



CATEDRAL DE SANTIAGO

MANAGUA, NICARAGUA



1° DE ABRIL DE 2004

I N D I C E

1. DECRETO NO. 127-2000. DECLARACIÓN DE DESARROLLO DE PATRIMONIO Y CULTURA DE LA NACIÓN A LA ANTIGUA CATEDRAL DE MANAGUA
2. EXPEDIENTE NO. 01-00. DECLARATORIA DE BIENES INMUEBLES COMO PATRIMONIO CULTURAL DE LA NACIÓN
3. DIARIO OFICIAL LA GACETA N° 282, 88, 97, III – 2001
4. INFORMES ESTRUCTURALES
5. INFORME SOBRE REPARABILIDAD DE LA CATEDRAL DE MANAGUA
6. VICE MINISTERIO DE PLANIFICACIÓN URBANA, MINISTERIO DEL DISTRITO NACIONAL. OCTUBRE 14 DE 1974
7. CATEDRAL METROPOLITANA DE MANAGUA, COMISIÓN EVALUADORA DE SITUACIÓN ESTRUCTURAL
8. RELATORIO TÉCNICO PRELIMINAR PARA ORIENTACION DO PROJETO DE RESTAURACION E REUTILIZACION DA ANTIGA CATEDRAL DE SANTIAGO DE MANAGUA – NICARAGUA – 1994. PROF. MARIO MENDOCA DE OLIVEIRA
9. REHABILITACIÓN DE LA CATEDRAL DE MANAGUA, INFORME PRELIMINAR, TOMAS A. DEL CARRIL, INGENIERO ESTRUCTURAL
10. PROYECTO ANTIGUA CATEDRAL METROPOLITANA, SANTIAGO DE MANAGUA. SYLVIA ORTEGA ROSALES

DECRETO NO. 127-2000. DECLARACIÓN DE DESARROLLO DE PATRIMONIO Y
CULTURA DE LA NACIÓN A LA ANTIGUA CATEDRAL DE MANAGUA

1

HA DICTADO

El siguiente

DECRETO

DE ADHESIÓN AL ACTA CONSTITUTIVA DE LA ASOCIACIÓN DE ESTADOS IBEROAMERICANOS PARA EL DESARROLLO DE LAS BIBLIOTECAS NACIONALES DE LOS PAÍSES DE IBEROAMERICA (ABINIA)

Art.1 Adherirse al Acta Constitutiva de la Asociación de Estados Iberoamericanos para el Desarrollo de las Bibliotecas Nacionales de los Países de Iberoamérica (ABINIA), adoptada en Lima, Perú, el 12 de Octubre de 1999.

Art.2 Someter dicha Adhesión a la aprobación de la Honorable Asamblea Nacional.

Art.3 Expedir el correspondiente Instrumento de Adhesión para su depósito en las oficinas correspondientes.

Art.4 El presente Decreto entrará en vigencia a partir de su publicación en La Gaceta, Diario Oficial.

Dado en la ciudad de Managua, Casa Presidencial, el treinta de Noviembre del año dos mil. **ARNOLDO ALEMAN LACAYO**, Presidente de la República de Nicaragua.

DECRETO No. 126-2000

El Presidente de la República de Nicaragua

CONSIDERANDO

I

Que el día 4 de octubre del 2000, fue suscrito en esta ciudad de Managua, el Acuerdo para el Desarrollo de un Programa de Cooperación Técnica en el Area Pesquera entre el Gobierno de la República de Nicaragua y el Gobierno de la República del Perú, por el Ministro de Relaciones Exteriores de Nicaragua y el Ministro de Relaciones Exteriores de Perú.

II

Que dicho Acuerdo constituye un arreglo administrativo dentro del Marco del Convenio Básico de Cooperación Técnica entre el Gobierno de la República de Nicaragua y el Gobierno de la República del Perú, del cual Nicaragua es parte.

En uso de las facultades que le confiere la Constitución Política,

HA DICTADO

El siguiente

DECRETO

Art.1 Aprobar el Acuerdo que constituye un arreglo administrativo dentro del Marco del Convenio Básico de Cooperación Técnica para el Desarrollo de un Programa de Cooperación Técnica, en el Area Pesquera entre el Gobierno de la República de Nicaragua y el Gobierno de la República del Perú, suscrito en Managua, el 4 de octubre del 2000, por el Ministro de Relaciones Exteriores de Nicaragua y el Ministro de Relaciones Exteriores del Perú.

Art.2 Ratificar en todas y cada una de sus partes el Acuerdo para el Desarrollo de un Programa de Cooperación Técnica en el Area Pesquera entre el Gobierno de la República de Nicaragua y el Gobierno de la República del Perú.

Art.3 El presente Decreto entrará en vigencia a partir de su publicación en La Gaceta, Diario Oficial

Dado en la ciudad de Managua, Casa Presidencial, el treinta de Noviembre del año dos mil. **ARNOLDO ALEMAN LACAYO**, Presidente de la República de Nicaragua.

DECRETO No. 127-2000

El Presidente de la República de Nicaragua

CONSIDERANDO

I

Que la Constitución Política de la República establece que es deber del Estado velar por el rescate, conservación y promoción de la cultura nacional en todas sus manifestaciones, así como proteger el Patrimonio Cultural, Histórico, Artístico y Lingüístico de la Nación.

II

Que este deber de protección debe ser dirigido principalmente a aquellos bienes culturales de trascendental importancia que por distintas circunstancias se encuentren en peligro de desaparecer o sufrir daños irreversibles

III

Que la antigua Catedral de Managua, constituye uno de los bienes culturales arquitectónicos de mayor importancia histórica y artística que debe ser especialmente atendido en razón de haber sufrido graves daños por la acción del Terremoto del 23 de Diciembre de 1972, lo que pone en riesgo su estructura y la magnitud física de los ciudadanos que circulan a su alrededor.

En uso de las facultades que le confiere la Constitución Política,

HA DICTADO

El siguiente

DECRETO

DECLARACIÓN DE PATRIMONIO HISTÓRICO Y CULTURAL DE LA NACIÓN LA ANTIGUA CATEDRAL DE MANAGUA

Art.1 Declárese Patrimonio Histórico y Cultural de la Nación la Antigua Catedral de Managua.

Art.2 A partir de la vigencia de la presente Declaratoria, la Antigua Catedral de Managua queda sujeta al régimen legal especial establecido por las leyes que regulan la protección de los bienes que forman parte del Patrimonio Cultural de la Nación.

Art.3 Se faculta al Instituto Nicaraguense de Cultura, para que en representación del Estado adopte las medidas que considere necesarias para proteger, conservar y resguardar la integridad de la Antigua Catedral de Managua, de acuerdo con las leyes de la materia.

Art.4 El Estado establecerá los mecanismos financieros necesarios para lograr la consecución de fondos, requeridos para la restauración y rehabilitación de la Antigua Catedral, sin perjuicio de asignaciones en el Presupuesto General de la República o la obtención de otros recursos en concepto de donaciones, herencias o legados, emisión de sellos postales, aportes de la cooperación internacional, así como cualquier otro que se determine.

Art.5 El presente Decreto entrará en vigencia a partir de su publicación en La Gaceta, Diario Oficial.

Dado en la ciudad de Managua, Casa Presidencial, el Primero de Diciembre del año dos mil. **ARNOLDO ALEMAN LACAYO**, Presidente de la República de Nicaragua.

DECRETO No. 129-2000

El Presidente de la República de Nicaragua

En uso de las facultades que le confiere la Constitución Política,

HA DICTADO

El siguiente

DECRETO

Art.1 Autorizar la salida del territorio nacional y permanencia en Martinica, de un Contingente representativo de 31 Efectivos Militares del Ejército de Nicaragua en el periodo comprendido del 22 de enero al 5 de febrero del año 2001, de acuerdo a lo establecido en artículo 138 numeral 26 de nuestra Constitución Política.

Art.2 Enviar el presente Decreto a la Honorable Asamblea Nacional para su ratificación.

Art.3 El presente Decreto entrará en vigencia a partir de esta fecha. Publíquese en La Gaceta, Diario Oficial.

Dado en la ciudad de Managua, Casa Presidencial, el Seis de Diciembre del año dos mil. **ARNOLDO ALEMAN LACAYO**, Presidente de la República de Nicaragua.

DECRETO No. 130-2000

El Presidente de la República de Nicaragua

En uso de las facultades que le confiere la Constitución Política,

HA DICTADO

El siguiente

DECRETO

Art.1 Autorizar el ingreso al territorio nacional en el periodo comprendido del 1 al 30 de abril del año 2001, de un contingente de tropas de la República de Francia, de acuerdo a lo establecido en artículo 92 de nuestra Constitución Política.

Art.2 Enviar el presente Decreto a la Honorable Asamblea Nacional para su ratificación.

Art.3 El presente Decreto entrará en vigencia a partir de esta fecha. Publíquese en La Gaceta, Diario Oficial.

Dado en la ciudad de Managua, Casa Presidencial, el Seis de Diciembre del año dos mil. **ARNOLDO ALEMAN LACAYO**, Presidente de la República de Nicaragua.

DECRETO No. 131-2000

El Presidente de la República de Nicaragua

En uso de las facultades que le confiere la Constitución Política,

HA DICTADO

El siguiente

DECRETO

Art.1 Autorizar la salida del territorio nacional a Martinica, en el periodo comprendido del 1 al 30 de abril del año 2001, de un contingente de tropas del Ejército de Nicaragua, de acuerdo a lo establecido en artículo 138 numeral 26, de nuestra Constitución Política.

EXPEDIENTE NO. 01 - 00. DECLARATORIA DE BIENES INMUEBLES
COMO PATRIMONIO CULTURAL DE LA NACIÓN



EXPEDIENTE No. 01-00

DECLARATORIA DE BIENES INMUEBLES COMO
PATRIMONIO CULTURAL DE LA NACIÓN

I.- NOMBRE DEL INMUEBLE

Antigua Catedral de Managua

II.- LOCALIZACIÓN

1.- DEPARTAMENTO: Managua
2.- MUNICIPIO: Managua
3.- CIUDAD O PUEBLO: Managua
4.- DIRECCIÓN: Costado Este Plaza de la República

5.- MAPAS Y PLANOS: (ANEXOS 1 Y 2)

III.- TIPOLOGÍA

1.- RELIGIOSO: X
2.- MILITAR: _____
3.- CIVIL: _____
4.- HABITACIONAL: _____

IV.- ESTADO JURÍDICO DEL INMUEBLE

1.- DATOS REGISTRALES:
n.s.

2.- DATOS CATASTRALES:
n.s.

3.- PROPIETARIO:
n.s.

4.- NORMAS LEGALES APLICABLES:

- 1) Arto. 128 Constitución Política de la República
- 2) Decreto 1142, Ley de Protección al Patrimonio Cultural de la Nación, Gaceta No. 282 del 2 de Diciembre de 1982
- 3) Plan Maestro del Centro Histórico de Managua

V.- DATOS HISTÓRICOS DEL INMUEBLE

1.- FECHA/ÉPOCA DE CONSTRUCCIÓN: 1929 a 1940

2.- DISEÑADOR: Ing. Pablo Dambach

3.- CONSTRUCTOR: Atelier Metalurgiques de Nivelles, Bélgica

4.- HECHOS HISTÓRICOS:

- La primera Iglesia fue fundada en la villa de Santiago de Managua junto a la comunidad indígena que se desarrolló junto al Lago Xolotlán en 1760
- 1781: Derrumbe de la Iglesia Colonial, construcción de nueva Iglesia
- 1846: Managua es elevada a ciudad
- 1852: Managua es declarada Capital de la República
- 1927: Demolición de la antigua Parroquia. El Ing. belga Pablo Dambach y la Compañía Atelier Metalurgiques de Nouvelles, Bélgica, diseña y comienza a erigir la Catedral
- 1929-1933: Se da la Guerra Constitucionalista, estando la Catedral en su etapa de construcción.
- 1931: Ocurre un terremoto. La Catedral estaba en la construcción de su estructura de hierro.
- 1940: Se finaliza la construcción.
- 1945: Se consagra como Catedral
- 1972: El terremoto que destruye Managua daña seriamente a la Catedral
- 1974: Una comisión evaluadora del Banco de la Vivienda realiza estudios acerca de los daños sufridos por la Catedral, recomendando la viabilidad de su restauración.
- 1979-1990: El estado de guerra del país hace que no se desarrolle ningún estudio o proyecto de restauración sobre este edificio.
- 1994: El prof. Mario de Mendonca de Oliveira realiza estudios que avalan la restauración.
- 1995: El Dr. Arq. José Luis de Miquel efectúa nuevos estudios con resultados positivos acerca de la reconstrucción de la Catedral.

VI.- VALORIZACIÓN

- 1.- ARQUEOLÓGICO: _____
2.- ARQUITECTÓNICO: X _____
3.- TURÍSTICO: X _____
4.- HISTÓRICO: X _____
5.- AMBIENTAL: _____

VII.- DESCRIPCIÓN E INVENTARIO

1.- DESCRIPCIÓN:

La Catedral Metropolitana de Santiago de Managua, es un edificio que constituye un exponente del neoclásico tardío en la arquitectura nicaragüense. En él se encuentra la clásica superposición del toscano, dórico, jónico y corintio. Las torres caracterizadas a través de columnas y pilastras, estas arrancan de módulos incrustados en la geometría en general, participando en el trazado y tratamiento de órdenes del edificio en sus dos primeros niveles. Su planta esta compuesta por cinco naves con transepto siendo que las laterales contiguas a la nave central están articuladas, pasando por detrás del altar a modo de deambulatorio. Tiene una nave de doble altura en forma de cruz latina, circundada por una nave lateral de altura simple. El acceso se hace a través de una columnata saliente, rematada por un balcón y frontón triangular, elementos que se repiten en las tres fachadas. Posee altar mayor y secundarios, dentro de los cuales destacan los dos brazos del transepto. El cuerpo del altar y en las partes al pie de la Iglesia, la doble altura se haya partida por una entreplanta que se asoma a la nave, a través de balaustra a nivel de los arranques del arco.

2.- USO ACTUAL :

Cultural y Turístico

VIII.- ESTADO DE CONSERVACIÓN (DICTAMEN PRELIMINAR)

1.- DIAGNÓSTICO/PELIGROS EXISTENTES Y POTENCIALES:

El inmueble presenta un avanzado grado de deterioro en su estructura

Daños Generales:

- Desde el primer piso al nivel de la losa perimetral (Nivel terraza de techo) los daños son moderados.
- Columnas interiores y exteriores muestran grietas
- Grietas en paredes, arcos y entre pisos
- Desde el nivel de la losa perimetral hacia arriba, los daños estructurales son mayores.
- Daños en las torres de los campanarios, el del lado norte está sumamente dañado
- En paredes se observan separación en las juntas
- Desprendimiento general del repello en paredes y losa de entrepiso
- Fractura y desprendimiento del altar principal
- Desprendimiento de apéndices ornamentales

Peligros existentes y potenciales:

- El peligro puede estar en la oxidación de los elementos internos, el forro de hormigón, una vez que por fisuración pierde esa cualidad, se convierte en una desventaja complicando la reparación.
- Una vez iniciada la oxidación, el aparatoso aumento de volumen de acero oxidado revienta el revestimiento y facilita la entrada de mas oxígeno a velocidad creciente.

2.- INSTITUCIONES RESPONSABLES DE LA PRESERVACIÓN:

Instituto Nicaragüense de Cultura.

Presidencia de la República.

Instituto Nicaragüense de Turismo.

Alcaldía de Managua.

3.- HISTORIA DE LA PRESERVACIÓN/INTERVENCIONES:

- 1974: Se realiza un estudio estructural por el Banco de la Vivienda.
- 1994: Se elabora un estudio técnico preliminar para la orientación del proyecto de restauración y reutilización de la Antigua Catedral de Santiago de Managua.
- 1995: Intervención en estructura de Techo y Piso.

IX.- JUSTIFICACIÓN DE LA DECLARACIÓN COMO PATRIMONIO CULTURAL DE LA NACIÓN

La Antigua Catedral de Santiago de Managua es uno de los edificios de mayor trascendencia cultural para todos los nicaragüenses y en especial para los capitalinos. Constituye uno de los ejemplos más hermosos de la arquitectura neoclásica nicaragüense que han llegado hasta nuestro días, a

pesar de la acción destructora de sismos y conflictos armados. También puede considerarse un edificio científico, al estar construido por una técnica avanzada para su época (concreto armado), lo que le permitió soportar los terremotos de 1931 y 1972 que destruyeron el resto de la ciudad. Se hace necesario emprender acciones tendientes a rescatar este importante inmueble histórico y cultural para evitar su pérdida definitiva.

X.- BIBLIOGRAFÍA

Los documentos mencionados a continuación se encuentran en los archivos de la Dirección de Patrimonio Cultural.

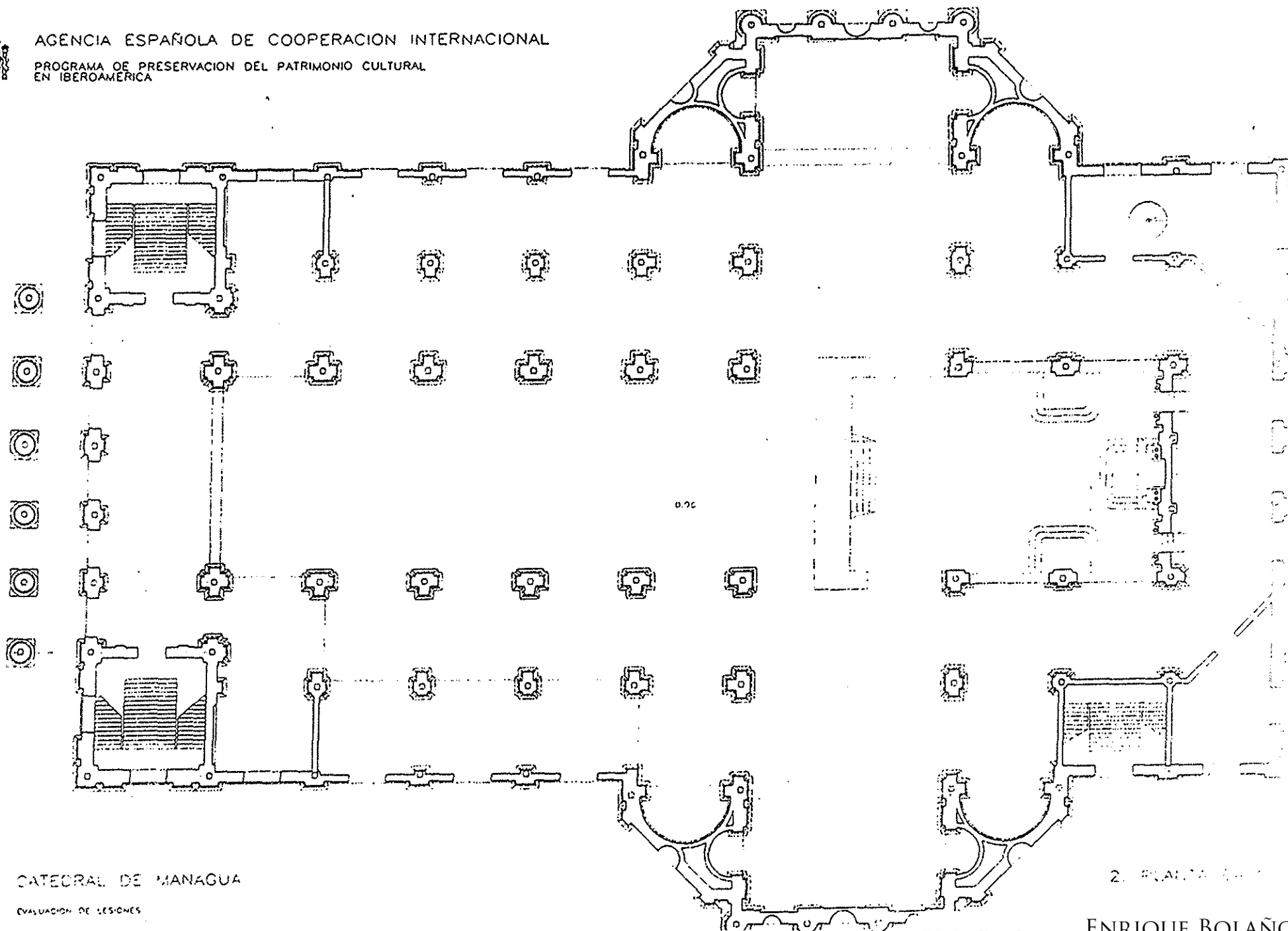
- Doc.: Título: Acerca del estado de la Antigua Catedral de Santiago de Managua y de las posibilidades de su restauración . Autor: Dr. Arg. José Luis de Miguel Rodríguez. Madrid, Diciembre de 1995.
- Doc.: Título: Proyecto Antigua Catedral Metropolitana Santiago de Managua. Autor: Silvia Ortega Rosales. Managua, Junio 1995.
- Doc.: Título: Antigua Catedral de Managua. Informe estructural ANIA. Revista Oficial de ANIA No. 23 Año 1975.
- Segmento Periódico Nuevo Amanecer Cultural. Arquitectura y Urbanismo, Colegio Nicaragüense de Arquitectura, 6 de Marzo de 1993.
- Doc.: Título: Relatorio Técnico Preliminar para orientación del Proyecto de Restauración y Reutilización de Antigua Catedral de Santiago de Managua. Autor: Prof. Mario Mendonza de Oliveira. Año 1994.

XI.- ANEXOS



AGENCIA ESPAÑOLA DE COOPERACION INTERNACIONAL

PROGRAMA DE PRESERVACION DEL PATRIMONIO CULTURAL
EN IBEROAMERICA



CATEDRAL DE MANAGUA

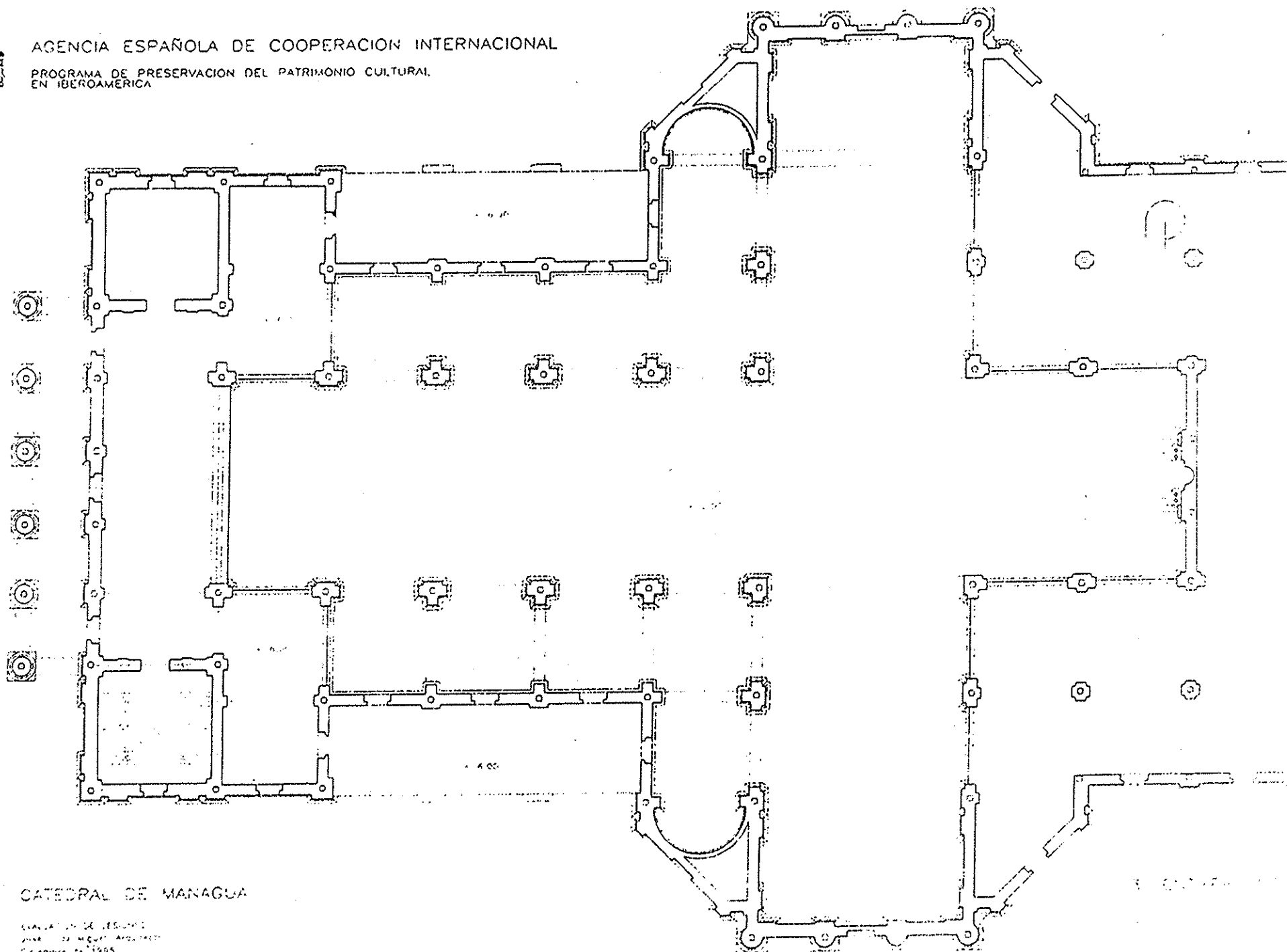
EVALUACION DE LESIONES

2. PLANTA



AGENCIA ESPAÑOLA DE COOPERACION INTERNACIONAL

PROGRAMA DE PRESERVACION DEL PATRIMONIO CULTURAL
EN IBEROAMERICA



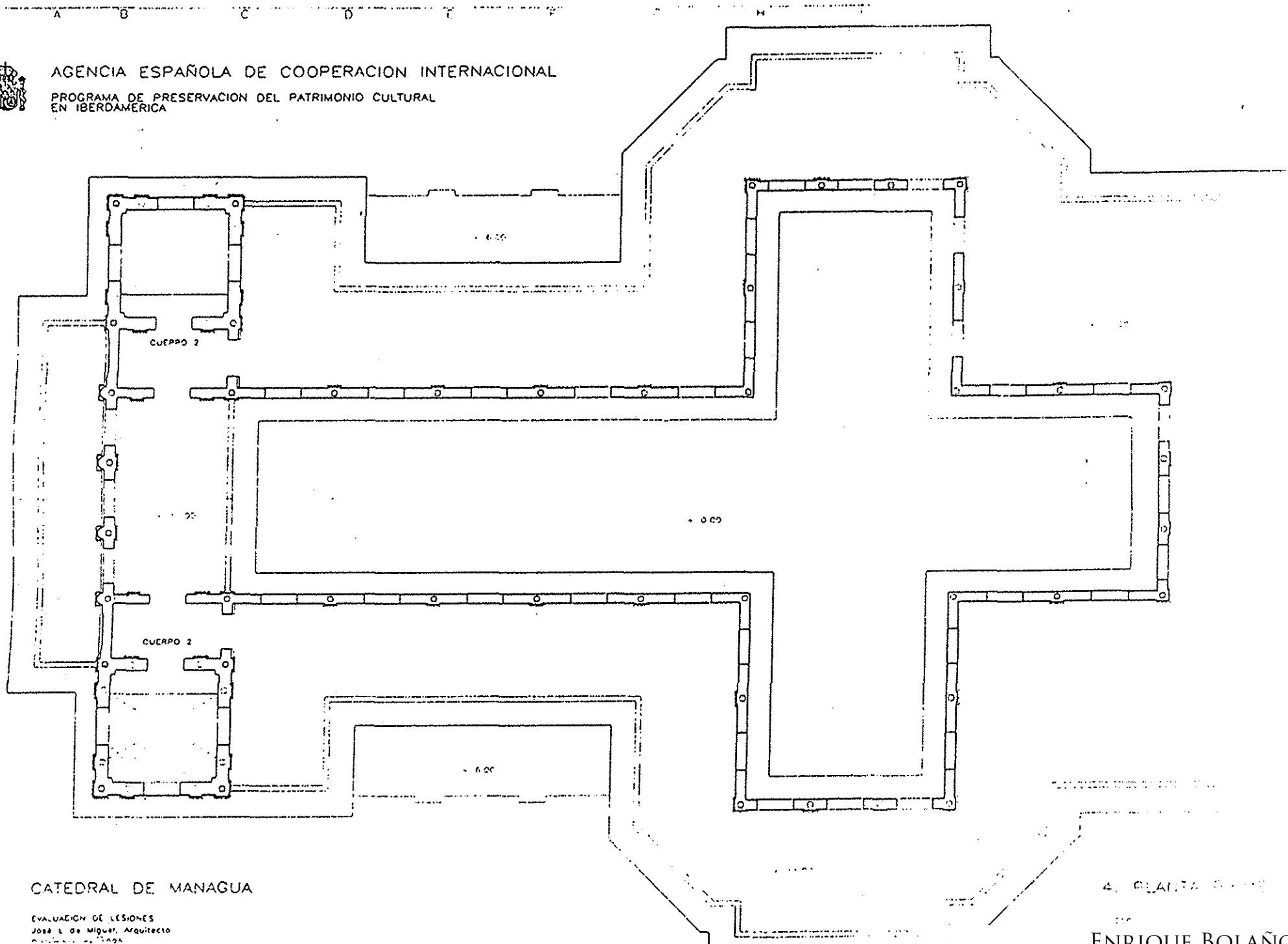
CATEDRAL DE MANAGUA

ELABORACION DE RESUMOS
POR: JOSE DE MORALES ARCE
Diciembre de 1985



AGENCIA ESPAÑOLA DE COOPERACION INTERNACIONAL

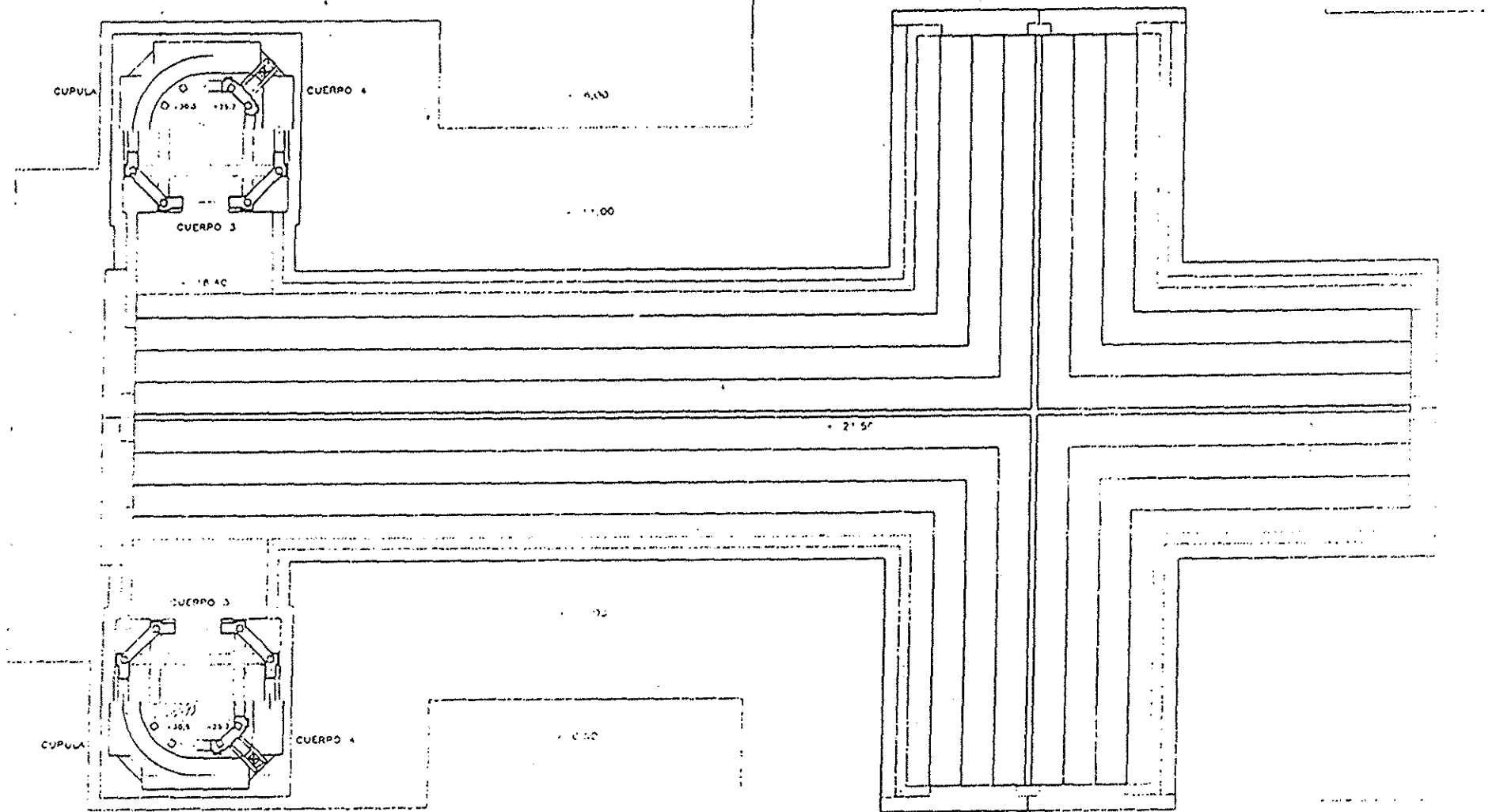
PROGRAMA DE PRESERVACION DEL PATRIMONIO CULTURAL
EN IBEROAMERICA



CATEDRAL DE MANAGUA

EVALUACION DE LESIONES
José L. de Miguel, Arquitecto
Diciembre de 1982

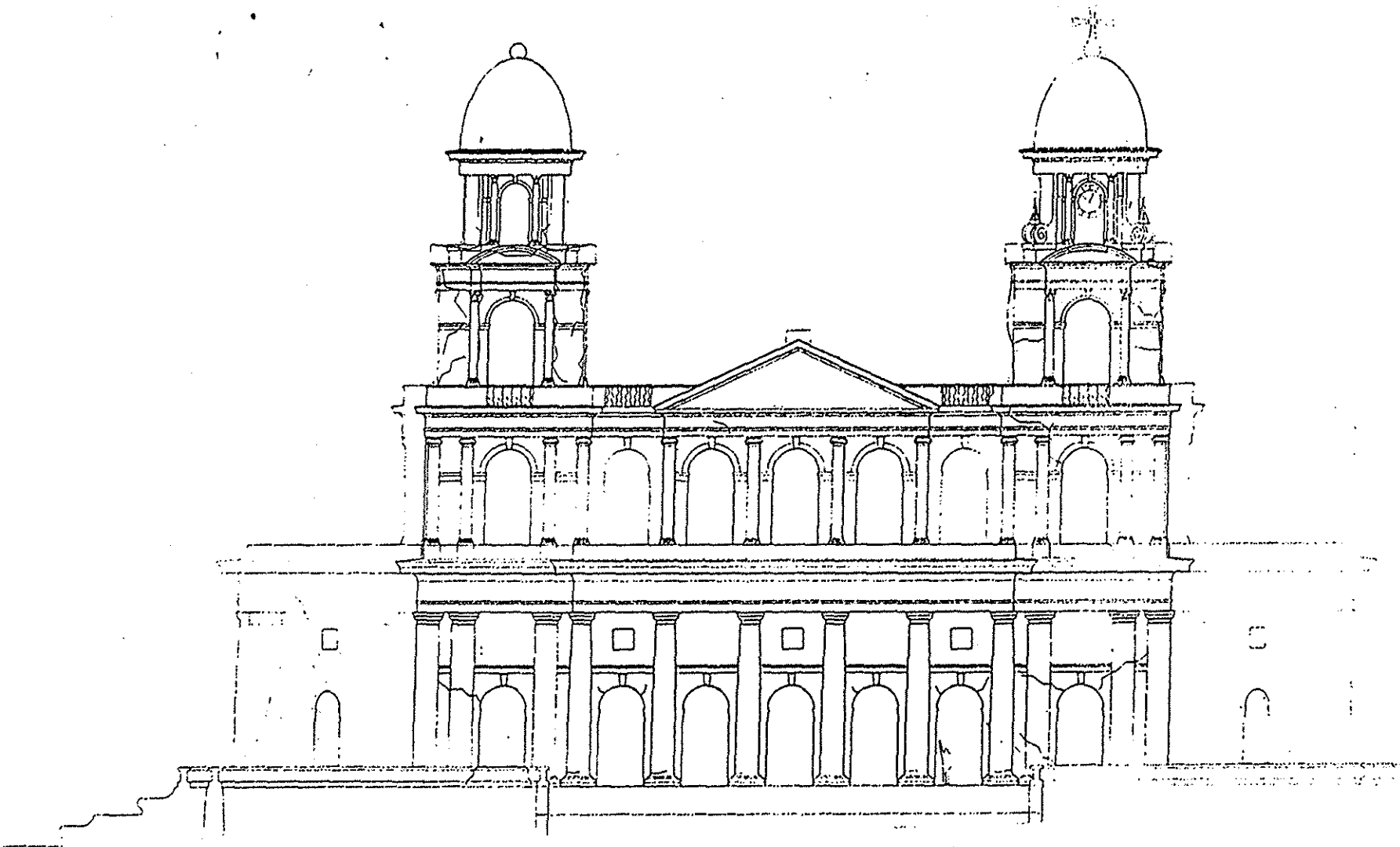
4. PLANTA GENERAL



CATEDRAL DE MANAGUA

EVALUACION DE LESIONES
 1988 y 1994
 Diciembre de 1995

5. CUBIERTA



CATEDRAL DE MANAGUA

EVALUACION DE LESIONES
JOSE L. DE MIGUEL ARQUITECTO
Diciembre de 1992

6. ALZADO PRINCIPAL
OESTE



AGENCIA ESPAÑOLA DE COOPERACION INTERNACIONAL

PROGRAMA DE PRESERVACION DEL PATRIMONIO CULTURAL
EN IBEROAMERICA



CATEDRAL DE MANAGUA

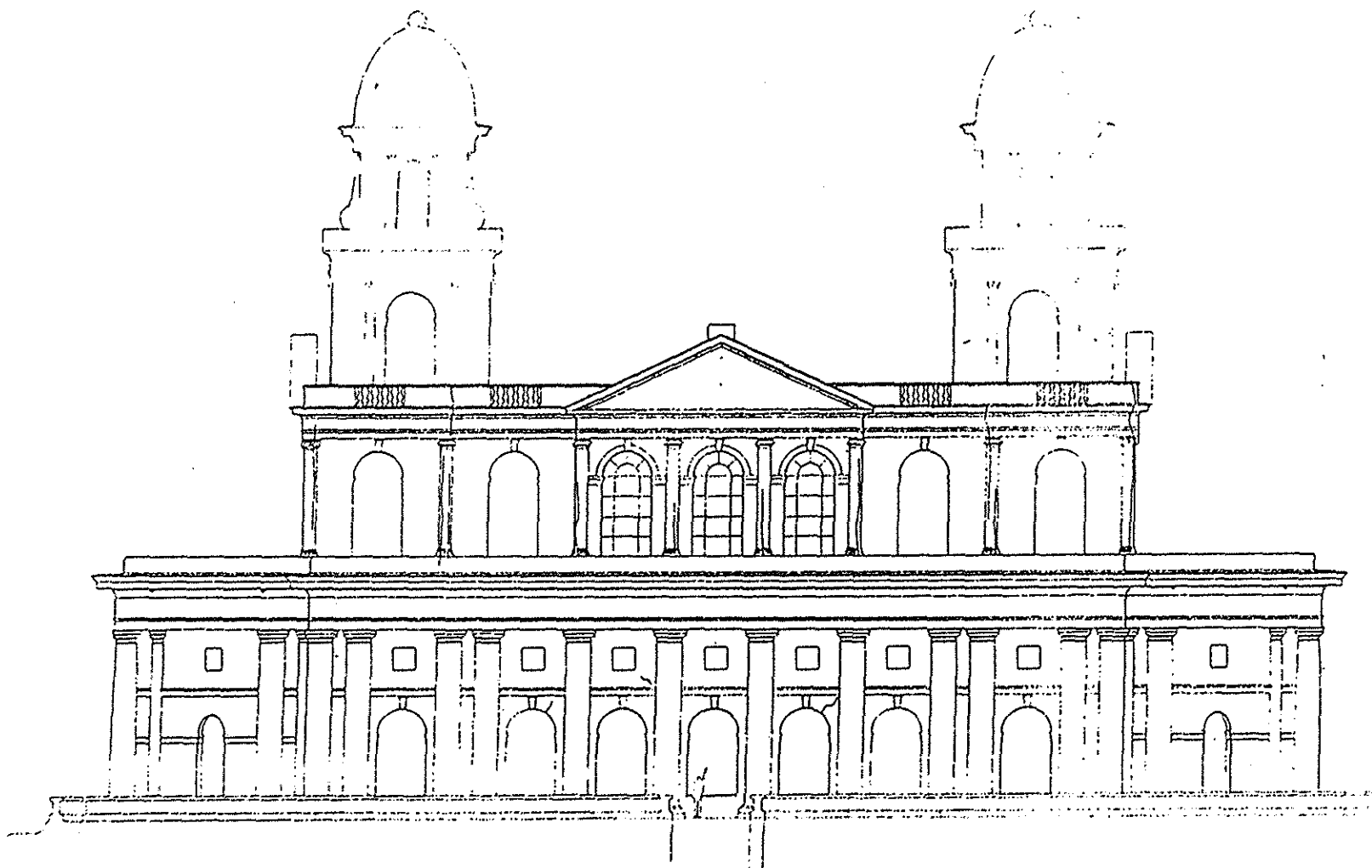
ENCARGO DE LOS DISEÑOS
JOSÉ S. DE MORA ARRIAGA
Diciembre de 1945

ALZADO CÁMERA
SUP



AGENCIA ESPAÑOLA DE COOPERACION INTERNACIONAL

PROGRAMA DE PRESERVACION DEL PATRIMONIO CULTURAL
EN IBEROAMERICA



CATEDRAL DE MANAGUA

EVALUACION DE LESIONES
JOSE L. DE MIQUEL, ARQUITECTO

8. ALZADO TRASERO
ESTE

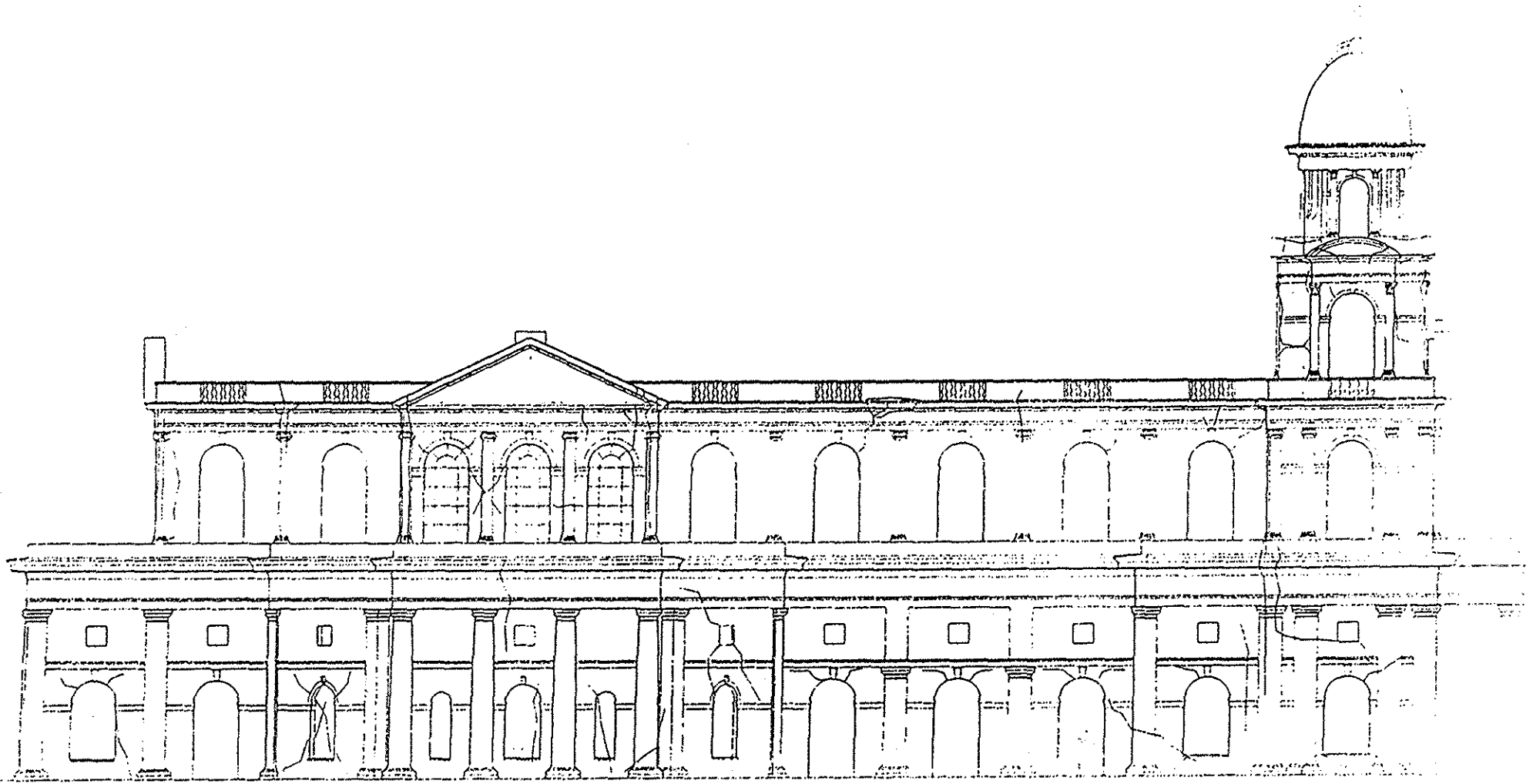
Digitalizado por: ENRIQUE BOLAÑOS
FUNDACIÓN
www.enriquebolanos.org



M L K J I H F D

AGENCIA ESPAÑOLA DE COOPERACION INTERNACIONAL

PROGRAMA DE PRESERVACION DEL PATRIMONIO CULTURAL
EN IBEROAMERICA



CATEDRAL DE MANAGUA

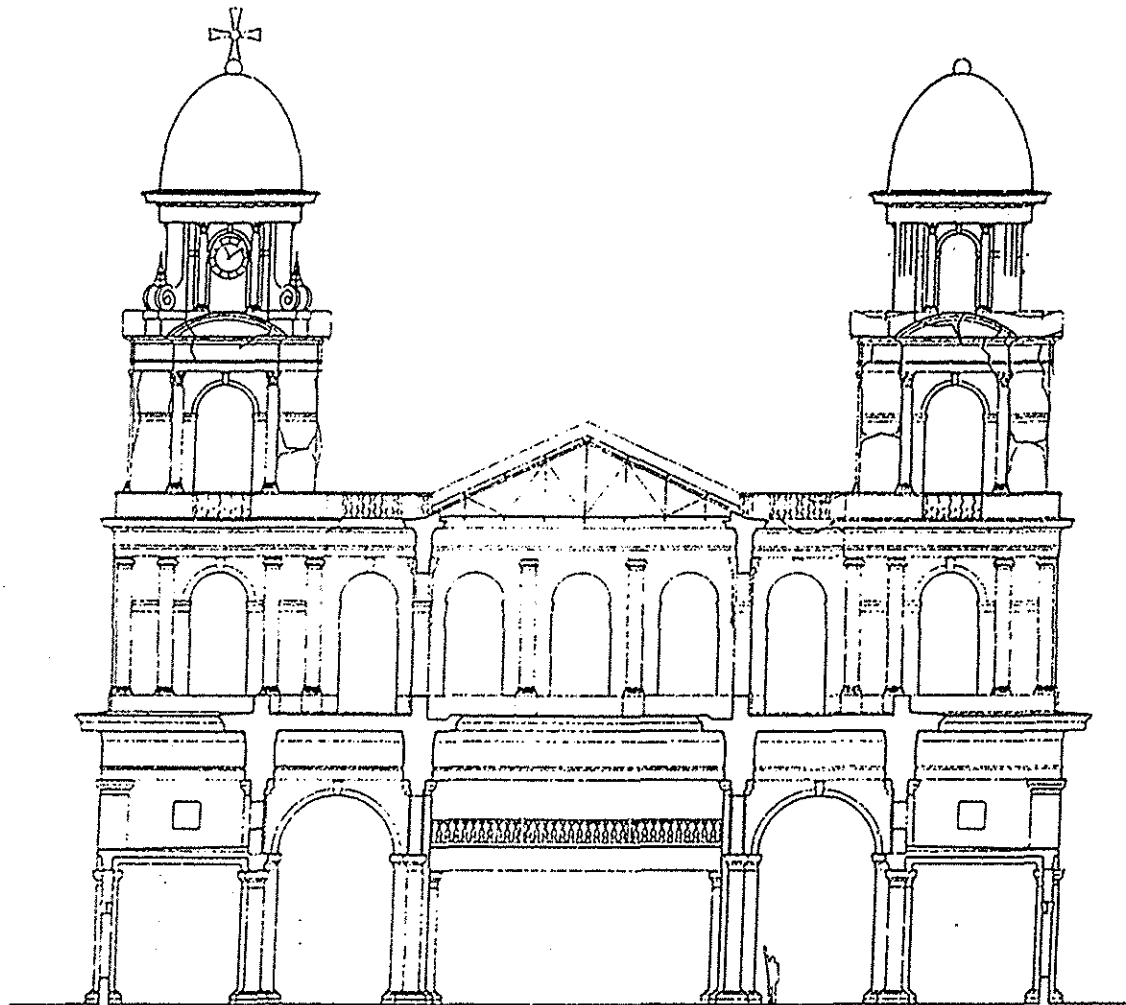
EVALUACION DE LESIONES
José L. de Miguel, Arquitecto
Diciembre de 1993

9. ALZADO LATERAL
NORTE

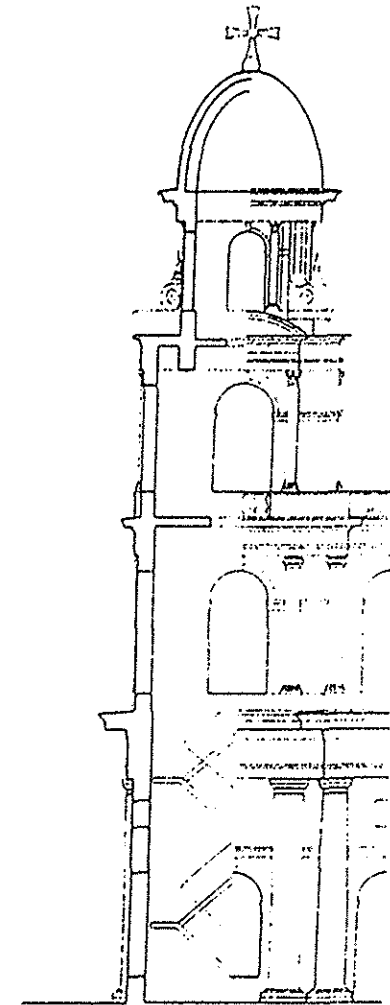


AGENCIA ESPAÑOLA DE COOPERACION INTERNACIONAL

PROGRAMA DE PRESERVACION DEL PATRIMONIO CULTURAL
EN IBEROAMERICA



TOP PLAN



SECCION

CATEDRAL DE MANAGUA

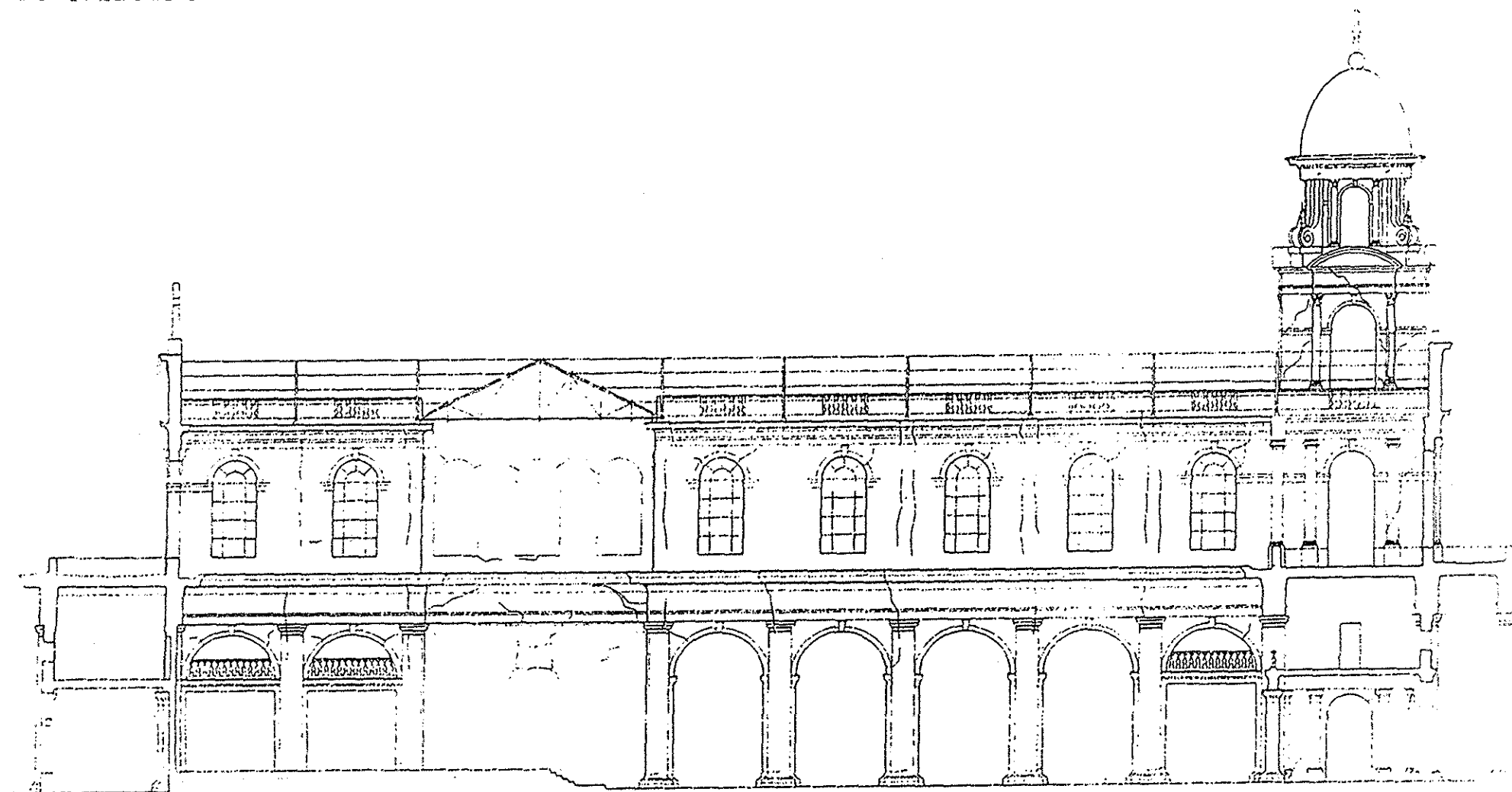
EVALUACION DE LESIONES
José L. de Miguel Arquitecto
Diciembre de 1991

12. SECCION TRANSVERSAL NORTE-SUR



AGENCIA ESPAÑOLA DE COOPERACION INTERNACIONAL

PROGRAMA DE PRESERVACION DEL PATRIMONIO CULTURAL
EN IBEROAMERICA



CATEDRAL DE MANAGUA

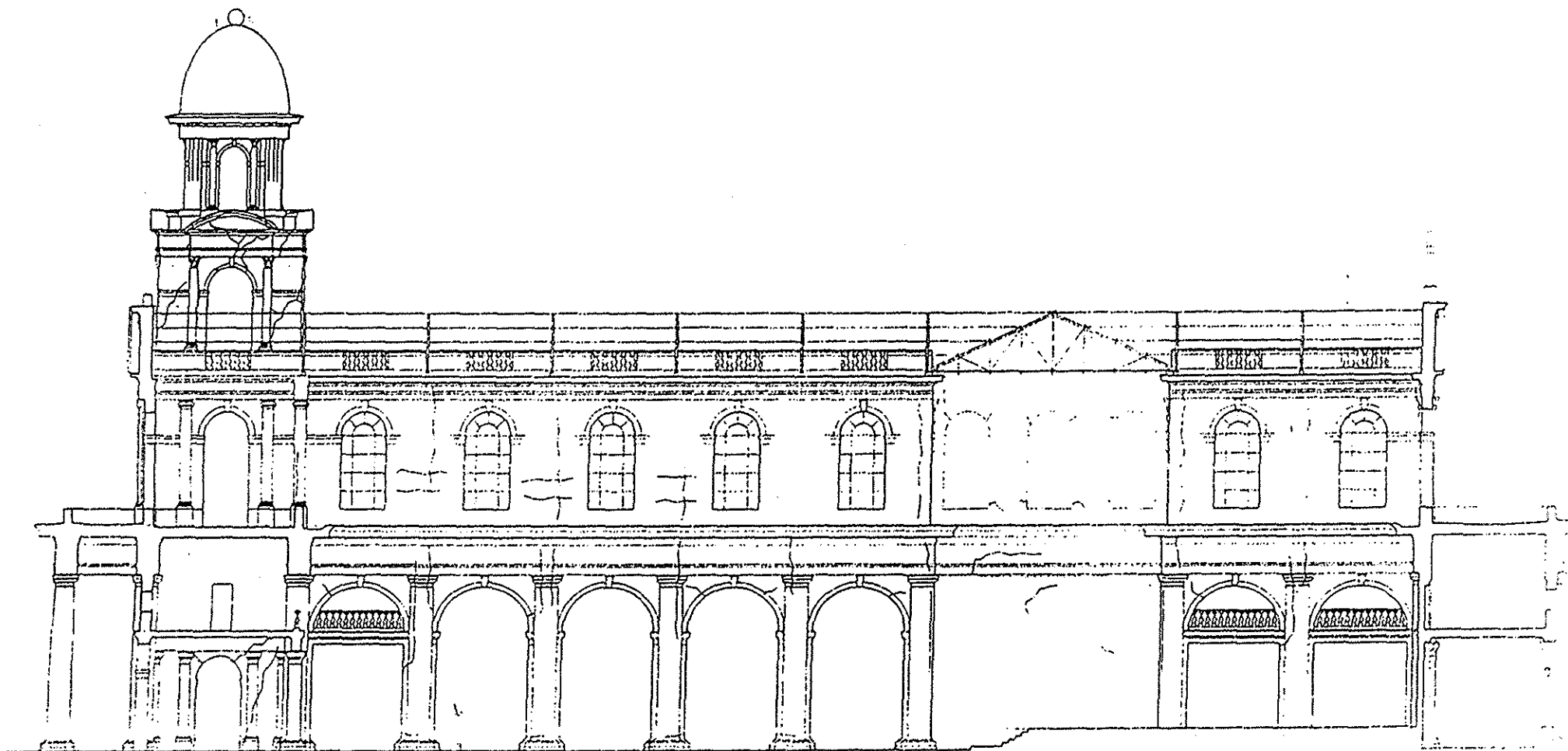
EVALUACION DE LES DAMES
JOSE L. DE AGUIR ARQUITECTO
1989

11. SECCION LONGITUDINAL
ESTE - OESTE



AGENCIA ESPAÑOLA DE COOPERACION INTERNACIONAL

PROGRAMA DE PRESERVACION DEL PATRIMONIO CULTURAL
EN IBEROAMERICA



CATEDRAL DE MANAGUA

EVALUACION DE LESIONES
JOSE L. DE MIGUEL, ARQUITECTO
Diciembre de 1995

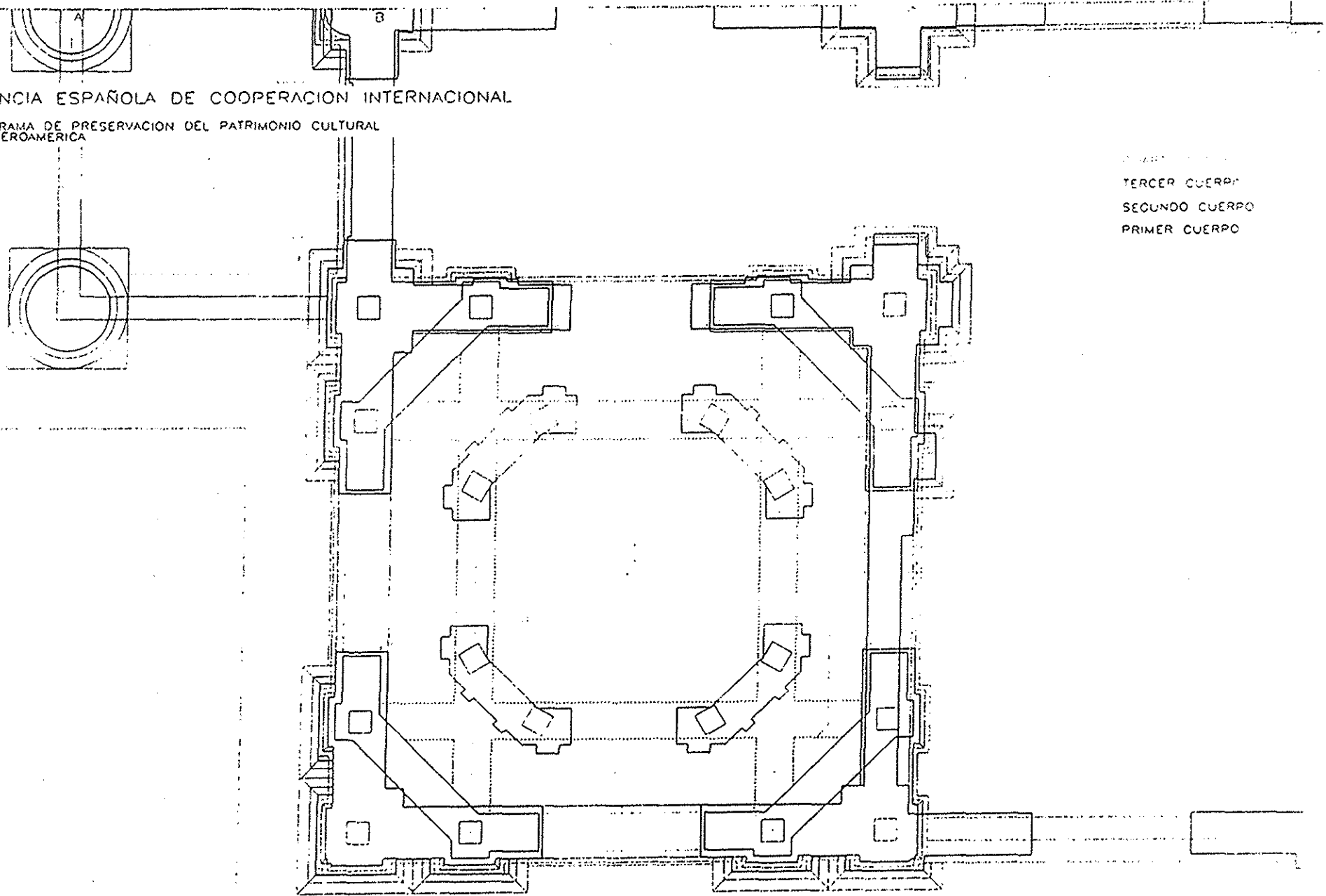
10. SECCION LONGITUDINAL
OESTE - ESTE



AGENCIA ESPAÑOLA DE COOPERACION INTERNACIONAL

PROGRAMA DE PRESERVACION DEL PATRIMONIO CULTURAL
EN IBEROAMERICA

TERCER CUERPO
SEGUNDO CUERPO
PRIMER CUERPO

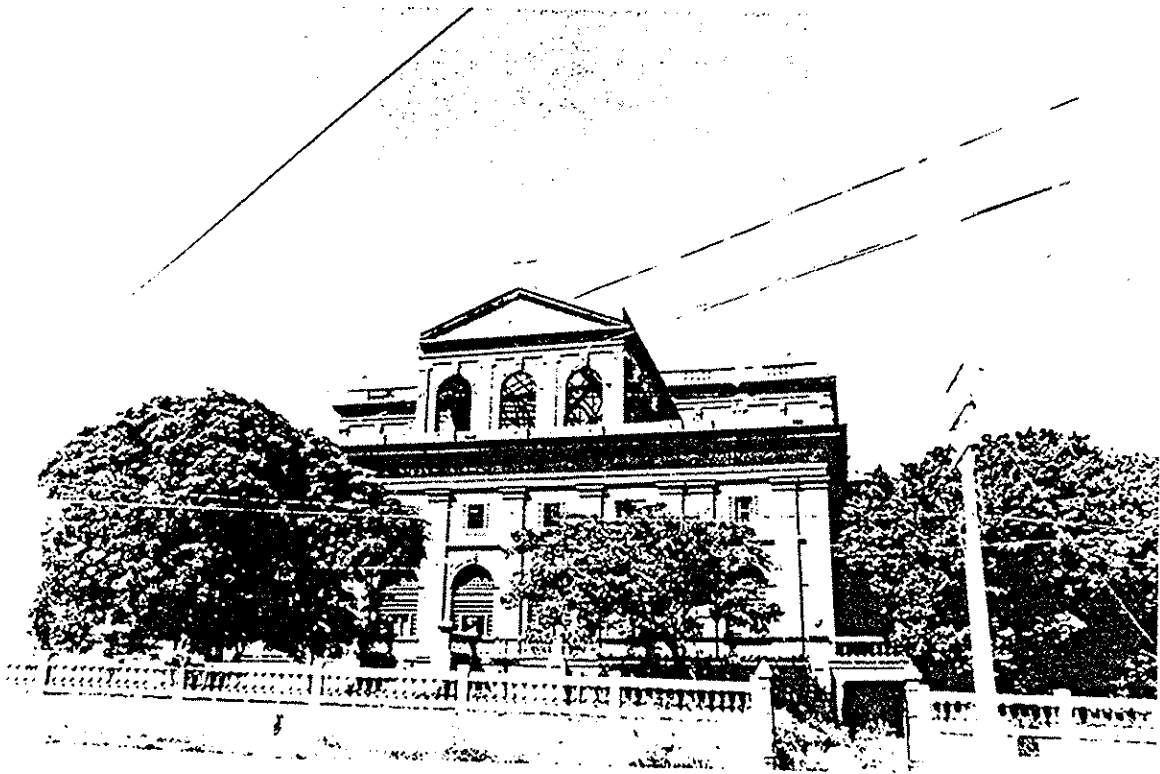


CATEDRAL DE MANAGUA

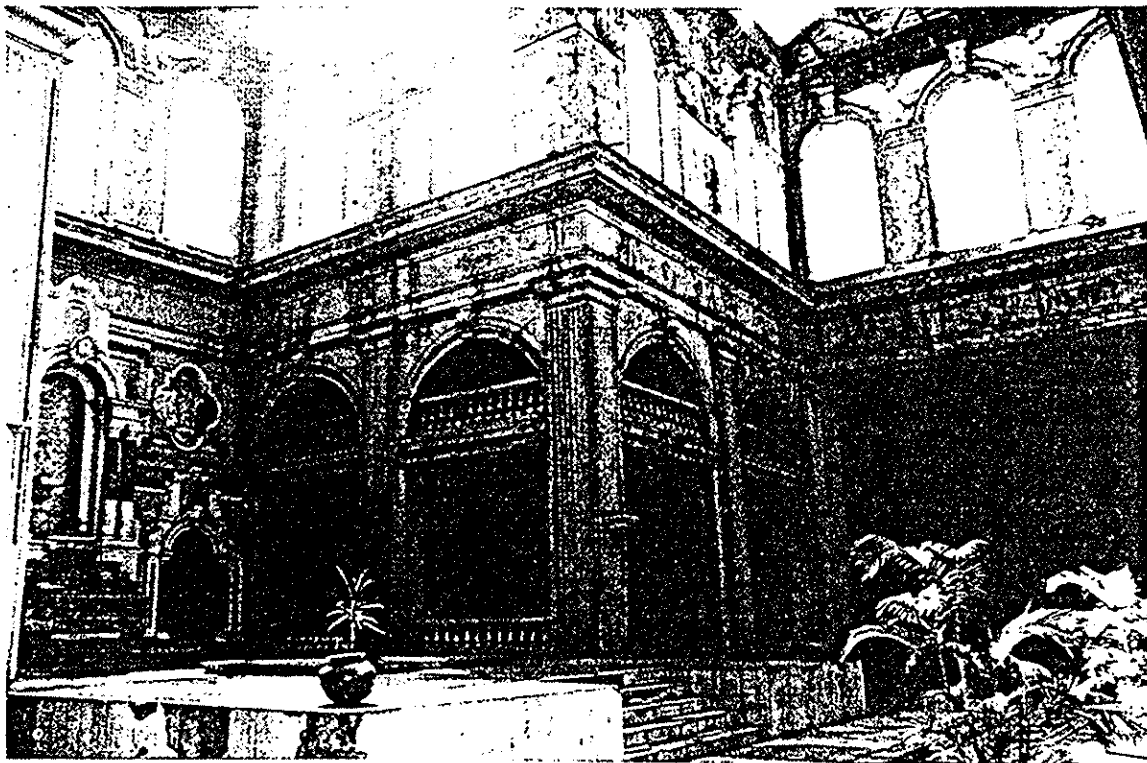
13 TORRE

EVALUACION DE LESIONES
1981-1982









LA GACETA

DIARIO OFICIAL

"Año de la Unidad frente a la Agresión"

Imprenta Nacional
Tiraje: 2.000 Ejemplares

Apartado Postal No. 86 — Tel. 27917

EPOCA REVOLUCIONARIA
Valor ₡2.00

AÑO LXXXVI

Managua, Jueves 2 de Diciembre de 1982

No. 282

SUMARIO

JUNTA DE GOBIERNO	
Decreto No. 1142 — Ley de Protección al Patrimonio Cultural de la Nación	Pág. 2941
MINISTERIO DE JUSTICIA	
Marcas de Fábrica	2945
Renovaciones de Marcas	2946
SECCION JUDICIAL	
Remates	2948
Declaratoria de Heredero	2948

JUNTA DE GOBIERNO

Ley de Protección al Patrimonio Cultural de la Nación

Decreto No. 1142

LA JUNTA DE GOBIERNO DE
RECONSTRUCCION NACIONAL
DE LA
REPUBLICA DE NICARAGUA

En uso de sus facultades y con fundamento del Arto. 18 del Decreto No. 388 del 2 de Mayo de 1980,

Hace saber al pueblo Nicaragüense:

Unico: Que aprueba la iniciativa presentada por el Consejo de Estado, del Decreto "*Ley de Protección al Patrimonio Cultural de la Nación*", que integra y literalmente dice:

El Consejo de Estado de la República de Nicaragua, reunido en sesión ordinaria Número 11 del Veintinueve de Septiembre de mil novecientos ochenta y dos. — "*Año de la Unidad Frente a la Agresión*".

Considerando:

Que dentro de los lineamientos básicos del programa de Gobierno figura en el rea de Cultura, la protección del Patrimonio Cultural de la Nación y que congruente con esta política, el Título III del Estatuto sobre Derechos y Garantías, Capítulo III Derechos Culturales establece que el Patrimonio Cultural debe ser pro-

tegido por el Estado por medio de Leyes para su conservación y evitar su fuga al extranjero:

Por Tanto:

En uso de sus facultades,

Decreta:

La siguiente,

"Ley de Protección al Patrimonio Cultural de la Nación"

Capítulo I

Disposiciones Generales

Arto. 1o.—Para los efectos de esta Ley se consideran bienes culturales:

- a) *Paleontológicos*: Todos los organismos fosilizados.
- b) *Arqueológicos*: Todas las piezas, instrumentos, estructuras, restos o vestigios procedentes de culturas extinguidas.
- c) *Históricos*: Los inmuebles o parte de ellos y los bienes muebles que estén directamente vinculados a la historia política, económica y social de Nicaragua.
- d) *Artísticos*: Los bienes u objetos que, debido a su origen como producto de la actividad del hombre, constituyen verdaderos valores de las Bellas Artes o del Arte Nacional, ya sean éstos plásticos, literarios, arquitectónicos, etc.
- e) *Conjuntos urbanos o rurales*: Considerados de interés cultural, localizados en ciudades o campos de la República.

Arto. 2o.—Los bienes culturales, existentes en el territorio nacional, contemplados en los incisos a) y b) del artículo anterior sea quien fuere su dueño o poseedor, forman parte por Ministerio de la Ley del Patrimonio Cultural de la Nación y estarán bajo la salvaguarda y protección del Estado. En los casos de los incisos c), d) y e) se requerirá Declaración por escrito de la Dirección de Patrimonio para que se consideren parte del Patrimonio Cultural de la Nación; esta Declaración deberá comunicarse a quien correspondiere.

Arto. 3o.—Corresponde al Ministerio de Cultura, el mantenimiento y conservación de nuestro Patrimonio Cultural, a través de la Dirección General de Patrimonio Cultural.

Arto. 4o.—Para el cumplimiento de lo dispuesto en la presente Ley, el Ministerio de Cultura estará facultado para dictar los Reglamentos, Acuerdos y medidas necesarias para la protección del acervo cultural nicaragüense.

Arto. 5o.—Cuando en las restantes disposiciones de este Decreto se haga referencia a la "Dirección de Patrimonio", se entenderá que se hace mención a la Dirección General de Patrimonio Cultural.

Arto. 6o.—Corresponderá a la Dirección de Patrimonio, la dirección científico-metodológica de los museos del país.

Capítulo II

De la Conservación del Patrimonio Cultural

Arto. 7o.—Para efecto de esta Ley se considera prioritaria la conservación de todos aquellos bienes culturales de reconocido valor histórico, para el proceso de liberación del pueblo nicaragüense.

Arto. 8o.—Los propietarios o arrendatarios de viviendas, o conjuntos urbanos o rurales que tengan significación histórica o arquitectónica para poder realizar cualquier construcción o remodelación en los mismos, además de las exigencias técnicas requeridas, necesitarán previamente autorización de la Dirección de Patrimonio.

Arto. 9o.—Cuando un organismo estatal o una persona natural o jurídica, nacional o extranjero, desarrollen proyectos de cualquier índole, en inmuebles, conjuntos urbanos o rurales y zonas arqueológicas o paleontológicas que estén comprendidas en esta Ley, deberán destinar el porcentaje que señale la Dirección de Patrimonio, que oscilará entre el 1 y el 10% del presupuesto total de las obras a realizarse, para el rescate, conservación o restauración, según el caso, de los bienes del Patrimonio Cultural que fueren afectados por la ejecución de las obras, depositando ese porcentaje a nombre del Fisco.

Arto. 10o.—Las modificaciones a efectuarse en bienes sujetos al régimen de esta Ley, estarán reguladas por las disposiciones que se establezcan en los Reglamentos de este Decreto.

Arto. 11o.—El que encontrare o tuviere conocimiento de la existencia de bienes a que se refieren los incisos a) y b) del Arto. 4º de esta Ley, deberá dar aviso dentro del término de 24 horas, más el de la dis-

tancia, a la Junta Municipal más cercana, la que expedirá la constancia oficial del aviso e informará dentro del mismo plazo señalado anteriormente a la Dirección de Patrimonio.

Arto. 12o.—Los propietarios o poseedores de bienes culturales quedan obligados a entregar, previo inventario, a la Dirección de Patrimonio dichos objetos, cuando ésta lo solicite para los efectos de exhibirlos temporalmente al público dentro o fuera del país.

Arto. 13o.—En caso de que los bienes a que se refiere el Arto. anterior, sufrieren daños, se destruyeren o perdieren, la Dirección de Patrimonio pagará al dueño en concepto de indemnización el monto de la póliza de seguro que al efecto deberá tomarse.

Arto. 14o.—Cuando la Dirección de Patrimonio tuviere conocimiento que bienes bajo el régimen de esta Ley, se encuentran fuera de Nicaragua, el Ministerio de Cultura podrá solicitar por escrito al Ministerio del Exterior sus buenos oficios para la recuperación de los mismos.

Arto. 15o.—Los bienes a que se refiere esta Ley podrán ser objeto de:

- a) Expropiación por causa de Utilidad Pública.
- b) Ocupación o aseguramiento temporal.

Arto. 16o.—Serán causa de Utilidad Pública para proceder a la expropiación, las siguientes:

- a) La necesidad de efectuar técnicamente excavaciones o remociones de materiales en los sitios en que se suponga fundamentalmente la existencia de construcciones o restos arqueológicos, paleontológicos o antropológicos.
- b) La necesidad de preservar los bienes sujetos al régimen de esta Ley, si su propietario se negare o no pudiere hacerlo.
- c) La necesidad de impedir la ejecución de cualquier obra que demerite el bien.
- d) La necesidad de suspender la ejecución de una obra o de suprimir una ya realizada que impida la adecuada apreciación de un bien arqueológico, histórico o artístico, que vaya en contra de sus características propias.
- e) La necesidad de recuperar bienes que a juicio de la Dirección de Patrimonio, tengan un valor cultural especial.

Arto. 17o.—Cuando la Dirección de Patrimonio considere que bienes sujetos al régimen de esta Ley, necesitan ser asegurados provisionalmente, ésta tendrá la facultad de proceder a su ocupación o aseguramiento temporal. Finalizada la cau-

sa que motivó su ocupación, dichos bienes serán devueltos en el más breve palzo a su legítimo dueño o poseedor.

Arto. 18o.—En el caso de que un propietario o poseedor de un bien sujeto al régimen de esta Ley, se decida a realizar con el mismo transacción de venta, el Estado tendrá opción preferencial para adquirirlo.

Arto. 19o.—Los poseedores y propietarios, sean éstos personas naturales o jurídicas, que posean bienes culturales objeto de esta Ley son responsables de su guarda y conservación.

Capítulo III

Registro

Arto. 20o.—Se crea el Registro de Patrimonio Cultural, como una institución de carácter público, adscrito al Ministerio de Cultura, Dirección de Patrimonio.

Arto. 21o.—Los poseedores y propietarios, sean éstos personas naturales o jurídicas, quedan obligados a inscribir en el Registro antes mencionado, los bienes culturales que sean de su propiedad o los tengan en posesión, así como los traspasos de dominio, posesión o lugar que efectúen a favor de otras personas naturales o jurídicas.

Arto. 22o.—Las misiones diplomáticas, consulares y las oficinas de organismos internacionales, que poseyeran bienes a que se refieren el Arto. 1º en sus incisos a) al d) de este Decreto, deberán inscribirlos en el Registro de Patrimonio Cultural.

Arto. 23o.—Para el cumplimiento de lo ordenado en los artículos anteriores, se concede un plazo de un año a partir de la promulgación de la Ley y su Reglamento.

En caso de incumplimiento se tendrá como ilícita la tenencia y se procederá al decomiso de los bienes, los que pasarán a ser propiedad del pueblo nicaragüense y serán administrados por el Ministerio de Cultura.

Capítulo IV

Exportación

Arto. 24o.—Se prohíbe la exportación definitiva de bienes que forme parte del Patrimonio Cultural, salvo canjes de Gobierno o Instituciones científicas y extranjeras, por acuerdo del Gobierno de la República y lo estipulado en el Arto. siguiente.

Arto. 25o.—Podrá autorizarse la exportación definitiva de los bienes que formen parte del Patrimonio Cultural, cuando existan en el país varios ejemplares iguales o similares, necesarios para su conocimiento y consulta.

Arto. 26o.—Para los efectos de autorizar la exportación definitiva a que se refieren los artículos que anteceden, la Dirección de Patrimonio nombrará una Comisión Técnica.

Arto. 27o.—Los bienes culturales extranjeros que se importen ilícitamente a territorio nicaragüense, serán devueltos por Nicaragua al país de origen, previa solicitud del Gobierno interesado y resolución del Gobierno de Nicaragua de conformidad con los Convenios y normas internacionales.

Capítulo V

Vigilancia

Arto. 28o.—La Dirección de Patrimonio, nombrará inspectores profesionales y también voluntarios de los organismos de masas que se encargarán de vigilar el cumplimiento de esta Ley y sus Reglamentos.

Arto. 29o.—Los Coordinadores de las Juntas Municipales también velarán por el correcto cumplimiento de esta Ley y sus Reglamentos.

Arto. 30o.—Los funcionarios y empleados de Aduanas, encargados de controlar las exportaciones que se hagan por cualquier vía, suspenderán la tramitación de las solicitudes de embarque cuando tengan conocimiento o presunción grave que se trata de exportación ilícita de alguno de los bienes a que se refiere esta Ley, retendrán el bien y consultarán obligatoriamente a la Dirección del Patrimonio.

Una vez finalizado el procedimiento aduanero y comprobada la exportación ilícita, se ordenará el decomiso de los bienes, los que pasarán a ser propiedad del pueblo nicaragüense, administrados por el Ministerio de Cultura.

Capítulo VI

Prohibiciones

Arto. 31o.—No podrán destruirse o alterarse parcial o totalmente los bienes que forma parte del Patrimonio Cultural de la Nación.

Arto. 32o.—Se prohíbe la realización de trabajos materiales de exportación por excavación, remoción o por cualquier otro medio en zonas arqueológicas o paleontológicas, aún cuando se efectúen en terrenos de propiedad privada. Únicamente serán realizados por la Dirección de Patrimonio o con su autorización.

Arto. 33o.—Se prohíbe retirar o remover de su sitio original, sin previa autorización de la Dirección de Patrimonio, los bienes muebles incorporados o que formen parte de un inmueble perteneciente al Patrimonio Cultural de la Nación.

Arto. 34o.—Si se contraviniere la ante-

rior disposición la Dirección de Patrimonio exigirá al infractor la reinstalación del bien mueble, procurando hacerlo en el sitio original; si éste no la realiza, aquella la hará directamente, previo secuestro del bien, sin perjuicio de las acciones civiles o penales a que haya lugar por los daños al bien respectivo.

Arto. 35o.—Se prohíben los actos traslativos de dominio, principios de enajenación o de mera posesión que se realicen a cualquier título sobre los bienes que formen parte del Patrimonio Cultural, sin que hayan tenido previamente autorización de la Dirección de Patrimonio.

Arto. 36o.—Cuando la Dirección de Patrimonio tuviere conocimiento que cualquier bien mueble o inmueble sujeto al régimen de esta Ley, estuviere en peligro de ser destruido, dañado o transformado por actos de Instituciones del Estado o de particulares, ordenará la inmediata suspensión del acto.

Arto. 37o.—Las obras que se ejecutan violando la autorización otorgada serán suspendidas de inmediato por la Dirección de Patrimonio, y en su caso se procederá a la restauración por el responsable de acuerdo a los requisitos exigidos por la Dirección de Patrimonio. Las obras de restauración o conservación del bien serán por cuenta del infractor.

Capítulo VII

Disposiciones Penales

Arto. 38o.—Constituye delito contra el Patrimonio Cultural de la Nación, toda acción u omisión mediante actos o hechos que violen las disposiciones de la presente Ley.

Arto. 39o.—Los delitos a que se refiere el Artículo 38 serán sancionados de la manera siguiente:

- 1) Los autores con arresto de (6) seis meses a (2) dos años.
- 2) Los cómplices con arresto de (6) seis meses a (2) dos años.
- 3) Los encubridores con arresto de (6) seis meses a (2) dos años.

Estas penas son incommutables y serán impuestas por el Juez Instructor de Policía que tendrá dicha facultad.

Además de las penas anteriores sufrirán multas a favor del fisco cuyo valor será de CS 1,000.00 Un Mil Córdobas a CS 50,000.00 Cincuenta Mil Córdobas.

Arto. 40o.—Sin perjuicio de lo dispuesto en el Arto. anterior, las penas para los autores y demás partícipes de los hechos punibles de que aquí se trata, llevan como accesorios el decomiso de los bienes e instrumentos utilizados para el hecho, los

que serán destinados al Ministerio de Cultura.

Arto. 41o.—Constituirá agravante de la responsabilidad criminal, además de las contempladas en el Código Penal, el que los infractores fueren:

- a) Funcionarios o empleados del Ministerio de Cultura.
- b) Funcionarios o empleados de las Juntas Municipales.

Arto. 42o.—Cuando el hecho fuere cometido por un directivo, socio o empleado de una persona jurídica en beneficio de ésta, la persona jurídica responderá por las multas y responsabilidades civiles en que hubieren incurrido éstos.

Arto. 43o.—Los funcionarios de la Dirección de Patrimonio que como tales, tuvieran conocimiento de la comisión de este delito y no los denunciaren, serán sancionados como autores de los mismos.

Arto. 44o.—Serán competentes para conocer del delito contemplado en el Arto. 38o de esta Ley, los Tribunales Comunes.

Arto. 45o.—Las disposiciones de esta Ley relativas a la exportación e importación de los bienes sujetos al régimen de la misma, forman parte también de la legislación aduanera, en especial para los efectos del artículo 1º y 2º del Decreto 942, Ley sobre Defraudación y Contrabando Aduanero.

Arto. 46o.—Los infractores a los Artículos 31º al 37º de esta Ley, incurrirán en una multa administrativa, impuesta por la Dirección de Patrimonio a favor del Fisco, entre Doscientos y Veinte Mil Córdobas.

Arto. 47o.—La graduación de las multas a que se refiere el Arto. anterior, se determinará considerando el valor de los bienes, la educación, las condiciones económicas y los motivos y circunstancias que impulsaron al infractor para la comisión del hecho.

Arto. 48o.—A los reincidentes en las infracciones del Capítulo anterior, se les impondrá una multa equivalente a la contemplada en el Arto. 46º más los dos tercios de la misma.

Arto. 49o.—Las resoluciones que impongan las multas a que se refieren los Artos, 46º, 47º y 48º de esta Ley, podrán ser impugnadas mediante el Recurso de Revisión, interpuesto ante el Ministerio de Cultura en los términos establecidos en los Reglamentos de esta Ley.

Capítulo VIII

Disposiciones Finales

Arto. 50o.—Se deroga el Decreto No. 101, publicado en La Gaceta del 26 de Sep-

tiembre de 1979, y todas las disposiciones dictadas en Leyes anteriores que se opongan a este Decreto.

Arto. 51o.—El presente Decreto entrará en vigencia, desde el momento de su publicación en "La Gaceta", Diario Oficial.

Dado en la Sala de Sesiones del Consejo de Estado, en la ciudad de Managua, a los veintinueve días del mes de Septiembre de mil novecientos ochenta y dos. — *"Año de la Unidad Frente a la Agresión"*.

(f) Comandante de la Revolución *Carlos Nuñez Téllez*, Presidente del Consejo de Estado, — Sub-Comandante *Rafael Solís Cerda*, Secretario del Consejo Estado.

Dado en la ciudad de Managua, a los veintidós días del mes de Noviembre de mil novecientos ochenta y dos. — *"Año de la Unidad Frente a la Agresión"*.

JUNTA DE GOBIERNO DE RECONSTRUCCION NACIONAL. — *Sergio Ramírez Mercado*, — *Daniel Ortega Saavedra*, — *Rafael Córdova Rivas*.

LA GACETA

DIARIO OFICIAL

"Año de Lucha por la Paz y la Soberanía"

Imprenta Nacional
Tiraje: 1,000 Ejemplares

Apartado Postal No. 83 — Tel. 27917

EPOCA REVOLUCIONARIA
Valor \$3.00

AÑO LXXXVII

Managua, Martes 19 de Abril de 1983

No. 88

Reformas a "Ley de Protección al Patrimonio Cultural de la Nación"

Decreto No. 1237

LA JUNTA DE GOBIERNO DE
RECONSTRUCCION NACIONAL DE LA
REPUBLICA DE NICARAGUA

En uso de sus facultades,

Decreta:

La siguiente:

REFORMA AL DECRETO No. 1142
"LEY DE PROTECCION AL PATRIMONIO
CULTURAL DE LA NACION"

Arto. 1.—Refórmase el Arto. 35 de dicho Decreto, el que se leerá así:

"Arto. 35.—Se prohíben los actos traslativos de dominio, principios de enajenación o de mera posesión que se realicen a cualquier título sobre los bienes que formen parte del Patrimonio Cultural, sin previa autorización de la Dirección de Patrimonio. La falta de dicha autorización conllevará la nulidad del acto".

Arto. 2.—Refórmase el Capítulo VII del mismo Decreto el que se leerá así:

Capítulo VII

Disposiciones Penales

Arto. 38.—Constituyen delito contra el Patrimonio Cultural de la Nación, las acciones u omisiones que destruyan o dañen en forma irreversible los bienes a que se refiere esta Ley.

Arto. 39.—El delito a que se refiere el artículo precedente, será sancionado con:

- a) Prisión de 1 a 4 años.
- b) Multa de Un Mil a Cincuenta Mil Córdobas. a favor del Fisco, sin perjuicio de la indemnización que corresponda al propietario o poseedor por el daño causado.

Arto. 40.—Sin perjuicio de lo dispuesto en el Arto. anterior, las penas para los autores y de más partícipes de los hechos punibles de que aquí se trata, llevan como accesorias el decomiso de los bienes e instrumentos utilizados para el delito, los que serán destinados al Ministerio de Cultura.

Arto. 41.—Constituirá agravante de la responsabilidad criminal, además de las contempladas en el Código Penal, el que los infractores fueren:

- a) Funcionarios o empleados del Ministerio de Cultura;
- b) Funcionarios o empleados de las Juntas Municipales.

Arto. 42.—Cuando el hecho fuera cometido por un directivo, socio o empleado de una persona jurídica en beneficio de ésta, la persona jurídica responderá solidariamente con éstos, por las multas y responsabilidades civiles en que hubieren incurrido.

Arto. 43.—Los funcionarios de la Dirección de Patrimonio que como tales, tuvieren conocimiento de la comisión de este delito y no lo denunciaren, serán sancionados como autores de los mismos.

Arto. 44.—Serán competentes para conocer del delito contemplado en el Arto. 38º de esta Ley, los Tribunales Comunes.

Arto. 45.—Las disposiciones de esta Ley relativas a la exportación e importación de los bienes sujetos al régimen de la misma, forman parte también de la legislación aduanera, en especial, para los efectos del artículo 2º del decreto No. 942, Ley sobre Defraudación y Contrabando Aduanero.

Arto. 46.—A los infractores de esta Ley, si el hecho no constituyese delito, se les impondrá una multa administrativa por la Dirección de Patrimonio a favor de Fisco, cuyo monto será de Doscientos a Veinte Mil Córdobas.

Arto. 47.—La graduación de las multas a que se refiere el Arto. anterior, se determinará considerando el valor de los bienes, la educación, las condiciones económicas y los motivos y circunstancias que impulsaron al infractor para la comisión del hecho.

Arto. 48.—A los reincidentes en el caso del Arto. 46º de esta Ley, se les sancionará con una multa equivalente a la que les fue impuesta, aumentada en dos tercios.

Arto. 49.—Las resoluciones emitidas por la Dirección de Patrimonio podrán ser objeto de revisión ante el Ministro de Cultura, en los términos establecidos en el Reglamento de esta Ley".

Arto. 3.—El presente Decreto entrará en vigencia a partir de su publicación en "La Gaceta" Diario Oficial.

Dado en la ciudad de Managua, a los doce días del mes de Abril de mil novecientos ochenta y tres. — "Año de la Lucha por la Paz y la Soberanía".
JUNTA DE GOBIERNO DE RECONSTRUCCION NACIONAL — Daniel Ortega Saavedra. — Sergio Ramírez Mercado. — Rafael

LA GACETA

DIARIO OFICIAL

"Año de Lucha por la Paz y la Soberanía"

Imprenta Nacional
Tiraje: 1,900 Ejemplares

Apartado Postal No. 86 — Tel. 27917

EPOCA REVOLUCIONARIA
Valor Q3.00

AÑO LXXXVII

Managua, Viernes 29 de Abril de 1983

No. 97

FE DE ERRATAS

Decreto No. 1142, publicado en La Gaceta No. 282 del 2 de Diciembre de 1982.

En el Arto. 11° donde dice: los incisos a) y b) del Arto. 4° ..

Deberá leerse: "los incisos a) y b) del Arto. 1°"

En el arto. 16° en el inciso a) donde dice:

En que se suponga *fundamentalmente* la existencia

Deberá leerse: en que se suponga *fundamentalmente* la existencia

En el Arto. 32° donde dice: trabajos materiales de exportación ..

Deberá leerse: "trabajos materiales de exploración"

En el Arto. 37° donde dice: Las obras que se ejecutan violando..

Deberá leerse: "Las obras que se ejecuten violando".

En el Arto. 43° donde dice: y no lo denunciaren.

Deberá leerse: "y no los denunciaren" ..

La Dirección



fecha. Publíquese en La Gaceta, Diario Oficial

Dado en la ciudad de Managua, Casa Presidencial, el veintinueve de Marzo del año dos mil uno. **ARNOLDO ALEMÁN LACAYO**, Presidente de la República de Nicaragua.

