



ANÁLISIS DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE LOS EDIFICIOS FUNDADORES Y AULAS SUR DE LA U.F.P.S.

Jorge Fernando Márquez Peñaranda
Profesor Departamento de Construcciones Civiles,
Vías y Transporte
jjpo@hispavista.com
Universidad Francisco de Paula Santander

RESUMEN

La ciudad de San José de Cúcuta se halla ubicada en una zona de alto riesgo sísmico sobre la confluencia de sistemas de fallas activas importantes tales como el Frontal de la Cordillera Oriental y el de Boconó. Según las Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente (NSR-98) esta ciudad se halla emplazada en la región 7 y debe considerarse un coeficiente de aceleración pico efectiva $A_a=0.3$. La Universidad Francisco de Paula Santander (U.F.P.S.), ente público oficial con cuarenta y un años de servicio a la comunidad, consciente de esta amenaza ha iniciado la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de sus edificaciones, dos de las cuales constituyen el objeto de este trabajo. Se trata de los edificios AULAS SUR y FUNDADORES, inmuebles de aulas que representan la mayor oferta y demanda de uso en comparación con las demás edificaciones de la U.F.P.S., para los cuales se ha recavado toda la información existente relacionada con características geométricas y mecánicas de su estructura y se ha desarrollado un análisis elástico en concordancia con los lineamientos de las NSR-98. El primero de ellos está soportado por pórticos tridimensionales de concreto reforzado y fue construido dentro de la vigencia del decreto 1400 de 1984 en tanto que el segundo está constituido por muros de mampostería confinada y tiene más de treinta años de servicio. Como resultado de este análisis se ha identificado la vulnerabilidad con relación a la resistencia y rigidez de la estructura y cada uno de sus elementos llegando finalmente a proponer las modificaciones a implantar en la configuración original para mejorar y dar suficiencia a estas dos importantes características.

INTRODUCCIÓN

Los edificios Aulas Sur y Fundadores ubicados en la sede principal de la U.F.P.S. representan la mayor oferta de aulas para docencia. El primero se diseñó y construyó hace unos diez años usando pórticos de concreto reforzado y placas aligeradas armadas en dos direcciones con lineamientos adecuados dictados por los requisitos del entonces vigente Código Colombiano de Construcciones Sismo-Resistentes (CCCSR) y del buen juicio profesional amparado a la luz del estado del arte en esa época. Puede decirse que posee una ductilidad adecuada representada en el detallado del refuerzo de sus elementos pero a la luz de los requisitos actuales de las Normas Sismo-Resistentes presenta una alta flexibilidad lo que en el evento de un sismo intenso se traduciría en grandes deformaciones permanentes y pánico de los ocupantes. Por otra parte el principal problema que hoy se deduce siguiendo esas Normas es que la estructura carece de resistencia para atender dicho sismo sin colapsar.

El segundo edificio mencionado es el más antiguo y fue diseñado y construido hace unos treinta años. Su estructura está hecha de muros de ladrillo macizo de arcilla cocida confinados levemente por machones (columnas) de concreto reforzado distribuidos en toda el área y tiene cuatro cortinas (muros) del mismo material que son insuficientes ante las exigencias de las Normas actuales. Las placas de entepiso están armadas en una sola dirección y fundidas en concreto reforzado y su cimentación es de concreto ciclópeo coronado con vigas. Ofrece una pobre ductilidad, aunque evidentemente su rigidez es alta. Esto implica que aunque en un sismo intenso puede inicialmente responder con bajos desplazamientos, no será capaz de disipar la energía que le demandan los ciclos histeréticos posteriores y colapsará de manera frágil. Además aunque su rigidez sea alta experimentará en ese sismo derivas superiores al 0.5% lo que implica que el muro colapse aún bajo carga cuasi-estática. El edificio Fundadores se estudió como un sistema de



mampostería confinada, que es el sistema estructural más próximo en configuración y filosofía al existente, sin descuidar la reducción de la flexibilidad actual.

Por lo anterior el principal objeto de este trabajo es proponer refuerzos para mejorar la resistencia y reducir la flexibilidad de los edificios hasta un nivel similar al exigido por las Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente (NSR-98). Así mismo como la vulnerabilidad de una edificación es inherente a sí misma y a la amenaza que le solicita, el análisis efectuado aquí se restringe a lo establecido por las NSR-98 para la ciudad de Cúcuta.

1. DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PROYECTO

La sede principal de la Universidad Francisco de Paula Santander (U.F.P.S.) está ubicada en el barrio Colsag de la ciudad de Cúcuta, en la intersección de las avenidas Gran Colombia y 12E y dentro de ella está construidos los edificios Aulas Sur y Fundadores. El primero fue diseñado y construido entre los años 1986 y 1995 desarrollándose en dos etapas convenientemente aisladas por medio de una junta estructural de 15 cm y su uso original y actual es el de aulas de clase. Su sistema estructural lo constituyen pórticos ortogonales de concreto reforzado, placas aligeradas de 45 cm de espesor armadas en dos direcciones con viguetas de 10 y 11 cm cada 85 y 95 cm (eje centroidal) y losa superior de 5 cm, en tanto que la cubierta es de machimbre revestido con teja de barro. La cimentación la conforman zapatas amarradas con vigas y la altura libre de cada piso es de 3.00 m con espacios separados por muros de mampostería de arcilla que fueron construidos después de la estructura. El edificio cuenta con cuatro pisos que contienen aulas, algunas oficinas y baterías de baños en los tres primeros pisos. Sus áreas construida y de lote son de 4251 m² y 1120 m².

El edificio Fundadores está ubicado a unos metros al norte del edificio Aulas Sur fue diseñado y construido

entre los años 1970 y 1972 y su uso original y actual es el de aulas de clase. Su sistema estructural lo constituyen muros de carga construidos en ladrillo macizo de arcilla cocida en su mayoría de 0.25m de espesor y ligeramente confinados por machones de concreto de 0.15mX0.25m (ancho menor que el del muro) de sección reforzados con seis barras de 10 mm (3/8"). Posee también cuatro cortinas de concreto reforzado ubicadas hacia la periferia cimentadas en zapatas rectangulares. La cimentación de los muros de mampostería es de concreto ciclópeo coronado con vigas de concreto reforzadas en su mayoría con seis barras de 12.7 mm (1/2"). Los entresijos poseen dos tipos de placas: fundidas en el sitio y prefabricadas. Las placas fundidas poseen 0.40m de espesor, se hallan armadas en una sola dirección, siguiendo la menor longitud, aligeradas con bloques de concreto y tienen viguetas de 0.10m, 0.14m y 0.15m de ancho pero no poseen losa superior que garantice su acción de diafragma. Las placas prefabricadas están constituidas por vigas T de 0.45m de altura con 1.20m de ancho de aleta y poseen soldadura del refuerzo transversal entre elementos que le permiten desarrollar su acción de diafragma en el sentido este-oeste. Sin embargo en el sentido norte-sur no existen conexiones en sus apoyos que garanticen esta acción. El edificio cuenta con cuatro pisos que contienen aulas, oficinas de profesores y baterías de baños. Su área construida es de 3689 m².

Este proyecto se desarrolló entre los meses de abril de 2002 y mayo de 2003 y fue financiado por el Fondo de Investigaciones Universitarias (FINU) de la U.F.P.S.

2. PROCEDIMIENTO Y RESULTADOS

Este proyecto se enmarcó en lo establecido por la Ley 400 de 1997 y los decretos 33 de 1998, 34 de 1999 y 2809 de 2000 contenidos en las Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente (NSR-98). La figura 1 presenta el diagrama de flujo correspondiente.

