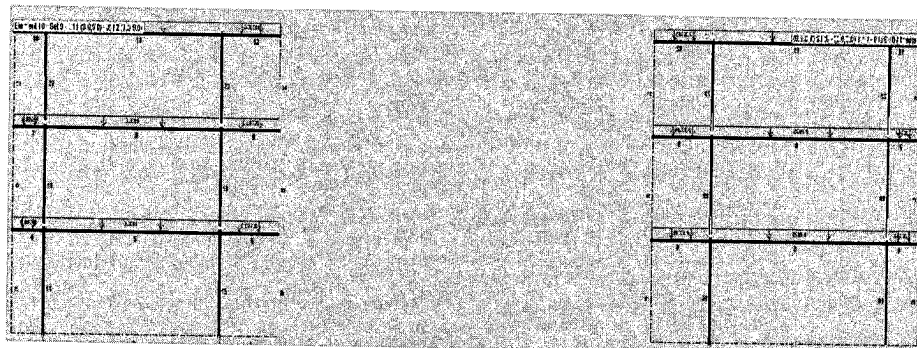
Pórtico 2=7



Pórtico 3=6



Pórtico 4=5



ANEXO 5: Tablas de Daño para cada uno de los pórticos

PÓRTICO A							
ET	DAÑO	ET	DAÑO	ET	DAÑO	ET	DAÑO
35	0.65225	35	0.64269	30	0.66397	30	0.65396
31	0.64718	30	0.63925	34	0.65855	35	0.64854
30	0.64578	31	0.63546	35	0.65690	34	0.64167
34	0.64485	34	0.63406	31	0.65606	31	0.63991
29	0.59944	29	0.58323	36	0.62574	36	0.60120
32	0.57767	32	0.56082	38	0.59809	38	0.59915
33	0.57748	33	0.56067	43	0.59411	43	0.59539
36	0.57443	36	0.55943	42	0.59116	42	0.59363
43	0.53563	43	0.53672	29	0.58984	39	0.59136
38	0.53350	38	0.53476	39	0.58904	41	0.58960
42	0.52931	42	0.53220	33	0.58525	40	0.58847
39	0.52899	39	0.53118	32	0.58502	33	0.56382
40	0.52204	40	0.52788	41	0.58386	32	0.56344
41	0.52155	41	0.52744	40	0.58276	29	0.56065
37	0.45732	37	0.47147	44	0.52084	44	0.53788
44	0.43422	44	0.44813	37	0.49975	37	0.51705
8	0.16216	14	0.17861	51	0.18012	51	0.21024
46	0.13567	46	0.16251	46	0.15876	48	0.19151
51	0.11699	51	0.14298	49	0.15429	49	0.19104
49	0.10572	50	0.14118	48	0.15414	47	0.19060
48	0.10443	49	0.13990	47	0.15342	46	0.19040
50	0.10331	48	0.13797	50	0.14640	50	0.18280
47	0.09418	47	0.13165	8	0.11044	52	0.14249
11	0.06285	45	0.09689	52	0.06018	45	0.10478
14	0.05789	11	0.06346	45	0.04165	14	0.06018
12	0.05338	52	0.06116	15	0.03346	11	0.02594
15	0.04528	21	0.05490	14	0.03242	8	0.02393
10	0.03947	10	0.05069	11	0.02593	10	0.02199
45	0.02694	8	0.04897	12	0.02111	21	0.01667
13	0.02387	12	0.04461	10	0.01734	12	0.01584
21	0.02126	9	0.02240	13	0.00883	9	0.00830
9	0.01512	15	0.01289	21	0.00629	15	0.00665
52	0.00813	13	0.01097	9	0.00291	13	0.00540
17	0.00746	19	0.00829	17	0.00245	19	0.00223
19	0.00679	16	0.00740	19	0.00189	17	0.00158
16	0.00661	17	0.00738	20	0.00182	18	0.00122
18	0.00642	18	0.00668	18	0.00126	16	0.00073
20	0.00474	20	0.00075	16	0.00000	20	0.00053
22	0.00000	22	0.00000	22	0.00000	22	0.00000
23	0.00000	23	0.00000	23	0.00000	23	0.00000
24	0.00000	24	0.00000	24	0.00000	24	0.00000
25	0.00000	25	0.00000	25	0.00000	25	0.00000
26	0.00000	26	0.00000	26	0.00000	26	0.00000
27	0.00000	27	0.00000	27	0.00000	27	0.00000
28	0.00000	28	0.00000	28	0.00000	28	0.00000