ACUERDO PRESIDENCIAL No. 111-2001

El Presidente de la República de Nicaragua,

En uso de las facultades que le confiere la Constitución Política,

ACUERDA

Arto.1 Autorizar al Procurador General de Justicia, para que comparezca en nombre y representación del Estado ante la Notaría Pública del mismo, a suscribir Escritura Pública de Aceptación de la Donación que hizo la señora Esperanza Bermúdez de Morales, en su carácter de Presidenta del Consejo Nacional de Cruz Roja Nicaraguense a favor del Estado mediante Escritura Pública número Seis (6) de Donación al Estado suscrita a las nueve y cuarenta y cinco minutos de la mañana del día Nueve de Febrero del año dos mil uno ante los oficios notariales del Doctor Ricardo Morales Bermúdez de un lote de terreno ubicado en el lugar conocido como La Virgen, Comarca San Juan, Municipio de Posoltega, Departamento de Chinandega, el cual fue desmembrado de otro de mayor extensión inscrito bajo el número Cuarenta y dos mil seiscientos cuarenta y ocho (42,648), Tomo trescientos treinta (330), Folios doscientos siete y doscientos ocho (207 y 208), Asiento Tercero (3°), Sección de Derechos Reales, Libro de Propiedades del Registro Público de la Propiedad Inmueble del Departamento de Chinandega. El lote donado tiene un área de Tres mil cuatrocientos metros cuadrados (3400.00mts²) equivalente a Cuatro mil ochocientos veintidós punto cincuenta y seis varas cuadradas (4,822.56vrs²) ubicado dentro de los siguientes linderos especiales: NORTE: Resto de la Propiedad, SUR: Resto de la Propiedad, ESTE: Resto de la Propiedad y OESTE: Resto de la Propiedad.

Arto.2 El lote de terreno descrito en el artículo anterior se asigna en Administración al Ministerio de Educación, Cultura y Deportes (MECD) para uso del Centro Escolar "La Virgen".

Arto.3 El Procurador General de Justicia deberá tener a la vista los respectivos documentos justificativos y requeridos para la elaboración de la escritura de Aceptación de la donación y Asignación en Administración a que se refiere el presente Acuerdo.

Arto.4 Sirva la Certificación del presente Acuerdo y el de la toma de posesión del Procurador General de Justicia

como suficientes documentos habilitantes para acreditar su representación.

Arto.5 El presente Acuerdo surte sus efectos, a partir de esta fecha. Publíquese en La Gaceta, Diario Oficial.

Dado en la ciudad de Managua, Casa Presidencial, el día Treinta de Marzo del año dos mil uno. **ARNOLDO ALEMÁN LACAYO**, PRESIDENTE DE LA REPUBLICA DE NICARAGUA.

ACUERDO PRESIDENCIAL No. 112-2001

El Presidente de la República de Nicaragua,

CONSIDERANDO

I

Que la antigua Catedral metropolitana de Managua está sumamente dañada, representando un peligro para las personas que la visitan, dado el grado de deterioro en que se encuentra.

En uso de las facultades que le confiere la Constitución Política,

ACUERDA

Arto.1 Crear la Comisión de Salvación de la Antigua Catedral Metropolitana de Managua.

Arto.2 La Comisión estará integrada por:

1. Un Delegado del Instituto Nicaraguense de la Cultura quien la presidirá;
2. Un Delegado del Instituto Nicaraguense de Turismo;
3. Un Delegado de la Presidencia de la República;
4. Un Delegado de la Iglesia Católica.

Arto.3 Son funciones de la Comisión:

1. Gestionar con firmas de consultores especialistas en restauración de estructuras para determinar la viabilidad de la rehabilitación de la Catedral;
2. Gestionar fondos con diversas empresas estatales y privadas para la restauración de la catedral;
3. Solicitar a los organismos internacionales su colaboración para la restauración de la catedral;
4. Hacer un estudio por medio de firmas consultoras de la

viabilidad de la restauración.

Arto.4 El Instituto Nicaragüense de Cultura a partir de la vigencia del presente Decreto solicitará a las diferentes instituciones que conforman la Comisión la designación del delegado que las representará.

Arto.5 La Comisión se reunirá una vez al mes, previa convocatoria del delegado del Instituto Nicaragüense de la Cultura.

Arto.6 El presente Acuerdo surte sus efectos, a partir de esta fecha. Publíquese en La Gaceta, Diario Oficial.

Dado en la ciudad de Managua, Casa Presidencial, el día treinta de Marzo del año dos mil uno. **ARNOLDO ALEMAN LACAYO, PRESIDENTE DE LA REPUBLICA DE NICARAGUA.**

ACUERDO PRESIDENCIAL NO.113-2001

El Presidente de la República de Nicaragua

En uso de las facultades que le confiere la Constitución Política

ACUERDA

Arto.1 Dejar sin efecto el Acuerdo Presidencial No.78-2001 del 27 de febrero de 2001, publicado en La Gaceta, Diario Oficial No. 44 del 2 de marzo del año en curso, en el que se nombra a la Licenciada Patricia Jarquín Barjun, Segundo Secretario de la Embajada de Nicaragua en Bélgica.

Arto.2 El presente Acuerdo surte sus efectos a partir del veintiseis de Febrero del año dos mil uno. Publíquese en La Gaceta, Diario Oficial.

Dado en la ciudad de Managua, Casa Presidencial, el treinta de Marzo del año dos mil uno. **ARNOLDO ALEMAN LACAYO, Presidente de la República de Nicaragua**

ACUERDO PRESIDENCIAL NO.114-2001

El Presidente de la República de Nicaragua

En uso de las facultades que le confiere la Constitución Política

ACUERDA

Arto.1 Nombrar al Doctor Alfonso Ortega Urbina, Embajador Extraordinario y Plenipotenciario de la República de Nicaragua, en calidad de concurrente ante el Gobierno de Canadá.

Arto.2 El presente Acuerdo surte sus efectos a partir de

esta fecha. Publíquese en La Gaceta, Diario Oficial

Dado en la ciudad de Managua, Casa Presidencial, el treinta de Marzo del año dos mil uno. **ARNOLDO ALEMAN LACAYO, Presidente de la República de Nicaragua.**

ACUERDO PRESIDENCIAL NO.115-2001

El Presidente de la República de Nicaragua

En uso de las facultades que le confiere la Constitución Política

ACUERDA

Arto.1 Nombrara la Señora María Lucrecia Lanzas de Guerrero, Agregada Comercial de la Embajada de Nicaragua en Costa Rica.

Arto.2 El presente Acuerdo surte sus efectos a partir del primero de mayo del año dos mil uno. Publíquese en La Gaceta, Diario Oficial.

Dado en la ciudad de Managua, Casa Presidencial, el treinta de Marzo del año dos mil uno. **ARNOLDO ALEMAN LACAYO, Presidente de la República de Nicaragua**

ACUERDO PRESIDENCIAL No.118-2001

El Presidente de la República de Nicaragua

CONSIDERANDO

1

Que es de interés nacional para el fortalecimiento de la economía del país, el establecimiento de Zonas Francas Industriales de Exportación, con el objeto de promover la generación de empleos, la inversión, la exportación de productos no tradicionales, la adquisición de tecnología y la reactivación del comercio exterior.

PORTANTO

En uso de las facultades que le confiere la Constitución Política de Nicaragua y en cumplimiento del Decreto No.46-91,

HA DICTADO

El siguiente Acuerdo de:

**APROBACIÓN DE LA
"ZONA FRANCA UNISEBACO"
DEL DOMINIO PRIVADO**

I N F O R M E S E S T R U C T U R A L E S

ANTIGUA CATEDRAL DE MANAGUA

INFORMES ESTRUCTURALES

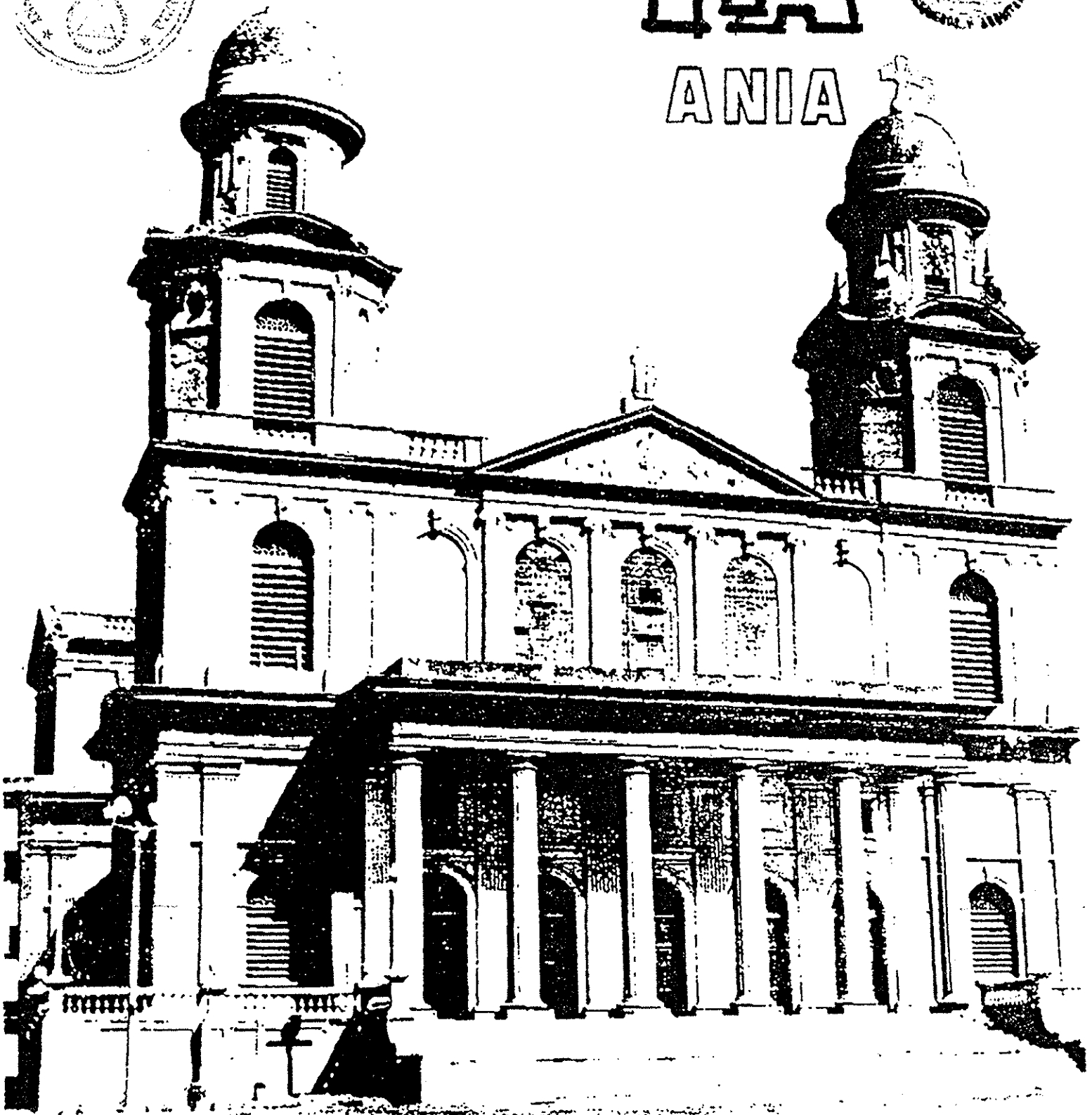




IAA

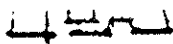


ANIA



Nº 23

REVISTA OFICIAL DE LA ASOCIACION ICAE (INSTITUTO) DE INGENIEROS Y ARQUITECTOS



JUNTA DIRECTIVA 1975
 PRESIDENTE
 Arq. Gustavo Argüero Carazo
 SECRETARIO GENERAL
 Ing. René Gutiérrez Cortés
 TESORERO
 Ing. Samuel Somarriba T.
 DIRECTOR DE PUBLICACIONES
 Arq. Armando Sandoval
 VOCAL
 Ing. Bayardo Cortés P.
 VOCAL
 Ing. Karl Anders P.
 VOCAL
 Ing. Alvaro R. Ramírez O.
 VOCAL
 Arq. Jorge A. Sacasa Barrios

CONTENIDO

DIRECTORIO DEL COLEGIO DE INGENIEROS CIVILES

DIRECTOR
 Ing. Bayardo Cortés P.
 SECRETARIO
 Ing. José Antonio Carrillo
 TESORERO
 Ing. Alberto Rafael Marín C.

DIRECTORIO DEL COLEGIO DE INGENIEROS MECANICOS E ELECTRICISTAS

DIRECTOR
 Ing. Karl Anders P.
 SECRETARIO
 Ing. Reinerio Muelke
 TESORERO
 Ing. J. Daniel Zea G.

DIRECTORIO DEL COLEGIO DE ARQUITECTOS

DIRECTOR
 Arq. Jorge A. Sacasa Barrios
 SECRETARIO
 Arq. José Antonio Baez Aviles (Tom Baez)
 TESORERO
 Arq. William Vargas O.

DIRECTORIO DEL COLEGIO DE INGENIEROS DE LA INDUSTRIA

DIRECTOR
 Ing. Alvaro R. Ramírez O.
 SECRETARIO
 Ing. Roberto Staudtayer
 TESORERO
 Ing. Melchiorre Arzane M.

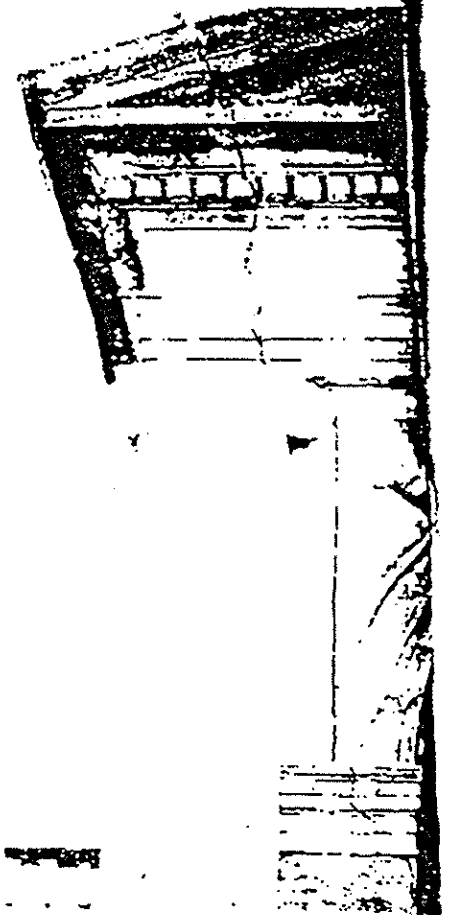
EDITORIAL	3- 6
INFORME SOBRE REPARABILIDAD DE LA CATEDRAL DE MANAGUA. Por el Comité ANIA	8-15
CENSO URBANO DE MANAGUA Y AREA METROPOLITANA Vimpu	16-18
LOS ARQUITECTOS REUNIDOS EN PARIS CON OCASION DEL VII CONGRESO MUNDIAL DE LA U.I.A. EMITEN LOS SIGUIENTES VOTOS	19-20
NOTICIAS Y AVISOS	21-26
MODIFICACION DEL ESTADO ATMOSFERICO TIEMPO EN LOS ESTADOS UNIDOS Por el Doctor Otoniel Argüello	27-30
DESCRIPCION POR ETAPAS DE LOS SERVICIOS PROFESIONALES DE ARQUITECTURA O INGENIERIA PARA FINES DE ORIENTACION PROFESIONAL Y PUBLICA Por el Arq. Armando Sandoval	31-42



La Revista "ANIA" es editada por Editora de Publicaciones, S. A. (EDIPSA).— Toda correspondencia relacionada con el contenido de esta edición, deberá ser dirigida al Director de Publicaciones de ANIA, Arq. Armando Sandoval, Apartado No. 3518.— El Valor de cada ejemplar es de C\$7.00 en el territorio nacional y US\$2.00 en el extranjero. Se prohíbe la reproducción total o parcial del contenido de esta publicación sin la debida autorización del Director de Publicaciones.

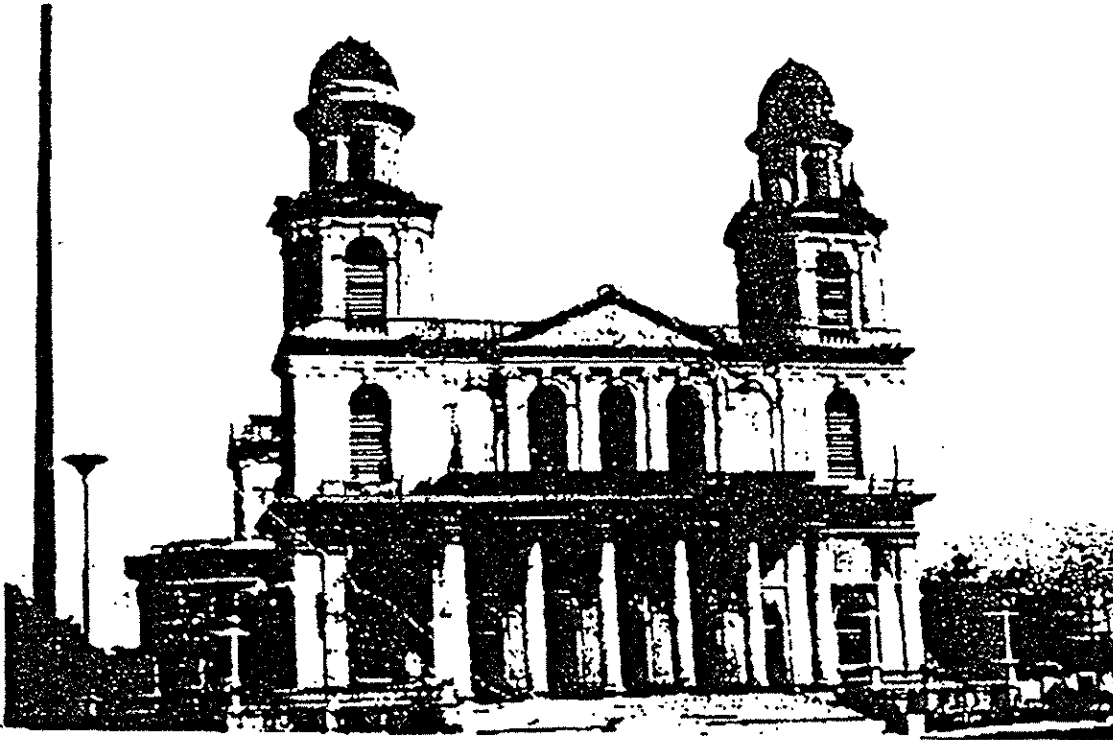
INFORME SOBRE REPARABILIDAD DE LA CATEDRAL DE MANAGUA

informe sobre reparabilidad de la catedral de managua.



COMISION ANIA

ING. MIGUEL ANGEL CASTILLO
ING. JUAN J. GUTIERREZ
ING. ALBERTO CORRALES



1.- INTRODUCCION:

Presentamos a continuación a manera de introducción una visión de la CATEDRAL DE MANAGUA, los sísmos que la han azotado, la causa del presente Informe y la comisión de ANIA a cargo del dictamen.

A. LA CATEDRAL DE MANAGUA:

La Catedral de Managua está ubicada al Centro y en el Norte del casco urbano de la ciudad de Managua, al este de la Plaza de la República.

La Catedral de Managua fue construida por la necesidad de una sede para la Arquidiócesis de Managua, cuyo primer Arzobispo fue Monseñor ANTONIO LEZCANO Y ORTEGA.

La construcción de este templo se inició en Agosto de 1929 y se concluyó en Septiembre de 1940. Hubo una interrupción de (5) cinco meses inmediatamente después del terremoto del 31 de Marzo

de 1931.

La estructura de esta Catedral consiste en una armadura metálica revestida de concreto masivo, sobre fundaciones también de concreto masivo. La estructura metálica fue fabricada por "LES ATeliers METALURGIQUES DE NIVELLES", de Bélgica.

El valor funcional de este Edificio en el futuro está muy ligado al desarrollo del casco destruido de Managua. Su función religiosa dependerá de la facilidad con que los feligresos puedan llegar a él y así desde este punto de vista está muy ligado a dicho desarrollo. Como monumento histórico aun que no sea antiguo podría ser que merezca consideración su conservación.

B. ACCIONES SISMICAS SOBRE CATEDRAL:

Hasta 1972 tres sísmos que causaron algún o mucho daño a Managua dejaron sentir sus fuerzas sobre Catedral.

El primero ocurrió en Marzo de



CHAMORRO Y CUADRA S.A. CONTRATISTAS GENERALES

NO PRESUMIMOS DE SER LOS MAS GRANDES, TRATAMOS DE SER LOS MEJORES...

Boulevard Kennedy Km. 4-1/2 Apartado 1268

TELS: 40821 - 40822 - 40823

1931 cuando apenas estaba en construcción.

El segundo ocurrió en Enero de 1968 pero no causó daño aparente a la Catedral, a pesar de que sí lo causó algunas construcciones en la ciudad.

El tercero que ocurrió en la madrugada del 23 de Diciembre de 1972, causó fuertes daños en todo Managua incluyendo Catedral. Sus efectos a este templo, son motivo de este Informe.

Entre los Terremotos apuntados han ocurrido otros de menor intensidad, pero como no han sido suficientemente fuertes para causar daños apreciables en otras construcciones, no ameritan ser mencionados.

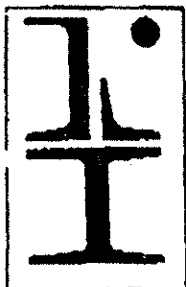
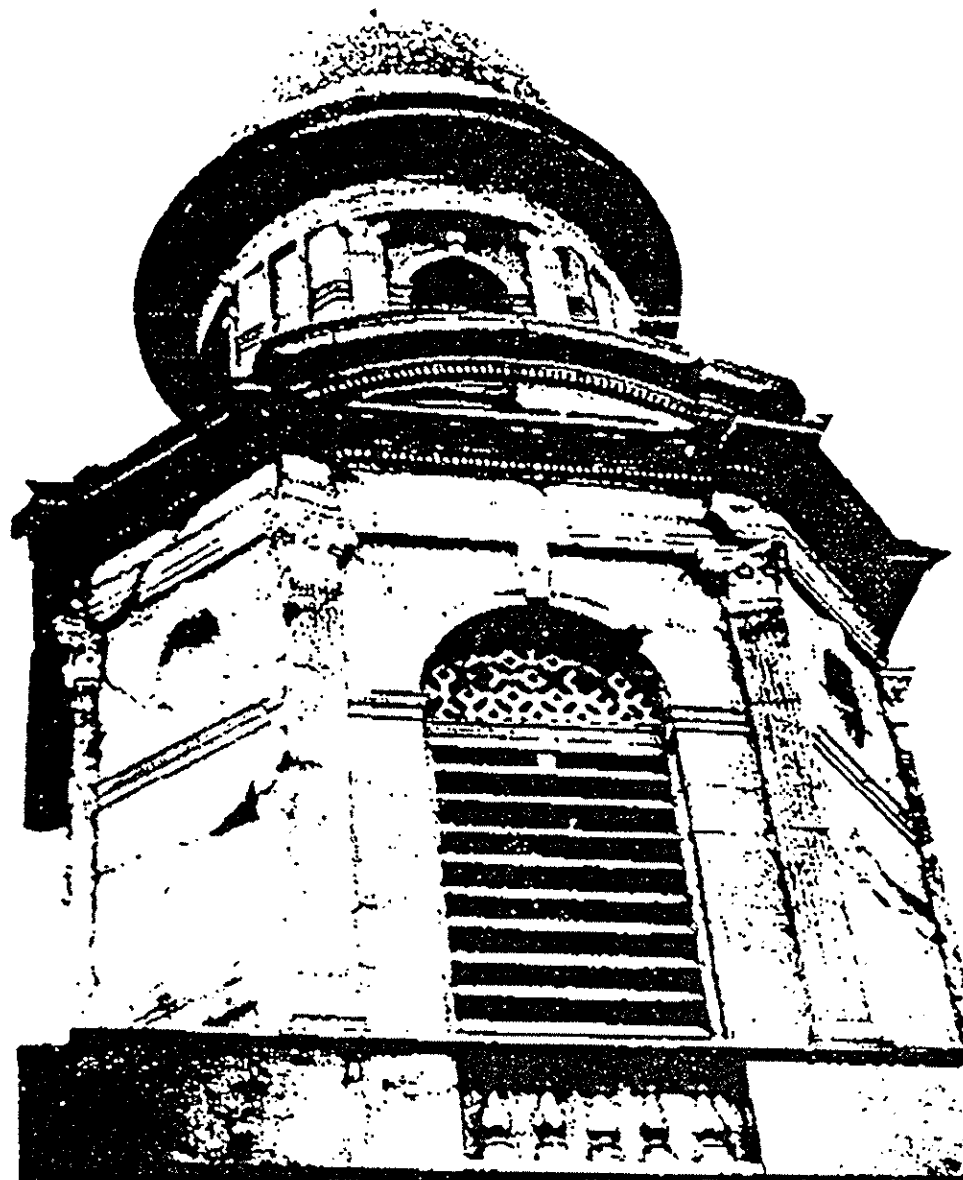
2. RAZON DE ESTE INFORME:

Este informe ha sido originado por la necesidad de dictaminar sobre si la Catedral dañada por el terremoto del 23 de Diciembre de 1972 es reparable o no, obligación que fue contraída por la Asociación Nicaraguense de Ingenieros y Arquitectos (ANIA) ante la curia eclesialística de Managua representada por Monseñor MIGUEL OBANDO Y BRAVO.

3. LA COMISION.

La comisión nombrada por la Junta Directiva de ANIA está integrada así:

SR. PATRICK J. CREEGAN:
Ingeniero Civil y Estructural, Consultor



emenic, s.a.

ESTRUCTURAS METALICAS DE NICARAGUA, S.A.

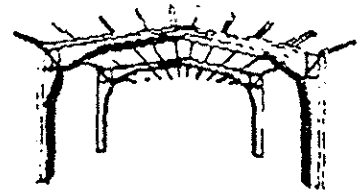
ESTRUCTURAS DE ACERO PARA EDIFICIOS INDUSTRIALES
Y RESIDENCIAS - TANQUES DE ACERO, CERCAS DE MALLA CICLON.

A LA PAR DEL PROGRESO ESTRUCTURAL

DIRECCION: DEL EDIFICIO A. GUIDO 1c ABAJO Y 1-1/2 c. AL LAGO
TEL.: 40-855 APTDO. 1708



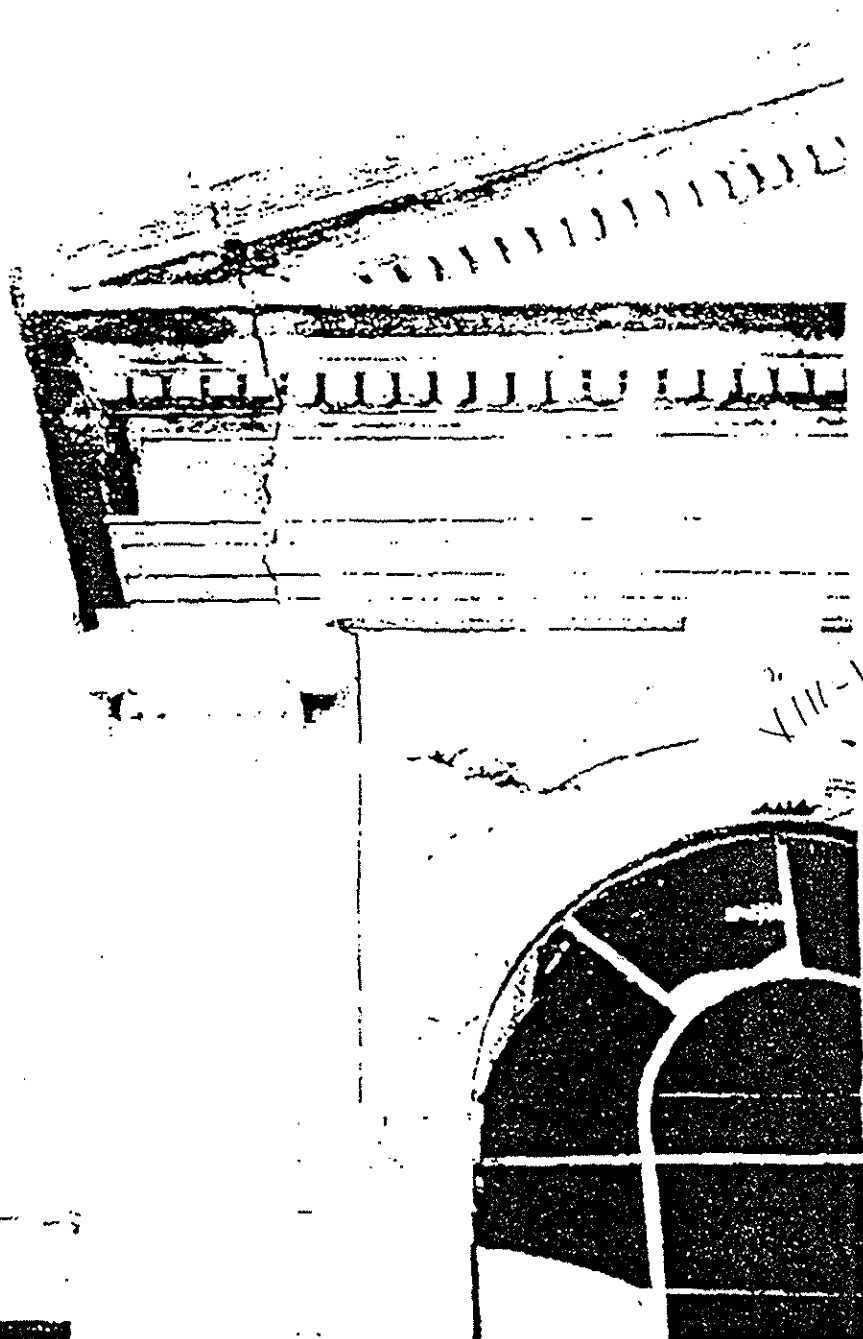
TALLER METALURGICO
GUIMAR
DE ALEJANDRO GUILLEN



- ESTRUCTURAS INDUSTRIALES Y COMERCIALES
- ESTRUCTURAS RESIDENCIALES Y AGROPECUARIAS
- CERCAS MALLA CICLON CALIDAD Y ACABADO

Tel. 60984

Arbolito 25 vs. n. Sur, Managua, D.A. Aparto 3318



SR. RAUL AMADOR KUHL:
Ingeniero Civil y Estructural, Con-
sultor.

SR. TRINIDAD RUIZ UBEDA:
Ingeniero Civil y Estructural, Con-
sultor.

II.- DAÑOS REGISTRADOS:

A fin de obtener una imager fehaciente de los daños registrados fueron realizadas varias inspecciones en la siguiente forma:

ING. PATRICK CREEGAN: 2, ING. RAUL AMADOR KUHL: 2, ING. TRINIDAD RUIZ UBEDA: 3, Individualmente cada uno de los miembros hizo sus observaciones para luego en reuniones de los tres analizar los datos obtenidos y formular el presente Informe.

A. DAÑOS A CIMENTACION:

Se aprecia algún asentamiento de la cimentación aunque no hasta extremo de considerar falla de fundaciones por asentamiento.

B. DAÑOS A SUPERESTRUCTURA:

Desde el piso principal hasta el nivel de la losa perimetral, nivel de terraza o techo, los daños observados son moderados. No hubo colapso.

Las columnas exteriores muestran agrietamientos, principalmente las de norte. Las interiores se aprecian bastante sanas.

Mediante trabajos del Departamento de Construcciones y Mantenimiento de Edificios Públicos

se pudo apreciar que el alma de acero de las columnas de concreto está constituido por pares de secciones "I" unidas entre sí por celosías formadas por canales metálicos, con lo cual se constituye un sistema acero-concreto bien integrado

Hay grietas en paredes, arcos y entrepiso.

Desde el nivel de losa perimetral hacia arriba, los daños son mayores.

Hay daños en parapetos, arcos y paredes de concreto, pero principalmente en las torres de los campanarios. El Campanario norte está muy seriamente dañado. El sur menos.

En los parapetos hay masas muy grandes con escaso anclaje al resto de la estructura.

Hay grietas viejas y nuevas en la losa perimetral expuesta a la intemperie.

En las paredes se aprecia separaciones de juntas creadas por colados diferentes.

Se muestran grietas en los arcos.

C. DAÑOS AL TECHO:

No se aprecia daños serios en el techo.

D. DAÑOS A ESCALERAS:

Las escaleras metálicas en caracol para los campanarios están inutilizados.

E. DAÑOS AL SOTANO:

No se aprecia daños sustanciales.

F. DAÑOS A ESTRUCTURAS EXTERIORES:

Hay daños en el muro norte que retiene el relleno adyacente al edificio. se nota que cedió y se agrietó provocando esto el asentamiento del relleno y a su vez el hundimiento de las losas de revestimiento de piso que forma una terraza.

La baranda al borde superior del muro tiene secciones fracturadas.



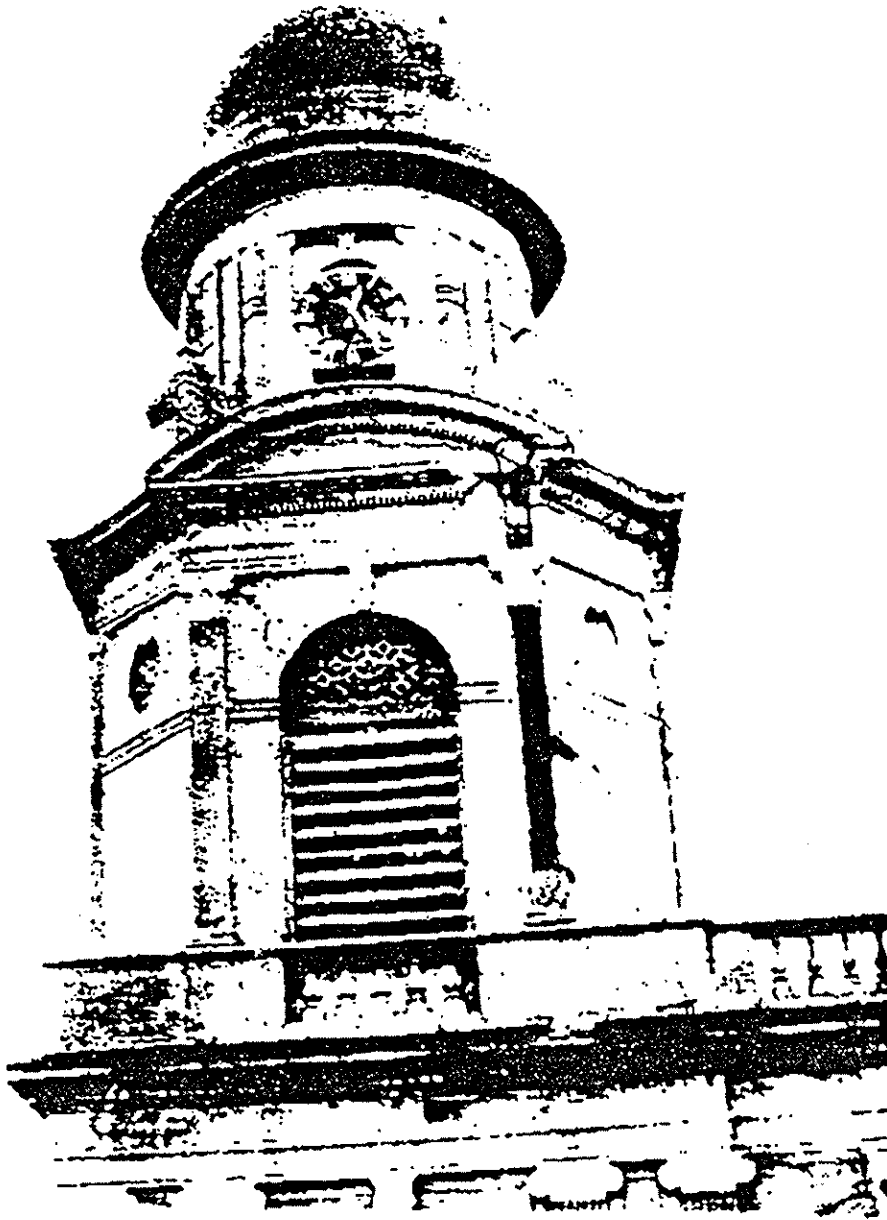
ESPECIALIZADOS EN:

- Estudios de Mecánica de Suelos para fundaciones
- Estudios Geológicos y Geotécnicos
- Diseño y Control de Mezclas de Concreto y Mezclas Asfálticas
- Pruebas en Materiales de Construcción, tubos, bloques, acero, etc.
- Diseños de Espesores de Pavimento
- Control de Materiales durante la fase constructiva
- Consultoría en Ingeniería de Materiales

Reparto Las Brisas C-87 y B-74

Tel. 60226 Apdo. 3792

A PARTIR DE MARZO DE 1975 EN SUS NUEVAS
INSTALACIONES SITUADAS EN LA
SIGUIENTE DIRECCION:
DEL BANCO DE AMERICA SUCURSAL
PORTEZUELO 4 CUADRAS AL SUR,
30 VS. ABAJO.



G. DAÑOS A ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES:

1. Hay desprendimiento de repellos de paredes.
2. Hay fracturas y desprendimiento del altar principal.
3. Hay desprendimiento de vitrales.
4. Hay desprendimiento de apéndices ornamentales.
5. Hay hundimiento del piso.

III.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES:

De la observación de los daños, la consideración de la estructura y criterio conjunto de los miembros de la Comisión se llegó a las siguientes conclusiones y recomendaciones.

- A. El daño sufrido por Catedral es apreciable.
- B. Aún con la conclusión anterior, Catedral admite reparación.
- C. La reparación debe implicar un reforzamiento de la estructura y no una simple cobertura de grietas y retoques posteriores.
- Además de la seguridad debe buscarse que soporte otro terremoto, como el de 1972 con daños superficiales solamente.
- D. La reparación debe ser cuidadosamente diseñada tanto estructural como arquitectónicamente.
- E. El valor de la reparación sería menor que el de una nueva



IBM 1 Cuadra Arriba

SEÑORES INGENIEROS

La Especificación de Luminarias de Mercurio "IESCASA", dentro de sus Proyectos de Iluminación les garantiza.

- ALTA CALIDAD
- BUEN PRECIO
- REPUESTOS
- ASISTENCIA TECNICA (ESTUDIOS FOTOMETRICOS).

Somos Especialistas en Alumbrado Público e Industrial.
Apartado 3282

Teléfono: 2-2484

construcción similar.

F. Además del aspecto puramente técnico para la consideración de la conservación de Catedral debe también considerarse su funcionalidad como templo su valor histórico, tradicional o monumental y su posible utilidad para algún fin cultural.

G. Lo adecuado de la reparación de Catedral y de su uso, dependerá en alto grado del futuro desarrollo de la Managua Central.

H. La determinación del costo de la reparación se sale de los alcances de este Informe. Para obtenerlo debe tenerse primero el diseño de la reparación.

Según tenemos entendido existe una comisión del Gobierno que se encamina hacia establecer las bases al diseño de la reparación y un estimado de su costo.

I. Consideramos que esta información debe ser complementada por arquitectos.

J. Se nota una fuerte deficiencia en el mantenimiento de elementos estructurales metálicos expuesto, lo cual ha contribuido al debilitamiento de dichos elementos, por la acción corrosiva de la humedad.

Parte de las medidas para la restauración, deberá ser encaminada hacia la revisión y protección concienzuda de estos elementos.

K. Para mejor ilustración, se agrega información gráfica e inquietudes individuales de los miembros de la Comisión.



SI ALGO ES POSIBLE
Y APROPIADO PARA EL HOMBRE
DEBE SER CONSIDERADO
DENTRO DE SU ALCANCE
Marco Aurelio 121-180-DC

- DISEÑO
- CONSTRUCCION
- SUPERVISION

IANSA

INGENIEROS EN ARQUITECTURA Y OBRAS DE CONSTRUCCION, S.A.

IANSA A SUS ORDENES

KM. 7 CARRETERA A JILOA
TEL.: 9-8447 - APTDO.: P.123
MANAGUA, D.N.



TERRAZZOS



TUBOS DE CONCRETO

COPRENIC

CONCRETO PRETENSADO DE NICARAGUA, S.A.

Oficinas y Plantel frente Talleres Pellas, Managua

Apartado 2995 - Telefonos: 23267 - 24446 - 26786

VICE MINISTERIO DE PLANIFICACIÓN URBANA, MINISTERIO
DEL DISTRITO NACIONAL. OCTUBRE 14 DE 1974

VICE MINISTERIO DE PLANNIFICACION URBANA
MINISTERIO DEL DISTRITO NACIONAL

Octubre 14 de 1974

Doctor Eduardo Conrado Gómez
Asesor Ejecutivo de
Asociación Nicaraguense de
Ingenieros y Arquitectos (ANIA)

Su despacho.-

Ref: Iglesia Catedral

Estimado Dr. Conrado:

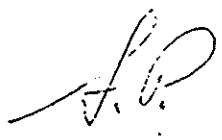
Por medio de la presente tengo a bien contestar la carta con fecha 20 Septiembre que usted atentamente dirigió al Sr. Vice-Ministro Arq. Iván Osorio Peters en relación al futuro de la Catedral de Managua.

Tratandose de un asunto de incumbencia de la División de Seguridad Estructural, el Sr. Vice-Ministro nos remitió esta carta para su debida consideración y respuesta.

El 25 de Septiembre pasado, en compañía del Excmo. Sr. Arzobispo de Managua Monseñor Miguel Obando y Bravo y de su acompañante Monseñor Echaverry, el suscrito hizo un recorrido exhaustivo por el Edificio de Catedral y después de intercambiar ideas, con los signatarios de la Iglesia, se concluyó que, si bien el edificio no está en peligro de colapsar ni que tampoco colapsaría con otro terremoto de igual magnitud al ocurrido, es bien evidente que no habrá manera de garantizar las vidas de los miles de filigreses que se pueden reunir en esa Catedral, ya que las toneladas de concreto sin refuerzo podrian provocar nuevos desprendimientos de pedazos de concreto con el consecuente resultado.

Por otra parte un plano de reparación necesariamente tendrá que cumplir con nuestro Código, y no hay manera de poder reforzar esas enormes masas de concreto sin refuerzo, que está pobremente unido a la estructura metálica principal. En otras palabras no existe manera practica de cumplir con los requisitos mínimos de seguridad que el Código exige para cualquier construcción ni mucho menos tratandose de lugares de frecuente aglomeración de personas tales como Escuelas, Hospitales e Iglesias. Por consiguiente no queda otra alternativa más que la de demolición.

.....



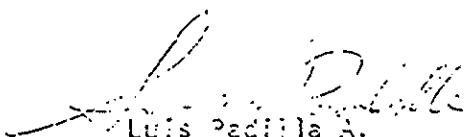
Apartado - 3591
Managua, D. N., Nicaragua

VICE MINISTERIO DE PLANIFICACION URBANA
MINISTERIO DEL DISTRITO NACIONAL

Al final del recorrido se hizo un resumen de todo lo visto y dicho tanto por los prelados como por el suscrito, llegando a la sana conclusión de que lo más práctico era la demolición; de tal manera que tanto el informe del Ing. Luis Bolaños y Dr. Raúl Husid, como el de la presente organización de la División de Seguridad Estructural están en plena concordancia.

No omito manifestarle que el Excmo. Sr. Arzobispo de Managua Monseñor Miguel Obando y Bravo nos solicitó se le enviara una copia del dictamen emitidos por esta División para dársela a conocer a los fieles.

Sin más a que referirnos, aprovecho la ocasión para saludarlo muy atentamente.


Luis Padilla A.
Jefe División de Seguridad Estructural

cc.: Dr. Luis Valle Olivares
Ministro del Distrito Nacional

Arq. Iván Osorio Peters
Vice-Ministro de Planificación Urbana

Dr. Roberto Buitrago

Archivo (3)
pl.

CATEDRAL METROPOLITANA DE MANAGUA, COMISIÓN
EVALUADORA DE SITUACIÓN ESTRUCTURAL

CATEDRAL METROPOLITANA DE MANAGUA
COMISION EVALUADORA DE SITUACION ESTRUCTURAL

Banco de la Vivienda - Construcciones Nacionales

Primer Informe de Progreso

12 de octubre de 1974



CONTENIDO

ANTECEDENTES

DESCRIPCION DE LA ESTRUCTURA

DAÑOS OBSERVADOS

PLAN DE TRABAJO

CONCLUSIONES



Managua, 12 de octubre de 1974.

Dr. Fausto Zelaya Centeno, Presidente
Banco de la Vivienda de Nicaragua
Presente.

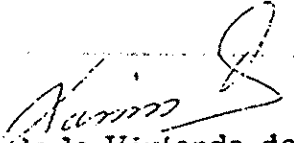
Estimado Dr. Zelaya:

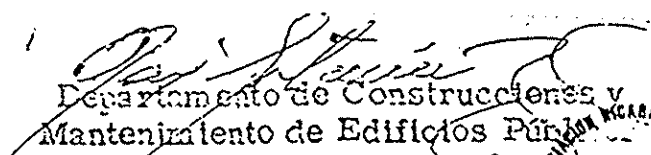
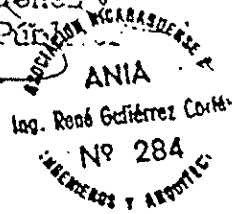
La comisión bipartita formada por ingenieros del Banco de la Vivienda y el Departamento de Construcciones y Mantenimiento de Edificios Públicos, para analizar la situación estructural de la Santa Iglesia Catedral de Managua, tiene mucho gusto en hacer llegar a usted su primer informe de progreso.

La comisión se integró el día 7 de octubre y está formada por los Ingenieros Abdel Karim y Arnulfo D'Arce por el Banco de la Vivienda y René Gutiérrez y José Benito Lau por el Departamento de Construcciones y Mantenimiento de Edificios Públicos.

Confiamos que este primer informe llene su cometido y quedamos en espera de sus instrucciones para continuar los estudios que se proponen si usted lo estima conveniente.

Muy atentamente,


Banco de la Vivienda de
Nicaragua
Ing. Abdel Karim C.


Departamento de Construcciones y
Mantenimiento de Edificios Públicos
Ing. René Gutiérrez C.


cc: archivo

ANTECEDENTES

El Presidente del Comité de Emergencia, comisionó al Doctor Fausto Zelaya para que formara una Comisión de Especialistas del Viceministerio de Planificación Urbana, de Construcciones Nacionales y del Banco de la Vivienda de Nicaragua, para hacer una revisión del estado actual de la Catedral Metropolitana de Managua. Cumpliendo sus instrucciones, el Doctor Zelaya visitó al Vice-Ministro de Planificación Urbana, al Ministro de Obras Públicas y al Director de Construcciones Nacionales, y se integró la Comisión con Ingenieros de Construcciones Nacionales y por parte del Banco de la Vivienda con la Firma Consultora KARIM, D'ARCE Y ASOCIADOS. El Viceministerio de Planificación Urbana no concurrió a integrar la Comisión por tener su juicio formado sobre el particular, según lo expresó el propio Vice-Ministro de Planificación.

A dicha Comisión se le encomendó visitar el lugar y sacar sus propias conclusiones, sobre la conveniencia y posibilidad del rescate del mencionado edificio o su demolición, de modo que su opinión complementara o diera nuevos puntos de vista a los informes ya existentes al respecto. Cumpliendo con tal fin, la Comisión se hizo presente en el sitio el día 8 de Octubre del corriente.

DESCRIPCION DE LA ESTRUCTURA

La Catedral Metropolitana de Managua data de antes del año 1931. El terremoto del 31 de Marzo del mismo año ocurrió cuando la estruc-

tura de Catedral se encontraba precisamente en etapa de erección.

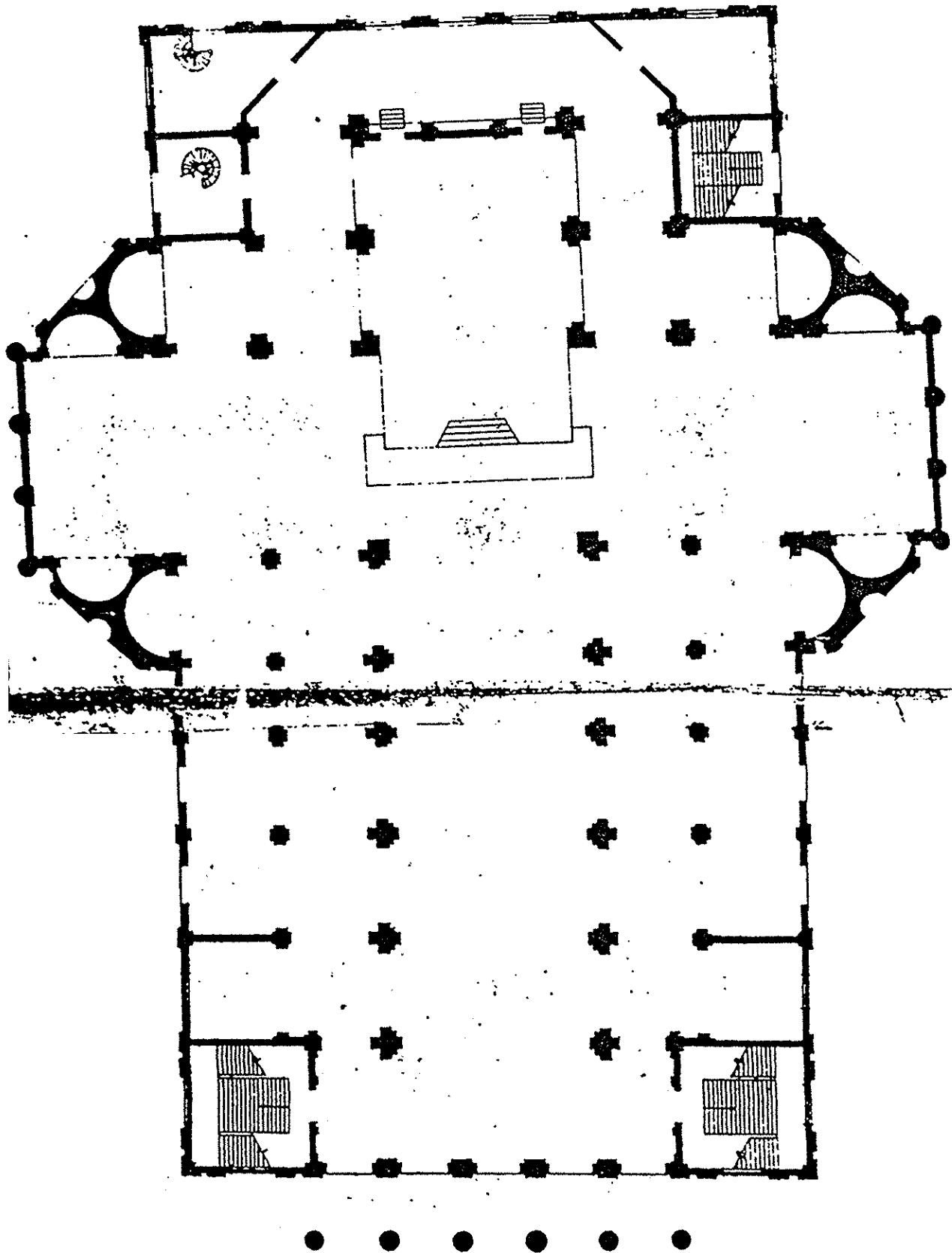
La estructura básica consiste en marcos de acero en perfiles, que constituyen un conjunto estable y con evidente capacidad de soporte para cargas de gravedad.

Esta estructura o esqueleto básico, está revestido o relleno de concreto simple que da forma a la arquitectura general del edificio.

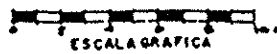
Básicamente la Catedral está formada por una nave central y dos laterales que se interceptan con otra nave transversal, formando prácticamente una cruz. La nave central tiene una altura doble en relación con las naves laterales. Se incluye gráfico que muestra la planta arquitectónica del primer piso.

Todas las columnas que delimitan tanto la nave central como las laterales, están conectadas por una losa que sirve de techo a las naves laterales y que al mismo tiempo sirve de azotea que bordea todo el perímetro del edificio.

La nave central se eleva aún más por encima del nivel de la losa que sirve de azotea, siendo su techumbre un sistema de cerchas a dos aguas que soportan la cubierta. Todo el sistema de techo de la nave central es prácticamente un diafragma flexible. Las paredes que se elevan a partir del nivel de la azotea hasta el techo de la nave central



SANTA IGLESIA CATEDRAL MANAGUA, D.N.
PLANTA DE DISTRIBUCION
ESCALA 1:200



en sentido paralelo a ésta, son prácticamente paredes en voladizo. Además en la fachada oeste existen las dos torres que se elevan por encima del nivel de la azotea.

La losa perimetral que bordea todo el conjunto y que se apoya sobre todas las columnas de la planta baja actúa como un diafragma rígido capaz de transmitirles esfuerzos cortantes y torsiones.

DAÑOS OBSERVADOS

Los daños que muestra el edificio se concentran principalmente en el revestimiento de concreto simple que protege al esqueleto de acero en perfiles que constituyen la estructura principal. Los mismos son de magnitud completamente diferentes en los dos volúmenes, inferior y superior, que separa la losa perimetral del edificio. Ver esquema adjunto.

En el volumen inferior se muestran daños de menor cuantía en los revestimientos de concreto que envuelven a los elementos estructurales, en comparación a los del volumen superior, que presentan grandes fracturas y desprendimiento de ornamentos de concreto de gran volumen y masa. También se observa que los mismos estaban pobremente adheridos y anclados a la estructura principal.

Cabe señalar que únicamente en el volumen superior se pueden observar al descubierto algunos de los perfiles estructurales debido al desprendimiento de grandes masas de concreto de revestimiento y obje-

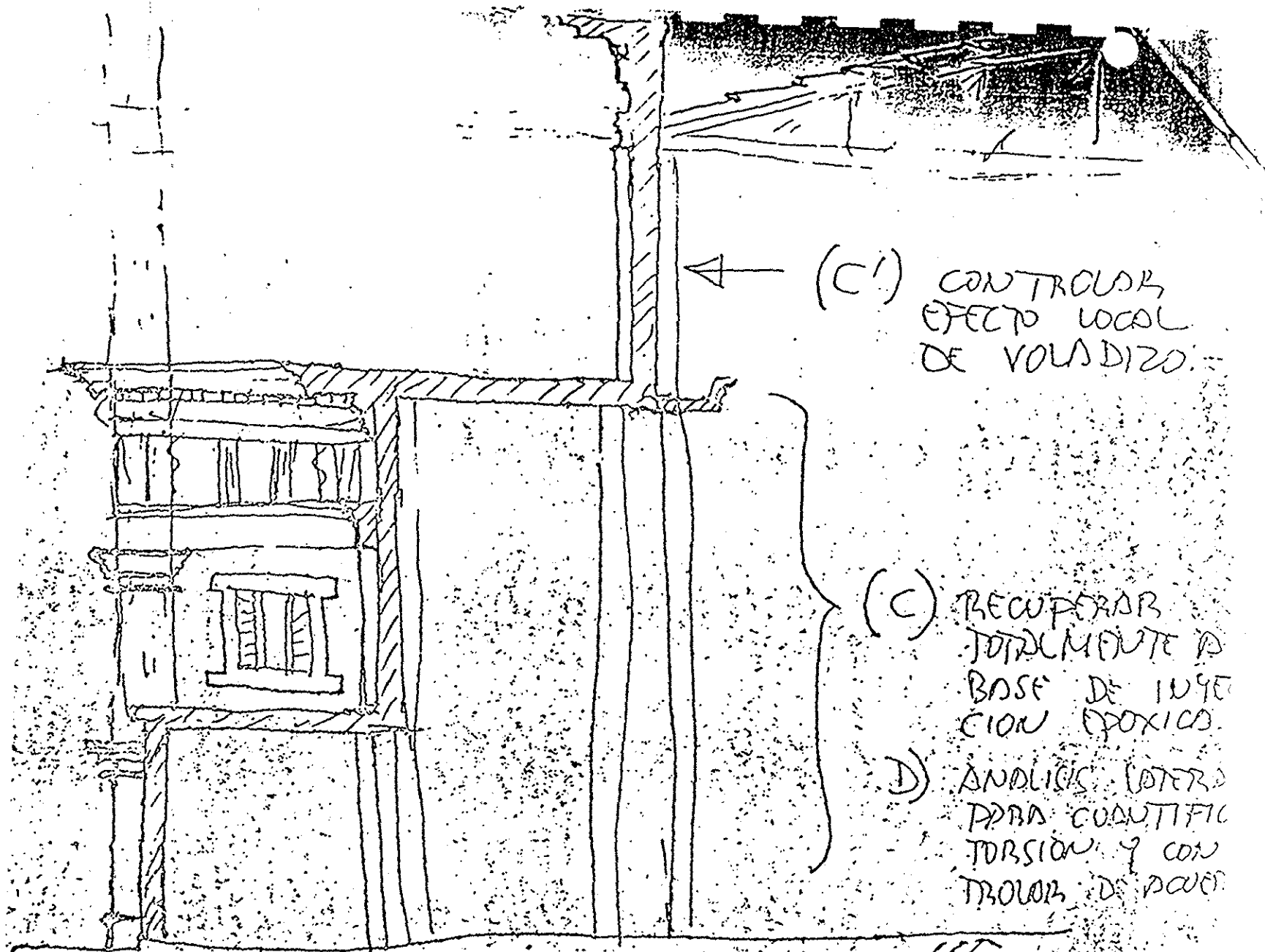


REINER

- A) DEMOLER TOTALMENTE EL CONCRETO Y EXPONER ESTRUCTURA ORIGINAL DE ACERO.
- B) REVESTIR DE NUEVO, ADECUANDO REFUERZO ACTUAGIS SOLDADO DE ACI

7.00
10.00
2.00
10.00

- C) RECUPERAR TOTALMENTE A BASE INYECCION EPOXICA
- D) ANALISIS LOTE BUSCANDO TORS Y CONTRALAR



← (C') CONTROLAR EFECTO LOCAL DE VOLADIZO.

(C) RECUPERAR TOTALMENTE LA BASE DE INYECCION EPOXICA.

(D) ANALISIS LATERAL PARA CUANTIFICACION DE TORSION Y CONTROL DE PUNTO.

tos ornamentales. Lo anterior es más notorio en las torres de la fachada principal.

En el volumen inferior, como se mencionó antes, los daños no son de la magnitud impresionante que se observan en el volumen superior y podría afirmarse que son de fácil reparación. Lo anterior tendría que confirmarse con los estudios que se deben de llevar a cabo más adelante.

Puede concluirse que los mayores daños están concentrados en las torres. No se pudo observar más de cerca el estado interior de la armazón metálica de las torres, por no existir las facilidades adecuadas de acceso a ellas, no tanto por la obstrucción o peligrosidad que dichas torres presentan, sino más bien por la ausencia de escalinatas adecuadas. Se espera que en una visita próxima con una escalera de extensión pueda tenerse acceso a ellas sin mayor dificultad.

La visita reveló a la comisión que la estructura de la Catedral no presenta actualmente peligro de colapso. Los únicos peligros están más bien localizados en algunos sitios donde los ornamentos y revestimientos exteriores se encuentran desprendidos y pobremente anclados.

Igual peligro existe en algunos sitios del interior donde hay láminas metálicas del cielo raso que están sueltas y podrían desprenderse.

PLAN DE TRABAJO

La comisión propone la elaboración de un plan de trabajo inmediato para organizar los estudios definitivos. Dicho plan de trabajo podría consistir en:

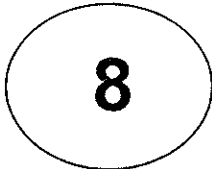
1. Levantamiento de elevaciones y plantas del edificio para cada uno de sus niveles y elaboración de los planos correspondientes.
2. Inventario y localización de daños.
3. Evaluación proporcional del monto de lo dañado en los siguientes aspectos:
 - a) Ornamentales
 - b) Estructurales
 - c) Instalaciones mecánicas y eléctricas
4. Preparación de un esquema tentativo de las fases que cubriría el estudio detallado orientado hacia la recuperación del edificio.

CONCLUSIONES

1. Es opinión de esta comisión, que los daños que muestra el edificio de Catedral no son de carácter vital en lo que a su estructura básica se refiere, sino que son más bien de carácter periférico.
2. Que estos daños de carácter periférico, son reparables o reponibles en su mayor parte.

3. Que la estructura básica puede ser amparada por el Capítulo XI Artículo 31 del Código para las Construcciones en el área del Distrito Nacional. en su segunda parte.
4. Que el costo de reparación y reforzamiento del edificio, hasta llevarlo dentro del marco del Código, se presenta razonable, comparado con el costo de demolición y posible reposición, si se toman en cuenta los costos actuales y factores de inflación.

Managua, 12 de octubre de 1974.
ogg. -



RELATORIO TÉCNICO PRELIMINAR PARA ORIENTACION DO PROJETO DE
RESTARACAO E REUTILIZACAO DA ANTIGA CATEDRAL DE SANTIAGO DE
MANAGUA – NICARAGUA – 1994. PROF. MARIO MENDOCA DE OLICEIRA

**RELATÓRIO TÉCNICO PRELIMINAR PARA
ORIENTAÇÃO DO PROJETO DE RESTAURAÇÃO
E REUTILIZAÇÃO DA ANTIGA CATEDRAL DE
SANTIAGO DE MANÁGUA - NICARÁGUA - 1994.**

Prof. Mário Mendonça de Oliveira

**RELATÓRIO TÉCNICO PRELIMINAR PARA ORIENTAÇÃO DO
PROJETO DE RESTAURAÇÃO E REUTILIZAÇÃO DA ANTIGA
CATEDRAL DE SANTIAGO DE MANÁGUA - NICARÁGUA - 1994.**

Prof. Mário Mendonça de Oliveira



Salvador, Bahia (Brasil), 16 de junho de 1994.

RELATÓRIO TÉCNICO PRELIMINAR PARA ORIENTAÇÃO DO PROJETO DE RESTAURAÇÃO E REUTILIZAÇÃO DA ANTIGA CATEDRAL DE SANTIAGO DE MANAGUA - NICARAGUA - 1994.

1.00 - CONSIDERAÇÕES INICIAIS - ELEMENTOS HISTÓRICOS

1.1 - Antecedentes

O Instituto Nicaraguense de Cultura, através da sua Diretoria de Patrimônio Cultural, interpretando o sentimento generalizado de constrangimento que provoca o estado de abandono da antiga Catedral de Managua, vem procurando, com todas as suas forças, dar uma tratamento digno ao monumento através de sua restauração e devolução ao uso deste edifício, que consideramos de extrema importância para a cidade e para o país. Qualquer atividade deste porte, pelas implicações culturais, urbanísticas, econômicas, tecnológicas e outras tantas, sugere sempre uma discussão ampla do problema. Assim sendo, a Diretoria do Patrimônio da Nicarágua, através do seu Diretor, Arq. Mario Molina Carillo, achou por bem que seria uma boa contribuição a este debate a participação de uma voz que pudesse trazer algumas reflexões, oferecendo um ponto de vista isento de idéias preconcebidas e com o distanciamento requerido para o julgamento de algumas questões de princípios e técnicas de intervenção.

Em vista da afinidade intelectual que liga algumas gerações de arquitetos restauradores da Nicarágua com os nossos cursos de formação no Brasil, e da visão que temos de um restauro em países de recursos limitados, foi pleiteado através do embaixador do nosso país na Nicarágua, o Dr. Mucciolo, o apoio do nosso Ministério das Relações Exteriores, no sentido de patrocinar missão de um especialista em restauro, que tivesse alguma intimidade com problemas de tecnologia da restauração, pois que os danos fundamentais do edifício relacionavam-se, principalmente, com o violento terremoto acontecido em 1972. Acharam por bem indicar o nosso nome, e estamos procurando desencumbir-nos da melhor maneira possível da missão, tanto pela confiança que nos foi depositada, como pelo tema apaixonante que nos foi proposto, sobre o qual já nos foi possível refletir anteriormente.

1.2 - A Antiga Catedral e o Centro da Cidade

Mesmo arruinada, a antiga Catedral Metropolitana de Santiago de Managua é um *chão sagrado* digno de todo o respeito, e nem um descrente o poderia negar. A sua sacralidade, entretanto, escapa dos limites exclusivos da religiosidade para ter um significado mais amplo, o de que ela representa para a cidade de Managua. Não pode pois permanecer como está e pede, ou melhor dizendo, exige o concurso de todas as pessoas sensíveis do país, independente de ideologia política ou credo religioso, para a sua salvação e reintegração como organismo vivo à cidade.

A importância do monumento não está ligada necessariamente à sua concepção arquitetônica ou à sua antiguidade. Sobre a primeira ótica, pode-se afirmar que se trata de um **neoclássico tardio**, importado diretamente da Europa, concebido e construído por um arquiteto europeu, com técnicas modernas também de lá trazidas, um **exemplar extemporâneo de arquitetura**, diríamos. Em relação à outra ótica, pelo fato de ter sido construída nos anos 30, poderia para alguns perder a sua valia. Esta visão acanhada de aquilatar um bem cultural é todavia, desatualizada, já que se vincula a parâmetros puramente esteticistas ou temporais. Uma catedral, desde que foi criada nos anos brilhantes do mundo medieval em que o **burguês** levantou os muros de sua cidade, representou e representa o motivo de orgulho dos habitantes da cidade, e não importa que se tenha decidido fazer em Manágua nova catedral, a antiga Catedral de Santiago de Manágua **será sempre orgulho de seus habitantes**, que não podem disfarçar o seu constrangimento de encontrá-la em tal estado de injúria. Ela foi testemunha de momentos decisivos na história da capital da Nicarágua, da fúria da natureza e dos homens, a exibir ainda nas suas torres as marcas da metralha e dos balaços e as lesões do violento terremoto.

Do ponto de vista urbanístico e da imagem da cidade, é um dos poucos elementos que restaram como referencial do "coração da cidade", como o definiram os pioneiros da moderna arquitetura nos CIAM. A violência do terremoto aniquilou o antigo centro de Manágua, que é atualmente uma cidade sem rosto, sem referências e sem diretrizes visuais e espaciais, que devem ser recuperadas. A restauração da velha catedral é uma afirmação desta vontade já que, mesmo arruinada, marca e destaca-se na paisagem. É imperioso dar-lhe uma destinação compatível com a sua dignidade, relacionando-a à vocação da área onde está situada, que nos parece estar muito clara e sobre a qual faremos alusões posteriormente.

1.3 - Um pouco de história

O ano de 1760 marca a construção da primeira paróquia no mesmo local onde se levanta a catedral de Santiago de Manágua. De construção precária, a sua vida foi efêmera, segundo dados que nos foram fornecidos pela Prof. Sílvia Ortega, porque em 1781 era derrubada a igreja primitiva, para dar lugar a uma nova igreja paroquial. Esta permaneceu até 1929, quando foi por sua vez demolida para que fosse dado início à construção do edifício, tal qual conhecemos atualmente, excluídas, evidentemente, a degradação e violências praticadas contra o seu fabricado.

Foi construída pelo engenheiro ou arquiteto belga Paul Dambach, através da companhia construtora *Atelier Metalurgiques de Nivelles Belgiques* com material importado da Europa pelo Panamá.

O início dos anos 30, mais exatamente o ano de 1931, marca o primeiro teste da estrutura do edifício, quando foi submetida a uma grande abalo sísmico, que destruiu parcialmente a cidade, sem nenhum dano causar à estrutura metálica que, quase desprovida de massa, aparentemente não sofreu dano algum. Fotografias da época mostram famílias desabrigadas à margem do lago e ao longe o esqueleto metálico da catedral já concluído.

O edifício com o seu revestimento de concreto só foi terminado em 1940 e a sua sagração como Catedral Metropolitana de Santiago de Manágua só veio a acontecer em 1945.

Os danos que observamos atualmente no edifício foram provocados pelo grande terremoto de 1972, bem como pelo abandono e depredação a que foi sujeito nestes vinte e dois anos de esquecimento (Fotos 1 e 2).

1.4 - Reutilização e revitalização

Antes de entrarmos nas considerações sobre a viabilidade técnica da restauração da catedral em questão, seria bom que nos detivéssemos sobre a necessidade de sua reutilização, no processo que se está empreendendo de revitalização do Centros de Manágua. Já que agora os tempos de combater a luta armada devem ser considerados como superados, seria oportuno parodiar o *Eclesiastes*, afirmando que é tempo de semear e colher, construindo e aprimorando a democracia, que com tanto suor e sofrimento foi conseguida. Parece-nos profundamente sugestiva a proposta que se está fazendo para o *Parque de la Paz*, onde entendemos que a catedral, que lhe está vizinha, desempenhara um papel de relevo, tanto pela sua situação, quanto pelo seu simbolismo e seu valor cultural.

Não é difícil intuir a vocação cultural da área onde se situa o edifício arruinado da Catedral de Manágua. Notamos, inclusive, no *workshop* que fizemos com os técnicos locais, que o direcionamento da sua reutilização seria de equipamento cultural, sem qualquer divergência de opinião. Situada na Praça da República, ao lado do Palácio do Governo, que será transformado em Palácio da Cultura, nas vizinhanças do Centro Cultural Manágua, da Cinemateca Nacional, do Museu de Arte da Nicarágua, do Teatro Nacional e de alguns cinemas antigos, a leitura desta vocação torna-se fácil. A decisão específica da sua utilização será uma tarefa dos que estão pensando a cidade como um todo e a única recomendação é que o seu uso não atente contra o decoro do edifício e contribua para a sua conservação (Fig 1). Assim, consideramos perfeitamente viável a sua utilização para espetáculos ou concertos, para exposições temporárias, para coleções de arte sacra ou para abrigar o Museu da Cidade de Manágua, cuja história tem tremenda densidade pelas vicissitudes que passou. Não está fora de cogitação, também, utilizar uma pequena parte de seu espaço para o culto religioso, já que reativá-la como Catedral não seria lógico, pelo novo edifício que foi construído para tal fim.

Assim sendo, deve o Instituto Nicaragüense de Cultura, através da sua Diretoria de Patrimônio Cultural, preparar todo o estudo de base que comporta a documentação sistemática do monumento, o seu diagnóstico e as diretrizes que devem nortear o projeto, submetendo-o depois a um concurso público nacional. Esta tarefa de preparar os elementos para a proposta de utilização, da qual não poderão abdicar os especialistas da referida diretoria, estabelecerá os parâmetros compatíveis com a moderna cultura do restauro, dentro dos quais a proposta final de utilização, a ser escolhida por concurso, deverá estar contida. Para isto poderia ser de grande ajuda a colaboração da universidade como instituição através de suas unidades, em especial as escolas de arquitetura, em vista da excelente oportunidade de treinamento de docentes e alunos e do exercício da corresponsabilidade que esta instituição tem para com a preservação da memória.

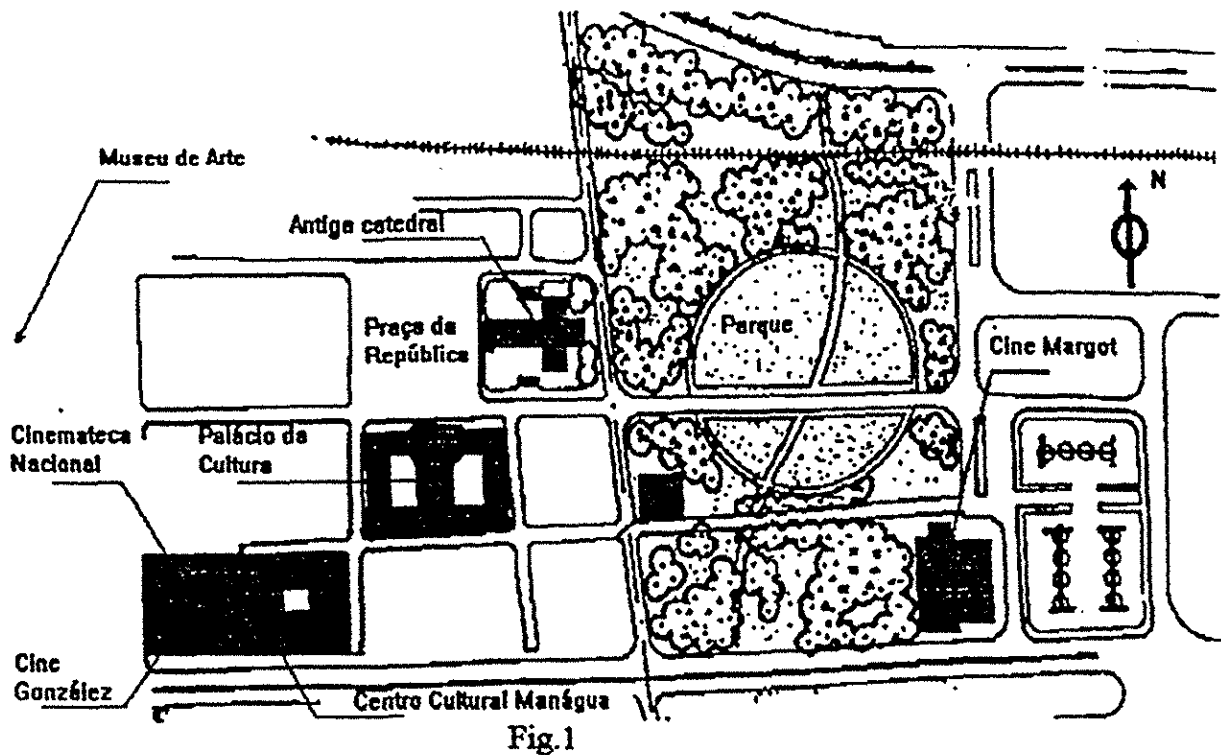


Fig.1

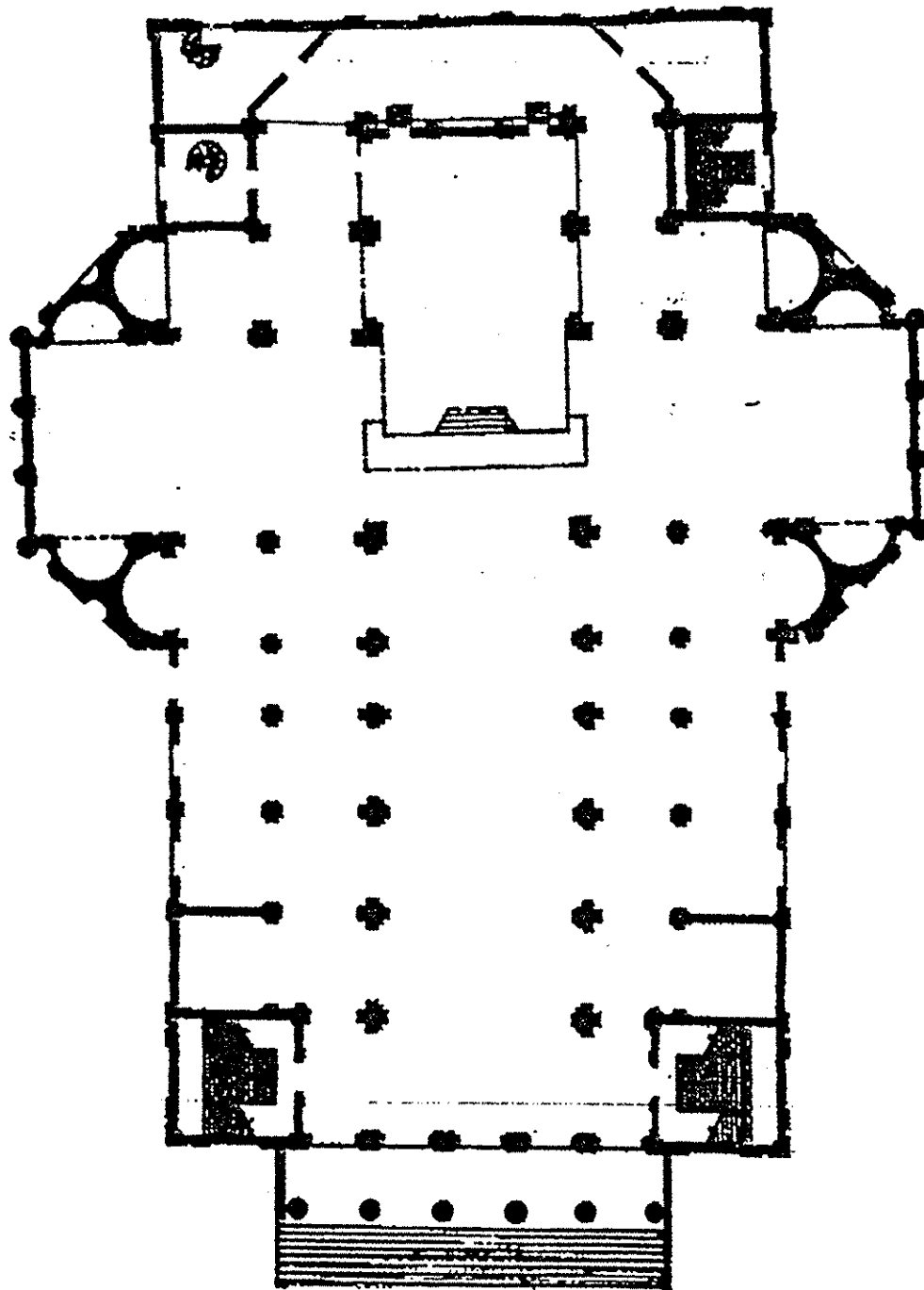
2.00 - DESCRIÇÃO DO MONUMENTO

2.1 - A Concepção

A Catedral Metropolitana de Santiago de Manáguá foi um edifício concebido dentro dos princípios da velha academia. Do ponto de vista do vocabulário expressivo é um neoclássico tardio onde se procurou respeitar os cânones dos velhos tratadistas. Lá estão a clássica superposição de ordens toscana (dórica), jônica e finalmente a coríntia das torres, caracterizadas através de colunas e pilastras e sua modenatura peculiar, assim como os traçados geométricos geradores do desenho das fachadas. Esta geometria reguladora do desenho poderá ser comprovada se do monumento se fizer um levantamento cadastral rigoroso, como se exige para o tema. Há referências de que se trata de uma réplica da igreja de S. Soulpice em Paris.

O seu traçado em planta é de uma igreja de cinco naves com transepto, sendo que as laterais contíguas à nave central estão articuladas passando por detrás do altar, a guisa de *deambulatório*, como nas velhas igrejas românicas. Os pilares do corpo central que ladeiam a nave principal são reforçados contendo armadura dupla de perfis metálicos em duplo "T", em virtude de ter o edifício nave central mais elevada, comportando uma ordem de janelas altas ou *claristório*, cuja vedação das envazaduras era feita com vitrais, hoje desaparecidos (Foto 4). Em vez de tribunas, que dariam para o interior da nave, existe na altura das janelas altas um terraço externo, que circula em torno do edifício,

11113
11113



Corte de Plano de Ancho Central de Escalera



como se fosse um *deambulatório* ao aberto (Foto 3), cujo acesso é feito por escadarias metálicas amplas. O edifício é de visitação agradável e muito concorrida, permitindo visões da cidade e, mesmo com a insegurança que caracteriza o seu estado atual, especialmente por ser abrigo de anti-sociais, é insistentemente visitado por curiosos ou turistas, como pudemos constatar no período em que lá estivemos trabalhando.

Possuía altar-mor (Foto 5) e altares secundários, dentro os quais destacaríamos os dos braços do transepto. Estes últimos foram inteiramente saqueados dos seus mármore policromos. Foram altares de desenho refinado, construídos com materiais líticos de grande valor e muito bem trabalhados, possivelmente importados da Itália (Fotos 7 e 8. O material branco pareceu-nos pela sua textura fina um mármore de Carrara e os vermelho e amarelo, possivelmente, são rochas carbonáticas conhecidas como *Rosso di Verona* e "*Rosso*" *Giallo di Verona*. Removemos amostras destes materiais e pretendemos, com mais tempo, promover a sua identificação de maneira mais científica, através de estudos petrográficos, com a ajuda de colegas italianos, que têm muita intimidade com estas espécies minerais.

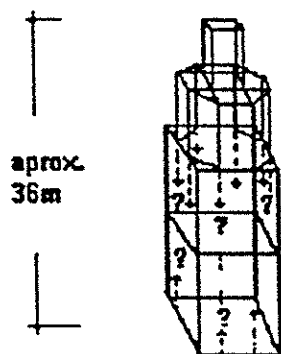
2.2 - Estrutura e materiais básicos da construção

Somente um estudo detalhado com prospecções, que deverão ser empreendidas pela equipe encarregada do projeto de restauração, poderá identificar e indicar detalhadamente através de uma planta de qualificação os diversos materiais que foram empregados na construção. O piso praticamente desapareceu, bem como os materiais de cobertura (Foto 6) e será necessário estudar fragmentos ou a história oral para registrá-los na memória do edifício. Pode-se, todavia, entender que os materiais básicos da sua estrutura são: um esqueleto de perfis metálicos de variados tipos de secções (duplo "T", "C" etc.) fixados com parafusos e um revestimento espesso de concreto de pedra vulcânica e cimento, cuja composição gostaríamos de estudar no nosso laboratório (NTPR), quando nos fossem enviadas amostras significativas do material.

A distribuição geral da estrutura está mais ou menos definida pelas prospecções (destrutivas) que foram feitas, certamente em estudos de consolidação anteriores. Uma informação complementar está nos vestígios de trincas longitudinais (Fotos 9 e 10) provocadas pelos efeitos cortantes que se originaram das vibrações sísmicas, que deixam ver também claramente onde estão os principais perfis metálicos. Muita coisa porém está indefinida e terá que ser cadastrada utilizando-se, principalmente, de métodos de indagação não destrutivos com detetores metálicos. Estes equipamentos são disponíveis em todos os corpos de engenharia do exército, sob a forma de detetores de minas, ou nos serviços de águas e esgotos, que têm equipamentos da mesma espécie, para encontrar antigas tubulações enterradas.

Uma das grandes dúvidas está no sistema que forma o esqueleto de apoio das torres (Fig. 2). Em função da necessidade de projetar corretamente a consolidação é necessário, pois, encontrar onde estão passando todas as estruturas metálicas. A sondagem feita, não se sabe quando, em pilares da nave central (Foto 11), demonstra que eles são formados por dois perfis. Estes partindo do solo seguem até a parte mais alta do edifício, suportando uma tesoura (Foto 12) e são com ela articulados (Foto 13). Os dois perfis estão amarrados

entre si com barras horizontais e perfis chatos dispostos em "X" para dar maior rigidez. É um indicio da preocupação do calculista com os fenômenos vibratórios (Fig. 3).



Hipótese de esquema estrutural das torres. As linhas interrompidas têm pilastras na moldatura: é necessário saber se correspondem a pilares metálicos

Fig. 2

As tesouras principais que suportam o telhado principal, em duas águas, são as conhecidas como de **modelo inglês** (Fig 4). Ainda podem ser vistas na estrutura de cobertura as vigas que suportavam o forro e que se apoiavam nos tirantes das tesouras, uma condição aliás desfavorável, pois nenhuma destas vigas estavam conectadas aos nós do sistema treliçado. Algumas delas estão pendentes de uma extremidade, o que pode ter sido um efeito das vibrações do terremoto e da pouca vinculação que tinham às tesouras, ou mesmo uma tentativa de vandalismo, cujos sinais estão em toda a parte, na busca de se conseguir materiais de construção ou alguma venda em ferros velhos. No sentido de dar uma certa rigidez à estrutura metálica de cobertura existe uma travessão em "X" entre as tesouras, mas somente nas extremidades (Foto 14).

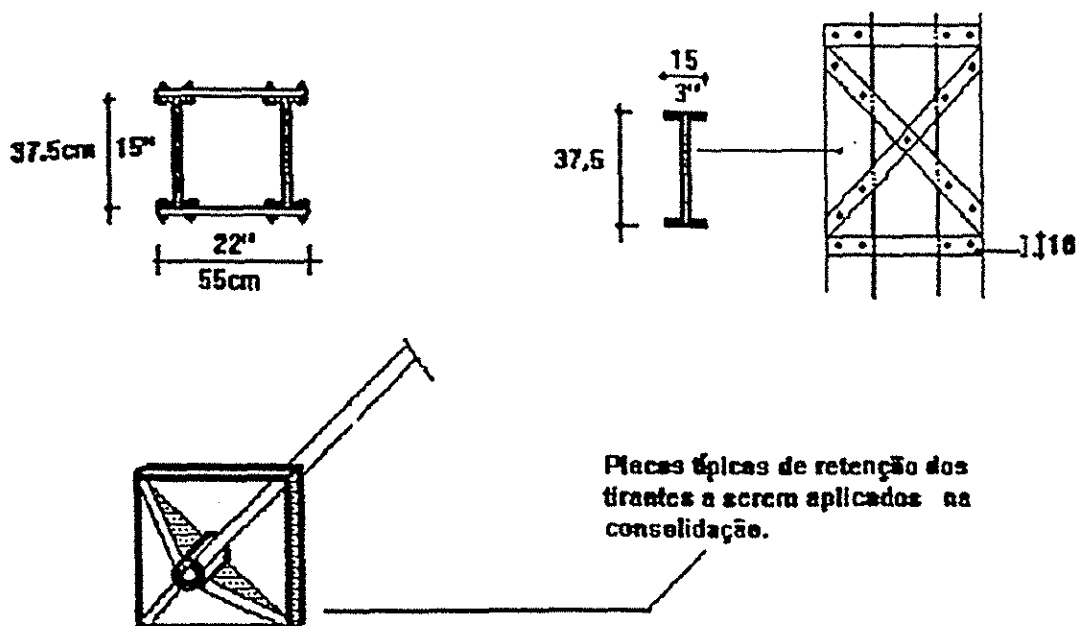


Fig. 3

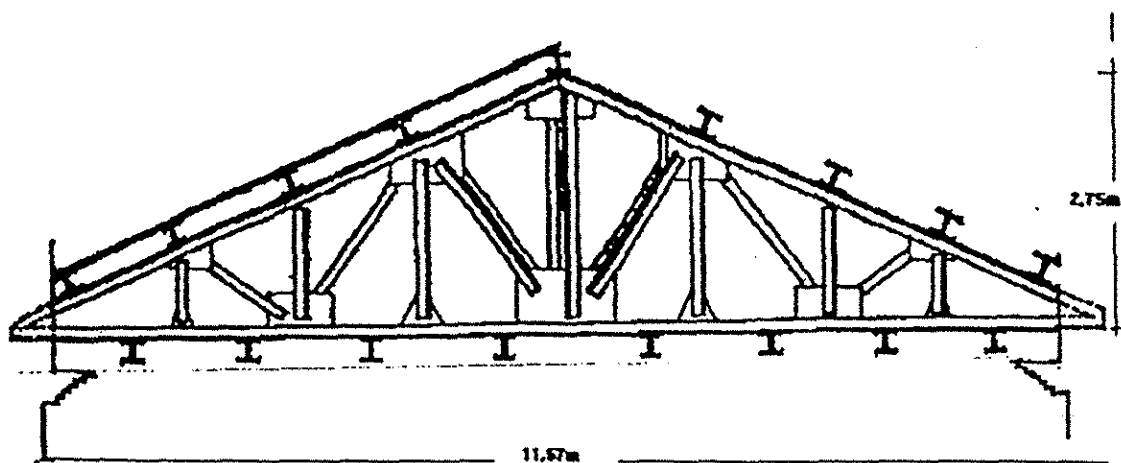


Fig. 4

Alguns pontos existem onde arcos demonstram que foram reforçados com barras de ferro redondas comuns, corriqueiramente usadas em concreto armado. Como estes arcos tinham basicamente uma função decorativa e não estrutural, já que a estrutura consiste fundamentalmente em um esqueleto metálico, mesmo havendo uma rotura com perda de material da arquivolta em alguns deles, nada aconteceu, nem acontecerá. Uma destas lesões demonstra como era feito o seu reforço com três barras de ferros redondos.

3.00 - OS DANOS

Embora muito danificado, o edifício é perfeitamente recuperável. Não somos somente nós que chegamos a esta conclusão, mas desde outubro de 1974 a comissão de especialistas encabeçada pela firma consultora Karim, d'Arce y Asociados no seu relatório preliminar vem afirmando isto. O problema fundamental do edifício é que, pela sua forma arquitetônica, embora os seus construtores tenham procurado dar uma certa rigidez ao detalhe estrutural, isto não foi suficiente para assimilar os tremendos abalos provocados pelo sismo. Esta mesma estrutura, pelo que podemos observar nas notícias jornalísticas da época, foi testada pelo terremoto de dezembro de 1931 sem sofrer absolutamente nada, como anteriormente mencionado (Ver ítem 1.3).

A discontinuidade formal típica do projeto da igreja foi também responsável pelo trabalho diferenciado da sua estrutura. Assim, por exemplo, a parte do transepto tem um forma que ajuda na rigidez do sistema, enquanto a parte anterior, onde se localiza o coro e especialmente as torres, comportaram-se de maneira diversa. Os efeitos vibratórios provocaram um cisalhamento rasante, que soltou o esqueleto metálico do seu revestimento de concreto, provocando trincas que acompanham os principais pilares de sustentação (Foto 10). São evidentes, também, as clássicas lesões em "X" provocadas pelo efeito cortante nos panos de paredes retangulares contidos entre pilares e vigas, que aparecem sempre quando este sistema é agredido por vibrações nos dois sentido. Não nos foi possível ver se os pilares e vigas têm vinculações com as lajes e concretos de revestimento. Este é um procedimento mais moderno, que não era provável ter sido utilizado nos anos 30. Este detalhe, certamente, teria evitado uma grande parte das lesões que o edifício apresenta atualmente.

Mesmo submetida às intempéries, felizmente a estrutura metálica **não demonstra um nível de corrosão que possa preocupar**. Por fortuna a cidade de Manágua não é vizinha ao mar, para sofrer a ação dos aerossóis salinos. Como a industrialização não é muito intensa nem o tráfego de veículos também, as chuvas ácidas ficam por conta dos vulcões, que produzem algum anidrido sulfuroso (SO_2), que por hidratação pode transformar-se em ácido sulfúrico (H_2SO_4). Isto não quer dizer, porém, que se possa vencer mais vinte anos sem cuidar do material. A nossa intervenção passa pois pela necessidade de **fazer um projeto que devolva ao edifício a sua cobertura e a impermeabilização dos seus terraços**, para evitar que as infiltrações afetem a ferragem.

Não observamos, de maneira geral, qualquer deformação irreversível nos perfis metálicos. Somente em uma das torres, a do lado direito de quem entra no edifício (antiga torre do Evangelho), um deles apresenta deformação. Informou-nos o Eng. René Gutierrez que teve acesso à torre, quando ainda havia escadas, que este perfil tinha sido emendado e sem muita preocupação, justamente no local onde fletiu. A redução de sua deformação e a sua consolidação é perfeitamente possível **sem necessidade de demolição da torre**.

Os danos maiores infligidos ao edifício, alguns deles irrecuperáveis, foram obra do vandalismo, como a destruição de altares e roubo do seu material nobre. Neste último caso a sua restauração fica comprometida, e temos que nos contentar com a consolidação e limpeza do que restou.