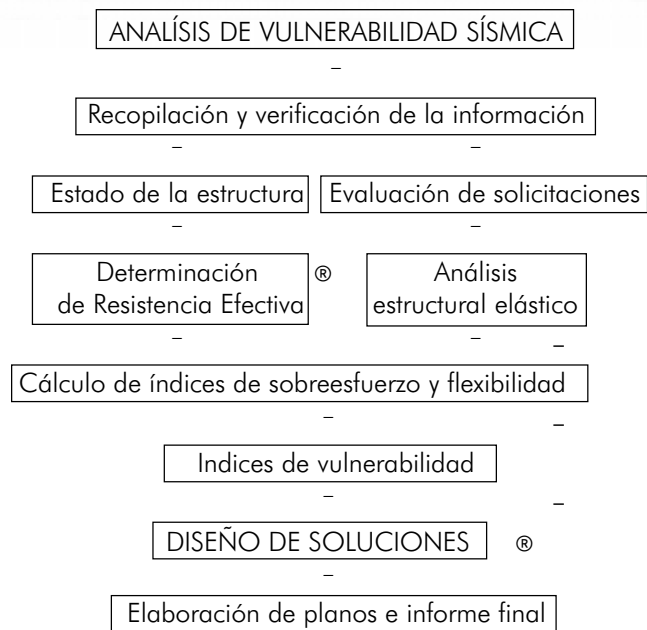


Figura 1. Diagrama de flujo de procedimiento

A continuación se describe cada etapa del proceso.

2.1. RECOPIACIÓN Y VERIFICACIÓN DE LA INFORMACIÓN.

Se buscaron planos arquitectónicos y estructurales para establecer la configuración original del edificio y se revisaron planos de infraestructura (sanitarios, hidráulicos, eléctricos y de telefonía) para identificar posibles puntos débiles debido al cruce de tuberías grandes o de cajas y ductos a través de elementos estructurales principales. Además se buscaron memorias de cálculos estructurales, estudios de suelos, ensayos de materiales en el proceso de construcción, actas de obra y testimonios de las personas que participaron en el diseño, construcción y mantenimiento de la edificación. Se revisaron en el sitio las dimensiones actuales y reales de los elementos estructurales y no estructurales, así como el tipo de acabados y de otros elementos que generarían cargas adicionales no contempladas en el diseño original. Con esto se estableció el grado de concordancia entre los planos originales y el producto actual definiendo planos reales de trabajo basados en las medidas y observaciones tomadas. Por otra parte se realizó una

inspección visual para identificar anomalías tales como grietas, asentamientos, exposición del refuerzo, deformaciones excesivas y respuesta ante eventos importantes ocurridos con lo que se calificó la calidad del diseño y la construcción original y del estado de mantenimiento y conservación de la estructura.

Para el edificio Aulas Sur se encontraron 29 planos arquitectónicos digitalizados, 23 planos de infraestructura y 12 planos estructurales en papel. Se observó que no existen sobrecargas de almacenamiento de agua pues posee sistema hidroneumático, pero se encontraron diferencias menores en algunos elementos estructurales tales como las columnas de la fachada norte. Sólo existen memorias de cálculo de la etapa 1 y el estudio de suelos (Gómez, et al,1999) indica que el suelo encontrado es granular con un ángulo de fricción interna que oscila entre 31° y 37° y peso unitario promedio de 20 KN/m^3 . Usando los factores generales para el modelo de Terzaghi (Rico and Del Castillo,1978) se encontró que la capacidad admisible del suelo se halla entre 340 y 400 KN/m^2 para zapatas con ancho entre 1.00 m y 3.50 m cimentadas a una profundidad de 2.00 m y con un factor de seguridad de 2.50 . Sin embargo, para cargas sísmicas, las NSR-98 (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, AIS 1998) permiten usar un factor de seguridad de 2.00 (ver H.4.1.7) y un sobreesfuerzo de 33% (ver B.2.3.4) con lo que la capacidad portante puede llegar a 610 KN/m^2 . Las especificaciones originales de este edificio se resumen a continuación:

Concreto de zapatas y vigas de amarre:	$f'_c=21 \text{ MPa}$
Concreto de pedestales y columnas:	$f'_c=28 \text{ MPa}$
Concreto de vigas, viguetas y losas:	$f'_c=24.5 \text{ MPa}$
Acero de refuerzo para $\epsilon \leq 9.5 \text{ mm}$ (3/8"):	$f_y=240 \text{ MPa}$
Acero de refuerzo para $\epsilon \geq 12.7 \text{ mm}$ (1/2"):	$f_y=420 \text{ MPa}$

El estado de conservación del edificio Aulas Sur es bueno. La zona inferior de cada placa presenta fisuras menores la mayoría de menos de 0.5 mm y ninguna mayor que 1 mm de ancho medidas de forma



aproximada durante uso normal del piso. Su apariencia indica deflexión aceptable en las zonas centrales y la orientación entre fisuras de diferente dirección es aproximadamente ortogonal. En los muros solo se encontraron grietas importantes en los extremos del tercer piso sobre la fachada norte de la etapa I (ejes 5 y 9), específicamente en la unión con la etapa II y en la línea que divide la batería de baños y las escaleras. La columna 9D del primer piso tiene una grieta diagonal en su pata que atraviesa la sección lo que sugiere falla del concreto por tensión diagonal. El estado de la zona de junta estructural (ejes 4' de la etapa II y 5 de la etapa I) indica que se ha movido un bloque con respecto a otro. Allí se observan grietas y la superficie del piso adyacente se ha arrugado aparentemente por la ausencia de juntas elásticas en el mismo. En ninguna parte se encontró el refuerzo expuesto y la apariencia de las superficies de concreto de los elementos estructurales no da señales de deterioro de ningún tipo.

El edificio Fundadores posee 20 planos arquitectónicos digitalizados y 15 planos estructurales originales dibujados con lápiz sobre papel mantequilla. Las principales diferencias encontradas acusan adición de muros en la zona suroriental, remoción de muros y eliminación de voladizo en la zona noroccidental, la estructura de cubierta originalmente diseñada en cerchas se construyó en placa aligerada y no se usó postensado para la viga canal. No se encontraron planos de infraestructura ni memorias de cálculo y el estudio de suelos usado fue el referido en el párrafo anterior. El edificio de interés se halla adyacente al auditorio Eustorgio Colmenares Batista separado por una junta de 2 cm. Los ladrillos usados provinieron de los Tejares Pescadero y San Luis propios de la zona, el concreto se solicitó a Preconcretos y las especificaciones originales son:

Concreto de todos los elementos: $f'_c=21$ MPa
Capacidad portante del suelo: $q_a=150$ KN/m²
Acero de refuerzo para $\epsilon \leq 3/8''$: Paz del Río, $f_y=240$ MPa
Acero de refuerzo para $\epsilon \geq 1/2''$: Heliacero (16),
 $f_y=420$ MPa

En general el estado de conservación del edificio Fundadores es bueno. Los muros no presentan grietas ni abombamientos. Sólo existen grietas en la torta inferior de las placas bajo las zonas donde originalmente se dejaron ductos para aire acondicionado, las cuales deben fijarse de forma segura o eliminarse. Las escaleras presentan fisuras pequeñas debidas a un trabajo normal de flexión. Existe un abombamiento del acabado de piso en la zona exterior adyacente al edificio en el extremo suroriental que no parece involucrar asentamientos ni movimientos del suelo de soporte; más bien parece deberse a la presión ejercida por las raíces de árboles cercanos. En ninguna parte se encontró el refuerzo expuesto y la apariencia de las superficies de los elementos estructurales no da señales de deterioro de ningún tipo.