ANEXO B

Ed	Indice	Ed	Indice	Ed	Indice	Ed	Indice
52	0.94302	52	0.94267	53	0.81790	53	0.81839
51	0.94236	51	0.94227	51	0.81225	51	0.81200
53	0.94196	53	0.94176	52	0.81070	52	0.80988
50	0.94108	50	0.94114	49	0.80942	50	0.80767
54	0.93554	54	0.93502	50	0.80651	49	0.80434
49	0.91920	49	0.91878	54	0.79337	54	0.79341
48	0.90728	48	0.90609	45	0.76684	55	0.75715
55	0.90629	55	0.90435	55	0.75918	45	0.75430
38	0.77282	38	0.75770	38	0.75821	48	0.74870
45	0.74617	45	0.73665	48	0.75093	38	0.74861
39	0.66962	43	0.65455	39	0.67785	43	0.66958
44	0.66686	39	0.65446	44	0.67785	44	0.66951
43	0.66651	40	0.65348	43	0.67711	40	0.66949
40	0.66600	44	0.64986	40	0.67692	39	0.66911
41	0.63506	42	0.61773	42	0.64617	42	0.63585
42	0.63436	41	0.61646	41	0.64571	41	0.63553
64	0.43977	62	0.44675	62	0.45452	61	0.46336
61	0.42993	61	0.44485	59	0.45375	62	0.45960
59	0.42961	64	0.44257	61	0.45374	60	0.45848
62	0.42197	63	0.44002	60	0.45019	59	0.45608
63	0.41602	60	0.43714	63	0.44286	63	0.45294
60	0.40435	59	0.43234	64	0.44243	64	0.44463
65	0.31397	58	0.38367	65	0.36383	65	0.39429
58	0.31205	65	0.35220	58	0.35556	58	0.37086
17	0.09696	19	0.31289	11	0.08900	17	0.06622
11	0.08465	10	0.28046	27	0.06895	11	0.04654
15	0.08445	17	0.11782	20	0.05961	26	0.04188
14	0.08443	14	0.08736	18	0.05301	15	0.03544
13	0.07892	15	0.08319	17	0.03591	14	0.03214
12	0.06988	13	0.08016	13	0.03553	13	0.03059
16	0.06890	11	0.07729	14	0.03263	12	0.03048
20	0.04813	26	0.07424	16	0.03167	16	0.02990
26	0.04474	35	0.07363	12	0.02948	20	0.01337
29	0.03704	12	0.06931	15	0.02902	24	0.00754
22	0.02465	16	0.05913	29	0.01184	22	0.00464
24	0.02152	24	0.03011	22	0.00829	21	0.00398
23	0.02059	20	0.02879	26	0.00788	23	0.00369
21	0.02045	21	0.02106	25	0.00550	35	0.00357
25	0.01851	22	0.02101	36	0.00488	25	0.00305
10	0.00000	23	0.01942	24	0.00423	10	0.00000
18	0.00000	28	0.01290	23	0.00393	18	0.00000
19	0.00000	25	0.00742	10	0.00000	19	0.00000
27	0.00000	18	0.00000	19	0.00000	27	0.00000
28	0.00000	27	0.00000	21	0.00000	28	0.00000
30	0.00000	29	0.00000	28	0.00000	29	0.00000
31	0.00000	30	0.00000	30	0.00000	30	0.00000
32	0.00000	31	0.00000	31	0.00000	31	0.00000
33	0.00000	32	0.00000	32	0.00000	32	0.00000
34	0.00000	33	0.00000	33	0.00000	33	0.00000
35	0.00000	34	0.00000	34	0.00000	34	0.00000
36	0.00000	36	0.00000	35	0.00000	36	0.00000

PORTFOLIO

CI	Calificación	CI	Calificación	CI	Calificación	CI	Calificación
14	0.76805	14	0.75650	15	0.48247	15	0.46460
15	0.74435	15	0.74228	19	0.42738	19	0.43203
16	0.64209	16	0.62360	14	0.42407	18	0.38986
20	0.48056	20	0.49445	16	0.40253	14	0.38335
19	0.47895	19	0.48440	18	0.36187	20	0.37051
18	0.45453	4	0.47067	20	0.23043	16	0.25453
23	0.21548	18	0.45001	23	0.19874	23	0.19858
22	0.14945	7	0.44769	22	0.16007	6	0.17809
24	0.10779	10	0.22190	5	0.08888	22	0.16610
5	0.08824	23	0.21218	8	0.05913	9	0.08511
6	0.06382	22	0.17581	6	0.03284	24	0.07899
8	0.05427	6	0.12795	24	0.03213	12	0.02657
9	0.01749	24	0.11861	11	0.01047	5	0.02331
4	0.00000	9	0.09435	9	0.00429	8	0.00265
7	0.00000	5	0.04579	4	0.00000	4	0.00000
10	0.00000	12	0.03883	7	0.00000	7	0.00000
11	0.00000	8	0.00337	10	0.00000	10	0.00000
12	0.00000	11	0.00000	12	0.00000	11	0.00000