4.00 - DOCUMENTAÇÃO DO ESTADO ATUAL - REGISTRO DA MEMÓRIA

Se do ponto de vista cultural o registro do estado atual do edifício, com todas as suas lesões, é fundamental para documentar este momento da sua memória, do ponto de vista das operações de intervenção este cuidado torna-se imprescindível, uma condição *sine qua non* para qualquer trabalho de conservação e restauração, quer projeto, quer execução. Qualquer profissional de restauro sabe disto. Esta necessidade já tinha sido, inclusive, enfatizada pelo relatório de 1974, e se tivesse sido atendida, muita coisa que desapareceu poderia ter conservado pelo menos a memória de como era. O nosso *workshop* já preparou o pessoal que vai se engajar no trabalho de cadastramento detalhado do edifício, o que seria necessário, no mínimo, para se dar início a um projeto de restauração. A nossa sugestão é pois que:

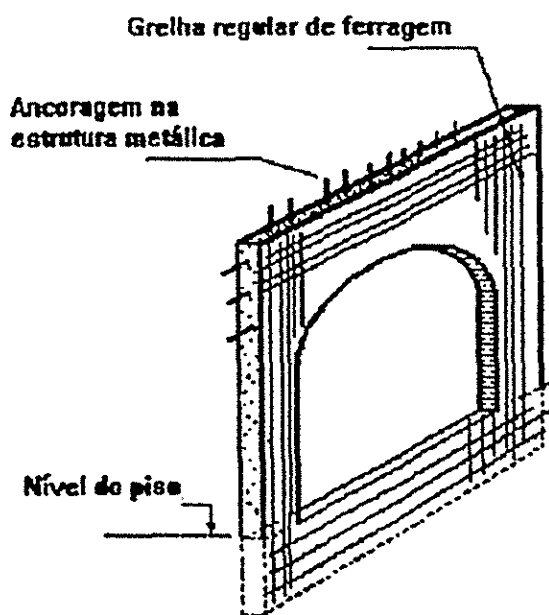
- a) Seja pesquisada toda a iconografia e documentos referentes à construção da catedral, incluindo projetos originais, através de contatos com a indústria que forneceu o material e o projeto estrutural, se ainda existir.
- b) Completar a documentação fotográfica que iniciamos, o que facilitará a elaboração dos desenhos.
- c) Do quadrilátero de amarração que fizemos com o teodolito, cujas estações foram assinaladas no terreno, tomar os ângulos de todos os elementos notáveis acessíveis a cada estação.
- d) Fazer planta baixa em escala 1:50 de, pelo menos, três níveis do edifício: uma passando no piso principal da igreja, uma na altura do coro e dos terraços e a outra na altura do primeiro andar da torre. Esta última deverá conter a disposição estrutural do telhado da nave central.
- e) Elaborar, também em escala 1:50, quatro cortes, no mínimo, do monumento. Dois longitudinais, passando pela cumeeira da nave central, um deles olhando para o norte e outro para o sul. Os dois transversais passariam pelo corpo central da nave principal e pelo transepto. Registrar em escala nestes cortes as lesões que podem ser vistas. Indicar através de prospecção magnética onde passam os perfis da estrutura no desenho e indicar os diversos materiais de estrutura e revestimento.
- f) Desenhar as quatro fachadas do edifício orientadas segundo os pontos cardeais. Anotar nas fachadas as descontinuidades de material e as lesões de maneira geral. Estes cortes deverão estar amarrados ao nivelamento que já fizemos, cujas referências deixamos assinaladas em diversos pontos do monumento. A cota 0,00m que escolhemos para a soleira da entrada poderá, se for acessível, ser relacionada com o RN oficial do levantamento cadastral da cidade.
- g) Fazer os detalhes estruturais e de conexões que puderem ser visualizados. Utilizar escalas entre 1:5 e 1:10.

Estes elementos são indispensáveis para a projeção do reforço estrutural e para o agenciamento dos espaços na proposta de utilização que será feita.

5.00 - DIRETRIZES PARA CONSOLIDAÇÃO E RESTAURAÇÃO DA CATEDRAL

Como já afirmamos, a restauração da antiga Catedral de Santiago de Manágua é perfeitamente viável. Não pretendemos aqui fazer um projeto de reforço estrutural, coisa que poderá ser executada por especialistas locais afeitos aos problemas de terremoto. Neste assunto o Eng. René Gutierrez será de grande ajuda, como os demais componentes da comissão que fizeram há muito tempo vistorias no local e conhecem o problema profundamente. As providências solicitadas no antigo relatório são judiciosas e, salvo em alguns pontos relacionados com o critério de conservação/restauração poderiam sofrer alguma reparo. Em todo o caso, poderemos afirmar que somos daqueles que acreditam que a ciência e os verdadeiros critérios da conservação estão à nossa disposição para facilitar a preservação da memória e não para torná-los mais complexos e inviáveis. Assim sendo, desejamos apresentar algumas sugestões que poderão servir como subsídios para o projeto e as operações de consolidação.

- a) Em primeiro lugar, deve ser evitada qualquer demolição. Algumas peças estão soltas e podem ser removidas com guias e refixadas com pinos de material inoxidável e coladas com epóxi tixotrópico. Dificilmente teremos mão-de-obra para repetir os detalhes que foram feitos.
- b) Acreditamos que não deve haver preocupação de dissimular e retocar os reforços e reintegrações que forem feitas. Todas as lesões e trincas, quando forem preenchidas para permitirem as injeções de epóxi ou cimento, conforme o caso, devem ser rebaixadas uns 5mm do paramento da parede para enfatizarem os rastros do terremoto e seus danos, que passaram ser marcantes na história do monumento.
- c) Estamos perfeitamente de acordo com o sistema de injeções consolidantes com epóxi, que foi proposto pela comissão que examinou o monumento faz muitos anos. Tememos somente o custo da operação e a dificuldade de ser encontrado o material na Nicarágua. Assim, sugerimos que as trincas mais abertas possam ser preenchidas com injeções de cimento, especialmente aquelas que estiverem em elementos de menor responsabilidade estrutural, e as demais com o epóxi especificado, que é seguramente a solução mais eficiente. O epóxi será de suma importância na devolução da aderência do revestimento às estruturas metálicas comprometidas pelos movimentos vibratórios.
- d) Para dar maior rigidez ao sistema das naves poderão ser usados sistemas de reforços estruturais como, por exemplo, painéis armados de concreto aparente (Fig. 5) (indicando a intervenção moderna) vinculados à estrutura metálica (vigas e pilares). Seria muito interessante também que fossem criadas vinculações sucessivas das viga com a laje de cobertura, o que ajudaria muito no processo de contraventamento da estrutura. As modernas estruturas metálicas sempre são calculadas admitindo o perfil metálico solidário com a laje, e para isto colocam pedaços de perfis "C" soldados às abas do perfil metálico ou pinos fixados com perfurações, como sugerimos no desenho (Fig. 6).
- e) Os pilares que apresentarem fissuras longitudinais podem ser contraventados com tirantes internos antes de receberem as devidas injeções.



Placas de enrijecimento das naves laterais colocadas transversalmente ao eixo da nave

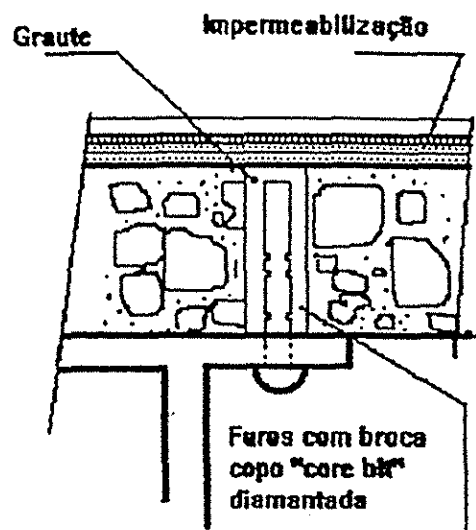


Fig. 5

Fig. 6

f) Aachamos que as vigas metálicas que apoiavam o forro **devem ser removidas**. Em primeiro lugar, a estrutura metálica é muito bonita para ser escondida e depois, a remoção destas peças vai reduzir o seu peso e eliminar sobrecargas indesejáveis nos tirantes das tesouras (Fotos 13 e 14).

g) Especialmente as torres necessitam de um contraventamento metálico interno em "X". Este contraventamento poderá ficar aparente no interior da torre, evitando somente a sua interferência com os degraus da escada em caracol. Os panos de parede contidos entre pilares e vigas também podem ser contraventados com perfis metálicos em "X" vinculados à antiga estrutura. Não deve ser tentada qualquer dissimulação deste reforço, que precisa traduzir a nova intervenção que sera feita.

h) No interior das torres o revestimento de concreto de algumas vigas ficou muito danificado (Foto 15). Nestes casos a remoção do revestimento é possível com moldagem de outro equivalente. Todas estas operações deverão ser precedidas de cuidadoso escoramento da área em intervenção.

i) As escadas metálicas do edifício, que sofreram em alguns pontos extensa corrosão, por via da ação do intemperismo e de dejetos humanos, podem ser restauradas através de limpeza via jateamento de areia, substituição de peças e/ou reforço através de soldagem. Já tivemos oportunidade de participar de recuperações de estruturas em piores condições.

A proteção final deverá ser feita com um *primer* de qualidade, tratamento semelhante ao que deverá ser aplicado na estrutura do telhado aparente, conforme já sugerimos.

j) Seria preferível que a cobertura do edifício fosse feita com telhas cerâmicas como originalmente. O clima de Manágua não recomendaria uma cobertura totalmente translúcida, como somos tentados a imaginar quando olhamos o monumento. A luz muito forte com intensa radiação U.V. não são boas para a conservação de certos objetos dentro do edifício. Seria admissível porém, alguma **iluminação zenital** que consiga balancear luz e conforto no espaço interior.

k) É fundamental que os vitrais (Fotos 9 e 16) sejam recompostos com motivos modernos sem procura de qualquer imitação. Temos exemplos eloquentes de harmonia de vitrais modernos, com espaços antigos, como os vitrais de Chagall na catedral de Reims.

6.00 - CONSIDERAÇÕES FINAIS

Quemos, antes de terminar, assinalar a nossa satisfação de participar de um *workshop* com colegas tão dedicados e apaixonados pelo trabalho. Isto nos dá a certeza, pelo que discutimos e pela atmosfera que reinou nestes dias que juntos estivemos, que o trabalho será conduzido da melhor maneira possível, à altura da importância de um bem cultural de enorme importância para a Nicarágua. Assim, desejamos compartilhar com eles as idéias transcritas neste relatório citando nominalmente a equipe (Fotos 17 e 18):

Do Patrimônio Cultural

Arq. Mario Molina Carillo - Diretor do Patrimônio Cultural

Arq. Ana Carolina Madriz - escritório de León

Arq. Ana Patricia Toruño - escritório de León

Arq. Mário Rodriguez - escritório central

Acadêmico Lenner Sandino - escritório central

Da Prefeitura de León (Alcaldia de León)

Arq. Mercedes Zambrana e Arq. Nancy Chacón

Escola Oficina de León

Arq. Aycell Palacios

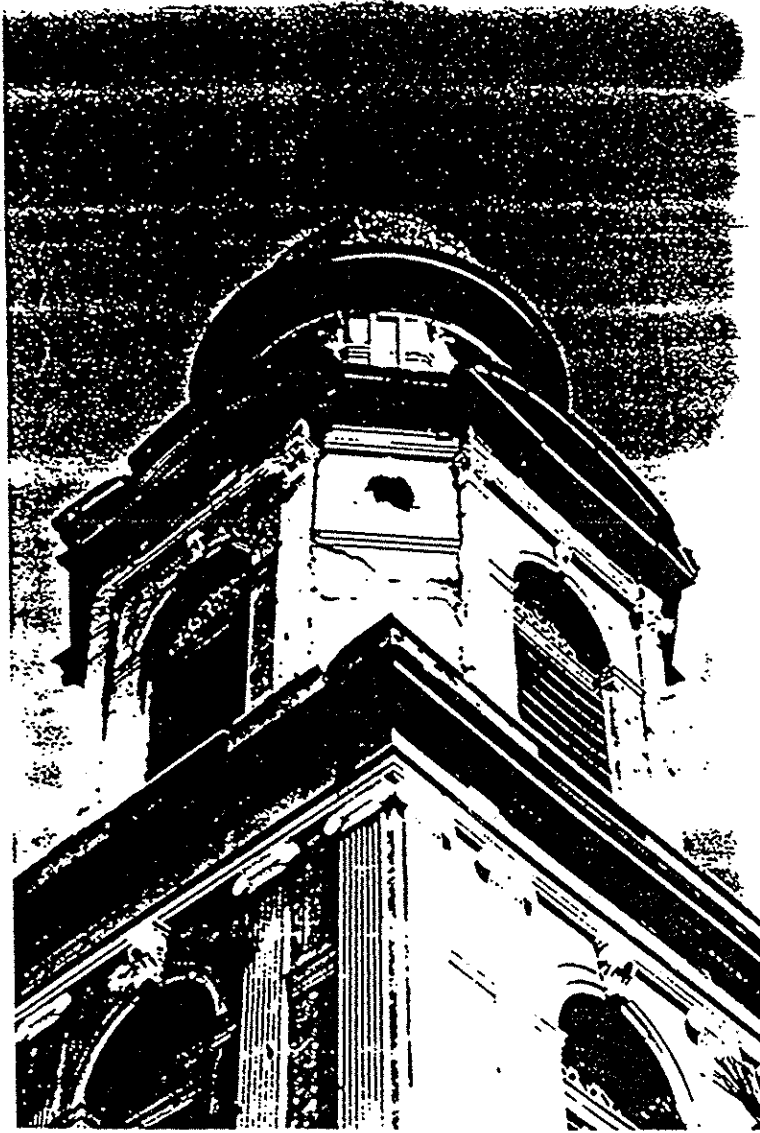
Faculdade de Arquitetura da Universidade Nacional de Engenharias

Prof. Silvia Ortega

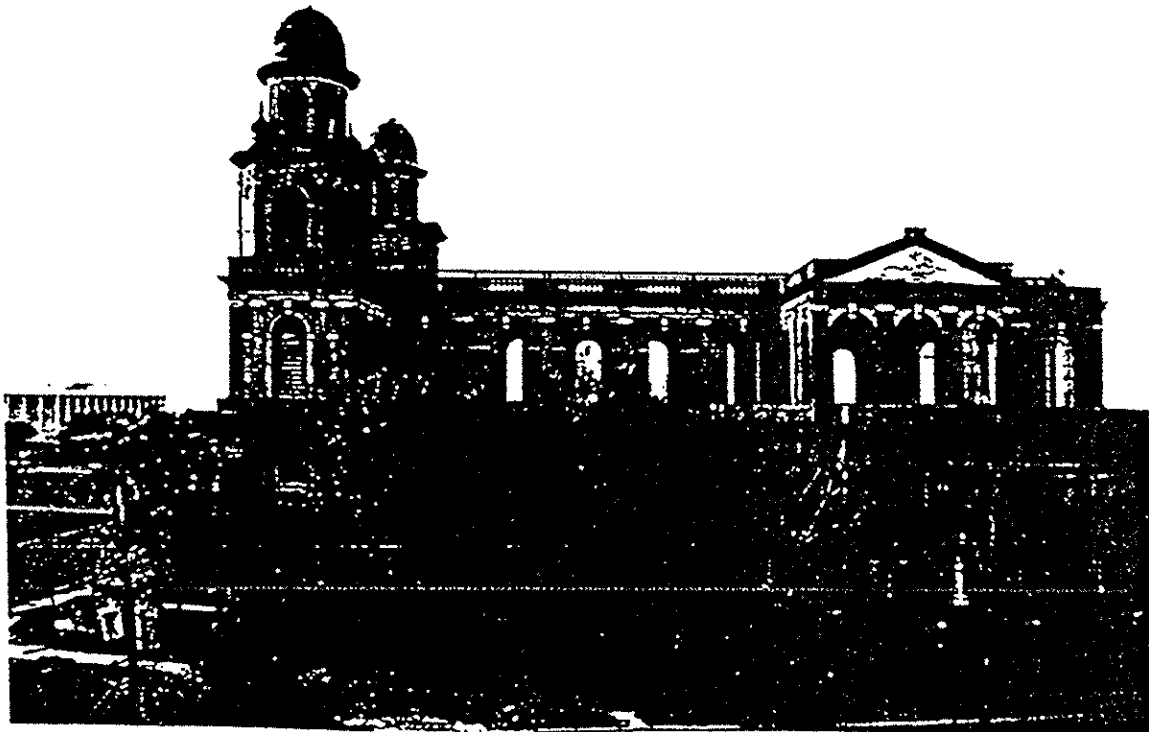
Reafirmando aquilo que já dissemos e demonstramos através deste relatório preliminar, a consolidação e restauração da Antiga Catedral de Santiago de Manágua é **perfeitamente viável** e, mais do que isto, **é uma necessidade**. Acharmos, também, que uma destinação do seu uso para atividades culturais, atende a um tempo o respeito à dignidade do edifício, e a correlação com os equipamentos culturais que existem nas vizinhanças ou que serão implantados. Quanto às dúvidas que ainda irão surgir o nosso oferecimento para colaborar na sua elucidação

Salvador, 15 de junho de 1994.

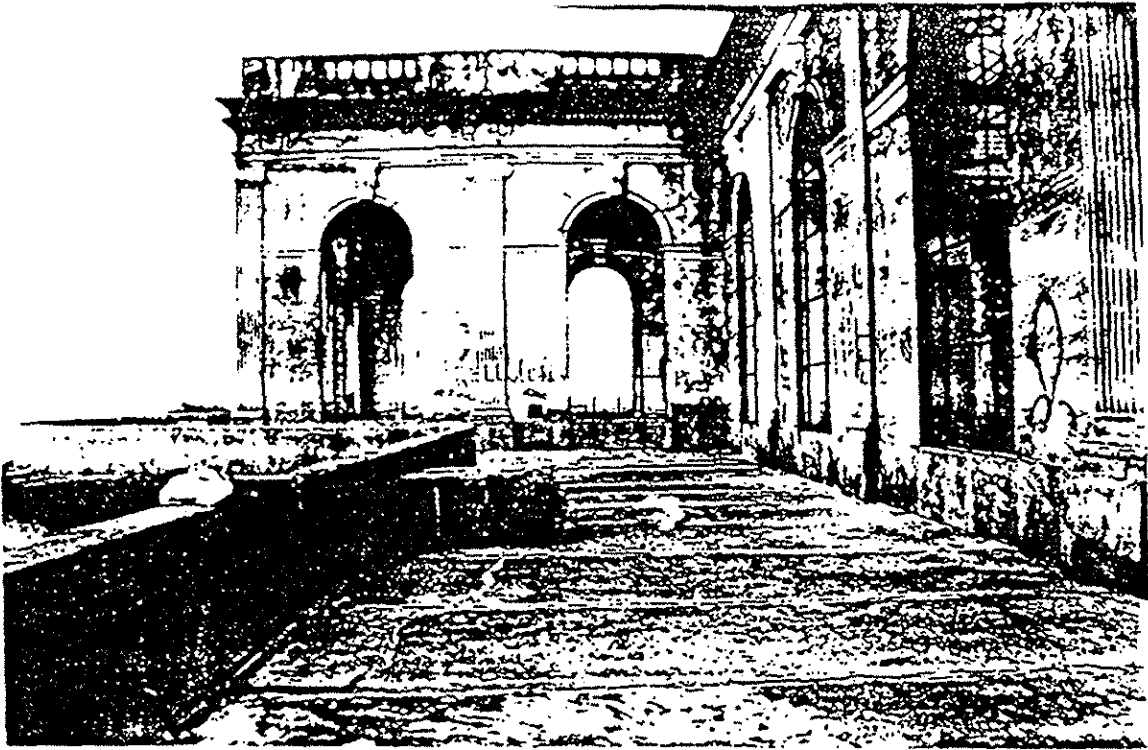
Prof. Mário Mendonça de Oliveira



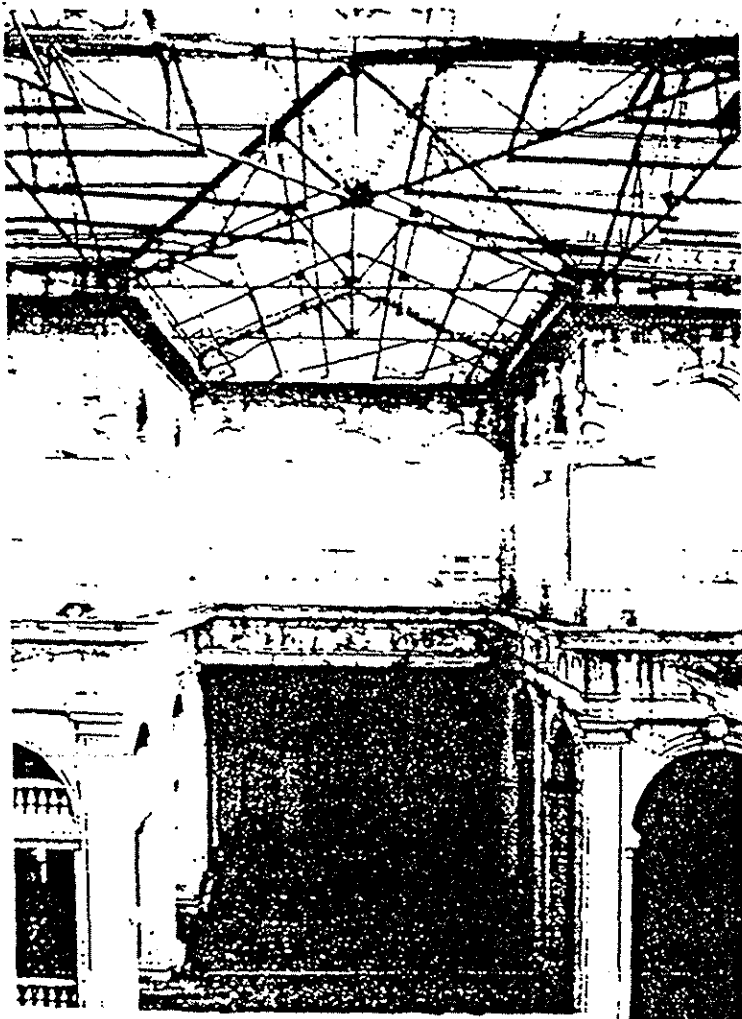
1



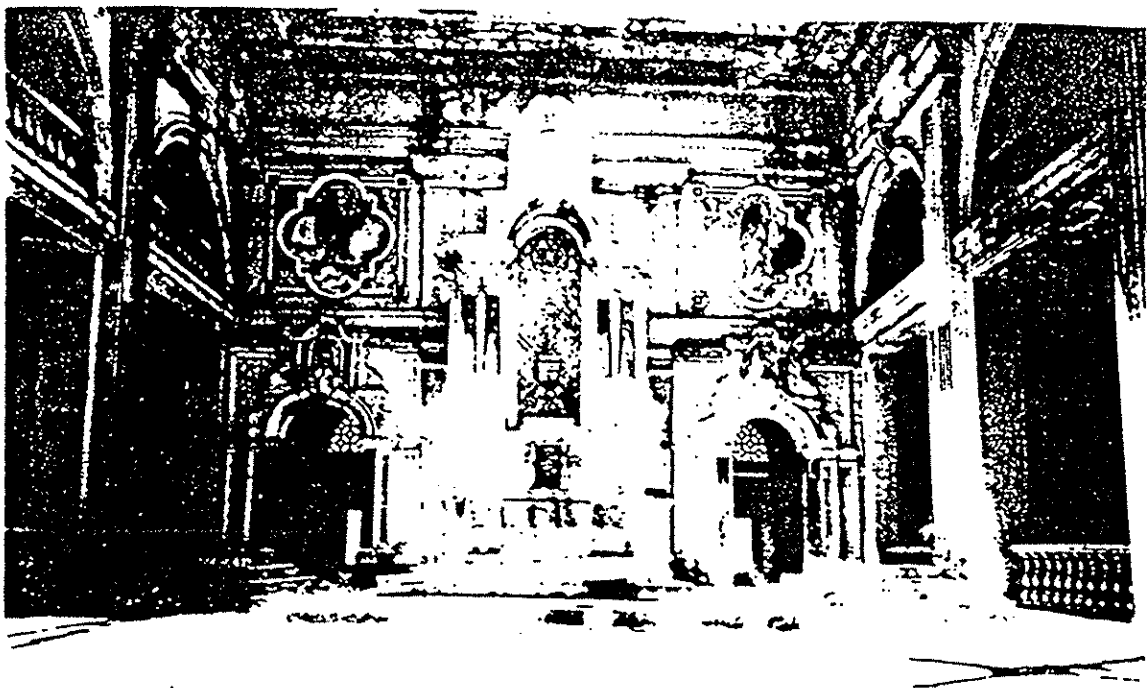
2



3



4



5



6



7



8



9



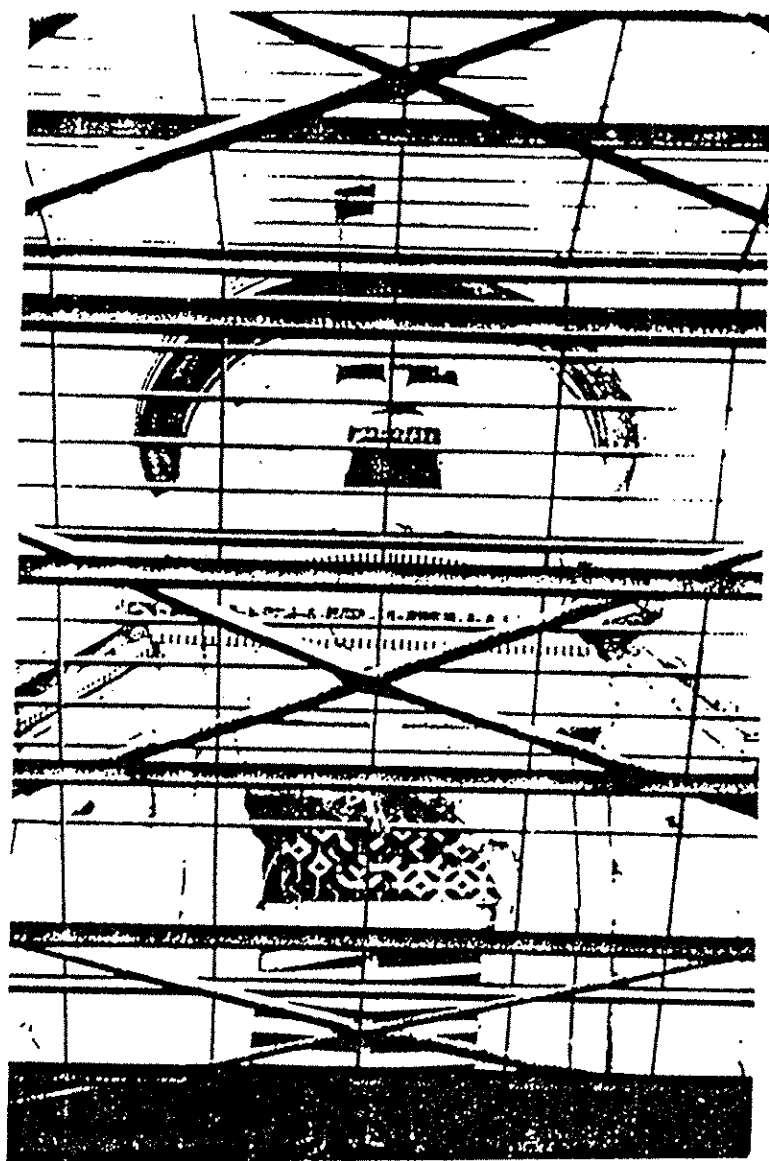
10



11



12



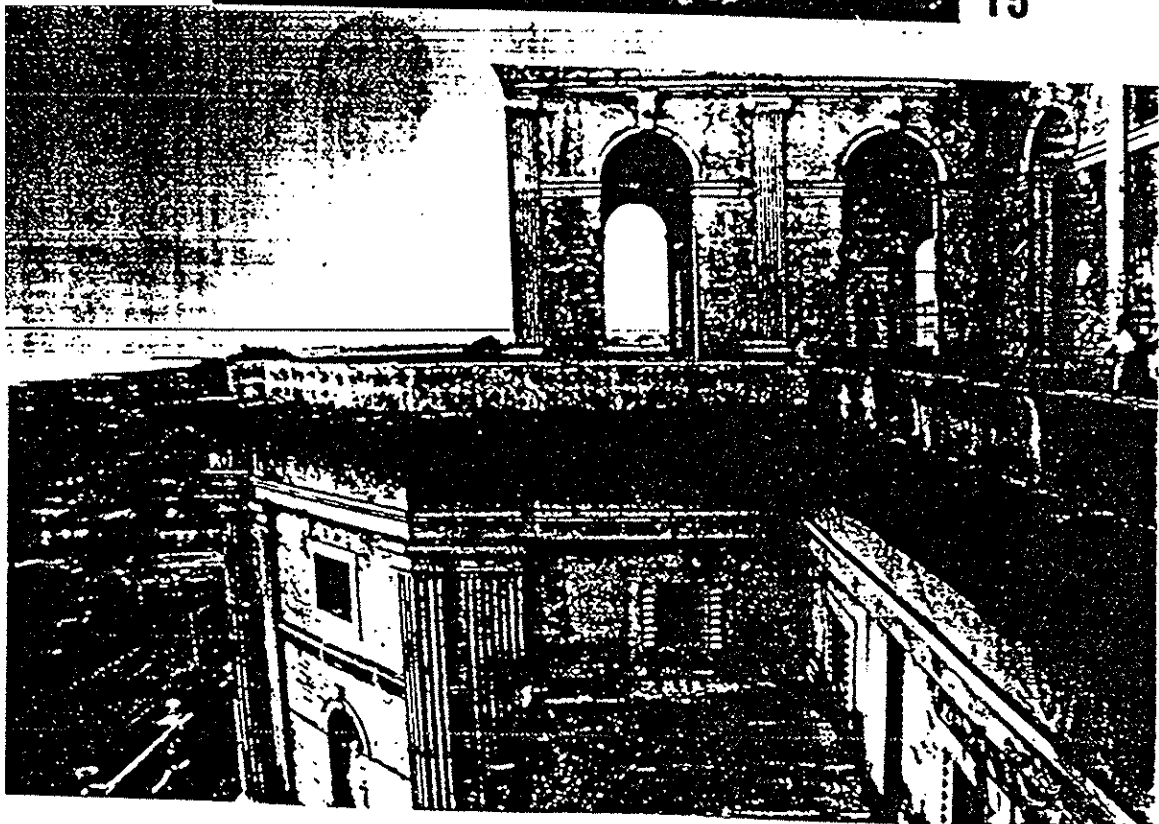
13



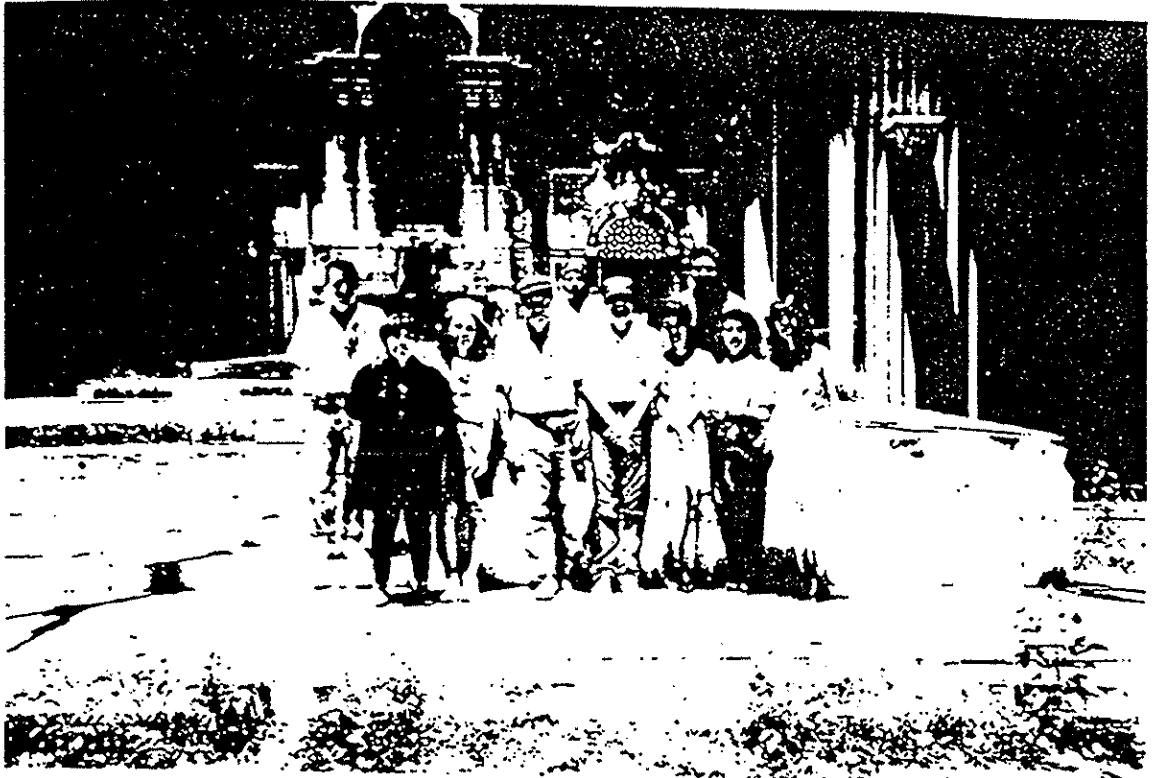
14



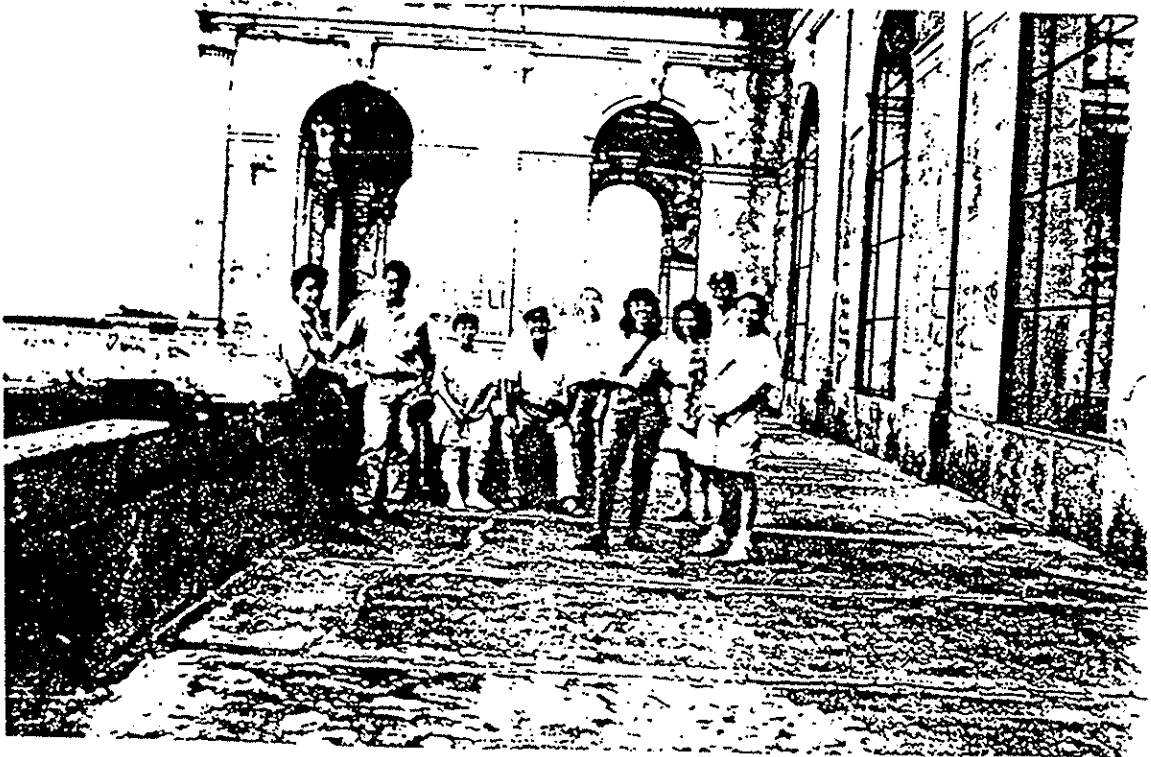
15



16



17



18

REHABILITACIÓN DE LA CATEDRAL DE MANAGUA, INFORME
PRELIMINAR, TOMAS A. DEL CARRIL, INGENIERO ESTRUCTURAL

Managua, 10 de octubre de 1994

REHABILITACION DE LA CATEDRAL DE MANAGUA

INFORME PRELIMINAR

Tomás A. del Carril
Ingeniero Estructural

1. INTRODUCCION

El edificio de la antigua Catedral de Managua fue construido en el año 1931 y destruido parcialmente durante el terremoto de 1972. Luego de este desastre, el edificio ha quedado sin uso y sometido a la acción del vandalismo, hoy se encuentra totalmente saqueado y su decoración ha desaparecido en gran parte al igual que todas las carpinterías, revestimientos y adornos.

Actualmente se está estudiando un proyecto consistente en una rehabilitación del edificio con el objeto de utilizarlo como sede de una fundación de promoción de actividades vinculadas a la cultura.

El objeto de este informe es brindar un análisis preliminar de los aspectos referentes a la estructura resistente del edificio y las tareas orientadas a su consolidación. El análisis se ha orientado hacia el mantenimiento de la arquitectura original del edificio, con excepción de la cubierta ahora inexistente, conservando incluso las huellas que ha dejado el sismo de 1972. Esto es, garantizar la estabilidad de los elementos estructurales y decorativos adheridos a la estructura, manteniendo sus desplomes y rajaduras, para que mantenga su carácter de estructura sobreviviente del terremoto.

2. VISITA AL LUGAR

El día 10 de octubre de 1994, se realizó una primera visita al edificio acompañado de el Ing. Carlos M. Marcenaro, el Ing. Eduardo Abaúnza Cardenal, el Arq. Luis López-Okrassa y una patrulla policial de seguridad.

La visita se extendió aproximadamente unas dos horas y consistió en una inspección visual del conjunto, con una recorrida por la planta baja y el primer entrepiso, tanto en el sector del altar como el que se encuentra en la entrada.



3. DESCRIPCION DEL EDIFICIO

El edificio tiene una planta clásica, en forma de cruz, ejecutada en base a módulos de 4 metros en ambas direcciones, compuesta por una nave central de unos 12 metros de ancho, con un crucero que se extiende dos módulos hacia cada lado. La nave central está flanqueada por dos arquerías que la separan de las naves laterales, con un módulo destinado al vestíbulo, 5 módulos hasta llegar al crucero, los 3 módulos que abarca el ancho del crucero y 2 módulos más hasta llegar al altar mayor. Por detrás de este, en la planta baja y un entrepiso, se desarrollan locales originalmente destinados a sacristía y otros usos. Bajo el altar mayor, a nivel subsuelo, se encuentra una cripta con altar y bóvedas profanadas. En el módulo correspondiente la vestíbulo de entrada, se desarrolla un entrepiso, un piso alto y, a ambos lados, dos torres campanario con dos niveles más.

En la fachada principal, se desarrolla un atrio con una columnata de 6 columnas y que abarca la altura de la planta baja y el entrepiso.

En todo el perímetro, abarcando los laterales y la parte posterior, hay una amplia terraza al nivel de la planta alta.

4. DESCRIPCION DE LA ESTRUCTURA

La estructura resistente está ejecutada en perfiles laminados de acero, y habría sido fabricada en Bélgica. Las uniones de taller han sido ejecutadas con remaches y las de obra mediante bulones convencionales. Esta estructura es visible en algunos lugares donde, a raíz del terremoto, ha quedado a la vista y en otros sectores donde se han realizado algunos cateos.

La cubierta, a dos aguas con planta en cruz sobre la nave central y el crucero, ha desaparecido como tal. Ya sea por la acción del terremoto o por los saqueos, pero hoy día no se encuentra ningún rastro de los materiales que la componían. La estructura de la cubierta, formada por cabriadas compuestas por perfiles ángulo, permanece en su sitio en un gran porcentaje pero muestra serios deterioros estructurales.

Las torres tiene una estructura, también de acero, de planta octogonal que reduce sus dimensiones en el tramo superior y están coronadas por un tambor y una cúpula semiesférica cada una.

Tanto los entrepisos (en las zonas del vestíbulo y del altar mayor), como la planta alta que soporta la terraza perimetral, se han ejecutado con un envigado metálico sobre el cual se coló una losa de concreto armado. Un cielorraso oculta la estructura metálica a la vista desde el inferior.

Las escaleras principales en el sector anterior, son de chapa antideslizante y estructura de acero.

5. DESCRIPCIÓN DE LOS DAÑOS ESTRUCTURALES

Con motivo del terremoto de 1972, el edificio sufrió un colapso generalizado en la cubierta, presumiblemente ejecutada con tejas cerámicas o de chapa, y la caída de grandes elementos de ornato como capiteles, pilastras, cornizas, etc. Las torres de los campanarios, por la construcción de su estructura apeada sobre un cuadro extendido entre las columnas y por tratarse de masas importantes ubicadas a mayor altura, sufrieron particularmente la acción destructiva del sismo.

Los daños básicos pueden clasificarse de la siguiente manera, para su descripción:

5.1. La estructura metálica principal.

Puede decirse que la estructura principal de acero del edificio, se comportó correctamente con la flexibilidad, ductilidad y resistencia que caracteriza a las estructuras abulonadas o remachadas de acero laminado. No es posible, por el momento, inspeccionar algunas uniones que pueden haber sufrido rotura, como lo serían las que vinculan las columnas a las bases de fundación; sin embargo, en esos lugares la mampostería circundante no muestra daños que hagan pensar que la unión de la estructura metálica ha sufrido roturas.

5.2. La estructura metálica de la cubierta.

Tanto los elementos que conformaban el techado como el cielorraso han desaparecido. Las cabriadas triangulares del techo a dos aguas muestran daños variables. En algunos casos, como las que coinciden con el crucero, ha llegado a pandear el cordón inferior y se encuentran alabeadas. Han fallado muchas de las uniones de los arriostramientos horizontales y de los arriostramientos verticales longitudinales, generalmente por desgarramiento de los agujeros para los bulones.

5.3. Muros de cerramiento.

Casi todos los muros de cerramiento han sido ejecutados con un concreto pobre colado in situ y sin armar. La fragilidad de este material ha llevado a su agrietamiento en diagonal por no poder acompañar las deformaciones de la estructura metálica. Esto es bien visible en particular en aquellos paños que tienen debilitamientos como: nichos para estatuas, arcadas, aberturas, etc.

5.4. Arcadas y otras aberturas.

Pese a tener cierta cantidad de armaduras, por lo que se pudo ver, de acero liso y no muy bien dispuesta, casi todas las arcadas muestran agrietamientos que nacen en los cuartos de los arcos y se dirigen a las esquinas de los paños. El mismo fenómeno se observa en los nichos donde se encontraban estatuas en los extremos de la nave transversal.

5.5. Elementos decorativos.

Los elementos que configuran el ornato principal del edificio, consistentes en pilastras, capiteles, cornisas, etc., fueron prefabricados y aplicados sobre las columnas y vigas mediante ataduras con alambre. Estos elementos, también de gran fragilidad, se han partido o desprendido total o parcialmente y constituyen un peligro latente pues pueden desprenderse en cualquier momento.

5.6. Losas.

Las losas de entrepisos, cuando han tenido una cubierta a nivel superior, muestran un estado aceptable y pueden considerarse seguros y de fácil recuperación. Por el contrario, en aquellas losas que constituyen cubiertas como pisos de las terrazas están muy deterioradas. No tanto por la acción del sismo como por el paso de tantos años en estado de fisuración y bajo la acción de los agentes climáticos. En algunos casos se pueden ver grandes desprendimientos en los cielorrasos.

5.7. Torres de los campanarios.

Ambas torres se encuentran en estado de ruina estructural y con peligro de colapso. Requieren tareas de consolidación que sólo pueden diferirse en la medida que la Catedral quede abandonada.

6. PROPUESTAS PRELIMINARES PARA LA REPARACION

6.1. Corrosión de elementos metálicos.

Se ha observado diverso grado de ataque de la corrosión a los elementos metálicos de la estructura. Puesto que las piezas premoldeadas de ornamentación no estaban adheridas a la estructura metálica y con el movimiento sísmico se ha incrementado la separación física, a la vez que se ha facilitado el ingreso de agua de lluvias, se han sometido las piezas a la oxidación. En muchos lugares, sobre todo del lado exterior, se observa un abundante grado de delaminación en los perfiles de las columnas. Este deterioro puede ser bastante mayor en los perfiles que soportan las losas de las terrazas.

Las soluciones a este proceso pueden orientarse de dos formas, una de ellas es aplicable en la medida que sea posible eliminar los elementos adheridos a los perfiles en todos los sectores donde se vea ataque de la corrosión, realizar una limpieza profunda con sandblasting o hidroblasting y la aplicación de un producto especial inhibidor de corrosión. La otra posibilidad consiste en realizar una protección catódica por corriente impresa, que puede tener la ventaja sobre la anterior, de llegar a todos los sectores de la estructura aún cuando no sean accesibles.

6.2. Elementos premoldeados aplicados.

Para fijar estos elementos definitivamente a la estructura debería procederse a inyectar en el espacio que separa el acero de los mampuestos con una resina de base epoxídica de baja viscosidad para asegurar un completo llenado.

6.3. Sellado de grietas.

Considerando como grietas a aquellas fisuras que tienen espesores mayores que medio a un centímetro en la mayor parte de su longitud, el procedimiento de sellado se basa en la inyección de un mortero de a base de resinas epoxídicas o acrílicas con agregado inerte. La inyección de este material puede realizarse con pistola de sellar, manga o similar ya que no se requieren grandes presiones.

6.4. Sellado de fisuras.

Las fisuras que se consideren importantes desde el punto de vista de la estabilidad estructural de sectores importantes, deberán sellarse con inyección de resinas epoxi de baja viscosidad. El procedimiento habitual consiste en preparar los labios de la fisura, efectuando un canaleteo en forma de cuña y sellándola dejando boquillas cada 40 o 50 cm. Luego con la ayuda de un compresor se procede a lavar la fisura con agua para después inyectar la resina por las boquillas en orden de altura, comenzando por las inferiores hasta detectar la salida de material por otras boquillas para ocluirla y pasar a la siguiente.

6.5. Reemplazo de la estructura de la cubierta.

Se considera que la estructura de la cubierta tiene un costo de reparación que no compensa su aprovechamiento. El proyecto de arquitectura contemplaría la ejecución de una bóveda translúcida de cañón corrido, para la cual sería relativamente económico construir una estructura portante, incluso más estética que la actual.

Por otra parte, parece razonable prever la ejecución de un encadenado superior en todo el perímetro de la nave central, envolviendo con concreto la actual viga superior o construyendo una nueva sobre ella, para apoyar la estructura de la nueva cubierta.

6.6. Reemplazo de las cúpulas de los campanarios.

En caso de que la estructura propia de las bóvedas de los campanarios sea demasiado masiva, se analizará la conveniencia de reemplazarlas por bóvedas livianas de fibra.

6.7. Consolidación estructural de los campanarios.

Hay diversas alternativas para consolidar estructuralmente los campanarios. En un extremo se considera la construcción de una nueva estructura de concreto por el interior, con

su propia fundación y fijaciones para las piezas de la actual torre. Otra posibilidad consiste en reforzar el cuadro sobre el que se apoya en último segmento de las torres, rigidizando las vigas y mejorando su apuntalamiento con las columnas. También en este último caso se requiere prever fijaciones para los mampuestos que hoy están al borde de caerse.

6.8. Consolidación de las losas de entrepisos.

En estas losas habrá que confirmar con una inspección detallada, el estado de los elementos metálicos que conforman la estructura resistente y verificar su capacidad portante. Aparentemente las losetas se encuentran en buen estado.

6.9. Consolidación de las losas de terrazas.

Estas losas, como ya se ha dicho, han sufrido intensamente la acción de las filtraciones por lo que seguramente presenten un importante nivel de corrosión. En la totalidad de los casos habrá que demoler los cielorrasos para asegurarse del estado de la estructura. Cuando se considere necesario, también se reemplazarán las losetas de concreto. En todas las terrazas se reconstruirá la capa aisladora hidrófuga y el piso de las terrazas para permitir la circulación.

7. ESTUDIOS A REALIZAR PARA EL ANTEPROYECTO

RECOPIACION DE ANTECEDENTES

RELEVAMIENTO TOPOGRAFICO EXPEDITIVO

RELEVAMIENTO FOTOGRAFICO SISTEMATICO

RELEVAMIENTO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES PRINCIPALES

ANTEPROYECTO DE ARQUITECTURA

1. Plantas (1:100)
2. Cortes (1:100)

ANTEPROYECTO DE CONSOLIDACION ESTRUCTURAL

1. Plano general de la estructura
2. Detalles de las reparaciones principales

8. ESTUDIOS A REALIZAR PARA EL PROYECTO

ESTUDIOS DE MATERIALES

1. Ensayo de muestras del acero
 - a. Resistencia, ductilidad
 - b. Soldabilidad
2. Ensayo del concreto colado "in situ"
3. Ensayo del materiales de los premoldeados
4. Estudio de suelos

RELEVAMIENTO TOPOGRAFICO DE DETALLE

1. Nivelación completa
2. Medición de desplomes

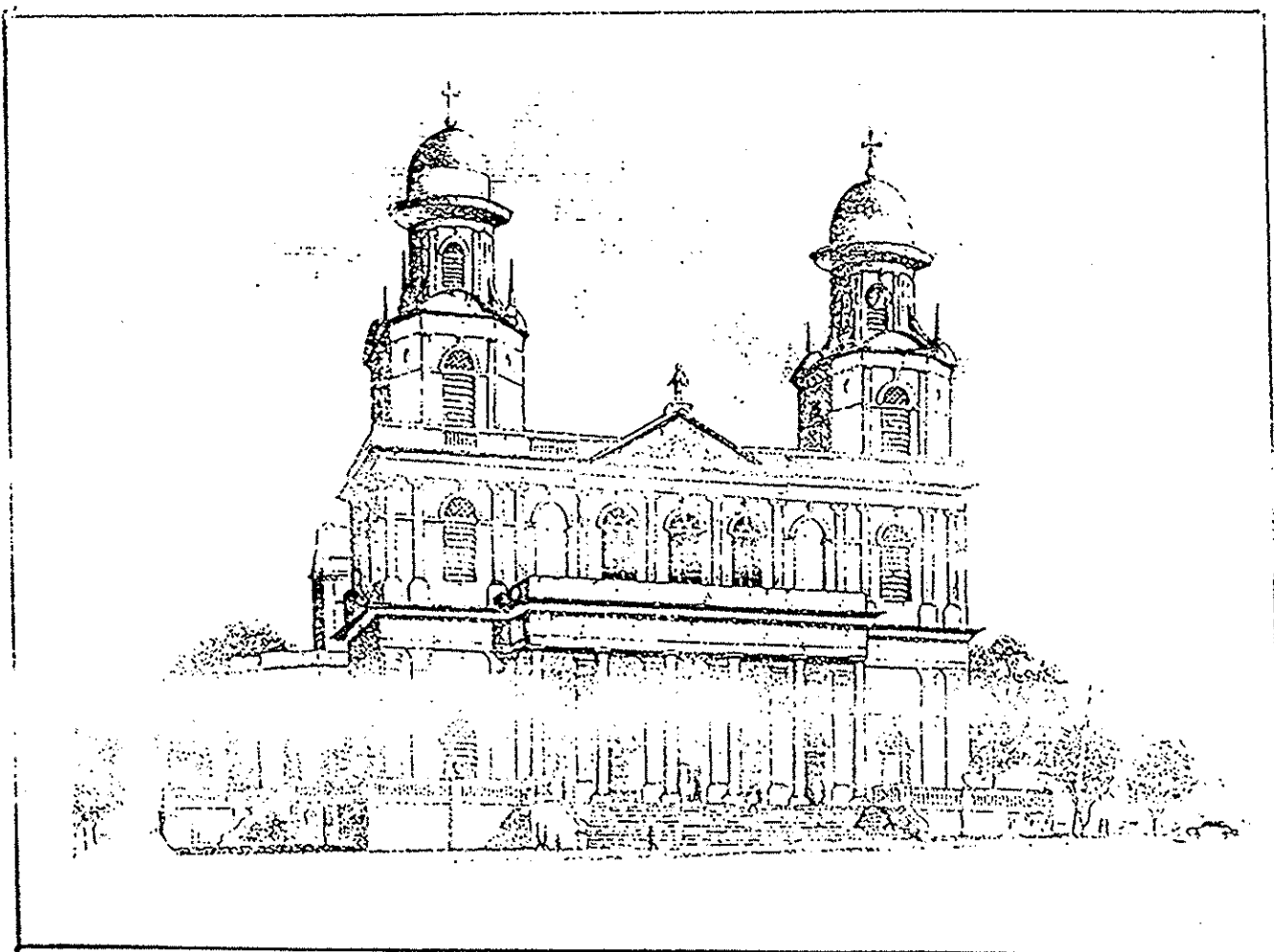
INVESTIGACION DE LAS FUNDACIONES

RELEVAMIENTO FOTOGRAFICO SISTEMATICO DETALLADO

PLANOS (Escala 1:50)

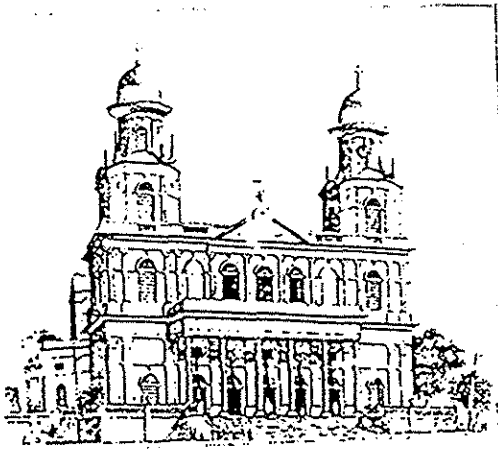
1. Situación existente
2. Proyecto de Arquitectura
3. Proyecto de la consolidación estructural

PROYECTO ANTIGUA CATEDRAL METROPOLITANA,
SANTIAGO DE MANAGUA. SYLVIA ORTEGA ROSALES



CATEDRAL METROPOLITANA
SANTIAGO DE MANAGUA





Proyecto
Antigua Catedral
Metropolitana
Santiago de Managua

Presenta:
Sylvia Ortega Rosales
Managua Junio 1995

INTRODUCCION

El viajero que visita por primera vez Managua, no puede comprender cómo funciona esta ciudad capital. Dónde está su centro histórico? Dónde su centro comercial?.

Desde el último terremoto que asoló Managua el 23 de Diciembre de 1972 el centro de la ciudad desapareció. Lo que antes era un centro activo, hoy es todo lo contrario, un casco urbano casi abandonado.

Escogí Catedral para estudiarla, porque es de los pocos edificios que quedan en pie después del terremoto, es parte de lo que fue el corazón de la ciudad, una referencia histórica, política y religiosa. Representa la voluntad de construir, reconciliarse con el pasado, es parte de la historia; un símbolo de la ciudad pues resalta sobre el paisaje desolado a su alrededor y tiene un valor arquitectónico y constructivo.

Un proyecto de esta magnitud por sus implicaciones culturales, urbanísticas, económicas, teológicas etc. requiere siempre de una discusión amplia y profunda sobre el tratamiento del problema, además de un equipo interdisciplinario de arquitectos, restauradores, ingenieros, historiadores, sociólogos, etc

El proyecto de rehabilitación de Catedral consiste en darle un tratamiento a la altura de su dignidad como monumento. Devolverle un uso socio-cultural permanente que considero de suma importancia para la ciudad y el país.

Puedo afirmar que este edificio es importante por su valor arquitectónico y constructivo, su significado histórico, y porque forma parte de la identidad perdida de los "Managuas ."





UBICACION DEL EDIFICIO

La ciudad de Managua está ubicada a orillas del Lago Xolotlán. Su Centro Histórico se extiende a partir de la cuenca del Lago Xolotlán con los siguientes límites:

Norte: Lago Xolotlán o Lago de Managua
Sur: La calle Colón y la laguna de Tiscapa.
Este: Calle principal del Mercado Oriental.
Oeste: El estadio Nacional y la Ave. Monumental.

La imagen urbana del área central integra una serie de hitos, nodos y lugares significativos que sirven como punto de referencia a la población para orientarse.

La Catedral Metropolitana de Santiago de Managua está ubicada en el Centro Histórico de la ciudad y sus límites son:

Norte: terrenos baldíos.
Sur: 5a. calle nor-oeste, área de estacionamiento y Palacio Nacional.
Este: 2a. Ave. nor-este y ruinas del Cine Alcázar.
Oeste: Plaza de la República y Parque Central.

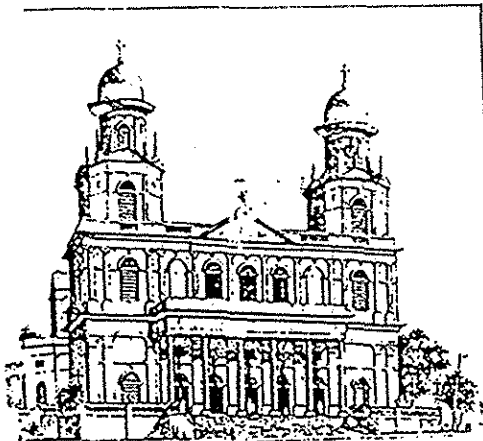
(Ver gráfico 1).

De acuerdo al uso de suelo del plan regulador del área central de la ciudad de Managua, la antigua Catedral Metropolitana de Santiago de Managua, está ubicada en una zona cultural. Ya que en sus alrededores se encuentran los siguientes edificios:

- Museo de Arte Contemporáneo Julio Cortázar.
- Teatro Nacional Rubén Darío
- Centro Cultural Managua.
- Malecón
- Palacio Nacional, recientemente intervenido.

Proyecto
Antigua Catedral
Metropolitana
Santiago de Managua

Presenta:
Sylvia Ortega Rosales
Managua Junio 1995



Proyecto
Antigua Catedral
Metropolitana
Santiago de Managua

Presenta:
Sylvia Ortega Rosales
Managua Junio 1995

HISTORIA DE LA CIUDAD.

Descubierta Nicaragua en 1502 por España, Francisco Hernández de Córdoba funda en 1524 las ciudades de León y Granada.

Una comunidad indígena se asienta a orillas del Lago Xolotlán.

Managua, vocablo nahuatl que significa rodeado de agua, estaba reducida a un pequeño cantón. Sus habitantes escogieron ese lugar por la cercanía del Lago que les proporcionaba agradables condiciones de vida con la pesca de la sardina.

El Rey Fernando VI la eleva a categoría de villa en 1622 y la nombra Real Villa de Santiago de Managua.

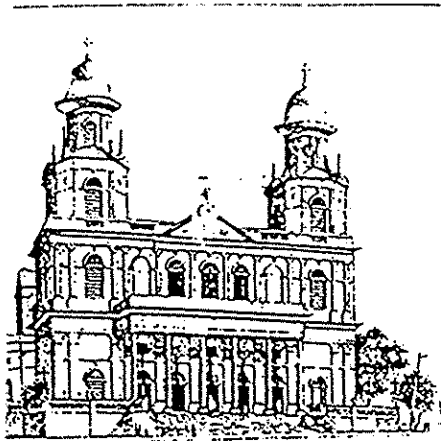
Ya para 1760, la Villa de Santiago de Managua, mostraba una retícula ortogonal con una plaza central alrededor de la cual se situaban edificios representativos, viviendas y la parroquia de Santiago.

En 1924 se desata una guerra que destruye varios edificios.

Es atacada por el cólera morbus en tres ocasiones 1837, 1855, 1867.

El 24 de Julio de 1846 Managua es nombrada ciudad. Por razones políticas surgidas por las rivalidades entre León y Granada, su importancia va en aumento y se designa Capital de la República en 1852, ante lo cual se inicia un proceso de crecimiento, centralización de las actividades políticas, administrativas y económicas del país.

En 1889 un aluvión la destruye parcialmente muriendo parte de sus habitantes.



Objeto
Antigua Catedral
Metropolitana
de Santiago de Managua

Presenta:
Silvia Ortega Rosales
Managua Junio 1995

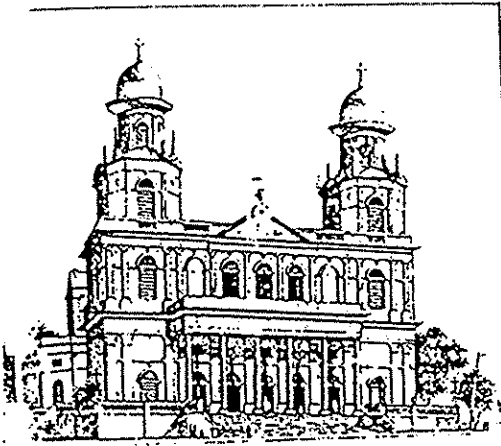
En 1931 y 1972 violentos terremotos la reducen a ruinas.

El derrumbe de una buena parte de los edificios de Managua de principios de siglo, producto de los embates telúricos de 1931 y 1972, más la demolición indiscriminada y lucrativa de los edificios dañados, no ha logrado borrar el peso que tiene el conjunto urbano adyacente al Parque Central .

Una vida cultural subsiste y se aferra dentro de la zona, siendo muestra de ello, las actividades culturales que se realizan en el Teatro Nacional Rubén Darío, Cinemateca Nacional, Centro Cultural Managua, etc.

Managua, como centro urbano relativamente reciente, posee pocos edificios reconocidos como patrimonio arquitectónico. Razones históricas y desastres naturales lo explican.

La Antigua Catedral Metropolitana de Santiago de Managua, posee atributos que le dan carácter de patrimonio arquitectónico.



Proyecto
Antigua Catedral
Metropolitana
Santiago de Managua

Presenta:
Sylvia Ortega Rosales
Managua Junio 1995

HISTORIA DEL EDIFICIO

La información que tenemos de la primera iglesia parroquial, nos la da el Obispo de la Provincia de Nicaragua Don Pedro Agustín Morel de Santa Cruz, en visita pastoral al pueblo de Managua en 1751 rinde el siguiente informe:

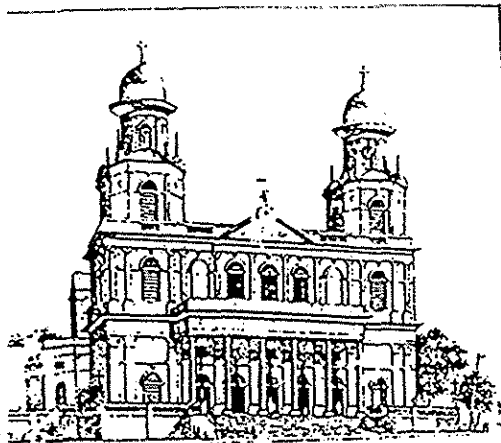
"La iglesia parroquial está como a una cuadra de la calle, es mediana de tres naves, sobre horcones de adobe y teja.

Tiene por santo titular a Santiago, una sacristía redonda y el atrio cercado por tapias, carece de torres, las campanas están pendientes de cuatro horcones con su techo de paja. Hay cuatro altares con retablos y frontales dorados, ornamentos pocos y viejos."

El año 1760 registra que esta iglesia parroquial era muy antigua y se encontraba en ruinas, por lo que el cura Padre Juan Antonio Chamorro, solicitó permiso a Guatemala para derribarla y reedificarla. En 1781 cayó la iglesia colonial, como pasaron cinco años y no se resolvía nada, el Padre Chamorro sufragando los gastos con su propio dinero y con el trabajo de los indios pudo hacer los cimientos, los que costaron 1.178 pesos plata.

El ingeniero José María Alexander hizo los planos en 1783 por orden del Presidente de la Audiencia de Guatemala. Incluyendo lo gastado por el P. Chamorro, la parroquia de Managua, aldea en ese entonces costó 10.771 pesos. Esta permaneció hasta 1929, cuando fue demolida para dar inicio a la construcción del edificio que conocemos actualmente.

Durante el Obispado de Monseñor José Antonio Lezcano y Ortega se inició la construcción del nuevo edificio. Fue diseñada por el Ing. belga Pablo Dambach, las obras estuvieron bajo la



Proyecto
Antigua Catedral
Metropolitana
Santiago de Managua

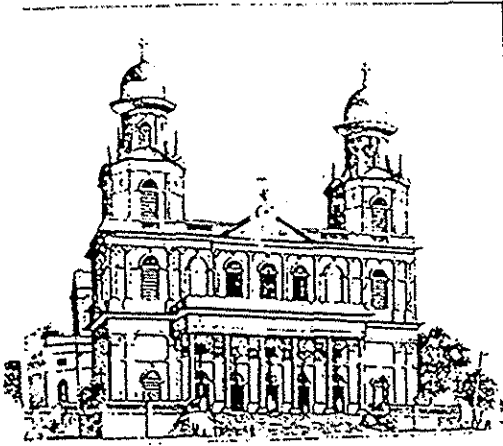
Presenta:
Sylvia Ortega Rosales
Managua Junio 1995

responsabilidad de la compañía "Atelier Metalurgiques de Nivelles Belgiques", a un costo millonario de 89.094,55 dólares americanos, con materiales importados de Europa vía Panamá. Los elementos decorativos (tímpanos, pisos, estatuas, molduras) fueron hechos por el escultor español Alfonso Sabater.

En 1931, el edificio fue sometido a la prueba de un terremoto que destruyó parcialmente la ciudad sin causar aparentemente ningún daño a la estructura metálica del edificio. Fotografías de la época muestran familias desabrigadas entre la orilla del Lago Xolotlán y el esqueleto metálico de la Catedral ya concluido.

El edificio con su revestimiento de concreto fue terminado en 1940 y su consagración como Catedral Metropolitana de Santiago de Managua ocurrió en 1945.

Los deterioros que observamos actualmente en el edificio fueron provocados por el terremoto de 1972 tanto, como por el abandono y vandalismo que fue objeto en los posteriores 23 años de abandono.



Proyecto
Antigua Catedral
Metropolitana
Santiago de Managua

Presenta:
Sylvia Ortega Rosales
Managua Junio 1995

ANALISIS ARQUITECTONICO

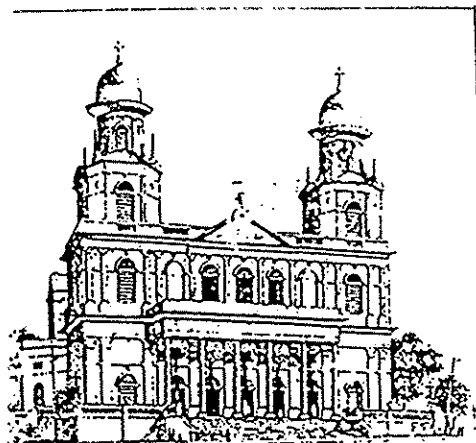
La Catedral Metropolitana de Santiago de Managua es un edificio concebido dentro de los principios de la vieja academia. Es un neo-clásico tardío.

En él se encuentran la clásica superposición del toscano, dórico, jónico y finalmente corintio de las torres, caracterizadas a través de columnas y pilastras, así como los trazados geométricos generados del diseño de las fachadas.

Su planta es el de una iglesia de cinco naves con transepto, siendo que las laterales contiguas a la nave central están articuladas pasando por detrás del altar a modo de deambulatorio como en las viejas iglesias románicas.

Tiene ventanas altas con vitrales hoy desaparecidos. En vez de tribunas que darían para el interior de la nave, existe a la altura de las ventanas altas, una terraza externa que circula en torno del edificio como si fuese un deambulatorio al aire libre, cuyo acceso es por escaleras metálicas amplias.

Posee altar mayor, y altares secundarios, dentro de los cuales destacan los dos brazos del transepto cuyos mármoles polícromos fueron saqueados.



Proyecto
Antigua Catedral
Metropolitana
Santiago de Managua

Presenta:
Silvia Ortega Rosales
Managua Junio 1995

MATERIALES DE CONSTRUCCION.

Como es un edificio prácticamente moderno, ya que es del año 1929, se emplearon materiales que aunque eran novedosos en Nicaragua en otros países ya se empleaban desde hacía algún tiempo.

Estructura: es un esqueleto de perfiles metálicos de variados tipos doble T y C.

Muros : Concreto de piedra volcánica y cemento.

Piso : Prácticamente desapareció pero los pocos fragmentos que logramos conseguir y la historia oral podemos asegurar que se trataba de mosaico rojo.

Cubierta : Igual que el piso desapareció, pero fotografías de la época indican que era de láminas ondulada de zinc.

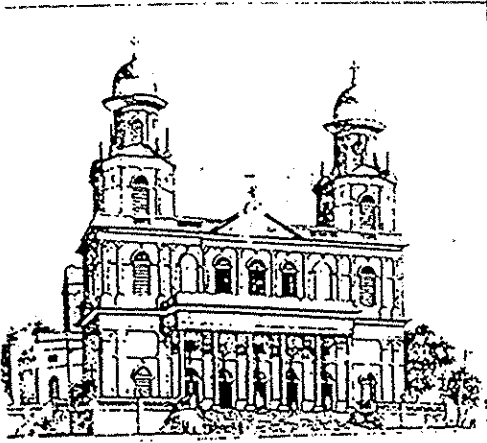
Puertas : Eran de Madera.

Ventanas altas superiores:
Eran vitrales, únicamente existe su estructura.

Cúpulas : Concreto con recubrimiento de vidrio molido.

Estructura de techo : metálica.

Altars : Mármol.



Proyecto
Antigua Catedral
Metropolitana
Santiago de Managua

Presenta:
Sylvia Ortega Rosales
Managua Junio 1995

DIAGNOSTICO

VIII - 1

A pesar de estar muy deteriorado el edificio es perfectamente recuperable.

El problema fundamental es que por su forma arquitectónica sus constructores buscaron darle cierta rigidez al estructural, lo que no fue suficiente para asimilar los efectos del terremoto.

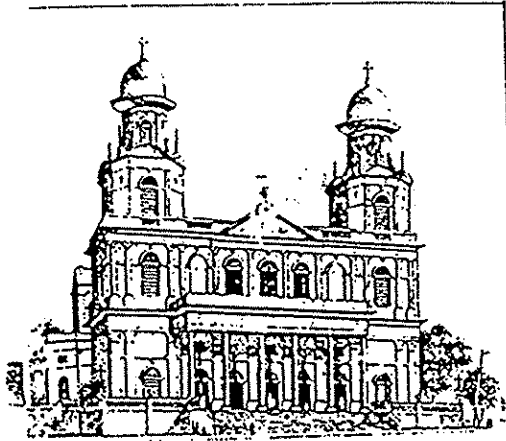
Así por ejemplo, la parte del transepto tiene una forma que ayuda a mantener la rigidez del sistema, en tanto que la parte anterior donde se localiza el coro, especialmente las torres, se comporta de manera diferente.

Los efectos vibratorios provocaron fisuramientos y el esqueleto metálico soltó el revestimiento de concreto provocando rupturas.

Son evidentes también las clásicas lesiones en X, provocadas por los efectos cortantes en los paños de las paredes rectangulares contenidos entre pilares y vigas, que aparecen siempre cuando el sistema es agredido por vibraciones en los dos sentidos.

Sometida a los efectos de la intemperie, felizmente la estructura metálica no demuestra un nivel de corrosión que pueda preocupar. Por fortuna la ciudad de Managua no es vecina del mar para sufrir la acción de la brisa marina. Como la industrialización no es muy intensa y el tráfico de vehículos tampoco, las lluvias ácidas quedan por cuenta de los volcanes que producen algún anhídrido sulfúrico (SO_2) que por hidratación puede transformarse en ácido sulfúrico (SO_4H_2).

Esto no quiere decir sin embargo que pueda durar 20 años más sin cuidarse el material.



Proyecto
Antigua Catedral
Metropolitana
Santiago de Managua

Presenta:
Sylvia Ortega Rosales
Managua Junio 1995

CRITERIOS DE INTERVENCION.

Como ya afirmé, la rehabilitación de la Catedral Metropolitana de Santiago de Managua, es perfectamente posible. La ciencia y los verdaderos criterios de conservación están a nuestra disposición para facilitar la preservación de la memoria y no para volverlos más complejos e imposibles.

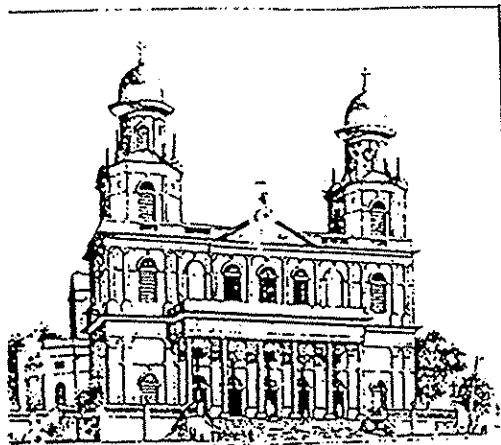
Al intervenir Catedral hay que pensar que forma parte del Centro Histórico de la ciudad, es un conjunto de edificios, no un monumento aislado.

Consolidar el edificio, con la finalidad de detener las alteraciones en proceso y dar solidez a las estructuras para garantizar su conservación y permanencia.

Reestructurar para devolver las condiciones de estabilidad perdidas o deterioradas, garantizando sin límite previsible, la vida de una estructura arquitectónica, puede requerir de recursos técnicos y materiales modernos y que en el solo aspecto de la resistencia estructural cabe la mejora, y la enmienda a las posibles fallas o errores del proyecto.

Integrar elementos nuevos y visibles para asegurar la conservación del edificio.

El mantenimiento sistemático para evitar el deterioro que da el uso, reparar los daños que sufre normalmente y dejarlo en condiciones aceptables para su utilización.



Proyecto
Antigua Catedral
Metropolitana
Santiago de Managua

Presenta:
Sylvia Ortega Rosales
Managua Junio 1995

CONCLUSIONES.

Aún semidestruida, la Antigua Catedral Metropolitana de Santiago de Managua, es un suelo sagrado digno de todo respeto que nadie puede negar. Su conservación escapa los límites de la religiosidad para alcanzar un significado más amplio, por lo que representa entre la población. En entrevistas realizadas a los "managuas" expresan su orgullo por este monumento, y no ocultan su tristeza al verla en ruinas.

Ella fue testigo mudo de momentos decisivos en la historia de la ciudad y del país; de la furia de la naturaleza y de los hombres, al exhibir aún en sus torres y paredes, las huellas de la metralla y las lesiones del terremoto. No podemos dejar que permanezca abandonada.

La solución exige la participación de todas las personas sensibles del país, independientemente de posiciones políticas o credos religiosos, hasta lograr su salvación y reintegración como un elemento vivo de la capital.

Desde el punto de vista arquitectónico, es uno de los pocos edificios que conservan su estilo y quedan como referencia de lo que fue el corazón de la ciudad. La rehabilitación de la Antigua Catedral Metropolitana de Santiago de Managua representa la afirmación de la voluntad de reconstruir, de reconciliarse con un pasado que queramos o no, es un episodio imborrable en la memoria histórica de nuestro país.

Es imperioso darle un destino compatible con su dignidad en concordancia con los nuevos usos y funciones del área donde está situada.

Finalmente, Managua ostenta ante el mundo cristiano occidental la última catedral construida en el presente milenio, sería un terrible error dejar que sea referencia de la última catedral destruida al final del milenio.

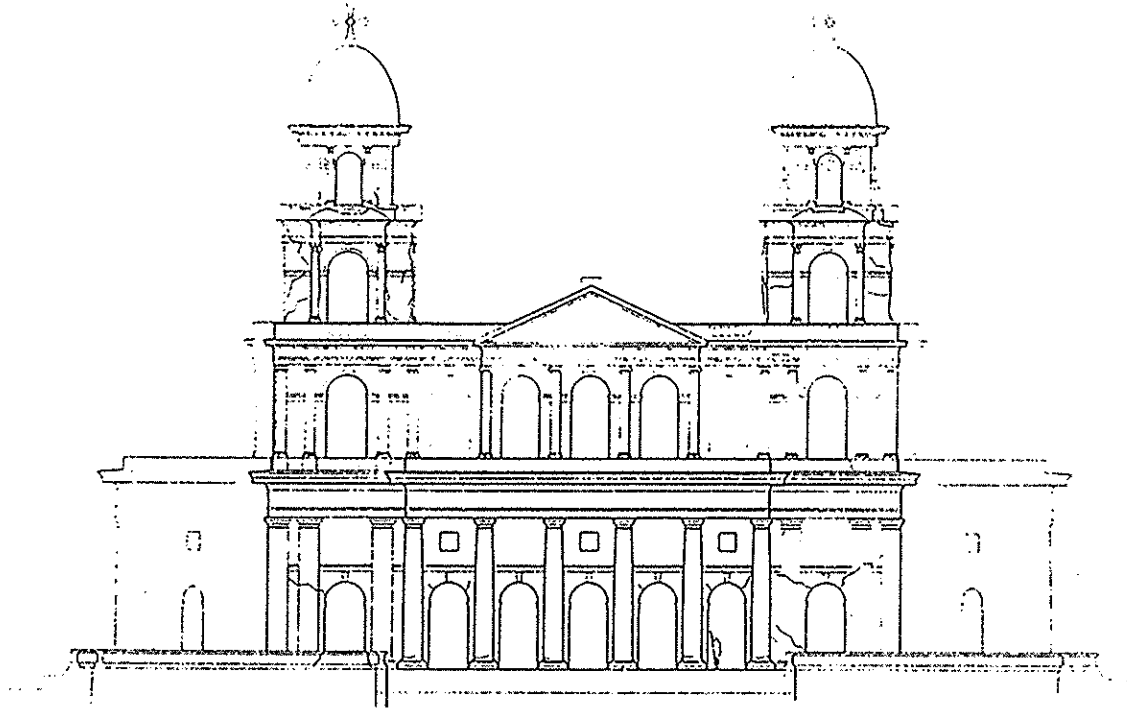
I N D I C E

- 1. ACERCA DEL ESTADO DE LA ANTIGUA CATEDRAL DE SANTIAGO DE MANAGUA Y DE LAS POSIBILIDADES DE SU RESTAURACIÓN. JOSÉ L. DE MIGUEL RODRÍGUEZ. DOCTOR ARQUITECTO**
- 2. ANEXO 1, FOTOGRAFÍAS**
- 3. ANEXO 2, ANTECEDENTES**
- 4. REGLAMENTO NACIONAL DE CONSTRUCCIÓN, MINISTERIO DE VIVIENDA Y ASENTAMIENTOS HUMANOS**

ACERCA DEL ESTADO DE LA ANTIGUA CATEDRAL DE SANTIAGO DE
MANAGUA Y DE LAS POSIBILIDADES DE SU RESTAURACIÓN. JOSÉ L. DE
MIGUEL RODRÍGUEZ. DOCTOR ARQUITECTO

1

ACERCA DEL ESTADO DE LA ANTIGUA CATEDRAL DE SANTIAGO DE MANAGUA Y DE LAS POSIBILIDADES DE SU RESTAURACIÓN



por

José L. de Miguel Rodríguez

Doctor Arquitecto

Catedrático de Estructuras de la Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Madrid

Madrid, diciembre de 1995

El autor es arquitecto por la Universidad de Madrid y ejerce como tal desde 1968, con amplia experiencia en el campo de la edificación, tanto en proyecto como en dirección de obra. Obtuvo su doctorado en 1974 en la misma universidad, y accedió a una cátedra de Estructuras en Valladolid en 1983. Fue fundador y director del Seminario de Diseño de Estructuras de la ETSAM. Ha sido Subdirector General del MOPU entre 1983 y 1987, responsable de la Normativa en Edificación, coordinador del grupo de Forjados para la Comisión Permanente del Hormigón y miembro de la misma, secretario de la Comisión de la Norma de Protección contra Incendios en los Edificios y miembro de la Comisión de Normas Sismoresistentes. En la actualidad es miembro del grupo de expertos en el tema de flecha y para la publicación del Eurocódigo de Hormigón. Ha sido vocal electo de la representación española ante CEB (Comité Eurointernacional del Hormigón), técnico de enlace ante la Comisión Europea del Eurocódigo de Acero, y profesor por la Universidad a Distancia de Estructuras Mixtas. Ha representado al Ministerio de Cultura español en la reunión de la CEE sobre Patrimonio Cultural y Desastres Naturales. Es miembro de dos comisiones del GEHO (Grupo Español del Hormigón). Ha prologado la versión del Consejo Superior de Colegios de la EH-88. Es miembro del Instituto de Control para la Calidad en la Construcción. Actualmente es Catedrático del Departamento de Estructuras de la Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Madrid en la asignatura de Estructuras II y Secretario de dicho centro.

INDICE

	Página
1. INTRODUCCION	
1.1 Objeto del informe	2
1.2 Información facilitada para la realización de este informe	3
1.3 Conclusiones iniciales	5
1.4 Inspección del edificio	8
1.5 Contenido del informe	8
2. LA CATEDRAL DE SANTIAGO DE MANAGUA	
2.1 Antecedentes	9
2.2 La construcción	9
2.3 La arquitectura	10
2.4 De la geometría	11
2.5 De la estructura	13
3. ACERCA DE LOS DAÑOS	
3.1 Los primeros informes y conclusiones	18
3.2 Informes recientes	19
3.3 Enumeración de los daños	20
4. ANALISIS Y SEGURIDAD	
4.1 Preámbulo	29
4.2 Comprobación de la estructura	32
4.3 Acción vertical	33
4.4 Coeficiente sísmico	34
4.5 Reparto de la acción sísmica	35
4.6 Comprobación ante acción sísmica	36
5. CONCLUSIONES	
5.1 Generalidades	42
5.2 Daños	43
5.3 Intervenciones recomendadas	44
Anexo 1	FOTOGRAFÍAS
Anexo 2	ANTECEDENTES
Anexo 3	PLANOS

ACERCA DEL ESTADO DE LA ANTIGUA CATEDRAL DE SANTIAGO DE MANAGUA Y DE LAS POSIBILIDADES DE SU RESTAURACIÓN

1. INTRODUCCION

1.1 OBJETO DEL INFORME

En junio de 1995, la Agencia Española de Cooperación Intemacional, a través del Programa de Preservación del Patrimonio Cultural en Hispanoamérica, solicitó los servicios para llevar a cabo un:

1. Análisis de la información existente en la Agencia, referente a la antigua Catedral de Managua, tanto fotográfica como documental, concretándolo en croquis que sirvieran de base para la identificación de lesiones y dimensiones de elementos murarios y estructurales, y
2. Inspección *in situ* del edificio objeto del informe, con toma de medidas de elementos aparentes y, previo picado, de los ocultos que puedan ser característicos, teniendo en cuenta que las ayudas de tipo material, como acceso, andamios, picado y eliminación de revestimientos, y en la toma de medidas básicas, serían facilitadas por la Agencia.

y tras ello la realización de un informe sobre el estado de la antigua catedral de Managua y de las posibilidades de su restauración, que constara de:

- a- Estado actual, mediante memoria y planos detallados de plantas, alzados interiores y exteriores, y secciones, con la situación, alcance y relevancia de cada una de las lesiones observadas.
- b- Identificación y conjetura del tipo estructural, y de los términos característicos de la estructura en cuanto a su comportamiento ante acción vertical y sísmica, con especial referencia a la norma actualmente vigente en Nicaragua.
- c- Análisis y diagnóstico del estado resistente y estable de la construcción, cara a sus posibilidades de reutilización como edificio público, a un costo razonable y con medios ordinarios.

- d- Principios y cautelas para la rehabilitación del edificio, en cuanto a:
- obras necesarias para identificar el estado mecánico y de conservación de los elementos metálicos ocultos,
 - modelo y método de análisis,
 - obras de refuerzo y tipo de complementos convenientes, identificando los puntos críticos,
 - elementos que deben ser reparados, y
 - elementos peligrosos que es aconsejable eliminar,
- todo ello dentro del respeto que merece como obra arquitectónica, y su valor dentro del patrimonio nacional.

Del informe se debían presentar tres copias en original A4, incluyendo fotografías o reproducciones en color y planos A3, y seis copias de cortesía, reducidas, en A4 en blanco y negro.

1.2 INFORMACIÓN FACILITADA PARA LA REALIZACIÓN DE ESTE INFORME

Como documentos de referencia, la Agencia encargante del informe aportó inicialmente los siguientes, que se adjuntan como anexos a este informe:

[1]. Primer Informe de Progreso, realizado por una Comisión Evaluadora de Situación Estructural, fechado en octubre de 1974, con el sello del ingeniero René Gutierrez Cortés, fruto de los trabajos de un Comité de Emergencia, y en nombre de la Comisión de Especialistas nombrada al efecto. Consta de 9 páginas, con una sucinta memoria del edificio, una relación de daños observados, dos croquis de alzado y sección del edificio, con notas sobre las cautelas y probables obras, y cuatro conclusiones relativamente optimistas sobre las posibilidades de reparación y supervivencia.

[2]. Carta del Jefe de la División Estructural, Luis Padilla, con membrete del Vice Ministro de Planificación Urbana del Ministerio del Distrito Nacional, fechada el 14 de octubre de 1974, y dirigida al Ministro del Distrito Nacional, en la que comenta el resultado de una visita técnica y de inspección junto con el Arzobispo, en la que manifiesta su pesimismo ante la viabilidad de las posibilidades de restauración.

[3]. Fotocopia del número 23 de la Revista Oficial de la Asociación Nicaragüense de Ingenieros y Arquitectos del año 1975, que en sus páginas 8 a 15 incluía un artículo sobre un Informe sobre la Reparabilidad de la Catedral de Managua, dedicando la portada a una fotografía del alzado principal de dicho edificio. El artículo estaba firmado por el denominado Comité ANIA, en particular por los ingenieros Miguel Angel Castillo, Juan J. Gutiérrez, y Alberto Corrales. El informe realiza una descripción de daños y grietas, concluyendo acerca de su importancia y la facilidad de su reparación, incluyendo algunas notas acerca de la conservación y posibles degradaciones por oxidación.

[4]. Un denominado Informe Técnico Preliminar, firmado por el profesor Mário Mendonça de Oliveira, firmado en Salvador, Bahía (Brasil), el 16 de junio de 1994. El informe, de 13 páginas con un anexo fotográfico (del que sólo se ha tenido acceso a fotocopias muy contrastadas), desarrolla un antecedente histórico, una descripción del edificio y su entorno, un informe relativamente minucioso y detallado en términos tanto constructivos como estructurales, una relación de daños, incluyendo los atribuibles a vandalismo, desocupación y paso del tiempo, concluyendo con la enumeración de los trabajos necesarios para llegar a una conclusión definitiva y unas directrices previas del tipo de reparación y refuerzos que podrían ser aplicables, con una visión optimista de ello.

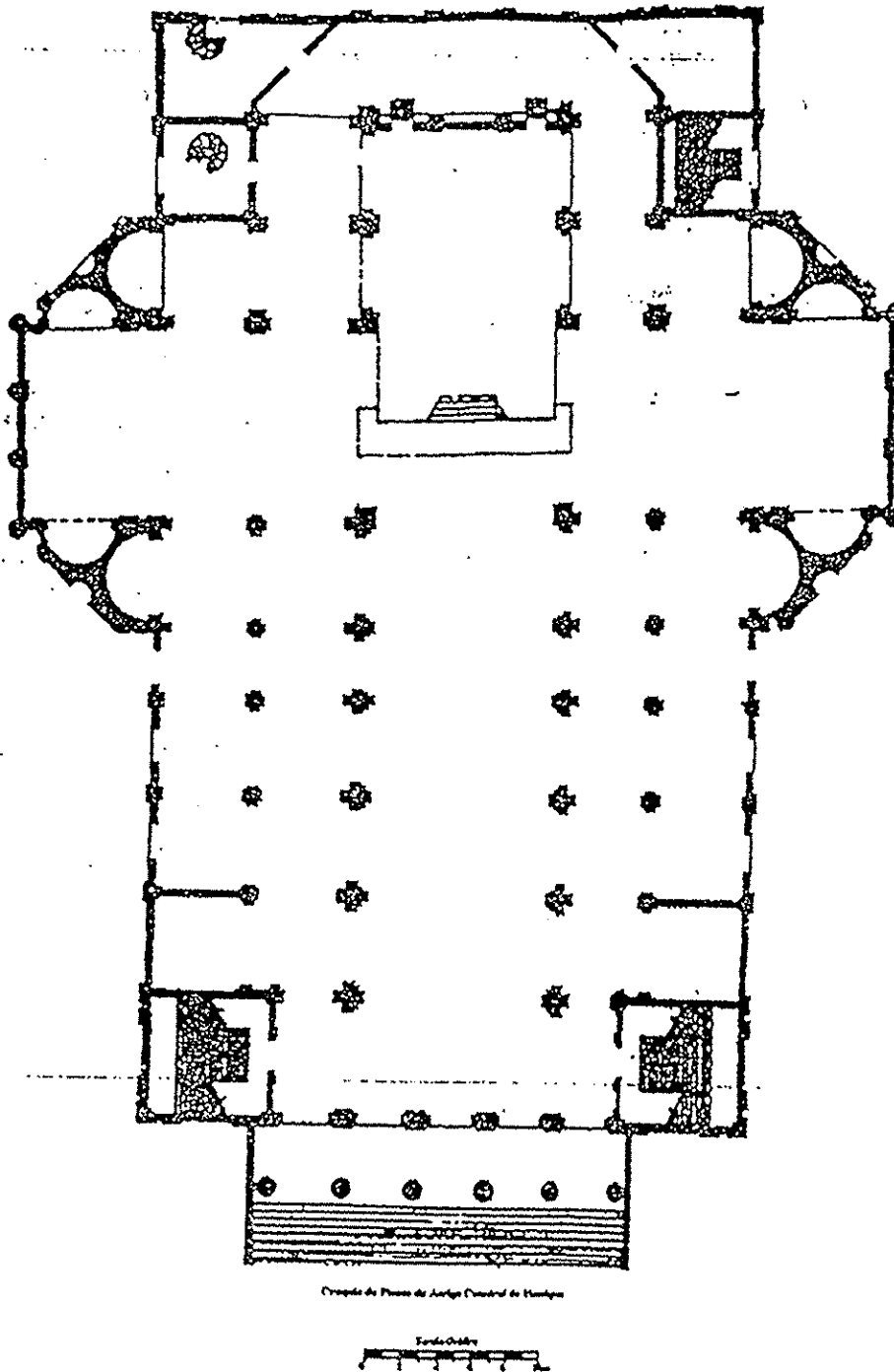


Figura 1. Planta de la catedral, documento apócrifo

[5]. Informe preliminar sobre Rehabilitación de la Catedral de Managua, por el ingeniero estructural Tomás A del Carril, fechado en Managua, el 10 de octubre de 1994. Consta de 7 páginas, con una descripción somera del edificio y los daños superficiales observados en la visita que el autor y otros técnicos giraron en ese año, concluyendo con una memoria de ensayos, levantamiento de planos e investigaciones que serían necesarias para llegar a conclusiones definitivas,

[6]. Informe de la Dirección del Patrimonio Cultural del Instituto Nicaragüense de Cultura, titulado "Proyecto de Rescate y Conservación de la Antigua Catedral de Santiago-Managua" sin fecha, pero reciente, en el que se resumen los antecedentes, un análisis estilístico, aunque no estructural, una descripción del estado al día de la fecha, y trece criterios para su consolidación, con un planteamiento de viabilidad en términos relativamente optimistas.

Como complemento y como información gráfica se adjuntó una fotocopia en A4 de la planta esquemática de la catedral, que aparecía en los informes [1] y [4], véase figura 1, y dos docenas de fotografías 9x13 cm, tomadas en junio de 1995 por el arquitecto J. Velasco de la Agencia en Managua. Además se aportó un ejemplar del Reglamento Nacional de Construcción del Ministerio de Vivienda y Asentamientos Humanos, de mayo de 1983, que recoge en su título II y siguientes la zonificación y reglas de análisis sísmico vigentes actualmente en Nicaragua.

1.3 CONCLUSIONES INICIALES

En el mes de junio procedimos a un análisis de la información facilitada y, a partir del plano y las fotografías existentes, al levantamiento de unos croquis que pudieran servir de base a una conjetura y a la inspección posterior.

Los planos se confeccionaron en base informática, programa AUTOCAD 12, en ficheros tipo .DWG, volcándolos en impresora de burbuja Canon BJC800, en tamaño A3 con una precisión de 360 ppp y color. No obstante la codificación digital del plano, su precisión era solamente orientativa, toda vez que las dimensiones se habían determinado por medición sobre las fotografías, usando la escala humana de las personas que aparecían en algunas de ellas, el dato de que el módulo base de la planta era de 6 m, y la convicción, por el tratamiento del estilo, de una concepción racional y métrica del edificio. Inicialmente se confeccionó sólo una planta baja, y un juego de alzado y sección tipo, preparando, mediante copias especulares, el juego de croquis que debería servir para anotar cotas y daños en una posterior visita.

En base a los datos manejados y a nuestra experiencia, en junio de 1995 enviamos a la Agencia nuestras conclusiones provisionales en los términos que siguen:

INFORME PRELIMINAR

La construcción de la antigua Catedral de Managua, erigida entre 1929 y 1940, semeja un edificio basilical con crucero, con una crujía central de toda la altura rematada en cubierta a dos aguas, y crujías laterales de menor altura, rematado en el frente por un cuerpo flanqueado por torres, columnata de entrada, y remate posterior en girola.

De acuerdo con los datos existentes, fotos actuales, y algunos informes generales, (Comisión evaluadora de 1974; ANLA de 1975; Relatório técnico... del profesor Mário Mendonça de 1994, Instituto Nicaraguense de Cultura, de 1994), la iglesia tiene en pie los muros, fachadas y torres, incluso la estructura de cerchas y correas de cubierta, faltando completamente la cubrición y el falso techo, probablemente plano. En las fotografías se aprecian algunos de los daños ocasionados por los seísmos, fundamentalmente el de 1972, que parecen consistir básicamente en fuertes agrietamientos de las fábricas y dinteles, y en explosión y resquebrajamiento general de los cuerpos elevados de la torre derecha.

La estructura es equívoca. Aparenta una construcción de albañilería, pero se construyó a partir de una osamenta de acero, (¿roblonado?) con estructura reticular, porticada, a la que se añadieron macizos de mortero y fábrica, posiblemente fundidos en molde, para conseguir su apariencia. Arcos, dinteles, muros, son aquí denominaciones que no responden a la función real de esos elementos, que son, en general, postizos, meros elementos decorativos o de revestimiento, pegados a la estructura fundamental.