2.2. EVALUACIÓN DE SOLICITACIONES.

De acuerdo con lo definido en el numeral anterior y cumpliendo con las NSR-98 se calcularon las cargas gravitacionales según el título B y la amenaza sísmica usando el título A. Las cargas sísmicas se determinaron usando tanto el método de la fuerza horizontal equivalente como el análisis dinámico para efectos de comparación y selección de casos de diseño.

2.2.1. Cargas gravitacionales. Para los dos edificios se usó una carga viva igual a $L=2$ KN/m² sobre todas las losas y a $L=0.35$ KN/m² sobre la cubierta en machimbre y teja.

Debido a que realmente el edificio Aulas Sur está separado en dos bloques (llamados etapas I y II) por la junta estructural citada, el análisis consideró dos estructuras independientes y verificó que no existiera riesgo de impacto entre ellos, para lo cual se usó la resta de derivas de cada parte. Esto último es válido ya que la cimentación de las dos etapas está completamente amarrada y se espera que la onda sísmica en la base afecte a la cimentación como un solo cuerpo.



Los valores totales D_t de carga muerta usados para las etapas I y II fueron 11.3 KN/m^2 y 12 KNt/m^2 los cuales incluían el peso de todos los elementos del piso. Sin embargo el valor neto D , sin peso propio de vigas y considerando que algunos muros descargan sobre ejes de vigas, fue en cada caso 6.1 KN/m^2 y 4.8 t/m^2 . El peso total de la edificación resultó ser de 33720 KN y 12260 KN para las etapas I y II respectivamente. La alta densidad de muros y su apoyo directo sobre las vigas en la etapa II son la causa de las diferencias observadas en el valor D de cada etapa.

El peso actual del edificio Fundadores es de 34930 KN y si se implementan las soluciones propuestas llegará a pesar 40430 KN . Las cargas muertas calculadas según el tipo de elemento para este edificio son:

Machimbres y teja:	$D = 1.40 \text{ KN/m}^2$
Placas macizas $e=0.15\text{m}$:	$D = 4.76 \text{ KN/m}^2$
Placas aligeradas $e=0.30\text{m}$:	$D = 7.75 \text{ KN/m}^2$
Placas aligeradas $e=0.40\text{m}$:	$D = 5.67 \text{ KN/m}^2$
Prefabricados salones:	$D = 2.54 \text{ KN/m}^2$
Escaleras:	$D = 6.89 \text{ KN/m}^2$

2.2.2. Amenaza sísmica. Para involucrar la amenaza sísmica en el análisis estructural se usaron dos métodos: a) El método de la fuerza horizontal equivalente y b) Análisis dinámico. La sollicitación por torsión en el piso se determinó siguiendo el numeral A.3.6.7 de las NSR-98 (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, AIS 1998). En particular la torsión accidental se calculó desplazando el centro de masa en cada dirección y ambos sentidos según excentricidades en direcciones este-oeste y norte-sur de 2.10m y 1.00m para el edificio Aulas Sur. Para el edificio Fundadores las excentricidades usadas fueron 2.55m y 1.50m respectivamente.

Los parámetros que describen la amenaza y su relación con la respuesta estructural para cada edificio se muestran en la tabla 1.

PARÁMETRO	AULAS SUR	FUNDADORES
Región:	7	7
Zona de amenaza sísmica:	Alta	Alta
Coefficiente de aceleración pico efectiva:	$A_a=0.30$	$A_a=0.30$
Grupo de uso:	II	II
Coefficiente de importancia:	$I=1.1$	$I=1.1$
Perfil de suelo:	S2	S2
Coefficiente de sitio:	$S=1.2$	$S=1.2$
Tipo de demanda:	DES	DMO
Coefficiente de amortiguamiento crítico:	5%	5%
Coefficiente básico de disipación de energía:	$R_o=7.0$	$R_o=1.5$
Tipo de irregularidad en planta:	2P	3P
Coefficiente por irregularidad en planta:	$f_p=0.9$	$f_p=0.9$
Tipo de Irregularidad en altura:	No presenta	No presenta
Coefficiente disipación de energía (diseño):	$R=6.0$	$R=1.35$

TABLA 1. Parámetros de amenaza y respuesta sísmica.

Debe aclararse que el valor de R utilizado en el edificio Aulas Sur se limitó a 6.0 para considerar no sólo la posible irregularidad sino además para ser consistentes con su valor de diseño original según el CCCSR.

La altura total se fijó en $h=13.58 \text{ m}$ y $h=12.85\text{m}$ para los edificios Aulas Sur y Fundadores respectivamente.

Al usar el método de la fuerza horizontal equivalente, el edificio Aulas Sur se estudió considerando la influencia de los muros diafragma por medio de dos modelos que incluían y despreciaban la presencia de los puntales suministrados por dichos muros. La primera opción involucró un período de vibración aproximado $T_a=0.46\text{s}$ y un coeficiente de aceleración espectral $S_a=0.825$, en tanto que la segunda dichos valores fueron 0.57s y $S_a=0.70$.

Las diagonales de mampostería se modelaron según la configuración propuesta por Buonopane

(Buonopane and White, 1999) con las limitaciones impuestas por las NSR-98 (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, AIS 1998) en su capítulo D.11. Sin embargo este sistema se descartó una vez obtenidos los índices de sobre esfuerzo y de flexibilidad, ya que por la alta esbeltez de cada diagonal se presentaría una muy rápida falla por compresión. Además en cuanto a las derivas la reducción no fue importante. Para dar una idea de la baja eficiencia de esta configuración puede compararse la fuerza promedio solicitante del puntal de un muro típico (622 KN) con la capacidad efectiva del mismo (37 KN).

Las fuerzas horizontales equivalentes y los momentos de torsión accidental se muestran en las tablas 2 y 3.

PISO	W(KN)	H(m)	W*h^k	Cvx	Fx (KN)	±Mx	±My
Cubierta	2520	13.58	43200	16%	3790	3790	7960
Piso 4	9220	10.13	114930	43%	10090	10090	21190
Piso 3	9220	6.68	72960	27%	6400	6400	13450
Piso 2	10500	3.23	37660	14%	3310	3930	6940
Piso 1	2260	0	0	0%	0	0	0
TOTAL	33720		268760	100%	2359		

Tabla 2. Fuerzas equivalentes para la etapa I (estado original Aulas Sur).

PISO	W(KN)	H(m)	W*h^k	Cvx	Fx (KN)	±Mx	±My
Cubierta	1410	13.58	24080	23%	2030	2250	1360
Piso 4	3190	10.13	39650	39%	3350	3370	2080
Piso 3	3290	6.68	26050	26%	2200	2440	1360
Piso 2	3330	3.23	11950	12%	1010	1190	630
Piso 1	1040	0	0	0%	0	0	0
TOTAL	12260		101730	100%	859		

Tabla 3. Fuerzas equivalentes para la etapa II (estado original Aulas Sur).

Después de reforzada la estructura del edificio Aulas Sur el período calculado según la expresión A.4-1 de las NSR-98 (fórmula de Rayleigh) resulta ser $T_r=0.72$ s, que aun es mayor que $T=1.2 \cdot T_a=0.68$ s. Sin embargo se presenta un aumento de masas debidas a esos refuerzos, que hace que las fuerzas sísmicas aumenten proporcionalmente en la estructura

rehabilitada en comparación con la original. Estos aumentos equivalen al 6% para las fuerzas y momentos torsores de la etapa 1 y a un 10% para la etapa 2. Por otra parte la geometría de los muros de refuerzo en forma de L obligó a desarrollar el análisis estructural incluyendo un giro en ellos alrededor de su eje determinado precisamente por el ángulo del eje de radio de giro mínimo. En el caso de los muros de alas iguales (3.20m y 2.50m) ese ángulo fue de 45° en tanto que para los muros de 2.50X1.25 fue de 14.27° .