PORTFOLIO

CI	Calificación	CI	Calificación	CI	Calificación	CI	Calificación
14	0.87560	14	0.88296	15	0.57977	15	0.55944
15	0.86561	15	0.86727	16	0.50747	19	0.48085
16	0.78380	16	0.79059	14	0.47977	20	0.44958
19	0.46903	4	0.54667	19	0.46896	18	0.43946
18	0.44803	19	0.46919	18	0.38854	14	0.42022
20	0.43248	7	0.45958	20	0.22784	16	0.30692
23	0.18613	18	0.43182	23	0.18295	23	0.18262
5	0.10631	20	0.40824	22	0.13966	6	0.16624
6	0.07921	10	0.23947	5	0.08318	22	0.15807
8	0.05143	23	0.18698	6	0.03283	24	0.05474
24	0.02263	6	0.17925	8	0.03092	9	0.05379
9	0.01817	22	0.14724	11	0.01026	5	0.01665
22	0.01744	9	0.09965	24	0.00914	8	0.00318
4	0.00000	5	0.06621	9	0.00654	4	0.00000
7	0.00000	24	0.03841	4	0.00000	7	0.00000
10	0.00000	12	0.02282	7	0.00000	10	0.00000
11	0.00000	8	0.00367	10	0.00000	11	0.00000
12	0.00000	11	0.00000	12	0.00000	12	0.00000

PORTUGUES

38	0.65633	38	0.62588	53	0.73528	53	0.73716
54	0.62158	53	0.62311	51	0.73432	51	0.73694
49	0.61960	54	0.62294	50	0.73387	52	0.73596
52	0.61908	52	0.62198	49	0.73377	49	0.73595
45	0.61898	51	0.62153	52	0.73360	50	0.73552
50	0.61861	50	0.62123	54	0.72915	54	0.73105
53	0.61847	49	0.62017	45	0.68567	55	0.66527
51	0.61736	45	0.60297	55	0.66341	48	0.65781
48	0.57238	48	0.57624	48	0.65763	45	0.65422
55	0.54967	55	0.55188	38	0.64108	38	0.62395
44	0.51477	40	0.49108	39	0.57860	44	0.56187
40	0.51422	39	0.49062	43	0.57731	39	0.56089
39	0.51386	43	0.48930	44	0.57729	40	0.55777
43	0.51281	44	0.48762	40	0.57693	43	0.55741
41	0.47922	42	0.45012	42	0.54551	41	0.52477
42	0.47831	41	0.44974	41	0.54540	42	0.52428
59	0.14144	10	0.23763	64	0.21322	64	0.24222
17	0.11525	59	0.14916	59	0.18389	59	0.21161
14	0.10650	63	0.12098	62	0.17059	60	0.20991
15	0.10351	64	0.11693	60	0.16823	62	0.20912
64	0.10046	17	0.11685	61	0.16803	61	0.20542
63	0.09325	62	0.11542	63	0.16094	63	0.20184
13	0.08843	61	0.11474	11	0.09771	65	0.15568
61	0.08757	60	0.11340	58	0.07367	58	0.12981
62	0.08663	14	0.10699	65	0.07201	17	0.06450
16	0.08482	19	0.10622	13	0.04139	11	0.04750
11	0.08429	13	0.09742	18	0.03814	15	0.03622
60	0.08282	15	0.09699	17	0.03473	12	0.03608
12	0.07923	11	0.09336	14	0.03448	14	0.03495
20	0.02887	12	0.08208	27	0.03412	16	0.03462
26	0.02838	58	0.07576	16	0.03324	13	0.02896
22	0.01437	16	0.07256	15	0.02922	26	0.01354
58	0.01382	65	0.05023	12	0.02862	20	0.00754
24	0.01184	26	0.04706	20	0.02859	24	0.00189
23	0.01151	24	0.01543	22	0.00276	25	0.00142
65	0.00912	20	0.01398	26	0.00260	21	0.00118
25	0.00904	21	0.01276	25	0.00149	23	0.00097
21	0.00839	22	0.01228	24	0.00126	10	0.00000
10	0.00000	23	0.01100	23	0.00022	18	0.00000
18	0.00000	18	0.00000	10	0.00000	19	0.00000
19	0.00000	25	0.00000	19	0.00000	22	0.00000
27	0.00000	27	0.00000	21	0.00000	27	0.00000
28	0.00000	28	0.00000	28	0.00000	28	0.00000
29	0.00000	29	0.00000	29	0.00000	29	0.00000
30	0.00000	30	0.00000	30	0.00000	30	0.00000
31	0.00000	31	0.00000	31	0.00000	31	0.00000
32	0.00000	32	0.00000	32	0.00000	32	0.00000
33	0.00000	33	0.00000	33	0.00000	33	0.00000
34	0.00000	34	0.00000	34	0.00000	34	0.00000
35	0.00000	35	0.00000	35	0.00000	35	0.00000
36	0.00000	36	0.00000	36	0.00000	36	0.00000