Los informes son contradictorios; los arquitectónicos describen el edificio como de estilo neoclásico, ignorando la estructura subyacente de acero; los ingenieriles se refieren a la estructura de acero, como si los añadidos de fábrica fueran secundarios, no existentes, o simple carga.

Sin que haya tenido que ser una decisión explícita de proyecto, —que parece uno de los últimos ejemplos de estructura moderna la servicio de la arquitectura clásica— el conjunto ha funcionado muy bien. El armazón de acero ha dado la elasticidad, recuperabilidad, y ductilidad necesaria para sostener el edificio, y la obra de albañilería ha suministrado la rigidez. Ha sido la fábrica la que ha soportado, sin apenas movimientos, los pequeños seísmos, atendiendo a los requisitos bien establecidos en el Reglamento General de Construcción de Nicaragua que pide "resistir seísmos menores sin daños". Una construcción de ese porte, sólo de albañilería, no hubiera podido disipar la energía de seísmos fuertes. El requisito del Reglamento de "evitar el colapso por efectos de seísmo de gran intensidad" se cumplió a base de la rotura y sacrificio de algunos paños de fábrica que permitieron que entrara en juego la estructura dúctil de acero. Las grietas aquí no son el síntoma de la desgracia o del fracaso, sino el signo de puesta en funcionamiento de la estructura de reserva, de un mal menor consentido o necesario, y en cierta medida, provocado por el proyectista.

Levantar planos, que en otros casos sería imprescindible, no sólo para identificar secciones y pesos, sino también agrietamientos, fallos y cambios en la geometría original, aquí pierde parte de su sentido. La constatación del nivel de salud de la estructura pasa por determinar el grado de lesión de los nudos en el interior de los puntos más afectados. Aparentemente el edificio es estable, y dado el tiempo que lleva en pie desde el citado seísmo, no es de temer que haya partes en situación precaria, ya que éstas habrían fracasado ya debido a la meteorización y oxidación.

Lo peor puede ser que, una estructura metálica oculta, que resulta muy sensible a los efectos de una oxidación, se haya visto agredida diferencialmente, a través de las grietas de los paños, que no tienen ningún valor ni son síntoma en sí, y haya estado abandonada durante una veintena larga de años. Más que los elementos oxidados aparentes, los que importan son los que no pueden verse y que forman la estructura subyacente. Inyecciones y rellenos de cemento o productos especiales deben destinarse fundamentalmente a evitar que continúe la degradación interna de la estructura, no tanto por el carácter resistente de ésta, cuanto por el carácter explosivo del aumento de volumen del acero cuando se oxida, dado que, si se constata que afecta a unas pocas secciones, daría al iraste con la posibilidad de una supervivencia digna, haciendo irrentable la inversión en su rehabilitación.

Como pautas de intervención se pueden mencionar:

1. *En ningún documento aparecen fallos importantes de subsuelo, desplomes importantes, ni fracasos de cimentación, por lo que, en principio, el edificio parece rehabilitable a coste razonable, cosa en la que coinciden varios de los informes consultados.*

2. *La estructura de la cubierta no tiene mayor trascendencia, ya que no parece haber funcionado como estructura del edificio, que se ha comportado como una estructura perimetral a un vacío central. Puede removerse o reutilizarse, según sea su estado y el criterio de diseño del espacio a conseguir con la rehabilitación.*

3. *Las piezas que estén sueltas, —para lo que hace falta una investigación con andamios o en el extremo de grúas con brazo móvil— deben removerse y reponerse.*

4. *Los paños, dinteles, arcos, etc, agrietados, pueden reponerse o repasarse, siempre que, antes de ello, se investigue la situación de la estructura interior, y se repongan sus características resistentes y de ductilidad, o se prescindan de ellas, pero en todo caso se proteja de la oxidación. Debido al carácter de postizo de todos estos elementos, tampoco hay la necesidad de enfatizar y remarcar esas grietas como daños definitivos para la historia del monumento.*

5. *Además resulta importante, para que el siguiente seísmo no se pueda cebar en puntos frágiles, ocasionando el fracaso intempestivo o brusco en cascada de otros paños, que se reponga de modo uniforme la rigidez que aportan las fábricas, retacando y colmatando eficazmente las oquedades y desapariciones de material, procurando la mayor homogeneidad y simetría posibles.*

6. *No parece, inicialmente, que sea necesario aportar mayor rigidez que la que ya dan las fábricas actuales, a las que difícilmente se puede suplir con añadidos de paneles de hormigón, que además necesitarían destrozar los paramentos actuales, y que no podrían dar la uniformidad y simetría citadas.*

7. *Hay que comprobar que las fisuras longitudinales que presentan algunas —falsas— pilastras no se deben a reventamiento por oxidación del pilar interior. Si ese es el caso, hay primero que sanear el pilar metálico, y luego reponer la pilastra con su molduración.*

8. *Respecto a las torres, sobre todo la derecha, no es fácil pronunciarse sobre la solución sin una inspección detallada, y el establecimiento de cómo está construida y revestida, así como de las dimensiones de la estructura que la soporta, pero, salvo que la intervención será más profunda, no parece necesitar criterios adicionales, salvo la discusión de si resulta arquitectónicamente acertada la decisión de reconstruir el estilo, fundiendo piezas a imitación de las originales.*

9. *Se ignora el estado de conservación y oxidación de las losas de cubierta, que pueden exigir su reparación o sustitución, y en cualquier caso impermeabilización, así como reposición de los elementos de evacuación de aguas pluviales.*

Estos criterios son provisionales, debiendo ser confirmados y ampliados tras una inspección, reflejo de lesiones en croquis o planos levantados al efecto, así como de calas en los puntos críticos, para lo que sería deseable contar con la documentación original de la estructura metálica.

Este informe, preliminar, representa sólo la primera impresión acerca del edificio a tenor de la información citada, y corresponde al personal punto de vista de su autor, opinión que gustosamente se presta a contrastar con quien posea más y mejor fundado criterio.

Madrid, 11 de junio de 1995

1.4 INSPECCION DEL EDIFICIO

Durante tres días del mes de julio de 1995 se procedió a la inspección del edificio, contando con los medios auxiliares, y de acceso, existentes para las labores de limpieza y conservación por entonces en marcha, pudiendo acceder a los cuerpos altos de las torres, lo que permitió vistas inéditas. En esa visita se comprobaron algunos datos geométricos que se habían detectado como importantes en el levantamiento provisional, se confirmaron las medidas fundamentales de módulo en planta y de orden en altura, gruesos de muros, dimensiones de perfiles aparentes, y se detectó con más precisión el tipo constructivo y estructural del conjunto, así como el grado de incidencia de la oxidación en los daños observables. Asimismo se procedió a un levantamiento fotográfico algo más detallado.

Posteriormente las notas tomadas sirvieron para la realización de los planos que se adjuntan a este informe, y que constituyen una base algo más sólida para establecer conclusiones fiables.

1.5 CONTENIDO DEL INFORME

Este informe consta de un capítulo introductorio, el segundo destinado a la descripción del edificio, un tercero a la enumeración y evaluación de daños, el cuarto a las bases del análisis y comprobación estructural, y el último a las conclusiones en términos de criterios de intervención y reparación.

Como información gráfica se aportan los siguientes planos: uno general a 1/400, cuatro plantas a 1/200, los cuatro alzados¹ a 1/200, dos secciones longitudinales y una transversal a 1/200, una planta de detalle de la torre a 1/50 y una composición de los esquemas estructurales a 1/400. Debido a que el original de los dibujos está informatizado en base vectorial, la escala sólo representa la de la presente edición.

Se acompaña el conjunto de copias de las fotografías aportadas por la Agencia para el encargo del informe, y las tomadas por nosotros en el mes de julio de 1995.

Como anejos se incluyen copias de los antecedentes de informes y cartas anteriores, y del Reglamento Nacional de Construcción nicaragüense.

¹ Debido a la dificultad de reelaborar los planos de alzado y sección, esta información se ha dibujado sobre la geometría de los croquis anteriores, por lo que, en caso de disparidad con la planta, manda ésta. En particular, en los alzados, el módulo de orden dórico dibujado es algo mayor que el real, el cuerpo de torre está representado como de 7,4 m en vez de los 7 m que realmente tiene, y que figuran en planta, y el segundo cuerpo aparece retranqueado cuando debiera figurar como en las plantas, a plomo con el inferior, (véase fotografía 66).

2. LA CATEDRAL DE SANTIAGO DE MANAGUA

2.1 ANTECEDENTES

El edificio objeto de este informe es la antigua Catedral de Managua, situada en el centro histórico de dicha ciudad, centro que prácticamente desapareció en el terremoto de 1972 y que no ha sido reconstruido. Se ubica en las proximidades del lago, véase figura 2, en el lado Este de la Plaza de la República, plaza y aledaños actualmente desprovistos de edificaciones, salvo por lo que respecta a lo que será el Palacio de Cultura, recientemente restaurado y reforzado, en el lado Sur de dicha plaza.

Parece que el emplazamiento de la catedral, como suele ser clásico, fue el enclave de una primitiva parroquia, construida en 1760, probablemente en un lugar privilegiado del antiguo asentamiento a orillas del lago. En 1781 fue derruida y sustituida por otra. En 1846 la villa pasa a ciudad, y en 1852 a capital de la república.

2.2 LA CONSTRUCCION DE LA CATEDRAL

En agosto de 1929, derruyendo el edificio de la parroquia, comenzaba la construcción de la catedral, a partir de los planos de Paul Dambach, por la compañía *Atelier Metalurgiques de Nivelles Belgiques*, quien prefabricó la estructura metálica en sus talleres en Europa. El terremoto de marzo de 1931 sucedió en pleno levantamiento de la estructura, cuando estaba desprovista de masa, sin que fuera afectada, paralizando la obra cinco meses. Según manifiesta el profesor Mário Mendonça, [4], existen fotografías de la época —que no hemos podido consultar— que muestran el esqueleto completo de la construcción. El revestimiento de hormigón se terminó en setiembre de 1940, y fue consagrada como catedral en 1945. Un terremoto de 1968, sentido en la ciudad de Managua, parece que no afectó a la catedral.

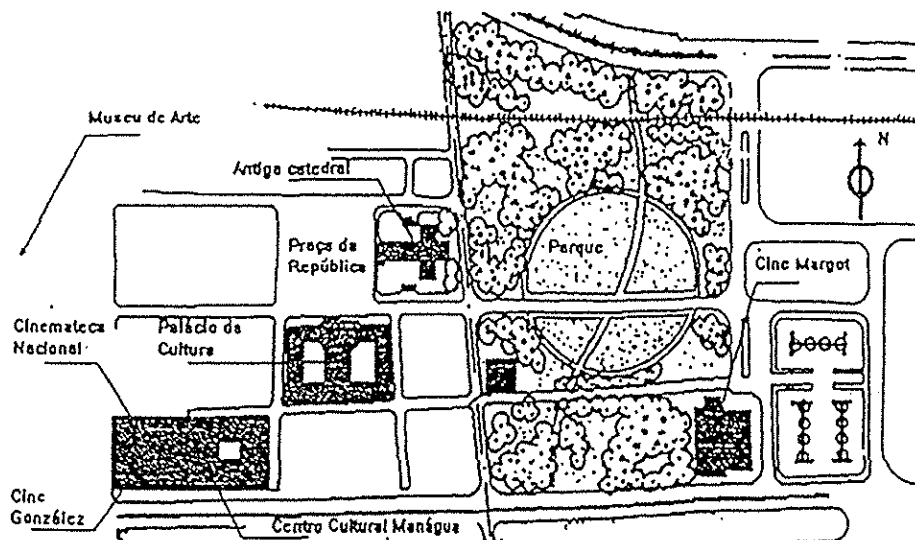


Figura 2. Emplazamiento de la Catedral

El 23 de diciembre de 1972 un violento terremoto destruye casi por completo la ciudad de Managua, que tenía un trazado clásico, regular, de calles perpendiculares, y edificación en manzana cerrada, dejando sólo como vestigios la catedral y algunas otras construcciones que sobrevivieron algún tiempo en precario, y que poco a poco fueron desapareciendo, dejando un amplio vacío en el tejido urbano, hoy todavía sin rellenar. La catedral se abandonó como tal, quedando expuesta al vandalismo y el pillaje de sus elementos valiosos o simplemente reutilizables como material de construcción. Aunque, como se ha citado, desde entonces se han sucedido los informes, en general optimistas, la obra ha quedado abandonada a su suerte, sin conservación ni uso, permitiendo que el paso del tiempo se haya cebado en la degradación de su estructura. La construcción de una nueva catedral de corte moderno, en un emplazamiento alejado, impide por ahora tratar la rehabilitación para ese uso, aun cuando el carácter del espacio deja pocas dudas en el que sea otro que el público.

2.3 LA ARQUITECTURA

Desde el punto de vista arquitectónico, la concepción de la antigua catedral responde a un neoclásico tardío, incluso con una forma y organización del espacio que más parece civil que religioso, a base de cuerpos con órdenes clásicos, desde el toscano en su parte inferior, dórico en su cuerpo bajo, hasta el corintio en los cuerpos altos. En rigor tales órdenes son sólo elementos de descripción de la epidermis del edificio, que responde, desde el punto constructivo o estructural, a un tipo francamente alejado de su aspecto.

La catedral, véanse los planos adjuntos, tiene una nave de doble altura en forma de cruz latina, circundada por una nave lateral de altura simple (véase fotografía 44). Al pie se amplía el alzado con dos cuerpos de torre, rellenándose los laterales con una nave segunda (véase fotografía 42), a nivel de la entreplanta del primer cuerpo. La entrada se hace a través de una columnata saliente rematada superiormente con balcón y frontón triangular, (véase fotografía 13), motivo que se repite en las otras tres fachadas en el cuerpo alto retranqueado, en una simetría que desdibuja la habitual direccionalidad del espacio religioso. En el cuerpo del altar, y en partes al pie de la iglesia, la doble altura se halla partida por una entreplanta que se asoma a la nave a través de balaustradas a nivel de los arranques de los arcos, (véase fotografía 23). Aunque al exterior lo que se percibe en la cabecera es un cuerpo bajo rectangular, la distribución interior simula un deambulatorio por detrás del altar, (véase fotografías 53 y 54), desde el que se accede a una cripta en la que se situaron enterramientos de personajes ilustres. Al pie, el cuerpo alto entre torres remeda un coro, aunque existe otro a nivel de la entreplanta.

Las torres arrancan de módulos incrustados en la geometría general, participando en el trazado y tratamiento de órdenes del edificio en sus dos primeros niveles, (véase fotografía 6). El tercero sobresale como exento sobre el resto, con geometría octogonal, si bien sus vértices, que alojan los soportes metálicos, se ubican sobre la geometría de los muros perimetrales de los cuerpos inferiores. El último cuerpo es en apariencia circular, aunque un análisis de su forma real, precindiendo de detalles decorativos, lo identifica asimismo como octogonal, fuertemente retranqueado sobre el inferior. El conjunto se remata con una cúpula realizada.

En las fachadas del crucero no hay accesos, habiéndose cerrado al interior con altares, (véase fotografías 19, 31 y 32) y al exterior con hornacinas y orden de medias columnas, (véase fotografía 7), cuando en el resto del perímetro son sólo pilastras ligeramente resaltadas. Las fachadas del crucero se enlazan a las laterales por planos a 45° que permiten al interior exedras unas de doble altura y otras de altura simple bajo la entreplanta.

Como se verá, son las licencias de esos puntos, y algunas otros pies forzados en la unión de las torres a través de un cuerpo incompleto, o los retranqueos entre el tercer y cuarto cuerpo de torre, los puntos débiles de la construcción, que en general, debido a su planteamiento, de un enorme rigor compositivo, consiguió sobrevivir a las edificaciones que la rodeaban.

2.4 DE LA GEOMETRÍA

El trazado del edificio es de una geometría cartesiana² y métrica. Veáanse³ los planos 2 y 3. El módulo tipo es de 6 m, que es el intervalo de los módulos de la nave, cinco antes del crucero, dos después. La nave tiene dos módulos de ancho, 12 m, y lo mismo el crucero. Los frentes de nave y cruceros se descomponen en tres módulos de 4 m que es el intercolumnio de la entrada, (línea A) a su vez separado 4 m del eje de la fachada (línea B). El módulo de torre (BC de 3 a 5 y de 4 a 6) tiene 7 m, descompuesto dos intercolumnios de 1,5 m y uno central, que de nuevo es de 4 m.

Esta modulación lleva a que en el tercer cuerpo de torre pueda volverse octogonal, tomando como paños de los lados los de 4 m. La posición angular de estos vértices intermedios, respecto al centro de la torre, es el de $\text{tg } \alpha = 4/7 = 2/3,5 = 0,5714$, de manera que $\alpha = 29,74^\circ$, que es una de las maneras de aproximar mejor con números enteros el ángulo de 30° y por tanto base para la división de la circunferencia en 12 partes. La solución nervada de la cúpula de remate de la torre tiene 12 nervios en distribución regular, y los soportes del cuarto cuerpo, el circular, se encuentran en los vértices de un dodecágono regular, alineados respecto al centro con los del tercero.

En el alzado delantero, el total a ejes de pilastras exteriores es pues de 34 m, con dos módulos extremos de 1,5+4,0+1,5 m y cinco interiores de 4 m, solución que se copia en el alzado trasero, dejando ciegos los intercolumnios que juegan peor al interior.

El orden de este primer cuerpo es el dórico, con fuste estriado. Como las pilastras, separadas 1,5 m, son prácticamente tangentes en la base, y ésta del orden de vez y media el diámetro de la columna, éste sería teóricamente de ¡1 m!

El crucero tiene un desarrollo de dos módulos de 6 m a cada lado de la nave, en los que se inscriben los mismos arcos que en la nave central. Las pilastras que flanquean nave y crucero tienen hacia ella un orden de pilastra y a los lados las que soportan el nacimiento del arco interior. Los módulos de las naves laterales se cubren con techo plano circundados por arcos formales en tres de sus lados, y por otro simplemente resaltado en el muro de cerramiento. El conjunto da lugar a pilastras de dos tipos, una en nave principal y otra en nave secundaria, y a las variantes en las bisectrices del encuentro de nave y crucero.

Bajo el nivel de arranque de los arcos se establece un orden toscano, con sólo arquitrabes, que es el que limita el nivel de entreplanta y coro bajo. En el deambulatorio alrededor del altar, los arcos sólo existen en la línea de nave y cruceros; al interior queda una estructura adintelada con pilastras reducidas a la mínima expresión de molduración, en forma de cruz griega con cuádruple pilastra de 1 m de lado.

Como ya se ha indicado, el remate de los testeros de crucero se hace con un cuerpo adicional saliente (líneas 7 y 8) del que no se ha podido establecer la métrica, organizándose al exterior con medias columnas adosadas al muro. Al exterior se simula la molduración de los demás módulos, con homacinas en vez de arcos, y con ventanas cuadradas en el nivel de entreplanta, en ocasiones sólo insinuadas, pero al interior se continúa el muro apilastrado del orden interior. El chafflán de unión al cuerpo central exige pilastras quebradas a 45° y un juego de exedras de dos alturas, ajustadas a los niveles interiores, en lo que resulta ser la zona de diseño menos controlado.

Este primer cuerpo tiene una altura total de 11 m, —que ajustado a los veinte módulos clásicos del orden, arrojaría un valor de 1,1 m para el diámetro del orden en la base—, situándose la entreplanta en la cota +6,00 m.

² Podrá ser sólo una coincidencia, o fruto de otra condición, pero casualmente la planta a 1/100 se adapta perfectamente a un plano tamaño A1 (840x594 mm).

³ Las líneas de referencia verticales, de Norte a Sur, se denominan con letras de A a M siendo el centro la I. Las líneas horizontales, de Este a Oeste, se denominan con números impares a un lado y con los pares correlativos al otro. Debido a que algunos ejes no se desarrollan de principio a final, para simplificar, se opta por dar la misma denominación a los que ocupan el mismo puesto en la ordenación.

Un aspecto poco logrado de este cuerpo son las escaleras. Si bien parecen tratarse de un elemento secundario y poco menos que oculto, las que se ubican en las torres para subir al coro bajo y a la planta primera tienen una pendiente a todas luces excesiva, con mesetas exiguas, mucho menores que el ancho de los tiros. Aun a la de la entrada secundaria a la entreplanta del ambulatorio (4K..5L) le sucede algo parecido, y las de caracol tampoco son cómodas.

El segundo cuerpo en altura es de motivo dórico, (véase fotografía 56), en general apilstrado, aunque hay diferencia de tratamiento en las esquinas. En las de las torres hay pilastras en ambas caras, con volutas siempre en alzado, mientras en los testeros de nave y cruceros hay una única pilastra sobresaliendo por las dos caras, con la voluta de frente en una y en alzado en la otra. En la fachada principal, bajo el frontón, (en la línea B), el orden es de medias columnas adosadas al muro. El orden continúa al interior en la zona del coro, separada del resto de la nave por un dintel, hoy desaparecido, C12, que debía reproducir el moldurado del entablamento, (véase fotografías 57 y 58). En la nave continúan pues solamente las líneas de entablamento del orden, sin las pilastras, intercalando, entre huecos, motivos en bajorrelieve adosado y pintura mural.

Este segundo cuerpo se desarrolla sólo sobre la nave y los dos primeros módulos de cabecero y crucero, de manera que en este último caso, el cerramiento, descompuesto en tres intercolumnios con huecos, gravita sobre un enorme dintel, — de 12 m de luz—, cuya sección —con cerca de un metro de ancho y unos 2,5 m de canto— es la del entablamento del orden dórico inferior, (véase fotografía 22 y 24). Este alarde es, como se verá, otro de los puntos delicados del edificio.

La altura de este segundo cuerpo, —que es de orden con pedestal para superar los petos que defienden las cubiertas procedentes del retranqueo—, tiene una altura total de $\frac{3}{4}$ del inferior, o sea unos 7,4 m —la falta de escaleras formales y el juego de desniveles entre interior y exterior impidió comprobarlo con exactitud—.

Salvo en las torres y módulo previo a ellas, —que se cubren con terraza plana, como los anteriores— este módulo, cuya planta es ostensiblemente una cruz, se cubre con cubierta a dos aguas, rematando los frentes con frontones, bajo la que debió disponerse un falso techo plano.

El tercer cuerpo, existente sólo en las torres, es de orden corintio, asimismo con pedestal para jugar con el remate de peto con balaustrada del resto, sin haberse podido establecer bien su métrica en alzado. Como se ha indicado la planta es octogonal, con pilastras en la vertical de las interiores de cuerpos más bajos, dejando lugar a huecos como los que hay en las plantas inferiores. El orden se remata en los cuatro alzados principales con frontones curvos, disponiéndose en los secundarios simples motivos de moldura con ventanas elípticas insinuadas. Por lo que parece no se proyectó acceso público a este módulo, que por sus proporciones tampoco podría tener un uso claro.

El cuarto módulo es de traza circular, (véase fotografía 5), aunque tratada en detalle es con pilastras alojadas en los planos de un octógono. El tamaño de este orden parece ser de $\frac{3}{4}$ del anterior, corintio o compuesto, pero sin pasar nunca de un leve resalte sobre el muro base. En el hueco entre los frontones del cuerpo inferior, a la altura del pedestal, se ubicaron unos dados que sostienen unos tambores con moldura arrollada que enlazan como a cintas situadas en los planos secundarios del octógono superior, y sobre los que se dispusieron unos pináculos. El que, tanto el cuerpo, como estos elementos, se situaran retranqueados en falso sobre el cuerpo inferior, ha resultado ser un punto especialmente vulnerable.

Las molduras verticales que proceden de los tambores, como las propias pilastras de las fachadas principales se inscriben en un círculo, como circulares son posteriormente las correspondientes a entablamento hasta la cornisa, posiblemente de 7 m de diámetro, que se remata con una cúpula peraltada, alcanzado, con la cruz de remate, una altura total de unos 36 m. En la torre Sur, este cuerpo alojó un reloj a cuatro caras, cuyas agujas de la fachada parece que han estado, desde 1972, detenidas en la hora en que sucedió el terremoto.

2.5 DE LA ESTRUCTURA

2.5.1 La estructura metálica

A pesar del lenguaje usado en la descripción arquitectónica y geométrica, de corte clásico, la construcción es completamente moderna, propia de la época. En construcción clásica, la forma del edificio procedería de una estructura de muros de albañilería o sillería, con arcos y cúpulas del mismo material y a lo sumo entrevigados de madera. El conjunto correspondería a una estructura del tipo denominable de fábrica o mampostería. En este tipo se basa en la existencia, casi autoportante, de gruesas pilastras o muros, o agrupaciones como arquerías, que ocupan la planta en las dos direcciones, complementadas por una escueta, y a menudo secundaria, estructura de livianas piezas lineales horizontales para el sostén del suelo.

Las estructuras que proyecta la ingeniería moderna corresponden más bien al tipo conocido como *de pórticos*, en buena medida antagónicas de las anteriores. En este tipo, el elemento fundamental y monolítico son las losas de piso, conectadas en vertical por lo que en ocasiones en un conjunto de piezas livianas y flexibles: los soportes. Resistencia, estabilidad, seguridad, y otras características esenciales de las estructuras deben predicarse de manera muy diferente en ambos tipos.

Paradójicamente la Catedral pertenece, desde el punto de vista rigurosamente constructivo, al segundo tipo, aunque, estudiada con más detalle, acaba presentando algunos rasgos del primero, debido a la mimesis neoclásica del aspecto que quería conseguir. En realidad se trata, por la fecha de construcción, de un genuino tipo de estructura de transición de la antigua la moderna.

La construcción partió de un esqueleto autoportante, que fue prefabricado y llevado desde Europa a Nicaragua. Según lo manifestado antes, tal esqueleto, perfectamente autosuficiente, y calculado para la construcción y uso posteriores, fue levantado por entero como fase previa de la obra. De acuerdo con la época, y por lo que se ha podido percibir en las piezas que han quedado al exterior, fue realizado con perfiles tipo L, U, H y chapas, ensamblado, tanto en taller, como en obra, con la técnica de remache o roblonado. En las partes que han podido ser medidas, asoman fustes formados por perfiles, que en los tramos altos de la torre son equivalentes a UPN 300 (en U o en canal de 300 mm de alto con alas de unos 100 mm de lado). El profesor Mário Mendonça, [4] menciona secciones compuestas, formadas por dobles tes, de hasta 375 mm formando un fuste de 550 mm de ancho, que posiblemente correspondan a las pilastras principales de planta baja.

Según todos los indicios, dentro de cada pilastra, y en cada encrucijada de muros, existe, como alma, un soporte metálico. En los planos 2 y 3 de plantas del edificio⁴, se representa la situación de estos pilares como pequeños cuadrados de color rojo, sin escala. Sobre todo en la zona de los testeros del crucero, donde se traza un muro en chaflán, dejando exedras, y en donde se produce un cambio necesario de ejes, no se sabe con precisión dónde se encuentran o cuántos hay. Como se verá, tal cuestión no es crucial, y sólo en algunos casos muy particulares podría ser necesario averiguarlo. En los demás sitios parece obvio. El caso de las torres se comenta en detalle más adelante.

Los soportes metálicos se deben hallar unidos entre sí a nivel de piso por vigas principales, y en los dinteles bajo el piñón del crucero, o en el coro, por vigas de gran canto, todas ellas posiblemente compuestas de angulares y chapas. Las ordinarias salvarían 6 m de luz; las últimas 12 m. De la geometría no puede deducirse, ni hay conjetura, de cómo se produciría el cambio de dirección de nave a crucero, o cómo mantener una estructura igual en ambas direcciones, con encuentros espaciales, en un sistema que es naturalmente monodireccional.

⁴ Debido a la simetría del edificio, en los ficheros del soporte informático se representan dos niveles de planta en cada plano. De la torre, debido a su múltiple simetría, en cada cuadrante se dibuja una planta distinta, hasta la cúpula de remate.

De la inspección de algunos huecos de cubierta, y en zonas en que ha desaparecido el falso techo, se deduce que el piso se organiza con correas o vigas de perfil asimilable a HEB200 (perfil doble te con igual canto que ancho: 200 mm) cada 0,75 m, es decir 8 por módulo, (véase fotografía 52). Sobre ellas parece haberse tendido una escueta losa de piso, probablemente armada, de cerca de 10 cm de espesor, que al salvar sólo 0,75 m es claramente ya un elemento secundario más constructivo que estructural.

La luz de nave y cruceros se salva con formas o cerchas de entre 40% al 50% de inclinación —el valor exacto no ha podido ser establecido con precisión, aunque no es relevante—, descompuesta modularmente en ocho partes, con montantes verticales y diagonales alternadas, (véase fotografía 62). Tales cerchas soportan una familia de correas, a intervalos de 1,5 m en planta, algo más en distancia real sobre el plano. Todas las piezas fundamentales de las cerchas están formadas por perfiles simples de tipo L de pequeña escuadría, 40, 50 y 60 mm de lado. A partir de las correas debieron disponerse otros elementos secundarios en el plano de cubierta para permitir la fijación de las tejas planas, de chapa metálica, que formaban la cubrición, hay desaparecidas por pillaje, y de la que se ha podido rescatar alguna pieza como muestra. En la parte inferior de las cerchas debía existir una estructura similar para sostener el falso techo, hoy inexistente.

Fue incluso antes de verter la losa de piso y cubrir la nave, cuando el edificio soportó el terremoto del 31 de marzo de 1931. Naturalmente, con una estructura muy resistente, poco solicitada, sin carga, y muy flexible y dúctil, no se produjo ningún fracaso destacable, o si lo hubo, debió de ser local, fruto de lo provisional de alguna unión y posteriormente repasado y reparado, por lo que la conjetura es la de que, una vez rematada, la estructura metálica correspondía a lo proyectado, y satisfacía plenamente los requisitos a los que tenía que hacer frente.

2.5.2 La estructura de hormigón

Aunque la estructura metálica descrita en el apartado anterior se debió proyectar para hacer frente a la totalidad del problema del edificio, el aspecto deseado exigió un complemento de obra gruesa, que sin ser específicamente resistente, ha tenido un papel destacado en el comportamiento posterior a sismo, en función de su enorme masa y, sobre todo, rigidez. Para dar forma a los dinteles, arquivadillos, arcos y pilastras, el conjunto de piezas metálicas se revistió de algo que se debería clasificar como hormigón⁵, pues se trataba de una mezcla fundida sobre molde dispuesto en el sitio, formado por árido, probablemente de origen volcánico, y pasta cementadora.

En las pilastras bastó el hormigón, aunque, debido a la complejidad de la forma y a la necesidad de colmatar todos los recovecos de la forma clásica, tuvo que hacerse al menos en dos partes, una para la basa y arranque y otra para la pilastra propiamente dicha, de sección tubular constante. En términos de sección, la típica de una pilastra de nave, tendría 1,4 m² frente a los exiguos 200 cm² que parece tener de acero del soporte real, lo que significa unas 70 veces más. Aun sin saber la resistencia real del hormigón, cabe esperar que soporte con seguridad tensiones en la banda de 0,5 kN/cm² mientras el acero de esa época se dimensionaría para unos 10 kN/cm², de manera que la pilastra falsa resulta poseer una capacidad resistente adicional casi triple, cuadruplicando la del soporte original. En términos de peso, el soporte de acero tendría unos 150 kg/m mientras que la pilastra de hormigón llega a 3000 kg/m, unas veinte veces más.

En términos de rigidez bruta a compresión, aunque al hormigón sólo se le asigne un módulo de 1500 kN/cm² y al acero de 20000 kN/cm², también la pilastra falsa cuadruplica con creces la que pudiera tener el soporte metálico, y, como se verá, a flexión lateral, la que entra en juego en caso de sismo, la diferencia es aún mayor, de manera que la construcción secundaria supone una estructura espúrea que supera notablemente a la original.

⁵ En este informe se usa el término utilizado en España, que es "hormigón" para lo que en buena parte de América Latina se describe como "concreto". El "hormigón armado" se conoce en Nicaragua como "concreto reforzado".

Para los arcos, que en cuanto tales son falsos, ya que son simplemente decorativos, colgados de la estructura soporte, el simple encofrado no bastaba; debido a la fragilidad inherente al hormigón, aun la mínima retracción del fraguado lo hubiera roto, de forma que tuvo que reforzarse. En algún arco de los que dan al presbiterio, se puede ver, como también testimonia el profesor Mário Mendonça, [4], una armadura pegada al borde formada por tres barras de un diámetro del orden de 14 mm. Aunque se trata de una cantidad meramente testimonial, y como se verá, sirvió de muy poco frente al sismo, debió ser decisiva para el proceso de construcción. El peso del arco, (véase fotografía 23) y del arquivado superior es escandalosamente elevado para el requisito estructural que tiene, y es, con todo rigor un peso muerto que no sirve más que para complicar el problema, pero, por lo que ha podido comprobarse, es todo él macizo, aunque en la parte superior debe albergar la viga real.

Es bajo los piñones de crucero y en coro, en donde ese dintel de hormigón se justifica algo más, sobre todo en los primeros, en donde debe soportar la carga puntual de los soportes intermedios de la planta superior y el peso del frontón. Para ello, la viga aparente de como 1,00 m de ancho por 2,5 m de alto, debe estar formada por una cáscara, posiblemente armada, o como mínimo anclada a la viga de gran canto que oculta, y que no ha podido, hasta el momento ser detectada en detalle, (véase fotografías 22 y 24). En el capítulo siguiente, destinado a evaluar daños, se trata en detalle del interés en descubrirla.

En los muros de cerramiento, el hormigón ha definido un diafragma completo, monolítico, contorneando los huecos. Probablemente, para embeber los soportes reales, asimismo mayores en planta baja, ese muro secundario, pero enormemente pesado, y sobre todo rígido, tiene espesor diferente según el sitio que sea. En los muros principales de fachada, (línea B) y base de torres, el grueso tipo, aunque es difícil de definir, debido a la riqueza de molduración, parece ser de unos 0,70 m, aunque en el resto del cuerpo bajo parece oscilar de 0,55 a 0,60 m. La excepción es el paño del cuerpo añadido, (líneas 5 y 6 entre D y G) que puede que tenga⁶ sólo 0,40 m. En planta primera el grueso del cerramiento oscila desde 0,50 a 0,60 m según se mida la parte total o la neta, pero en los frontones, el grueso, y peso total dependen de un ancho medio bastante superior.

Sobre todo en los casos de muros de menos espesor, como los de planta primera, y probablemente debido a la trivialidad de la forma, que al calculista le pudo parecer inestable, ya que se trata de paños prácticamente planos, parece existir una estructura secundaria, de trabazón entre soportes, a base de perfiles horizontales, de dos a cuatro en la altura del cuerpo, en la esperanza de que sirvieran de mejora al confinamiento del muro. Lamentablemente, como se verá, aunque desde el punto de vista de la construcción y del funcionamiento estructural, pudieron ser muy útiles, han resultado ser muy vulnerables a oxidación.

Salvo ese punto, el resto de muros carece aparentemente de refuerzo, comportándose, a los efectos estructurales, como paños de hormigón sin armar. Bajo el entrevigado de piso se dispuso una malla o lámina de metal *deployé* como pretexto para tender un falso techo, sin ninguna relevancia ni de peso, ni de rigidez, ni de resistencia, aunque consigue dar al conjunto, desde abajo, la apariencia de una losa de hormigón, (véase fotografía 52).

2.5.3 La estructura de las torres

Es en esta parte de la obra en donde hay mayor énfasis geométrico, constructivo y estructural. El cuerpo de planta baja es un cuadrado de 7 m, a ejes de muro, moldurado al exterior con resaltes de pilastra en las esquinas y a 1,5 m de ellas. Al interior el espacio debía ser doméstico, ya que ni siquiera fue dotado de revestimiento o molduración, quedando de hormigón desnudo, en el que se percibe claramente la huella de las tablas de encofrado.

⁶ El levantamiento realizado tiene todavía una ambigüedad que no pudo ser deducida de las medidas tomadas en cuanto al grosor real en ese punto y al desvío de la línea 6 al pasar por el eje G. En ese aspecto los planos de planta que se adjuntan pueden no ser totalmente fiables.

En este primer cuerpo, los soportes se hallan completamente embebidos, ya que el muro tiene, en el punto de menos espesor, del orden de 0,70 m. Ni siquiera se puede determinar si existen sólo los de las cuatro esquinas o hay otros ocho más a 1,5 m de cada una de ellas, en prolongación de los que hay dos cuerpos más arriba. Posiblemente ese detalle sea poco relevante, dada la enorme masa y sección de los muros, pero lo que sí es cierto es que en las esquinas asoman unos tacones, y en los puntos intermedios no, como sería obligado en el caso de existir ahí soportes de la misma sección. En esta planta, si los soportes ocupan cada uno unos 400 cm² de sección, no habría más de 1600 cm² en total, o como mucho, 4800 cm², mientras la sección de hormigón que posee continuidad completa en vertical llegaría a unos 14 m², del orden de 30 veces más.

En el primer cuerpo no existen losas de piso como tales, que hagan, como sucede en el resto del edificio, de diafragma horizontal. Debido a que la escalera es totalmente metálica, de chapa, simplemente presentada y fijada en puntos al muro de la torre, y ocupa la totalidad del hueco, ni siquiera ella es capaz de simular su efecto. A lo sumo, a nivel +6,00 m y +11,00 m hay unas mesetas de desembarco que no afectan más allá de la cuarta parte de la planta y que tienen muy poca relevancia. En la rigidización del conjunto casi tendría más efecto el alero de cornisa, que, según las proporciones del orden, sobresale como 1,5 m en derredor de la torre. En la parte alta del cuerpo, entre las cotas +6,00 y +11,00 m la reducción de los huecos a una sólo y minúscula ventana en uno de los lados, aumenta aún más considerablemente la sección, peso y rigidez del volumen de hormigón.

El segundo cuerpo, entre los niveles +11,00 m y +18,40 m, como se ha descrito, se desarrolla en la misma geometría cuadrada, aunque ahora su situación exenta, sus huecos en las cuatro caras, y su desamparo le dejan en situación menos defendible. En este cuerpo, el menor espesor del muro, del orden de 0,60 m, igualmente moldurado al exterior y de hormigón desnudo al interior, hace que la sección eficaz en planta se reduzca a del orden de 12 m².

En el techo de este segundo cuerpo, a la cota +18,40 m, se prepara la transición. En este nivel ya hay una losa de diafragma, aunque aloja una amplia abertura que debía facilitar el acceso, probablemente una escalera vertical, hoy desaparecida, y sustituida por una de obra instalada recientemente, (véase fotografías 67 y 68).

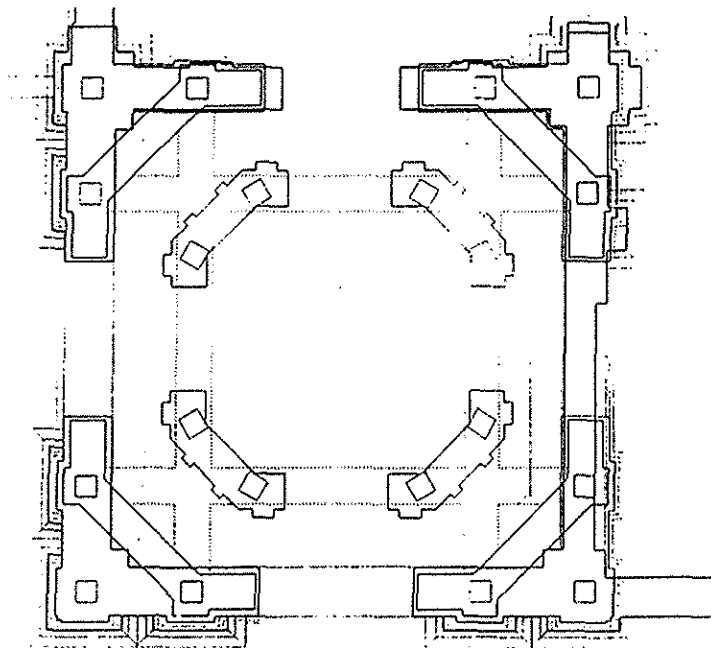


Figura 3. Las plantas de las torres

El tercer cuerpo cambia a planta octogonal, atajando las esquinas, tomando como vértices precisamente las líneas de ejes de las segundas pilastras, a 1,5 m de los de esquina, lo que sugiere que bajo esos puntos, al menos en el segundo cuerpo, debe haber soportes metálicos. Que continúen o no en el primero importa poco, debido a que esa zona es sistemáticamente maciza, y aun la disposición de un dintel para apaarlos, le hubiera dejado sin trabajar tras el hormigonado.

Con este trazado, los paños menguados de las fachadas principales se sitúan encima de los inferiores, pero los chaflanes están en vacío, aunque la pequeñísima luz neta que salvan, del orden de 1,20 m, y el canto en que se superponen ambos trazados, que es el del peto, que es también como 1,20 m, no significa ningún alarde ni necesita ninguna pieza especialmente complicada o delicada para resolverlo. Es más, como tal pieza sólo es un cargadero de muro, sin que sobre él descansen soportes, el natural arco de descarga convierte el problema en inofensivo.

En conjunto, y contando con una nueva reducción del grueso de los muros a unos 0,50 m, en este tercer cuerpo, la sección eficaz en planta no supera 8 m², aunque, debido al efecto de muro en falso de los chaflanes, este valor no es representativo de la rigidez real, que se comenta más adelante. No hay constancia de que en este cuerpo se hayan incluido perfiles horizontales, pero sí existe una mucha mayor desproporción entre grueso de muro y el de soportes, ahora muy parecido, lo que ha ocasionado una peor colaboración del conjunto cuando las solicitaciones han llegado a valores críticos. Como se verá más adelante, este cuerpo ha resultado seriamente dañado, aunque de manera diferente en cada torre.

En el techo del tercer cuerpo es donde se produce el cambio más arriesgado y que tuvo que pagar factura en el terremoto. Ahora los soportes cambian de sitio. Según puede verse en la composición de todas las plantas del plano 13, que representa la torre a 1/50, en el nivel +22,50 se disponen cuatro vigas cruzadas entre sí, enlazando ortogonalmente los soportes situados en los vértices del octógono. Dichas vigas, (véase fotografía 71), son, como en el resto de la estructura, metálicas, aunque se hallan embebidas en hormigón, con una sección aparente como de 0,5 m de ancho total, por bastante más de canto, embebiendo una losa de diafragma horizontal. Y es en puntos intermedios de esas vigas, ni siquiera en su cruce, donde, con la disposición de un nuevo octógono más pequeño, y por tanto en puntos alineados con el centro de los del cuerpo inferior, arrancan los del cuarto. Como ya se ha indicado, ese mayor retranqueo, más el desplazamiento en altura del frontón curvo, permite la disposición de tambores con pináculos en las cuatro esquinas, con toda probabilidad centrados con el chaflán inferior. Es así como el cuarto cuerpo, más la cúpula, y el conjunto de tambores, gravita en precario, sobre el cuerpo inferior, exigiendo, como se verá, un comportamiento estructural atrevido, y nada dúctil.

En este último cuerpo se reduce simultáneamente altura, grueso de muro y de soportes. Aunque la forma en planta tenga trazas de octógono, desde el punto de vista mecánico es más propio referirse al círculo, de unos 5 m de diámetro medio, con un grueso del orden de 0,45 m, que en planta significa sólo unos 3,6 m² de sección. Debido a la geometría rotunda, el comportamiento de este cuerpo, aun sin losa superior ha sido excelente. En realidad ha debido funcionar como tal, en anillo, la cornisa de este cuerpo, como de 1,2 m de grueso total.

La cúpula, nervada al interior en simetría dodecagonal, (véase fotografía 67), resulta asimismo monolítica, con la que la torre alcanza, según nuestro levantamiento, y en coincidencia con la cota indicada por el profesor Mário Mendonça, [4], los 36 m. En este cuerpo, sólo la cruz de remate como elemento sensible, y en sólo una de las torres, ha sufrido daños.

3. ACERCA DE LOS DAÑOS

3.1 LOS PRIMEROS INFORMES Y CONCLUSIONES

Como se ha indicado, en 1972, treinta años después de construida la catedral, la ciudad de Managua sufrió un violento terremoto, que dejó prácticamente inservible la ciudad histórica, y en particular, y con una o dos excepciones, los edificios en derredor de la catedral. De resultas de ello, la ciudad reconstruyó su tejido fuera del casco destruido, y abandonó la zona siniestrada. La catedral no fue una excepción, y, aunque permaneció en pie, y fue desalojada, quedó aparatosamente fracturada, y quizá por ello se convirtió en un símbolo⁷.

El terremoto provocó en la catedral la caída de algunos elementos de ornato, remate y decoración, capiteles, los tambores de la torre Norte, diversas piezas de cornisas, y pilastras, así como esculturas de remate de frontones. La cruz de remate de la torre Norte se quebró, quedando sostenida por el vástago de fijación. El reloj de la torre Sur se paró⁸.

El primer informe de daños, [1], data de 1974, por lo que corresponde a una inspección en los meses siguientes al terremoto. Fue realizado por una Comisión Evaluadora de Situación Estructural, firmado por el ingeniero René Gutiérrez Cortés, fruto de los trabajos de un Comité de Emergencia, y en nombre de la Comisión de Especialistas nombrada al efecto. Dicho informe, que identifica correctamente la estructura del edificio, se limita a mencionar que los daños se concentran en los elementos de revestimiento, y más graves en los cuerpos superiores, en los que detecta precariedad en su anclaje a la estructura principal. Observa que hay más daños en las torres, aunque menciona que no se pudo acceder a los cuerpos tercero y cuarto por falta de escaleras; en los croquis que adjunta se propone la demolición completa de la obra de revestimiento de éstas en el tercer y cuarto cuerpo, para reponerlas a continuación, y concluye tajantemente que:

"La visita reveló a la Comisión que la estructura de la Catedral no presenta actualmente peligro de colapso"

Dicho informe propone realizar un levantamiento de planos, con inventario y localización de daños, que supone reparables, y una estimación del costo de reparación, que asimismo sospecha que es razonable.

A pesar del lo optimista de este enfoque exclusivamente estructural y técnico, las opiniones y las expectativas en cuanto a la recuperación y a su puesta en uso, no eran unánimes, como lo muestra la carta, [2], que en ese mismo año, el Jefe de la División Estructural, Luis Padilla, del gabinete del Vice Ministro de Planificación Urbana del Ministerio del Distrito Nacional, dirige al Ministro del Distrito Nacional, en la que comenta el resultado de una visita técnica y de inspección junto con el Arzobispo, en la que manifiesta que,

"si bien el edificio no está en peligro de colapsar, ni que tampoco colapsaría con otro terremoto de igual magnitud al ocurrido, es bien evidente que no habrá manera de garantizar la vida de los miles de feligreses que se pueden reunir en esa Catedral,

⁷ En el día de la fiesta nacional, la catedral y sus aledaños se llenan de gentío, convirtiendo la ocupación de la catedral en un deporte; cornisas y terrazas se llenan de nicaraguenses, y los más osados alardean de llegar, sin contar con escaleras, hasta la cruz de las torres.

⁸ Durante la visita de julio de 1995, y tras la colocación de una escala de acceso al cuerpo alto, se pudo rescatar partes de la maquinaria, todavía en relativo buen estado de conservación.

argumentándolo, con razón, en la gran posibilidad de desprendimientos de partes dañadas o sostenidas de manera precaria, de manera que, antes que nada, debería procederse a una reparación que respetara los niveles de seguridad del Código en vigor. Lo pesimista del informe proviene de que, sin mediar ningún matiz, y en franca contradicción con el informe anterior, en el mismo párrafo de esta carta se asegura, sin más, que:

"no hay manera de poder reforzar esas enormes masas de concreto sin refuerzo, que está pobremente unido a la estructura principal. En otras palabras, no existe manera práctica de cumplir con los requisitos mínimos de seguridad que el Código exige para lugares de frecuente aglomeración de personas"

y concluye que:

"no queda pues, otra alternativa que la demolición"

El año siguiente, 1975, se publica en el número 23 de la Revista Oficial de la Asociación Nicaragüense de Ingenieros y Arquitectos, un artículo, [3], firmado por los ingenieros Miguel Angel Castillo, Juan J. Gutiérrez, y Alberto Corrales, acerca de la reparabilidad de la Catedral de Managua, en la línea optimista del primero. El informe, emitido por un compromiso de la citada asociación, ANIA, ante la curia, representada por Monseñor Obando, realiza una descripción minuciosa de los daños. Destaca algunos asientos de cimentación leves, que no califica de fallos, daños en las columnas exteriores, mayores en la fachada norte, y grietas diversas. Indica que los daños son mayores en los cuerpos elevados, manifestaciones de juntas de hormigonado (colado), desprendimiento de petos, etc. Como novedad, dos años después del terremoto, apunta ya a una deficiente conservación de los elementos metálicos vistos o aparentes por los daños, expuestos a la oxidación. En las conclusiones establece que el daño es apreciable, pero que admite reparación, y afirma que su coste, pendiente de un proyecto detallado, sería sensiblemente menor que el una reconstrucción.

Probablemente, debido a la urgencia en las tareas de reconstrucción de edificaciones que satisfacían necesidades más primarias, lo cierto es que la Catedral ni se reparó ni se demolió. Simplemente se abandonó, y comenzó su expoliación y deterioro por agresión meteorológica. De la cubierta, que debía estar relativamente intacta, fueron desapareciendo las piezas de cubrición, hasta el estado actual, en que no existe. Solados y elementos pétreos de revestimiento y decoración ornamental también fueron arrancados.

3.2 INFORMES RECIENTES

Aunque es posible que existan otros informes técnicos fruto de inspecciones posteriores, los siguientes documentos a los que se ha tenido acceso datan de 1994, veinte años después.

El del profesor Mário Mendonça, de junio de 1994, [4], es posiblemente el más completo y mejor documentado⁹. Tiene un amplio capítulo de antecedentes, historia, descripción del sistema constructivo, y de reflexiones sobre las posibilidades y criterios de intervención. El informe es el resultado de una reunión de debate y de la participación de un equipo de una decena de técnicos y de una minuciosa inspección. Insiste en que no es conocida la composición y dimensionado en detalle de la estructura metálica, y que, sobre todo en el caso de las torres, a las que dedica un apartado especial, debiera indagarse con sistemas de exploración no destructiva. Incluye un esquema de la torre en la que destaca, como hacemos nosotros, la ignorancia sobre si existen o no soportes en los dos cuerpos inferiores en prolongación de los del tercero, pero en cambio no se preocupa excesivamente del retranqueo del cuarto, apoyado frágilmente sobre el inferior. Incluye algunos detalles valiosos sobre las posibles dimensiones de perfiles, y detecta los armados testimoniales de los arcos.

⁹ Está redactado en portugués.

En el capítulo de daños, este informe comienza diciendo, (nótese que la frase es de 1994), que "aunque muy dañado, el edificio es perfectamente recuperable", citando el informe de 1974, [1]. En la explicación de daños aparecen algunas claves del comportamiento ante acciones horizontales, y la detección de las fisuras en "X", en paños confinados o alrededor de huecos en muros. Quizá refiriéndose a elementos diferentes de los que indica el informe ANIA [3], subraya que la estructura "no demuestra un nivel de corrosión preocupante", ya que, a pesar de la proximidad del lago, el agua y el ambiente es poco salino, preocupándose más por la durabilidad de las terrazas, afectables por la acidez de la lluvia sobre una losa sin elemento de impermeabilización o protección.

Por lo que puede deducirse del informe, tampoco los autores pudieron acceder al interior de las torres en los cuerpos elevados por falta de escalera, y aunque indica que las lesiones más graves se presentan en la torre Sur, por manifestaciones del ingeniero René Gutiérrez deduce que los perfiles son reparables sin grandes alardes, y sin necesidad de demolerla. Finalmente indica que las lesiones más graves son las producidas por el vandalismo. Posteriormente recoge las conclusiones de la reunión de debate, que son las de un plan de trabajo que comenzaría por una indagación documental, un levantamiento de planos, como mínimo tres de planta y cuatro secciones y alzados, con indicación de las lesiones y detalles estructurales. Finalmente este informe establece unas directrices para la consolidación, que entiende perfectamente viable, y que se comentan en el capítulo de propuestas. De la colección de copias fotográficas que acompañan al informe, se deduce que no ha habido, desde entonces hasta hoy, variaciones significativas en el estado del edificio.

A finales del mismo año, el ingeniero A. del Carril redacta otro informe, [5], que denomina preliminar, en base a alguna intención ya explícita de destinar el edificio a uso cultural. Sin citar los informes anteriores, y a partir de una visita, sin tampoco poder acceder a los cuerpos altos, describe el edificio, la estructura, detecta las roturas en los puntos debilitados de muros, y las que son sistemáticas en casi todas las arcadas, destacando el elevado grado de deterioro de las cubiertas planas no protegidas, y destaca que las torres exigen reparación específicamente estructural. Para ser fruto de una sola visita y su poca extensión, resulta muy perspicaz. En el apartado de propuestas señala el problema de la oxidación latente, y la expansión y deslaminación que puede haber. Se refiere además a los elementos premoldeados, el sellado de grietas y fisuras, una posible sustitución de la cubierta de la nave, la eliminación de peso de las cúpulas de las torres, y la consolidación de las mismas. Como los anteriores, incluye un listado de tareas a realizar, levantamiento de planos, etc.

El último documento, [6], sin fecha, —pero según todos los indicios, muy reciente—, es del Instituto Nicaragüense de Cultura, respondiendo a un Proyecto de Rescate de la Catedral, y en función de los trabajos encomendados a una Comisión Pro-Restauración, formada por entidades públicas, con objeto de recabar fondos para ello. El informe, muy escueto, y sin documentación aneja, cita de corrido los tipos de lesiones, que es la torre Sur la más afectada y las lesiones de elementos secundarios procedentes del vandalismo y del paso del tiempo. El informe es fundamentalmente un listado de criterios de consolidación, resumiendo muchas de las conclusiones de los anteriores, sobre todo del [4].

3.3 ENUMERACION DE LOS DAÑOS

El paso del tiempo sobre el edificio hace que, en la actualidad, se presenten superpuestos daños de varios orígenes, con diferente importancia y trascendencia. Que aparezcan entremezcladas las lesiones dificulta su interpretación. Se intentará aquí hacer un esfuerzo por clasificarlas, aunque siempre existirá la posibilidad de una anomalía o de una fisura no bien reflejada o considerada, pero en lo esencial, y en el supuesto que un programa de intervención precisará este informe, creemos aportar una visión global y atinada del problema.

En los planos de alzado y sección que se adjuntan, las lesiones aparecen con línea de color rojo. En los casos más complejos son meramente indicativas de las zonas y tipo, sin intentar

reflejar exactamente el grueso o gravedad de las mismas. Quizá la mayor importancia sea la propia existencia del plano sobre el que superponer un inventario más detallado. En muchos casos son las fotografías las que ofrecen una mejor idea de la importancia de las lesiones, cara a su reparación.

No necesariamente en orden de menos a más importantes, las lesiones que hay se podrían agrupar en los siguientes tipos.

3.3.1 Manifestaciones

En la base de muchas de las pilastras, y de las columnas del pórtico de entrada, se insinúan unas leves fisuras por encima de la moldura de acuerdo entre basa y fuste. En un primer vistazo se anotaron como síntomas del desplazamiento lateral que, por flexión, había conseguido romper en el punto de máximo momento, en la base y, no por pequeñas, eran menos importantes. Tales fisuras aparecen marcadas más en un lado que en otro del perímetro, pero no de una manera sistemática.

En una investigación más minuciosa, se encontró esa misma fisura en una pilastra interior, con menos altura, adosada a un muro, pero en el mismo punto, y que, como fallo debido a movimiento lateral era inexplicable. Hurgando en ella, y desprendiendo un trozo del labio superior, el plano inferior apareció completamente liso y el superior en rebaba sobre él. La conclusión es que tales fisuras corresponden a una manifestación de junta entre distintas coladas. Es posible que hubieran sido provocadas por el seísmo, pero no hay ninguna constancia de ello en los primeros informes, y en cualquier caso no parece ni un síntoma de fracaso, ni una lesión que reduzca significativamente la capacidad portante teórica de la estructura.

El hecho de que su orientación no sea sistemática, permite conjeturar que no procede del terremoto, que, en un edificio exento, hubiera dejado su impronta en la dirección preferente de oscilación, a tenor de la llegada de las ondas sísmicas. Tanto si el sismo influyó en facilitar su apertura como si proceden de la pura vejez del edificio a la intemperie, es seguro que un nuevo terremoto se ampararía en su existencia para acrecentarlas, pero, insistimos, sin mayor trascendencia. Ni en éste ni, con alguna excepción que se comentará específicamente, en ninguno de los que a continuación se relatan, las grietas permiten concebir la sospecha de que encubran una rotura o fracaso del soporte metálico interior.

En el informe [3] se citan otras manifestaciones de juntas de colado, pero se refiere a paredes, que nosotros no hemos sabido detectar, pero que, presumiblemente carecen de importancia. Cuando se hace un informe tras un terremoto, existe la tendencia de asignar todo lo que ve al seísmo¹⁰; sólo la existencia de un informe hecho justamente antes del evento —algo perfectamente improbable— garantizaría el origen. Que existan manifestaciones de juntas de colado treinta años después del fraguado, en un hormigón en masa, es perfectamente plausible aun en ausencia de seísmos, y podían ya haberse insinuado antes de 1972, pero evidentemente ese suceso ayudó, y por supuesto, una vez manifestadas serán usadas como planos con rozamiento reducido en el siguiente terremoto.

3.3.2 Rotura de los arcos

Una grieta típica, en casi todos los arcos, son las que, arrancando de uno de los riñones, a un lado u otro de la clave, continúan hacia la esquina de la pilastra con el arquivitrabe, (véase fotografías 23, 24, 28, 39 y 40). Se trata de un claro efecto del movimiento horizontal provocado por el seísmo. En la fachada principal se insinúa al menos en los arcos extremos del pórtico de

¹⁰ En el informe [3] se cita un ligero y no importante asentamiento de cimentación, que, sin más señas, no hemos podido detectar, y que podría muy bien haber existido antes del terremoto.

entrada; en la arcada de la nave hay esta rotura en mayor o menor grado en casi todos, y aun en muchos los interiores, no representados en los planos. Esa grieta es debida a la incompatibilidad entre la estructura real, en pórtico adintelado, y el postizo del arco. En un movimiento de pórtico, —da lo mismo que se vea como movimiento de cortante o de flexión— una esquina abre y la otra cierra. Como el arco es falso, sin apenas resistencia, y con una masa inútil a efectos de estabilidad, se rompe. Tampoco en este caso se puede decir que hay ningún tipo de fracaso estructural, ya que tal arco no debía entrar en el cómputo de capacidad resistente original. Eso significa que, aunque se repare, es un punto destinado a manifestarse de nuevo en los siguientes terremotos. Probablemente es inútil intentar darle resistencia para impedirlo, ya que para ello debiera superarse la tremenda rigidez y resistencia que tiene el pórtico metálico como tal, y proveer un costoso sistema de equilibrado de empujes al vacío en los arcos de remate, que hoy por hoy son testimoniales, y que corresponden sólo al peso propio muerto del postizo.

Posiblemente esa grieta haya afectado a la armadura que consta que se dispuso en esa zona para dar algo de coherencia al colado. En caso de que aparezca rota será difícil reponer su continuidad, y casi resultaría preferible esperar a un nuevo terremoto, a la aparición de la grieta en el mismo sitio, y a una nueva y provisional reparación. No sería tan provisional si durara otros treinta años. En el cuerpo superior, sobre los vitrales, unas veces al interior y otras al exterior, se insinúan también grietas de este tipo, que, aunque perjudican el aspecto y merman la rigidez del muro, tampoco tienen trascendencia, ni afectan a elementos fundamentales.

3.3.3 Grietas por expansión de la oxidación

Es explicable que los primeros informes no mencionaran la oxidación. A pesar de que el edificio llevaba ya más de treinta años construido, pocos debían ser los síntomas por aquel entonces. El [3], de 1975, apunta sólo la deficiente conservación de los elementos metálicos vistos o aparentes, con una oxidación superficial¹¹. Probablemente por entonces se sabía todavía poco de la vida útil y el fracaso por oxidación de los elementos metálicos empotrados, que por exclusión, los autores de ese informe, parecían creer a salvo.

Menos explicable es la ausencia de comentarios en ese sentido del informe [4], ya que en 1994, los fallos por oxidación debían ser ya muy aparentes. Al menos en la fotografía 9 de dicho informe, se recoge claramente un ejemplo de este tipo de lesiones, que pueden confundirse con el despegue del revestimiento del hormigón a ambos lados del fuste metálico interior, provocado por las oscilaciones alternativas del seísmo. Es el [5], de 1995, el que primero destaca que existe oxidación latente, y plantea determinar el grado de expansión y deslaminación que puede haberse producido en el interior de los machones y muros.

En efecto, en casi todas las pilastras del cuerpo inferior de la nave, (véase fotografías 33 a 42), unas veces a un lado del eje, otras a otro, y otras a ambos, grietas verticales, que pocas veces descienden por debajo del nivel de arranque de los arcos, pero que llegan incluso a fracturar la cornisa. Es en el segundo cuerpo, el jónico, en el que más abunda este tipo de lesiones. Al interior en muchos casos abarcan casi toda la altura del segundo cuerpo, y al exterior son aún más pronunciadas y extensas, rompiendo incluso la basa desde su arranque en la losa de cubierta (véase fotografía 9 de [4]). Al exterior, la fachada norte, la del lado del lago, es la más castigada por este fenómeno. Sobre todo es las esquinas exteriores, puntos L1, J5 y H5, y en K1 se dan las más aparatosas, véase plano 9, amontonándose en algún caso hasta dos grietas completas de arriba a bajo en una cara, y otra en la otra, y en dos de ellos se han prolongado hasta la cornisa del frontón, originando el desgajado de algunos trozos. En el cuerpo inferior, son los vértices interiores, C5 y C6, los únicos puntos en que se percibe este tipo de rotura, que, casualmente, en ambos casos interesa hasta el peto de conexión con el segundo cuerpo.

¹¹ Aunque no son objeto de este informe, las escaleras metálicas presentan un estado de oxidación avanzado. Las juntas entre chapas de peldaño, remachadas, se encuentran completamente ahusadas entre ellos, debido a la ya abundante exfoliación, presentando oquedades y pérdida de algún que otro peldaño por completo.

Como se ha indicado, aun cuando pudieran parecer roturas entre el soporte y el muro, —que, sobre todo en el segundo cuerpo, embebe pobremente el fuste metálico interior—, su patrón no es el de incompatibilidad entre el movimiento de la estructura metálica en pórtico, a flexión, y el muro, a cortante. Contando con la existencia de huecos dentro del paño, las grietas de ese origen deberían aparecer en las diagonales opuestas, y no paralelas al soporte, y mucho menos aún sólo en la parte central de éste.

En nuestro informe preliminar de junio de 1995, en el punto 7, advertíamos que debía comprobarse si dichas fisuras longitudinales se debían a reventamiento por oxidación del pilar interior, y los cambios de planteamiento en la rehabilitación si así fuere. En nuestra inspección de julio de 1995 se ordenó picar en una de las más características, comprobando que en efecto, tales grietas se deben a expansión por oxidación. En algunas zonas, la deslaminación era aparente desde el exterior, por lo que, en ausencia de otra conjetura, todas estas grietas deben asignarse a dicho origen. Además en el caso del cuerpo alto, y, por lo que tenemos reflejado, mayormente al interior, las fisuras verticales a alguno de los lados de los soportes van acompañadas de otras menores, transversales, (véase fotografía 23), evidenciando la situación de los perfiles horizontales, que son también grietas de expansión por oxidación y que no provienen del sismo, sino del paso del tiempo, aunque su aparición podría haberse retrasado de haberse llevado a cabo labores de mantenimiento.

No entendemos el sentido de la frase del informe [4], de que, en 1994, la estructura "no demuestra un nivel de corrosión preocupante"; puede que se refiera a la estructura vista de la cubierta, que, paradójicamente, tras casi veinte años desamparada no tenía signos de deslaminación ni pérdida de sección, aun con una relación de superficie a sección relativamente alta, al tratarse de perfiles de pequeña escuadría. Posiblemente el hecho de estar expuesta al aire y al sol, evaporaría constantemente la humedad. En el caso de los elementos ocultos, inicialmente la capa de hormigón protegería al acero, pero el empachamiento lento por humedad es inevitable e imparable. Aun y todo, para una construcción realizada hace más de cincuenta años, la mitad de los cuales han transcurrido sin ninguna conservación de paños, y con muchos de ellos rajados, el grado de conservación es casi milagroso.

La envoltura de hormigón, que inicialmente operó como una ventaja, una vez que la oxidación alcanza el perfil se transforma en inconveniente. La oxidación no es en sí misma preocupante en el sentido estructural. A pesa de su aparatosidad, el óxido ocupa varias veces —entre cinco y siete— el volumen original del acero, de manera que aun grandes cantidades de óxido significan una pobre merma de sección resistente. Es desde el punto de vista de la gran fuerza que genera esa expansión de donde viene el problema, ya que los muros se revientan necesariamente, dando al traste con el monolitismo y buena parte de las cualidades de resistencia y rigidez del elemento murario. Además, una vez iniciada la oxidación, ésta en difícilmente parable. Por un lado el reventamiento de la capa protectora y la porosidad del óxido aumentan las posibilidades de acceso del oxígeno atmosférico, y por otro, la propia constitución del óxido le permite seguir degradado el acero, ya que, en estado oxidado, el oxígeno intercambia sus posiciones con las de hierro, penetrando cada vez más. Pero, al margen de estas consideraciones, aun la propia fisuración lateral al soporte no merma considerablemente las características mecánicas y de estabilidad estructural del conjunto, aunque, como adelantábamos en nuestro informe preliminar, una reparación que permitiera el progreso de la oxidación, daría al traste con la posibilidad de una supervivencia digna, haciendo irrentable la inversión en su rehabilitación. En ese sentido, debido a que tan larga supervivencia ha estado motivada no sólo por el espesor y compacidad del recubrimiento, sino por la protección pasiva, química, que ha podido tener la envoltura, serían deseables análisis para determinar el grado de carbonatación o pH de la corteza y del material profundo, con objeto de decidir la reparación más oportuna, tanto en términos económicos cuanto de vida útil residual.

Posiblemente sea éste el tipo de lesiones más importantes. Los soportes afectados, y aun los que sólo presenten síntomas de ello, deben repararse y para ello es preciso una cirugía, si no arriesgada, sí agresiva. Hay que descamar bien los soportes, limpiarlos, pintarlos, volver a reponer el revestimiento y cuidar de su conservación. La ventaja de esta operación es que no exige ni medios complicados, ni jerarquía; se puede hacer en cualquier orden, con cualquier ritmo, y sin apeos ni precauciones de índole mecánica.

3.3.4 Rotura de paños

Un tipo de lesión más cerca de lo estructural y claramente debida al seísmo, es la rotura de paños. Cuando la acción sísmica, básicamente el movimiento horizontal, es demasiado violento, y agota la capacidad resistente de un paño de muro, éste se fractura. Como la acción horizontal produce una situación de esfuerzo cortante, traducible en compresiones y tracciones oblicuas, suele ser la última la que hace crisis antes. El patrón de esta rotura es la clásica forma en "X" aunque algunas veces aparece sólo una de las dos diagonales.

Si el paño tiene un debilitamiento, como una homacina o hueco, que las tensiones tengan que contornearlo, propende a que incrementen su valor, y por ello en muchos casos las grietas modifican su trazado diagonal para arrancar de la esquina del hueco o, cuando es curvo, de un punto del riñón, dando un patrón que conecta sin solución de continuidad este tipo de rotura con la que antes se denominaba de arcos. Por ejemplo, en el cuerpo bajo, en los paños de cierre de la cubierta en la cota +6,00, es decir en 3DG y 6DG, y en alguno de los módulos próximos a las esquinas, lo que aparece puede clasificarse como dos roturas en arco o una rotura en "X" insinuada, pero con la idéntica implicación.

Al exterior, en al menos dos de los cuatro chaflanes, junto a los testeros del crucero, se pueden apreciar este tipo de roturas. El distinto aspecto a un lado y otro responde a la distinta estructura interior: con y sin entreplanta. También hay rotura en "X" en los frentes inferiores de cruceros, 7HJ y 8HJ, debido al debilitamiento de las hornacinas. Al interior, los paños C35, D35, C46 y D46, que son diafragmas muy rígidos, pero al mismo tiempo no resistentes, están completamente fracturados. En todos los casos se trata de paños anómalos en situación peculiar. La generalidad de los muros de cierre, sobre todo los de la fachada Este, muy y bien amparados, no han sufrido casi nada.

En todos estos casos, la rotura no es necesariamente signo de fracaso, o, al menos, no de que la estructura se haya resentido respecto a su capacidad inicial prevista. La estructura fundamental es la metálica y la de hormigón puramente relleno de albañilería; aquí los muros no son sino elementos secundarios de arriostramiento. Con este tipo de construcción mixta, es previsible que en un movimiento sísmico suave, funcione la rigidez de los paños no estructurales, y que, ante los violentos, éstos deban romperse para dejar el trabajo a la estructura dúctil. En ese sentido los paños funcionarían como elementos de sacrificio o fusibles de un sistema de defensas escalonadas. Todo lo que se puede decir es que para el seísmo de 1972 funcionaron a la perfección. Es posible que eso no haya sido una decisión explícita del proyectista, y bien puede ser sólo nuestra propia interpretación, pero los hechos son innegables: el edificio se mantuvo en pie, y ha durado así otra veintena de años.

En el cumplimiento del requisito del Reglamento de "evitar el colapso por efectos de sismo de gran intensidad" estos paños han desempeñado un papel decisivo, atrayendo y disipando gran parte de la energía, impidiendo que ésta se cebase en piezas más comprometidas y de más difícil sustitución. Este tipo de grietas aquí no son el síntoma de la desgracia o del fracaso, sino el signo de puesta en funcionamiento de la estructura de reserva, de un mal menor en cierta medida previsto. Evidentemente, si se desea que en un nuevo movimiento sísmico subsista esa reserva, debe "reponerse el fusible", dotando a los muros rajados de la continuidad y rigidez que tenían.

Pero aunque la reparación no consiguiera reponer del todo la rigidez perdida, la estructura fundamental seguiría estando básicamente indemne, y con la capacidad primitiva prácticamente inalterada, lo que relaja mucho el énfasis o el cuidado con el que hay que reparar este tipo de lesiones. Simplemente, toda mejora será bienvenida, pero no es crucial conseguirla. Incluso en algún caso, como el paño 8HJ al interior, (véase plano 11), una rotura en "X" a nivel entre +6,00 y +9,00 m corresponde a una torpeza de diseño, que al exterior dispone un hueco cuadrado, para luego cegarlos y al interior intentar que no se note; la conclusión es una rotura nítida, no sólo en las diagonales del hueco, sino marcando la totalidad de su perímetro. En este caso, en vez de intentar reponer la rigidez, que es harto difícil, podría eliminarse por completo, cegando el hueco con una junta para provocar su aparición controlada; la pérdida de rigidez para el edificio sería imperceptible.

3.3.5 Los frentes del crucero

Los cuatro testeros de la nave, de 12 m de luz, no son iguales, (véase fotografías 17 a 20). El cabecero, tras el altar, tiene soportes continuos desde el frontón hasta la cota $\pm 0,00$ cada 4,00 m, y en él no se aprecia ningún tipo de lesiones diferentes de las ya señaladas. El del coro, en la línea C, salva la luz con una viga de gran canto, que sólo soporta el piso y que tampoco ha sufrido daños específicos; en ese testero la cubierta se prolonga hasta la fachada, línea B, y el frontón se soporta en columnas cada 4 m.

Es en los testeros de crucero, al Este y Oeste, en donde el proyectista hizo un alarde. En planta baja el crucero, con toda su luz, llega hasta la fachada, líneas 7 y 8. En planta alta la fachada se retranquea a la línea anterior, 5 y 6 respectivamente. Pero para presentar un aspecto unitario, se repite en ésta el ritmo de módulos de 4,00 m con soportes intermedios, necesarios para soportar el frontón. La conclusión es que si la viga del coro soporta su propio peso y el de la losa y público del mismo, lo que hace un total de unos 9 t/m (90 kN/m), las de los testeros soportan además el muro superior, el frontón y la cubierta, en total unas 25 t/m (250 kN/m), dos y media veces más.

Que además la mayor parte de la carga gravite a través de soportes a tercios de la luz, y que el elemento soportado sea rígido y frágil hace el problema aún peor. La conclusión es que en ambos casos los huecos superiores insinúan roturas diagonales en ambas esquinas, y tanto arriba como abajo. Además el del Sur presenta una grieta horizontal a nivel de alféizar de uno de los huecos, y el del Norte una grieta horizontal a medio paño, y en el otro una inexplicable grieta en "X" a mitad de la altura, plano 9.

Las propias vigas también tienen síntomas. No tanto por sismo, sino por cansancio, y quizá por mermas de la oxidación potencial, parecen presentar una flecha ostensible. Para medirla y para comprobar el grado de oxidación del interior de la viga, hace falta una obra auxiliar de andamio y de cata en la cáscara de hormigón, de la que tampoco se sabe si es totalmente maciza. En ambos casos, la incurvación de la viga contra la rigidez de la cáscara ha ocasionado la rotura de esta última, con el patrón típico de combinación de momento y cortante, arrancando perpendicularmente del borde inferior e incurvándose hacia la directriz y el centro de la luz. A pesar de su aparatosidad, lo que se ve es sólo la rotura del elemento del forro, sin que eso quiera decir nada de la viga real, que a tenor de los síntomas del muro que hay encima, no tiene por qué estar lesionada, (véase fotografía 24). Los problemas específicos en estos puntos no parecen provenir del seísmo, aunque las oscilaciones verticales ocasionadas por el mismo han podido influir negativamente. Sobre todo hay que comprobar, que bien por corrosión, bien por impacto del sismo no han saltado los remaches de las zonas críticas de la viga, inspeccionando con más detenimiento los extremos, en las zonas de máximo cortante.

En el testero del coro el problema es otro. En los puntos C1 y C2, a nivel +18,40 m, en la vertical de las vigas de coro, el paño de la nave cambia de molduración, que en ésta presenta sólo las del entablamiento, a poseer el orden, jónico, completo, con pilastras. Incluso a un lado y otro, la moldura de remate del muro contra el falso techo cambia de plano y de diseño. En ese punto, aunque la cubierta metálica continúa, hay una especie de caja, (véase fotografías 57 y 58), que nosotros identificamos como un dintel, falso, que simulaba por cada lado el entablamiento respectivo¹². Tal dintel o moldura en descuelgue desapareció, bien durante el sismo, o posteriormente, por vandalismo o metorización, como el resto del falso techo, una vez que se perdiera la protección de la cubierta.

Debido a que en ningún caso ese hueco alojaba una pieza fundamental, tal caja no debe interpretarse como lesión, aunque, como se verá en el capítulo siguiente, puede ser reutilizada ventajosamente para disponer alguno de los refuerzos recomendables.

¹² Esta huella parece que el profesor Mendonça [4] la interpreta con una cata hecha no se sabe cuándo, de la que puede deducirse la composición original de los perfiles de soporte.

3.3.6 Otras lesiones

No todas las lesiones son claramente identificables, ni son tan poco relevantes, en términos estructurales, como las señaladas.

Aun sin demasiada importancia, han fallado en planta casi todas las esquinas entrantes de las cornisas. Siendo un punto frágil, y posiblemente sin armadura o con una armadura testimonial, no han podido aguantar el estirado y han roto el inglete. Eso sucede a nivel de +11,00 m, sobre todo en las de conexión de cuerpo delantero de pórtico de entrada y edificio, e incluso en las del crucero y en las de las torres.

En el testero Norte, el paño 7HJ, tiene una grieta vertical casi en el centro, plano 9, que abarca desde la cornisa hasta casi la cota +6,00 m, que no tiene fácil explicación, y sin eso es aventurado hablar de su relevancia. En ese mismo alzado, en el cuerpo alto, en 1FG, y en 1CD, se repite una grieta mucho más aparatosa que las demás, que arranca de un riñón del hueco pero consigue romper el peto de cubierta, dañando la moldura de la cornisa, que en su reparación debería comprobarse que no encubre un fallo de viga.

En la fachada principal, además de las grietas insinuadas en "X" sobre alguno de los huecos, en los paños extremos hay unas amplias roturas diagonales que aprovechan las esquinas de los huecos, pero se prolongan rompiendo transversalmente el fuste de las pilastras, que supuestamente tienen soportes al interior. En los dos extremos, a la vuelta, y en los vértices del cuerpo bajo, puntos D5 y D6, hay unas grietas importantes, no tanto por su ancho, sino por su trazado, ya que significan un fracaso estructural más nítido. Las más destacables en este aspecto son las que hay en 5BC, que rompe diagonalmente la base de la torre a través del ambos huecos, y la B4, que rompe en diagonal el machón entre la torre y el primer módulo tras el pórtico. En la inspección no se detectó que esas grietas se acusaran al interior; de ser así su importancia sería mucho menor. En cualquier caso, el tema de las torres exige un apartado especial.

3.3.7 Las torres

Lógicamente, por altura, envergadura estructural, y por desamparo, las torres son elementos muy delicados, y el seísmo de 1972 se cebó en ellas. Fácilmente se constata que los daños son mayores según se asciende en el edificio, y es en los cuerpos superiores de las torres en donde se acumulan más. En eso coinciden todos los informes, pero sin embargo hay disparidad en cuál de ellas está en peor estado; mientras el informe [4] y el [6] indican que la Sur es la que está peor, el [5] dice que es la Norte la más dañada. Lo cierto es que los autores de todos los informes manifiestan que no pudieron subir a ellas por estar desprovistas de medios de acceso.

Desde el exterior ambas parecen muy afectadas. El primer y segundo cuerpo no mucho, ya que su estructura es común con la del resto del edificio y pueden ampararse bien en él, aunque en enlace entre las cotas +11,00 y +18,40 m deja mucho que desear. Pero a partir de esta última cota, y hasta el remate en la +36,00 m, son dos cuerpos exentos de una apreciable esbeltez¹³ para hacer frente a terremotos severos. Aunque la estructura metálica ha sido una ventaja, los recursos formales de este sistema han permitido unas libertades que han resultado funestas.

La torre Sur es la del reloj. Éste se paró. El último cuerpo, el circular con cúpula, funcionó monolíticamente y no tiene grietas aparentes. La unión del cuarto al tercero, con frontones curvos y mesas con tambores en el juego entre el círculo retranqueado y el octógono, presenta roturas locales que afectan a pedazos de la cornisa del frontón. Los mayores problemas se presentan en el fuste del tercer cuerpo. Por lo que puede deducirse de las medidas tomadas y del aspecto actual,

¹³ Los edificios clásicos de mampostería, destinados a iglesias en toda la franja de América Central y del Sur con incidencia volcánica o sísmica, presentan una imagen de torres mucho más chaparritas, al modo de las europeas, pero con una reducción de escala en vertical típica.

el forro de los soportes es muy somero, y la existencia de asimetría y ángulo entrante en el acuerdo entre fachadas principales y chaflanes secundarios ha originado el estallido del relleno y la expulsión de las pilastras que hacían de revestimiento de los pilares, dejándolos al descubierto en algunos casos, (véase fotografía 73), y con desprendimiento de capiteles en otros. Además la falta de simetría y la disposición de perfiles horizontales de enlace a media altura, ha obligado a que el paño haya tenido que subdividirse a cortante en subpaños, rompiendo en diagonal cada uno de ellos, y expulsando y manifestando ampliamente la zona de dichos elementos intermedios. Eso es lo que se ve desde el exterior. Una vez que pudimos acceder al interior de las torres, se observa que las roturas y pérdidas de forro se acusan también al interior, (véase fotografía 71), y por algunas se ve la luz, lo que evidencia que los paños han perdido toda continuidad,

Con todo, el fallo fundamental en la torre Sur es el fracaso estructural de uno de los soportes. El situado al noroeste, no sólo ha perdido el recubrimiento, sino que, en el intento de flexar o pandear, ha vencido la resistencia a tracción y a roto, en la base de un lado, y a medio fuste del otro (véase fotografía 72). El labio es un corte nítido, frágil, originado a partir del desgarramiento de uno de las perforaciones con las que se ensamblaban con presillas las dos cañas del soporte. Éste está constituido por dos perfiles U (canal) de 300 mm de alma y 100 mm de alas, separadas entre sí otros 100 mm, dando un sólido capaz de 300 x 300 mm. Los perfiles se enlazan con presillas de menos de 100 mm de ancho, y que permiten disponer sólo un remache en cada extremo. Se trata de una típica disposición de la época; en la actualidad para tales uniones se especifica siempre un mínimo de dos remaches a cada lado, precisamente para evitar la fragilidad inherente a que cuando falle uno falla la pieza. A pesar del aparatoso cambio de geometría lateral, no parece que eso haya significado cedimiento vertical importante. En conjunto ese cuerpo debe sufrir una profunda reparación.

La torre Norte perdió la cruz de remate, o más exactamente, quedó caída hacia atrás sobre la cúpula. En cuanto al agrietamiento y expulsión de forros, (véase fotografía 74), le pasa lo mismo que a la otra. Ésta además perdió los pináculos y los tambores, y, lo que resulta más difícil de percibir desde abajo, las mesas entre frontones. Uno de los tambores cayó sobre la cubierta lateral, y allí sigue, de una pieza. En su caída se llevó por delante parte de la balaustrada y cornisa de la cota +18,40 en C13, (véase plano 12 y fotografía 79); en ese punto cambió su trayectoria, y a la posición actual llegó tras rebotes y rodar. Pero la primera parte fue en caída libre; si recorrió unos 2,5 m en horizontal y 7,5 m en vertical significa que tardó 1,2 segundos, y para ello debió de salir disparado con una velocidad de 2,1 m/s. En trayectoria oblicua acelerada eso significaría una aceleración sísmica en ese punto del orden de 0,33-g; por tanto la aceleración real debió ser algo menor. Aceleraciones de esa magnitud pueden superar perfectamente el coeficiente de rozamiento entre materiales ordinarios, de forma que las uniones no ancladas fallarían.

Pero la causa de la desaparición de pináculos y tambores puede ser otra. Desde abajo es casi imposible percibirlo; desde dentro tampoco; desde la otra torre en la cota +18,40 m (véase fotografía 80), todo lo que se ve es una gran fracturación a nivel de entablamento y frontones; pero desde la +25,50 m, a la altura de los tambores (véase fotografía 78 con el fondo del lago que permite verificar el nivel de la toma), la situación se aclara. Según ese aspecto, el último cuerpo ha penetrado en el inferior, levantando los bordes exteriores de las cornisas. Recuérdese que este último cuerpo se halla apoyado en puntos intermedios de unas vigas puente apoyadas en el perímetro del inferior. Tales vigas se hallan pues sometidas a la flexión y sobre todo el cortante procedente del peso de cuarto cuerpo y la cúpula. Aunque en muchos casos los movimientos sísmicos verticales se desprecian, en casos como éste son muy relevantes y contando con la nula ductilidad a cortante aún más. Tal como parece, las vigas puente han fracasado parcialmente, y en una de las oscilaciones verticales se superó el límite elástico del acero y se provocó la deformación permanente que ahora se aprecia. De resultas de la distorsión del plano de las vigas puente, que son la base de mesas, tambores y pináculos, estas piezas saltaron.

Si en un sentido la Sur está en muy mal estado, en el otro la Norte no lo está menos. Pero en ninguna de las torres el fracaso significa colapso. Si la estructura portante fuera de albañilería, la torre Sur no podría haber aguantado en las condiciones que está. Aun con un pilar destrozado, la gran redundancia que tiene el conjunto de estructura metálica y de cierre de hormigón confinado a trozos, le ha permitido sobrevivir muy dignamente, y facilitará su reparación. Si la estructura portante fuera de mampostería, la distorsión de la torre Norte hubiera destrozado irremediablemen-

te el plano de la cota +25,20 y todo lo que hubiere por encima de esa cota habría desaparecido. Que las vigas sean metálicas habrá permitido un cambio aparatoso de la geometría, como deformación irrecuperable, pero la rigidez y resistencia en la forma actual no difiere sensiblemente de la original. Tal como está, puede hacérsela volver a su geometría original, o al menos a confirmar su capacidad en todos los sentidos.

Probablemente las dos lesiones señaladas, una en cada torre, sean las únicas que exijan una reparación de índole específicamente estructural, con la complejidad y riesgo que ello implica en forma de andamios, apeos, levantamiento o recuperación de forma o geometría, sustituciones, cortes y ensambles de fuerza, y posterior entrada en carga de la estructura reparada.

En cualquier caso, las lesiones al pie de la torre han sido producidas por el violento movimiento del conjunto a tenor de su gran masa, lo que implica, si el cálculo definitivo así lo indicara, un refuerzo inferior. No obstante, el carácter de hormigón visto del interior de las mismas permite realizar ese refuerzo por suplemento sobre el paño actual, que aun siendo estructural, no presentará las complicaciones indicadas en el párrafo anterior.

Por supuesto, como medida preventiva de fallos que pudieran afectar a vidas humanas, si el edificio se pusiera en uso, deben repasarse los anclajes de todos los elementos desprendibles de las partes altas de las torres, como los ya citados tambores y pináculos, hacerlos desaparecer, o sustituirlos por elementos artificiales de menos peso, con estructura dúctil interior.

4. ANALISIS Y SEGURIDAD

4.1 PREAMBULO

La puesta en nuevo en servicio del edificio de la Catedral para uso público obliga a plantearse el tema de la seguridad residual que posee, y si esa es suficiente.

En principio y en términos globales parece que sí, o al menos en eso hay coincidencia entre los técnicos consultados. Aunque no sea un cálculo explícito, hay consenso en que los procesos de diseño y cálculo se hacen en la esperanza de que las construcciones sobrevivan un periodo de vida útil del orden de cincuenta años, o quizá cien para un edificio emblemático.

Que un edificio construido con una técnica relativamente nueva en su tiempo, —sin haber todavía podido ser probada y ajustada—, sobreviva perfectamente treinta años, supere un terremoto destructivo que hace desaparecer casi todo lo de alrededor, y luego siga en pie con dignidad otros veinte años, sin ningún tipo de conservación y abandonado, es una buena prueba de solidez¹⁴.

Nótese que en la época de su construcción la ciencia del cálculo de estructuras estaba en una fase incipiente, no se había formulado aún el método de Cross, las estructuras se calculaban por asimilación a piezas apoyadas o perfectamente empotradas, sin modelo global, y las herramientas no superaban las posibilidades de la "regla de cálculo". Del seísmo no existía más que la vaga consideración de que afectaba como una fuerza horizontal, con intensidades descritas cualitativamente, sin que estuvieran formulados los conceptos de espectro de respuesta o de factor de ductilidad.

Para responder a la pregunta del grado de fiabilidad de la Catedral, proyectada y construida cuando materiales, métodos y reglas eran otras, es conveniente fijar algunos conceptos.

4.1.1 De la vida y reparabilidad de las construcciones

Las construcciones se proyectan para que satisfagan los requisitos estructurales durante el mayor tiempo posible. Considerando que, —salvo situaciones patológicas que provocan el colapso repentino por fallo brusco—, las estructuras pierden poco a poco sus cualidades lentamente, para el proyecto se adoptan valores seguros que son suficientes para garantizar su funcionamiento durante la vida útil prevista. Se admite que los valores indicados en códigos y normas, o los recogidos en su momento como reglas de buena práctica, son adecuados a la vida esperable de las construcciones.

Los valores, coeficientes y métodos de cálculo usados actualmente para proyectar se utilizan con la intención de que el edificio sobreviva dignamente, por ejemplo, cincuenta años. En los edificios antiguos que han llegado a superar esa vida sin daños severos, es incongruente tratar de determinar, independientemente de ello, si están bien proyectados, calculados, o pueden ser seguros. Obviamente han demostrado serlo; aunque no cumplan las normas actuales. Las normas son sólo condiciones *suficientes* que se espera que garanticen un buen comportamiento; nunca son en absoluto condiciones *necesarias*, ya que, de tiempo en tiempo cambian, representado sólo la referencia coyuntural de la manera más aconsejable de llegar a una respuesta en cada instante, de

¹⁴ En una explicación figurada, la acción del seísmo es como condensar en segundos lo que significa el devenir de docenas de años, con sus múltiples agresiones erráticas, algo así como la película acelerada del paso del tiempo. Dado que, por imperativo físico, las estructuras degradan lentamente, con ese símil, un terremoto provoca el colapso de las construcciones en el ocaso de su vida útil. Sobrevivir a un terremoto es una prueba de longevidad, y por tanto de calidad.

acuerdo con el estado de la técnica, los materiales, máquinas, oficios, etc, disponibles.

Inicialmente, como tantos otros elementos, las estructuras poseen un margen de funcionalidad holgado, que van consumiendo lentamente en el tiempo. Los criterios usados para elegir o validar una estructura en proyecto presentan un valor artificialmente elevado, para cubrir la degradación que tendrá la estructura durante su vida útil, y no son los mismos que deben servir para verificar que la estructura todavía posee capacidad remanente.

Para prolongar la vida de un edificio, en el mismo uso, —y por tanto, carga—, que tenía, basta reponer la geometría y materiales a sus características primigenias, es decir reparar las lesiones, degradaciones, pérdidas de unión o sección, etc, bastando hacerlo con el mismo material y composición original, si ello es factible. Aunque, de un edificio reparado de esta guisa, no se pueda determinar con exactitud el grado de seguridad que posee, —cosa que además no está definida— siempre se puede afirmar que lo posee en grado suficiente. Si se supusieron seguros en su tiempo, y fueron usados sin recelo, volviendo a tener la capacidad que tuvieron, debe llegarse a la misma conclusión, aun si no cumpliem la literalidad de los códigos actuales.

La obra objeto de este informe es de propiedad pública. En construcciones de iniciativa privada, el técnico está obligado a encontrar qué es lo máximo que se puede hacer con una cantidad dada de inversión, fijada por las posibilidades económicas del promotor. En una obra pública se supone que la inversión es teóricamente ilimitada, y la obra es necesaria, de manera que en ese caso el técnico, a lo que está obligado, es a que se pueda realizar con la menor inversión posible, es decir a que se haga lo que se tenga que hacer, con el menor costo que se pueda.

4.1.2 Tipos de construcciones

Los edificios de hasta principios de siglo respondían generalmente al modelo de *muros de albañilería*, tipo extremadamente sensible a la geometría y muy poco o nada dependiente de la resistencia de los materiales. La disciplina que los explica se definía como "Estabilidad de las construcciones", muy diferente a las modernas técnicas de determinar la seguridad de las estructuras actuales, fuertemente condicionadas por resistencia. Las construcciones de muros no sufren tensiones elevadas y no tienen comprometida su resistencia, salvo fortísimas y aparatosísimos signos de degradación material y de pérdida de sección. El fallo básico de estas estructuras es por desequilibrio, vuelco, pandeo, desmoronamiento, pero casi nunca por fracaso tensional. En este tipo de construcciones, la viguería, sea de madera o metálica, es en general un elemento secundario, que se puede reponer paño a paño, sin demasiados problemas, siempre que no se actúe sobre todos ellos al tiempo. En este tipo de estructuras, los datos que faltan tras el levantamiento de planos y posterior análisis, son generalmente de tipo geométrico, casi siempre con objeto de determinar pesos. En estas construcciones el peso no tiene por qué ser necesariamente una acción agresiva; en muchos casos es más bien beneficiosa para la estructura, y los muros no necesitan ser completamente homogéncos ni muy resistentes, sino anchos, y se puede llegar a conclusiones tajantes acerca de su capacidad portante sin necesidad de saber la resistencia de sus materiales más que de una manera vaga, por lo que hacen falta muy pocos ensayos refinados. En los casos más delicados, la información relevante se refiere más a la velocidad de movimiento y no tanto al estado geométrico o de fracturación, que, si está estabilizado o detenido, no suele tener trascendencia alguna. Paradójicamente a este tipo de estructuras y elementos no le es aplicable, tal como está formulado, el concepto de coeficiente de seguridad. Nada puede estar aplomado con seguridad. No hay más verticalidad que la vertical.

El tipo estructural de muros fue inicialmente suplementado, por ejemplo en las partes interiores, por soportes puntuales o pórticos de hierro —fundición o acero, según los casos—. Inicialmente esa estructura adicional se ocupó sólo de la carga vertical, quedando la de muros para la estabilidad y la rigidez, ya que la de acero, con nudos esencialmente no rígidos, no podía procurar. Con los avances de la técnica, —tanto siderúrgica como constructiva—, los pórticos aspiraron a suplantar la totalidad de los requisitos estructurales, al principio con timidez, luego de pleno derecho, dejando los muros con un carácter estructural testimonial, sólo como cerramiento.