Los parámetros de entrada para el análisis dinámico del edificio Aulas Sur quedaron definidos por un espectro de diseño (para cada dirección) dado en la expresión {2} y por la distribución de masas que se presenta en la tabla 4, donde la masa rotacional es $m_z=J \cdot m/A$ siendo A el área y m la masa del piso.

$$\begin{aligned} \text{Para } 0 \leq T \leq 0.3s & \quad \text{Sa} = 0.33 + 1.65 \cdot T \\ \text{Para } 0.3s \leq T \leq 0.58s & \quad \text{Sa} = 0.825 \\ \text{Para } 0.58s < T \leq 2.88s & \quad \text{Sa} = 0.475/T \quad \{2\} \\ \text{Para } T > 2.88s & \quad \text{Sa} = 0.165 \end{aligned}$$

PISO	MASA (kg)		AREA (m ²)	M. POLAR	MASA ROTACIONAL
	m _x	m _y	A (m ²)	J (m ⁴)	m _z (Kg-m ²)
Cubierta	26000	26000	772.80	131096	4355000
Piso 4	94000	94000	767.85	130026	15919000
Piso 3	94000	94000	767.85	130026	15907000
Piso 2	107000	107000	885.30	154808	18715000

Tabla 4. Valores de masa de piso según cada eje para la etapa 1.

Según el análisis dinámico de los 12 modos de vibración sólo los dos primeros (traslación) activan cerca del 90% de la masa y sus períodos en el estado actual del edificio resultan ser de 1.39s y 1.06s. Una vez reforzado el edificio éstos caen a 0.50s y 0.46s produciendo un aumento en el coeficiente de aceleración espectral en el edificio Aulas Sur.

El edificio Fundadores se analizó originalmente con un período $T_a=0.34s$ y un coeficiente $S_a=0.825$ lo que generó un cortante basal $V_s=28820KN$, el cual



debido al incremento de masa por los refuerzos requeridos podría ascender a 33430 KN. La tabla 5 presenta las fuerzas y momentos de torsión sísmicos para este edificio.

PISO	W(KN)	H(m)	W*H^K	C _{vx}	F _x (KN)	±M _x	±M _y
Cubierta	3460	12,85	44460	21%	6140	5830	13810
Piso 4	6980	9,75	68060	33%	9400	14090	23960
Piso 3	9820	6,50	63830	31%	8810	13220	22470
Piso 2	9970	3,25	32400	16%	4470	6710	11410
Piso 1	4700	0,00	0	0%	0	0	0
TOTAL	34930	32,35	208750	100%	28820	39850	71650

Tabla 5. Fuerzas sísmicas equivalentes (estado original Fundadores).

Para el edificio Fundadores, al usar cargas horizontales, los muros se consideraron no trabados entre sí por lo que todas las secciones rectas resultaron rectangulares. Con el fin de ajustar las medidas arquitectónicas en el ámbito estructural y con base en mediciones hechas a ladrillos retirados en remodelaciones, se modularon las longitudes horizontales de los muros como múltiplos de una unidad básica de 0.26X0.13X0.08 en junta perdida. Por otra parte el análisis dinámico usó el espectro de diseño dado por la expresión {2} y la distribución de masas que aparece en la tabla 6.

PISO	MASA (kg)		AREA (m ²) M. POLAR		MASA ROTACIONAL m _z (t-s ² -m)
	m _x	m _y	A (m ²)	J (m ⁴)	
Cubierta	35000	35000	654	640010	34251000
Piso 4	88000	88000	942	1081055	100990000
Piso 3	117000	117000	970	1064355	128381000
Piso 2	119000	119000	948	1057437	132737000

Tabla 6. Valores de masa de piso del edificio Fundadores en el estado final.

Los períodos obtenidos para el edificio Fundadores en los modos 3 y 6 (ambos en traslación) fueron 0.63s y 0.58s, los cuales activan un 83% de la masa total.

En este trabajo el análisis dinámico se usó como soporte para revisión de resultados del análisis usando

fuerza horizontal equivalente (FHE). El cortante basal calculado usando análisis dinámico resultó ser sólo del orden del 40% y 68% para los edificios Aulas Sur y Fundadores respectivamente del dado por el método de la FHE. Así mismo todas las fuerzas internas y desplazamientos conservan una proporción similar. Sin embargo, tal como lo establece el capítulo A.5 de las NSR-98 (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, AIS 1998) la proporción entre los resultados de los dos análisis no puede ser menor que 100% para edificios regulares (Fundadores y Aulas Sur etapa II) y que 80% para la etapa 2 (edificio regular), por lo cual se optó por usar el método FHE para diseño.

2.2.3. Combinaciones de carga. Se usaron 3 combinaciones para carga gravitacional sola (1.4*D+1.7*L) considerando la posibilidad de que existan áreas en uso y áreas desocupadas simultáneamente solicitadas con cargas vivas L1 y L2 tipo tablero de ajedrez tal como se muestra en la figura 2. Además se usaron otras 24 combinaciones que incluyeron cargas gravitacionales actuando simultáneamente con cargas sísmicas, las cuales involucraron los momentos torsionales de piso y los posibles efectos ortogonales por la aleatoriedad en la dirección del sismo. En general éstas últimas tenían la forma:

$$0.75CV \pm EX \pm 0.3EY \quad \text{o} \quad 0.75CV \pm 0.3EX \pm EY$$

siendo CV el efecto producido por la carga gravitacional mayorada o la carga muerta reducida y EX o EY el efecto producido por la fuerza sísmica y sus excentricidades accidentales en cada dirección ortogonal.

Figura 2. Esquema en planta de aplicación de cargas vivas L1 y L2 (Aulas Sur).



En cada análisis dinámico se usó el Método de la Combinación Cuadrática Completa (CQC) para considerar la interacción modal y verificar su grado de correlación.

2.3. DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA EFECTIVA.

Para el edificio Aulas Sur la resistencia existente se evaluó de forma teórica con base en la resistencia especificada originalmente, en los resultados del control de calidad de materiales durante la construcción y en la geometría y refuerzos consignados en los planos. Para el edificio Fundadores se efectuaron ensayos de compresión a algunas muestras de ladrillo y mortero extraídas de los muros del edificio cuyos resultados se presentan en la tabla 6. La resistencia efectiva se calculó según lo consignado en el capítulo A.10 de las NSR-98 (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, AIS 1998) considerando una buena calidad original de diseño y construcción y un buen estado actual de conservación, es decir se calculó según la expresión {2}:

$$N_{ef} = \phi_c * \phi_e * N_{ex} \quad \{2\}$$

donde

ϕ_c = factor de reducción por calidad original = 0.9

ϕ_e = factor de reducción por estado de conservación = 0.9

N_{ex} = Resistencia existente según el efecto

N_{ef} = Resistencia efectiva según el efecto

MUESTRA	LADRILLO F'cu (MPa)	MORTERO f'cp (MPa)
1	23.27	16.94
2	23.46	23.20
3	16.48	14.64
PROMEDIO	21.07	18.26
COEFICIENTE DE VARIACIÓN	19%	24%

TABLA 6. Resistencia existente de materiales del edificio Fundadores

2.4. ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA.

Se desarrolló un análisis elástico usando el programa SAP2000 versión 6.11. Para el edificio Aulas Sur se resolvió un sistema de pórticos tridimensionales unidos por placas que se consideran como diafragmas rígidos ante cargas en su propio plano. La veracidad de esta hipótesis se verificó siguiendo el numeral A.3.6.7.2. de las NSR-98 (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, AIS 1998). Las placas de entrepiso se modelaron como mallas de viguetas y carga puntual en cada nudo soportadas en apoyos articulados sobre las vigas (no transmiten torsión sobre estas últimas). Para el edificio Fundadores se usaron elementos tipo columna (frame) aislados en el estado original (por la ausencia de diafragma rígido) y con carga sísmica según área aferente, en tanto que en el estado final (reforzado) éstos elementos se unieron con diafragma rígido. Las cargas sísmicas con sus respectivos momentos de torsión se aplicaron en cada centro de masa, lo cual se modeló desplazando ese punto una distancia igual a la excentricidad en cada dirección y en ambos sentidos.