Este cambio implicó una mayor racionalización en el enunciado de la estabilidad y las acciones inestabilizantes, básicamente viento, que pasaron a ser explícitas. El cambio de proveer la estabilidad y rigidez a base de peso a hacerlo por resistencia supuso un cambio importante de criterio, que todavía no ha sido bien asimilado, y que implicó algunas disfunciones coyunturales. Por esas fechas, se pudieron dar todas las soluciones intermedias; de ello es buen ejemplo el edificio objeto de este informe. En cualquier caso, con estructuras de acero, los muros de mampostería siguen siempre desempeñando un papel mecánico crucial.

4.1.3 De la seguridad de las construcciones

Toda construcción existente y en pie es susceptible de uso y de vida útil y todas pueden mejorar su capacidad y prolongar su vida con una reparación o suplemento, sin necesidad de alcanzar necesariamente los estándares actuales, que debe entenderse que formulan la seguridad con un margen de seguridad, de manera que la que es exigible y se contacta efectivamente que la hay en una peritación, puede ser inferior a la exigida en proyecto, que se toma en la confianza de que si la construcción supone alguna merma, todavía queda la suficiente. No otra cosa son las prescripciones de elemento mínimo, excentricidad mínima, cuantía mínima, etc, que se adoptan para cubrir los errores que es imposible evitar por completo.

La seguridad de las construcciones sólo está bien codificada en el caso nueva planta, y posiblemente sólo a los efectos de proyecto. En cualquier otro caso son precisos convenios que no están bien establecidos. Los criterios de dimensionado, normas, coeficientes y valores usados actualmente, se utilizan en la suposición de que dan lugar a estructuras suficientemente seguras a un coste razonablemente bajo. La seguridad es un criterio estadístico, de manera que se supone que ese proceso reduce la probabilidad de fracaso estructural a un valor razonablemente pequeño, pero no nulo.

Para determinar la adecuación de un edificio antiguo para soportar una carga diferente de la correspondiente al uso que ha venido teniendo, es preciso analizarlo. El análisis consiste en primer lugar en levantar o reconstruir documentalmente planos fiables, que indiquen secciones y composiciones de los elementos fundamentales. Aun esta aparentemente inofensiva operación puede confundir al ignaro. El levantamiento y dibujo de plantas y secciones del edificio debe permitir descubrir cómo es, cómo se construyó, qué reglas se aplicaron, y cuál fue la jerarquía de los elementos constructivos dispuestos, y los síntomas de vejez, cansancio o daños existentes.

El análisis sobre esta información, puramente geométrica, debe detectar los puntos cruciales del edificio, estableciendo una conjetura de cómo es, se comporta, trabaja, resiste, y es seguro. La conjetura se verificará o no dependiendo de datos que se han omitido tomar en el primer levantamiento, pero que ahora se reputan de decisivos. Estos datos adicionales, —necesarios para validar o invalidar un argumento explicitado previamente—, pueden referirse a cimentación, composiciones ocultas, como armados o rellenos, matices de la geometría, como pándcos, abombamientos, desplomes o flechas, y, en último término, variables físicas indetectables a simple vista, como tensiones, resistencias, deformaciones, o composiciones químicas o ágresiones biológicas. Estos últimos son los clásicos *ensayos*. Sólo un análisis del edificio puede concluir qué ensayos serían esclarecedores. No tendría sentido investigar por investigar sin una conjetura previa y sin explicar claramente por escrito y convenir previamente por qué es necesario hacerlo.

4.2 COMPROBACION DE LA ESTRUCTURA

Como se ha adelantado, la estructura que nos ocupa es bastante atípica. Lo puramente estructural es el esqueleto metálico, pero mucha parte de la carga, rigidez y resistencia lo aportan los muros y pilastras que lo revisten. No hay constancia ni conjetura de cuál fue la hipótesis con que se calculó, por lo que resulta muy difícil atenerse en su rehabilitación al principio de restituir su capacidad primigenia.

Aplicar todas las cargas y papel estructural al esqueleto metálico no tendría sentido. Ya se ha visto cómo, en planta baja, los elementos poseen como piezas de albañilería mucha más capacidad que la de los perfiles que embeben. Y además, buena parte de la carga de los rellenos de hormigón debe gravitar sobre sí misma sin poder apoyarse en los perfiles.

Como debe suponerse que el proyecto fue realizado con un criterio homogéneo, para identificar el grado de seguridad y margen que posee el edificio, y la merma que puede ser aceptable por lesión, oxidación o reposición no completa, bastará el análisis de unos elementos representativos. Las comprobaciones se limitarán aquí a los elementos de soporte, de comprobación más simple a carga vertical y críticos a sismo, en la suposición de que las vigas se encuentran en situación similar. En cualquier caso, como en el proceso deben investigarse las secciones de las vigas que pueden estar en situación más crítica, —las que salvan doce metros del crucero y las de puente de torres—, podrán rehacerse los cálculos a tenor de lo que se obtenga.

4.3 ACCION VERTICAL

Como hipótesis para el análisis a carga vertical se toman 200 kp/m^2 (2 kN/m^2) de cubierta inclinada ligera, 6 kN/m^2 en cubiertas planas, y pisos de coro y entreplanta, y 24 kN/m^3 (2400 kp/m^3) de densidad de las partes macizas de hormigón.

Para los materiales se supondrá que el acero de la época soporta con seguridad hasta 10 kN/cm^2 (1000 kp/cm^2) y el hormigón podría llegar a $0,5 \text{ kN/cm}^2$ (50 kp/cm^2).

En la pilastra tipo, la del punto E1, a pesar de no estar armada, los efectos de estabilidad lateral pueden ser suplidos por el acero, y de todas maneras la esbeltez no supera el valor de 10. En esas condiciones, los $1,4 \text{ m}^2$ de sección de hormigón, serían capaces de soportar hasta 7000 kN a compresión. Para el soporte metálico el forro de hormigón permite prescindir del pandeo, por lo que la sección, que puede no superar 200 cm^2 , supondría que puede soportar hasta 2000 kN .

Esa pilastra debe soportar unos 36 m^2 de cubierta, que a razón de 2 kN/m^2 (200 kp/m^2) son en total unos 70 kN ; un muro de unos 9 m de altura, 6 de ancho y $0,6 \text{ m}$ de espesor, que debido a que no es totalmente macizo, no llega a 32 m^2 , que suponen 700 kN ; unos 18 m^2 de cubierta plana, que, entre losa, perfilería y uso puede llegar a 6 kN/m^2 (600 kp/m^2), en total otros 110 kN ; un dintel de 290 kN ; un arco de 120 kN y el peso de la propia pilastra de 240 kN . En total la compresión en la base no supera 1500 kN . En esas condiciones si el acero lo soportara todo, y la sección fuera la indicada por el informe [4] de unos 200 cm^2 , su tensión no superaría $7,5 \text{ kN/cm}^2$ (750 kp/cm^2). Si fuera el hormigón el que soportara todo, la tensión no superaría $0,1 \text{ kN/cm}^2$ (10 kp/cm^2). A nivel de los huecos de planta alta, la sección de los entrepaños, de no más de 2 m^2 , estaría sometida a menos de 800 kN es decir sin alcanzar $0,04 \text{ kN/cm}^2$ (4 kp/cm^2) de tensión, y el soporte de acero, aun si tras la decapación del óxido retiene una sección de 100 cm^2 , haciendo frente a toda la carga, no pasaría de 8 kN/cm^2 (800 kp/cm^2). Y siempre se podrá aceptar que son ambos materiales los que trabajan conjuntamente.

De las demás pilastras, las que pueden estar en situación peor que ésta son las que soportan las vigas de 12 m de luz, que no tienen mucha más sección aparente, pero recogen más carga. La del coro, según se ha visto, puede recibir hasta 90 kN/m , de manera que la pilastra C1 tendría, además de las cargas de la anterior, 540 kN del coro, otros 300 kN del coro inferior, y otros 100 kN de la entreplanta, en total 950 kN más, llegando a 2500 kN . Cabe pensar que el proyectista,

haciendo cálculos similares, eligiera una sección de acero mayor. Sólo el peso propio del hormigón que gravita necesariamente sobre sí mismo reduciría la compresión a 2000 kN. Lo cierto es que en hormigón, contando con el resalto en los primeros 6 m, la tensión en este caso tampoco superaría 0,15 kN/cm² (15 kp/cm²).

La pilastra H7 recibe 250 kN/m de la viga, que en este caso, como se ha visto ya, soporta la cubierta, el muro de planta alta, el frontón y la cubierta, en total 1500 kN. Del resto de las cargas anotadas para la E1, ésta tiene la mitad de muro alto, dintel y arco, y la misma de peso propio, en total 800 kN. Además soporta la entreplanta, con otros 100 kN. El total se eleva a 2400 kN por lo que puede estar incluso en mejores condiciones que la anterior, sobre todo porque, en esa zona, la pilastras se halla embebida en un muro que aumenta notablemente su sección.

El resto de las pilastras y muros de cierre deben encontrarse mucho más holgados, admitiendo fuertes reducciones de su continuidad, sección, o incluso su desaparición, sin afectar a la capacidad resistente. Todo hace pensar que, salvo el peso propio de las pilastras de planta baja, soportado por sí mismas, el resto del peso fue calculado para ser soportado por la estructura metálica. La conclusión es que la estructura de la nave, a carga vertical, era sobreesegura y lo sigue siendo.

En las torres sucede ootrotanto. La cúpula puede pesar 200 kN y la cornisa de la cota +30,50 m otros 150 kN. El cuerpo cuarto pesa unos 1000 kN. A ese nivel el total no llega a 1500 kN y la sección resistente en hormigón es al menos 3,6 m² lo que da una tensión de menos de 0,04 kN/cm². Si hay ocho soportes metálicos de al menos 50 cm² cada uno, para el total de la carga la tensión no superaría 4 kN/cm².

El paquete de tambores, pináculos, frontones curvos y piso de ese nivel, con vigas puente, puede significar un peso local de 1500 kN, y el tercer cuerpo añade 3000 kN. En total 6000 kN. En ausencia de daños, la sección resistente alcanzaría 8 m² con una tensión media de 0,08 kN/cm²; en acero se ha constatado que hay ocho soportes de 100 cm² lo que significaría que si soportaran toda la carga alcanzarían una tensión de 7,5 kN/cm².

El segundo cuerpo añade 3000 kN de peso propio, más unos 300 kN de piso, en total 9300 kN, pero aumenta su sección a 12 m² dejando la tensión media en 0,08 kN/cm² de hormigón. No consta ni qué número de soportes metálicos están embebidos, ni qué sección tiene cada uno, pero a estas alturas la continuidad inherente al muro hasta la base, permite que la compresión no les afecte. En todo caso si continúan los ocho de la planta superior y aparecen los cuatro que se insinúan por los tacones de las esquinas, y cada uno tuviera los 150 cm² —valor intermedio entre el que sí consta en el cuerpo superior y el que el informe [4] cita como general en la baja— su tensión no pasaría de apenas 5 kN/cm².

El primer cuerpo añade 5000 kN de peso propio, más unos 200 kN simbólicos de la escalera metálica, en total 14500 kN; como la sección aumenta a 14 m² la tensión media apenas supera 0,10 kN/cm². No parece razonable añadir la carga de este cuerpo a los soportes metálicos sea cual fuere su número y disposición.

Con toda probabilidad, como en el resto, el proyectista calculó la estructura metálica de las torres para soportar todo el peso muerto de las mismas, aunque muy bien pudo obviar el del cuerpo primero. Las torres están pues absolutamente holgadas en cuanto a resistencia a acción vertical. No podría ser de otro modo. Un hormigón de 24 kN/m³ de peso específico, puede alcanzar hasta 200 m de altura con espesor constante sin llegar a 0,5 kN/cm² de tensión, y, variando su sección con la altura, puede alcanzar 400 m. El problema no es de resistencia; en todo caso será de estabilidad, y la estabilidad requerida es la que determine el máximo terremoto esperable.

4.4 COEFICIENTE SÍSMICO

Evidentemente ante acción vertical la estructura era segura, —y por lo que se puede comprobar muy holgadamente segura—; no en vano el edificio sobrevivió perfectamente ante esa acción. Pero su seguridad se vió seriamente comprometida con un terremoto.

Cuál sea el valor de la acción sísmica para comprobarlo, es algo que, por ahora, y en ausencia de registros, sólo puede determinarse a partir de los valores del Reglamento. Si bien existe una prescripción en su art. 41 por la que debieran de haberse instalado acelerógrafos en los edificios de más de siete pisos, no es menos cierto que desde 1972 se ha moderado mucho la altura de las nuevas construcciones, limitadas por lo general a una y dos plantas, y no se han producido nuevos seísmos destructores.

El Reglamento Nacional de Construcción asigna a Managua la Zona 6, con el coeficiente sísmico máximo. Aunque se permite, —y en algunos casos, pero no exactamente en éste— se obliga, a un análisis dinámico, para los efectos de este informe bastará la comprobación nominal de los valores deducidos del método simplificado, permitiendo una revisión más sencilla.

El valor final del coeficiente sísmico depende del lo que el reglamento denomina Grupo, Tipo y Grado de la construcción. Evidentemente, por su uso anterior o por el previsible, el Grupo es el 2; era una iglesia, y no cabe pensar en una utilización futura que fuera crítica tras un terremoto; la conjetura actual es un edificio público de tipo cultural. En cuanto al Grado, éste depende de la calidad según la categoría. De acuerdo con el tipo de proyecto, nivel técnico, de ejecución y supervisión, cabe inicialmente asignarle el mejor, el Grado A.

El Tipo es algo enormemente discutible. El reglamento indica hasta siete, de mayor a menor ductilidad, y ese punto es controvertido. El Tipo 1 exige que haya pórticos dúctiles en ambas direcciones. Podría entenderse que en este caso los hay, pero enmascarados en muros y pilastras nada dúctiles. Los pórticos sólo pueden entrar en funcionamiento si falla el hormigón. En último término si juega la ductilidad será tras lesiones severas en los muros y pilastras. Es lo que parece que sucedió en 1972. En términos de situación límite, la estructura podría comprobarse como de ductilidad elevada, lo que le permitiría seguir en pie, aunque fuera de forma precaria. Eso significaría elegir el Tipo 1. De acuerdo con la cláusula de que *no se aceptará como dúctil ninguna estructura que vaya a ser reparada*, parece que la comprobación debería hacerse con un Tipo superior, por ejemplo el 2. Las descripciones de los Tipos 2 y 3 corresponden a construcciones convencionales, lo que no permite clasificar bien la de la Catedral. El margen total entre el tipo mejor y peor no excede de un factor 3, cuando muchos códigos actuales, por este concepto, el de ductilidad, permiten un margen de hasta 1 a 6. Estando así las cosas, para los cálculos posteriores se supone para todo el edificio, incluso las torres, un Tipo 2.

Para Zona 6, Grupo 2, Tipo 2 y Grado A el valor de C en la tabla 14 es de 0,23.

De acuerdo con las observaciones finales del título II, el valor A, de la aceleración máxima del terreno para Managua y un periodo de retomo de 100 años, —el aceptable para Grupo 2— sería de 0,35-g; el factor D, de amplificación, sería de 2,0 contando con que, con toda seguridad, el periodo fundamental del edificio en conjunto es menor que 0,5 segundos; el factor B según tabla A-2, es 0,34. El producto total es 0,24-g, en coincidencia con el valor anterior.

Para las torres, si fueran exentas, según la expresión del art 23, su periodo llegaría a 1 segundo, lo que significaría aceleraciones del orden del 70% de la anterior. Incluidas como están en el edificio casi en sus dos primeros niveles, no se podría llegar a tanto, estimándose razonable un valor de 0,20-g. Debido a que la ductilidad de las torres, en las que sólo hay un pórtico en cada dirección, o que tienen más de muros que de pórticos, sería menor, podrían tenerse que comprobar con el mismo coeficiente de 0,24-g.

4.5 REPARTO DE LA ACCIÓN SÍSMICA

De una manera simplificada, la acción sísmica para el cálculo sería una acción horizontal de valor 0,24 de la vertical. No quiere decir eso que cada soporte deba soportar un 24% de su carga en horizontal. Si se hiciera así, debería calcularse el desplazamiento en cabeza de cada uno, y si fueran diferentes, el diafragma de piso que los une a ese nivel debería encargarse de transferir acción de uno a otro para igualar los desplomes de todos. Calcular cada punto de soporte con una acción 24% de la vertical puede pues ser algo optimista para unos y pesimista para otros.

Mientras la corrección de cortante dependa de un movimiento de traslación del conjunto, las diferencias con un reparto homogéneo pueden ser pequeñas; las mayores alteraciones sobre ese modelo promedio suceden cuando el ajuste es por rotación. Aun si se ignorara todo tipo de correcciones por estos motivos, en caso de sismo los puntos más solicitados fallarían antes, lo que significa que rebajarían su rigidez, transfiriendo el cortante en dirección contraria. La conclusión es que la condición de que todos los puntos puedan soportar el 24% de su compresión en forma de cortante puede ser necesaria. Si ese reparto de la acción horizontal no está proporcionada con la rigidez, la capacidad de soportar el terremoto dependerá de traslaciones o rotaciones indeseables. Antes de producirse esos ajustes, la acción se reparte en proporción a la rigidez relativa de cada punto —por traslación o rotación del conjunto de ellos—.

La formulación de la rigidez no es nada inmediata en este edificio. Cualquier análisis riguroso, o cualquier modelo que se use para describir la estructura, debe plantear la deficiencia de rigidez para este caso, que es muy inhabitual y al que no se aplican directamente las expresiones de la literatura técnica.

La más clásica de todas las formulaciones de rigidez es la de flexión, la de un fuste flexible, unido en ambas cabezas a dinteles infinitamente rígidos, sometido a un cortante V que produce momentos de variación lineal con momento nulo al centro. La expresión clásica es la de que $\delta = MH^2/6EI$. Si la sección se supone formada por dos secciones S a distancia z , la inercia es entonces $I = Sz^2/2$ de donde $\delta = VH^3/3ESz^2$, por lo que rigidez sería $V/\delta = 3ESz^2/H^3$. Para compararla con otras, se puede poner como $V/\delta = 3z^2/H^3(1/ES)$ {1}.

Si el elemento es un muro continuo de longitud grande comparada con la altura, la rigidez dominante es la de cortante. El cortante V en su sección de base S produce una tensión tangencial $\tau = V/S$. Eso produce una oblicuidad de valor $\gamma = V/SG$ siendo G el módulo transversal del material. En una altura H el desplome δ sería $\delta = VH/SG$ por lo que la rigidez, medida por el cociente de V a δ , sería la clásica expresión $V/\delta = SG/H$ {2}.

La expresión {2} depende de que la composición de compresión y cortante dejen a toda la sección comprimida, es decir de que la oblicuidad de la trayectoria de cargas caiga en el tercio central de la longitud del muro o machón. Si la trayectoria de cargas corta a la directriz en la mitad de H —por ejemplo cuando el machón se halla embebido entre dos dinteles—, para una oblicuidad de 24%, la condición del tercio central lleva a que $H/L < 1,33$. Si debido a la mayor oblicuidad o a las proporciones del paño, la compresión se sale del núcleo central, aparecen tracciones en un borde. Si el material no puede soportarlas, la compresión se concentra en un extremo y, en primera aproximación, la rigidez corresponde a la de la sección efectivamente comprimida. Y baja muy rápidamente. Para una oblicuidad del 24%, en un machón de relación $H/L = 2,67$, la trayectoria cae a 1/6 del extremo, reduciéndose sección y rigidez a la tercera parte de lo que indica {2}. Y si el machón tiene $H/L = 4$, la compresión cae justamente en el borde de la sección y la rigidez, y la capacidad resistente, se anulan.

Si la trayectoria cae fuera del núcleo central, pero el machón resiste tracciones, el modelo cambia. Si la capacidad a tracción se dispone en ambos bordes —como cuando se disponen en ellos fustes traccionables—, el modelo puede ser el de la compresión concentrada diagonalmente hacia un extremo a tensión confortable, y el resto del momento soportado por el par de fustes extremos. Si cada uno de ellos tiene una sección S y están a distancia L , la expresión es la {1} con $z = L$, o sea $V/\delta = 3L^2/H^3(1/ES)$ {3}.

Si la trayectoria cae fuera del núcleo central, y el machón sólo soporta tracciones en su centro, como cuando se dispone un fuste en medio de él¹⁵, el modelo de comportamiento puede representarse ventajosamente por un tirante vertical, traccionable, y un codal oblicuo del centro a bordes diametralmente opuestos en el sólido capaz del machón. Puede comprobarse fácilmente que entonces la rigidez se rige por una expresión del tipo $V/\delta = 8z^2/H^3(1/ES_1 + 1/ES_2)$ {4}.

En las formulaciones anteriores, H es la altura en régimen antimétrico. Si, en función de las condiciones de extremo, el punto de momento nulo se encontrara fuera del centro, las expresiones deberían variar en consecuencia.

Debido a que la rigidez depende pues de la oblicuidad de la carga, ésta de la componente horizontal, y ésta de la rigidez, el problema es un círculo vicioso, en lo que técnicamente se denomina no lineal y no puede formularse en una etapa. Cualquier análisis debería hacerse incrementalmente, verificando el reparto de carga de acuerdo con la rigidez anterior, y la evaluación de la nueva para el siguiente incremento de acción horizontal. No obstante, si el edificio ya existe, y todo lo que se necesita es una comprobación de capacidad o una explicación de cómo resistió, y en dónde en más interesante actuar, caben cálculos directos algo más simples.

4.6 COMPROBACION ANTE ACCION SISMICA

4.6.1 De la planta alta de la nave

En la nave, en la planta primera, véanse los planos 4 y 14, el desplazamiento de los puntos de la cota +18,40 m respecto a los de la +11,00 m, ya que $H/L < 1,33$ exige de los puntos que deben moverse en dirección del propio paño un comportamiento de muro. De acuerdo con los pesos antes obtenidos, un 24% de la carga supondría, a nivel de alféizar, una acción del orden de 140 kN que, en 400x60 cm² supone una tensión tangencial de 0,01 kN/cm². Para el hormigón en masa se acepta, en condiciones normales de seguridad hasta siete veces más, y en estado límite incluso diez veces más. Para la sección de 100 cm² de acero del fuste incluido, sólo sería 1,4 kN/cm² frente a los 5 kN/cm² seguros o los 8 kN/cm² últimos. La rigidez de cada machón, según {2}, aceptando para el hormigón $G = 650$ kN/cm², llegaría a 39000 kN/cm, lo que significa que el desplazamiento en cabeza no superaría 0,03 mm.

Naturalmente en dirección transversal la situación es completamente distinta. Ahora el problema es de ménsula a flexión, y el modelo, como mucho, el de tirante con codal oblicuo. Por la cubierta, a 6,5 m por encima del nivel de alféizar de huecos, una acción 24% de su peso daría 17 kN; el dintel añadiría 60 kN a 5,25 m, y el propio machón otros 60 kN a 2 m; en total un momento de 580 m·kN. Antes de verificar cómo podría soportarlos, convendría medir la rigidez. Suponiendo momento nulo en la cúspide, según {4} no se superarían 15 kN/cm de rigidez, algunos miles de veces menos que el valor anterior, lo que significa que, si es posible, sólo funcionará el primero de los esquemas.

Dejando por ahora las torres, para oscilaciones de la nave en dirección Este-Oeste, hay 14 machones del primer tipo, más los dos frontones; sólo los 3H, 3J, 4H y 4J quedan desamparados en ménsula. Contando incluso con sólo la rigidez de la viga de coronación, dichos machones se encuentran cómodamente soportados por los contiguos. Las oscilaciones Norte-Sur necesitan alguna explicación adicional. Ahora sólo hay 8 machones efectivos, frente a los 28 totales, lo que significa que la acción sobre los primeros debe ser hasta 3,5 veces lo supuesto. Y

¹⁵ Los modelos clásicos disponibles en la literatura técnica son los de refuerzo en los bordes, como se dispone en el hormigón armado.

no está claro cómo llega. Por ejemplo la oscilación de los machones E1, F1, E2 y F2, para soportarse en los de las líneas C y H deben movilizar en cabeza una vigas de 30 m de luz con apenas un metro de canto, contando como tal el ancho en planta de la cornisa, pero que no es resistente a flexión en todo ese valor.

Por lo que puede detectarse, en el movimiento Norte-Sur, la cubierta ligera sólo sirve, a lo sumo, para forzar el movimiento sincronizado de las líneas 1 y 2. Para transferir carga a las C y H debería comportarse como un diafragma en el plano horizontal. Algo de ello debió haber ocurrido, ya que los elementos de diagonalización de ese plano se encuentra hoy pandeados. No obstante, dada la pequeña rigidez de los machones ante flexión transversal, casi cualquier cosa funcionaría. Incluso el momento de 580 m·kN sería soportable por dos perfiles de 300 mm, 100 cm² de sección en total, contando con el hormigón débilmente comprimido de manera alternativa en cada uno de los bordes. Totalmente desamparado, y para el 24% de acción horizontal, el desplome en cabeza de uno de los machones llegaría a 10 cm a un lado y otro, lo que no incrementaría el momento en más de 59 m·kN, el 10% del inicial, por lo que ni siquiera influiría¹⁶ en efectos de segundo orden.

Cabe discutir si los comportamientos analizados pueden reputarse de dúctiles. Evidentemente no mucho. Si bien es verdad que el reglamento asigna el coeficiente K, de Tipo, a la estructura, podría corregirse en un elemento en particular si no es tan dúctil como el conjunto. Para el machón a cortante la ductilidad correspondería más bien al Tipo 4, con un valor de K vez y media mayor que el supuesto. Aun si se supusiera que la planta debe calcularse para 0,36-g, los machones en sentido longitudinal estarían todavía sumamente holgados. Para los puntos que deban funcionar en ménsula, el alcance de una rótula en base significaría el colapso, por lo que no podrían acogerse a la ductilidad.

Pero en la realidad existe al menos una viga en cabeza que provee la necesaria redundancia para un comportamiento dúctil. En el camino de aumentar la aceleración hasta 0,36-g el alcance del agotamiento significaría la anulación de la rigidez y la transferencia del incremento de acción a otro comportamiento diferente. Esa es justamente la coartada de la reducción por ductilidad.

Que la planta alta de la nave tenga suficiente margen para soportar el terremoto del reglamento, y que soportara el que hubo en 1972, no empece que, si es posible, se intente proveer de la máxima rigidización en cubierta, bien en sus planos, bien en el falso techo inferior. No parece que haya margen para unir ambos lados de la nave con vigas de suficiente canto y rigidez como para funcionar como pórtico de nudos rígidos. De acuerdo con los planos levantados y con las fotografías, no cabría una viga de más de 40 cm de canto para 12 m de luz, salvo en la línea C, donde el dintel desaparecido, desde el capitel del orden jónico, permite hasta 1 m, aunque la mayor justificación para disponer ahí un elemento de refuerzo sea mejorar el comportamiento de las torres.

4.6.2 De las plantas altas de las torres

Las torres, a nivel de +11,00 m pesan del orden de 9300 kN cada una. Con sólo los machones en su dirección hay 6,7 m² de sección, lo que significa, para una acción horizontal 24% de la vertical, una tensión insignificante. En estructura de fábrica, la ausencia de ductilidad obligaría a proceder con un coeficiente mayor, comparable al de rozamiento entre mampuestos, lo que la dejaría en situación precaria. Aquí, con una solución monolítica, resistente a tracción por los fustes embebidos, y dúctil, la situación mejora mucho. Aun contando con un comportamiento en ménsula, con los fustes traccionados y sólo uno de los dos machones acodalando, habría hasta

¹⁶ En rigor, aceptar una aceleración del 0,24-g supone una reducción por ductilidad, de forma que el desplazamiento de cálculo sería mayor, hasta 2,5 veces según el art. 34. Lógicamente, antes de producirse esos ya no tan pequeños desplazamientos, habría entrado en juego el comportamiento como viga horizontal, ampliamente rigidizada por la cornisa a nivel +18,40 m, cuyo ancho, de 1 m, debe tenerse en cuenta en el modelo.

dos secciones de 60×120 cm en los que cabría cómodamente la compresión de 9300 kN a razón de 0,6 kN/cm², permitiendo soportar una acción horizontal de hasta 60% de la vertical.

El fracaso de las torres, además de por los problemas de impacto vertical en las vigas de puente que soportan el cuerpo cuarto —caso de la torre Norte— o del fracaso frágil de un remache —torre Sur—, puede haber estado inducido por rotación. En efecto, como puede comprobarse inmediatamente en el plano 4 y 14, en la oscilación de las torres en dirección Este-Oeste hay cierta simetría, pero en la Este-Oeste no. En esa oscilación, la línea B es continua de una torre a la otra, pero en la C la continuidad está interrumpida. En la línea B, entre las cotas +18,40 m y +11,00 m, la acción horizontal puede repartirse entre 7 machones —contando los extremos como mitad— de los que dos ellos, los B13 y los B24 son continuos y mucho más rígidos y resistentes que los demás. Con las mismas consideraciones, en la línea C sólo hay escasamente cuatro. La conclusión es que, mientras el centro de empuje se sitúa en el centro de masas de la torre, punto que coincide con su centro, el de la reacción para soportarla está francamente desplazado. La excentricidad en planta de este par, —aun sin incrementarlo en la excentricidad ocasional que indica el código en el art. 30— ocasiona torsiones y ampliaciones de efectos no deseados.

En rigor tampoco hay simetría en la dirección Este-Oeste. La continuidad de piso en el módulo BC entre las líneas 1 y 5 en la cota +18,40 m, y que, tomando la torre Norte, la reacción sea mucha más rígida en la línea 1 que en la 5, hace que el centro de rigidez se sitúe más cerca de la línea 3, muy alejado del centro de la torre, donde está la resultante de empuje, por lo que también hay efectos de torsión acoplables con los de traslación, de mucha más difícil modelación.

La simple unión de ambas torres en la línea C, aprovechando la caja que deja el falso dintel a la altura del cielo raso de la nave no es suficiente. Con ella sólo se conseguiría que ambas torres tuvieran que sinerónizar sus movimientos de torsión. Sólo la rigidización completa del paño B1-C2 en esa cota sería medianamente eficaz, eliminando por completo la rotación de la oscilación Este-Oeste, y obligando a que la procedente de la Norte-Sur tenga que jugar contra una rotación del conjunto de ambas, del rectángulo B5-C6, mucho menos factible que con cada una por separado. Aunque se trata de una explicación *ex post facto*, y por tanto haya que tratarla con ciertas reservas, lo cierto es que es el cuerpo situado justo sobre la cota señalada, el que ha sufrido más, con gran diferencia sobre los demás, cuando pesos y secciones y por tanto tensiones tangenciales son muy parejas de unos a otros.

En otro orden de cosas, el peso del cuerpo cuarto y cúpula, en total unos 1500 kN, descompuesto en ocho cargas de 200 kN cada una, gravita sobre vigas de 7 m de luz, actuando es sus tercios. La carga de los objetos que hay en la cota +25,20 m, frontones, y sobre todo tambores y pináculos, que en total suponen otros 1500 kN, depende también de esas vigas. Probablemente no es tanto el peso, cuanto la solución constructiva del embrochado o cruce de las vigas del mismo canto entre sí, de muy difícil ejecución, y el que, ante sismo, el fenómeno de cortante tenga un comportamiento frágil, lo que ha podido favorecer lo que parece el fracaso de la torre Norte, y suministrado un esfuerzo adicional que ayudó a vencer el soporte de la torre Sur.

En general se suele despreciar la componente vertical del sismo, ya que, habitualmente los soportes son continuos. En ménsulas cortas, vuelos con carga en punta, y soportes en falso conviene no olvidarlo. Para este tipo de cálculos se suele tomar del orden del 70% de la aceleración vertical, que en este caso, sería del 18%. Parece poco, ya que en caso de sismo se puede aceptar un incremento de resistencia que supera ese margen. Pero la cuestión crucial es la ductilidad. Ante cortante no debería contarse con ella. En el código nicaragüense no se insiste en ello. Si, como se deduce del art 34, los valores del código llevan implícita una reducción de 2, la aceleración efectiva horizontal en ausencia total de ductilidad podría llegar a 0,72-g, lo que con periodos cortos, como son los de este edificio, significarían sobrepesos de hasta el 50%. En esas condiciones, teniendo en cuenta los incrementos por momento de volteo, la estructura de vigas puente, sobre todo en el comportamiento a cortante, puede haber llegado a hacer crisis. Aunque en la torre Sur no es aparente, en la Sur sí parece (véase la fotografía 78) que ha habido un descenso perceptible por giro plástico de la rótula de encentro de ambas vigas, lo que sugiere que antes de la reparación se mida con detalle el grado de descenso en ambas.

En prevención de riesgos futuros, lo aconsejable, ya que hay espacio para ello, y no afecta a la apariencia, sería la de disponer una estructura en tronco de pirámide que pase, de los vértices

sobre la planta de 7x7 m en la cota +18,40 m, a los situados en el octógono de 4x4 m en la cota +25,20 m, disponiendo puntales oblicuos de un vértice a otro, y diagonales en todas las caras, con objeto no sólo de proveer resistencia, sino de competir con la rigidez del muro exterior de ese cuerpo.

4.6.3 De la planta baja de la nave

En planta baja el elemento característico es la pilastra. La típica de nave, teniendo en cuenta la reducción de la carga viva, y el peso en su mitad inferior, soporta del orden de 1200 kN, tendría, con el 24% de acción sísmica un cortante de 290 kN, poco para los 1,4 m² de hormigón, ya que sólo serían 0,021 kN/cm² y poco para los 200 cm² de acero, ya que supondría 1,5 kN/cm². Pero tiene demasiada esbeltez, de manera que el comportamiento debe ser el de pieza mixta de tirante y codal. Con ese modelo, en los 8,5 m de fuste, la acción de 290 kN supone un momento de 1230 m·kN. Admitiendo un brazo de 0,65 m entre tirante y cabeza comprimida en un borde, el par sería de 1900 kN. Para el acero eso sería menos de 10 kN/cm² y el hormigón podría contar con 3000 cm² a 0,6 kN/cm², valores perfectamente soportables con los materiales usuales, teniendo en cuenta la reducción de seguridad que se admite por sismo¹⁷. Según {4} la rigidez llegaría a ser de 125 kN/cm, de manera que el desplome sería sólo de 3 cm en 8,5 m de altura, que, aun con el margen indicado en el art 34, es admisible.

El ritmo de huecos de fachada hasta entreplanta, sobre todo cuando están rasgados hasta cota 0,00 m, deja paños de una esbeltez con la que deben representarse con el modelo de tirante y codal. Las pilastas secundarias, de la fila 3 y 4 son de sección menor, pero también operan sólo con la altura hasta la entreplanta; lo que hay desde la cota +6,00 m hasta la +11,00 m es un muro rígido. Las del deambulatorio están asimismo partidas por el nivel de la entreplanta.

Pero en la planta hay más elementos y de otro tipo. En particular hay paños que se comportan como muros de corte para oscilaciones Norte-Sur. En la fachada Este, los módulos M13 y M24, suponen un diafragma de unos 0,6 m de espesor y 7,0 m de largo, con una rigidez en la altura de 8,5 m de la pilastra, según {2} de 32000 kN/cm. El propio paño del altar, (L12), aunque no sea macizo, está cuajado de mampostería. En el borde opuesto de la planta, los paños que pueden comportarse como muros son los de la torre, en particular los C35 y C46. Además en D35 y los D46, para dar continuidad al cerramiento sobre la entreplanta, se ha dispuesto un muro macizo de parecida rigidez.

En un tanteo preliminar, en la planta pueden contarse como unas 60 pilastras de 125 kN/m y cuatro muros de 32000 kN/m. No hace falta más precisión. En un movimiento Norte-Sur, la práctica totalidad de la acción horizontal se la llevarían los muros, y sólo cuando estos fallasen entrarían en juego de manera relevante las pilastras. No obstante el reparto debe tener en cuenta la no uniformidad de la carga. Las torres acumulan hasta 15000 kN cada una. En el resto de planta hay del orden de 1500 kN por pilastra o módulo de 6x6. El razonamiento es simple, si el edificio se abstrae como dos núcleos, que es, en esencia como se comporta al principio. Eso permite razonar sin tener en cuenta la rotación, tratando el conjunto como una viga apoyada en los extremos.

La carga total es como 75000 kN; el 24% es 18000 kN. La "reacción" en la línea C es del orden de 12000 kN y en la M de 6000 kN. Para esa última zona, sólo los dos muros citados poseen 8,4 m² en total, soportando la acción de seísmo a razón de 0,07 kN/cm² que, si bien es mucho como tensión admisible, es inferior a la límite en ese tipo de material. Afinando algo más, a este borde le corresponderían algo así como 20 pilastras, lo que significa que entre todas ellas

¹⁷ En el art 32 del código nicaraguense se indica que ante acción vertical se calcule con la totalidad de la carga, muerta más viva, pero ante sismo debe calcularse con esa carga más el 71% de la acción del terremoto, pero admitiendo tensiones un tercio mayores. Los valores del texto son cálculos de referencia sobre la base de la superposición de acciones como la que se indica para acción sísmica en estados límites, que permiten llegar en esa combinación de carga hasta tensiones un 70% mayores.

toman 240 kN de acción horizontal, dejando 5760 kN para los muros¹⁸. Naturalmente si hay un diafragma que permita ese transvase de acción.

Lo hay. El piso a nivel de +11,00 m, véase plano I4, es esencialmente un plano rígido que une eficazmente la práctica totalidad de los puntos e impide su giro. El piso a nivel +6,00 m es mucho menos efectivo. Salvo cuando encima hay cerramiento, casi no tiene otro papel que obligar al mismo desplome, sin poder cambiar el signo del momento o invertir la trayectoria de la carga. Pero es suficiente.

Sea como fuere, lo cierto es que el edificio, en la línea M tiene un paño rotundo, continuo, muy bien amparado y reforzado en extremos y cúspide, en la que hay un módulo prácticamente ciego, y al interior, bien arriostrado por un diafragma rígido a media altura, y que no presenta cicatrices. En esa zona, la combinación de diseño, peso, rigidez y resistencia se ha manifestado como acertada.

En el nivel +6,00 m se produce una interrupción del diafragma horizontal, que existe sólo desde B a G, y de J a M. En el intervalo de G a J su papel tiene que suplirse con el muro testero y los dos chaflanes. Eso explica que en esa zona los paños más castigados sean los del Oeste, los G5J7 y G6J8. Los del lado Este apenas están afectados. Quizá el proyectista no "viera" nunca un plano como el I4 ya citado, nivel de entreplanta, en donde se aprecia rápidamente que ese tiene que ser un punto frágil. Que el plano rígido superior que enlaza H con J sea asimétrico, —lo que hay a un lado es un muro y al otro una viga puente soportando un frontón—, y que los muros del chaflán estén debilitados por homacinas y ventanas falsas, agudiza el problema. Sin embargo los condicionantes del espacio arquitectónico no dejan intervenir con desenvoltura en esa zona, salvo en el techo.

Lo anterior es para oscilaciones Norte-Sur. Ante las transversales, de Este a Oeste, el edificio es simétrico, y apenas hay puntos que puedan tener mucha más rigidez que otros, salvo los testeros del crucero, 7HJ y 8HJ y las torres, que tienen más rigidez, pero también más carga. En un cálculo preliminar, la acción debe repartirse de manera relativamente uniforme, aunque posiblemente tras acusar y romper por los debilitamientos de los paños citados, lo que permite razonar en sentido inverso, siendo aconsejable que, ya que son frágiles, que sean menos rígidos. A la vista del comportamiento del edificio en el terremoto de 1972, sería conveniente mejorar la rigidez en su plano del piso +11,00 m en las terrazas delante de los testeros del crucero (7H5J y 6H8J), reduciendo la sensibilidad a rotura de los paños verticales de esa zona.

4.6.4 De la planta baja de las torres

Aun para las oscilaciones Este-Oeste, las proporciones del edificio y la situación de las torres, hace que para el cálculo de éstas sea decisiva la torsión, es decir el comportamiento Norte-Sur. Retomando los cálculos del apartado anterior, en la zona Oeste se concentra una acción horizontal de probablemente unos 12000 kN, y contando con que el comportamiento inicial es a base de muros, o sea frágil, incluso de 15000 kN.

En el pórtico de acceso, A, las columnas tienen demasiada esbeltez. El de entrada, B34, está sumamente rasgado y se comporta como pilastras. Aunque las torres tienen mucha sección, se hallan asimismo rasgadas en al menos tres de sus lados. Lo único que remeda un muro es el paño C35 de la torre Norte y el C46 de la Sur. Parece que el proyectista, al diseñar este paramento del lado de la nave, copió una falsa pilastra a la misma altura que las de la nave, independientemente de que el verdadero punto de soporte, proyección del que hay dos cuerpos más arriba,

¹⁸ Este razonamiento tiene algún fallo. Si son muros los que básicamente soportan la acción del terremoto, la acción de cálculo debe ser superior, ya que no se puede contar con tanta ductilidad. Suponiendo Tipo 3, la acción sería un 25% superior, o sea 0,30·g. Pero aun esa acción, que alcanzaría 7200 kN para los dos muros, daría lugar a tensiones relativamente soportables. Como cálculo para explicar lo sucedido o detectar los puntos débiles de lo ya construido es suficiente.

estuviera ligeramente desplazado. Además cajeó el intervalo entre ambas pilastras, de manera que, por las medidas tomadas, —aunque puede que no sean fiables— se deduce que el muro quedó en unos 0,40 m de grosor.

Mientras que el cerramiento entre las cotas +6,00 m y +11,00 m, de la línea 3DG se soluciona en planta baja con dintel, véase fotografía 49, en el módulo D13 se dispone un muro. Tampoco parece muy grueso, del orden de 0,30 m, aunque para medirlo con rigor sería preciso calarlo. Desde el punto de vista compositivo no parece imprescindible, y estructuralmente acaba resultando más rígido que resistente, y por tanto frágil.

La conclusión en este caso es que, al principio, la acción horizontal gravita totalmente sobre los muros citados, uno de 5,00 m por 0,30 m y el otro de 7,00 m por 0,40 m. Para 15000 kN, la tensión tangencial resultante sería del orden de 0,17 kN/cm², doble de la de la fachada Este.

En esta zona los muros deben colapsar, anulando su rigidez, permitiendo que entren en juego las pilastras y machones, que, jugando además con un comportamiento más dúctil, y con resistencia holgada, permiten soportar razonablemente bien la acción del terremoto. De hecho han roto aparatosamente, con grietas totales en "X". No es un síntoma de fracaso o de precariedad, sino de fallo de fusible que ha permitido que entre en funcionamiento la segunda defensa, más resistente.

No obstante los efectos de esta concentración de solitación por rotación del conjunto son bien percibibles. La fachada Este puede aparecer intacta. Paradójicamente, esa inmunidad es la que, de alguna manera, es la que agrava los problemas de la fachada opuesta. Que un extremo no sufra, incrementa el enorme destrozo en el otro. Al fallar los muros de la parte Oeste, el centro de rigidez se desplaza hacia el Este, ocasionando que el movimiento de rotación sea más aparatoso todavía, y que, jugando a ductilidad, para que todos los puntos colaboren con sus resistencia, deban darse movimientos acusados en las esquinas. Eso explica las grietas diagonales en la fachada principal, en la base de la torre Sur, B46, véase el plano 6, y las de la torres Norte en esa fachada, 5BD, plano 9.

Lo razonable en este caso sería prescindir en lo posible del paño D35 y D46 por demasiado rígidos pero poco resistentes. A cambio, a los cuerpos inferiores de las torres, se les podría intentar dar una rigidez acorde con su carga y posición vulnerable. Aun con los huecos y escaleras que incluye, el carácter de hormigón sin tratar de los paramentos permite disponer riostras o cruces, dimensionadas para alcanzar una rigidez acorde con la sección de hormigón existente.

No nos atrevemos a insinuar que lo congruente fuera eliminar rigidez de la línea M, abriendo los huecos ahora sólo insinuados. El edificio se comportó razonablemente bien, y ha sobrevivido bien, por lo que las intervenciones deben ser pocas y bien meditadas. Cualquier alteración muy brusca, sólo justificada por cálculos, puede tener en la realidad efectos indeseados; no se olvide que el cálculo sólo es un modelo que *creemos* que puede tener éxito, pero que se pone a prueba en cada obra.

La antigua Catedral de Santiago de Managua, fueran cuales fueran los cálculos hechos, —y por los conocimientos y herramientas de la época, no pudieron ser muy elaborados— se puso a prueba dramáticamente en 1972 y la superó con éxito.

5. CONCLUSIONES

5.1 GENERALIDADES

La antigua Catedral de Santiago de Managua, construida entre 1929 y 1940, es un edificio sólido, bien concebido y ejecutado. Hasta el día de hoy todos los informes abundan en que el edificio no está en situación de colapso y es perfectamente recuperable a un costo razonable.

Para haber sido proyectado con una técnica en su momento incipiente, y en un estadio de conocimientos sísmicos primitivos, el hecho de comportarse bien durante treinta años, superar un terremoto destructivo que arrasa la ciudad en su derredor, y luego seguir en pie con dignidad otros veinte años más, en situación de abandono y sujeto a las inclemencias meteorológicas, es una muestra de calidad.

El terremoto de 1972, junto con el pillaje, y el paso del tiempo han degradado la construcción, que presenta carencias, deficiencias y lesiones de todo tipo.

La estructura es poco habitual, y por supuesto no se parece en nada a los modelos hoy propugnados, por lo que su comprensión, análisis, reparación y constatación de su validez exigen del técnico una buena dosis de imaginación. Si satisface los niveles de seguridad deseables es algo que no puede hacerse aplicando sin más la letra de las cláusulas del código vigente, pero a todas luces, al menos en cuanto a la estructura global, puede llegarse a esa conclusión con modelos relativamente simples, lo que facilita el consenso de los organismos implicados.

El estilo, de corte canónico, simple, regular y simétrico es una de las claves del éxito, —el análisis del proyecto da muestras del ingenio geométrico del autor—. Aunque puede no haber sido deliberado, el hecho de ser una construcción al mismo tiempo pétreo y metálico explica el resto. La estructura interior metálica le ha dado la elasticidad, recuperabilidad y ductilidad necesaria para seguir en pie, y el monolitismo para evitar su desmembramiento. El forro de piedra le ha proporcionado la rigidez, estabilidad, y durabilidad, lo que le permitió soportar, sin demasiados movimientos, pequeños seísmos, como indica el Reglamento General de Construcción de Nicaragua que pide *resistir seísmos menores sin daños*. Una construcción de ese porte, sólo de albañilería, no hubiera podido disipar la energía de seísmos fuertes y se hubiera derrumbado.

El terremoto de 1972 puso a prueba de forma impresionante la capacidad del edificio, y éste salió airoso. Aunque evidentemente saltaron algunos elementos añadidos y de decoración, el conjunto como tal mantuvo la geometría original. Para cumplir el requisito de *evitar el colapso por efectos de seísmo de gran intensidad*, operó el mecanismo de defensas escalonadas, a base de la rotura y sacrificio de algunos paños de fábrica que permitieron que entrara en juego la estructura dúctil de acero. Muchas de las grietas no son el síntoma de la desgracia o del fracaso, sino el signo de puesta en funcionamiento de la estructura de reserva, de un mal menor consentido o necesario, y en cierta medida, provocado por el proyectista.

Los augurios de que, tras el terremoto, el edificio se encontraba en mal estado y era irrecuperable, o peligroso, por la precariedad de algunos elementos sueltos, no se cumplió. Desde entonces, y para el tiempo que ha trascurrido y sin conservación, son escasos los daños adicionales.

Tras la inspección, levantamiento de planos, y análisis de los datos tomados, consideramos en general válidas las conclusiones de nuestro informe preliminar de junio de 1995, matizadas con los apartados que siguen.

5.2 DAÑOS

Con todo, el mayor problema, desde el punto de vista de garantizar una amplia supervivencia a un coste razonable, puede estar en la oxidación de los elementos interiores. El forro de hormigón, que en principio es una ventaja y una barrera eficaz para la oxidación, una vez que, por fisuración o alteración química del revestimiento, pierde esa cualidad, se convierte en una desventaja, complicando la reparación. Una vez iniciada la oxidación, el aparatoso aumento de volumen del acero oxidado revienta el revestimiento y facilita la entrada de más oxígeno a velocidad creciente. Las lesiones verticales a uno o los dos lados del eje del soporte suelen ser siempre por oxidación y aun algunas horizontales tienen el mismo sentido respecto a perfiles secundarios.

Los daños propiamente mecánicos son en muchos casos inofensivos o intrascendentes. Corresponden a manifestaciones de juntas de hormigonado o colado, —como en la base de las pilastras y columnas, o en muros—, o a la rotura casual de elementos de postizo no específicamente estructurales ni relevantes, —como las de arcos o ventanas circulares.

En algunos casos se manifiestan roturas propiamente dichas como son las de paños en "X", completas o incompletas, que en unos casos corresponden a paños frágiles no resistentes, que debieron fracasar para dar entrada a la verdadera estructura, y en otros a alguna torpeza de diseño, por debilitamiento de un paño, como en el caso de los chaflanes de testeros alrededor de las hornacinas o las ventanas insinuadas.

El paso del tiempo, la oxidación, y las lesiones primitivas del terremoto, se han combinado en algunos casos, sobre todo en la fachada norte, para degradar y romper elementos salientes de la molduración sin incidencia en la estabilidad global, aunque sí en la apariencia.

Como daños relevantes y que exigen intervención propiamente estructural se pueden citar la rotura de un soporte de cuerpo tercero de la torre Sur, y el colapso general del dicho cuerpo, la rotura del enlace entre el tercer y cuarto cuerpo de la torre Norte, con penetración de uno en otro, haciendo saltar los pináculos y tambores que adornaban las esquinas, y rotura generalizada de frontones y capiteles de revestimiento. Las grietas de fachada Oeste, al pie de la torre Sur, y en la fachada Norte de la torre de ese lado significan la superación de tensión en elementos específicamente estructurales sin reserva, que exigen refuerzo. Asimismo, las roturas de paños de los cuerpos salientes de cruceros en planta baja significan que, en esa zona, la rigidez es insuficiente.

Por lo demás, y con las reservas de intervención que se indican, las lesiones observadas no impiden pronunciarse en el sentido de que la construcción, sobradamente sólida, es capaz, aun en el estado actual, de salir airosa de las comprobaciones de niveles de seguridad exigibles por los reglamentos en vigor para uso público.

Es de destacar que la mayoría de las actuaciones que se señalan, son menores, de carácter local, sin complicaciones mecánicas ni precauciones especiales, ni jerarquía ni necesidad de hacerlas en orden o ritmo prefijado, con una amplia libertad de ejecución, medios ordinarios, a medida que sea posible según el presupuesto disponible, y que, una a una, son mejoras por sí mismas.

5.3 INTERVENCIONES RECOMENDADAS

Como pautas de intervención señalamos:

1. Sería deseable detectar el punto posiblemente afectado por un ligero fallo local del subsuelo, indicado en alguno de los informes previos, aunque el mismo autor indica que es poco importante.
2. Comprobación del levantamiento de planos aportado, detectando errores y acotando medidas de gruesos de elementos, y utilizando la base para anotar con más detalle el inventario de daños o la actuación sobre los mismos.
3. Determinación de la posición de los soportes reales metálicos en las torres, en los cuerpos segundo y tercero, y a ser posible, en el primero.
4. Determinación del tipo de recubrimiento y estado de conservación, y comportamiento, sobre todo a cortante, de las vigas puente bajo los frontones de crucero, con medición de flecha tanto aparente, del recubrimiento, como real, del perfil interior, y en su caso comprobación y refuerzo.
5. Eliminación de los elementos sueltos o desprendibles, por inspección directa. En caso de que deseen reponerse los que se perdieron por sismo, se debe acudir a materiales poco pesados con uniones resistentes a tracción y a la flexión ocasionada por las fuerzas locales indicadas en el reglamento.
6. En el caso de elementos superpuestos a elementos metálicos, con revestimiento exiguo, como es el caso de los capiteles y órdenes en las esquinas de las torres, debe prepararse y limpiarse efectivamente la zona, y disponer un anclaje adecuado.
7. En la torre Sur, debe procederse a apcar y sustituir el soporte roto, decidiendo, tras el levantamiento de niveles, si procede mover hacia arriba el piso de la cota +25,20 m o dejarlo en su sitio.
8. En la torre Norte debe procederse a un levantamiento de niveles para verificar si es posible reponer las roturas de elementos pétreos sin llevar a su sitio el piso de la cota +25,20 m.
9. En el cuerpo tercero de ambas torres se debiera disponer una estructura interior en pirámide para dar continuidad entre los soportes del cuarto y los del segundo.
10. En ambas torres se debe proceder a suministrar rigidez adicional al cuerpo bajo, incluyendo diagonales interiores en las cuatro caras, comprobando las fisuras que pasen del exterior al interior.
11. Se debe verificar la posibilidad de eliminar el paño de la nave lateral inmediato a las torres, o su sustitución por dos muros con alma metálica triangulada en su interior.
12. Sobre el coro, y en la misma línea que las vigas inferiores, debe reponerse un dintel de parecida rigidez a los otros, en donde ha quedado su huella, siendo recomendable que el paño completo entre ese dintel y la fachada se cubra con una losa monolítica que permita un comportamiento de diafragma continuo, abrazando ambas torres.
13. Si se repone la cubierta opaca, lo deseable sería procurar el comportamiento rígido en el plano horizontal. En otro caso sería al menos recomendable enlazar los soportes de un lado y otro con toda la rigidez que fuera compatible con las condiciones arquitectónicas.

14. Debe medirse el grado de carbonatación o el pH del revestimiento de hormigón tanto en las zonas dañadas como, por comparación, en las no dañadas y en profundidad, para determinar el nivel de protección pasiva que había originalmente, y la que actualmente queda, con objeto de determinar en detalle las pautas a seguir en esos puntos.

15. Si las conclusiones del punto anterior no aconsejan otra cosa, en todas las partes agrietadas por oxidación interior o con síntomas de ello, se debe sanear en profundidad eliminando las superficies exfoliadas, protegiendo y rellenando de nuevo con material que por su compacidad y protección pasiva sirva para prolongar la vida del perfil, y en caso de que no pueda llegarse a un nivel satisfactorio, actuando sobre la pintura o revestimiento superficial del paramento acabado. No deben repararse nunca fisuras como tal sin haber confirmado si hay perfil afectado por oxidación bajo ellas.

16. En las roturas menores, que no afectan a la estructura básica, como las de manifestación o las de arcos, bastará sanear los labios, y rellenar de material compatible, rehaciendo la molduración perdida y el aspecto afectado, si ese fuera el criterio de rehabilitación. Este retacado busca procurar la reposición de la mayor parte de la rigidez adicional perdida, de manera que en el siguiente evento sísmico, el edificio pudiera mostrar en la mayor medida posible sus características iniciales, pero no es preciso procurarlo a cualquier coste, ni es esencial, y tampoco podrá probablemente evitarse que se vuelva a abrir por el mismo sitio con menos trabajo, pero al menos se pondrá un obstáculo para que el terremoto disipe parte de su energía.

17. En algún caso, como la ventana superior del frente del crucero, insinuada al exterior y disimulada al interior, será preferible manifestarla bien a ambos lados, disponiendo junta y material que salte sin dañar de forma descontrolada.

En este informe no se tratan otros aspectos como estado de conservación o estanquidad de cubiertas, apariencia de revestimientos, pinturas o dibujos, elementos ornamentales, balaustas o elementos menores, escaleras, y elementos de compartimentación, seguridad y oscurecimiento, como ventanas o puertas.

Este informe corresponde al personal punto de vista de su autor en relación con la información citada, opinión que gustosamente se presta a contrastar con quien posea más y mejor fundado criterio.

Madrid, 27 de diciembre de 1995



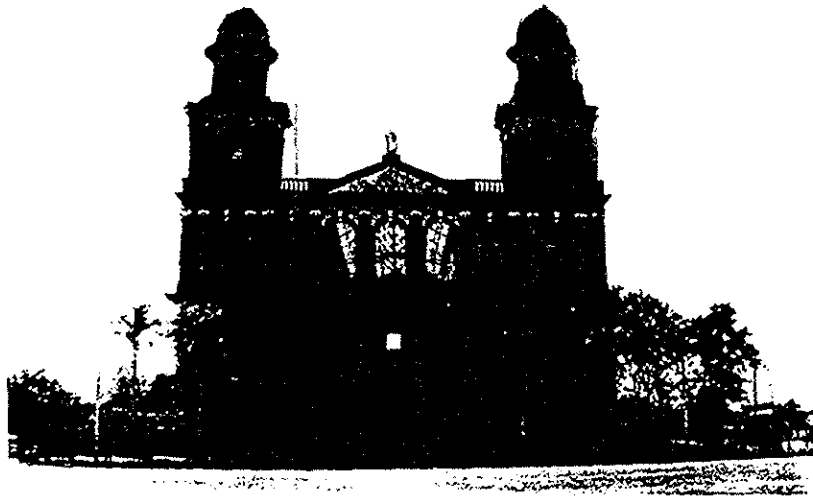
ANEXO 1, FOTOGRAFÍAS

ANEXO 1

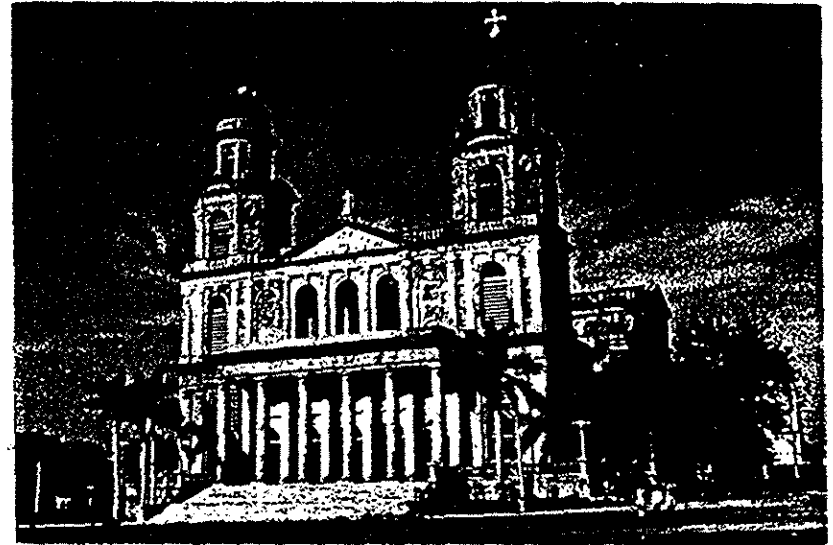
FOTOGRAFÍAS

Catedral de MANAGUA

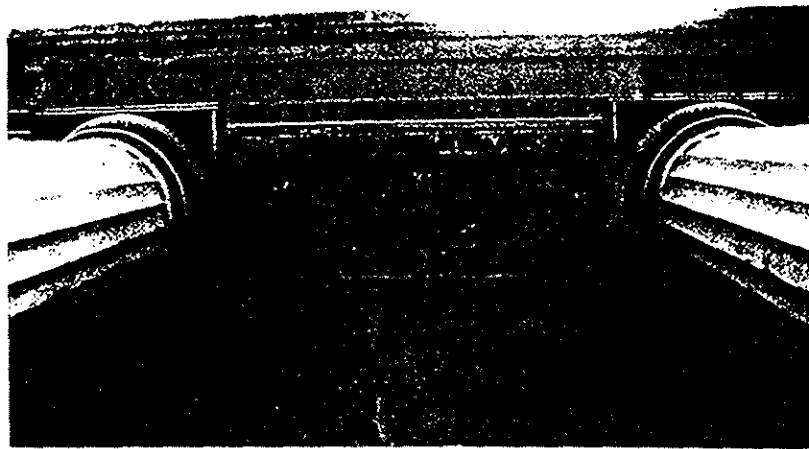
Diciembre de 1995



1. Alzado principal, oeste



2. Alzado principal, oestasuroeste



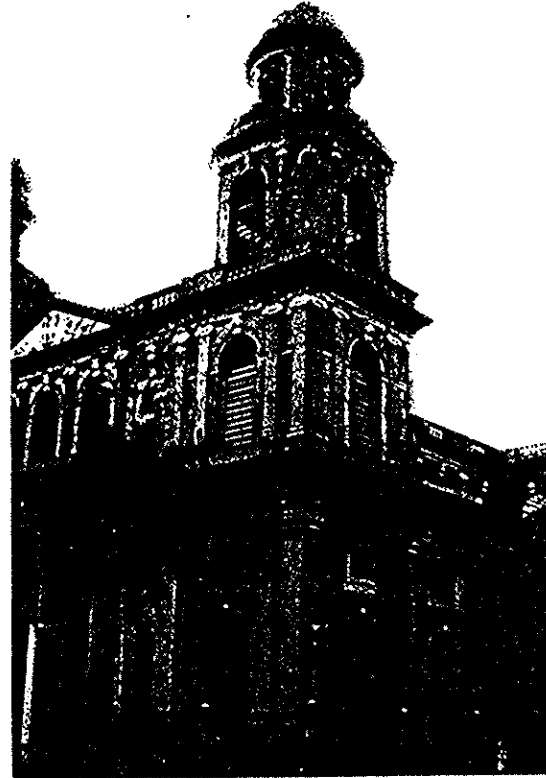
3. Dintel de pórtico de entrada



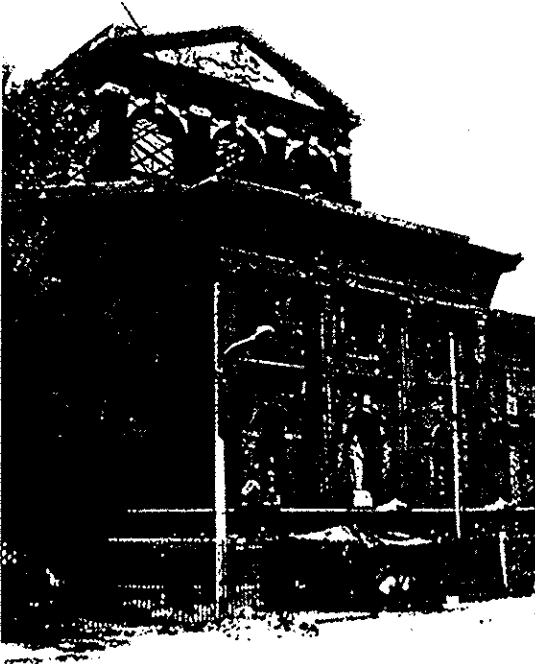
4. Vista suroeste



5. Alzado suroeste



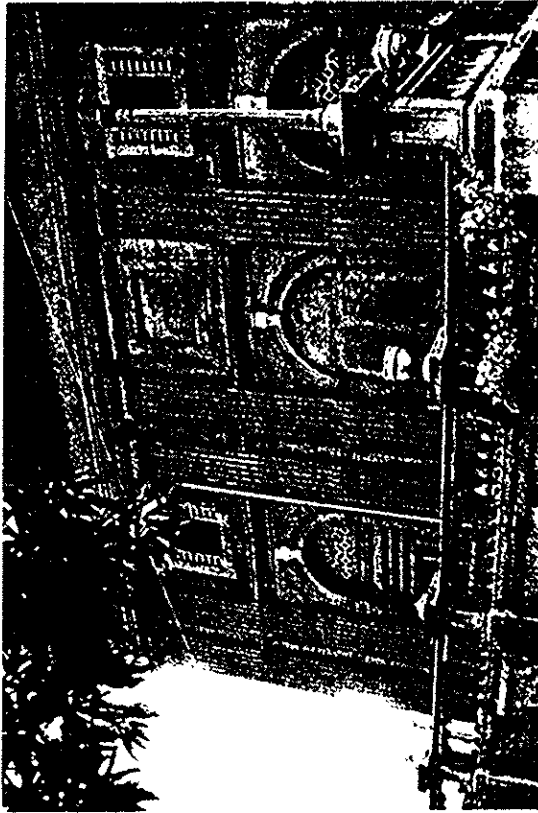
6. Esquina suroeste, (B6)



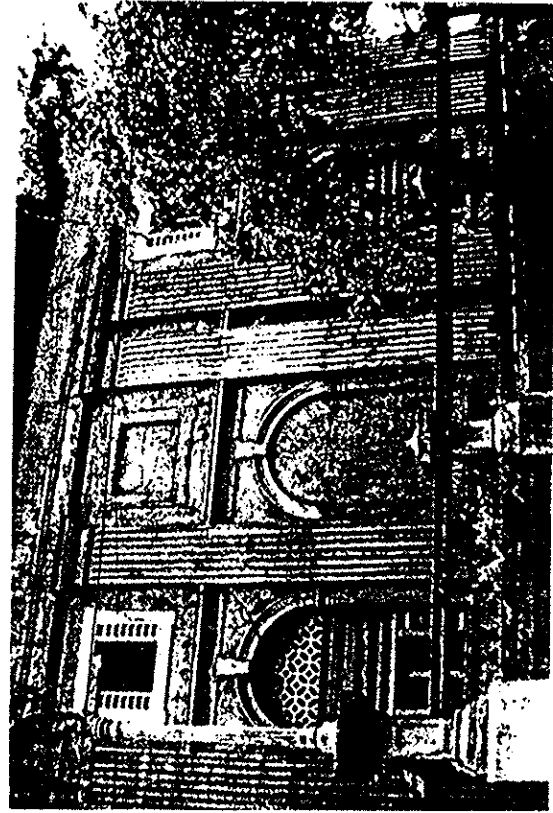
7. Frontón sur, (8HJ)



8. Vista nordeste



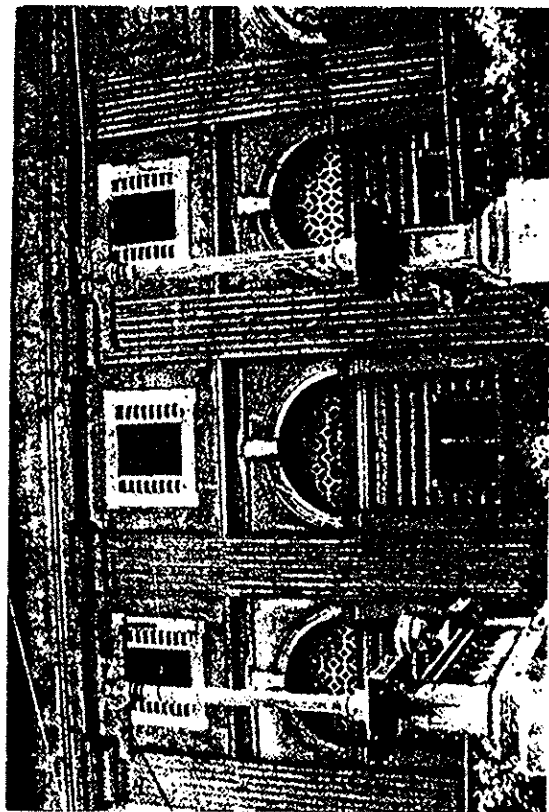
10. Alzado este, (M22)



12. Alzado este, (M15)



9. Lateral sur, (SDG)



11. Alzado este, (M21)



13. Pórtico de entrada



14. Lateral sur



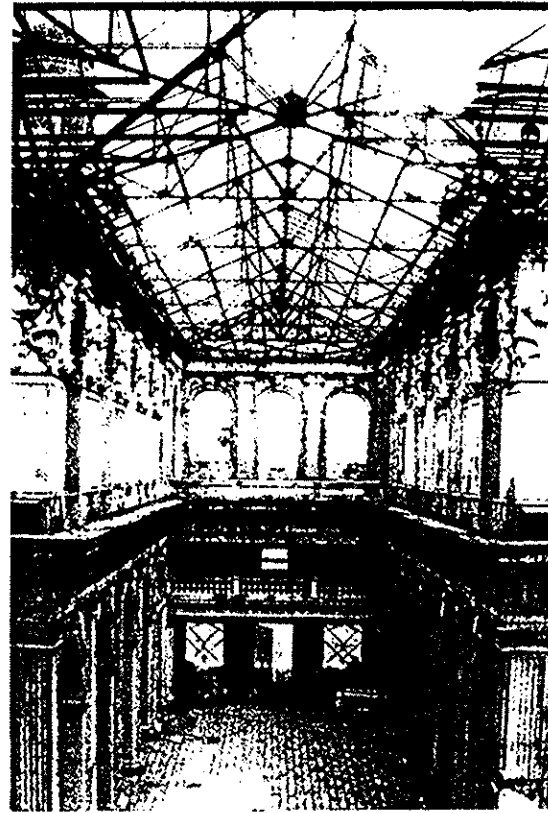
15. Vista de nave hacia el altar



16. Acceso bajo coro, (3BC)



17. Altar principal, este, (12)



18. Cabecero coro, oeste, (C21)



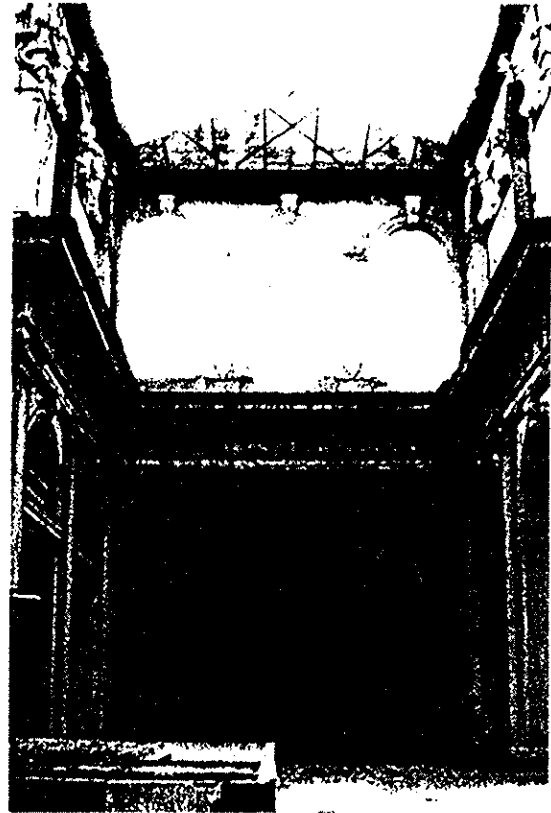
19. Frente de crucero norte, (7HJ)



20. Frente de crucero sur, (6JH)



21. Frontón este, (H12)



22. Frontón sur, (6HJ)



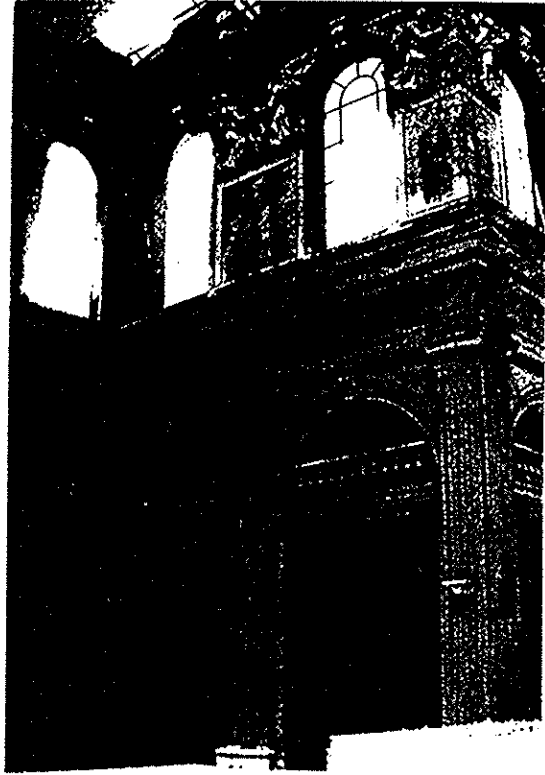
23. Interior noroeste, (1JL)



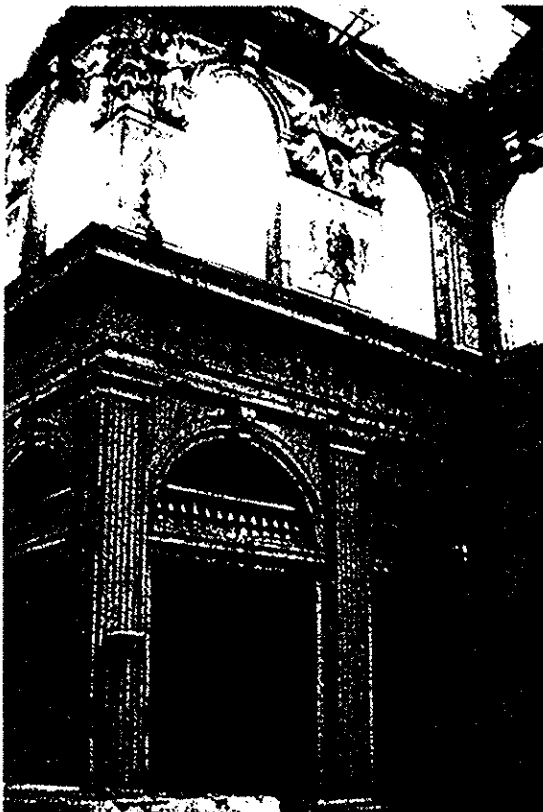
24. Esquina suroeste, (6H)



25. Crucero noroeste, (H15)



26. Crucero nordeste, (J51)



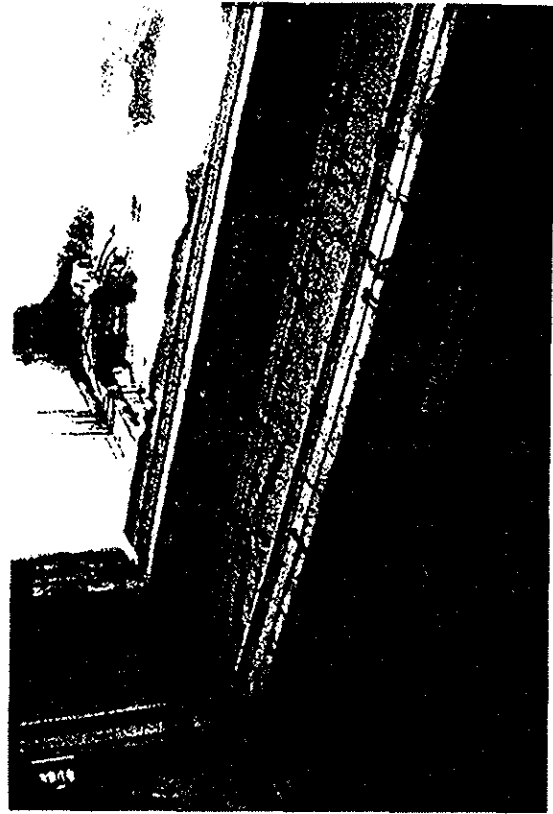
27. Crucero sureste, (J26)



28. Crucero suroeste, (H62)



29. Interior norte, (1CG)



30. Dintel noroeste, (5H)



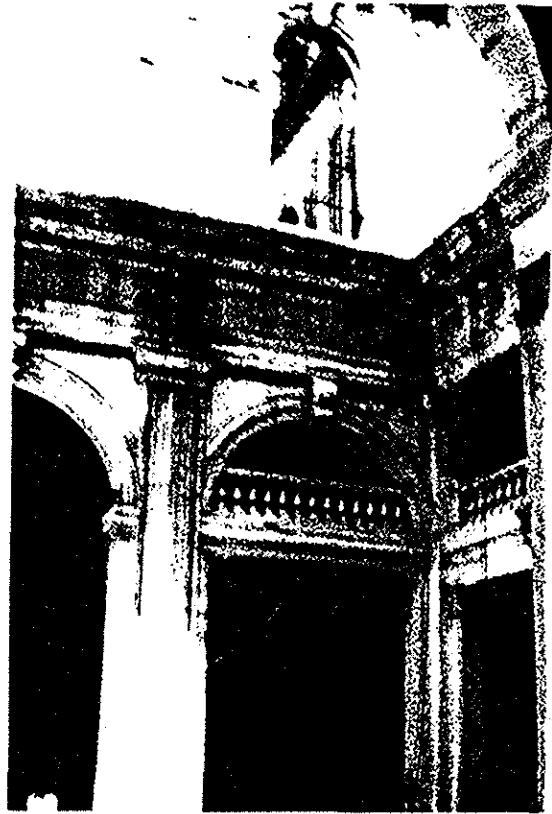
31. Exedra noroeste, (H57)



32. Exedra nordeste, (J75)



33. Nave sur, (2ED)



34. Nave sur, (2DC)



35. Nave sur, (2FE)



36. Nave sur, (2GF)



37. Nave norte, (1CD)



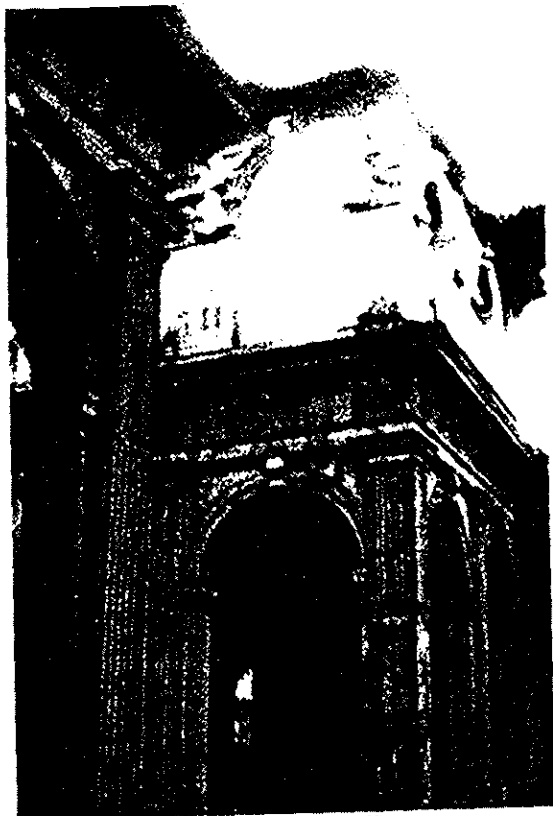
38. Nave norte, (1DE)



39. Nave norte, (1EF)



40. Nave norte, (1FG)



41. Nave norte, (1GH)



42. Nave sur, (2GH)



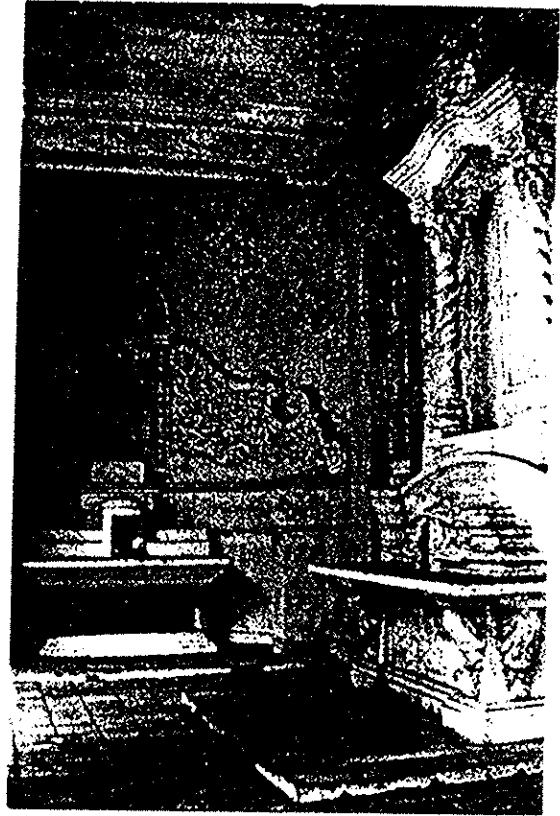
43. Nave segunda, (H64)



44. Nave lateral, (H42)



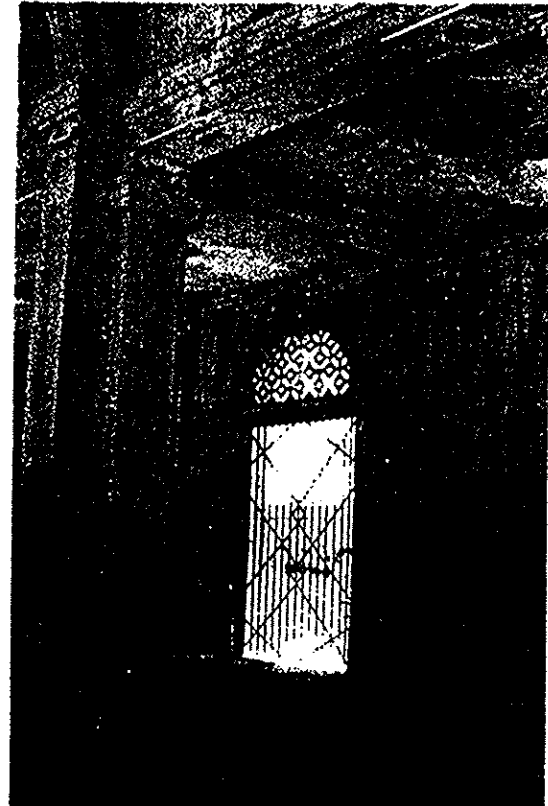
45. Techo bajo coro, (1C)



46. Capilla lateral, (5K)



47. Lateral norte, (5CD)



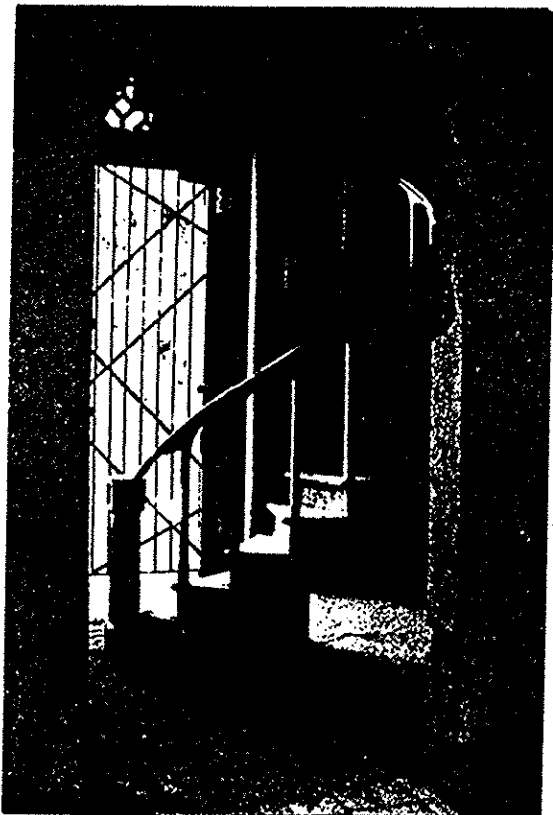
48. Nave segunda, (F13)



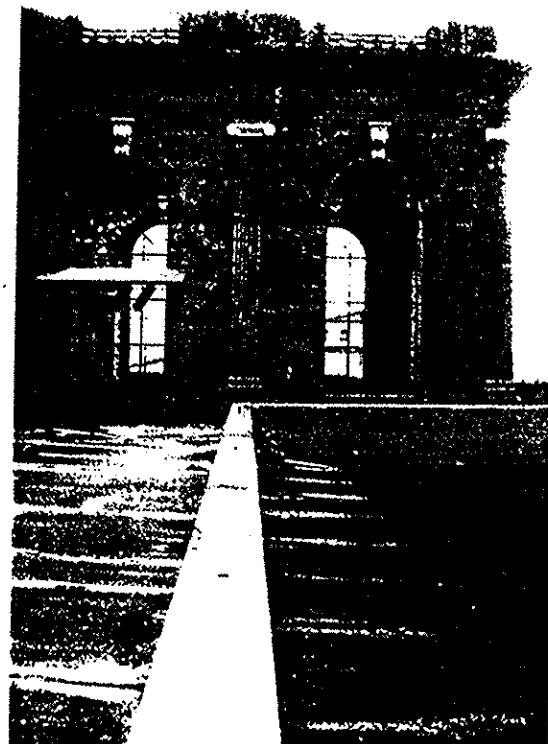
53. Trasera altar, (L21)



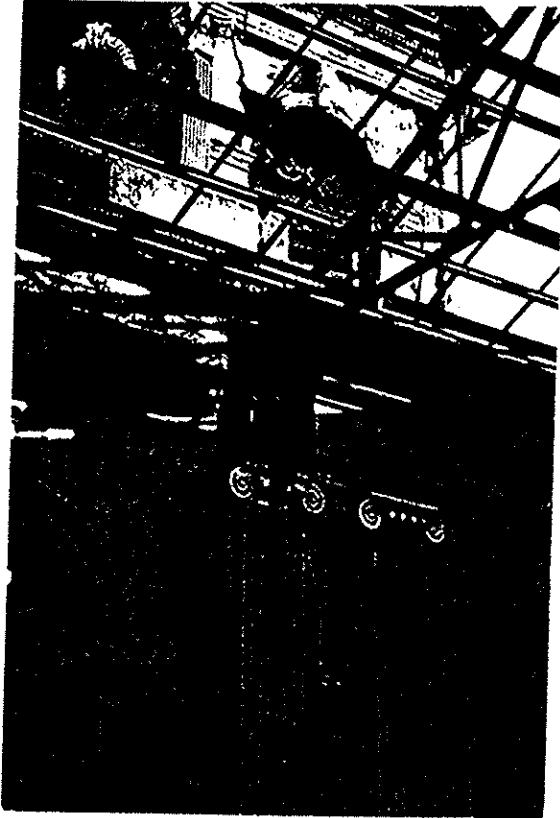
54. Deambulatorio, (L3M1)



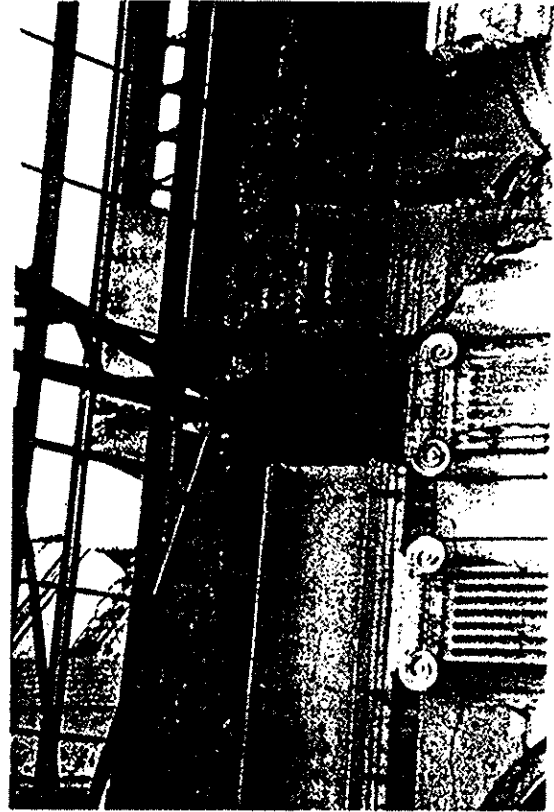
55. Escalera a entreplanta, (L3)



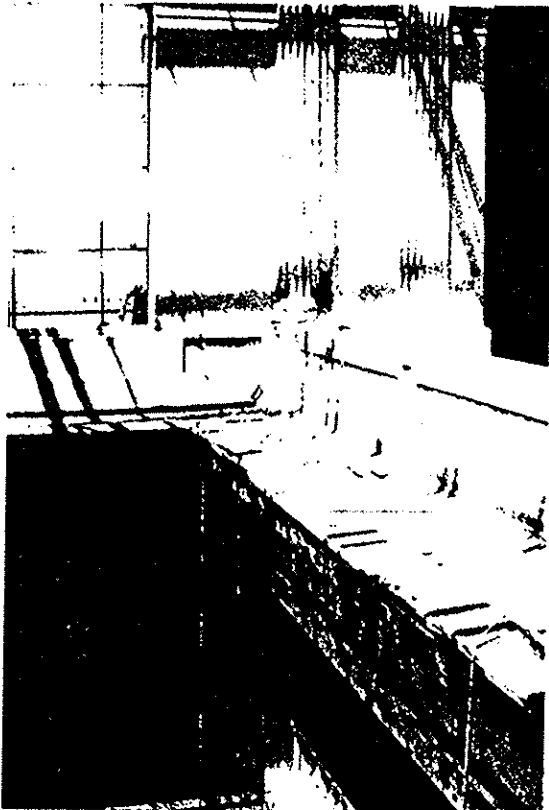
56. Terraza sur, (H26)



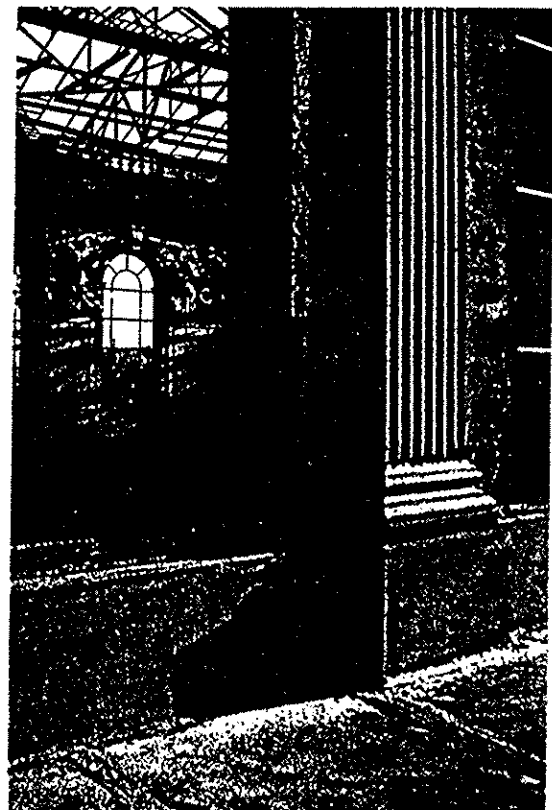
57. Falso dintel sur, (C2)



58. Falso dintel norte, (C1)



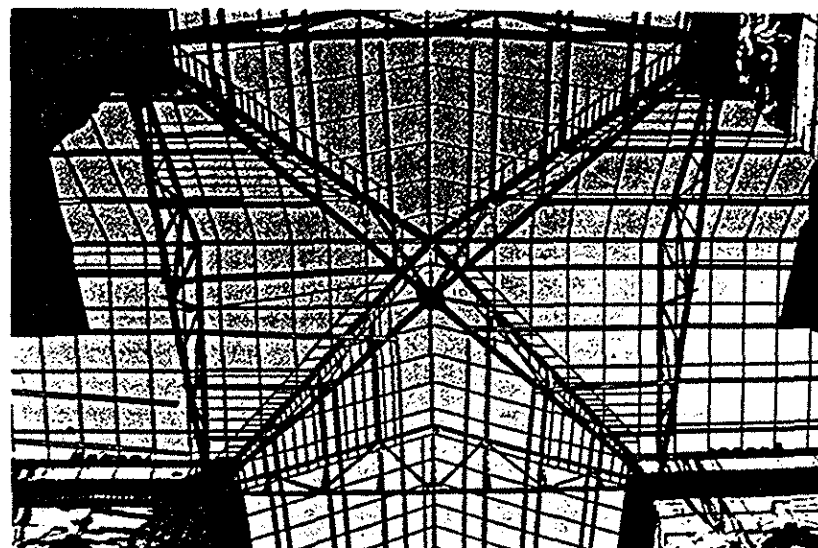
59. Esquina de coro suroeste, (C2)



60. Muro planta primera, (F1)



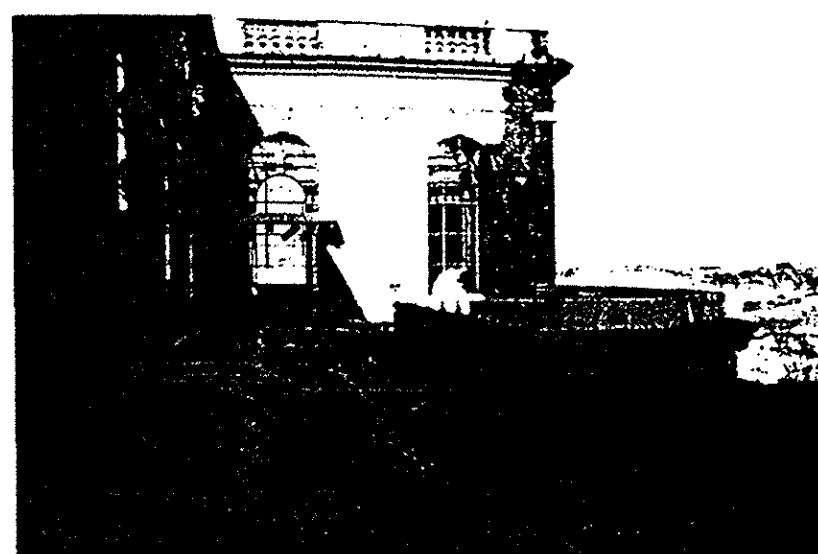
61. Cubierta, (J1)