2.5. DETERMINACIÓN DE ÍNDICES DE FLEXIBILIDAD, ÍNDICES DE SOBRESFUERZO Y VULNERABILIDAD ASOCIADA.

Siguiendo el capítulo A.10 de las NSR-98 los índices de sobreesfuerzo y de flexibilidad se calculan como el cociente entre los valores de fuerzas internas y desplazamientos y los valores máximos permitidos para cada magnitud (resistencias efectivas y derivas). Esos índices pueden ser individuales (de cada elemento o piso) o generales (de toda la estructura) según su objeto de análisis. Con los primeros es posible formular una secuencia de falla de la edificación con base en la línea de menor resistencia. Por otra parte el inverso de los índices generales de toda la edificación representa la vulnerabilidad de la misma como una fracción de la resistencia o de la rigidez que tendría una edificación nueva construida de acuerdo a las NSR-98.



Para el edificio Aulas Sur en su estado actual se esperan derivas entre 3% y 5.5% en sentido este-oeste y entre 1.5% y 3.6% para el sentido norte-sur, lo que indica una mayor rigidez según la dirección de mayor inercia de las columnas. Como este edificio fue diseñado y construido siguiendo el CCCSR (Código Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes, 1984) las NSR-98 (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, AIS 1998) permiten que la deriva alcance 1.5% valor que es mayor que el calculado. Por lo anterior fue necesario aumentar la rigidez en ambas direcciones adicionando “eles” de concreto reforzado en la periferia de las dos etapas del edificio tal como se muestra en la figura 3. En todos los casos el cociente entre la deriva en un extremo de eje y la deriva promedio estuvo entre el rango de 0.80 a 1.20 por lo que se concluyó que el edificio no presenta irregularidad torsional. Al adicionar los refuerzos mencionados las derivas resultaron dentro de un rango entre 0.34% y 1.36% equivalentes a índices de flexibilidad de 0.34 y 1.36 menores que el máximo permitido. En la revisión de posible impacto entre edificios la mínima distancia al moverse los mismos ante un sismo resultó entre 13.1 cm y 14.8cm que son valores menores a la junta existente de 15 cm. En general, en su estado actual, la etapa II es más rígida que la etapa I.

Además de los índices de flexibilidad horizontal se evaluaron aquellos propios de las cargas verticales, los índices de flexibilidad vertical.. Para ellos la deflexión obtenida para carga permanente se multiplicó por un factor λ que toma en cuenta las deflexiones adicionales a largo plazo debidas a retracción de fraguado y flujo plástico en cada sección de viga calculado según {3}:

$$\lambda = \xi / (1 + 50\rho') \quad \{3\}$$

donde ξ es el coeficiente de efectos a largo plazo tomado igual a 2.0 en este trabajo (para 5 años o más) y ρ' es la cuantía del refuerzo a compresión. Debe anotarse que la estructura analizada tiene cerca

de 10 años de edad por lo que puede considerarse que este factor no es necesario. Sin embargo el tomarlo en cuenta es conservativo; aún así el índice de flexibilidad vertical osciló entre 0.014 y 0.981 con lo que se concluyó que la estructura posee una buena rigidez vertical.

El edificio Fundadores en su estado actual puede alcanzar derivas de 1% en sentido este-oeste y 0.82% en sentido norte-sur, mayores que la máxima permitida (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, AIS 1998) de 0.5%. Además es conveniente recordar que por encima de 0.25% un muro de mampostería tiene agrietamientos severos que imponen una gran demanda de ductilidad y reducen su resistencia. Este edificio tampoco presenta irregularidad torsional pues sus cocientes de derivas oscilan entre 0.96 y 1.04 y los índices de flexibilidad vertical resultaron entre 0.401 y 0.949 (menores que la unidad).

Para dar mayor rigidez y resistencia a este edificio fue necesario modelar cambios de varios muros de mampostería por muros de concreto reforzado, reforzar las cortinas existentes y cortar algunos muros largos existentes para modificar su responsabilidad. Una vez efectuadas estas modificaciones las derivas se redujeron a un rango de 0.11% hasta 0.46% correspondientes a índices de flexibilidad horizontal de 0.29 hasta 0.92 (menores que la unidad).

Las NSR-98 (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, AIS 1998) definen el índice de sobreesfuerzo como el cociente entre las solicitaciones equivalentes y la resistencia efectiva de cada sección, donde las primeras deben evaluarse no sólo usando los resultados de un análisis elástico lineal sino que además deben considerar el desempeño real que es capaz de lograr cada parte de la estructura considerando su construcción real y no únicamente su rigidez relativa. Así por ejemplo los cortantes de diseño de columnas y vigas serán los mayores valores de los obtenidos en el análisis estructural o en la consideración del elemento aislado soportando los



momentos probables en cada extremo y su carga aferente. En general la determinación de las fuerzas de diseño estuvo siempre ceñida a los valores más desfavorables de los resultantes del análisis, de los prescritos en el capítulo C.21 de las NSR-98 o de los recomendados por diversas investigaciones tales como las reportadas en las referencias 32 y 34.

Para las vigas del edificio Aulas Sur los efectos analizados fueron flexión y cortante, pues al verificar la torsión ésta resultó muy pequeña (torsión secundaria). Así mismo la fuerza axial no superó en ningún instante un valor de 5% de la resistencia bruta a compresión del concreto de la sección. Para las vigas de Fundadores se analizó además el efecto de carga axial producido por la reacción a puntales de muro sobre las esquinas de los elementos de confinamiento.

La mayoría de vigas se hallaban originalmente subreforzadas (sin aporte del acero de compresión) especialmente en la etapa I del edificio Aulas Sur y en el edificio Fundadores. Los momentos flectores de diseño usados para calcular los índices de

sobreesfuerzo en el estado original corresponden a los mayores valores (mínimos negativos o máximos positivos) obtenidos del análisis estructural. Sin embargo para el estado final se modificaron los valores obtenidos del análisis usando una redistribución de momentos en todo caso menor que 25%.

En la etapa I de Aulas Sur, las vigas presentaban una muy baja longitud de anclaje para momento positivo en el apoyo lo que explica la alta vulnerabilidad de las mismas que se observa en la tabla 7. Además se encontró que las mismas se hallan solicitadas por encima de su capacidad en estado original, lo que indica que talvez se usó redistribución de momentos en el diseño original. En el caso de las solicitaciones equivalentes de cortante dominó el criterio por desempeño real, es decir en todos los casos el cortante calculado usando los momentos probables M_{pr} (capítulo C.21 de NSR-98) resultó mayor que el obtenido en el análisis elástico.

En la etapa II de Aulas Sur las vigas presentan muy buena capacidad ante flexión pero insuficiente resistencia ante el cortante.