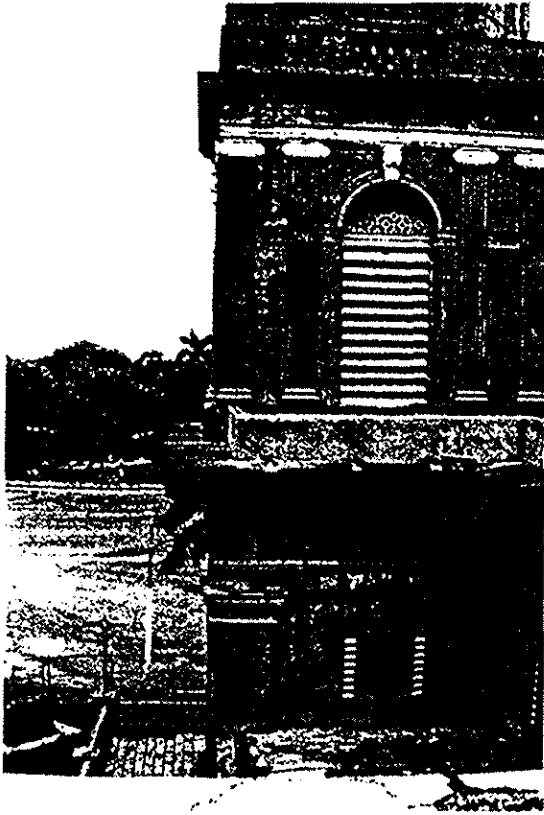
62. Cubierta de crucero, (J12)



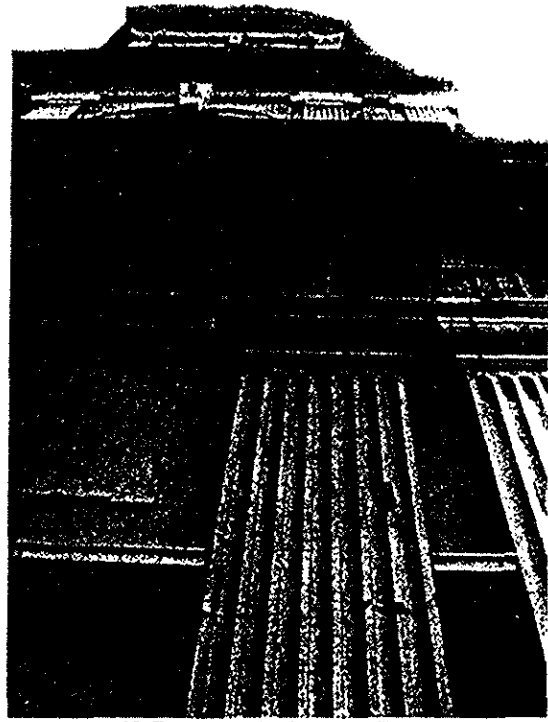
63. Arranque de cubierta, (J51)



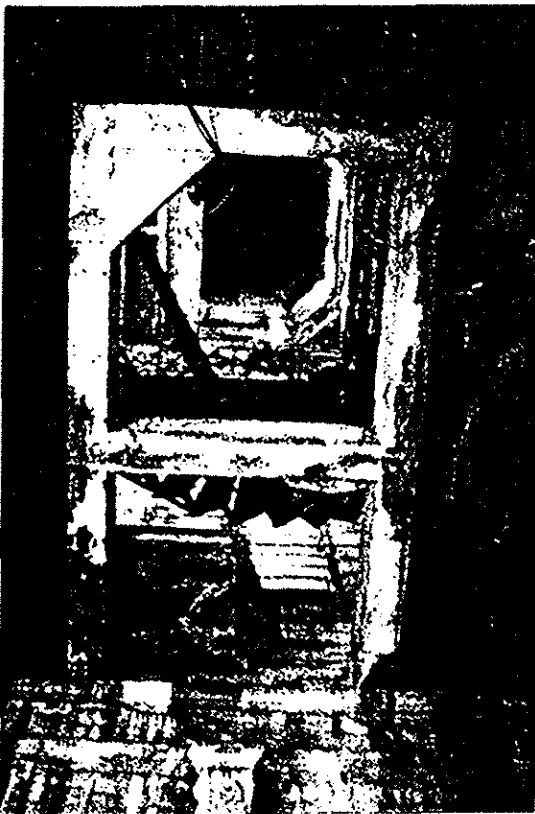
64. Cubierta planta primera, (H26)



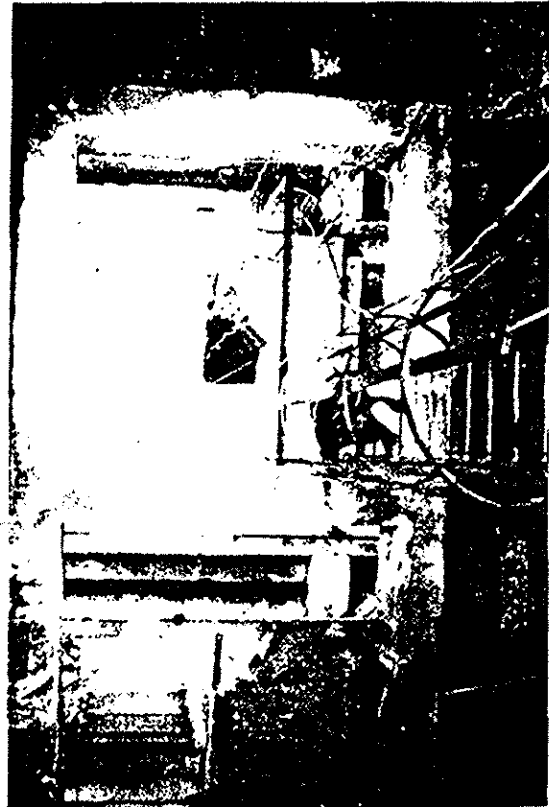
65. Torre sur, alzado este, (C64)



66. Torre sur, alzado oeste, (B6)



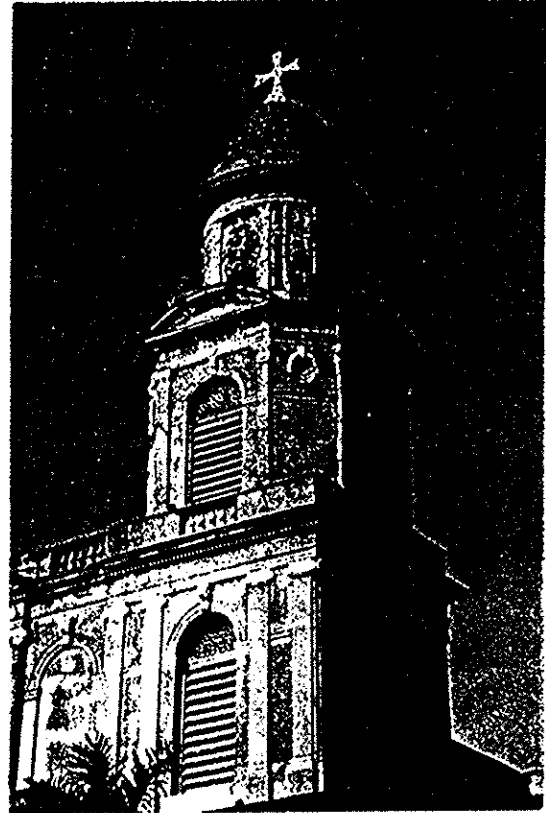
67. Techo de torre



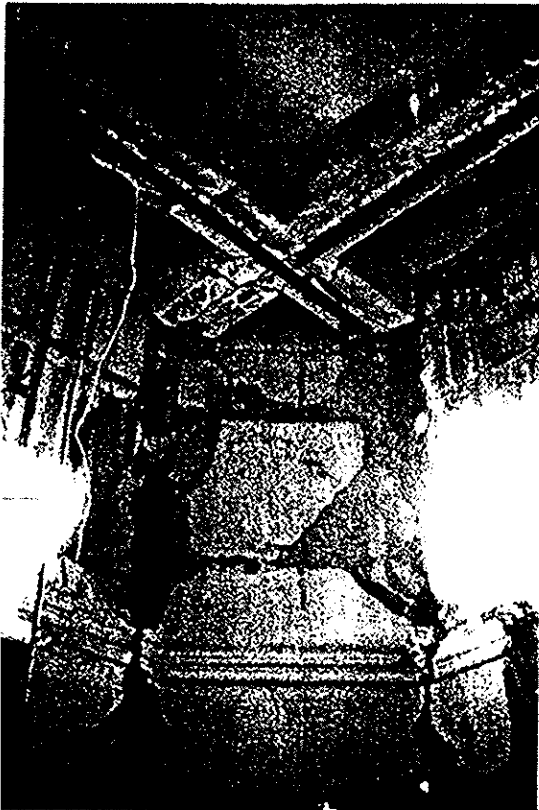
68. Acceso a torre



69. Peto de cubierta, (2CM)



70. Torre sur, suroeste, (6B)



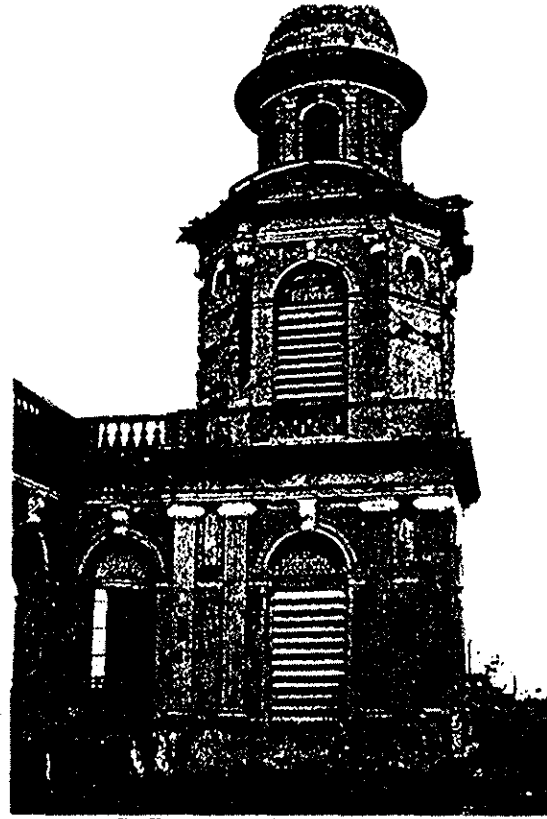
71. Torre sur, tercer cuerpo, (4B)



72. Torre sur, tercer cuerpo, (4B)



73. Torre sur, alzado este, (C64)



74. Torre norte, alzado este, (C15)



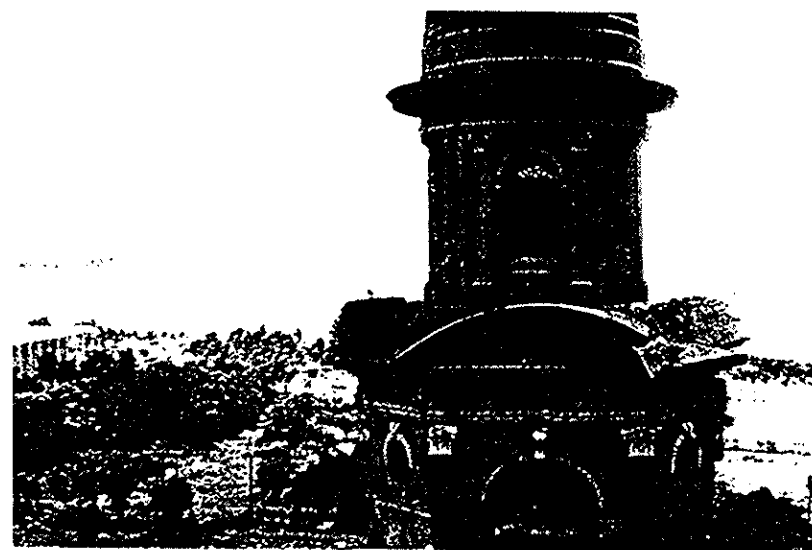
75. Torre norte, alzado este, (C35)



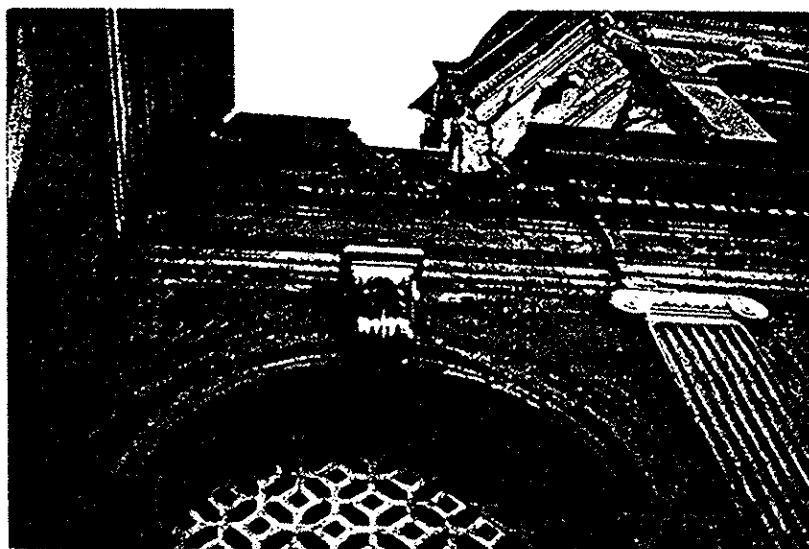
76. Torre norte, detalle sureste, (C3)



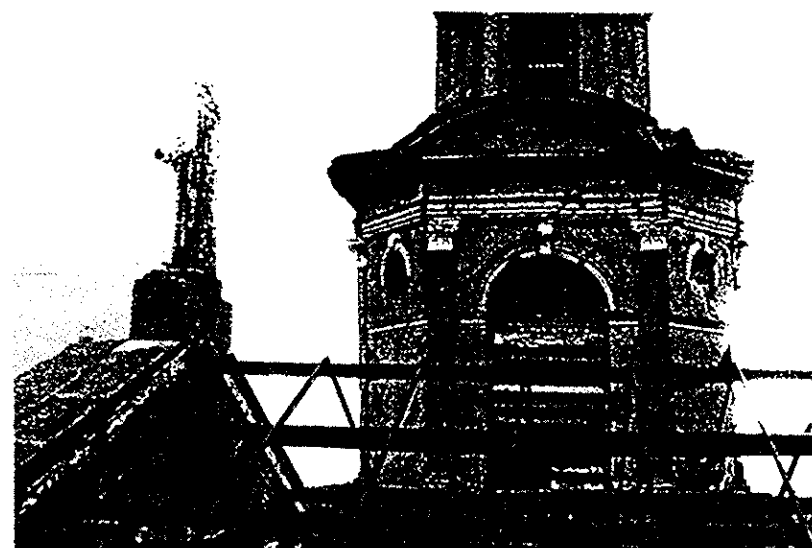
77. Torre norte, vista suroeste, (B3)



78. Torre norte, alzado sur, cuerpo cuarto, (3BC)



79. Torre norte, detalle este, (C13)



80. Torre norte, alzado sur, cuerpo tercero, (3BC)

ANEXO 2, ANTECEDENTES

ANEXO 2 ANTECEDENTES

CATEDRAL METROPOLITANA DE MANAGUA
COMISION EVALUADORA DE SITUACION ESTRUCTURAL
Banco de la Vivienda - Construcciones Nacionales

Primer Informe de Progreso

12 de octubre de 1974



CONTENIDO

ANTECEDENTES

DESCRIPCION DE LA ESTRUCTURA

DAÑOS OBSERVADOS

PLAN DE TRABAJO

CONCLUSIONES



ANTECEDENTES

El Presidente del Comité de Emergencia, comisionó al Doctor Fausto Zelaya para que formara una Comisión de Especialistas del Viceministerio de Planificación Urbana, de Construcciones Nacionales y del Banco de la Vivienda de Nicaragua, para hacer una revisión del estado actual de la Catedral Metropolitana de Managua. Cumpliendo sus instrucciones, el Doctor Zelaya visitó al Vice-Ministro de Planificación Urbana, al Ministro de Obras Públicas y al Director de Construcciones Nacionales, y se integró la Comisión con Ingenieros de Construcciones Nacionales y por parte del Banco de la Vivienda con la Firma Consultora KARIM, D'ARCE Y ASOCIADOS. El Viceministerio de Planificación Urbana no concurrió a integrar la Comisión por tener su juicio formado sobre el particular, según lo expresó el propio Vice-Ministro de Planificación.

A dicha Comisión se le encomendó visitar el lugar y sacar sus propias conclusiones, sobre la conveniencia y posibilidad del rescate del mencionado edificio o su demolición, de modo que su opinión complementara o diera nuevos puntos de vista a los informes ya existentes al respecto. Cumpliendo con tal fin, la Comisión se hizo presente en el sitio el día 8 de Octubre del corriente.

DESCRIPCION DE LA ESTRUCTURA

La Catedral Metropolitana de Managua data de antes del año 1931. El terremoto del 31 de Marzo del mismo año ocurrió cuando la estruc-

tura de Catedral se encontraba precisamente en etapa de erección.

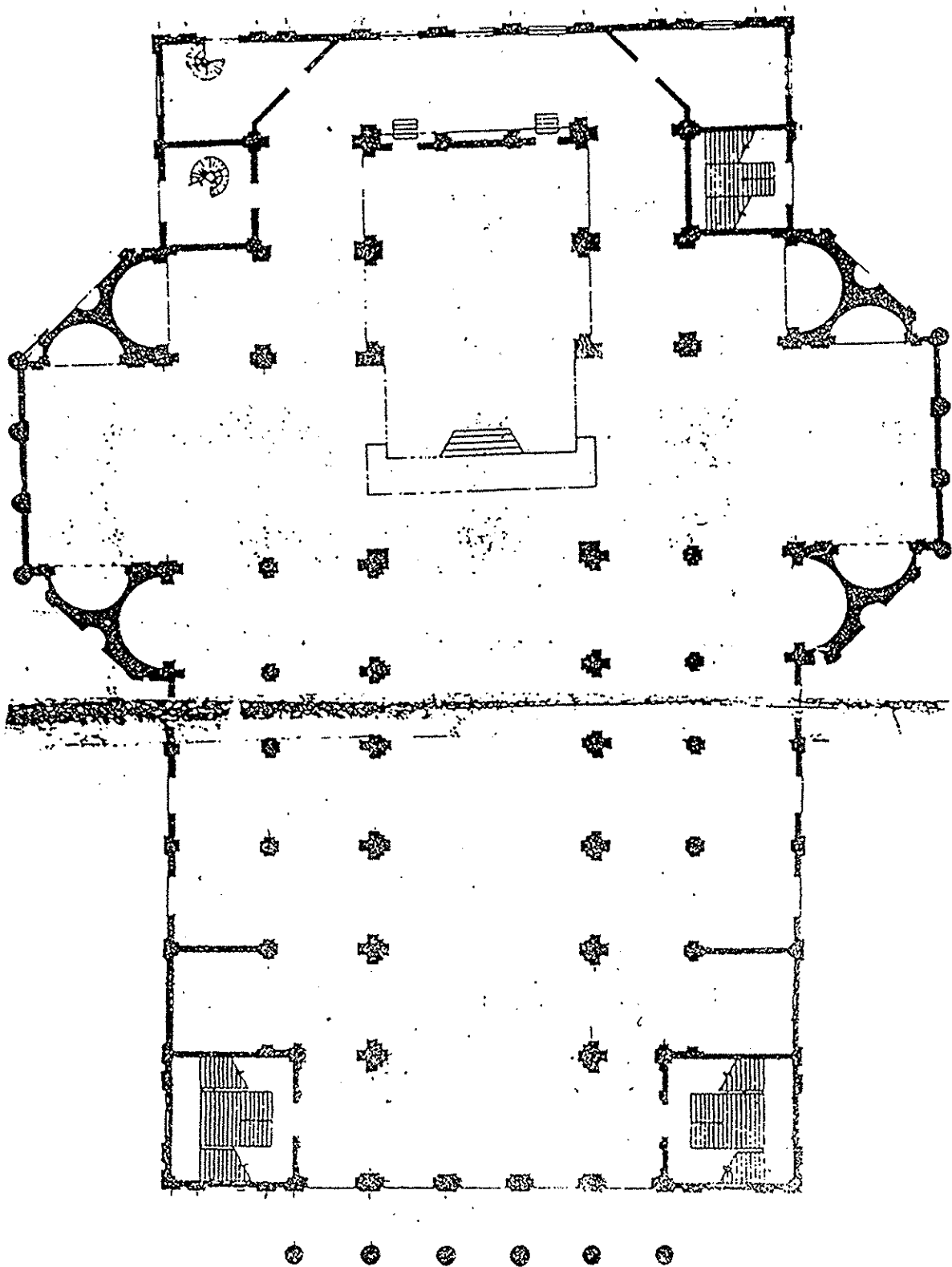
La estructura básica consiste en marcos de acero en perfiles, que constituyen un conjunto estable y con evidente capacidad de soporte para cargas de gravedad.

Esta estructura o esqueleto básico, está revestido o relleno de concreto simple que da forma a la arquitectura general del edificio.

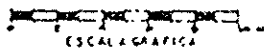
Básicamente la Catedral está formada por una nave central y dos laterales que se interceptan con otra nave transversal, formando prácticamente una cruz. La nave central tiene una altura doble en relación con las naves laterales. Se incluye gráfico que muestra la planta arquitectónica del primer piso.

Todas las columnas que delimitan tanto la nave central como las laterales, están conectadas por una losa que sirve de techo a las naves laterales y que al mismo tiempo sirve de azotea que bordea todo el perímetro del edificio.

La nave central se eleva aún más por encima del nivel de la losa que sirve de azotea, siendo su techumbre un sistema de cerchas a dos aguas que soportan la cubierta. Todo el sistema de techo de la nave central es prácticamente un diafragma flexible. Las paredes que se elevan a partir del nivel de la azotea hasta el techo de la nave central



SANTA IGLESIA CATEDRAL MANAGUA, D.N.
PLANTA DE DISTRIBUCION
ESCALA 1:200



en sentido paralelo a ésta, son prácticamente paredes en voladizo. Además en la fachada oeste existen las dos torres que se elevan por encima del nivel de la azotea.

La losa perimetral que bordea todo el conjunto y que se apoya sobre todas las columnas de la planta baja actúa como un diafragma rígido capaz de transmitirles esfuerzos cortantes y torsiones.

DAÑOS OBSERVADOS

Los daños que muestra el edificio se concentran principalmente en el revestimiento de concreto simple que protege al esqueleto de acero en perfiles que constituyen la estructura principal. Los mismos son de magnitud completamente diferentes en los dos volúmenes, inferior y superior, que separa la losa perimetral del edificio. Ver esquema adjunto.

En el volumen inferior se muestran daños de menor cuantía en los revestimientos de concreto que envuelven a los elementos estructurales, en comparación a los del volumen superior, que presentan grandes fracturas y desprendimiento de ornamentos de concreto de gran volumen y masa. También se observa que los mismos estaban pobremente adheridos y anclados a la estructura principal.

Cabe señalar que anteriormente en el volumen superior se pueden observar al descubierto algunos de los perfiles estructurales debido al desprendimiento de grandes masas de concreto de revestimiento y obje-

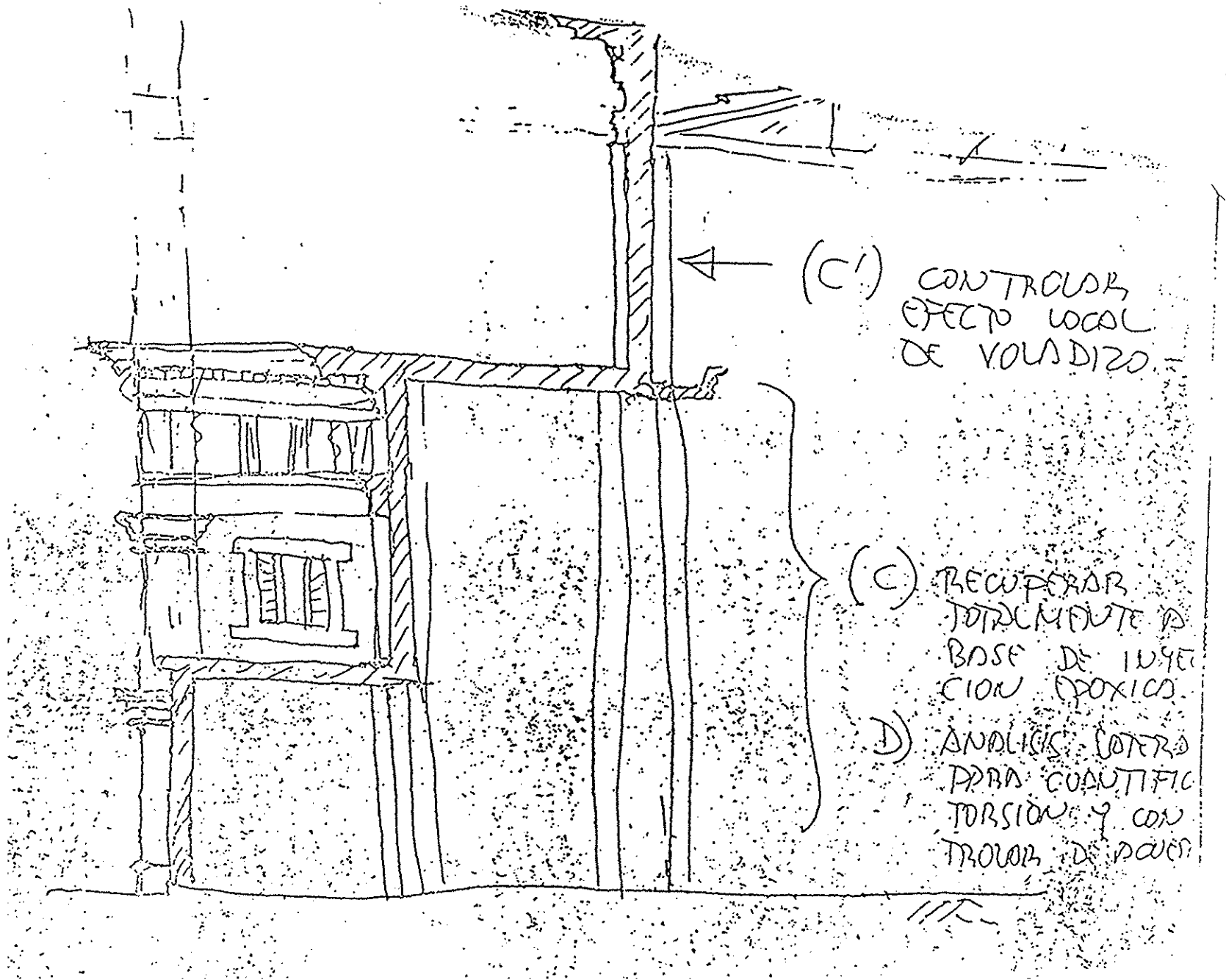


RETENER

- A) DEMOLIR TOTALMENTE EL CONCRETO Y EXPONER ESTRUCTURA ORIGINAL DE ACERO. -
- B) REVESTIR DE NUEVO, AGREGANDO REFUERZO ASTM A618 SOLDADO AL EXISTENTE

C) RECUPERAR TOTALMENTE A BASE DE INYECCION EPOXICA

D) ANALISIS LATERAL BUSCANDO TORSION



tos ornamentales. Lo anterior es más notorio en las torres de la fachada principal.

En el volumen inferior, como se mencionó antes, los daños no son de la magnitud impresionante que se observan en el volumen superior y podría afirmarse que son de fácil reparación. Lo anterior tendría que confirmarse con los estudios que se deben de llevar a cabo más adelante.

Puede concluirse que los mayores daños están concentrados en las torres. No se pudo observar más de cerca el estado interior de la armazón metálica de las torres, por no existir las facilidades adecuadas de acceso a ellas, no tanto por la obstrucción o peligrosidad que dichas torres presentan, sino más bien por la ausencia de escalinatas adecuadas. Se espera que en una visita próxima con una escalera de extensión pueda tenerse acceso a ellas sin mayor dificultad.

La visita reveló a la comisión que la estructura de la Catedral no presenta actualmente peligro de colapso. Los únicos peligros están mas bien localizados en algunos sitios donde los ornamentos y revestimientos exteriores se encuentran desprendidos y pobremente anclados.

Igual peligro existe en algunos sitios del interior donde hay láminas metálicas del cielo raso que están sueltas y podrían desprenderse.

PLAN DE TRABAJO

La comisión propone la elaboración de un plan de trabajo inmediato para organizar los estudios definitivos. Dicho plan de trabajo podría consistir en:

1. Levantamiento de elevaciones y plantas del edificio para cada uno de sus niveles y elaboración de los planos correspondientes.
2. Inventario y localización de daños.
3. Evaluación proporcional del monto de lo dañado en los siguientes aspectos:
 - a) Ornamentales
 - b) Estructurales
 - c) Instalaciones mecánicas y eléctricas
4. Preparación de un esquema tentativo de las fases que cubriría el estudio detallado orientado hacia la recuperación del edificio.

CONCLUSIONES

1. Es opinión de esta comisión, que los daños que muestra el edificio de Catedral no son de carácter vital en lo que a su estructura básica se refiere, sino que son más bien de carácter periférico.
2. Que estos daños de carácter periférico, son reparables o reponibles en su mayor parte.

3. Que la estructura básica puede ser amparada por el Capítulo XI Artículo 31 del Código para las Construcciones en el área del Distrito Nacional. en su segunda parte.
4. Que el costo de reparación y reforzamiento del edificio, hasta llevarlo dentro del marco del Código, se presenta razonable, comparado con el costo de demolición y posible reposición, si se toman en cuenta los costos actuales y factores de inflación.

Managua, 12 de octubre de 1974.
ogg. -

Managua, 12 de octubre de 1974.

Dr. Fausto Zelaya Centeno, Presidente
Banco de la Vivienda de Nicaragua
Presente.

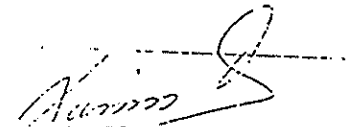
Estimado Dr. Zelaya:

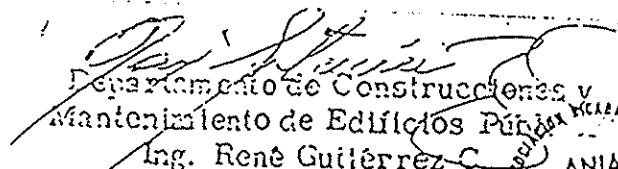
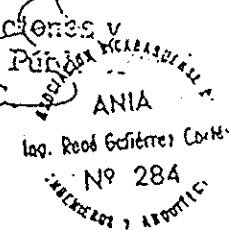
La comisión bipartita formada por ingenieros del Banco de la Vivienda y el Departamento de Construcciones y Mantenimiento de Edificios Públicos, para analizar la situación estructural de la Santa Iglesia Catedral de Managua, tiene mucho gusto en hacer llegar a usted su primer informe de progreso.

La comisión se integró el día 7 de octubre y está formada por los Ingenieros Abdel Karim y Arnulfo D'Arce por el Banco de la Vivienda y René Gutiérrez y José Benito Lau por el Departamento de Construcciones y Mantenimiento de Edificios Públicos.

Confiamos que este primer informe le sea de utilidad y quedamos en espera de sus instrucciones para continuar los estudios que se proponen si usted lo estima conveniente.

Muy atentamente,


Banco de la Vivienda de
Nicaragua
Ing. Abdel Karim C.


Departamento de Construcciones y
Mantenimiento de Edificios Públicos
Ing. René Gutiérrez C.


cc: archivo

INSTITUTO NICARAGUENSE DE CULTURA
DIRECCION DE PATRIMONIO CULTURAL

PROYECTO DE RESCATE Y CONSERVACION DE LA
"ANTIGUA CATEDRAL DE SANTIAGO-MANAGUA"

A.- ANTECEDENTES HISTORICOS:

En 1760, la Villa de Santiago de Managua mostraba una retícula octagonal con una plaza central, alrededor de la cual se situaban edificios representativos, viviendas y la Parroquia de Santiago. Una vez que la Villa fuera elevada a ciudad en 1846, y designada Capital de la República en 1852, la Parroquia existente no llenaba los requisitos para convertirse en Catedral.

Fue hasta en agosto de 1929, durante el obispado de Monseñor José Antonio Lezcano y Ortega, que se inicia la construcción de ésta ocupando el sitio de la Antigua Parroquia, los planos y la estructura fueron hechas por "Les Ateliers Metalurgiques de Nivelles" de Bélgica.

Los elementos decorativos (tímpanos, pisos, estatuas y molduras) fueron hechas por el escultor español Alfonso Sabater, las obras se concluyeron en septiembre de 1940. Siendo consagrada hasta en 1945.

Este monumento resistió a dos grandes sismos: el de 1931, para ese entonces su estructura metálica ya estaba erigida, la cual no sufrió daño alguno, y el de 1972, cuando sufrió daños severos, razón por la cual se nombrara para 1974, una Comisión Evaluadora conformada por el Banco de la Vivienda de Nicaragua y el Departamento de Construcciones y mantenimiento de Edificios Públicos para la elaboración del primer diagnóstico sobre la situación estructural del monumento.

En 1994, a solicitud de la Presidenta de la República se crea la Comisión Pro-Restauración de la Antigua Catedral Metropolitana, compuesta por el Ministerio de la Presidencia, la Curia Arzobispal, el Instituto Nicaragüense de Cultura, el Ministerio de Construcción y Transporte, la Alcaldía de Managua, el Ministerio de Finanzas y ENEL, con el fin de buscar los recursos en pro de la restauración del monumento.

B.- ANALISIS ESTILISTICO:

Su planta está formada por una nave central y cuatro laterales que se interceptan con otra transversal formando prácticamente una Cruz Latina. En el extremo de la nave central se ubica el altar mayor, el cual queda exento debido a una galería perimetral que la separa de espacios que rematan las naves laterales. Debajo de éste se

encuentra una pequeña capilla con nichos adosados a las paredes. En su exterior se accede por una escalinata principal que está enmarcada por un pórtico así como por dos escalinatas laterales. Posee un corredor que la circunda perimetralmente.

Su fachada está compuesta de dos cuerpos separados en sentido vertical por siete calles las que están limitadas entre sí por columnas de estilo jónico adosadas a la pared. En el primer cuerpo se ubican cinco puertas de acceso, todas ellas con un arco de medio punto, las cuales tienen en su parte superior ventanas enmarcadas de estilo renacentista. A su vez, todo este espacio se convierte en el pórtico, al desplazarse el área techada conformando un espacio rematado con un friso de estilo neoclásico. En el segundo cuerpo se logra marcar el equilibrio con la inclusión de un tímpano con frisos ubicados sobre las tres ventanas principales. Sobre este cuerpo se logra un amarre de todo el macizo a través de la inclusión de una platibanda alternada con blaustradas.

Las torres se ubican en el extremo norte y sur de la fachada, son de planta octagonal disminuyendo el grosor en su segundo cuerpo, logrando así estilizar el volumen. Están rematadas por cúpulas.

Las fachadas laterales acentúan más la distribución y el ritmo de los vanos siendo que en la parte superior de la balaustrada y la platibanda ven alterado su ritmo por la inclusión de los tímpanos con frisos en donde se intercepta la nave transversal. En la parte inferior, en el área del transepto, se observa la inclusión de hornacinas con estatuas rematadas, también con ventanas de estilo renacentista. Todo el corredor perimetral está delimitado por balaustradas.

7.- CONCEPTUALIZACION:

Antes de definir las consideraciones acerca de la viabilidad técnica de la restauración del monumento, es necesario enfatizar el papel de su reutilización dentro del proceso de revitalización que se está dando en el centro de Managua, en donde es bastante sugestivo el hecho que uno de los elementos definidores del nuevo "Parque de la Paz", es el perfil de la Catedral, tanto por su situación como por el simbolismo y por ende por su valor cultural.

El hecho de encontrarse situada en un costado de la Plaza de la República, al lado del nuevo Palacio de la Cultura, y muy cerca del Centro Cultural Managua, la Cinemateca Nacional, el Museo de Arte Contemporáneo y el Teatro Nacional Rubén Darío, permite visualizar con facilidad la vocación cultural del Monumento, siendo que la única recomendación es que su uso no atente contra el decoro del mismo y que contribuya a su conservación.

D.- ESTADO ACTUAL:

A nivel de la estructura de acceso que soporta a las paredes y el sistema de losas no es posible detectar el tipo ni el nivel de los daños, aunque debido a la lectura obtenida a través de las fracturas, se supone que existe un área específica (nor-oeste) en donde el sistema fue alterado.

En la estructura metálica de la cubierta, se observan algunas cuerdas inferiores alabeadas y pandeadas, así como el fallo en las uniones de los arriostramientos verticales longitudinales, generalmente por desgarramiento de los agujeros para los balones.

Los muros presentan agrietamientos diagonales, y son evidentes las clásicas lesiones en "x" procesados por el efecto cortante en los daños de las paredes rectangulares contenidos entre pilares y vigas, las cuales aparecen cuando el sistema es agredido por las vibraciones en los dos sentidos.

En lo que respecta a las torres, solamente la torre del Evangelio (sur) presenta deformación, aunque en ambas se observan gran cantidad de fisuras y desprendimientos de las partes.

Los elementos decorativos tales como cornisas, pilastras, molduras, etc.; ameritan la consolidación y fijación en algunos casos, y las pinturas al fresco presentan un alto grado de deterioro debido a los efectos de la intemperie; los altares casi todos, han desaparecido debido al vandalismo.

Las losas expuestas a la intemperie presentan gran cantidad de fisura. Las escalinatas de hierro, presentan un alto grado de oxidación, e incluso en algunos sectores la huella ha desaparecido o está a punto de desprenderse.

E.- CRITERIOS DE CONSOLIDACION ESTRUCTURAL Y RESTAURACION:

- e.1.- En primer lugar, debe evitarse cualquier tipo de demolición. Algunas piezas están sueltas, por lo que pueden ser removidas con grúas y posteriormente fijadas con elementos de material inoxidable y coladas con epóxico tixotrópico.
- e.2.- No se deben disimular y retocar los refuerzos y reintegraciones que se realicen. Todas las lesiones y fisuras cuando sean curadas para permitir las inyecciones de epóxico o cemento, conforme el caso, deben ser rebajadas al menos 5mm., de la superficie de la pared, a fin de enfatizar los daños provocados por el terremoto, que son definitivos para la historia del monumento.

- e.3.- En dado caso, las inyecciones con epóxico resulten demasiado caras, se recomienda la utilización del cemento, especialmente en aquellos sectores de menor responsabilidad estructural.

Vale la pena mencionar que el uso del epóxico será de suma importancia en la devolución de la adherencia del revestimiento a las estructuras metálicas comprometidas por los movimientos vibratorios.

- e.4.- Para dar una mayor rigidez al sistema de las naves, pueden ser usados sistemas de refuerzos estructurales como, por ejemplo, paneles armados de concreto aparente, vinculados a la estructura metálica. Es muy conveniente que sean diseñadas las uniones sucesivas de las vigas con la losa de cobertura exterior, ya que esto ayudará mucho en el proceso de reforzamiento de la estructura.

- e.5.- Los pilares que presenten fisuras longitudinales, pueden ser reforzados con tirantes internos antes de recibir las debidas inyecciones.

- e.6.- Las torres necesitan de un reforzamiento en "x"; este reforzamiento puede quedar aparente en el interior de la torre, procurando que no interfiriera con la escalinata metálica de caracol. Los paños de las paredes contenidas entre los pilares y las vigas también pueden ser reforzados con perfiles metálicos en "x" vinculados a la antigua estructura. Al respecto, no se debe disimular ninguna de estas acciones, ya que se pretende exponer la parte de intervención.

- e.7.- En el interior de las torres, el revestimiento de concreto de algunas vigas quedó muy dañado. En estos casos, la remoción del mismo es posible, reponiéndolo con el molde de un equivalente. Todas estas operaciones deberán ser precedidas de un cuidadoso reforzamiento del área de intervención.

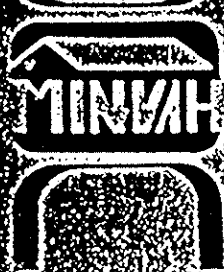
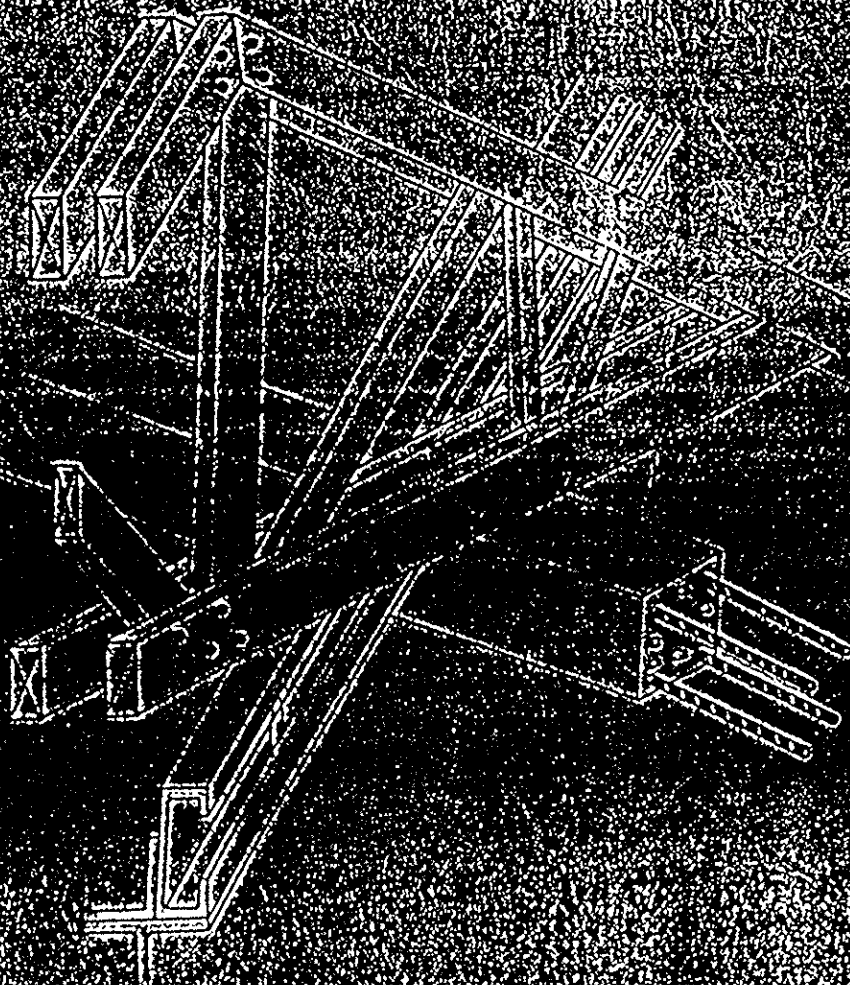
- e.8.- Las escaleras metálicas del edificio, pueden ser restauradas a través del Sistema "Sand-Blast", sustitución de piezas y/o reforzamiento a través de soldaduras.
La protección final será de alta calidad.

- e.9.- Para la cubierta se recomienda que no se utilice una cubierta totalmente translúcida debido a los efectos de la luz ultravioleta, por lo que es más adecuado utilizar una cubierta semi-transparente que mantenga los niveles de confort ambiental que se requieren.
- e.10.- Para los pisos, se recomienda la utilización de un material neutro que no compita con las ruinas y que permita el fácil mantenimiento.
- e.11.- Todos los grafitis deberán ser eliminados a través del "Sand-Blast".
- e.12.- Se recomienda la reconstrucción de las gradas principales de acceso y la colocación de una verja perimetral de protección, así como la recuperación del jardín posterior.
- e.13.- Se recomienda el establecimiento de un sistema de luz y sonido que complemente el concepto de ruina histórica como nuevo uso del Monumento, para lo que se deberá adecuar un espacio interno.

REGLAMENTO NACIONAL DE CONSTRUCCIÓN, MINISTERIO DE VIVIENDA Y
ASENTAMIENTOS HUMANOS

REGLAMENTO NACIONAL DE CONSTRUCCION

EN NICARAGUA, CENTROAMERICA



MINISTERIO DE VIVIENDA Y
ASENTAMIENTOS HUMANOS

MAYO 1933

Reglamento de Construcción que regirá en el Territorio Nacional

Reg. No. 2655 - R/F 0666422 - ₡ 48,000.00

El Ministerio de Vivienda y Asentamientos Humanos, del Gobierno de Reconstrucción Nacional de la República de Nicaragua, en uso de sus facultades y en especial la que le confiere el Decreto 504, en el artículo cinco en su reforma del 12 de mayo de 1983.

Acuerda:

El siguiente Reglamento de construcción que regirá en el territorio Nacional.

Notaciones

P _o	(Kg/m ²)	== Presión de viento.
F _i	(Kg)	== Fuerza sísmica horizontal aplicada en el nivel i del edificio.
F _n	(Kg)	== Fuerza sísmica horizontal aplicada en el nivel n del edificio.
P _{cm}	(m)	== Coordenada del centro de masa del piso i, en la dirección de análisis.
P _{cr}	(m)	== Coordenada del centro de rigidez del piso i, en la dirección de análisis.
R	(%)	== Factor de reducción de carga viva gravitacional, según se define en Arto. 19.
S	(Kg)	== Fuerza de corte horizontal actuando en el nivel basal del edificio.
S _i	(Kg)	== Fuerza de corte horizontal actuando en el nivel i del edificio.
T	(seg.)	== Período fundamental de vibración del edificio en la dirección de análisis.
W	(Kg)	== Peso (CM + CVR) total del edificio.
W _i	(Kg)	== Peso (CM + CVR) del piso i del edificio.
Gamma	(adimensional)	== Factor de reducción del momento de volcamiento.
θ	(grados)	== Angulo de inclinación del techo o pared respecto a la dirección horizontal del viento, o entre la dirección de la carga y la dirección de las fibras.
c	(adimensional)	== S/AV = Coeficiente de diseño sísmico para determinar el esfuerzo de corte en el nivel basal de la construcción.

D	(adimensional)	== Factor de amplificación dinámica que toma en cuenta el efecto del suelo.
e _u	(m)	== Excentricidad del piso i, o separación entre la línea de acción del cortante del piso i, y el centro de rigidez.
F _f	(adimensional)	== Factor de forma para incrementar la presión de viento.
H	(m)	== Máxima dimensión en planta del edificio.
h _i	(m)	== Elevación del piso i, medida desde el nivel basal del edificio.
h _n	(m)	== Elevación del piso n, medida desde el nivel basal del edificio.
K	(adimensional)	== Factor de forma y tipo de la estructura.
k	(adimensional)	== Factor de reducción de la presión del viento.
M _u	(Kg. m)	== Momento de torsión en el nivel i.
M _v	(Kg. m)	== Momento de volcamiento en el nivel i.
M _v	(Kg. m)	== Momento de volcamiento en la base del edificio.
n		== Número total de piso o niveles del edificio.

**TITULO I
DISPOSICIONES GENERALES**

Capítulo I

Generalidades y Definiciones

Objeto:

Art. 1. Estas Normas Reglamentarias establecen los requerimientos aplicables al diseño y construcción de nuevas edificaciones, así como a la reparación y refuerzo de las ya existentes que lo requieran, con el objeto de:

- a) Evitar la pérdida de vidas y disminuir la posibilidad de daños físicos a personas.
- b) Resistir sismos menores sin daños.
- c) Resistir sismos moderados con daños estructurales leves y daños no estructurales moderados.
- d) Evitar el colapso por efectos de sismos de gran intensidad, disminuyendo los daños a niveles económicamente admisibles.
- e) Resistir, efectos de viento y otras acciones accidentales sin daño.

Art. 2. Corresponde al Ministerio de Vivienda y Asentamientos Humanos que en adelante se denominará MINVAH, la aplicación de las Normas aquí contenidas las que regirán en el territorio Nacional.

Art. 3. Los proyectos presentados ante el MINVAH para obtener la autorización que establecen los reglamentos de Permiso de Construcción de los diferentes planes reguladores deberán cumplir las presentes disposiciones.

Art. 4. Este Reglamento podrá ser revisado cuando sea necesario a fin de incorporar los últimos avances de la ingeniería sísmica estructural y de suelos.

Art. 5. Se aprueban e incorporan las Tablas y Figuras que contiene el presente Reglamento, siendo las siguientes:

A) Tabla No. 1. Requerimientos para la determinación de calidad y categoría.

Tabla No. 2. Requerimientos de calidad para grado de la estructura.

Tabla No. 3. Peso de paredes con repleo de un centímetro en ambas caras.

Tabla No. 4. Peso específico de materiales de construcción.

Tabla No. 5. Características de materias almacenables.

Tabla No. 6. Peso específico de líquidos.

Tabla No. 7. Cargas vivas uniformemente distribuidas.

Tabla No. 8. Presiones de viento.

Tabla No. 9. Coeficiente para la obtención de fuerza sísmica en zona 1 "C".

Tabla No. 10. Coeficiente para la obtención de fuerza sísmica en zona 2 "C".

Tabla No. 11. Coeficiente para la obtención de fuerza sísmica en zona 3 "C".

Tabla No. 12. Coeficiente para la obtención de fuerza sísmica en zona 4 "C".

Tabla No. 13. Coeficiente para la obtención de fuerza sísmica en zona 5 "C".

Tabla No. 14. Coeficiente para la obtención de fuerza sísmica en zona 6 "C".

B) Figuras Números: 1, 2, 3, 4.

C) En el Anexo se localizan:

Tabla A-1

Tabla A-2 Factores para diseño.

Figura A-1

Art. 6. Disposición General

Todas las construcciones deberán poseer un sistema estructural capaz de resistir las cargas aquí especificadas, manteniéndose dentro de los límites indicados; tan-

to en esfuerzo como en deformaciones, para ello, el presente Reglamento establece para el cálculo de las solicitaciones sísmicas en edificios, tres métodos, dos estáticos y uno dinámico; asumiendo que las fuerzas sísmicas horizontales actúan independientemente según dos direcciones principales de la estructura, excepto lo especificado en el Art. 25; y que la acción de las fuerzas sísmicas y de viento no necesitan considerarse simultáneamente.

Art. 7. Definiciones.

Cada símbolo empleado en el presente Reglamento se definirá donde se emplea por primera vez, para efectos de éste, se establecen las siguientes definiciones.

a) Cargas

- 1) Carga Muerta (carga permanente): Carga vertical ocasionada por el peso propio de la estructura y todos los demás elementos del edificio incluyendo techos, pisos, paredes, tabiques, toda maquinaria colocada en forma permanente, lámparas etc.
- 2) Carga viva (carga accidental): La carga vertical que resiste el edificio debido a su destino, incluyendo el peso de los ocupantes, muebles, toda maquinaria y equipo móvil, etc. Estas cargas no podrán ser menores que las especificadas en la Tabla 7.
- 3) Carga viva Reducida: La carga vertical que resiste la estructura según su destino ante solicitaciones sísmicas.
- 4) Carga de Viento: Es la producida por efecto del viento en cualquier dirección vertical u horizontal y determinada según la tabla No. 8.
- 5) Carga de Ceniza: Correspondiente al peso acumulado por efecto de la ceniza volcánica, que deberá ser considerada como se indica en el Arto. 21.
- 6) Carga Sísmica: Aquella ocasionada por efecto de sismo en forma de aceleraciones verticales y horizontales. La fuerza ó carga sísmica se determinará como se indica en el Art. 24.

b) Excentricidad

- 1) Excentricidad Estática: Es la distancia entre el centro de masa y el centro de rigidez de cada piso.
- 2) Excentricidad Accidental: Es una excentricidad adicional, que incorpora aproximadamente, los efectos de las irregularidades en la distri-

bución de las masas y de las rigideces, así como los efectos de la excitación rotacional del terreno.

- c) **Centro de Rigidez:** Es aquel punto del piso donde al aplicar un cortante horizontal, solo se produce traslación.
- d) **Espectro de Respuesta:** Es el valor máximo de la respuesta, de un sistema oscilatorio de un grado de libertad.
- e) **Sistemas y términos estructurales.**

1) **Diafragma**

Se entiende por diafragma cualquier sistema de techo o entrepiso capaz de transmitir fuerzas laterales de sismo o viento a los elementos verticales que forman el sistema resistente a dichas cargas.

2) **Diafragma flexible**

Es aquel diafragma de techo o entrepiso que sólo tiene capacidad de transmitir fuerzas de corte directo tangenciales al plano del diafragma.

Como ejemplos de diafragma flexibles se pueden considerar: Los sistemas de piso de madera y techos con forro inferior de plywood que estén debidamente unidos en toda su longitud a los elementos verticales resistentes a las cargas laterales. También se consideran los techos arriostrados con elementos de acero, ya sea varilla o perfiles laminados.

3) **Diafragma rígido**

Diafragma, ya sea de techo o entrepiso que pueda distribuir las cargas horizontales según las rigideces de los elementos resistentes de apoyo. Como ejemplos de diafragmas rígidos se pueden considerar:

Losa sólida de concreto reforzado coladas en el sitio; o losas formadas por franjas (viguetas) de elementos prefabricados sin juntas monolíticas entre ellas, pero con una losa sólida adicional de concreto reforzado coladas sobre los elementos prefabricados y debidamente anclada a ellos.

Esta placa o losa adicional deberá tener no menos de 5 cms de espesor y deberá reforzarse en cada dirección, de acuerdo a los requerimientos de análisis o por temperatura, cualquiera que sea mayor.

Las viguetas prefabricadas, deberán estar bien ancladas en sus ex-

tremos a un cordón o viga monolítica de concreto reforzada, debidamente calculada para evitar fisuración. Los entrepisos o techos que no cumplan con estas condiciones no deberán considerarse como diafragmas rígidos y no podrán emplearse en construcciones de paredes prefabricadas mayores de un piso. En cualquiera de los casos, los diafragmas rígidos deben de cumplir la siguiente condición:

$$F = \frac{\Delta w \times 10^6}{2.2 \times L} \leq 1$$

F = Factor de rigidez del alma del diafragma

Δw = Deflexión por corte del alma del diafragma en cms.

q = Cortante promedio del diafragma en kilogramo por metro sobre la longitud L

Para losas de concreto se puede aplicar la siguiente fórmula:

$$F = \frac{28.4 \times 10^6}{t \sqrt{W^3 f_c}} \text{ menor o igual que } 1$$

$$t \sqrt{W^3 f_c}$$

t = Espesor de losa en cms.

W = Peso del concreto en kg/m³
El menor valor de W deberá ser 1,450 kg/m³

f_c = Esfuerzo de compresión del concreto a los 28 días en kg/cm².

F = Factor de rigidez en microcentímetros por metro de claro y por cortante unitario de 1 kg/m.

4) **Muro de carga**

Pared calculada y construída para resistir principalmente cargas verticales.

5) **Muro de corte**

Pared calculada y construída para resistir, tanto cargas verticales como horizontales paralelas al mismo.

6) **Muro Dúctil**

Muro de corte calculado y construído de tal manera que pueda sufrir deformaciones inelásticas (de naturaleza cíclica y reversible de un orden mayor al rango elástico), sin pérdida sensible de su resistencia.

- 7) **Marco rígido (pórtico no dúctil)**
Sistema estructural formado por vigas y columnas ó cerchas y columnas unido en forma rígida en los nudos y que resiste las cargas principalmente por flexión.
- 8) **Marco dúctil**
Sistema estructural con sus miembros y uniones calculadas de modo que pueda sufrir deformaciones inelásticas (de naturaleza cíclica y reversible de un orden mayor que la deformación elástica), sin pérdida de su resistencia.

- 9) **Modos de vibración y oscilación**
Son configuraciones geométricas de la estructura al desplazarse ésta armónicamente en ausencia de cargas externas.
Los modos de oscilación se toman linealmente independientes y ortogonales (con respecto a las propiedades de inercia y rigidez de la estructura).
- 10) **Periodos y frecuencias**
Son los periodos y frecuencias asociadas con los modos de oscilación; el periodo fundamental es el periodo natural de mayor valor.
- 11) **Análisis dinámico**
Análisis de sistemas lineales que se efectúa desacoplando las ecuaciones dinámicas de la estructura, en base a las propiedades de ortogonalidad de los modos de oscilación.

Capítulo II

Requerimiento del Diseño Sismo-Resistente

Art. 8. Requerimiento General

Toda estructura deberá ser diseñada y construída, para resistir como mínimo, las cargas sísmicas determinadas de acuerdo a lo establecido en el Art. 24.

Art. 9. Consideraciones de Carácter Geológico

Con el objeto de minimizar el riesgo debido a las fallas geológicas, los proyectos deberán ajustarse a los requerimientos específicos de la Matriz de Planeamiento y los Mapas Geológicos para riesgos sísmicos por fallamiento superficial.

Art. 10. Concepción Estructural

En el planeamiento de los edificios, a fin de mejorar el comportamiento sísmico de los mismos deberán tomarse las siguientes consideraciones:

- a) Simetría tanto en la distribución de masas como en las rigideces.

- b) Evitar cambios bruscos de estructura.
- c) Menor peso en los pisos superiores.
- d) Evitar balcones, volados, etc.
- e) Selección y uso adecuado de los materiales de construcción.
- f) Buena práctica constructiva e Inspección rigurosa.
- g) Diseño con énfasis en la ductilidad para un mejor comportamiento de la estructura.

Capítulo III

Clasificación de las Estructuras

Art. 11. Grupos.

Tomando en cuenta su destino, las estructuras se clasifican en tres grupos:

GRUPO 1

Edificios de servicio público, tales como Hospitales, Sanatorios, Centros de Salud, Mercados, Plantas Aguadoras, (Incluyendo Tanques de Abastecimiento y Estaciones de Bombeo), Plantas para Tratamiento de Aguas Negras, Plantas Eléctricas, (Incluyendo sub-estaciones y estructuras para transmisión de alto voltaje), Aeropuertos, Terminales de Pasajeros, Centrales de Comunicación (Incluyendo torres de antenas), Radioemisoras, Edificios de uso público con elevado factor de ocupación, Centros y Edificios de Gobierno y Municipales, Estaciones de Bomberos, Centrales de Policía, Centros Docentes, Cárceles, Estadios, Edificios con contenido de gran valor (museos, Bibliotecas, depósitos mayores de medicinas), Instalaciones Industriales con depósitos de Materia Tóxica o Explosivos, Centros que utilicen Material Radioactivo.

GRUPO 2.

Edificios de uso público con elevado factor de ocupación (Iglesias, Cines, Auditorios, Mercados) o donde no existe frecuente aglomeración de personas como: Hoteles, Oficinas, Comercios, Industrias, Clubs, Bancos, Restaurantes, Viviendas, Gasolineras, Clínicas Externas. Toda estructura cuyo colapso pueda poner en peligro las de este grupo o del grupo 1.

GRUPO 3.

Construcciones asociadas no clasificables en los grupos anteriores como: Bodegas, Puestos de venta cuya superficie cubierta sea menor de 100 m², Talleres de reparación, establos, silos, postes, tapias, estructuras cuyo colapso no puedan causar daños a edificaciones de los dos primeros grupos.

Art. 12. Tipos

Tomando en cuenta las características estructurales se hace la siguiente clasificación por TIPOS:

Tipo 1

$K = 0.67$

Edificios capaces de resistir la totalidad de las fuerzas laterales en su dirección de análisis, por medio de pórticos dúctiles.

Para zona 6 los pórticos de concreto deberán cumplir con los requisitos de ductilidad en cada miembro y nudo, tanto en el cálculo, detallamientos, como en la fase constructiva. Los planos deberán llevar nota en la que se especifique que el SUPERVISOR no aceptará ninguna otra alternativa de construcción que no se indique en los planos.

La construcción deberá ser efectuada por un Ingeniero competente debidamente registrado, y maestros de obra clase "A". Se deberá llevar un estricto control de calidad de los materiales y se deberán hacer pruebas de calidad del acero.

Se deberá proveer de juntas de separación a las paredes para evitar interferencia de comportamiento de los marcos y evitar daños de los elementos no estructurales en sismos de menor intensidad.

No se aceptará como dúctil ninguna estructura que vaya a ser reparada.

Se incluyen dentro de este tipo los pórticos rígidos de acero de una sola planta, sin requerir de diafragmas en el nivel de techo. También caben en este tipo los edificios hasta de 3 plantas con diafragmas flexibles a nivel de pisos y techos, diseñándose los marcos, dúctiles, para las fuerzas laterales que le corresponden por ancho tributario.

Tipo 2

$K = 0.80$

Edificios compuestos por pórticos dúctiles y muros de corte que cumplan con las siguientes condiciones: a) los diafragmas a nivel de pisos y techos serán lo suficientemente rígidos para distribuir las fuerzas laterales de todo el edificio en proporción a las rigideces de los elementos resistentes; b) los muros tendrán capacidad de absorber la totalidad de estas fuerzas, teniendo los pórticos DUCTILES por sí solos capacidad para resistir por lo menos el 25% de la totalidad de estas fuerzas.

Se pueden incluir dentro de este tipo los edificios hasta de 3 plantas con diafragmas

flexibles a nivel de pisos y techos, debiendo existir al menos un muro resistente conectado a los marcos en cada eje de cada piso del edificio, diseñando los elementos para la fuerza cortante que le corresponde por ancho tributario.

Tipo 3

$K = 1.00$

Edificios compuestos por pórticos RIGIDOS y muros de corte que cumplen con las siguientes condiciones: 1) Los diafragmas a nivel de pisos y techos serán lo suficientemente rígidos para distribuir las fuerzas laterales de todo el edificio en proporción a las rigideces de los elementos resistentes; 2) Los muros tendrán capacidad de absorber la totalidad de estas fuerzas, teniendo los pórticos RIGIDOS por sí solos capacidad para resistir por lo menos el 25% de la totalidad de estas fuerzas.

Se incluyen en este tipo: a) Los edificios de hasta dos plantas capaces de resistir la totalidad de las fuerzas laterales en su dirección de análisis por medio de pórticos rígidos de cualquier material ó "híbridos", (pórticos con columnas de un material y vigas ó cerchas con un material diferente al primero), b) Edificios hasta de 3 plantas ubicados en zonas 1, 2 ó 3 compuestos en su dirección de análisis por medio de pórticos rígidos de acero y/o concreto reforzado. Cuando los sistemas de pisos y techos constituyen diafragmas rígidos, los marcos recibirán las fuerzas laterales en proporción a sus rigideces ó cuando constituyen diafragmas flexibles, los marcos se diseñarán para las fuerzas laterales que le correspondan por ancho tributario.

Tipo 4

$K = 1.17$

Estructuras de una sola planta, compuestas en su dirección de análisis por muros capaces de resistir en corte la totalidad de las fuerzas laterales que le corresponden por ancho tributario. Los muros que se les conecten perpendicularmente, deben ser capaces de resistir en flexión la totalidad de las fuerzas laterales perpendiculares a su plano que les corresponda, siempre y cuando las deflexiones de sus vigas coronas estén dentro de los valores permisibles. Los techos de estas estructuras no necesitan constituir un diafragma estructural.

Se incluyen en este tipo estructuras, de hasta dos plantas con diafragma flexible a nivel de entrepiso.

Tipo 5

$K = 1.33$

Cualquier sistema estructural que dependa, en sus direcciones principales de análisis, de muros de corte ó marcos arriostrados para resistir la totalidad de las fuerzas laterales y verticales. A nivel de techo y/o pisos existen diafragmas rígidos capaces de transmitir las fuerzas laterales en proporción a las rigideces de los elementos resistentes.

Tipo 6

$K = 1.67$

Estructuras sin reserva funcional que no reúnen las condiciones de los tipos 1 al 5, tales como: torres, tanques cuyo contenido se inicia desde el nivel de sus fundaciones y elementos sustentados por una sola hilera de columnas perpendiculares a la dirección de análisis, incluyendo las estructuras tipo 4 en las que la esbeltez de las vigas coronas permite deformaciones horizontales mayores que las admisibles.

Tipo 7

$K = 2.0$

Tanques cuyo contenido encuentra en el extremo superior de su torre.

Art. 13. Disposición general a los Tipos:

Se podrá establecer la hipótesis que se desee para ubicar la estructura en cualquiera de los TIPOS indicados, siempre y cuando su diseño final sea consistente con este análisis y se garantice que la construcción será ejecutada conforme su diseño.

El tipo de estructura podrá ser diferente según cada dirección, excepto para los edificios que clasifiquen dentro del tipo 5.

Edificios que clasifican dentro de TIPOS estructurales diferentes entre sus pisos, se analizarán en su totalidad usando el coeficiente K que corresponda a su tipo más crítico.

Art. 14. Grados

Tomando en cuenta la calidad y categoría en la simetría, estabilidad de la estructura, confiabilidad del sistema de construcción, inspección y control de los materiales, tal como se establece en la Tabla 1, las estructuras se clasifican de acuerdo a los grados mostrados en la Tabla 2.

TABLA NO. 1
REQUERIMIENTOS PARA LA DETERMINACION DE CALIDAD Y CATEGORIA

TIPOS	EXCELENTE	REGULAR	POBRE
$K_1 = 0.67$	4 o más marcos con 3 o más claros cada uno simétricos.	4 ó más marcos. Simetría regular.	Todo lo demás
$K_2 = 0.80$	4 o más marcos con 3 o más claros y 4 o más muros de corte dúctiles de concreto o mampostería confinada.	4 ó más marcos. Simetría regular.	Todo lo demás
$K_3 = 1.00$	Para el tipo 3 la altura límite será de 16 pisos.		
$K_4 = 1.17$	4 o más muros de corte dúctiles de concreto reforzado o mampostería confinada.	4 ó más muros de mampostería reforzada, mampostería confinada o concreto reforzado.	Todo lo demás
$K_5 = 1.33$	Simétrico.		
$K_6 = 1.67$	Sin marcos arriostrados.	Sin marcos arriostrados. Simetría regular. Altura límite 16 pisos.	Todo lo demás
Todos los TIPOS	Sistema tradicional de alta confiabilidad y énfasis de ductilidad. Sin elementos prefabricados en los sistemas laterales resistentes. Pisos y techos con acción diafragmática. Análisis dinámico.	Sistema tradicional de regular confiabilidad. Sin elementos prefabricados en los sistemas laterales resistentes. Análisis estático equivalente. Pisos con acción diafragmática y techos con o sin diafragmas.	Nuevos sistemas estructurales de poca confiabilidad. Método simplificado de Análisis.
Todos los TIPOS	Ingeniero Supervisor asignado a la obra. Mano de obra con vasta experiencia. Materiales aprobados y de producción controlada.	Inspección ocasional o inspección remota. Mano de obra con regular experiencia. Materiales aprobados y de producción controlada.	Inspección remota o sin inspección. Mano de obra no calificada. Materiales de producción no controlada.

Simétrico = Excentricidad menor o igual al 10% — Simetría regular = excentricidad entre el 10% y el 20%
NOTA: —Ver Tabla 2 para la determinación de Grados.

V I R O D E L Y O

7

TABLA 2
REQUERIMIENTOS DE CALIDAD PARA GRADO DE LA ESTRUCTURA.

Grado	
A	Requiere calidad excelente en las tres categorías.
B	Requiere como mínimo calidad regular en las tres categorías.
C	Requiere como mínimo calidad regular en cualquier combinación de dos categorías y pobre en la tercera.

Capítulo IV

Cargas de Diseño

Art. 15. Disposición General

Además de las cargas originadas por el peso propio del edificio, deberán considerarse las cargas debidas a materias o líquidos almacenables, las cargas vivas, las cargas de viento, las cargas sísmicas y las cargas de ceniza volcánica. Si hubieran cargas especiales que soportar, éstas deberán ser establecidas por el Ingeniero Responsable del diseño.

Art. 16. Cargas Muertas

En la estimación de las cargas muertas para propósitos de diseño, se usarán como cargas mínimas los pesos de los materiales listados en las tablas 3, 4, 5 y 6.

TABLA 3
PESO DE PAREDES CON REPELLO DE 1 Cm. EN AMBAS CARAS

MATERIAL	DIMENSIONES Cms.	PESO (Kg/m ²)
BLOQUE DE CEMENTO	10 x 20 x 40	166
	15 x 20 x 40	231
	20 x 20 x 40	253
BLOQUE DE ARCILLA	10 x 15 x 30	196
	15 x 15 x 30	202
	30 x 15 x 30	174
MULTIHUECO DE ARCILLA	5 x 15 x 30	255
	6 x 12.5 x 25	227
SOLIDO DE ARCILLA	15.28 x 5.24 x 30.33	258
CANTERA	15 x 40 x 60	333

NOTA: —El peso del repello de 1 cm. es de 20 kg/m² para cada cara.

En paredes con fino agregar la misma cantidad.

TABLA 4
PESO ESPECIFICO DE MATERIALES DE CONSTRUCCION

MATERIAL	PESO ESPECIFICO APARENTE (Kg/m ³)
A. ROCAS	
Arenisca	2600
Arenisca porosa y caliza porosa	2400
Basalto, diorita	3000
Calizas compactas y mármoles	2800
Granito, sienita, diabasa, pórfido	2800
Gneis	3000
Pizarra	2800
B. MADERAS	
Pochote	961
Pino	828
Cenizaro	513
Cedro	577
Laurel hembra	961
Almendro	842
Roble	658
Caoba	706
Guayabo	738
Laurel macho	850
Guapinol	930
Nispero	1010
C. MATERIALES DIVERSOS	
Alquitrán	1200
Asfalto	1300
Caucho en plancha	1700
Papel	1100
Plástico en plancha	2100
Vidrio plano	2800

TABLA 5
CARACTERISTICAS DE MATERIAS ALMACENABLES

MATERIAL	PESO ESPECIFICO APARENTE (Kg/m ³)	ANGULO DE FRICCION INTERNA
A. MATERIAL DE CONSTRUCCION		
Arena	1500	30°
Arena de Pómez	700	35°
Cal en polvo	1000	25°
Cal en terrón	1000	45°
Cemento en sacos	1600	—
Cemento en polvo	1200	25°
Grava	1700	40°
B. PRODUCTOS AGRICOLAS		
Avena	450	30°
Azúcar	750	35°
Cebada	650	25°
Centeno	800	35°
Harina y salvado	500	45°
Maíz	750	25°
Trigo	750	25°

8

TABLA 5
CARACTERÍSTICAS DE MATERIAS
ALMACENABLES

MATERIAL	PESO ESPECIFICO APARENTE (Kg./m ³)	ANGULO DE FRICCION INTERNA
Aroz	860	—
Frijoles	792	—
C. OTRAS MATERIAS		
Abonos artificiales	1200	40°
Carburo	900	30°
Harina de pescado	800	45°
Hielo	900	30°
Sal común	1200	40°

TABLA 6
PESO ESPECIFICO DE LIQUIDOS

MATERIAL	PESO ESPECIFICO (Kg/m ³)
Acetate de Creosota	1100
Acetate de Linaza	940
Acetate de Ricino	970
Acetate Mineral	930
Acetona	790
Acido clorhidrico al 40%	1200
Acido nitrico al 40%	1250
Acido sulfúrico al 50%	1400
Agua	1000
Alcohol etílico	800
Anilina	1040
Bencina	700
Benzol	900
Cerveza	1030
Gasolina	750
Leche	1030
Petróleo	800
Sulfuro de carbono	1290

Art. 17. Cargas Vivas

En relación al destino que vaya a tener cada edificación, deberán ser consideradas en el diseño las cargas vivas más altas que probablemente ocurran, pero en ningún caso menores que las cargas vivas uniformemente distribuidas listadas en la tabla 7.

TABLA 7
CARGAS VIVAS UNIFORMEMENTE
DISTRIBUIDAS.

DESTINO	CARGAS VIVAS (Kg/m ²)	CARGAS VIVAS REDUCIDAS (Kg/m ²)
Residencial (casas, apartamentos y cuartos de hoteles).	200	80

TABLA 7
CARGAS VIVAS UNIFORMEMENTE
DISTRIBUIDAS

DESTINO	CARGAS VIVAS (Kg/m ²)	CARGAS VIVAS REDUCIDAS (Kg/m ²)
Escuelas (salones de clase)	250	100
Hospitales (salas y cuartos) Asilos, Centros de Salud y Clínicas	200	100
Salas de Operación	300	150
Oficinas	250	100
Bibliotecas:		
Salones de Lectura	300	150
Salón de Libros	600	300
Lugares de Reunión: Salones de Baile, gimnasios, restaurantes, salas de juegos y similares.	400	200
Auditorios, Cines, Templos: Sillas fijas	300	120
Sillas móviles	500	250
Teatros: vestíbulos	200	80
Piso del escenario	700	350
Lugares de Comunicación de uso público (pasillos, escaleras, rampas y pasajes de acceso libre al público); estadios y lugares para espectáculo provisto de gradas (desprovisto de bancas o butacas)	500	250
Laboratorios	250	125
Comercio: Ligero	350	250
Semi-pesado	450	340
Pesado	550	410
Fábrica y Talleres: Ligero	400	300
Semi-pesado	500	375
Pesado	700	525
Bodegas: Ligero	450	340
Semi-pesado	550	415
Pesado	650	495
Techos de losas con pendiente no mayor de 5%	100	40
Techos de losas con pendiente mayor de 5%	50	20
Garages y estacionamiento (para automóviles exclusivamente)	250	160
Andamios y cimbra para concreto	150	60
Votados en vía pública (marquesinas, balcones y similares)	400	200

Art. 18. Carga viva en techos livianos.

Para el caso de techos livianos de cubiertas onduladas (incluyendo la teja de

bar. los elementos estructurales resistentes (tales como perlines de madera ó metálicos), podrán ser diseñados para los efectos que resulten de la superposición de una carga concentrada de 100 kg. en la mitad del claro del miembro resistente, más una carga uniformemente distribuida de 10 kg/m².

Para el caso de elementos estructurales principales (tales como cerchas, marcos y vigas principales) que soportan techos livianos de cubiertas onduladas, se considerará una carga concentrada de 200 kg. que se aplicará en la mitad del claro del elemento resistente, independientemente de la posición de la cumbrera cuando posea dos vertientes. Se adicionará una carga uniformemente distribuida de 10 kg/m².

Para efecto de sismo, la carga viva reducida a emplearse será de 10 kg/m².

Art. 19. Las cargas vivas pueden reducirse en atención a:

I.—Cargas vivas de 500 kg/m² ó menores.

Los valores de las cargas vivas, pueden disminuirse para el diseño vertical de elementos estructurales cuando su correspondiente área tributaria excede de 14 m², en un 0.86% por metro cuadrado de área soportada por el elemento estructural excepto en lugares de reunión, no será mayor del 60% ni deberá exceder el valor de R determinada por la siguiente fórmula:

$$R = 23 \left(1 + \frac{CM}{CV} \right) \quad \text{Ec. 1}$$

Dónde: R = Reducción en porcentaje
CM : Carga muerta por metro cuadrado de área soportada por el elemento estructural.

CV : Carga viva de diseño por metro cuadrado de carga soportada por el elemento estructural.

La reducción especificada no será válida cuando se aplique el Art. 18.

II.—Cargas vivas mayores de 500 kg/m²

Para cargas vivas que excedan los 500 kg/m², no se podrán hacer reducciones, excepto que las cargas vivas de diseño en las columnas podrán reducirse en un 20%.

Art. 20. Cargas de viento—En cuanto a las cargas de viento deben considerarse:

I.—Efectos del viento

Para el cálculo de los efectos del viento se calcularán los edificios y las estructuras para resistir las presiones del viento en cualquier dirección horizontal, así como los efectos de succión horizontal y vertical. Las presiones del viento asumidas para el diseño estructural serán las más altas que se puedan presentar en la zona, pero no menores que las listadas en la Tabla 8. En casos especiales de situación muy expuesta, por ejemplo: en desfiladeros, en acantilados, etc., pueden requerirse valores mayores, que se determinarán mediante estudio especial.

TABLA 8
PRESIONES DE VIENTO

ALTURA (Mts)	P (Kg/m ²)	
	Zona 1	Zona 2
H menor o igual que 10	40	70
10 menor que H menor o igual que 15	55	100
15 menor que H menor o igual que 30	80	135
30 menor que H menor o igual que 150	105	160
150 menor que H menor o igual que 375	135	200

ZONA 1—Comprenderá la faja del Pacífico y la parte Septentrional.

ZONA 2—Comprenderá las poblaciones de la Zona Atlántica.

II.—Empuje del viento

Las estructuras se estudiarán bajo la actuación del viento en dirección: sus ejes principales y en ambos sentidos.

El empuje del viento contra el edificio varía según la inclinación de las paredes o las pendientes del techo produce sobre cada elemento superficial de una construcción, tanto orientada a barlovento como sotavento, un sobre carga P (Kg/m²) en la dirección de su normal, positiva (presión) o negativa (succión) de valor dado por expresión:

$$P = K P_0 \quad \text{(Ec. 2)}$$

P₀ = Presión equivalente del viento, según la Tabla 8.

K = Factor de empuje (sin dimensiones)

En paredes, cuando el viento actúa normalmente a la superficie expuesta, se tomará $K=0.75$ del lado de barlovento (presión) y $k = -0.68$ del lado de sotavento (succión). La estabilidad de las paredes aisladas, tales como bardas, se analizará con la suma de los efectos de presión y succión, es decir $K = 1.43$.

En edificios con planta y elevación rectangulares, se usarán para las paredes normales a la acción del viento, los valores de K que señala el párrafo anterior. En los muros paralelos a la acción del viento, así como en el techo, si éste es horizontal, se distinguirán tres zonas: En la primera, que se extiende desde la arista de barlovento hasta una distancia igual a un tercio de la altura de la construcción

$K = -1.75$. En la segunda, que abarca hasta una y media veces la altura de la construcción medida desde la misma arista, $K = -1$; y el resto, $K = -0.40$. La misma especificación regirá en cubiertas con cumbreras y aristas paralelas a la acción del viento (techos inclinados o cilíndricos). En estos casos se considerará como altura de la construcción la de su punto más alto.

En cubiertas de dos aguas, con acción del viento normal a las cumbreras, se considerarán en la superficie de barlovento tres zonas iguales a las descritas para las cubiertas horizontales. Para estos fines, se tomará como altura de la construcción, la de su punto más alto. (Ver figura 1).

Se emplearán los factores de empuje especificados en la siguiente tabla:

Inclinación	Superficie de Barlovento			Sotavento de Superficie
	Zona de Barlovento	Zona Central	Zona de Sotavento	
Menor de 65° Si D/H menor que 0.3	-1.75 + 0.054θ	-1.0 + 0.027θ	-0.4 + 0.018θ	-0.68
Si D/H = 1.0	D/B, pero no mayor de 0.75	0.8 D/B pero no mayor de 0.75	0.5 D/B pero no mayor de 0.75	-0.68
Mayor de 65°	0.75	0.75	0.75	-0.68

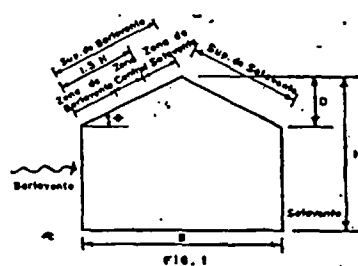
θ = Inclinación de la cubierta en grados

D/H = Relación entre sobre elevación de la cubierta y altura de la Construcción.

B = Ancho de la construcción

Para valores de D/H comprendidos entre 0.3 y 1.0, interpólese linealmente.

Cuando el viento actúe paralelamente a las cumbreras, se supondrán las zonas y presiones establecidas para cubiertas horizontales. Para estos fines se tomará como altura de la construcción, la de su punto más alto.



Acción del viento actuando normal a las cumbreras de una cubierta de dos aguas.

En cubiertas de un agua y cuando el viento esté actuando normalmente a las cumbreras horizontales y la cubierta esté orientada hacia el lado de barlovento, serán aplicables los coeficientes de la tabla para cubierta de dos aguas.

Si la cubierta está orientada hacia el lado de sotavento y su inclinación excede de 15°, se tomará $K = -0.68$.

Si su inclinación es menor de 15°, para analizar los efectos de viento actuando paralelamente a las cumbreras, se supondrán las zonas y presiones establecidas para cubiertas horizontales.

Se podrá hacer uso también de cualquier otro método generalizado.

III-Disposiciones para estructuras especiales.

a) Estructuras reticuladas

En estructuras reticuladas abiertas, construcciones con caras dentadas o con estructura oblicua a las fachadas, se estudiará además su acción en las direcciones sesgadas que resulten más desfavorables.

b) Estructuras abiertas.

Para el caso de techos sobre estructuras abiertas (sin paredes) se tendrá en cuenta los efectos de succión sobre el techo.

c) Chimeneas, tanques y estructuras similares.

Las chimeneas, tanques y otras estructuras similares estarán sujetas a un estudio especial, establecido por el Ingeniero Responsable del diseño.

d) Rótulos, carteles y estructuras similares.

Los rótulos, carteles y cualquier tipo de anuncio que se coloque en carreteras o sobre la vía pública en edificios comerciales, lo mismo que postes con anuncios y las estructuras de soporte de dichos rótulos deberán multiplicar el empuje de viento calculado en la Ec. 2 por el siguiente factor de forma:

Rótulos que tienen un 70% o más de superficie sólida $F_f = 1.5$

Rótulos que tienen menos del 70% de superficie sólida $F_f = 2.0$

Art. 21. Cargas debidas a ceniza volcánica.

En localidades como León, Carazo, Masaya y en cualquier otra zona que esté expuesta a recibir ceniza volcánica deberá tomarse en cuenta dicha sobre-carga para efectos de diseño, adicional a la carga viva y a cualquier otra carga presente. Se recomienda una sobre-carga debido a ceniza en estado húmedo de 20 kg/m² en ausencia de documentación local.

En las ilmahoyas y zonas de la cubierta, en donde pueda acumularse anormalmente la ceniza por deslizamiento de los techos confluyentes, o por efecto del viento o de la lluvia, se calculará la sobre carga debido a las acumulaciones previsibles.

Se considerará la posibilidad de que la sobre-carga de la ceniza gravite con valor distinto sobre zonas parciales de la cubierta a causa de depósitos desiguales, arrastres de viento u otras causas.

TITULO II

ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

Capítulo I

Análisis Estructural

Art. 22. Coeficientes de diseño sismo-resistente.

Las tablas 9 al 14 listan los coeficientes "C" para obtener la fuerza sísmica que actúa sobre las estructuras y que se determina según el Arto. 24.

Este coeficiente "C" varía en las 6 zonas sísmicas en que se ha dividido el país (fig. 3) según GRUPO, TIPO Y GRADO de las estructuras.

Alternativamente, el coeficiente se puede calcular de acuerdo a lo establecido en las observaciones.

Art. 23. Influencia del suelo y del periodo del edificio.

Los valores de los coeficientes "C" de las tablas 9 al 14 pueden ser modificados de acuerdo a la condición del suelo y al periodo del edificio, afectándolo por un factor de reducción "D" de la manera siguiente:

a) Para condiciones de suelos medios y duros, cuando T mayor que 0.5 segundos.

$$D = \sqrt{\frac{0.5}{T}}$$

b) Para condiciones de suelo blando cuando T mayor que 0.8 segundos.

$$D = \sqrt{\frac{0.8}{T}}$$

Las condiciones de suelos blandos, medios y duros se pueden definir como:

SUELO BLANDO

Depósito de suelo de 10 mts. o más de profundidad compuesto de:

- Material cohesivo de consistencia blanda a media (2 a 8 N) con ó sin intercalaciones de estratos arenosos o material cohesivo.
- Material no cohesivo (arenoso y o granular) de compactad suelta a firme (0 a 20 N).

SUELO MEDIO

Depósito de suelo de más de 60 mts. de profundidad integrado por:

- Arenas y gravas de media a alta compactad (21 a 50 N).
- Limo y/o arcilla de consistencia firme a dura (9 a 30 N).
- Una mezcla de ellos

SUELO DURO

Roca de cualquier característica, ya sea dura y sana o blanda y meteorizada.

- Depósito de suelo de menos de 60 mts. de profundidad compuesto de arena y gravas muy densas (N mayor que 50) y/o arcilla muy dura (N mayor que 30).

Dónde N = número de golpes por pie de penetración

En caso de no disponer de información suficiente de las condiciones del subsuelo, o si el perfil no puede ser incluido en ninguno de los casos anteriores, se usará la condición de suelo medio.

Si los suelos están propensos a licuar, se no se incluyen en ninguno de los casos anteriores.

El período fundamental del edificio puede ser calculado basándose en las propiedades de resistencia del sistema a las fuerzas sísmicas, en la dirección de análisis y por medio de métodos basados en principios de mecánica generalmente aceptados.

Para obtener una aproximación del período del edificio, se recomiendan las siguientes fórmulas:

$$T = C_i h_n^{3/4} \text{ para el tipo 1}$$

$$T = 0.09 h_n \sqrt{L} \text{ para los tipos 2, 3, 4, 5 y 6}$$

Dónde:

- $C_i = 0.085$ para pórticos de acero
- $C_i = 0.061$ para pórticos de concreto
- h_n = Altura en metros desde la base

hasta el nivel más alto de la construcción.

L = Longitud del edificio, en la dirección bajo consideración.

El período fundamental T, puede ser calculado utilizando procedimientos de la Dinámica Estructural.

TABLA 9
COEFICIENTES PARA LA OBTENCION DE FUERZAS SISMICAS EN ZONA 1

		GRUPOS		
		1	2	3
TIPO GRADO				
1	A	0.037	0.026	0.023
1	B	0.045	0.031	0.028
1	C	0.052	0.036	0.033
2	A	0.054	0.037	0.034
2	B	0.063	0.043	0.039
2	C	0.072	0.049	0.045
3	A	0.067	0.046	0.042
3	B	0.079	0.054	0.049
3	C	0.090	0.062	0.056
4	A	0.079	0.054	0.049
4	B	0.092	0.063	0.057
4	C	0.105	0.072	0.065
5	A	0.090	0.062	0.056
5	B	0.105	0.072	0.065
5	C	0.120	0.082	0.075
6	A	0.108	0.074	0.067
6	B	0.125	0.086	0.078
6	C	0.143	0.099	0.090
7	C	0.104	0.072	0.066

TABLA 10
COEFICIENTES PARA LA OBTENCION DE FUERZAS SISMICAS EN ZONA 2

		GRUPOS		
		1	2	3
TIPO GRADO				
1	A	0.064	0.050	0.042
1	B	0.077	0.060	0.050
1	C	0.090	0.070	0.059
2	A	0.092	0.072	0.061
2	B	0.108	0.084	0.071
2	C	0.123	0.096	0.081
3	A	0.115	0.090	0.076
3	B	0.135	0.105	0.088
3	C	0.154	0.120	0.101
4	A	0.134	0.105	0.088
4	B	0.157	0.122	0.103
4	C	0.179	0.140	0.117
5	A	0.154	0.120	0.101
5	B	0.180	0.140	0.116
5	C	0.205	0.160	0.134
6	A	0.185	0.144	0.121
6	B	0.216	0.169	0.141
6	C	0.246	0.195	0.161
7	C	0.180	0.140	0.118

TABLA 11
COEFICIENTES PARA LA OBTENCION DE FUERZAS SISMICAS EN ZONA 3

		GRUPOS		
		1	2	3
TIPO GRADO				
1	A	0.122	0.097	0.086
1	B	0.146	0.116	0.103
1	C	0.171	0.135	0.120
2	A	0.176	0.139	0.123
2	B	0.205	0.162	0.144
2	C	0.235	0.185	0.165
3	A	0.220	0.174	0.154
3	B	0.256	0.203	0.180
3	C	0.293	0.232	0.206
4	A	0.256	0.203	0.180
4	B	0.300	0.237	0.210
4	C	0.342	0.271	0.241
5	A	0.293	0.232	0.206
5	B	0.342	0.271	0.240
5	C	0.391	0.309	0.275
6	A	0.353	0.280	0.245
6	B	0.412	0.325	0.286
6	C	0.470	0.372	0.327
7	C	0.342	0.270	0.240

TABLA 12
COEFICIENTES PARA LA OBTENCION DE FUERZAS SISMICAS EN ZONA 4

		GRUPOS		
		1	2	3
TIPO GRADO				
1	A	0.140	0.117	0.096
1	B	0.168	0.140	0.118
1	C	0.196	0.163	0.137
2	A	0.202	0.168	0.141
2	B	0.235	0.196	0.165
2	C	0.269	0.224	0.188
3	A	0.252	0.210	0.176
3	B	0.294	0.245	0.206
3	C	0.336	0.280	0.235
4	A	0.294	0.246	0.206
4	B	0.343	0.287	0.240
4	C	0.392	0.328	0.275
5	A	0.336	0.280	0.235
5	B	0.392	0.327	0.274
5	C	0.448	0.373	0.314
6	A	0.403	0.319	0.289
6	B	0.470	0.372	0.337
6	C	0.538	0.425	0.385
7	C	0.392	0.326	0.274

TABLA 1
COEFICIENTES PARA LA OBTENCION DE FUERZAS SISMICAS EN ZONA 5

		GRUPOS		
		1	2	3
TIPO GRADO				
1	A	0.157	0.124	0.110
1	B	0.190	0.149	0.132
1	C	0.220	0.173	0.153
2	A	0.226	0.178	0.158
2	B	0.263	0.208	0.185
2	C	0.301	0.237	0.210
3	A	0.282	0.223	0.197
3	B	0.329	0.260	0.231
3	C	0.376	0.297	0.263
4	A	0.329	0.261	0.231
4	B	0.384	0.304	0.269
4	C	0.439	0.348	0.308
5	A	0.376	0.297	0.263
5	B	0.439	0.347	0.307
5	C	0.502	0.395	0.351
6	A	0.453	0.356	0.316
6	B	0.529	0.415	0.369
6	C	0.604	0.475	0.421
7	C	0.440	0.346	0.306

TABLA 14
COEFICIENTES PARA LA OBTENCION DE FUERZAS SISMICAS EN ZONA 6

		GRUPOS		
		1	2	3
TIPO GRADO				
1	A	0.202	0.161	0.137
1	B	0.244	0.192	0.164
1	C	0.286	0.226	0.191
TIPO GRADO				
2	A	0.293	0.230	0.198
2	B	0.342	0.272	0.233
2	C	0.391	0.310	0.263
3	A	0.366	0.290	0.248
3	B	0.429	0.337	0.290
3	C	0.488	0.386	0.328
4	A	0.429	0.341	0.290
4	B	0.499	0.395	0.336
4	C	0.568	0.452	0.385
5	A	0.488	0.387	0.328
5	B	0.568	0.452	0.382
5	C	0.652	0.514	0.439
6	A	0.588	0.463	0.386
6	B	0.686	0.541	0.451
6	C	0.784	0.618	0.515
7	C	0.572	0.452	0.382

Art. 24. Evaluación de la fuerza sísmica horizontal.

La fuerza sísmica horizontal que debe resistirse se determinará según la siguiente expresión:

$$S = c W$$

dónde:

S = Fuerza cortante actuando a nivel basal.

c = Coeficiente de diseño para fuerzas sísmicas, contenido en las tablas 9 al 14. Este valor puede ser distinto para las dos direcciones en que se considere la acción de las fuerzas sísmicas, si el tipo de estructura es diferente según cada dirección.

W = Carga o peso total del edificio y que se define en el Inc. 1 del Art. 32.

Capítulo II

Criterios de Análisis

Art. 25. Criterio General.

Se supondrá la acción sísmica en general, actuando independientemente según dos direcciones principales de la edificación. Para los sistemas estructurales tipo 1, 2 y 3, los elementos verticales y sus fundaciones deberán ser diseñados para el 100% de los efectos en una dirección más el 30% de los efectos en la otra dirección de la dirección ortogonal. En las estructuras tipo 7 (incluyen las estructuras semejantes), se considerará el efecto de una dirección más el 50% del efecto de la otra dirección.

En todos los casos, se usarán los valores de carga que produzcan las combinaciones de efectos más críticas.

Art. 26. Consideraciones para elementos compuestos.

En edificaciones con elementos estructurales de materiales mixtos, se podrá considerar la acción combinada de estos siempre que se asegure el trabajo combinado de los mismos en el elemento compuesto.

Art. 27. Verificación de Efecto.

Se verificará que las deformaciones de todos los elementos estructurales sean compatibles entre sí, así como la verificación que los diafragmas o sistemas de techo sean capaces de resistir y transmitir las fuerzas inducidas.

Capítulo III

Métodos de Análisis

Art. 28. Elección del Método.

Se presentan 3 métodos de análisis estructural, pero la elección del método estará sujeta a lo siguiente:

1ro. En edificios con altura menor o igual a 12 metros, podrá utilizarse el método de análisis simplificado cuando cumpla simultáneamente con los siguientes requisitos:

a) En cada planta, al menos el 75% de las cargas verticales estarán soportadas por muros ligados entre sí por medio de diafragmas rígidos. Dichos muros deberán ser de concreto reforzado, mampostería confinada, mampostería reforzada, que satisfagan los requisitos establecidos en las correspondientes Normas Técnicas:

b) En cada nivel y en cada dirección de análisis, existirán al menos dos muros perimetrales de carga, los cuales podrán ser paralelos o que formen entre sí un ángulo no mayor de 20 grados, estando cada muro ligado por el diafragma rígido en una longitud de por lo menos el 50% de la dimensión del edificio, medida en las direcciones de dichos muros.

Estos muros deberán guardar entre sus longitudes una relación no menor del 70%, ser del mismo material y estar colocados en lados opuestos:

c) La relación de altura a dimensión mínima de la base del edificio no excederá a 1.5;

d) La relación de largo a ancho de la planta del edificio no excederá de 2.0, a menos que para fines de análisis sísmicos, se pueda suponer dicha planta dividida en bloques independientes cuya relación de largo a ancho satisfaga esta restricción y cada tramo resista según el criterio específico en el Art. 29;

e) Se incluyen en este método, edificaciones de madera con altura menor o igual a 6 metros, con diafragmas flexibles y que satisfagan los requerimientos mínimos establecidos en las Normas Técnicas.

2do. En edificios con altura menor de 45 metros, podrá utilizarse el método estático equivalente o el método dinámico tomando en cuenta los desplazamientos laterales, efectos de torsión y volcamiento como se establece en el Art. 30.

3ro. En edificios con altura mayor de 45 metros, deberá emplearse el método de análisis dinámico.

Art. 29. Método simplificado de análisis.

Para aplicar este método se hará caso omiso de los desplazamientos horizontales, efectos de torsión y momento de volca-

miento, verificándose únicamente que en cada piso las fuerzas cortantes totales determinadas como se establece en el Art. 30 Inc., a) no excedan a la suma de las resistencias al corte de los muros de carga proyectados en la dirección de análisis, debiéndose verificar en las dos direcciones principales de la edificación.

Art. 30. Método estático equivalente.

El estado de cargas equivalente a las fuerzas sísmicas origina en la edificación esfuerzo de corte, torsión y momento de volcamiento. Las cargas o masas actuantes en la edificación podrán reemplazarse por un conjunto de masas concentradas al nivel de los entrepisos, losas y cubiertas. A efecto de las distribuciones, la fuerza cortante a nivel basal será distribuida a lo alto del edificio de acuerdo al Inc., a) de este Artículo. (Figura 2).

Para edificaciones menores de 3 pisos, la fuerza actuando en cada piso se determinará de acuerdo a la distribución de masas en dicho piso y de manera uniforme en la altura del edificio. Para el análisis de bardas y tapias en voladizo, se supondrá que la acción sísmica ejerce sobre dicho elemento una fuerza sísmica horizontal calculada como se define en el Art. 24 y actuando a los $\frac{2}{3}$ de la altura del elemento medida desde el nivel basal.

Los efectos de corte, torsión y momento de volcamiento pueden obtenerse de la manera siguiente:

a) Fuerza de Corte.

La fuerza de corte en los distintos niveles, estará referida al sistema de fuerzas horizontales equivalentes al efecto sísmico de la siguiente manera:

$$\text{Para Nivel } i, F_L = \frac{W_i H_i}{\sum_{i=1}^n W_i h_i} S$$

$$\text{Para el último nivel } n, F_n = \frac{W_n h_n}{\sum_{i=1}^n W_i h_i} < S(1 - \frac{1}{n}) S$$

$$\alpha = 1 \text{ Para } T \leq 0.5 \text{ seg.}$$

$$\alpha = 0.95 \text{ Para } 0.5 < T < 1.0 \text{ seg.}$$

$$\alpha = 0.90 \text{ Para } T \geq 1.00 \text{ seg.}$$

$$S_1 = \sum_{j=1}^n F_j$$

dónde:

α = Coeficiente para la distribución del corte en la altura del edificio.

F_L = Fuerza horizontal aplicada al nivel de piso i

h_i = Elevación del piso i medido desde el nivel basal de la edificación.

W_i = Peso del piso i , calculado de acuerdo a lo especificado en cargas y sus combinaciones

b) Efecto de Torsión.

Para cada dirección de análisis, la excentricidad "e_u" en el nivel i , se determinará según:

$$e_{ui} = \frac{cm}{P_i} - \frac{cr}{P_i}$$

Pero no menor que:

$$e_{ui} = 0.05 H$$

dónde:

e_{ui} = Excentricidad en el nivel i

cm = Coordenada del Centro de Masa de cada dirección de análisis en el nivel i .

cr = Coordenada del Centro de rigidez de cada dirección de análisis en el nivel i .

H = Máxima longitud del edificio del nivel i , normal a la dirección de análisis.

El momento de torsión en el nivel i , se determinará por medio de

$$M_{ti} = \sum_{j=1}^n F_L \cdot e_{tL}$$

c) Momento de volcamiento.

Toda estructura deberá calcularse para resistir los efectos del momento de volcamiento, ya sea debido al viento o a las fuerzas horizontales generadas por sismos.

El momento de volcamiento en el nivel i , se determinará por medio de

$$M_{vi} = \sum_{j=i+1}^n F_j (h_j - h_i)$$

Se permitirá un factor de reducción "gamma" del momento de volcamiento, el cual está dado en la tabla que sigue, en función del tipo de estructura.

TIPO	FACTOR "K"	FACTOR DE REDUCCION "gamma"
1	0.67	1.00
2*	0.80	0.83
3*	1.00	0.66
4	1.17	1.00
5*	1.33	0.50
6	1.67	1.00
7	2.00	1.00

* Para grado "C", el factor de reducción será igual a 1.

Art. 31. Método dinámico.

Es admisible la evaluación de la fuerza sísmica horizontal mediante procedimientos de análisis dinámicos, en los que se admitirá lo siguiente

I — Hipótesis simplificativas.

- La masa actuante en la edificación podrá reemplazarse por un conjunto de masas concentradas al nivel de los entrepisos, losas y cubiertas;
- La inercia de traslación vertical del entrepiso y la inercia de rotación alrededor de ejes horizontales puede despreciarse;
- La rigidez de los pórticos ó marcos es nula a cargas transversales y sólo toman carga en su plano;
- La excentricidad e_u en cada nivel, será calculada de acuerdo a lo que se establece en el Arto. 30 Inc. b);
- Si se utiliza el análisis modal, para cada una de las dos direcciones, se deberá determinar como mínimo, 3 modos de vibración o todos los modos de vibración con períodos mayores de 0.4.
- El espectro de aceleraciones para análisis dinámico modal está dado en la figura 4 para dos tipos de suelos, siendo la aceleración espectral:

$$A = f(c, T)$$

f = funcional

donde:

c = Coeficiente de diseño sísmico dado en las tablas 9 al 14 las cuales incluyen el efecto del amortiguamiento estructural, por lo que no debe permitirse reducciones por ese concepto.

T = Períodos modales del edificio.

- Los periodos modales de vibración se determinarán de acuerdo a los méto-

dos de mecánica establecidos, considerando las características de masa y rigidez del edificio.

II — Fuerza Dinámica de Corte.

La fuerza de corte en los distintos niveles, estará referida al sistema de fuerzas horizontales de la siguiente manera:

Para cada modo:

- La fuerza lateral en el nivel i, y modo m.

$$F_{im} = \frac{A_m}{g} \alpha_m W_i \theta_{im}$$

- La fuerza de corte en el nivel i resulta de:

$$V_{im} = \sum_{j=i}^n F_{jm}$$

- La fuerza cortante basal en el modo m se revisará de acuerdo a la siguiente fórmula:

$$S_m = -\frac{A_m}{g} \alpha_m \sum_{i=1}^n W_i$$

Si c = 1.0

$$\alpha_m = \frac{\left| \sum_{i=1}^n W_i \theta_{im} \right|}{\sum_{i=1}^n W_i \theta_{im}^2}$$

$$\alpha_m = \frac{\left(\sum_{i=1}^n W_i \theta_{im} \right)^2}{\sum_{i=1}^n W_i \theta_{im}^2} = \frac{1}{\sum_{i=1}^n W_i}$$

Donde A_m = Aceleración espectral correspondiente al periodo modal de vibración T_m como se define en el punto I Inc. g de este artículo.

III- Fuerzas de diseño

Las fuerzas cortantes, momentos de volcamiento y desplazamientos laterales en cada piso deberán determinarse para efectos de diseño, de la siguiente manera:

El cortante en el piso i

$$V_i = \sqrt{\sum_m V_{im}^2}$$

El momento de volcamiento en el piso i

$$M_{vi} = \sqrt{\sum_m M_{im}^2}$$

y el desplazamiento en el piso i

$$\delta_i = \sqrt{\sum_m \delta_{im}^2}$$

En cualquier nivel, las fuerzas de corte determinadas como se indica aquí no podrán ser menores de 60% del obtenido con la aplicación del método estático equivalente.

α_m = Factor de participación modal

$\bar{\alpha}_m$ = Factor de participación de masas en el modo m

θ_{im} = Amplitud normalizada del piso i en el modo m

W_i = Peso del piso i, considerando (CM + CVR)

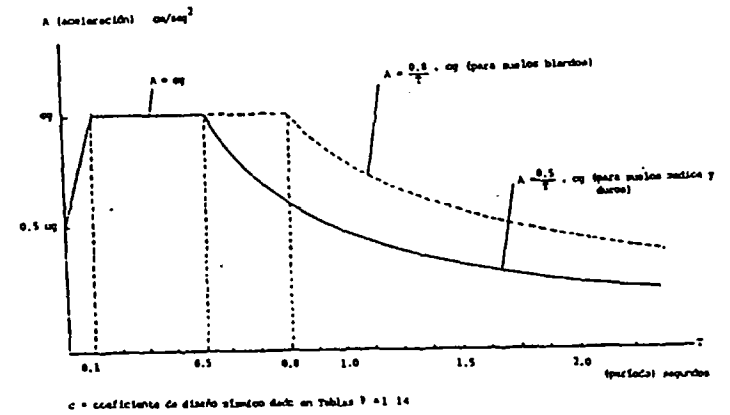
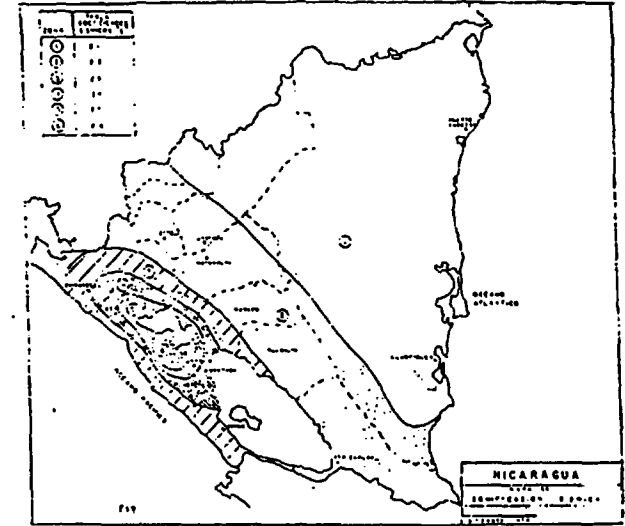
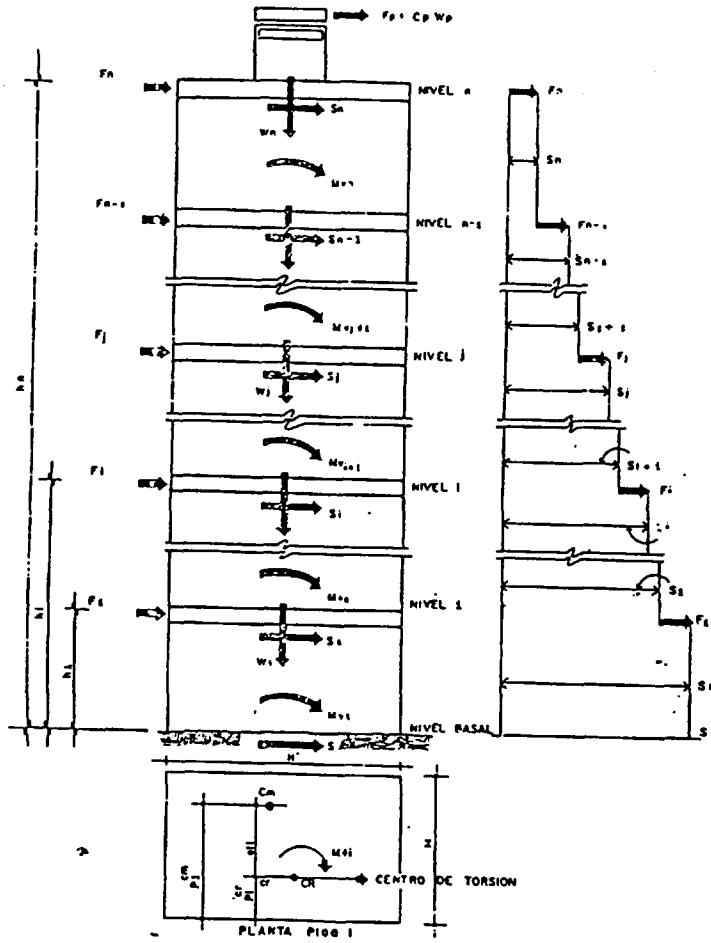
El desplazamiento modal en cada piso deberá determinarse de acuerdo a la siguiente expresión

$$\delta_{im} = d_1 \cdot A_m \frac{1}{w_m^2} \alpha_m \theta_{im}$$

donde

d_1 = Factor de deformación dado en el Arto. 34

METODO ESTATICO EQUIVALENTE



Capítulo IV

Diseño Estructural

Art. 32.—*Métodos de Diseño Estructural.* Los elementos resistentes de una estructura, se verificarán tanto para los estados de carga que incluyen el efecto sísmico como para los que no lo incluyen.

Esto podrá hacerse por el método elástico ó por el método de resistencia última. En el diseño para el método elástico, así como en el método de resistencia última los efectos de cargas muertas, cargas vivas reducidas y sismos combinados, se multiplicarán por los factores de carga tal como aparecen definidas en COMBINACIONES DE CARGA.

I — Estados de Carga.

En el análisis y diseño de una estructura deberán considerarse las cargas siguientes:

- CM = Carga muerta.
- CV = Carga viva.
- CVR = Carga viva reducida.
- S = Fuerza sísmica horizontal = cW.
- W = CM + CVR.
- P = Carga ó presión de viento.

II — Combinaciones de carga.

Se determinarán las siguientes combinaciones para usar en el diseño, que produzcan los esfuerzos más críticos.

a) Diseño por Método de Resistencia última.

$$C_1^u = 1.7 (CM + CV).$$

$$C_2^u = (CM + CV) + S \text{ ó } P.$$

$$C_3^u = 0.8 CM + S.$$

b) Diseño por Método Elástico.

$$C_1^e = CM + CV.$$

$$C_2^e = CM + CV + 0.71 (S) \text{ ó } P.$$

$$C_3^e = 0.80 CM + 0.71 S.$$

Art. 33.—*Esfuerzos admisibles.*

Las estructuras de concreto reforzado, estructuras de mampostería, estructuras de acero y estructuras de madera se dimensionarán y detallarán de acuerdo a las re-

glamentaciones mínimas establecidas en las correspondientes Normas Técnicas del Ministerio de Vivienda y Asentamientos Humanos. Para el cálculo por el Método Elástico únicamente: Los esfuerzos admisibles podrán aumentarse en una tercera parte cuando se consideren cargas de viento ó cargas sísmicas, ya sea actuando independientemente ó en combinación con la carga permanente y la carga accidental.

Observaciones

La expresión definida en el Art. 24 para la determinación de la fuerza sísmica horizontal.

$$S = cW (1).$$

Se deriva de la que aparece en el Sumario del Estudio de Riesgos Sísmicos para Nicaragua en la determinación de las fuerzas sísmicas para diseño por resistencia última.

$$V = ADEM_N (2).$$

donde:

A: Valor de la aceleración máxima del terreno, la cual está definida en el Mapa de Iso-aceleraciones, (Fig. A-1). Esta aceleración máxima varía de acuerdo a la zona y al período de retorno y viene expresada en términos de gravedad (g).

D: Factor de ampliación dinámica. Considera la modificación de la respuesta sísmica en función de la condición de suelo local. (Similar al factor D que aparece en el Art. 23). Para condiciones de suelo medios y duros:

$$D = 2 \text{ para } T \text{ menor o igual que } 0.5 \text{ seg.}$$

$$D = 2 \left(\frac{0.5}{T} \right)^{1/2} \text{ para } T \text{ mayor que } 0.5 \text{ seg.}$$

donde: T: período fundamental de la estructura.

B: Factor de comportamiento del sistema estructural, siendo:

$$B = R \frac{1}{d_T} (1 + K_T V_S)$$

R: Factor de reducción de la aceleración máxima del terreno que permite determinar el valor efectivo de la aceleración en la estructura. Representa el efecto de Interacción suelo-estructura. Se considera constante e igual a 0.7.

d: Factor de deformación de daño para un sistema dado de resistencia lateral. Este factor depende del factor K que es diferente para cada tipo de estructura (Tabla A-2)

$(1 + K_T V_S)$: Factor intervalo de confiabilidad espectral. Toma en cuenta el valor medio de la respuesta sísmica más el efecto de que esa media sea excedida más allá del límite de confiabilidad, debido a que la forma espectral de la respuesta es aleatoria, (Tabla A-2).

V_S : Coeficiente de variación de la forma espectral de la respuesta.

K_T : Factor de confiabilidad que depende del grado de calidad de la estructura.

M_N : Masa de estructura = W_N / g

W_N : Se refiere a combinación de N cargas muertas y cargas vivas reducidas establecidas para Nicaragua.

Los valores de A, D y B, de la fórmula (2), se conjugan en un sólo valor "C", los cuales aparecen en las tablas 9 al 14, asumiendo que el factor de amplificación dinámica "D", es constante e igual a 2.00. Esto es razonable considerando que la mayoría de las construcciones a diseñarse en Nicaragua son rígidas. Para el diseño de estructuras flexibles se puede modificar y disminuir el coeficiente sísmico de las Tablas 9 al 14 calculando el factor "D" tal como lo especifica el Reglamento en el Art. 23.

Las Tablas 9 al 14 listan los coeficientes "C" por los cuales deben multiplicarse el valor de la carga muerta más la carga viva reducida, para obtener la fuerza sísmica que actúa sobre las estructuras. Hay un coeficiente para cada GRUPO, TIPO y GRADO. La relación que existe entre estas clasificaciones y las variables A, D y B, son:

1) El GRUPO está relacionado con la importancia de la estructura según su destino o uso, esto define niveles de riesgo para cada grupo, en consecuencia niveles de aceleración máxima, que dependerá de los niveles de vida económica deseados y los períodos de retorno sísmicos respectivos.

Los GRUPOS 1, 2 y 3 están asociados respectivamente a períodos de retorno de 500, 100 y 50 años respectivamente, cuando se diseña para la probabilidad de ocurrencia de sismos moderados que puedan producir niveles de daños aceptables. Si se quiere determinar cual sería

la aceleración máxima correspondiente, bastaría con entrar a determinar en la Fig. A-2 de Iso-aceleraciones o en la Fig. A-1 que representa el Mapa de Iso-aceleraciones. Si se desea diseñar para la probabilidad de que ocurran sismos mayores que puedan producir niveles de daños severos, los períodos de retorno son 1000, 500 y 100 años respectivamente; la relación para niveles de daños aceptables, multiplicados por el factor d_T , definen la demanda local de ductilidad para el cual deben diseñarse los nudos.

2) El TIPO de la estructura está relacionado con el Factor K. Conocido K se puede determinar el factor de deformación de daño d_T (Ver tabla A-2).

3) El GRADO A, B y C, está relacionado con la calidad de la construcción y está asociado al factor intervalo de confiabilidad especial. $(1 + K_T V_S)$, el cual aparece determinado en la Tabla A-2.

Ejemplo: (Determinación de "C" utilizando las variables A, D y B).

Supongamos que queremos diseñar una estructura en la ciudad de León.

El uso será oficina y el sistema estructural consta de paredes de mampostería confinada. El sistema de techo es una losa plana con acción diafragmática.

La fuerza para diseño sísmico será:

$$V = ADEM_N$$

$$V = ADR \frac{1}{d_T} (1 + K_T V_S) \frac{W_N}{g} 3 \cdot$$

De acuerdo a lo anterior, podemos establecer los siguientes valores:

1) El uso propuesto se ubica en la clasificación por destino dentro del GRUPO 2, por lo tanto un valor aceptable de vida económica deseada es de 50 años (Tabla A-1).

Un valor aceptable de riesgo probabilístico de que se excedan los niveles de daños para una aceleración máxima dada durante un período de 50 años; es igual a 0.4. Luego, la probabilidad de no excedencia sería $1 - 0.4 = 0.6$. Considerando la ley de distribución binomial.

$$(1 - P)^{100} = 0.6$$

$$P = 0.10 \quad P = \text{riesgo/año}$$

Por lo tanto el período de retorno

$$PR = \frac{1}{P} = 100 \text{ años}$$

Entrando en el gráfico de Iso-aceleraciones correspondiente a la ciudad de León (figura A-2), se ubica el valor de 100 en el eje de las ordenadas, se intercepta horizontalmente la curva 3 que corresponde a León, se proyecta verticalmente hacia el eje de las abscisas y se encuentra que el valor de la aceleración máxima $A = 0.2375 g$.

2) El sistema descrito anteriormente, pertenece a aquellos tipos estructurales con $K = 1.33$, es decir el TIPO 5 de este Código. A este sistema le corresponde un factor de deformación de daño $d_t = 1.5$ (Tabla A-2).

3) Si consideramos que la estructura podría ser simétrica, con bastantes muros de mampostería construida por obreros con mano de obra calificada, pobre control de supervisión y materiales aprobados, podemos clasificar nuestra construcción como calidad intermedia B. El valor de $(1 + K_T V_c)$, asociado a esta calidad es igual a 1.4 (ver Tabla A-2).

4) El valor de $R = 0.7$

5) El factor de amplificación dinámica está dado en función de la condición de suelo local. Como en nuestro caso, se trata de una estructura rígida y con períodos T menor o igual que 0.5, se usa un valor de $D = 2.00$.

Sustituyendo todos esos valores en la expresión 3°.

$$V = (0.2375g) \times (2.00) \times (0.7) \times \frac{1}{1.5} \times (1.4) \times \frac{W}{g}$$

$V = 0.31 W$
Dónde 0.31 representa el valor de "C" especificado en la Tabla 12 correspondiente a la:

ZONA 4 (León)
TIPO 5 (muros de corte con diafragma rígido).
GRADO B (calidad Intermedia).
GRUPO 2 (oficinas)
"C" = 0.327

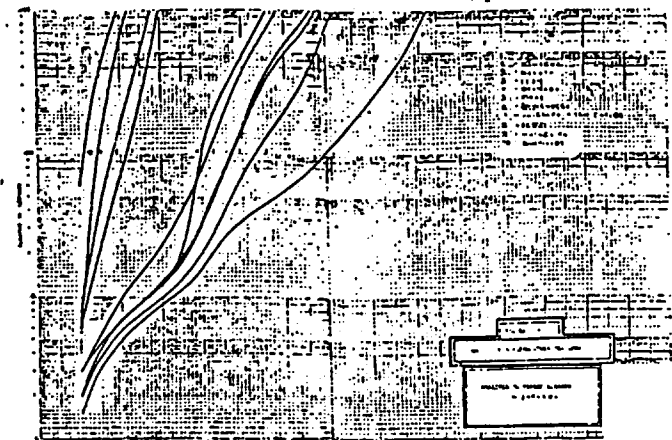
El valor de "C" dado por las tablas del Reglamento Provisional es un 5% mayor que el determinado a través de las variables A, D y B. La razón de esto es que al establecer para cada zona el valor correspondiente de aceleración, se tomó el valor medio de los límites de cada zona. Para ello se utilizó el método de interpolación lineal, tomando como base el Mapa de Riesgo Sísmico para Nicaragua (Figura A-1).

TABLA A-1

Grupo de la Estructura	Vida Económica Desirable (Años)	RIESGO DE EXCEDENCIA		PERIODO DE RETORNO (Años)	
		Probabilidad Daño Aceptable	Probabilidad Daño Severo	Daño Aceptable P _a	Daño Severo P _s
1	100	0.20	0.1	500	1000
2	50	0.40	0.1	100	500
3	20	0.40	0.2	50	100

TABLA A-2
FACTORES PARA DISEÑO

TIPO	GRADO	T	D	$1 + K_T V_c$	$\frac{W}{T E}$
0.67	A	10%	2.0	3.0	1.0
0.67	B	10%	2.0	3.0	1.2
0.67	C	10%	2.0	3.0	1.4
0.80	A	10%	2.0	2.5	1.2
0.80	B	10%	2.0	2.5	1.4
0.80	C	10%	2.0	2.5	1.6
1.00	A	10%	2.0	2.0	1.2
1.00	B	10%	2.0	2.0	1.4
1.00	C	10%	2.0	2.0	1.6
1.33	A	10%	2.0	1.5	1.2
1.33	B	10%	2.0	1.5	1.4
1.33	C	10%	2.0	1.5	1.6



TITULO III

DISPOSICIONES DIVERSAS

Capitulo I

Consideraciones Generales de Diseño

Art. 34. Desplazamiento lateral.

Las fuerzas determinadas como indica el Art. 30 en su Inc. a) (despreciando el efecto de torsión) podrán utilizarse para el desplazamiento lateral δ de un piso respecto al nivel basal.

Para determinar el desplazamiento lateral de diseño δ prima se multiplicará δ por un factor de deformación d_t que depende del tipo de estructuración, tal como muestra el cuadro.

TIPO	K	d_t
1	0.67	3.00
2	0.80	2.50
3	1.00	2.00
4	1.17	1.70
5	1.33	1.50
6	1.67	1.20
7	2.00	1.00

El desplazamiento lateral máximo de cualquier nivel del edificio relativo al nivel adyacente, no podrá exceder de 0.006 veces la diferencia de altura entre los pisos adyacentes para estructuras de con-

creto reforzado; 0.003 para estructuras de mampostería; y 0.009 para estructuras de acero.

En cualquier caso, los ventanales de fachada u otros elementos frágiles serán colocados de tal manera que no se fracturen al producirse la distorsión del entrepiso.

Art. 35. Ductilidad.

Las fuerzas sísmicas que actúan en los elementos estructurales determinadas de acuerdo a lo establecido en el Art. 30 Inc. a), deberán afectarse por 0.25 y 0.12 veces el factor de deformación d_t para las estructuras de los Tipos 2 y 3 respectivamente. Las fuerzas así calculadas más la superposición de los efectos debidos a cargas gravitacionales como se definen en el Inc. II -a- del Art. 32, deberán emplearse únicamente para diseñar los nudos del marco contra las demandas inelásticas de ductilidad.

Art. 36. Elementos no estructurales o partes de la edificación.

Todo elemento no estructural de una edificación, deberá anclarse directa o indirectamente a la estructura principal resistente con objeto de transmitir las fuerzas sísmicas que originan.

Para verificar la estabilidad y anclaje del elemento, se usará una fuerza sísmica que se determinará según:

donde:

$$C_p = 1.5 \cdot \frac{S_i}{\sum_{j=1}^n W_j}$$

N_p = Piso del elemento considerado

S_i = según definido en el Inc o del

Art. 30

Los coeficientes sísmicos no serán menores que los especificados en la Tabla siguiente:

Elemento No Estructural	Dirección de la Fuerza	Coefficiente Mínimo
Muros en voladizo exteriores e interiores	Perpendicular a su plano	2C
Casillas de ascensores, tanques de agua y construcciones anexas del último nivel	Cualquiera	2C
Parapetos, balcones y voladizos	Perpendicular a su plano	5C
Ornamentos y otros accesorios exteriores e interiores	Cualquiera	5C

C = Coeficiente de diseño sísmico del edificio en consideración.

Art. 37. Fundaciones.

Los muros de retención y las fundaciones de toda edificación deberán diseñarse y construirse de tal manera, que impidan los daños por asentamientos diferenciales, especialmente en terreno de baja capacidad resistente. Para los efectos anteriores se deberá cumplir con las reglamentaciones mínimas contenidas en las Normas Técnicas para Fundaciones.

Art. 38. Juntas de Separación.

Toda nueva construcción debe separarse de las existentes por medio de juntas, de tal manera que no haya posibilidades de contacto, cuando se desplacen una hacia la otra por efecto de sismo o viento.

Las construcciones de bloques de distinta altura ó de planta irregular en forma de L, T, E, H, C, Z, se separarán preferentemente en bloques de planta rectangular y altura uniforme.

La dimensión de las juntas y la separación de los bloques en el nivel I no será menor de 5 cms., pero no menos de 4 ve-

ces el desplazamiento lateral de diseño *delta prima* que se haya calculado con respecto al nivel basal. La junta se mantendrá en toda la altura de la edificación, pero puede omitirse en las fundaciones.

Art. 39. Cambios bruscos de Estructuración.

Quando existan cambios bruscos de rigidez, de resistencia ó de masas entre dos pisos adyacentes del orden de 2, se reducirán los esfuerzos permisibles de diseño como se indica a continuación:

- Para el piso con menor rigidez, resistencia ó masas, el esfuerzo permisible usado en el diseño de los elementos estructurales deberá reducirse en un 50%;
- Para los pisos adyacentes a aquel donde ocurre la discontinuidad, el esfuerzo permisible deberá reducirse en un 25%.

Art. 40. Apéndices.

Para edificios mayores de 3 pisos, cuando la parte superior ó último piso de una estructura sea menor que el 75% de la rigidez, resistencia ó masas del piso inmediato inferior, dicho piso se diseñará para la condición más crítica que resulte de:

- Considerar el último piso como un apéndice y analizarlo de acuerdo a lo establecido en el Art. 36 concentrando la fuerza horizontal en el tope;
- Determinar la fuerza sísmica horizontal en el último piso de acuerdo al Inc. a) del Art. 30.

Art. 41. Instrumentación.

En todo edificio de más de 7 pisos, deberá instalarse por cuenta del Propietario un acelerógrafo de tres componentes colocado en el nivel inmediatamente inferior al techo del edificio; para más de 14 pisos se instalará uno adicional, de iguales características en el nivel basal.

La especificación de calidad mínima, instalación y funcionamiento será efectuada por una autoridad competente del Ministerio de Vivienda y Asentamientos Humanos y el Instituto de Investigaciones Sísmicas.

Art. 42. Reparación y Reforzamiento de Estructuras dañadas por sismos.

Si los daños causados por un sismo en una edificación no son de carácter estructural, éstos podrán ser reparados sin necesidad de preparar un proyecto con tal finalidad. Sin embargo, toda estructura que resulte con daños menores en un sismo, deberá ser reparada de manera que se alcance al menos su resistencia estructural

original. .. efectos de determinar el grado de daños, se requerirá una inspección estructural de la autoridad competente del Ministerio de Vivienda y Asentamientos Humanos.

Si los daños causados en una edificación por un sismo, son de carácter mayor según la inspección de la autoridad competente, el edificio debe ser reestructurado, preparando un proyecto de reparación y reestructuración que deberá cumplir las reglamentaciones mínimas contenidas en éste Reglamento.

Mientras no se cumplan las disposiciones anteriores, el edificio no podrá ser ocupado para ningún uso.

Art. 43. Cambio de Uso.

El propietario será responsable de los perjuicios conforme a las normas del derecho común que ocasiona el cambio de destino de una construcción, cuando produzca cargas mayores que las del diseño original.

Quando la remodelación, reestructuración ó modificación de un edificio requiera cambio de uso y estructuración ó agregando mayores cargas gravitacionales, la estructura deberá analizarse según las disposiciones contenidas en este Reglamento.

TITULO IV

NORMAS MINIMAS DE DISEÑO GENERALES PARA MAMPOSTERIA

Capítulo I

Generalidades y Definiciones

Art. 44. Generalidades.

Estas Normas proveen requerimientos mínimos necesarios para el análisis y diseño de edificios de mampostería. No existe de manera alguna el estudio y cálculo para definir las dimensiones y requisitos a usarse en el diseño y construcción.

El sistema de mampostería tendrá capacidad para resistir cargas gravitacionales, cargas sísmicas y las que se den por la presión del viento.

Para el estudio de las cargas de diseño, que comprenden cargas muertas, cargas vivas, cargas de viento, cargas debido a cenizas volcánicas y cargas sísmicas, deberá referirse al título I capítulo IV y título II capítulos I, II y III de las Normas de Diseño Estructural.

En aquellas disposiciones en que se haga referencia a: A.C.I., A.S.T.M., se entenderán complementarias a las Normas aquí establecidas.

Art. 45. Definiciones.

Se establecen las siguientes definiciones para los términos que aparecen en este título:

a) **Mampostería Reforzada**
Es un sistema constructivo en el que se utilizan muros constituidos de piezas sólidas o huecas de concreto o arcilla, unidas con mortero de calidad apropiada. El espacio libre entre las piezas sólidas llevará el refuerzo horizontal y vertical en forma de malla, las piezas huecas llevarán el refuerzo vertical en las celdas y el horizontal en las juntas o bloques tipo U. El lugar dónde va colocado el refuerzo es llenado con concreto fluido;

b) **Mampostería Confinada**
Es un sistema constructivo para resistir cargas laterales en el cual, la mampostería está confinada por marcos de concreto reforzado. Los bloques de mampostería constituyen el alma de un diafragma y los marcos los patines;

c) **Piezas Sólidas**
Se considera como piezas sólidas, aquellas que tengan en su sección horizontal más desfavorable una área neta por lo menos del 75% del área bruta;

d) **Piezas Huecas**
Serán las piezas que presenten en su sección más desfavorable, una área neta por lo menos del 50% del área bruta y el espesor de sus paredes sea cuando menos igual a 2.5 cms.

e) **Área Bruta**
El área bruta de los bloques será el área total incluyendo las celdas.

Art. 46. Piezas de Mampostería

Las piezas de mampostería consideradas pueden ser de concreto, de arcilla y de cantera.

Los bloques de concreto y cantera, deberán poseer una resistencia a la compresión no menor de 55 kg/cm² y los bloques de arcilla una resistencia no menor de 100 kg/cm² sobre el área bruta.

Todas las piezas de mampostería deberán tener una resistencia mínima a la tensión de 9 kg/cm².

Art. 47. Mortero

Los morteros que se empleen en los elementos estructurales de mampostería, deberán cumplir con los requisitos siguientes:

Su resistencia a la compresión no será menor de 120 kg/cm² a los 28 días.

El mortero tendrá que proporcionar una fuerte y durable adherencia con las unidades y con el refuerzo.

La junta de mortero en las paredes proporcionará como mínimo un esfuerzo de tensión de 3.5 kg/cm².

Art. 48. Acero de Refuerzo

Para el refuerzo de mampostería, se usarán varillas de acero corrugadas. El acero de refuerzo será ASTM-A-615 grado 40. Se admitirá acero liso de 6 mm en estribos.

El acero de refuerzo usado en mampostería cumplirá con lo estipulado en la Sección 3.5 del A.C.I.

Los traslapes, uniones y anclajes del refuerzo en la mampostería, serán de acuerdo a lo especificado en las Normas de Concreto Reforzado.

Capítulo II

Normas Constructivas Generales de Mampostería

Art. 49. Disposición General

Estas Normas comunes a mampostería reforzada y confinada señalan los requerimientos constructivos mínimos que deben cumplir los materiales de la mampostería y el procedimiento constructivo. Las normas específicas de construcción para mampostería reforzada son tratadas en capítulo 5.

Art. 50. Materiales.

Los materiales deberán cumplir las especificaciones mínimas indicadas en las Normas de Diseño y cada fábrica de materiales está en la obligación de controlar sistemáticamente la calidad de sus productos, por medio de ensayo de materiales previamente aprobados por el Ministerio de Vivienda y Asentamientos Humanos.

Los materiales de la mampostería deberán cumplir con los requerimientos señalados a continuación:

I.— Piezas

- Las dimensiones de las piezas de arcilla y concreto no deberán diferir de las variaciones permisibles según Sec. 5 ASTM C-55 y Sec. 3 ASTM C-62.
- Deberán ser almacenadas en el lugar del proyecto apiladas en forma alternada (un nivel en el sentido longitudinal de la pieza y el siguiente transversal a éste, y así sucesivamente), protegidas contra el agua, de tal forma que la humedad del suelo (lluvia, irrigación, etc.) no sea absorbida por

dichas piezas (normalmente sobre tablas de madera). Se recomienda cubrirlas con un material impermeable;

- Deberá tenerse cuidado de no maltratar las piezas para evitar daños en sus caras exteriores;
 - Las piezas a usarse deberán estar libres de agrietamientos y no deberán desmoronarse (lo que interfiere en su resistencia), excepto que ligeras grietas o pequeñas desboronaduras en los bordes o esquinas aparezcan en menos del 5% del total de piezas.
 - Usar piezas con buena granulometría que reduzca al mínimo las contracciones, o sea una pieza con gran densidad.
 - Las unidades de concreto deberán estar limpias y secas para evitar esfuerzo de tensión y cortante que ocasionen grietas y las unidades de arcilla deberán estar limpias y previamente saturadas a su colocación. En el caso de la pieza de arcilla, al momento de colocarla, deberá haber absorbido el agua para evitar la flotación del mortero horizontal.
 - Se deberán escoger unidades al azar para ser ensayadas de acuerdo ASTM C-140 y ASTM C-67 según se trate de piezas de concreto o arcilla y revisadas para el cumplimiento de las especificaciones.
- ### II.—Mortero
- Los agregados deberán ser almacenados en un lugar nivelado, seco y limpio, generalmente sobre una superficie lisa y dura, donde puedan ser guardados evitando que se mezclen con sustancias deletéreas.
 - La cal y el cemento deberán almacenarse alejados de la humedad en un lugar cubierto, manteniéndose 15 cms (6") sobre el suelo y revisados para ver si están frescos, sin grumos y según requerimientos.
 - Las proporciones de la mezcla de mortero y las características físicas de los materiales deberán mantenerse con precisión constante durante el transcurso del proyecto; en caso de variarse se deberán cumplir las especificaciones requeridas.
 - El agua empleada deberá ser limpia, libre de sustancia deletérea, ácidos, álcalis y materia orgánica.
 - Se deberá emplear la mínima cantidad de agua que dé como resultado un

mortero fácilmente trabajable. Las cantidades a mezclar deberán ser de tal forma que permitan el uso de sacos completos.

- El tiempo de mezclado a máquina, una vez que todos los ingredientes se encuentran en la mezcladora, no debe ser menor de 5 minutos, mezclando primero durante 3 minutos, dejando descansar otros 3 y mezclando luego los 2 minutos. Deberá tenerse un cuidado especial durante los 3 minutos de descanso para evitar la evaporación, cubriendo la abertura o parte superior de la mezcladora. El procedimiento a seguir para el mezclado a máquina es: Se echa primeramente el agregado fino con una cierta cantidad de agua (un 10%); luego se inicia el mezclado y se adiciona el cemento, cal si se usa y el agua en pequeñas cantidades mientras la mezcladora está funcionando. Se deberán tomar precauciones para el mortero que queda adherido a la mezcladora después de descargarla. Laboratorio definirá la forma y tiempo de mezclado tanto mecánico como manual.
- El mezclado a mano del mortero se permitirá sólo para pequeños trabajos aprobados por el Ingeniero responsable en un recipiente hermético, limpio, humedecido, no absorbente y que no deje escapar el agua del mortero. La máxima cantidad de mortero hecho en una sola tanda deberá ser como máximo 40 litros. El procedimiento a seguir para el mezclado a mano es: se extiende primero el cemento y la arena en la batea, mezclándolo en seco (volteando con la pala de afuera hacia adentro) luego se agrega el agua poco a poco y se mezcla hasta que el mortero está homogéneo y de la consistencia deseada.
- No se debe salpicar agua encima del mortero sino haciendo un hueco en la mezcla donde se coloca el agua.
- Si el mortero empieza a endurecerse podrá remezclarse hasta que vuelva a tomar la consistencia deseada, agregándole agua si es necesario, pudiéndose usar dentro de un lapso de 2 ½ horas después de su mezclado inicial, no debiendo permanecer más de 1 hora sin remezclarse.
- No deberán emplearse aditivos ni colorantes en el mortero al tiempo de mezclarse a máquina o a mano, a me-

nos que sean contemplados en planos y especificaciones o aprobados por el Ingeniero Responsable.

- Deberán hacerse los ensayos en el laboratorio según ASTM-C91 si las especificaciones lo exigen o si el Ingeniero Responsable así lo determina.

III.—Concreto

- Deberá cumplir con los incisos a, b, c y d) del punto II, referentes a mortero.
- Las proporciones de los materiales que compongan la mezcla podrá ser en volumen o peso de acuerdo a las especificaciones de diseño.
- Todo el equipo que se utilizará en el mezclado de los materiales deberá estar completamente limpio, antes de iniciarse dicho mezclado.
- El concreto deberá ser distribuido al momento de colocarse, de una manera uniforme para evitar ratoneras o vacíos en el concreto.
- Deberán hacerse ensayos en el laboratorio, según ASTM, para verificar el cumplimiento de las especificaciones de diseño con un mínimo de tres muestras por cada 10m³.

IV.—Refuerzo

- Deberá almacenarse en el lugar de la obra, evitando que se tuerza o doble, manteniéndolo alejado de la suciedad, lodo, aceite o cualquier otra materia que vaya en detrimento de la adherencia.
- El óxido superficial no es dañino para la adherencia, siempre que el peso unitario de un espécimen limpio esté conforme con el peso mínimo y los requisitos de altura de deformación, según ASTM.
- Deberá cumplir las especificaciones referentes a diámetro, uniones, anclajes y resistencia a la corrosión.
- Los estribos deberán tener el espaciamiento indicado en planos, al momento de su colocación.
- Se deberá colocar conforme al plano y a las especificaciones; en caso contrario, deberá ser aprobado por el Ingeniero responsable.
- Deberá quedar totalmente recubierto de concreto según Especificaciones de diseño.
- Deberán realizarse ensayos según ASTM A-615 cuando el ingeniero responsable o el supervisor lo determinen.

Art. 51.—*Procedimiento Constructivo*
El procedimiento constructivo a seguir deberá considerarse lo siguiente:

- a) Antes de colocar la primera hilada, la superficie de la fundación deberá estar limpia, nivelada, ligeramente humedecida, rugosa y libre de agregados sueltos, grasa o cualquier otra sustancia que evitaría que el mortero o concreto alcanzara la adherencia adecuada.
- b) La fundación deberá mantener su horizontalidad y verticalidad, descansando la primera hilada firmemente sobre la fundación. Su horizontalidad deberá ser tal que la primera junta horizontal de mortero, mantenga un mismo espesor, permitiéndose en caso de no cumplirse que dicha junta varía entre 0.6 cm. (¼") y 2.5 cms. (1") en espesor. Su verticalidad debe ser que la mampostería no se proyecte fuera de la fundación, permitiéndose en caso de no cumplirse, una proyección máxima de 1 cm. (¾").
- c) Al colocar la primera hilada, una junta horizontal de mortero, deberá extenderse sobre la fundación en todo el espesor de la pared. En el caso de bloques huecos, se recomienda llenar todas las celdas de la primera hilada con mortero o concreto fluido.
- d) Los bloques deberán colocarse manteniendo la sección horizontal más ancha hacia arriba, lo cual proporciona una mayor área para la colocación del mortero de junta horizontal y mejor manejabilidad para el operario. Las piezas deberán ser colocadas una encima de otra con juntas alineadas o cuatrapeadas (utilizando medios bloques). Debe evitarse cortar los bloques y en caso de requerirse, deberá hacerse de manera nítida y con la seguridad de obtener la forma deseada.
- e) Se debe untar el mortero en las caras verticales exteriores de la pieza, antes de colocarla, en los filos de la superficie, en caso de tener salientes, y si no en toda la cara vertical. Se pueden untar 3 ó 4 piezas con mortero vertical y colocarlas sobre su posición final presionando sobre la cama de mortero y contra las piezas previamente colocadas, produciendo así la llena de las juntas. Se deberá colocar el mortero en el espesor longitudinal de las paredes del bloque o en toda la cara en el caso del ladrillo.

Para asegurar una buena unión entre las piezas, el mortero de la junta horizontal no deberá extenderse más allá de las piezas ya colocadas (4) pues se endurece y pierde su plasticidad.

Cuando la pieza es colocada, el exceso de mortero que se sale de las juntas deberá limpiarse inmediatamente con la cuchara, pudiéndose echar en el recipiente de mortero y remezclado con mortero fresco, salvo que se caiga sobre el suelo o andamios, en cuyo caso deberá rechazarse.

- f) Deberá usarse el nivel para asegurar que estén correctamente alineados, colocados adecuadamente y aplomados. No deberá moverse ninguna pieza después de su fraguado, si fuera necesario, deberá quitársele el mortero y volver a fijar la unidad con mortero fresco, pues si no se rompería la unión y más tarde sería una fuente posible de roturas
- g) Cualquier parche en las juntas que no quedaron herméticas o relleno de hoyos dejados por clavos, debe ser hecho con mortero fresco y, cuando el mortero adyacente esté a medio fraguar, presionando con un taco de madera, cuando se llenen los hoyos deberá cuidarse de no manchar los bloques adyacentes.
- h) El acabado de las juntas horizontales deberá hacerse con barras de 60 cms. de longitud para producir una superficie uniforme que una perfectamente los bloques en las aristas. Esto se hará cuando el mortero esté a medio fraguar pero con suficiente plasticidad para que tenga adherencia. El tipo "cóncavo" se logra utilizando una varilla de ¾"; y la tipo "V" con una de ½". El acabado de las juntas verticales se efectuará una vez terminado el anterior, mediante pequeñas barras que den la forma deseada. Una vez acabadas todas las juntas, se deberá proceder a quitar todo el exceso del mortero sobrante que se encuentre adherido a las caras de los bloques, limpiando con un cepillo.
- i) Las paredes sin terminar deberán protegerse de la lluvia mediante un material impermeable; estas al concluirse deberán mantenerse húmedas por lo menos durante los primeros 7 días.

Capítulo III

Normas de Diseño de Mampostería Reforzada

Art. 52. Generalidades de Diseño.

Las edificaciones de mampostería reforzada estarán compuestas estructuralmente por los siguientes elementos: Unidades de mampostería o bloques, concreto fluido, mortero y el acero de refuerzo. Todos estos componentes que integran la mampostería reforzada, no trabajan independientemente ante las distintas cargas. Su comportamiento es el resultado de un trabajo conjunto de todos ellos.

En mampostería reforzada, todas las dimensiones tales como longitud total, ancho y altura de pared y aberturas para ventanas, así como también áreas de pared entre puertas, ventanas, esquinas, deberán ser planificadas de tal manera que se utilicen unidades enteras y medias unidades. Todas las dimensiones horizontales serán múltiples de la longitud nominal de las medias unidades y todas las dimensiones verticales serán en múltiplos de la altura nominal total de las unidades.

Las unidades de mampostería deberán ser: moduladas para que haya coincidencia de los huecos de una hilada con la hilada superpuesta, en donde se usa refuerzo.

Para facilitar la modulación se recomiendan piezas con relación largo/ancho igual a 2.

Art. 53. Bloques

Los huecos del bloque que contiene el acero de refuerzo deberán tener un ancho mínimo de 6.35 cms. El área mínima del hueco, para colado de gran altura, deberá ser de 56.25 cm².

Art. 54. Concreto.

La resistencia a la compresión del concreto fluido a los 28 días no deberá ser menor de 140 kg/cm².

El revenimiento del concreto fluido ha de ser aproximadamente 20 cms. para bloques de baja absorción (menos del 8%) y 25 cms. para unidades de absorción alta (entre el 8% y el 12%).

Art. 55. Juntas.

La junta del mortero entre los bloques será de 1 cm. Para alcanzar la junta de 1 cm., la arena será cribada por la malla N° 8.

Art. 56. Refuerzo.

El refuerzo horizontal usado en las juntas con el fin de minimizar el agrietamiento consistirá de pequeñas armaduras, formadas al menos por dos alambres N° 9 y

su recubrimiento no será menor que 1.5 cms. de la cara exterior del bloque.

El refuerzo horizontal, serán varillas no menos de 3/8".

El refuerzo vertical colocado en las celdas de los bloques no serán menor que varillas de 3/8" y su recubrimiento será como mínimo de 1 cm. de la cara interior de la celda.

Arto. 57. Esfuerzo de compresión de la mampostería.

La resistencia a la compresión última a los 28 días f_m, es una de las propiedades más importantes usadas en el diseño de la mampostería reforzada. Este ensayo se hará en prismas o muretes, el cual deberá ser una muestra representativa de la composición real de la pared. Los prismas deben ser construídos por el albañil usando los materiales y mano de obra utilizada en la estructura. La consistencia del mortero y el concreto fluido, el espesor y acabado de las juntas y el contenido de humedad de las unidades al tiempo de colocación, deben ser las mismas usadas en las estructuras.

El prisma estará formado por lo menos con tres piezas sobrepuestas. La relación altura-espesor del prisma estará comprendida entre 2 y 5.

El esfuerzo medio obtenido en los ensayos de los prismas calculado sobre el área bruta, se corregirá multiplicándolo por los factores de la tabla siguiente:

Factores Correctivos para la Resistencia de los Prismas con diferentes Relaciones de Esbeltez

Relación de esbeltez de los prismas...	2	3	4	5
Factor correctivo...	0.77	0.91	1.00	1.05

Para esbelteces intermedias se interpolará linealmente. La resistencia a la compresión de la mampostería se calculará como:

$$f_m = \frac{f_m}{1 + 2.5 CV}$$

donde f_m = Es el promedio de la resistencia de las pilas ensayadas, corregidas por la esbeltez.

CV = El coeficiente de variación de la resistencia de los prismas.

La determinación se hará en un mínimo de 9 prismas construidos, con piezas provenientes de por lo menos 3 lotes diferentes.

Art. 58. Especificaciones Mínimas.

Las paredes de mampostería reforzadas deberán cumplir con las siguientes especificaciones mínimas:

- a) El espesor mínimo de las paredes soportes de la mampostería reforzada será de 14 cms. y la relación de altura a espesor no excederá de 25.
- b) Los esfuerzos axiales en paredes soportes de mampostería reforzada, no deberá exceder el valor dado por:

$$f_m = 0.2 f'_m \left[1 - \left(\frac{h}{40t} \right)^2 \right]$$

donde:

f_m = Esfuerzo de compresión axial en paredes de mampostería.

f'_m = Esfuerzo último de compresión en mampostería.

t = Espesor de la pared en cm.

h = Distancia de claro no soportada en cm.

- c) Toda pared deberá ser reforzada con refuerzo vertical y horizontal. La suma de las áreas del refuerzo horizontal y vertical deberá ser como mínimo 0.002 veces el área de la sección transversal de la pared y el área mínima del refuerzo en una u otra dirección no deberá ser menor que 0.0007 veces el área de la sección transversal de la pared. El espaciamiento máximo del refuerzo deberá ser limitado a 1.20 mts. de centro a centro del refuerzo y deberá ser de $\frac{3}{8}$ " de diámetro como mínimo. El acero mínimo para vigas sometidas a flexión, no será menor que

$$P_{min} = \frac{5.6}{f_y}$$

Donde f_y en kg/cm²

Esta relación podrá ser menor siempre que el área de refuerzo proporcionado sea un tercio mayor que lo requerido por el análisis.

- d) El refuerzo horizontal será provisto, en las fundaciones, en la parte superior de la pared, en techo y niveles de pisos. Solamente el refuerzo horizontal que es continuo en la pared, puede considerarse en el cálculo del área mínima de refuerzo.

- e) En paredes de mampostería reforzada, toda abertura que exceda 60 cms. en cualquier dirección, debe proveerse de acero de refuerzo en todo su contorno con una barra de $\frac{1}{2}$ " o dos de $\frac{3}{8}$ " como mínimo y su longitud no será menor de 40 veces el diámetro pero en ningún caso menor que 60 cms. más allá de las esquinas de las aberturas.

- f) Se deberá colocar al menos una barra de $\frac{3}{8}$ " en dos huecos consecutivos en los extremos del muro y en las intersecciones entre ellos.

- g) Los muros transversales que lleguen a tope, sin traslape de pieza, tendrán entre ellos un anclaje mecánico que aseguren la continuidad de la estructura.

Capítulo IV

Normas Constructivas Mínimas de Mampostería Reforzada

Art. 59. Generalidades de Construcción

Estas Normas junto con las Normas Constructivas generales de mampostería, mencionada en el Capítulo III, proveen los requerimientos mínimos y los procedimientos constructivos para la mampostería reforzada.

La mampostería reforzada requiere de una buena supervisión para dar cumplimiento a los requisitos generales de diseño y el buen seguimiento del proceso constructivo, que conlleva a dar una modulación apropiada de las celdas como también de la colocación del refuerzo y de las juntas de mortero. La llena correcta de los huecos o celdas verticales mediante el chorreado del concreto fluido es de vital importancia.

Art. 60. Materiales.

Deberá observarse lo correspondiente a cada caso:

I.—Piezas.

Deberán usarse unidades apropiadas en ventanas, puertas y dinteles. Cuando sea necesario cortar las unidades ésta deberá hacerse con un mínimo de daño, usando preferiblemente una sierra.

II.—Concreto fluido.

- a) Deberá ser lo suficientemente fluido de 20 a 25 cms. de revenimiento sin causar segregación, de manera que permita llenar toda el área donde es colocado sin dejar ratoneras y cubrir completamente el acero de refuerzo.

- b) No se recomienda el uso de cal y en caso de utilizarse no deberá exceder 1/10 por parte.

- c) Deberá ser mezclado a máquina, durante 5 minutos como mínimo, cuando la cantidad de concreto a usarse en la obra exceda de 10 m³.

- d) Deberá colocarse dentro de un lapso máximo de 1½ hora después de completada la mezcla.

- e) Cuando el Ingeniero responsable lo estime necesario, deberá usarse un aditivo apropiado para reducir la pérdida de volumen en el chorreado a gran altura.

III.—Refuerzo.

- a) El refuerzo, tanto horizontal como vertical deberá cumplir las especificaciones dadas en el diseño en cuanto a recubrimiento mínimo, colocación, traslapes y demás requerimientos.

- b) Todo refuerzo deberá estar completamente embebido en el mortero o en el concreto fluido.

Art. 61. Procedimiento Constructivo.

El procedimiento constructivo a seguir deberá considerar lo siguiente:

- a) Las esperas de acero deberán estar en el lugar apropiado, fijadas a la viga sísmica, con una pendiente no mayor de 2.5 cms. (1") horizontal por 15 cms. (6") vertical y no menores que las longitudes de anclaje requeridas según el diámetro.

- b) Se colocarán los bloques de la primera hilada sin mortero, con el objeto de comprobar su correcta distribución.

Para la colocación de la primera hilada, se extenderá la junta horizontal de mortero sobre la viga sísmica, excepto donde va a ser chorreado el concreto fluido.

- c) El refuerzo vertical deberá estar limpio, pudiéndose colocar en dos formas:

1—Colocándolo previamente de manera que los bloques se deslicen a través de él de arriba hacia abajo.

2—Amarrándolo a las esperas ancladas a la fundación por medio de las ventanas de registro, una vez que se ha construido el muro hasta una altura máxima de 2.44 mts. (8').

Para el caso en que las varillas se coloquen hasta su altura total, éstas de-

berán sujetarse en sus extremos y a intervalos no mayores de 192 veces el diámetro de la varilla.

- d) Para el caso en que el concreto se eborree desde alturas mayores de 1.22 mts., (4'), deberán construirse ventanas de registro de tamaño mínimo de 5 cms. x 7.5 cms (2" x 3"), en los bloques de la primera hilada que contienen refuerzo para permitir la limpieza del mortero y revisar el chorreado del concreto fluido.

- e) Se empezarán a levantar las esquinas (niveladas y alineadas) procurando que se encuentren 4 ó 5 hiladas más arriba que el centro de la pared, cuidando siempre su horizontalidad (nivel) y verticalidad (plomó).

Cada 3 ó 4 piezas colocadas, se deberá revisar el alineamiento y verticalidad.

Para la colocación de las piezas entre las esquinas, se deberá colocar un hilo que una las esquinas con objeto que sirva de guía (indica el nivel superior) y de esta manera se eliminan las visuales, dando las esquinas apoyo a la lienza y marcando la separación entre hiladas.

Cada hilada es escalonada con un saliente de $\frac{1}{2}$ bloque; la comprobación del espaciamiento entre los bloques puede hacerse por medio de una regla en posición diagonal; si está correcto, todas las esquinas deberán estar alineadas con el eje de la regla.

- f) Deberá evitarse que el mortero se proyecte o caiga dentro del espacio que va a chorrear con concreto fluido, en cuyo caso deberá removerse.

- g) Se deberán colocar estribos (gancho) a un máximo de 60 cms. (24") en uniones de paredes a tope en los cuales existirá una junta de control que estará especificada en los planos.

- h) Los bloques arriba de puertas y ventanas (vigas aéreas) deberán chorrear en una operación continua, cerrando sus extremos herméticamente, para prevenir la segregación del concreto fluido.

- i) El refuerzo horizontal deberá ser completamente cubierto de mortero y concreto fluido.

- j) Las paredes sin colar deberán apuntarse adecuadamente durante la construcción para prevenir daños debidos a sismos, vientos u otras fuerzas.

- k) El mortero deberá curarse durante 24 horas antes de echar el concreto fluido, para evitar que se dañen las juntas.
- l) El concreto fluido se colocará sólo en los huecos donde va el refuerzo, salvo excepciones especificadas en los planos, pudiéndose colocar de dos formas:
- 1— A Baja altura:
 - Los huecos deberán estar libres de obstrucciones y con un área no menor que la especificada en las Normas de Diseño.
 - La pared estará levantada hasta una altura máxima de 1.22 mts. (4') y chorrear desde dicha altura.
 - El chorreado se detendrá aproximadamente a 5 cms (2") por debajo de la cara superior de la unidad para formar una llave.
 - Se compactará manualmente con una pieza de madera de 2.5 cms x 5 cms (1" x 2") de sección ó con un vibrador de cable flexible.
 - 2— A gran altura:
 - El área del hueco deberá tener como mínimo el área especificada en los planos para chorreado a gran altura.
 - La pared se levantará hasta su altura total antes de colar. La altura máxima para paredes de 15 cms (6") deberá ser de 2.44 mts. para 20 cms (8") 3.66 mts. y para 30 cms. (12") 4.68 mts.
 - Se colocará el refuerzo amarrándolo a la espera por medio de la ventana de registro.
 - Se tapanán las ventanas de control después de la inspección y antes del chorreado.
 - Se colará en capas no mayores de 1.22 mts., (4').
 - El concreto deberá consolidarse manualmente por medio de una pieza de madera, una varilla de acero ó con vibrador.
 - Entre chorreados de 1.22 mts. (4') se deja transcurrir 30 min. como mínimo y no más de 60 min.
 - La altura total de cada sección deberá chorrear en 1 día.
 - Si el chorreado se parase por más de 1 hora, la construcción de juntas horizontales deberán formarse dejando de chorrear aproximadamente 5 cms (2") arriba ó debajo de la junta horizontal de mortero.
- m) El refuerzo de la viga corona no se deberá colocar hasta haber colado todos los huecos a una distancia de 2.5 cms. (1") como mínimo de la cara inferior de la viga, ya que el refuerzo horizontal obstaculiza el paso del concreto fluido;
- n) Se deberá limpiar inmediatamente la pared, en caso de mancharse de concreto fluido;
- o) Deberán mantenerse húmedos los bloques de concreto y la parte superior chorreada del concreto fluido para evitar el secado rápido.

Capítulo V

Normas de Diseño de Mampostería Confinada

Art. 62. Especificaciones Mínimas.

Las paredes de mampostería confinada deberán cumplir con las siguientes especificaciones mínimas.

1— Vigas y Columnas de concreto reforzado.

a) Tendrán como dimensión mínima el espesor del muro con un área no menor de:

$$A_c = \frac{3V}{\sqrt{f_c}}$$

donde: V = Fuerza cortante en el paño confinado en kg.

A_c = Área de concreto en cm².

f_c = Esfuerzo de compresión del concreto en kg/cm².

- b) La relación altura/espesor del muro deberá ser menor que 20 y en caso de no cumplirse, se deberá proveer de elementos rigidizantes;
- c) Se deberá tratar que el muro tenga la misma altura que las columnas para evitar concentraciones de fuerzas en los tramos libres;
- d) Se recomienda que haya simetría para evitar problemas de torsiones en planta que aumenten las fuerzas laterales en los muros;
- e) Existirán vigas en todo el extremo horizontal del muro a menos que esté ligado a un elemento de concreto reforzado y en el interior del muro con una separación no mayor de 2.5 mts. entre ejes;
- f) Existirán columnas en los extremos de los muros y en puntos intermedios a una separación no mayor de 3 mts. entre ejes;

- g) El refuerzo mínimo longitudinal en vigas y columnas estará formado por 4 varillas de diámetro igual a 3/4", excepto para zonas 1, 2 y 3 en donde se podrán usar 2 varillas;
- h) El refuerzo longitudinal de las columnas deberá anclarse en la viga corona y su fundación;
- i) Los estribos deberán tener un área mínima de varilla:

$$A = \frac{900 s}{b F_y}$$

Donde: s = Separación de estribos en cms.

b = Ancho de la sección en cms.

F_y = Fluencia del acero en kg/cm².

- j) Los estribos deberán espaciarse no más de 1.5 veces el peralte de la sección ni 25 cms., el que sea menor, con un diámetro mayor o igual a 1/4". La sección mínima de viga asísmica será de 0.20 x 0.20 mts. con 4 varillas de 3/8" y estribos cerrados de 3/4".
- k) Deberá existir refuerzo alrededor de las aberturas existentes en el muro, según lo especificado en el inciso g);
- l) Se recomienda que el ancho total de las aberturas no deberá ser mayor de 1/3 de la longitud de la pared;
- m) La distancia entre una abertura de una pared exterior y otra pared no deberá ser menor que 50 cms.;
- n) La distancia entre aberturas no deberá ser menor de 30 cms.;
- o) La distancia entre una abertura de una pared interior y otra pared no deberá ser menor que dos veces el espesor de la pared interior.

TÍTULO V

NORMAS MÍNIMAS GENERALES PARA MADERA

Capítulo I

Generalidades y Tipo

Art. 63. Requerimiento

Las Normas y Recomendaciones aquí establecidas son mínimas y no eximen del estudio y cálculo necesarios a fin de definir las dimensiones y requerimientos a emplearse en el diseño.

Se analizarán y diseñarán las estructuras de madera para soportar cargas debidas a su propio peso, cargas muertas, cargas vivas, cargas por sismos y de vientos.

Art. 64. Se aprueban e incorporan las Tablas y Figuras que aparecen en el presente título, siendo las siguientes: Tabla No. 15 a la 22.

Art. 65. Tipos de Estructuras

Conforme a su estructuración se pueden definir los siguientes tipos de construcciones de madera:

- A) Estructuras aporticadas;
- B) Estructuras de paneles;
- C) Estructuras con entrepisos y o cobertura de madera apoyadas sobre muros o columnas de concreto y arriostreadas por diafragmas rígidos o por arriostres diagonales;
- D) Estructuras especiales.

Art. 66. Las recomendaciones generales para cada uno de los tipos antes mencionados son las que a continuación se indican:

A) Estructuras aporticadas.

- 1) Son estructuras que resisten las cargas horizontales en ambos sentidos de la obra, mediante pórticos con vigas y columnas integradas por uniones rígidas.
- 2) Una unión rígida es aquella conexión con capacidad de resistir un determinado momento sin cambios apreciables en los ángulos de los elementos que concurren. Una unión rígida puede ser lograda mediante el empleo de planchas de acero en cada lado, fijando con tornillos y/o pernos a fin de garantizar transferencia de esfuerzos.
- 3) La conexión a la cimentación se puede realizar por medio de cañuelas de acero fijadas en las zapatas y/o cimientos corridos, sobrepasando por lo menos 15 cms. de éstos, con el fin de proteger la madera y permitir la instalación de los pernos y así lograr la transmisión de fuerzas y/o momentos.
- 4) Las fuerzas horizontales se resisten por pórticos ortogonales o casi ortogonales, pudiendo existir un diafragma horizontal que permitiera la transmisión de estas fuerzas a las columnas y vigas. En ausencia de este diafragma, se diseñará cada pórtico independientemente.
- 5) El área mínima recomendable de la sección transversal de las columnas será de 400 cm², no siendo menor de 20 cms., la dimensión de

los lados, a menos que se justifique una dimensión menor con los cálculos correspondientes. No se emplearán empalmes en columnas en la altura libre.

- 6) La cobertura y/o entrepisos se construirá con vigas, viguetas y entablado de madera machihembrada y tendrá la capacidad de arriostrar convenientemente los pórticos.

B) Estructuras de Paneles

- 1) Son estructuras formadas por paneles en dos direcciones, ortogonales o casi ortogonales con función de transmitir las cargas verticales a los cimientos y proveer resistencia a las cargas horizontales en ambos sentidos en acción conjunta con la cobertura. El conjunto de paneles podrá ser enmarcado por columnas y vigas.
- 2) La componen los paneles por bastidores con planchas de madera terciada, machihembrada u otro tipo de tapa, en una o las dos caras, cruzadas interiormente con listones perpendiculares entre sí o en diagonales a fin de formar un diafragma. Todos los elementos de la armadura serán de por lo menos 5 cms., de espesor nominal.
- 3) El espesor mínimo de los paneles (incluye bastidor y la o las tapas) será de 7.5 cms., a menos que se justifique dimensiones menores mediante cálculos correspondientes.
- 4) Para lograr la transferencia de fuerzas a los cimientos, se conectarán los paneles a los cimientos por medio de pernos anclados en estos últimos o a la losa de cimentación y/o solera de madera anclada a dichos elementos.
- 5) La cobertura y/o entrepiso se construirá mediante vigas, viguetas y/o entablado de madera machihembrada para que actúe como diafragma transmisor de fuerzas y arriostrar adecuadamente los paneles.
- 6) Cualquier abertura en diafragma o paredes anclados se considerarán en el análisis y diseño para

la correcta transferencia de esfuerzos de corte.

C) Estructuras con Entrepisos y/o Cobertura de Madera apoyadas sobre Muros o Columnas de concreto y arriostradas por diafragmas rígidos o por arriostrados diagonales.

- 1) Son estructuras básicamente formadas por muros de albañilería y/o columnas que dan apoyo a tijerones y/o vigas de madera. La resistencia a las fuerzas horizontales la proveen los pórticos en la dirección de las cargas y en sentido perpendicular a la resistencia la ofrecen los muros, debiéndose proveer un arriostramiento horizontal adecuado para llevar las cargas a estos muros.
- 2) La cobertura y/o entrepiso de madera se hará mediante vigas y/o viguetas y entablado de madera machihembrada. Deberá actuar como diafragma transmisor de fuerzas horizontales y los muros habrán de tener la capacidad para transmitir estas fuerzas a la cimentación.
- 3) En caso de que la cobertura fuera de láminas de asbesto cemento o similares, los tijerones principales llevarán las cargas verticales a las columnas y se arriostrarán por medio de viguetas de madera o acero que además portarán directamente las planchas de cierre y/o por tijerones secundarios que transmitan las fuerzas horizontales a las columnas o muros.

D) Estructuras Especiales

Estas estructuras están sometidas a las normas generales de los tipos anteriores y a requerimientos aplicables a las mismas.

Capítulo II

Elementos Combinados con Mampostería o Concreto

Art. 67. Requerimientos Generales

Los elementos de madera no se usarán para soporte permanente de cargas muertas de mampostería o concreto, con excepción de los pisos con recubrimiento de mampostería o concreto no estructural, las cubiertas de techo de espesor no mayor de 7.5 cms., y las estructuras sobre pilotes de madera que llenen los requisitos para dicho tipo de fundación.

No se usarán elementos de madera para resistir fuerzas horizontales generadas por construcción de mampostería o concreto en edificios de más de un piso de altura. Excepto para pisos de madera y miembros de techo, podrán ser usadas en armaduras horizontales de techo y diafragmas para resistir las fuerzas horizontales, con la condición de que tales fuerzas no sean resistidas por rotación de las armaduras o diafragma.

Los extremos de vigas de madera que penetren en paredes de mampostería o concreto, deberán disponer de 1.5 cms. de espacio libre arriba, a los lados y a los extremos, a menos que se use madera de resistencia natural al decaimiento o bien preservada.

Art. 68. Diseño de elementos horizontales

Las recomendaciones de esta sección se aplican a vigas, viguetas y entablados y en general a elementos horizontales o aproximadamente horizontales que forman parte de pisos o techos.

1) Claro de Viga

El claro de una viga se tomará como la distancia entre cara y cara de apoyo, más la mitad de la longitud de apoyo requerido en cada extremo. En caso de viga continua, el claro será la distancia entre centros de apoyo.

2) Flexión

- a) Se podrá asumir que una viga de sección transversal circular tiene la misma resistencia a la flexión que una viga de sección transversal cuadrada con la misma área.

Para determinar la resistencia a flexión en vigas rebajadas en ó cerca de su centro central se tomará el peralte neto. El rebajamiento deberá evitarse de ser posible.

- b) La deflexión máxima permitida en elementos principales sometidos a carga viva será $L/360$ y para la condición de carga viva más carga muerta deberá ser $L/240$, donde L = Longitud del claro (mts).

3) Cortante Horizontal

Cortante Horizontal en vigas no rebajadas. El esfuerzo cortante unitario horizontal en una viga de una pieza sólida o compuesta de láminas encoladas, no deberá ex-

ceder el valor obtenido con la siguiente fórmula:

$$F_v = \frac{VQ}{Ib}$$

F_v = Esfuerzo cortante unitario horizontal en cualquier punto específico de la sección transversal (kg/cm²).

V = Fuerza cortante vertical total en la sección (kg).

Q = Momento estático con respecto al eje neutro (cm³).

I = Momento de inercia de la sección con respecto al eje neutro (cm⁴).

b = Ancho de la viga (cms).

Para vigas rectangulares deberá utilizarse el esfuerzo cortante unitario horizontal máximo, resultando la siguiente fórmula obtenida de la anterior.

$$F_v = \frac{3V}{2bd}$$

F_v = Esfuerzo cortante unitario horizontal máximo (kg/cm²).

V = Fuerza cortante horizontal máxima (kg).

d = Peralte de la viga (cms).

El esfuerzo cortante unitario no deberá exceder el valor permisible F_v para las especies dada en la Tabla 1.

Al calcularse el cortante total vertical V , se deberá considerar la distribución de cargas a vigas paralelas adyacentes por medio del entablado u otro miembro. Todas las cargas a una distancia de la cara del apoyo igual o menor al peralte de la viga, se desprejarán.

- a) Deberá evitarse, en lo posible, el rebajamiento en la cara a tensión de vigas, travesos o viguetas, en los puntos de apoyo, y exceder en dichos puntos, el valor calculado por la siguiente fórmula:

$$V = \left(\frac{2}{3} - bd' F_v \right) \left(\frac{d'}{d} \right)$$

F_v = Esfuerzo cortante unitario horizontal admisible (kg/cm²).

d' = Peralte de la viga en el rebajamiento (cms).

d = Peralte total de la viga (cms).

TABLA NO. 15

NOMBRE COMERCIAL DE LA MADERA	FLEXION EN FIBRA AL EXTREMO P (Kg/Cm ²)	TENSIÓN PARALELA AL GRANO P (Kg/Cm ²)	CORTANTE HORIZON. TAL. P (Kg/Cm ²)	COMPRESION		MODULO DE ELASTICIDAD E (Kg/Cm ²)
				PERPEN. DICULAR AL GRANO P (Kg/Cm ²)	COMPRESION PARALELA AL GRANO P (Kg/Cm ²)	
Pochote	98	66	5	22	69	74,500
Pino	116	78	7	26	81	130,000
Cedro Real	85	57	5	19	60	80,000
Cedro Macho	70	47	4	15	49	64,000
Genizaro	85	57	5	19	60	76,000
Guanacaste	90	60	5	20	63	100,000
Guayabo	175	117	10	39	122	155,000
Laurel Hembra	115	77	7	25	80	90,000
Laurel Macho	130	87	3	29	91	150,000
Caoba	105	70	6	23	74	85,000
Roble	180	120	10	40	126	150,000

b) En el caso de rebajamiento en la cara a compresión, en los puntos de apoyo, el cortante no podrá exceder el valor calculado por la siguiente fórmula:

$$V = \frac{2}{3} F_v b \left[d - \left(\frac{d-d'}{d'} \right) e \right]$$

Donde:

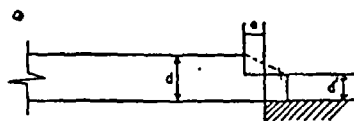
e = Distancia entre el borde interior del apoyo y el final del rebajamiento sobre la pieza.

Si e menor que d', usar $v = \frac{1}{2} F_v b d'$

En ningún caso el rebajamiento sobre la cara superior del elemento deberá exceder el 40% del peralte.



Vigas rebajadas en la cara a tensión



Vigas rebajadas en la cara a compresión

Art. 69. Diseño de Uniones Excéntricas y de vigas soportadas por sujetadores.

Las uniones excéntricas en vigas, trabes o viguetas por medio de pernos o conectores, se diseñarán de manera que F_v en la siguiente fórmula no exceda el esfuerzo unitario permisible para corte horizontal.

$$F_v = \frac{3V}{2b de}$$

de (con conectores) = Peralte del elemento menos la distancia de su borde no cargado al borde más cercano del conector inmediato.

de (sólo con pernos) = Peralte del elemento menos la distancia de su borde no cargado al centro del perno más cercano (Ver Fig. 1).

El borde no cargado, es el borde del elemento, opuesto al sentido de la carga.

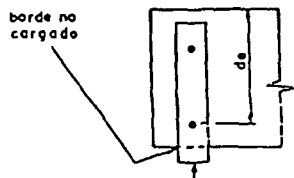
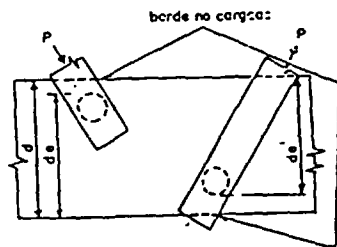


Fig. 1

Se podrá incrementar F_v en 50 % en caso de que la unión sea por lo menos 5 veces el peralte del miembro desde su extremo y que el cortante permisible horizontal, sin incremento, no sea excedido en la sección transversal total.

Art. 70. Compresión perpendicular al grano

El esfuerzo unitario permisible para la compresión perpendicular al grano, se aplica a cualquier longitud de apoyo en los extremos de la viga y a todo apoyo de 15 cms. o más de longitud, en cualquier otro punto de ella.

Para apoyos de menos de 15 cms. de longitud l_b , y a una distancia mayor de 7.5 cms. al extremo de un miembro, la carga máxima permisible por cm^2 , se obtendrá multiplicando el esfuerzo unitario permisible para compresión perpendicular al grano por el siguiente factor:

$$\frac{l_b + .952}{l_b}$$

Donde l_b es la longitud de apoyo en centímetros medida a lo largo del grano de la madera y mostrada en la Fig. 2.

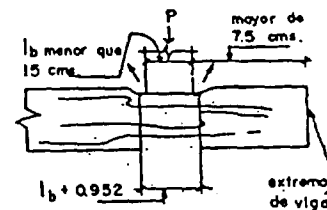


Fig. 2

Los factores para longitudes de apoyo deducidas de la fórmula anterior en áreas pequeñas, serán:

Longitud de apoyo (Centímetros)	Factor
1.27	2.54
3.80	5.0
7.5	10
15 ó más	1.00

Al emplear la fórmula anterior y la tabla dada, para arandelas ó áreas de apoyo circulares, se usará una longitud de apoyo igual al diámetro.

Para viguetas apoyadas en la viga corrida de remate y clavadas a postes, el esfuerzo permisible para compresión perpendicular al grano, se podrá incrementar en 50%.

Art. 71. Estabilidad lateral

Las vigas, viguetas y elementos similares deberán arriostrarse adecuadamente para evitar el pandeo lateral de las fibras en compresión.

I— Viguetas de Piso

Las viguetas de piso con una relación de peralte a espesor de 6 ó más (dimensiones nominales), deberán ser apoyadas lateralmente por medio de travesaños colocados a intervalos no excediendo 2.4 mts. Estos travesaños podrán omitirse en los extremos de las viguetas que estén clavadas o sujetas de otra forma al marco estructural.

Excepción: Los travesaños entre apoyos podrán ser omitidos para viguetas de piso no excediendo 5 x 30 cms. y las cargas vivas no excederán los 200 kg/m².

II— Vigas y viguetas de techo

Las siguientes reglas (basadas en dimensiones nominales) se aplicarán a vigas rectangulares sólidas y viguetas de techo, a fin de proveer apoyo lateral a las mismas:

- Si la relación peralte a ancho es de 2 a 1, no se requiere soporte lateral.
- Si la relación peralte a ancho es de 3 a 1 ó 4 a 1, los extremos deberán sujetarse en su sitio clavándolos ó atornillándolos a los miembros verticales ó a los soportes laterales;
- Si la relación es de 5 a 1 el borde en compresión deberá conectarse directamente con el entablado o viguetas;
- Si la relación es de 6 a 1 ó más, se aplicarán las recomendaciones que se establece en el párrafo I de éste artículo;
- Si una viga está sujeta simultáneamente a flexión y compresión paralela al grano la relación podrá ser hasta de 5 a 1, si uno de los bordes se sostiene firmemente, ejemplo: Por pares (viguetas de piso) y forro diagonales. Si la carga muerta es suficiente para inducir tensión en la parte inferior de los pares, la relación de la viga, será de 6 a 1.

Capítulo III
Diseño de Columnas

Art. 72. *Requerimientos Generales.*

Todas las columnas y postes se colocarán de manera que trabajen a compresión en sus extremos. Se diseñarán los soportes de forma que mantengan en su posición a las columnas o postes, de manera eficiente y darle protección a las bases contra el deterioro. En áreas expuestas al efecto del agua y en ubicaciones exteriores, las columnas y postes de madera se soportarán por pilares proyectados por lo menos 5 cms. sobre el nivel del piso terminado y se apoyarán sobre una placa base metálica o una viga de fundación. Los postes o columnas de madera preservada podrán ser colocados directamente en concreto o en mampostería.

Art. 73. *Clasificación de Columnas.*

- Columna sólida sencilla. Consiste de una sola pieza de madera de sección transversal generalmente rectangular, o bien de varias piezas adecuadamente encoladas formando un solo miembro;
- Columna con separadores. Es la que se forma de dos o más miembros individuales, con sus ejes longitudinales paralelos, separados por bloques que se instalan en puntos extremos y medios de su longitud y unidos en sus extremos por conectores para madera capaces de desarrollar la capacidad de corte requerida;
- Columna compuesta. Es la que se forma con piezas unidas con clavos, pernos u otros sujetadores mecánicos. No se podrá diseñar como columna sólida.

Art. 74. *Limitaciones en la relación l/d*
En las columnas sólidas sencillas la relación l/d no excederá 50.

En los miembros individuales de una columna con separadores, la relación l/d no excederá 80, ni l_2/d , excederá 40.

- donde: l : Longitud no soportada de la columna, en centímetros.
d : Dimensión del lado menor, en centímetros.
l₂ : Distancia del centro de los conectores, en los bloques extremos, al centro del bloque separador.

Art. 75. *Diseño de columnas sólidas sencillas.*

El esfuerzo unitario permisible en kilogramos por centímetros cuadrados del área transversal se determinará por la siguiente fórmula y no deberá exceder los valores de esfuerzo de compresión paralela al grano:

$$F_c = \frac{3.6 E U}{(l/r)^2}$$

F_c = Esfuerzo unitario permisible de compresión paralela al grano (kg/Cm²).

r = Radio de giro (cms).

E = Módulo de elasticidad (kg/cm²).

U = Factor de esbeltez.

U = 1 para extremos articulados.

U = 4 para extremos empotrados.

Para columnas de sección transversal cuadrada o rectangular, esta fórmula se convierte en:

$$F_c = \frac{0.30 E U}{(l/d)^2}$$

Art. 76. *Columnas de sección variable.*

Las columnas que son de sección variable hacia uno o los dos extremos, son diseñadas como columnas sólidas, sencillas, empleando como dimensión mínima "d" (para determinar la relación de esbeltez "l/d"), la suma del ancho mínimo con un tercio de la diferencia entre el ancho máximo y mínimo para la cara bajo consideración, pero en ningún caso será mayor a una vez y media la dimensión mínima. Si la columna es circular, los diámetros mínimos y máximos sustituyen las dimensiones de la cara en la regla anterior.

I— *Flexión y carga axial combinados*

a) *Flexión y tensión axial*

Los miembros sometidos tanto a flexión como a tensión axial se dimensionarán de manera que:

$$\frac{P/A}{F_t} + \frac{M/S}{F_b} \text{ menor o igual que } 1$$

Donde F_t = Esfuerzo unitario permisible de tensión paralela al grano (kg/Cm²).

F_b = Esfuerzo unitario permisible para las fibras extremas a flexión pura (kg/cm²)

S = Módulo de la sección (cm⁴)

M = Momento flexionante (kg-cm).

- b) *Flexión y compresión axial.*
Los miembros sometidos tanto a flexión como a compresión axial, se dimensionarán de manera que:

$$\frac{P/A}{F_c} + \frac{M/S}{F_b} \text{ menor o igual que } 1$$

F_c = Esfuerzo unitario permisible para compresión paralela al grano, ajustado para la relación l/d, donde es la dimensión menor.

c) *Columna con separadores.*

En el caso de columnas con separadores, se aplicará la fórmula de combinación de esfuerzos, sólo, si la flexión es en dirección paralela al peralte mayor "d", del miembro individual.

Para elementos sometidos a cargas temporales (Cargas que se dan durante la construcción y después de ella, como reparación de techo, instalaciones de aire acondicionado, etc), los esfuerzos permisibles podrán incrementarse en un 25% dado que la madera resiste esfuerzos mayores cuando las cargas aplicadas actúan durante un corto periodo.

II— *Compresión oblicua al grano.*

Si la carga y las fibras forman un ángulo entre 0° y 90° se calculará el esfuerzo unitario de compresión con la fórmula de Hankinson:

$$F_n = \frac{F_c F_t}{F_c \text{ Sen}^2 \theta + F_t \text{ Cos}^2 \theta}$$

F_c = Esfuerzo unitario permisible de compresión paralela a las fibras.

F_t = Esfuerzo unitario permisible de compresión perpendicular a las fibras.

θ = Angulo entre la dirección de la carga y la dirección de las fibras.

F_n = Esfuerzo unitario de compresión que forma un ángulo θ con la dirección del grano.

Capítulo IV
Diafragmas

Art. 77. *Requerimientos Generales.*

Son estructuras relativamente delgadas y generalmente rectangulares, que deben resistir el 100% de las cargas laterales aplicadas en su plano, originadas por sismo o viento, transmitiéndolas a los elementos verticales resistentes.

Los diafragmas son elementos dispuestos horizontalmente, como en pisos, entrepisos o inclinados como techos, ó colocados verticalmente (paredes de corte) como en muros y tabiques.

Los diafragmas juegan un papel importante en la estabilidad de la edificación, por lo que deben ser diseñados para satisfacer requisitos de rigidez y resistencia.

Los elementos que componen el diafragma deben ser diseñados para resistir, además de las fuerzas cortante en su plano, las otras cargas a que están sometidos.

Deberán proveerse en las juntas de los elementos que componen el diafragma, uniones capaces de resistir esfuerzos, así como en la unión techo-pared.

Art. 78. *Tipo de Diafragmas.*

a) *Diafragma Transversal.*

El forro de los diafragmas transversales consiste de tablas de madera de 2.5 cms. de espesor nominal y ancho nominal mínimo de 15 cms. clavadas a un miembro que forma un ángulo recto con la dirección de los otros miembros transversales, tales como vigas y viguetas.

Dado que estos diafragmas son muy flexibles podrán usarse únicamente cuando las cargas sean pequeñas y la deflexión sea despreciable.

No se recomienda el uso de este tipo de diafragma para soportar lateralmente paredes de mampostería ó concreto, ni tampoco como pared de corte, a menos que se le provea de miembros dispuestos a 45° en las esquinas.

b) *Diafragmas Diagonales.*

El forro del diafragma diagonal consiste de tablas de 2.5 cms. de espesor nominal y con un ancho mínimo de 15 cms. clavadas sobre miembros, formando con ellos un ángulo de 45°.

Los diafragmas diagonales se usarán únicamente cuando las fuerzas del sismo y viento no excedan 450 kg/mt. No podrá emplearse para soportar lateralmente paredes de mampostería ó concreto, por ser muy flexible.

Los miembros perimetrales deberán diseñarse para resistir tensión o compresión en las cuerdas y unirse adecuadamente entre sí en las esquinas.

c) *Diafragma doble-diagonal.*

El forro consiste de 2 capas de tablas superpuestas, formando un ángulo de 90° entre sí. Este tipo es más resistente y rígido que los dos anteriores. Una capa del forro está sujeta a tensión y la otra a compresión, por lo que los efectos se oponen y se cancelan.

Este tipo de diafragma podrá utilizarse para resistir cortantes que no excedan de 895 kg/mt.

d) *Diafragmas de Plywood.*

El forro de este diafragma consiste de láminas de plywood de 5/16 pulgadas de espesor mínimo para interiores y 3/8 pulgadas para exteriores, unidas a los miembros de la estructura de 5 cms., de ancho nominal mínimo por medio de clavos.

Art. 79. *Especificaciones Mínimas.*

El diseño de los diafragmas y paredes de cortes, ante fuerzas laterales, se efectúa después que han sido determinados el tamaño y espaciamiento de los miembros de la estructura, el espesor del forro y la localización de los soportes, mediante un diseño por cargas gravitacionales.

El incremento usual del 33% para cargas laterales de corta duración, no es aplicable a los valores del cortante permisible para el forro de tablas ó plywood de los diafragmas.

1.— *Esfuerzos permisibles y clavado del forro a los elementos.*

a) La resistencia y rigidez de los diafragmas está determinada en gran parte, por el adecuado clavado del forro a los elementos, por lo que deberá cumplir con las especificaciones dadas en la tabla 16 y 16-A para diafragmas de madera y tabla 17 y 18 para diafragmas de plywood;

b) Las juntas de los extremos de las tablas para diafragmas transversales y diagonales, deberán separarse al menos por una vigueta ó poste y habrá por lo menos 2 tablas de separación entre juntas, sobre el mismo soporte.

TABLA NO. 16
CORTANTES PERMISIBLES PARA DIAFRAGMAS FORRADOS DE MADERA

A. Diafragma con Forro Transversal

Ancho Nominal del Forro de Madera (cms)	Número de Clavos 8 d por Tabla para cada Miembro de la Estructura y en la Unión de los Extremos de las Tablas	Espaciamiento de Miembros (cms)	Cortante Permisible (Kg/mt)
	30	40	60
15	2	101	78 54
20	2	119	89 60
25	2	125	95 66

B. Diafragma con Forro Diagonal

Ancho Nominal del Forro de Madera (cms)	Miembros borde y unión de los extremos de las tablas	Viguetas ó Postes	Cortante Permisible (Kg/mt)
15	2	2	346
20	2	2	262
20	3	2	382

TABLA NO. 16-A
C. Diafragma con Forro Diagonal Miembros Perimetrales Especiales *

Ancho Nominal del Forro de Madera (cms)	Número de Clavos 8 d por Tabla en Miembros Perimetrales **	Cortante Permisible (Kg/mt)
15	3	525
	4	704
	5	883
	6	1,050
	7	1,228
20	8	1,407
	4	513
	5	644
	6	775
	7	906
	8	1,038

D. DIAFRAGMA CON FORRO DOBLE DIAGONAL***

Ancho Nominal del Forro (cms)	Número de Clavos 8 d por Tabla en Miembros Perimetrales	Cortante Permisible (Kg/mt)	
	Capa Inferior	Capa Superior	
15	2	2	501
	3	3	739
	4	3	990
	5	4	1,240
	6	5	1,491
	7	5	1,741
	8	6	1,992
	9	7	2,242

Ancho Nominal del Forro (cms)	Número de Clavos 8 d por Tabla en Miembros Perimetrales		Cortante Permisible (Kg/mt)
	Capa Inferior	Capa Superior	
20	3	3	549
	4	3	728
	5	4	906
	6	5	1,097
	7	5	1,276
	8	6	1,455
	9	7	1,646

* Los miembros perimetrales deberán diseñarse para resistir flexión y carga axial.
 ** El clavado en la unión de los extremos de las tablas será el 75% del clavado perimetral con un mínimo de 3 clavos. Usar un mínimo de 3 clavos por vigueta o poste.

*** Los miembros perimetrales deberán diseñarse para resistir esfuerzos axiales.

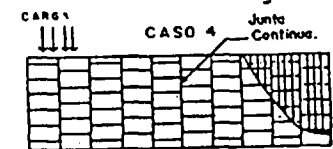
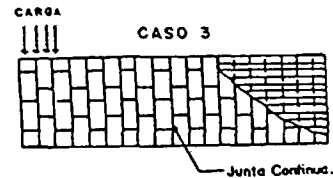
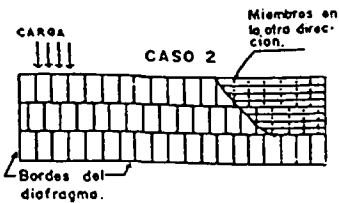
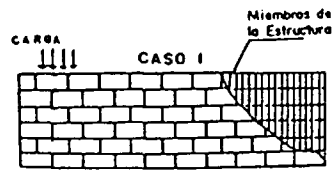
TABLA NO. 17
CORTANTES PERMISIBLES POR CLAVO PARA DIAFRAGMAS CON FORRO DE PLYWOOD

Tamaño de Clavos	Cortante para Cargas de Sismo o Viento (Kg)
6d	40
8d	49
10d	59
12d	59
16d	67

TABLA NO. 18
CORTANTE PERMISIBLE EN KGS. POR METRO PARA DIAFRAGMAS HORIZONTALES DE PLYWOOD DEBIDO A CARGAS DE VIENTO Y DE SISMO

Tamaño de Clavos	Penetración Mínima del Clavo en el Elemento de Madera (cms)	Espesor Nominal Mínimo del Plywood (pulg.)	Ancho Nominal del Elemento en que se Clavará el Plywood (cms)	Espaciamiento de los Clavos en los Bordos del Diafragma (todos los casos) y los bordos de Paneles Continuos Paralelos a la Carga (casos 3 y 4) **				CLAVOS ESPACIADOS 15 cms. MÁXIMO EN LADOS SOPORTADOS**	
				15	10	6	5	Carga perpendicular a los bordos no clavados y juntas de paneles continuos (caso 1)	Todas las otras condiciones (casos 2, 3 y 4)
6 d	3.2	5/16	5	203	268	400	453	179	131
			7.5	227	298	453	513	203	149
8 d	3.85	3/8	5	286	382	573	650	256	191
			7.5	322	429	644	728	286	215
10 d	4.15	1/2	5	322	429	632	716	286	215
			7.5	358	477	716	805	316	239
10 d	4.15	5/8	5	346	459	686*	781	304	227
			7.5	388	513	775	877	346	256
10 d	4.15	7/8	5	382	507	763*	871*	340	256
			7.5	429	573	859	978	382	286

* Reducir los cortantes permisibles de la tabla en un 10% cuando los miembros borde consistan de piezas de madera de 3 cms.
 ** Clavos espaciados 50 cms., centro a centro a lo largo de los miembros intermedios.



- c) Los esfuerzos axiales en el forro del diafragma diagonal son mayores en el perímetro del diafragma, por lo que los clavos en esta zona y especialmente en las esquinas, deberán ser suficientes para transferir los esfuerzos;
- d) Cuando el área de clavado de los miembros perimetrales de los diafragmas doble diagonal, no sea suficiente para acomodar el número requerido de clavos se deberá usar un número menor de clavos mayores;
- e) En los diafragmas de plywood, los clavos deberán colocarse a no menos de 1 cm., del borde de la lámina, ni más de 30 cms., a lo largo de miembros in-

termedios, ni 15 cms., a lo largo de los miembros perimetrales del diafragma.

II— Relaciones Claro/Ancho ó Alto/Ancho.

En los diafragmas, la relación claro-ancho ó alto-ancho, controla las deflexiones permisibles de éstos, por lo que se deberá cumplir con las relaciones máximas dadas en la Tabla No. 19.

TABLA NO. 19

TIPO DE DIAFRAGMA	Diafragma Horizontal	Diafragma Vertical
	Máxima Relación Claro/Ancho	Máxima Relación Alto/Ancho
Diafragma transversal	2:1	2:1
Diafragma Diagonal	3:1	2:1
Diafragma doble diagonal	4:1	3½:1
Diafragma de plywood clavado en todos sus bordes	4:1	3½:1
Diafragma de plywood no clavado en todos sus bordes	4:1	2:1

III— Anclaje.

El Anclaje del diafragma a lo largo de sus bordes deberá ser adecuado para resistir las fuerzas cortantes. Deberá requerir particular atención el anclaje de las bases de diafragmas verticales.

IV— Empalmes.