Elemento	EFECTO					
	Flexión(-)	Flexión(+)	Flexión(CL)	Corte	Flexo-Comp	Axial
AULAS SUR						
Vigas	0.65 a 1.92	0.30 a 39	0 a 1.63	0.37 a 2.24	NA	NA
Columnas	NA	NA	NA	0.40 a 2.23	1.00 a 6.50	NA
Nudos	NA	NA	NA	1.00 a 2.57	NA	NA
Rcolumna/Rviga	0.25 a 4.12	0.25 a 4.12	NA	NA	NA	NA
Vigas Cimentación	1.45 a 4.15	1.45 a 4.15	NA	0.26 a 1.08	NA	0.22 a 0.51
Zapatas	NA	0.28 a 1.18	NA	0.27 a 2.07	NA	NA
FUNDADORES						
Vigas Confinamiento	NA	NA	NA	1.6 a 3.0	NA	0.9 a 1.93
Columnas Confinam	NA	NA	NA	1.24 a 3.65	NA	0.36 a 1.96
Muros Mampostería	NA	NA	NA	0.43 a 8.20	2.69 a 30.29	NA
Puntales de Muro	NA	NA	NA	NA	NA	0.06 a 1.09
Cortinas Concreto	NA	NA	NA	0.04 a 2.44	0.64 a 2.20	NA
Cimentación	NA	NA	NA	0.57 a 1.78	NA	NA

Tabla 7. Resumen de índices de sobreesfuerzo en el estado original (actual)



En la tabla 7 el término $R_{columna}/R_{viga}$ se refiere a la relación de resistencias a flexión de columnas y vigas que llegan a un nudo la cual permite verificar que se garantice el mecanismo de columna fuerte y viga débil. Cabe aclarar que los rangos expuestos en esa tabla sólo muestran el mínimo y máximo valor pero no su distribución estadística, por lo que no pueden calcularse promedios de ella.

En cada análisis se revisó la estabilidad lateral de la estructura y los consiguientes efectos P-Delta calculando el índice de estabilidad Q según lo establecido en las NSR-98 (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, AIS 1998), resultando siempre $Q < 0.10$ por lo que se concluyó que el edificio Aulas Sur es estable y los efectos P-Delta no son importantes (todos los factores de pandeo global $\alpha_g = 1.00$). En cuanto a los efectos locales de esbeltez se encontró en todos los casos que no es necesario considerar el posible arrugamiento local ($\alpha_l = 1.00$).

Para evaluar la resistencia efectiva de cada sección de columna del Edificio Aulas Sur ante la flexo-compresión se usó el programa PCACOL considerando en cada caso las solicitaciones biaxiales de las 27 combinaciones de diseño y escogiendo los menores valores de momento resistente en un eje fijando en el otro eje el momento sobre el contorno de falla. Una vez hecho esto se calculó el índice de sobreesfuerzo en cada dirección y se escogió el mayor como representativo de la sección. En el caso de los muros

de mampostería del edificio Fundadores se usó el mismo programa pero solicitado con flexión uniaxial.

La vulnerabilidad de cada elemento se calculó como el inverso de su mayor índice de sobreesfuerzo sin discriminar el efecto. La cronología de falla de la estructura en su estado original se resume en la tabla 8 ordenada de arriba hacia abajo, lo que indica que los elementos de la parte superior de la tabla fallarán primero que los de la parte inferior. El porcentaje que aparece en la tabla 8 indica la resistencia de que realmente dispone el elemento comparada con la que se le solicita. Los valores más bajos del edificio Aulas Sur son debidos a la falta de capacidad de momento positivo en los extremos de las vigas ocasionada por falta de anclaje y a insuficiente resistencia de algunas columnas. En el caso del edificio Fundadores al combinar los efectos más desfavorables sobre la estructura fallarán primero los muros en modos de flexión y cortante produciendo inicialmente grietas en la pata y juntas o diagonales del muro que rápidamente degenerarán en colapso. Por todo lo anterior y debido a los bajos índices de sobreesfuerzo ante carga axial pura, puede decirse que el diseño original se basó en componentes de carga vertical fuertes en combinación con un pequeño porcentaje por sismo. Como era práctica en ese entonces seguramente el diseñador optó por que el 100% de la carga vertical fuese soportada por la mampostería en tanto que a las cortinas de concreto les asignó el sismo de diseño equivalente al 10% del peso total de la estructura lo que contrasta con el porcentaje actual de 82.5%.

ELEMENTOS	VULNERABILIDAD
AULAS SUR	3%
La mayoría de vigas de la etapa I (16% del total)	3% a 16%
Otras vigas y columnas de ejes E''-5 y E''-8 (4% del total)	18% a 30%
Otras columnas y vigas pisos superiores (25% del total)	31% a 70%
Voladizos y columnas extremo este pisos superiores (45% del total)	>71%
FUNDADORES	
Muros largos de periferia y cortina C3 (5% del total)	10% a 20%
Otros muros centrales y cortinas C2 y C4 (16% del total)	21% a 50%
Otros muros (12% del total)	51% a 99%
Muros seguros (67% del total)	>100%

Tabla 8. Vulnerabilidad de la estructura original y cronología de falla



2.6. DISEÑO DE SOLUCIONES

Cómo quiera que los refuerzos requeridos representaron modificaciones a la rigidez de la estructura fue necesario desarrollar el análisis elástico general varias veces y corregir en la misma medida las fuerzas de diseño. La resistencia del concreto a los veintiocho días $f'c$ conservó los valores originales en tanto que los muros de concreto a adicionar se diseñaron para un concreto con $f'c=21$ MPa. Por otra parte todo el acero de refuerzo nuevo (barras longitudinales y estribos) debe tener una resistencia de fluencia $f_y=420$ MPa sin discriminar su diámetro. Sin embargo para platinas y ángulos ésta especificación es de $f_y=240$ MPa.

El diseño de superficies de adherencia con epóxicos se desarrolló siguiendo las instrucciones del fabricante, por lo que se usó una resistencia al corte de 26.20 MPa y una adherencia acero-concreto de 17.90 MPa. Para desarrollar el esfuerzo de fluencia de cualquier barra de acero se calculó la longitud mínima necesaria de cada anclaje que resultó del orden de seis veces el diámetro de la barra. Sin embargo, para minimizar el riesgo de extracción se analizó el cono probable de falla usando las características de esfuerzo resistente a cortante para el concreto, en cuyo caso se requiere que la longitud de anclaje para barras con epóxico sea nueve diámetros de barra. Aunque la unión de superficies de concreto viejas y nuevas soporta según el fabricante una adherencia de 30 MPa, aquí realmente se usaron esfuerzos entre 5.3 y 6.1 MPa siguiendo lo establecido en las NSR-98 (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, AIS 1998).

La resistencia nominal a flexión se halló en todos los casos usando el rectángulo de esfuerzos de Whitney (con $b=0.85$) y considerando linealidad de deformación en la sección incluso en el momento de la falla. La deformación en la fibra máxima del concreto o mampostería tomada fue de $\epsilon_u=0.003$ y sus módulos de elasticidad se calcularon como $E_c=3900*(f'c)^{0.5}$ y $E_m=750*f'm$ con $f'c$ y $f'm$

en MPa, siendo la resistencia de la mampostería $f'm=9.8$ MPa. Los momentos probables de cada sección se calcularon usando un esfuerzo en el acero igual a $1.25*f_y$ y un factor de reducción de momento nominal igual a $\phi=1.00$. En el caso de columnas se conservó la carga axial original pero se modificaron los factores dados anteriormente dando un contorno de falla modificado.

La resistencia de falla a cortante se halló en cada caso usando el modelo de puntales y considerando el aporte del acero de refuerzo transversal y el propio del concreto siempre que las esfuerzos debidos al sismo estuviesen dentro de los límites establecidos en las NSR-98 (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, AIS 1998)

Para las vigas y columnas del edificio Aulas Sur se diseñaron encamisados de concreto y refuerzos sobrepuestos con ángulos y platinas adheridas con epóxico. En el diseño de encamisados de concreto reforzado se tuvo en cuenta la interfase entre el concreto viejo y el nuevo y su trabajo en conjunto no sólo por esfuerzos de compresión sino también por la adherencia necesaria entre esas dos superficies (flujo de cortante). Por otra parte el diseño de platinas y ángulos de refuerzo se basó en las áreas requeridas por flexión o cortante y se buscó garantizar una apropiada transferencia de fuerzas hasta cada uno de los extremos de la viga o columna.

El diseño de nudos requirió el cálculo del área necesaria para resistir el cortante que podría desarrollarse por los refuerzos definitivos de las vigas y columnas que llegan a éstos y consideró además su grado de confinamiento. En este análisis se tomó en cuenta la posible inversión de fuerzas que produce el sismo.

Como los muros de concreto exigen al suelo una alta capacidad de soporte bajo el sismo de diseño, se espera que el cimiento pierda contacto en una parte de su longitud de forma cíclica con lo que la analogía



de esfuerzos lineales de tracción y compresión deja de ser cierta al sólo existir esfuerzos de compresión excéntricos. Debido a esto la reacción esperada del suelo se dedujo planteando el equilibrio de fuerzas y momentos (impuestos contra resistentes máximos del suelo). Así mismo dichos muros quedarán solicitados por un bajo nivel de carga axial que oscilará entre el 2% y el 8% de la resistencia bruta de la sección en concreto simple y el cociente entre su altura y su ancho de base resultó de $4.23 > 2.00$ por lo que en su diseño primaron los efectos de flexión y cortante y se verificaron sus extremos para evitar aplastamiento prematuro o pandeo por esbeltez.

De los elementos no estructurales sólo se revisan los muros debido a que las instalaciones de infraestructura se encuentran embebidas en elementos que las adosan de manera continua y segura y su masa es pequeña. Los muros, en su totalidad de mampostería de arcilla no presentan confinamiento ni uniones confiables a la estructura por lo que fue necesario el diseño de vigas y columnas de confinamiento así como de juntas estructurales entre estos y el sistema principal. En cuanto a la cimentación fue necesario diseñar algunos encamisados en zapatas para mejorar su desempeño ante flexión y evitar falla del suelo.

Para el edificio Fundadores se diseñaron los recubrimientos superiores que le permitirán a las losas su trabajo como diafragma rígido. Así mismo se concibieron columnas de confinamiento que deben incrustarse en los muros de mampostería, cintas metálicas adosadas bajo las placas que le ayuden a las vigas a resistir las cargas axiales por acción de puntal del muro, encamisados en malla y mortero para muros de mampostería para soportar mejor los cortantes sísmicos y encamisados de zapatas con pilotes para garantizar la transferencia apropiada de las cargas al suelo.

Todo los diseños fueron consignados en ocho planos para el edificio Aulas Sur y en seis planos para el edificio Fundadores los cuales fueron entregados al

FINU, quien a su vez debe reportar estos resultados a la oficina de planeación de la U.F.P.S.

3. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

3.1. El edificio Aulas Sur está construido en dos etapas separadas por una junta estructural de 15 cm y presenta actualmente una alta flexibilidad por lo que es necesario intervenir su estructura. El aumento de rigidez se logró en este caso adicionando cuatro muros de concreto reforzado en las esquinas exteriores de cada etapa (para un total de ocho) y encamisando las columnas existentes. El índice de flexibilidad actual es de 5.51 para la etapa 1 (que contiene los accesos) y de 4.82 para la etapa 2 que se reducen a 1.36 y 1.02 considerando las mejoras mencionadas. Es evidente la mayor flexibilidad del edificio en sentido este-oeste.

3.2. El edificio Aulas Sur fue diseñado usando el Decreto 1400 de 1984 (CCCSR) por lo que al comparar los requisitos de éste con los de las NSR-98(2) parece lógico que presente esa alta flexibilidad. En dicho decreto se permitía calcular las derivas usando las fuerzas sísmicas divididas por el coeficiente de disipación de energía R que luego se aumentaban usando un coeficiente de amplificación C_d . Además la deriva permitida en ese entonces era de 1.5% mientras que hoy sólo se admite 1.0%. Con todo lo anterior la proporción de desplazamientos permitidos entre la norma vigente y el decreto citado puede oscilar entre cuatro y cinco veces.

3.3. La principal fuente de vulnerabilidad actual de la estructura de Aulas Sur se halla en la falta de anclaje suficiente en las zonas de momento positivo de los extremos de vigas. Sin embargo preocupa más la baja resistencia de algunas columnas de los ejes ubicados hacia la periferia del edificio tales como C5, C9, todo el eje E''', y las columnas que rodean las escaleras.

3.4. La etapa 1 de Aulas Sur presenta mayor vulnerabilidad que la etapa 2, particularmente las vigas tendidas en sentido este-oeste (ejes B,C', D, E''')



estarán altamente esforzadas en el evento de un sismo intenso por lo que se proponen encamisados que le permitan ganar alta resistencia y rigidez moderada. Sin embargo en caso de ocurrir el colapso se iniciaría en las vigas tendidas en dirección norte-sur.

3.5. Actualmente los nudos del edificio Aulas Sur no presentan garantías para soportar la demanda máxima que le pueden imponer las vigas que llegan a ellos. Tampoco puede esperarse en evento de un sismo intenso que se desarrolle el mecanismo columna fuerte-viga débil.

3.6. El edificio Fundadores presenta actualmente una flexibilidad mayor que la permitida por las NSR-98 (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, AIS 1998). Sin embargo es debido a su baja capacidad actual de soportar el sismo de diseño por lo que es necesario intervenirlo. El aumento de resistencia y rigidez se logró en este caso adicionando dos muros tubulares de concreto reforzado en su fachada norte, reforzando las cortinas existentes en la zona sur y este, y cambiando el material de tres ductos centrales de mampostería y un muro largo en la zona sur-occidental a concreto reforzado. Además fue necesario adicionar columnas y platinas horizontales de confinamiento a muros de mampostería así como encamisarlos con malla y pañete. El índice de flexibilidad actual es de 2.00 y se reduce a 0.92 considerando las mejoras mencionadas. Es evidente la mayor flexibilidad del edificio en sentido este-oeste.

3.7. El edificio Fundadores fue diseñado y construido a principios de la década de los años setenta, seguramente con el criterio de asignar responsabilidades a los elementos según su material. Puede pensarse que los muros de mampostería se diseñaron sólo para carga vertical, para lo cual poseen una muy buena rigidez. Así mismo, tal como se hacía antiguamente, las cortinas de concreto reforzado pudieron diseñarse para soportar una fuerza horizontal debida al sismo equivalente al 10% del peso total del edificio en contraste con la que se asigna hoy de 82.5%

de dicho peso. Esto explica la alta vulnerabilidad actual del edificio que reposa en la diferencia del estado del arte de esa época y el actual.

3.8. La principal fuente de vulnerabilidad actual del edificio Fundadores se halla en la falta de elementos de confinamiento (columnas y vigas) capaces de resistir la tracción que le exigen los momentos de diseño y las fuerzas puntales de los muros. Así mismo existen muros de mampostería muy largos (alta rigidez) y ubicados en la periferia que absorben un gran porcentaje de la demanda sísmica la cual no pueden soportar.

3.9. Actualmente el edificio Fundadores posee placas armadas en una dirección que no tienen losa superior que actúe como diafragma rígido en el evento de un sismo. Esto hace que presente una irregularidad en planta tipo 3P tal como la definen las NSR-98 (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, AIS 1998). Por lo anterior se propone adicionar una losa de 5 cm de espesor sobre las tres placas de piso lo que vuelve regular la configuración de la estructura y permite modelar las placas como diafragmas rígidos, mejorando a su vez la distribución de cortantes como un solo cuerpo.

3.10. El diseño de refuerzos consideró las opciones más económicas y eficientes desde varios puntos de vista. Se trató de preservar la arquitectura original, de producir el menor tiempo de cese de servicio del edificio, y de causar el menor daño en elementos existentes.

3.11. El suelo de sustentación está constituido por gravas y arenas con ángulos de fricción interna superiores a 30° y tiene suficiente resistencia para soportar las cargas impuestas en el evento de implementar las mejoras.

3.12. El refuerzo de estos edificios no es obligatorio según los decretos 33 de 1998, 34 de 1999 y 2809 de 2000 (NSR-98) y la decisión de implementar o no las mejoras propuestas obedece a la voluntad y recursos disponibles de la U.F.P.S.



3.13. La solución planteada en este trabajo corresponde a la que según criterio y medios del autor es la más práctica y económica. Sin embargo la U.F.P.S. puede investigar otras opciones tales como el aislamiento de la base de cada edificio o diseñar los refuerzos para un sismo con período de recurrencia menor al establecido en las NSR-98 y por consiguiente asumir un mayor riesgo.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (ACI). Recommendations for Design of Beam-Column Joints in Monolithic Reinforced Concrete Structures. ACI-ASCE committee 352. ACI Journal. Mayo-Junio de 1985. 16 p.

ASOCIACIÓN COLOMBIANA DE INGENIERÍA SÍSMICA (AIS). Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente. AIS. 1998.

AIS. Código Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes (decreto 1400 de 1984). AIS. 1984.

AMERICAN STANDARDS AND TESTINGS OF MATERIALS (ASTM). Normas C67 y E447-92b, apéndice C270. ASTM.

BOWLES, Joseph. Propiedades geofísicas de los suelos. McGraw Hill. 1982. 490 p.

BUONOPANE, S., WHITE, R. Pseudodynamic testing of masonry infilled reinforced concrete frame. Journal of structural engineering. June 1999. p578-589.

COLVILLE, James. Stability of unreinforced masonry under compressive load. TMS Journal. Sep 2001. p49-56.

DIACO. Manual técnico de productos y guía para el cálculo de estructuras de concreto reforzado. 2002.

FLANAGAN, Roger, BENNETT, Richard. Bidirectional behavior of structural clay tile infilled frames. Journal of structural engineering. March 1999. p236-244.

FLANAGAN, Roger, BENNETT, Richard. In-plane behavior of structural clay tile infilled frames. Journal of structural engineering. June 1999. p590-599.

FUNDACIÓN ICA. Edificaciones de mampostería para vivienda. Fundación ICA, AC. México. 1999. 316p.

GARCÍA, Luis E. Columnas concreto reforzado. Uniandes. Bogotá. 1991. 188p.

GARCÍA, Luis E. Dinámica estructural aplicada al diseño sísmico. Universidad de los Andes. Bogotá. 1998. 574p.

GÓMEZ, Saim et al. Caracterización de los suelos en los predios de la Universidad Francisco de Paula Santander. U.F.P.S. San José de Cúcuta. 1999. 103p.

GUERRERO, J. et al. Reparación de estructuras mediante su encamisado con concreto reforzado. Memoria del X Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica. Puerto Vallarta, México. JAL. 1993. p737-744.

HELIACERO. Catálogo de productos. Armaduras Heliacero, S.A. Bogotá. 1970. 53p.

HILTI. Manual técnico de productos. 1998. 190p.

ICONTEC. Normas NTC 4205. Bogotá. 2000. 12p.

IGLESIAS, Jesús. Reparación de estructuras de concreto. Revista IMCYC, Vol 24, No 184. México. Sep 1986. p29-34.

JIRSA, James. Reparación y reforzamiento de estructuras de concreto reforzado. Revista IMCYC, Vol 24, No 184. México. Sep 1986. p57-79.



JARAMILLO, Juan D. Mecanismo de transmisión de cargas perpendiculares al plano del muro en muros de mampostería no reforzada. Revista de Ingeniería Sísmica. No 67. México. Sep 2002. p53-78.

KLINGER, Richard. Uso apropiado mampostería en zonas sísmicas. Universidad Nacional de Colombia. Medellín. 1997. 26p.

LIN, T., SOTESBURY, Sydney. Conceptos y sistemas estructurales para arquitectos e ingenieros. Limusa. 615p.

LORING, Wyllie. Reforzamiento de edificios existentes de concreto y mampostería para resistencia sísmica. Revista IMCYC, Vol 24, No 184. México. Sep 1986. p41-56.

LORING, Wyllie. Procedimientos para reforzamiento sísmico de estructuras existentes. Revista IMCYC, Vol 24, No 184. México. Sep 1986. p35-40.

MANDER, J. Seismic design of bridge piers. University of Canterbury. 1984. 180p.

MENDOZA, L., OTERO, J. Evidencia experimental de cambios en respuesta estructural debido a obras de refuerzo. Memoria del X Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica. Puerto Vallarta, México. JAL. 1993. p745-749.

MONTERROZA, Juan, RESTREPO, Alejandro. Algoritmos para el cálculo y diseño de mampostería estructural y no estructural. Universidad nacional de Colombia. Medellín. 2000. 226p.

NILSON, Arthur. Diseño de estructuras de concreto. McGrawHill. Santafé de Bogotá. 1999. 722p.

ORDUÑA, Agustín, AYALA, Gustavo. Simulación analítica no lineal de muros de mampostería confinada sujetos a cargas laterales. Revista Engenharia Civil. No 11. Portugal. 2001. p21-34.

ORDUÑA, Agustín, AYALA, Gustavo. Simulación analítica del comportamiento no lineal de muros diafragma de mampostería sujetos a cargas laterales. Revista de Ingeniería Sísmica. No 64. 2001. p69-94.

PAULAY, T., PRIESTLEY M. Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings. JOHN WILEY & SONS, INC. United States. 1992. 733p.

PAZ, Mario. Dinámica estructural. Reverté. 1992. 648p.

PARK, R. Estructuras de concreto reforzado. Limusa. México. 1999. 796p.

POPOV, Egor. Introducción a la mecánica de sólidos. Limusa. México. 1992. 652p.

RICO, Alfonso, DEL CASTILLO, Hermilo. La ingeniería de los suelos. Vol II. Limusa. 1978. 643p.

RODRÍGUEZ, Mario et al. Evaluación del comportamiento sísmico de edificaciones de mampostería en los sismos de Michoacán de 1985 y 1997. Revista de Ingeniería Sísmica. No 59. México. 1998. p37-58.

RUÍZ, Jorge, ALCOCER, Sergio. Desempeño experimental de estructuras de mampostería confinada rehabilitadas mediante el uso de malla de alambre. Revista de Ingeniería Sísmica. No 59. México. 1998. p59-79.

SALCEDO Jorge. Análisis avanzado de estructuras, Universidad Industrial de Santander. 1987. 299p.

SÁNCHEZ, J., ALCOCER, F. Un sistema para incrementar la capacidad sísmica de edificios existentes. Congreso X Puerto Vallarta. Memoria del X Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica. Puerto Vallarta, México. JAL. 1993. p731-736.



SCHNEIDER, Robert, DICKEY, Walter. Reinforced masonry design. Prentice-Hall. 1994. 729p.

SIKA. Manual técnico de productos. 2003.

SOCIEDAD NORTESANTANDEREANA DE INGENIEROS. Curso de mampostería estructural. San José de Cúcuta. 1993. 137p.

STARK, Roberto. Procedimientos para la reparación de estructuras dañadas – elementos no estructurales. Revista IMCYC, Vol 23, No 176. México. Enero 1986. p135-1986.

TENA, Arturo. Evaluación sísmica simplificada de estructuras existentes. Revista de Ingeniería Sísmica. No 59,1-36. México. 1998. p1-36.

UNIVERSIDAD DE LOS ANDES. Comportamiento sísmico de muros de mampostería. Dirección Nacional para la Atención y Prevención de Desastres. 1994. 94p.