En caso de que no sea posible proveer la continuidad de un miembro perimetral, podrán realizarse empalmes donde los esfuerzos de flexión sean bajos en dichos miembros perimetrales. Podrá usarse cualquier método de fijación para empalmar, siempre que se cumplan los requerimientos de carga en la junta, distancia al borde, distancia al extremo y espaciamento.

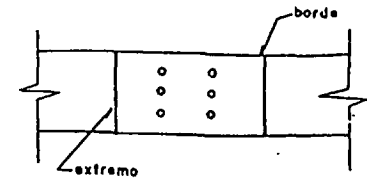
V— Conexiones de miembros perimetrales.

Las conexiones de esquinas entre los miembros perimetrales deberán ser adecuadas para prevenir la separación debido a las cargas que soportan cada uno de los miembros. Si las fuerzas cortantes son mayores de 450 kg/mt., deberá reforzarse las conexiones de esquinas por medio de ángulos de acero emperrados o por soportes laterales de madera.

VI— Aberturas.

Las aberturas en diafragmas deberán reforzarse por medio de

miembros perimetrales en su contorno y determinar la cantidad de clavos según las fuerzas cortantes. Si es necesario, los miembros perimetrales pueden duplicarse para acomodar los esfuerzos.



**Capítulo V
Uniones**

Art. 80. Requerimiento General.

Las uniones excéntricas, tanto para clavos como para pernos, deberán evitarse en lo posible.

I— Uniones clavadas

- a) La distancia entre los clavos y los bordes o extremos de los elementos y el espaciamento entre ellos, no deberá ser menor que los valores dados en la tabla 20.

TABLA NO. 20

	Sin Taladrar	Taladrados
	Distancia al extremo	20 d
Distancia al borde	5 d	5 d
Espaciamento entre clavos paralelo a las fibras.	20 d	10 d
Espaciamento entre clavos perpendicular a las fibras.	10 d	5 d

- b) En caso de taladrar, el diámetro de la perforación deberá ser de 0.8 d;
- c) El tamaño y cantidad mínima de clavos a usarse en la unión de diversos elementos deberá ser la indicada en la tabla 22.

II— Uniones Emperradas.

- a) La distancia entre pernos y los bordes ó extremos de los elementos y el espaciamento entre ellos, no deberá ser menor que los valores dados en la tabla 21;
- b) El diámetro de perforación deberá ser 1/32" a 1/16" mayor que el diámetro del perno, dependiendo de su tamaño;
- c) Deberán colocarse arandelas o platinas entre la cabeza del perno y el elemento y entre la tuerca y la arandela.

TABLA NO. 21

Espaciamento (Ver Figuras)	Cargado paralelo a las fibras	Cargado perpendicular a las fibras
Z	8 d	No permitido *
A	4 d	4 d **
	1 ½ d	2 ½ d al L/d=2 5d al L/d mayor e igual que 6
B		Interpolación linealmente al 2 menor que L/d menor que 6
El espaciamento entre hileras paralelas al miembro no deberá exceder de 12.5 cms, a menos que se usen placas entre hileras.		
C	7 d para maderas blandas en tensión 5 d para maderas duras en tensión 4 d para maderas en compresión	4 d
	1 ½ d si L/d menor o igual que 6	4 d en el borde cargado que 6

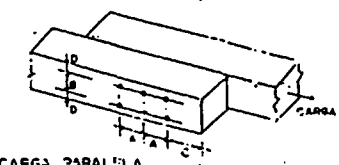
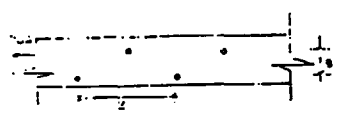
TABLA NO. 21

D	Si L/d mayor que 6 usar B/2	1 1/4 en el borde no clavado
---	-----------------------------	------------------------------

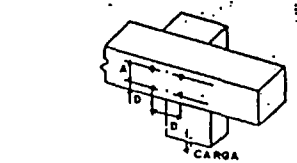
- * A menos que la carga de diseño sea menor que la capacidad de carga del perno en las caras de los miembros.
- ** A menos que la carga de diseño sea menor que la capacidad de carga del perno en las caras de los miembros, entonces podrá reducirse el espaciamiento proporcional.
- *** L/d es la relación entre la longitud del perno en el miembro principal y el diámetro del perno.

TABLA NO. 22

Conexión	Clavado	Piso, techo, forro de pared a esqueleto 1/2" y menos	6d
		5/8" - 3/4"	8d o 6d
		7/8" - 1"	8d
		1 1/8" - 1 1/4"	10d o 6d
		Combinación de Tablada de Piso con Protección Bituminosa Inferior	
		3/4" y menos	6d
		7/8" - 1"	8d
		1 1/8" - 1 1/4"	10d a 8d
		Forro en una cara o Esqueletado	
		1/2" o menos	6d
		5/8"	8d
		1 El espaciamiento de los clavos será de 6" en el centro y en los bordes, 18" en soportes intermedios (10" en soportes intermedios para platas), excepto 6" en todos los soportes donde el claro sea de 18" o más. Para diafragma de plywood clavado y paredes de corte, referirse a la sección 2514 (c), del U.B.C.	
Vigüeta a muerto o viga, clavo lancero			
Arrioste horizontal o travesaño entre vigas, clavo lancero en cada extremo	3-8d		
Tablas de pisos 1" X 6" o menores a cada vigüeta, clavado corriente	2-8d		
Tablas de piso mayor de 1" x 6" a cada vigüeta, clavado corriente	3-8d		
Tabla de piso de 2" a vigüeta o viga, clavado corriente	2-16d		
Muerto a vigüeta a arrioste horizontal, clavado corriente	16d @ 16" c-c		
Solera a parál, clavado corriente en extremos (Paralelo a fibra de parál)	2-16d		
Parál a muerto, clavo lancero	4-8d		
Doble parál, clavado corriente	16d @ 24" c-c		
Doble solera, clavado corriente	16d @ 16" c-c		
Traslape e intersecciones de soleras, clavado corriente	2-16d		
Dos piezas de dintel o alfileriz continuas	16d @ 16" c-c a lo largo de cada borde		
Vigüetas de cielo a solera, clavo lancero	3-4d		
Dintel continuo a parál, clavo lancero	4-4d		
Vigüetas de cielo, traslapes sobre particiones, clavado corriente	3-16d		
Vigüetas de cielo a encuadrado de techo, clavado corriente	3-16d		
Encuadrado de techo a muerto, clavo lancero	3-4d		
Arrioste de 1" a cada parál y muerto, clavado corriente	2-4d		
Forro de tabla 1" x 8" o menos en cada apoyo, clavado corriente	2-8d		
Forro de tabla mayor de 1" x 8" a cada apoyo, clavado corriente	3-8d		
Parál armado esquinero	16d @ 24" c-c		
Vigüetas y vigas armadas	20d @ 32" c-c superior e inferior y al ternos 2-20d en los extremos y en cada traslape		
Placas de 2" Entablado	2-16d en cada apoyo		
Pared de forro de tabla a esqueleto			
3/8" - 1/2"	6d		
5/8" - 3/4"	6d		
Plywood			



CARGA PARALELA AL GRANO.



CARGA PERPENDICULAR AL GRANO.

TITULO VI
NORMAS MINIMAS PARA EL DISERO Y CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE ACERO

Capítulo I
Generalidades

Art. 81. Alcance.

Estas normas proporcionan requisitos mínimos para el diseño y construcción de estructuras de acero. Las recomendaciones y requerimientos que se estipulan, no eximen de manera alguna el estudio y cálculo correspondientes que serán los que deben definir las dimensiones y requisitos a usarse en el diseño de acuerdo con la función real de los elementos y del proceso constructivo.

Art. 82. Limitaciones.

Estas normas se sustentan en las "Especificaciones para el Diseño, la Fabricación y la Erección de edificios de Acero Estructural" del Instituto Americano de Construcción en Acero (AISC), al que habrá que referirse en el caso de detalles de diseño y construcción de estructuras de acero, que no estén contemplados en estas normas.

Capítulo II
Análisis y Diseño

Art. 83. Criterios de Análisis y Diseño

El análisis de las estructuras de acero será realizado por métodos elásticos o plásticos. El diseño se efectuará siguiendo procedimientos compatibles con el método de análisis empleado, de modo que se asegure la resistencia, rigidez y ductilidad adecuada.

Art. 84. Especificaciones Mínimas.

- 1.—Los miembros que trabajan en tensión se diseñarán tomando como base la sección neta, y los miembros en compresión con base en la sección total.
- 2.—El ancho neto calculado a lo largo de la sección transversal para miembros en tensión no deberá ser mayor que el 85% del ancho transversal total.
- 3.—El ancho neto deberá obtenerse restando del ancho total, la suma de los diámetros de los agujeros más 1/16" por holgura y 1/8" si son punzonados debiendo sumar a todas las trayectorias posibles, el valor S²/4g, para cada espacio, en el caso de que los agujeros estén localizados en una línea diagonal o en zig zag, siendo:

S = Separación longitudinal centro a centro entre dos agujeros consecutivos (paso).

g = Separación transversal centro a centro entre ellos (gramil).

- 4.—La relación de esbeltez kl/r en miembros a compresión no deberá ser mayor de 200.
- 5.—La relación de esbeltez kl/r en miembros a tensión no tiene restricción, recomendándose sin embargo, sea menor de 300 para miembros secundarios y de 240 para miembros principales.
- 6.—El espesor mínimo de los elementos principales de acero estructural utilizados para construcciones deberá ser de 1/8".
- 7.—Se recomienda el diseño sin excentricidades para las conexiones de miembros a tensión, para evitar los momentos que ocasionen esfuerzos adicionales en las cercanías de la unión.
- 8.—Deberán evitarse todas aquellas condiciones que pueden dar lugar a una falla frágil como son el empleo de aceros con alto contenido de carbono, la aplicación de cargas que produzcan impactos importantes, la frecuencia excesiva de discontinuidades en forma de muescas en la estructura.
- 9.—Deberán evitarse los agujeros en las vigas, localizándose en el caso de existir, en el alma (si el momento flexionante es grande) o en los patines (si la fuerza cortante es determinante).

Art. 85. Conexiones.

- 1.—Cuando se usen 2 o más perfiles para formar un miembro a flexión, se unirán entre sí, a intervalos no mayores de 1.5 mts. de manera que se logre que trabajen en conjunto. Para miembros en compresión compuesto por dos o más perfiles, deberán conectarse de manera tal que la relación de esbeltez de una pieza entre soldaduras, no deberá exceder de la relación de esbeltez del miembro completo.
- 2.—Las placas de empalme de columnas deberán unirse como mínimo por 3 remaches o tornillos a cada lado separados no más de 6 diámetros, o por soldaduras a cada lado de la placa, con una longitud total no menor que 1/3 de la longitud de dicha placa.

- 3.—Se deberán tomar medidas necesarias para lograr la transmisión de las fuerzas y momentos soportados por las columnas a los elementos sobre los que se apoyan, mediante placas de base y anclajes diseñados para resistir todas las tensiones y fuerzas cortantes.
- 4.—Los remaches y tornillos deberán tener un paso mínimo igual a $2 \frac{1}{2}$ veces su diámetro nominal, preferentemente 3 diámetros.
- 5.—Los remaches y tornillos deberán colocarse a una distancia mínima del borde de placas, entre 1.5 y 2 veces su diámetro y no más de 12 veces al espesor de la placa, ni más de 6".
- 6.—El área de un perno o tornillo que trabaja a tensión se calculará en base al área en la raíz de la roca.
- 7.—El área de un perno o tornillo que trabaja a cortante será la correspondiente a la sección de falla.
- 8.—Las soldaduras deberán diseñarse de manera que los esfuerzos residuales se reduzcan al mínimo, no produzcan concentraciones de esfuerzos por estar sobre dimensionadas o excesivamente reforzada y no ocasionen grietas o socavaciones.
- 9.—Las soldaduras no deberán dejar salpicaduras, ni marcas producidas al iniciar el arco eléctrico o con los martillos cinceladores.
- 10.—La longitud mínima de una soldadura de filete no debe ser menor de 4 veces la dimensión nominal del lado de la soldadura. Si su longitud real es menor de este valor, el grueso de la soldadura considerada efectiva debe reducirse a $1/4$ de la longitud de la soldadura.
- 11.—El grueso máximo de una soldadura de filete, para material de $1/4$ ", es $1/4$ ". Para material más grueso, no debe ser mayor que el espesor del material, menos $1/16$ ", si es que la soldadura no se arregle especialmente para dar un grueso completo de la garganta.
- 12.—El espaciamiento transversal máximo entre soldaduras de filete usadas en los bordes de las conexiones deberá ser de 8", con excepción de cuando la flexión transversal se impide de alguna manera.
- 13.—La longitud mínima de traslape deberá ser 5 veces el espesor de la parte a unir más delgada, pero no menor de 1". Las juntas traslapadas que unen placas o barras sometidas

- a fuerza axial deberán unirse con soldaduras de filete a lo largo de ambos extremos traslapados, excepto donde la deflexión de las partes traslapadas estén suficientemente restringidas, de manera que se prevenga la abertura de la junta bajo carga máxima.
- 14.—El diámetro de los agujeros o el ancho de las ranuras para soldaduras de tapón o de ranura no será menor que el espesor de la placa agujereada más $5/16$ " ni mayor de $2 \frac{1}{2}$ veces el espesor de la soldadura.
- 15.—La distancia mínima centro a centro de soldaduras de tapón o ranura deberá ser 4 veces el diámetro del agujero o 4 veces el espesor de la ranura.
- 16.—La longitud de la ranura no deberá ser mayor de 10 veces el espesor de la soldadura.
- 17.—El espesor de soldaduras de tapón o ranura para material de $5/8$ " o menor es igual al espesor del material y para espesores mayores de $5/8$ " deberá ser como mínimo la mitad del espesor pero no menos de $3/8$ ".

Capítulo III Construcción

Art. 86. Elementos.

- 1.—Deberán descargarse y almacenarse o colocarse directamente en su posición definitiva por medio de gatas, malacates o rodillos, ajustándolos a sus soportes o a las partes adyacentes de la estructura.
- 2.—Deberá revisarse la posición del anclaje, antes de colocar las piezas, para ver si cumplen con las posiciones mostradas en los planos.
- 3.—Deberán enderezarse previamente a su colocación, permitiéndose como máximo, que la tangente del ángulo que forma la recta que une los extremos de la pieza con el eje del elemento tenga un valor de $1/500$.
- 4.—Deberán estar libres de torceduras y dobleces locales, quedando sus juntas correctamente acabadas.
- 5.—En caso de necesitarse cortes, éstos deberán hacerse con cizallas, sierra o soplete (sin rebaba).
- 6.—Deberán cepillarse con cepillo de alambre para eliminar las escamas de laminado, óxido, escoria de soldadura y en general toda materia extraña.

- 7.—Deberán revestirse con pintura anticorrosiva, aplicada cuidadosa y uniformemente sobre superficies secas y limpias en la obra.
- 8.—No deberán colocarse remaches, pernos ni soldaduras permanentes hasta que la parte de la estructura rigidizada por ellos, esté ademada y aplomada.
- 9.—Los miembros en compresión no deberán desviarse de su linealidad, un valor mayor de $1/1000$ de la longitud axial entre los puntos soportados lateralmente.

Art. 87. Remaches.

- 1.—El acero para remaches deberá cumplir las normas ASTM A 141 y ASTM A 502.
- 2.—Deberán tener sus cabezas de tamaño completo, formadas nitidamente y concéntricas con el vástago.
- 3.—No deberán barrenarse los agujeros y para agrandarlos no se permitirá el uso de soplete, debiendo limarse.
- 4.—Deberá revisarse la posición, alineamiento y diámetro de los agujeros antes de roscarse.
- 5.—Deberán colocarse por medio de remachadoras de compresión u operadas manualmente.
- 6.—Deberán ajustarse y apretar entre sí de manera segura, las partes conectadas.
- 7.—No se admitirán remaches defectuosos, sueltos o con cabezas mal formadas.

Art. 88. Pernos.

- 1.—Deberán cumplir las especificaciones ASTM A307, ASTM A449, ASTM A325 ó ASTM A490.
- 2.—Deberán disponerse de manera que se evite el aflojamiento de la conexión.
- 3.—La rosca deberá sobresalir como mínimo $1/8$ " de la tuerca.

- 4.—Deberán dejar perfectamente apretadas las partes conectadas, entre la cabeza del tornillo y la tuerca.

Art. 89. Soldadura.

- 1.—Previa a su elaboración deberán prepararse las piezas con soplete, sierra o cizalla.
- 2.—Deberán revisarse los bordes antes de colocar la soldadura para cerciorarse que los biselés, hoiguras, etc., sean correctos y estén de acuerdo con los planos.
- 3.—Deberá quitarse la escoria antes de proseguir el proceso de soldaduras, cuando ésta se deposite en varios pasos.
- 4.—Las piezas a soldar a tope deberán alinearse correctamente.
- 5.—Se recomienda colocar las piezas de manera que la soldadura se deposite en posición plana.
- 6.—Deberán evitarse distorsiones innecesarias y esfuerzos de contracción al armar y unir las partes de la estructura.
- 7.—Deberán continuarse las soldaduras de filete que terminan en los extremos o en los lados, doblando a lo largo de las esquinas una distancia no menor que 2 veces el grueso nominal de la soldadura con un mínimo de 1 cm.
- 8.—Deberá rechazarse cualquier soldadura que esté agrietada o porosa.
- 9.—Deberán repararse defectos tales como tamaño insuficiente, cráteres o socavación del metal base.

Art. 90. Vigencia.

El presente Reglamento entrará en vigencia desde el momento de su publicación en "La Gaceta" Diario Oficial de la República de Nicaragua.

Dado en la ciudad de Managua, a los dieciocho días del mes de mayo de mil novecientos ochenta y tres. — Miguel Ernesto Vijil Icaza, Ministro de Vivienda y Asentamientos Humanos.

Este "Reglamento de Construcción, que Registró en el Territorio Nacional", apareció publicado en "La Gaceta", Diario Oficial de la República de Nicaragua, Números 160, 181, 182, 183, 184, 185, 186 y 187 con fechas 8, 9, 11, 12, 13, 15, 16 y 17 de Agosto de 1953, respectivamente.

FE DE ERRATAS

FE DE ERRATAS del "Reglamento de Construcción que Regirá en el Territorio Na
.1", salió publicada en La Gaceta - Diario Oficial de la República de Nicara
o.16 del 23 de Enero de 1984.

7. Definiciones - Página 3 - e) Sistemas y términos estructurales

- 3) Diafragma rígido:

Donde dice:
$$F = \frac{28.4 \times 10^6}{t \sqrt{W^3 f'c}}$$
 menor o igual que 1

Debe decir:
$$F = \frac{7.5 \times 10^6}{t \sqrt{W^3 f'c}}$$
 menor o igual que 1.0

. 19. Cargas vivas - Página 10 - I - Cargas vivas de 500 kg/m² o menores:

Donde dice: Los valores de las cargas vivas, pueden disminuirse
para el diseño vertical ...

Debe decir: Los valores de las cargas vivas para entepiso, pue
den disminuirse para el diseño vertical ...

c. 20. Cargas de viento - Página 10 - I - Efectos del viento - Tabla.8:

Donde dice: 30 menor que H menor o igual que 150 ...

150 menor que H menor o igual que 375 ...

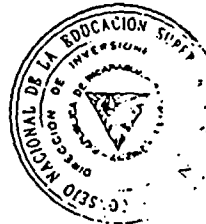
Debe decir: 30 menor que H menor o igual que 50 ...

50 menor que H menor o igual que 75 ...

rt. 20. Cargas de viento - Página 11 - II - Empuje del viento - Tabla :

Donde dice: Sotavento de superficie

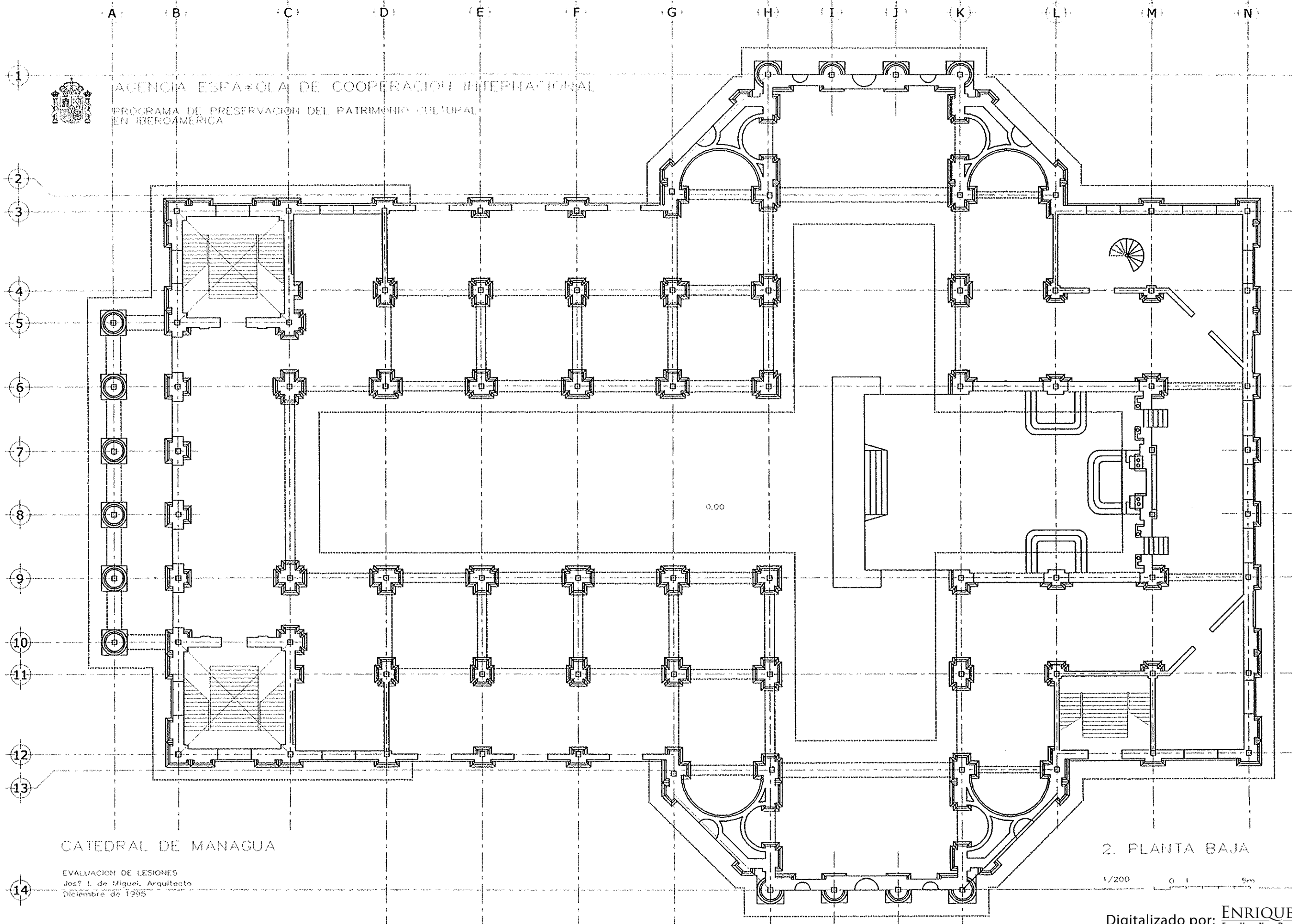
Debe decir: Superficie de sotavento



ANEXO 3 PLANOS



AGENCIA ESPAÑOLA DE COOPERACIÓN INTERNACIONAL
PROGRAMA DE PRESERVACIÓN DEL PATRIMONIO CULTURAL
EN IBEROAMÉRICA



CATEDRAL DE MANAGUA

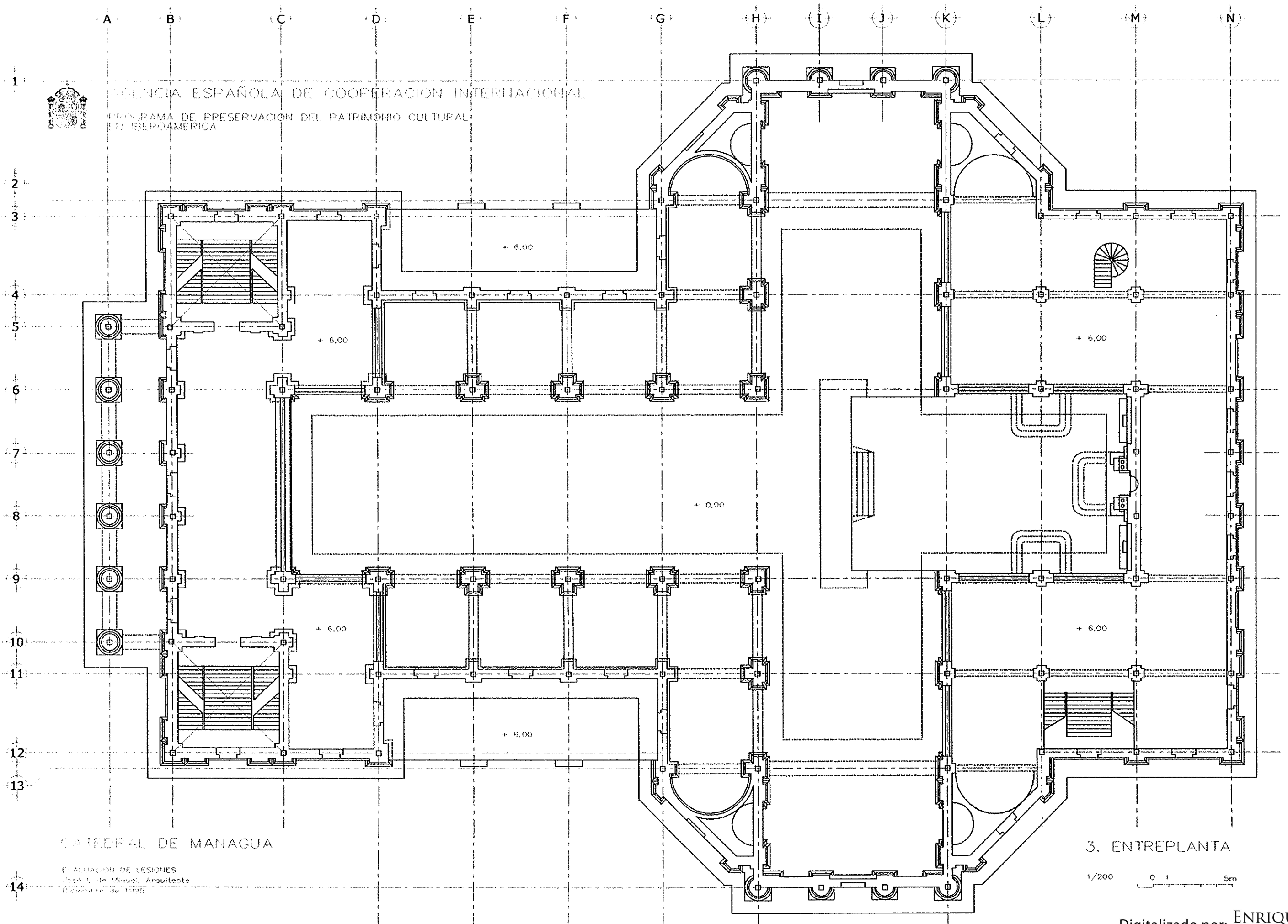
2. PLANTA BAJA

EVALUACION DE LESIONES
José L. de Miguel, Arquitecto
Diciembre de 1995

1/200 0 1 5m



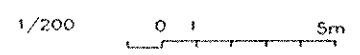
AGENCIA ESPAÑOLA DE COOPERACION INTERNACIONAL
PROGRAMA DE PRESERVACION DEL PATRIMONIO CULTURAL
IBERPOAMERICA



CAEDRAL DE MANAGUA

3. ENTREPLANTA

EVALUACION DE LESIONES
José L. de Miguel, Arquitecto
Diciembre 1975

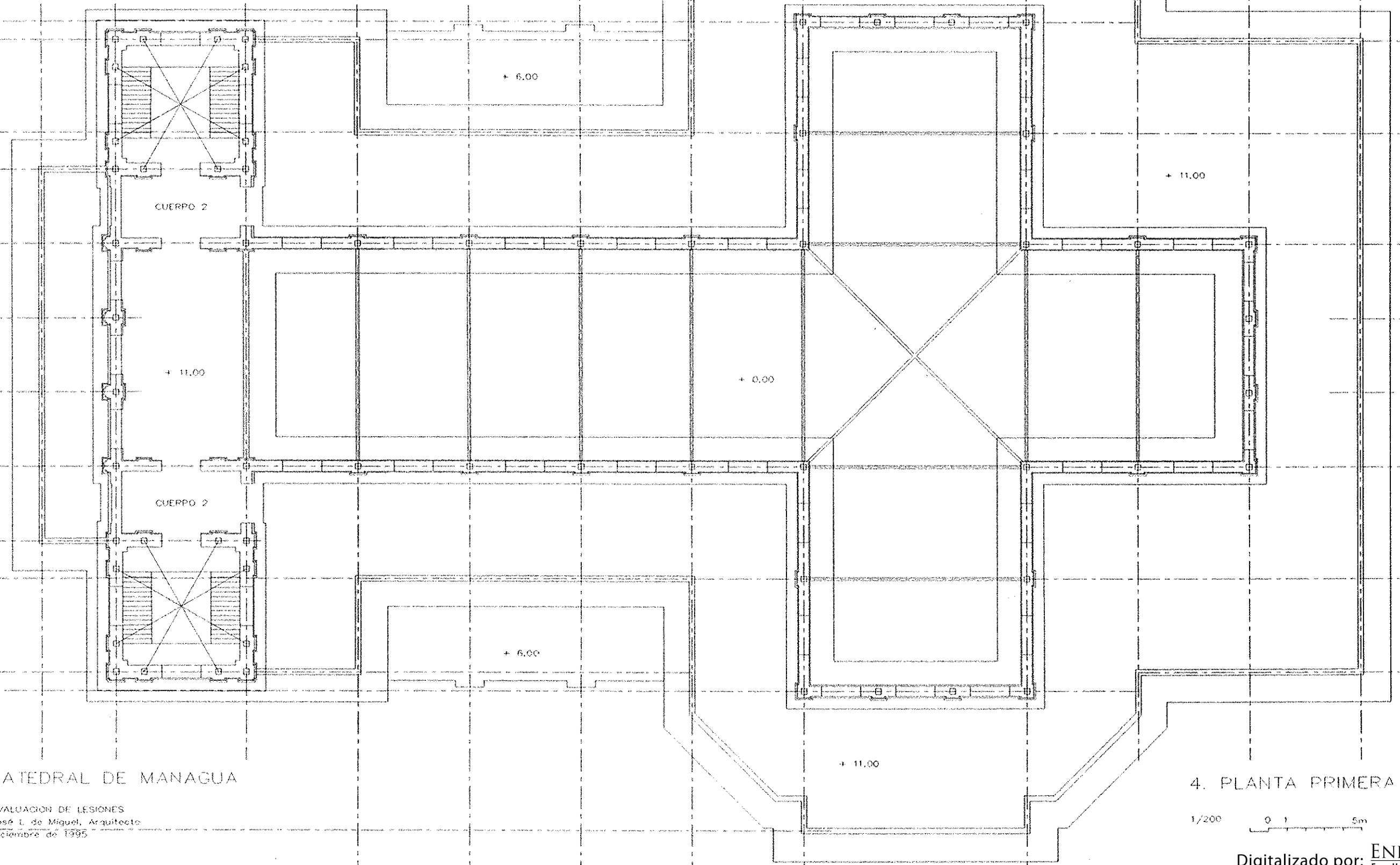


A B C D E F G H I J K L M N

1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14



AGENCIA ESPAÑOLA DE COOPERACION INTERNACIONAL
PROGRAMA DE PRESERVACION DEL PATRIMONIO CULTURAL
EN IBEROAMERICA



CATEDRAL DE MANAGUA

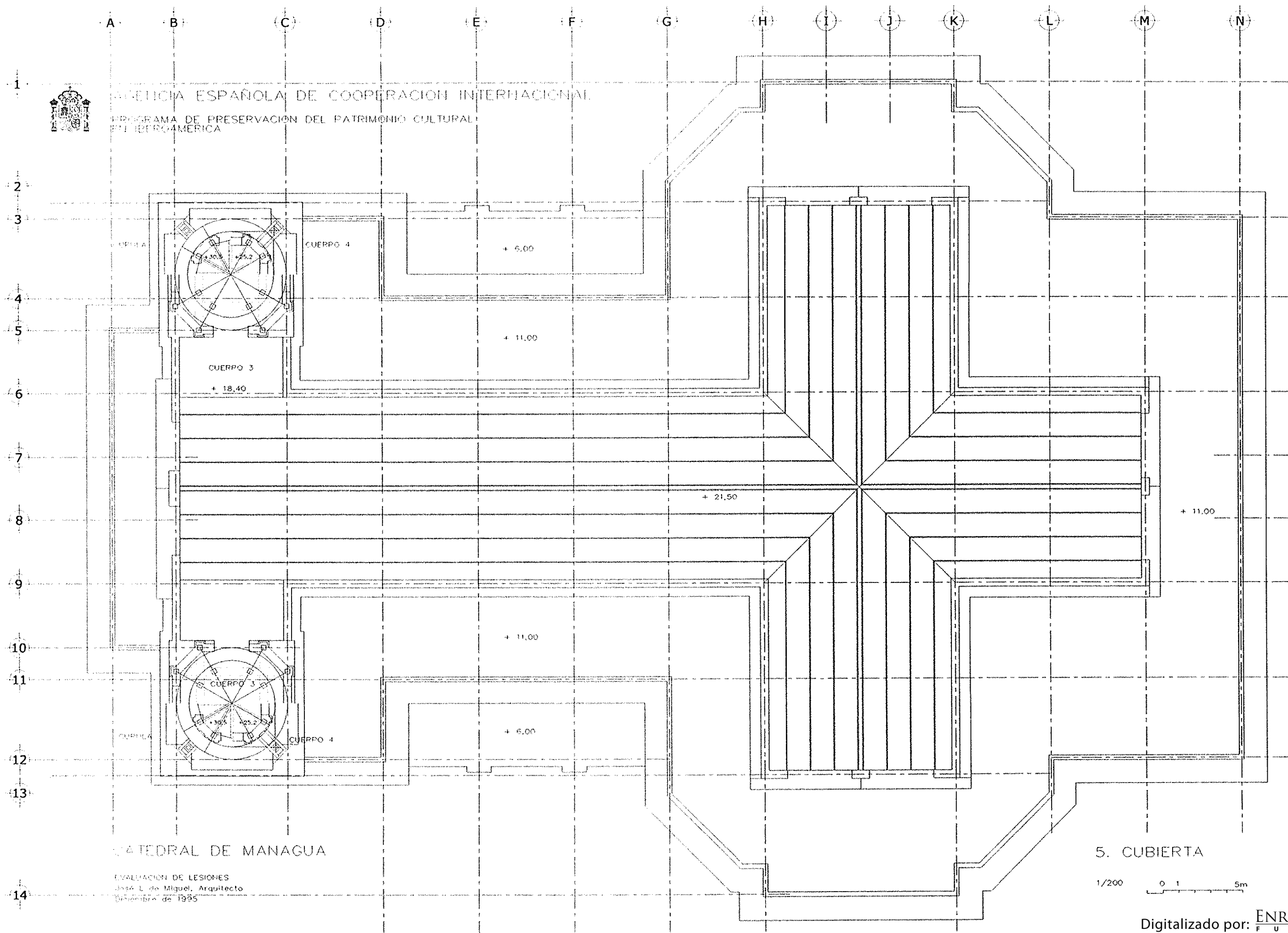
4. PLANTA PRIMERA

EVALUACION DE LESIONES
José L. de Miquel, Arquitecto
Diciembre de 1995

1/200 0 1 5m



AGENCIA ESPAÑOLA DE COOPERACION INTERNACIONAL
 PROGRAMA DE PRESERVACION DEL PATRIMONIO CULTURAL
 DE IBEROAMERICA



CATEDRAL DE MANAGUA

EVALUACION DE LESIONES
 José L. de Irujo, Arquitecto
 DISEÑADA en 1995

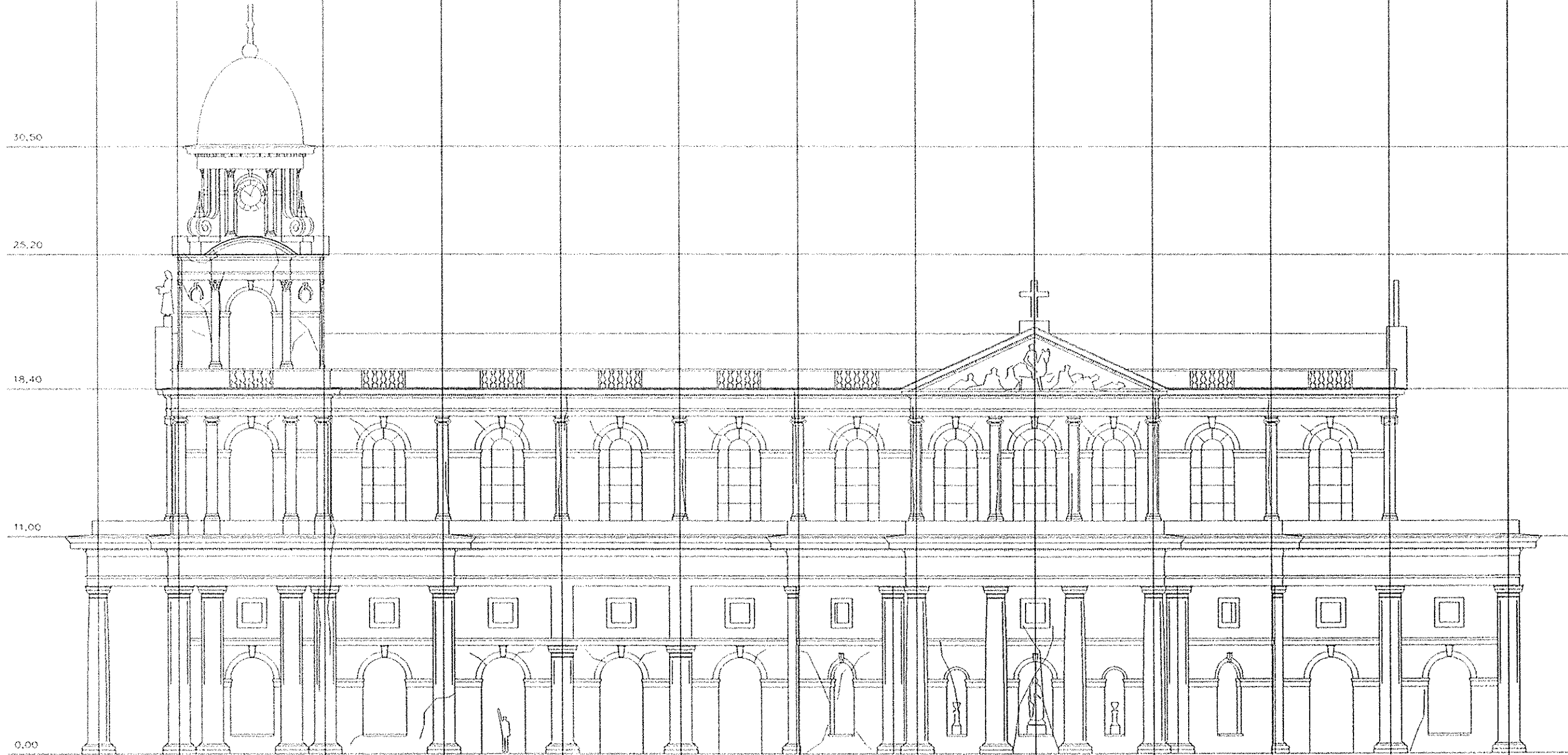
5. CUBIERTA

1/200 0 1 5m



AGENCIA ESPAÑOLA DE COOPERACION INTERNACIONAL

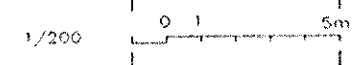
PROGRAMA DE PRESEVACION DEL PATRIMONIO CULTURAL
DE IBEROAMERICA



CATEDRAL DE MANAGUA

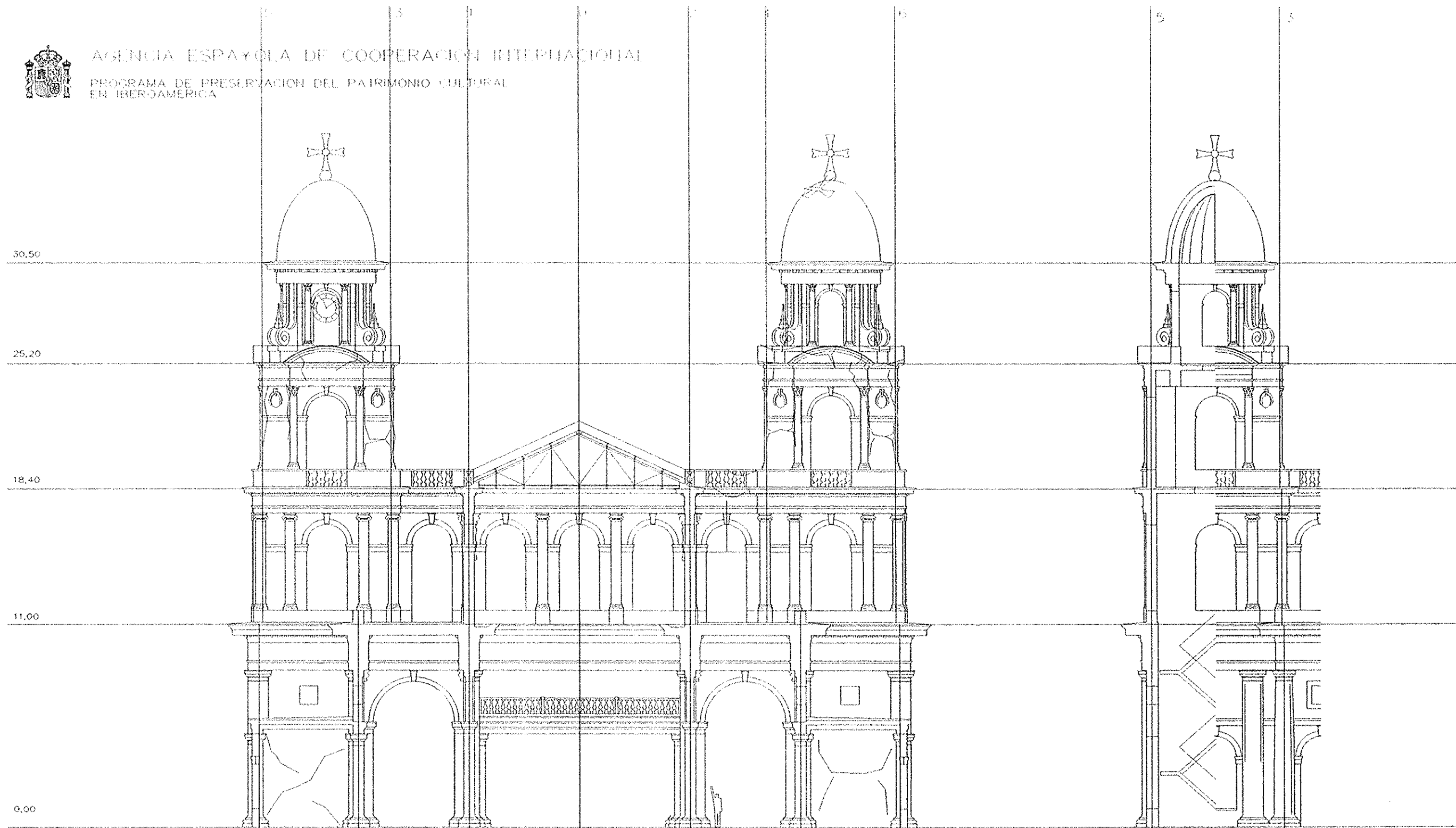
EVALUACION DE LESIONES
Jos? L. de Miguel, Arquitecto
Diciembre de 1995

7. ALZADO LATERAL
SUR





AGENCIA ESPAÑOLA DE COOPERACION INTERNACIONAL
 PROGRAMA DE PRESERVACION DEL PATRIMONIO CULTURAL
 EN IBEROAMERICA



POR NAVE POR TORRE

CATEDRAL DE MANAGUA

EVALUACION DE LESIONES
 Jos^o I. de Miguel, Arquitecto
 Diciembre de 1995

12. SECCION TRANSVERSAL
 NORTE-SUR

1/200 0 1 5m

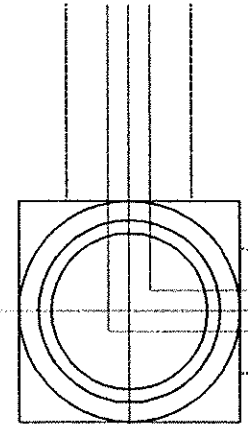
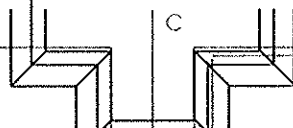
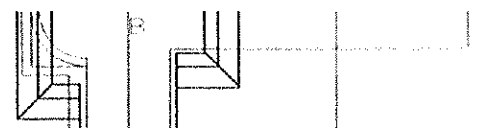
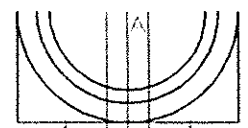
5 enero 1996

en A3 a 1:50 escalaf 2.0



AGENCIA ESPAÑOLA DE COOPERACION INTERNACIONAL

PROGRAMA DE PRESERVACION DEL PATRIMONIO CULTURAL EN IBEROAMERICA



CUARTO CUERPO
TERCER CUERPO
SEGUNDO CUERPO
PRIMER CUERPO

CATEDRAL DE MANAGUA

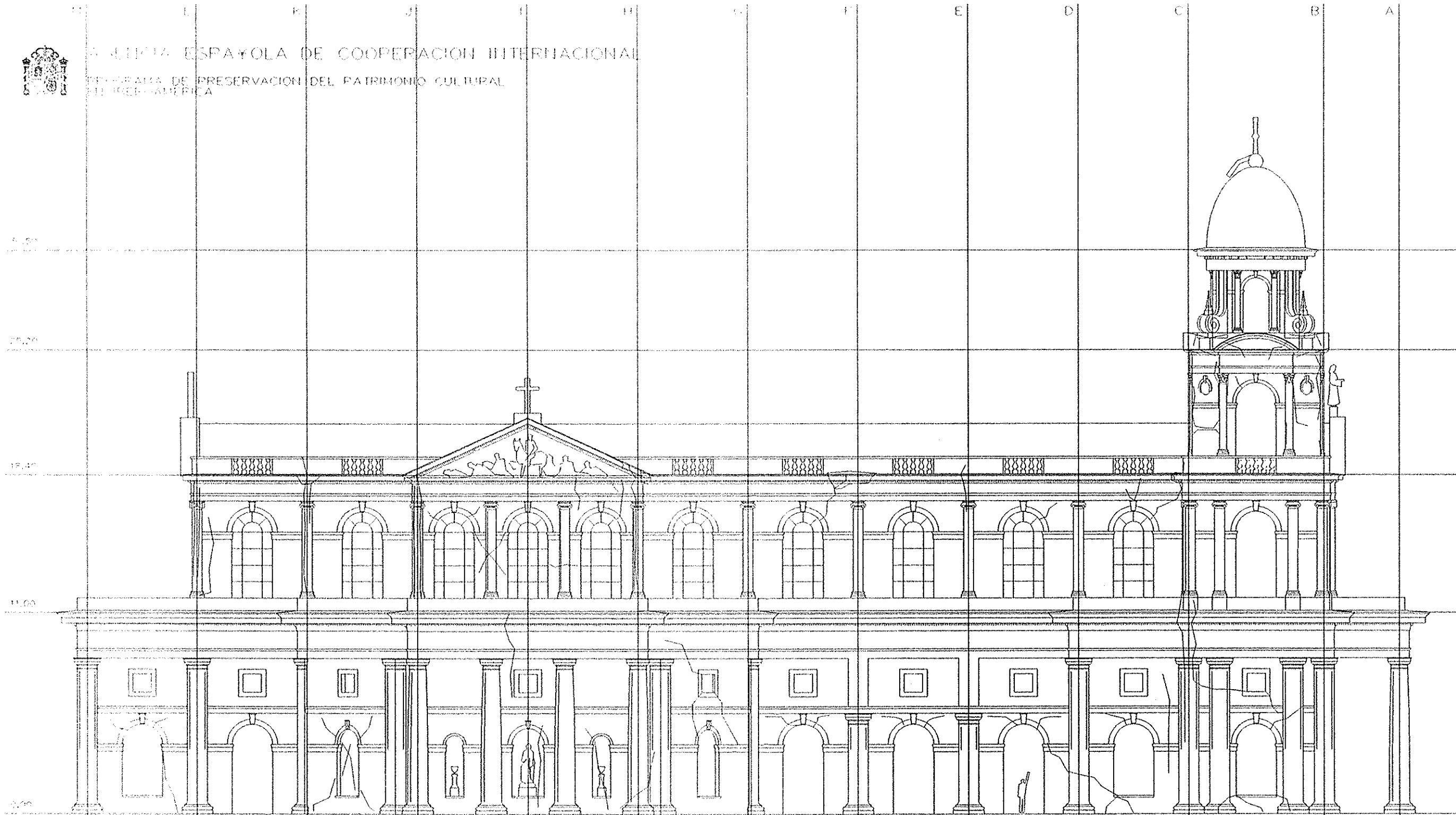
EVALUACION DE LESIONES
José L. de Miguel, Arquitecto
Diciembre de 1995

13. TORRE

1/50 0 1m



AGENCIA ESPAÑOLA DE COOPERACION INTERNACIONAL
PROGRAMA DE PRESERVACION DEL PATRIMONIO CULTURAL
EN IBEROAMERICA



CATEDRAL DE MANAGUA

EVALUACION DE LESIONES
José L. de Miguel, Arquitecto
Diciembre de 1995

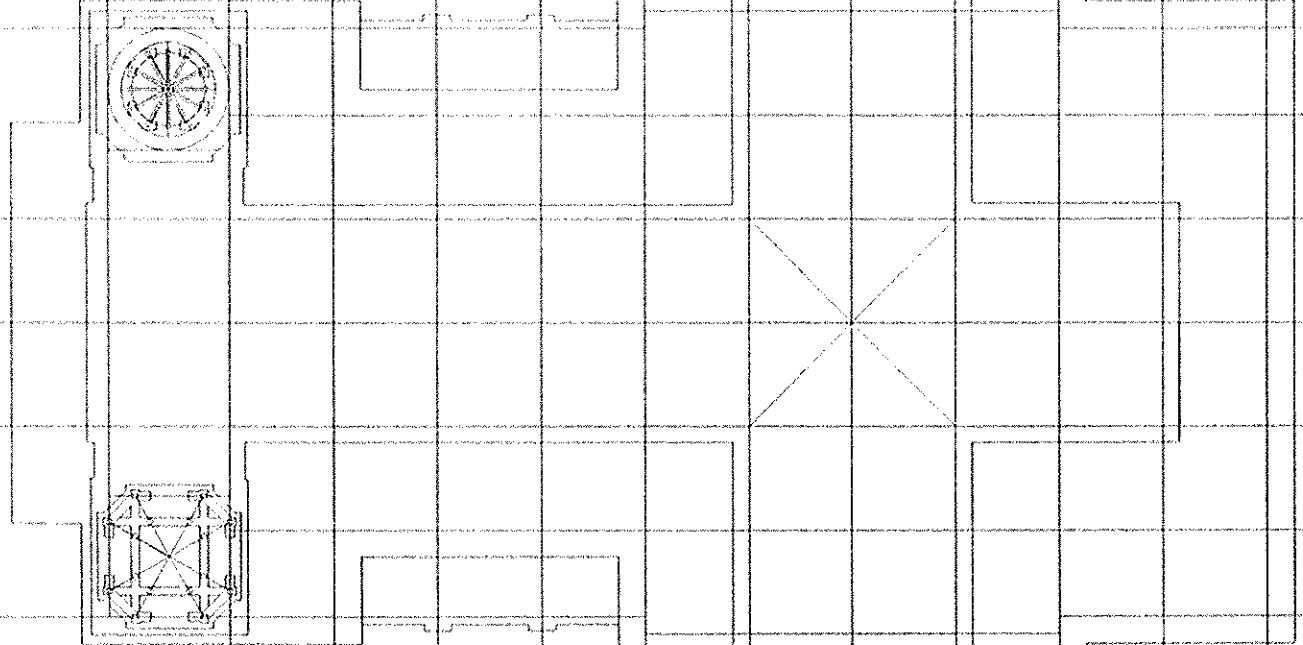
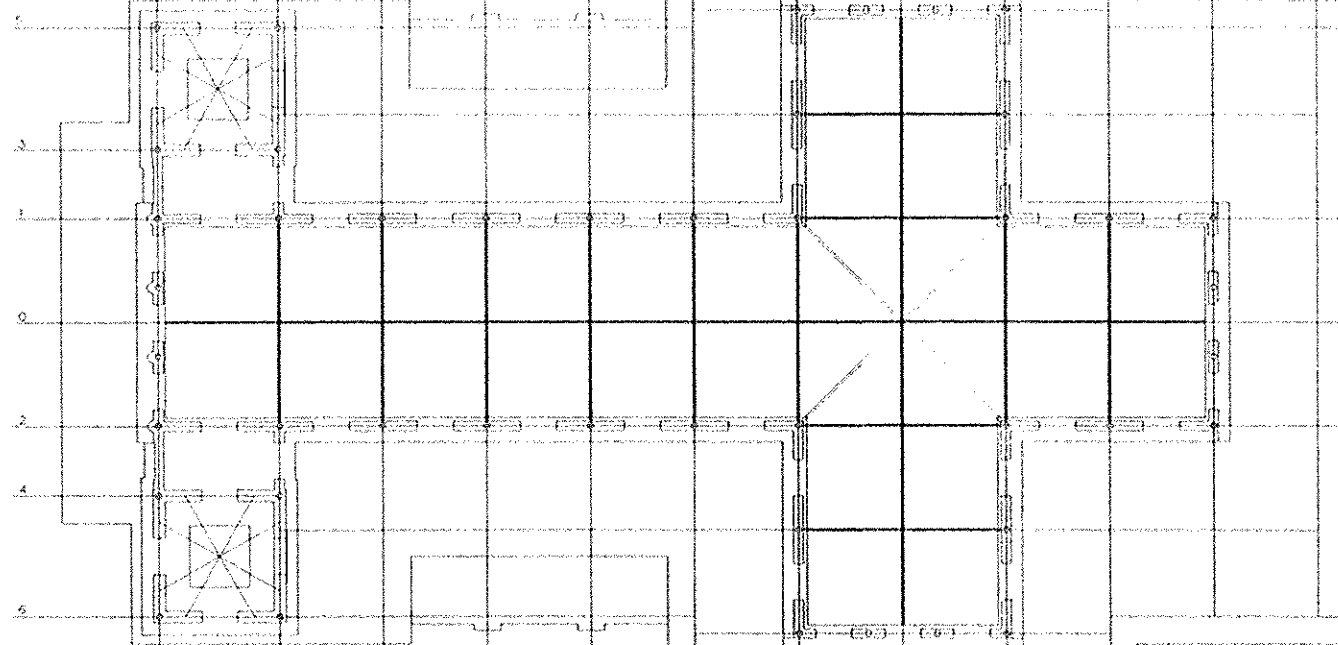
9. ALZADO LATERAL
NORTE

1/200 1 0 1 5m



AGENCIA ESPAÑOLA DE COOPERACIÓN INTERNACIONAL
PROGRAMA DE PRESERVACIÓN DEL PATRIMONIO CULTURAL
EN IBEROAMÉRICA

PLANTA CUARTA
Nivel 25,20 - 30,40



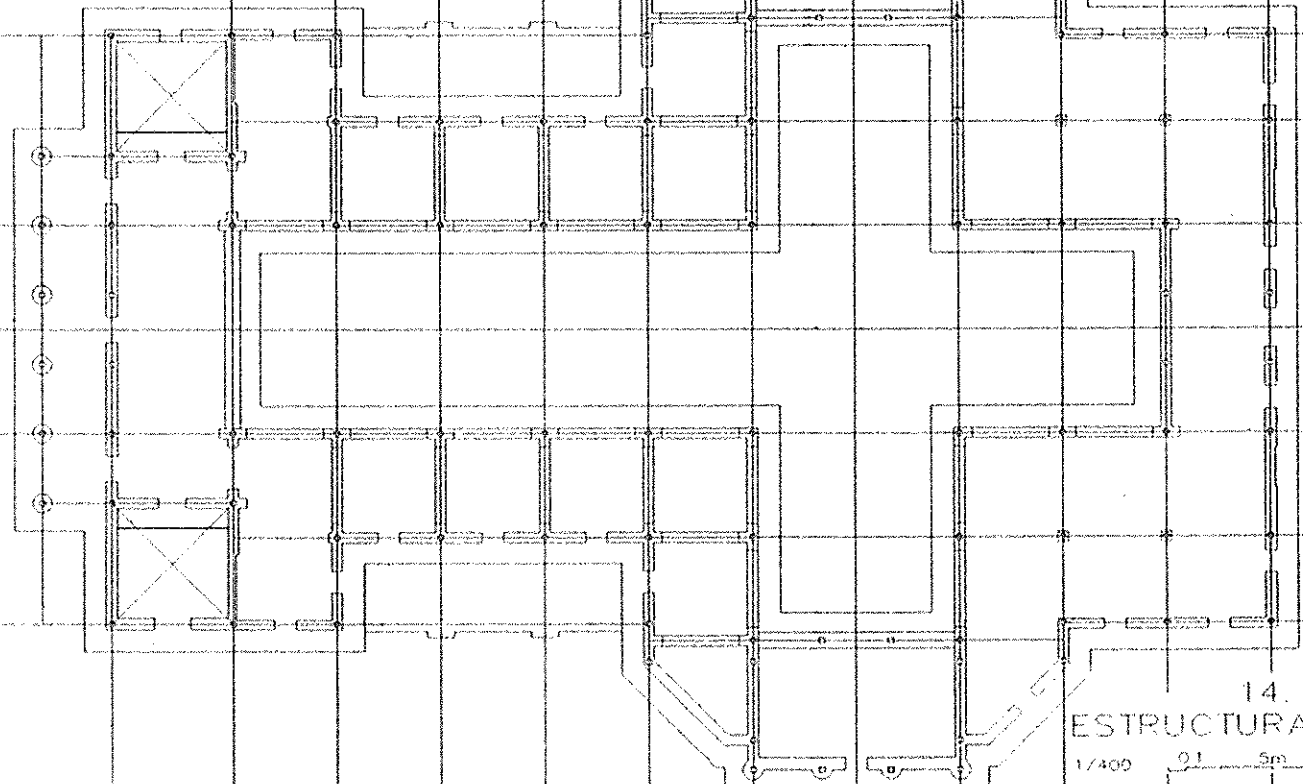
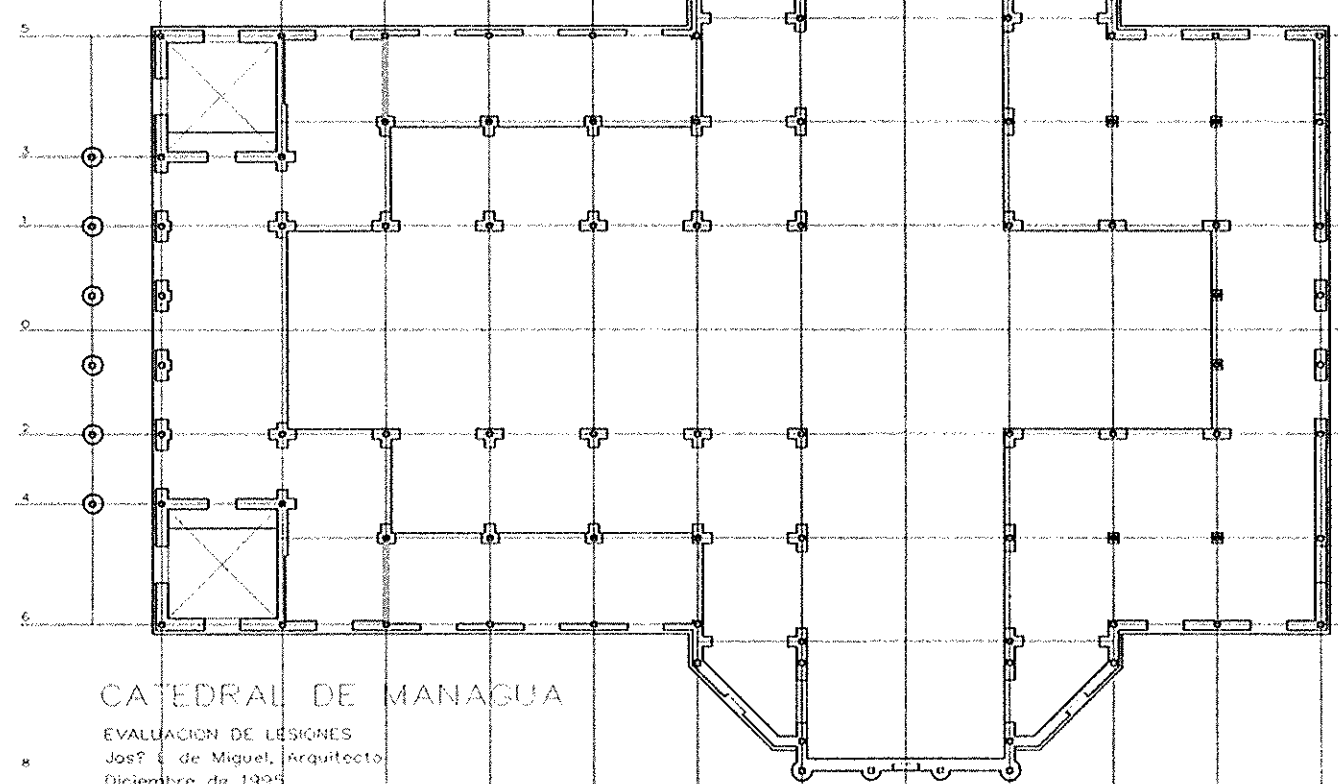
PLANTA SEGUNDA
Nivel 11,00 - 18,40

PLANTA TERCERA
Nivel 18,40 - 25,20



ENTREPLANTA
Nivel 0,00 - 6,00

PLANTA PRIMERA
Nivel 6,00 - 11,00



CATEDRAL DE MANAGUA

EVALUACIÓN DE LESIONES
José E. de Miguel, Arquitecto
Diciembre de 1995

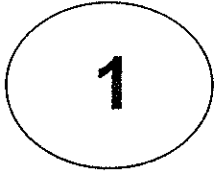
14.
ESTRUCTURA

1/400 0 5m

I N D I C E

1. ESTUDIO GEOLÓGICO – SÍSMICO DEL TERRENO DEL COLEGIO BAUTISTA MANAGUA. DR. MAURICIO DARCE RIVERA. GEÓLOGO CONSULTOR
2. INFORME DE RIESGO POR FALLAMIENTO GEOLÓGICO SUPERFICIAL DEL TERRENO DEL PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DEL EDIFICIO DE LA CANCELLERÍA DE LA REPÚBLICA DE NICARAGUA. DR. ING. MAURICIO DARCE RIVERA, GEOTÉCNICA. INGENIEROS CONSULTORES
3. ESTUDIO GEOLÓGICO – SÍSMICO DEL TERRENO DEL INSTITUTO DE MEDICINA LEGAL DE LA CORTE SUPREMA DE JUSTICIA MANAGUA. DR. MAURICIO DARCE RIVERA. GEÓLOGO CONSULTOR
4. INFORME DE RIESGO POR FALLAMIENTO GEOLÓGICO SUPERFICIAL DEL TERRENO DEL PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DEL MINISTERIO DE RELACIONES EXTERIORES DE LA REPÚBLICA DE NICARAGUA. DR. ING. MAURICIO DARCE RIVERA, GEOTÉCNICA. INGENIEROS CONSULTORES
5. ESTUDIO GEOLÓGICO – SÍSMICO DEL TERRENO DEL EDIFICIO DEL INSSBI CENTRAL. DR. MAURICIO DARCE RIVERA. GEÓLOGO CONSULTOR
6. ESTUDIO GEOLÓGICO Y RIESGO SÍSMICO POR FALLAMIENTO SUPERFICIAL. ING. NOEL RODRÍGUEZ V. GEÓLOGO CONSULTOR
7. ESTUDIO GEOLÓGICO PARA DETECCIÓN DE FALLAS, EN TERRENO DONDE SE PROYECTA OBELISCO EN LA PLAZA DE LA FE JUAN PABLO II. ING. GUSTAVO ALTAMIRANO TÓRREZ. GEÓLOGO CONSULTOR
8. INFORME DE RIESGO SÍSMICO POR FALLAMIENTO GEOLÓGICO SUPERFICIAL DEL TERRENO DEL PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DEL COMPLEJO JUDICIAL OCCIDENTAL DE MANAGUA. DR. MAURICIO DARCE RIVERA. GEÓLOGO CONSULTOR

ESTUDIO GEOLÓGICO – SÍSMICO DEL TERRENO DEL COLEGIO BAUTISTA
MANAGUA. DR. MAURICIO DARCE RIVERA. GEÓLOGO CONSULTOR



Estudio Geológico-Sísmico
del Terreno del Colegio Bautista
Managua

Por. Dr. Mauricio Darce Rivera
Geólogo- Consultor

Managua, 23 de Septiembre de 1991

1

Contenido:

- **Introducción**
- **Metodología**
- **Marco Geológico -Estratigráfico**
- **Zonificación Sísmica del terreno**
- **Conclusiones y Recomendaciones**
- **Referencias**
- **Lista de Figuras**

INTRODUCCION

El presente estudio geológico tiene como principal objetivo el de zonificar sísmicamente el terreno del **Colegio Bautista**, en base al riesgo por fallamiento geológico superficial, dicho terreno se ubica en el sector central de la ciudad de Managua (ver fig. 1).

METODOLOGIA

El proyecto consiste en la construcción de varias aulas adicionales y un Auditorio Central para el buen funcionamiento del Colegio. Desde el punto de vista del estudio sísmico se procedió a revisar y analizar los estudios geológicos previos que se habían realizado en las inmediaciones del área de estudio, encontrándose que prácticamente no existían estudios geológicos específicos relacionados al área que nos ocupa en ésta investigación. De acuerdo al mapa de fallas geológicas del MINVAH 1980 a escala 1: 10 000, el terreno en estudio estaría ubicado a unos 120 mts al SW del sistema de fallas denominado de **Los Bancos**, el cual está atravesando la parte central de la ciudad, hacia el sur se encuentra además el sistema de fallas de **Tiscapa**. (Ver Fig. 1). Para poder elaborar el análisis del riesgo sísmico por fallamiento geológico superficial se procedió a efectuar una excavación en la parte norte del terreno en sentido W-E (Ver Fig. 1), totalizando una longitud de 110 mts de zanjas con profundidades de 3.5 mts en promedio y de 1.0 mts de ancho, con el objetivo de poder intersectar cualquier lineamiento estructural que estuviese afectando al área en estudio.

3

Se procedió a levantar columnas estratigráficas del terreno así como perfiles geológicos muy detallados a escala tanto vertical como horizontal a 1:50 (Figuras 2 y 3), sobre la pared norte de la zanja una vez limpia y nivelada adecuadamente. Toda esta información posteriormente fue documentada para su respectivo análisis y finalmente en base a su interpretación se procedió a zonificar sísmicamente el terreno (Fig. 4).

ARCO GEOLÓGICO-ESTRATIGRÁFICO

El subsuelo de la ciudad de Managua es de características volcánicas de edad Holoceno-Pleistoceno, atravesado en dirección preferencial NE-SW por un sistema de fallas activas lo que incrementa el riesgo sísmico potencial de la ciudad al momento de acontecer eventos telúricos y tectónicos. El terreno en estudio se localiza en la parte central del sistema de fallas denominado Los Hornos-Tiscapa (Fig. 1). El terreno presenta una pendiente natural bastante nivelada y tiene un área aproximada de 27 000 m².

La litología más abundante es la de niveles de cenizas del grupo de Tiscapa (*Hpti*) (Ver Fig. 2) y constituyen junto con la toba de El Retiro (*Hrt*) y La Formación San Judas (*HSj*) las capas guías apropiadas para realizar el análisis sísmico del terreno (Fig 2). Estas capas fueron observadas sin ninguna deformación estructural o tectónica en las zanjas A-A' (Ver Fig. 3). Los niveles de lapilli de la Formación San Judas y los de tobas de la Formación El Retiro, que constituyen excelentes unidades guías para detectar deformación tectónica en Managua se observan sin ninguna perturbación estructural tanto en sentido horizontal como vertical.

ZONIFICACION SISMICA DEL TERRENO (Ver Fig. 4)

En base a la información técnica disponible y generada podemos zonificar sísmicamente al terreno de la siguiente manera (Ver Fig. 4):

Zona 1 Buena

Comprende prácticamente la mayor parte del terreno, ni en los perfiles geológicos de las zanjas ni en los afloramientos, se observan evidencias de fallamiento superficial, los principales estratos guías del terreno no muestran ninguna evidencia de perturbaciones ni interrupciones ni quiebres tectónicos y sus contactos son nítidos y claros, por lo tanto esta parte del área estudiada está sometida a riesgo sísmico normal y está apta para desarrollar el plan de construcción proyectado.

Zonas indefinidas

Comprenden aquellas partes del terreno que están fuera del alcance de esta investigación. Podrían existir fallas activas ocultas. Se requiere estudio geológico detallado para definir el uso del terreno.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- 1) No se encontraron evidencias de fallamientos geológicos activos en las excavaciones para el análisis de riesgo sísmico superficial, observándose continuidad estructural de los principales estratos que componen el subsuelo.
- 2) Las principales capas del terreno la componen niveles de cenizas del Grupo volcánico de Tiscapa en su parte inferior y de toba el Retiro y lapilli de la Formación San Judas en su parte superior, todos estos estratos son excelentes guías en el análisis de deformaciones tectónicas por...

2

eventos sísmicos y no se observan deformados ni afectados en los perfiles detallados de las trincheras exploratorias.

3) De acuerdo a los resultados de esta investigación el terreno clasificado como *zona 1 Buena*, que es la mayor parte del mismo, está apto para las construcciones proyectadas, se recomienda la realización de estudios de suelos para definir el tipo óptimo de desplantes y cimentaciones a utilizarse en el Proyecto.

Observaciones

-) Respetar la zonificación sísmica estimada para el terreno en estudio.
-) Atender Normas Sísmicas vigentes (Matriz de planeamiento de Desarrollo Urbano) para cada una de las zonas acá establecidas.

REFERENCIAS

Darce R Mauricio (1981) Estudio Geológico-Sísmico del terreno para la construcción de la Primera Iglesia Bautista de Managua. Archivo del MINVAH No 201.

MINVAH (1980) Plano de fallas de Managua. Escala 1: 10 000.

MINVAH (1980) Matriz de planeamiento de Desarrollo Urbano. Dirección de Desarrollo Urbano.

Woodward-Clyde Consultants (1975). Investigation of Active faulting in Managua, Nicaragua & Vicinity. VIMPU.

LISTA DE FIGURAS.

- 1)** Localización del área de estudio y su relación con las fallas geológicas del sector Escala 1. 10 000.
- 2)** Columna Estratigráfica Compuesta del Terreno del Colegio Bautista de Managua.
- 3)** Perfil geológico-estratigráfico A-A'. Escalas Vertical y Horizontal 1: 50.
- 4)** Zonificación sísmica del terreno del Colegio Bautista de Managua.

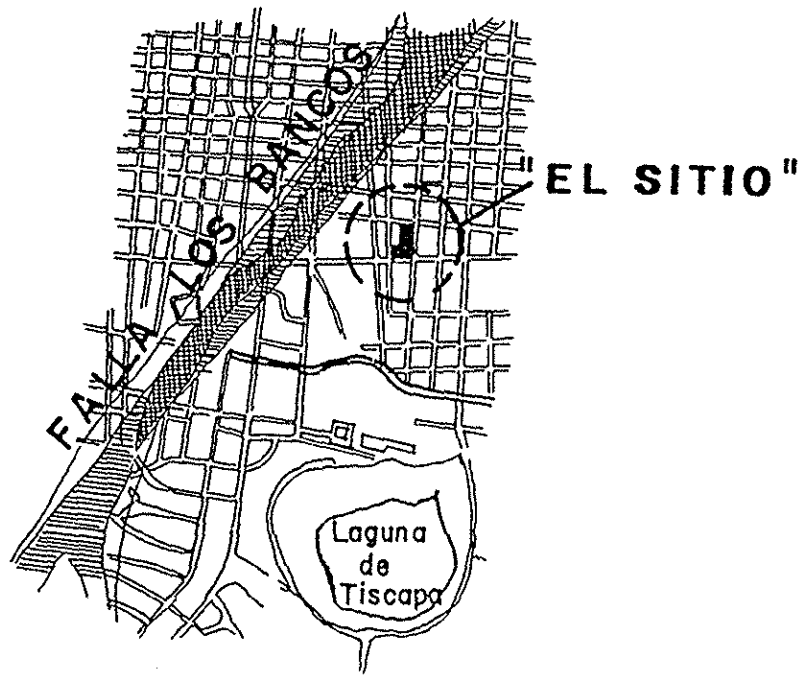


FIG -1 LOCALIZACION DEL AREA DE ESTUDIO Y
FALLAS LOCALES EXISTENTES ESC 1:10.000

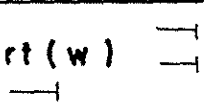

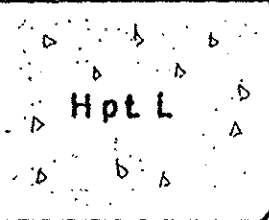
EDAD	ESPEORES (cms)	COLUMNA ESTRATIGRAFICA	DESCRIPCION
HOLOCENO	50 - 80	HS + Relleno	Suelo moderno + Relleno
	30 - 50	Hrt (w) 	Toba El Retiro meteorizada
	20 - 30	Hfs	Suelo fosil
	30 - 45	HSJ 	Formacion Sn Judas
	40 - 65	Hfs	Suelo fosil + Pomez
PLEISTOCENO	60 - 80	Hpt L (w)	Ceniza Tiscapa meteorizada
	>150	 Hpt L	Ceniza Tiscapa + lapilli

FIG.-2. COLUMNA ESTRATIGRAFICA COMPUESTA DEL TERRENO DEL COLEGIO BAUTISTA SIN ESCALA

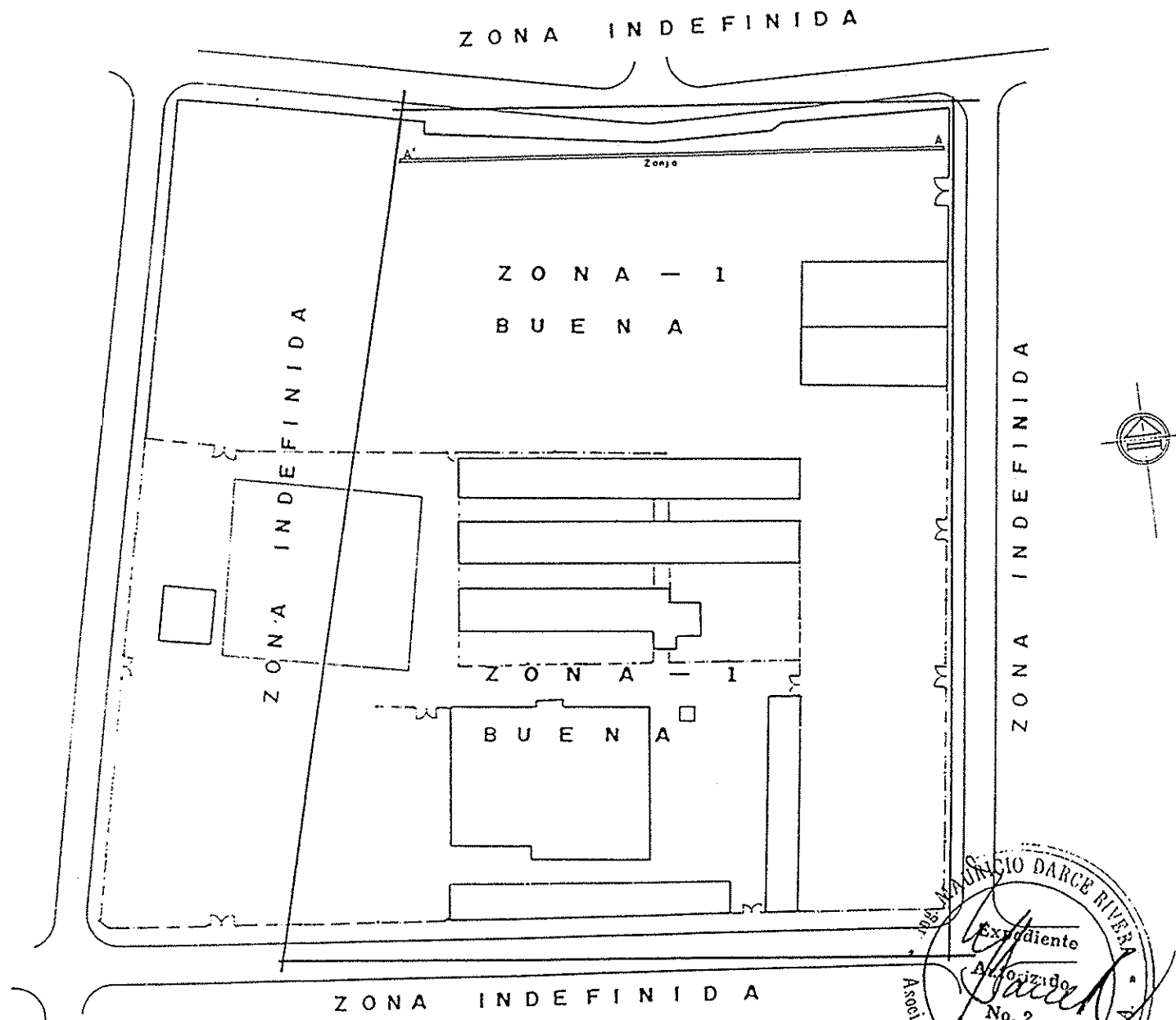


FIG-4 Zonificación Sísmica del Terreno del Colegio Bautista

ESCALA

1:500

DR. MAURICIO DARCE R. GEÓLOGO CONSULTOR

INFORME DE RIESGO POR FALLAMIENTO GEOLÓGICO SUPERFICIAL DEL
TERRENO DEL PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DEL EDIFICIO DE LA
CANCILLERÍA DE LA REPÚBLICA DE NICARAGUA

Informe de riesgo sísmico por fallamiento geológico superficial del terreno del Proyecto de Construcción del Edificio de La Cancillería de La República de Nicaragua.

**Por: Dr. Ing. Mauricio Darce Rivera
GeotecNica. Ingenieros Consultores**

Managua, Julio de 1999

Contenido:

- **Introducción**
- **Metodología**
- **Marco Geológico- Estratigráfico**
- **Zonificación sísmica del terreno**
- **Conclusiones y Recomendaciones**
- **Referencias**

- **Lista de Figuras:**

Fig. 1 Ubicación del área de estudio y fallas circundantes. Proyecto de Construcción del Edificio de La Cancillería de La República de Nicaragua. Escala aproximada 1: 10 000

Fig. 2 Columna estratigráfica compuesta del terreno Proyecto de Construcción del Edificio de La Cancillería de La República de Nicaragua

Fig. 4 Perfil geológico-estratigráfico de las trincheras geológicas exploratorias A-A' del terreno del Proyecto de Construcción del Edificio de La Cancillería de La República de Nicaragua Escala vertical y horizontal 1: 50

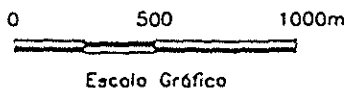
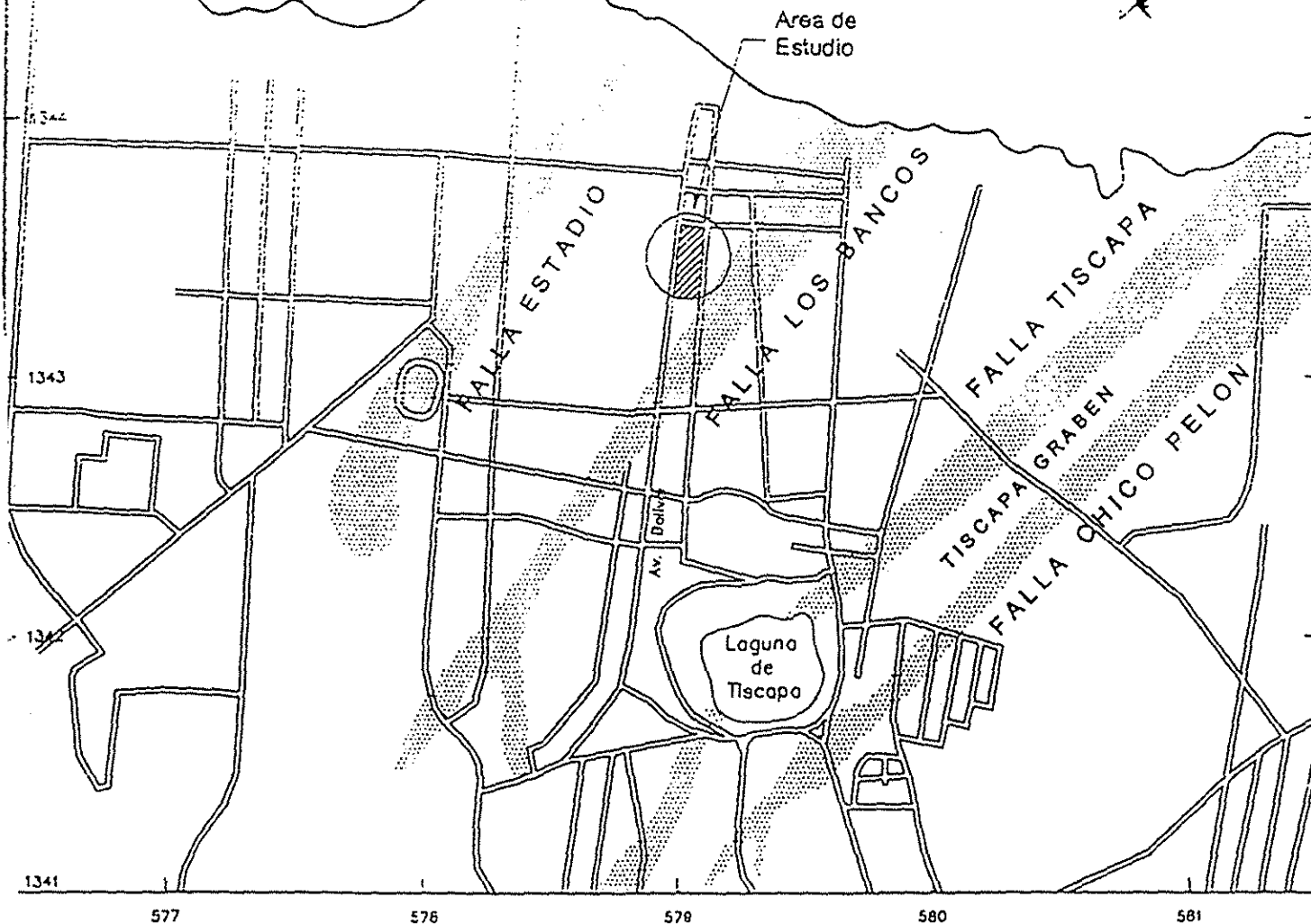
Fig. 5 Zonificación sísmica del terreno Proyecto de Construcción del Edificio de La Cancillería de La República de Nicaragua Escala 1: 1000

- ♦ **Anexo: Fotografías**

- ♦ Trincheras geológicas exploratorias A-A' del terreno del Proyecto de Construcción del Edificio de La Cancillería de La República de Nicaragua.

- ♦ Estratos de litología volcánica, no deformados y con yacencia sub-horizontal dentro de la trinchera geológica exploratoria en la parte norte del terreno del Proyecto de Construcción del Edificio de La Cancillería de La República de Nicaragua

LAGO DE MANAGUA



GeotecNica Ingenieros Consultores S.A.		DUERO: MINISTERIO DE RELACIONES EXTERIORES NICARAGUA	HECHO POR: Dr. M. Darce R Geólogo Consultor Lic. Op. MCT N° 334
PROYECTO: EDIFICIO DE LA CANCELLERIA DE LA REPUBLICA DE NICARAGUA		CONTENIDO: Fig. 1 - Ublcación del Area de Estudio y Fallas Geológicas Circundantes	
DIBUJO: S. Pérez G.	ESCALA: Indicada	FECHA: Julio / 99	

Marco geológico-estratigráfico.

El subsuelo de la ciudad de Managua está compuesto por depósitos volcánicos de edad ~~Holoceno-Pleistoceno~~ Pleistocénico, los cuales consisten en una serie de estratos de deposición sub-horizontal, ~~arenas, limos, arcillas, cenizas, tobáceas, alteradas, suelos fósiles, limo-arcillosos del~~ Grupo denominado Managua, el cual sobreyace en concordancia con el basamento tobáceo compacto del Grupo Las Sierras (TQPs). Este subsuelo de Managua está atravesado en dirección preferencial NE-SW por un sistema de fallas activas del tipo extensionales o normales lo que incrementa el riesgo sísmico potencial de la ciudad. Managua se localiza en medio de un Intergraben en un escenario dinámico de proceso de subducción tectónica en un Arco de Islas (Island Arc) de origen volcánico. (Darce, 1992). La distribución de los estratos y su su yacencia sub-horizontal, los constituyen en verdaderas capas guías para analizar con bastante confiabilidad, la ocurrencia o no de estructuras, tales como fallas, pliegues o fracturas que estén afectando a esta secuencia estratigráfica.

La litología más abundante en el terreno son los estratos de Toba El Retiro (Hrt-w), con intercalaciones de suelos areno-limosos (Hfs) , descansando en un basamento tobáceo compacto del Grupo Las Sierras (TQPs), todas estas unidades constituyen las capas guías apropiadas para realizar el análisis sísmico del terreno (Figuras 2 y 3). Se observó en la trinchera la ocurrencia de antiguos elementos estructurales como vigas y pilares de concreto que eran las fundaciones de antiguas construcciones que estaban erigidas en el sitio antes del terremoto de 1972, así como algún material removido superficialmente alrededor de estas estructuras para su emplazamiento.

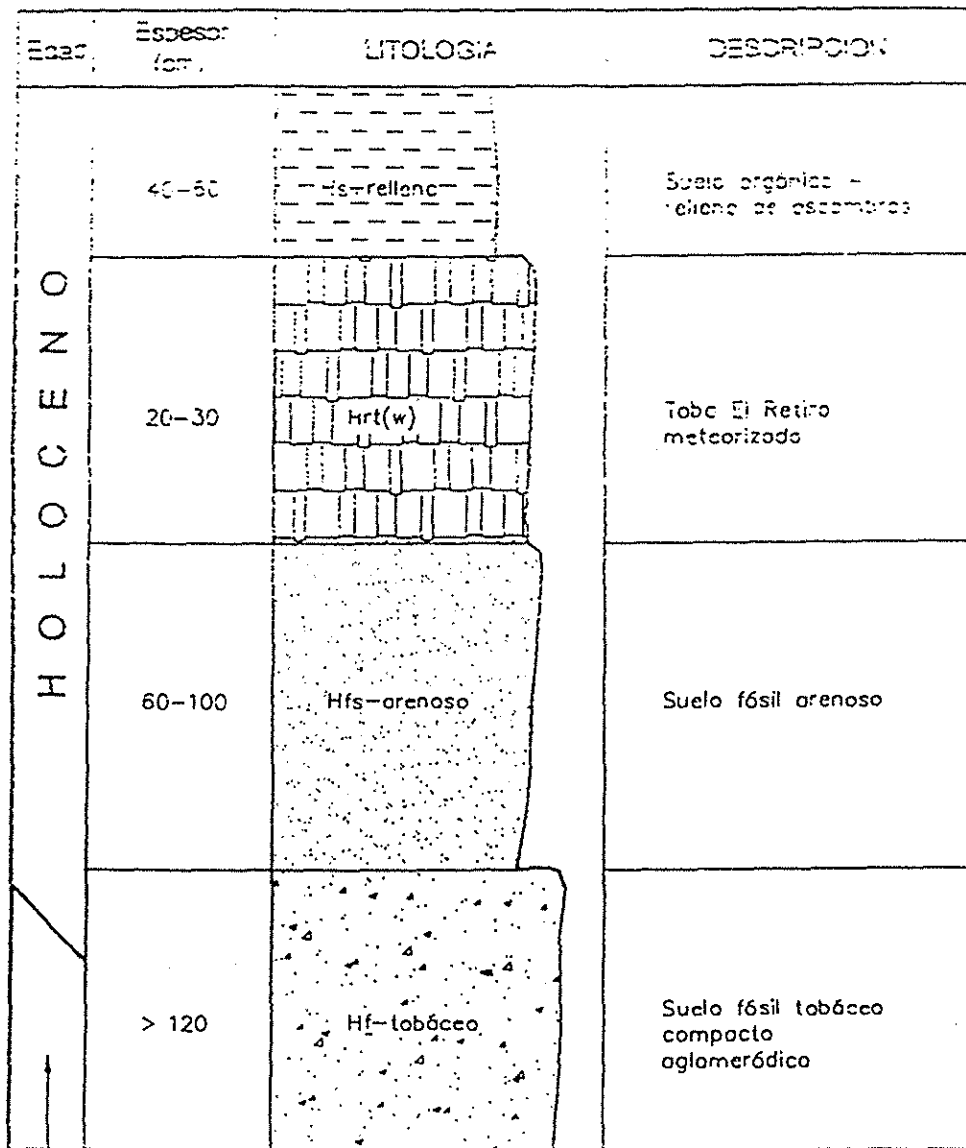
Los estratos estratigráficos guías como la de La Toba El Retiro (Hrt-w) fueron observados sin ninguna deformación tectónica en toda la trinchera efectuada, solamente se observaron deflexiones de algunos estratos por origen geomorfológico, erosivo o de no deposición de los mismos (hiatos).

ZONIFICACIÓN SÍSMICA DEL TERRENO

En base a la información técnica disponible podemos zonificar sísmicamente al terreno de la siguiente manera (Ver Fig. 4):

Zona 1 Buena:

Comprende toda parte del terreno analizado no se observan aquí evidencias de fallamientos ni de deformaciones por estructuras geológicas, esta parte del terreno está apta para las construcciones proyectadas y no existen acá fallamientos geológicos activos, hay continuidad horizontal y vertical de los principales estratos. Los contactos geológicos son claros y normales. El riesgo sísmico es normal. Los resultados de las interpretaciones geológicas y geofísicas no reflejan la ocurrencia de ningún fallamiento geológico



PLEISTOCENO

GeotecNica Ingenieros Consultores S.A.		DUÑO: MINISTERIO DE RELACIONES EXTERIORES NICARAGUA	HECHO POR:
PROYECTO: EDIFICIO DE LA CANCELLERIA DE LA REPUBLICA DE NICARAGUA		CONTENIDO: Fig. 2 - Columna Estratigráfica Compuesta del Terreno de Estudio	Dr. M. Darce R Geólogo Consultor Lic. Op. MCT N° 334
DIBUJO: S. Pérez G.	ESCALA: Sin Escala	FECHA: Julio / 99	

superficial que estuviese afectando al terreno. El terreno está apto para la construcción proyectada

Zonas Indefinidas:

Comprenden aquellas partes del terreno que están fuera del alcance de esta investigación. Podrían existir fallas activas ocultas. Se requiere estudio geológico detallado para definir el uso del terreno.

CONCLUSIONES

- ♦ No se encontraron evidencias de fallas geológicas ni de estructuras que estuviesen afectando al terreno de estudio, únicamente se encontraron algunas deflexiones de estratos por origen geomorfológico y de erosión. El terreno está apto para las construcciones planificadas.
- ♦ La litología más abundante en el terreno son los estratos de suelos limo arenosos (Hfs) Toba El Retiro (Hrt-w), y el basamento de toba Las Sierras (TQPs), todas estas unidades constituyen las capas guías apropiadas para realzar el análisis sísmico del terreno
- ♦ En base a estudios tecto-sísmicos en los alrededores del terreno podemos decir que la magnitud del terremoto máximo posible que pudiese ocurrir en el área sería de aproximadamente de 6.4 en la escala de Richter con 0.30 g de aceleración del suelo a nivel de basamento y con 20 segundos de duración. Esto es el análisis del movimiento sísmico generado en cualquiera de las dos fallas próximas al terreno: **Estadio y Los Bancos**, ya que a pesar de que tienen diversas longitudes, tienen diferentes desplazamiento y el terreno se ubica aproximadamente a unos 300 m de distancia a cada una de ellas. (Darce, 1999)

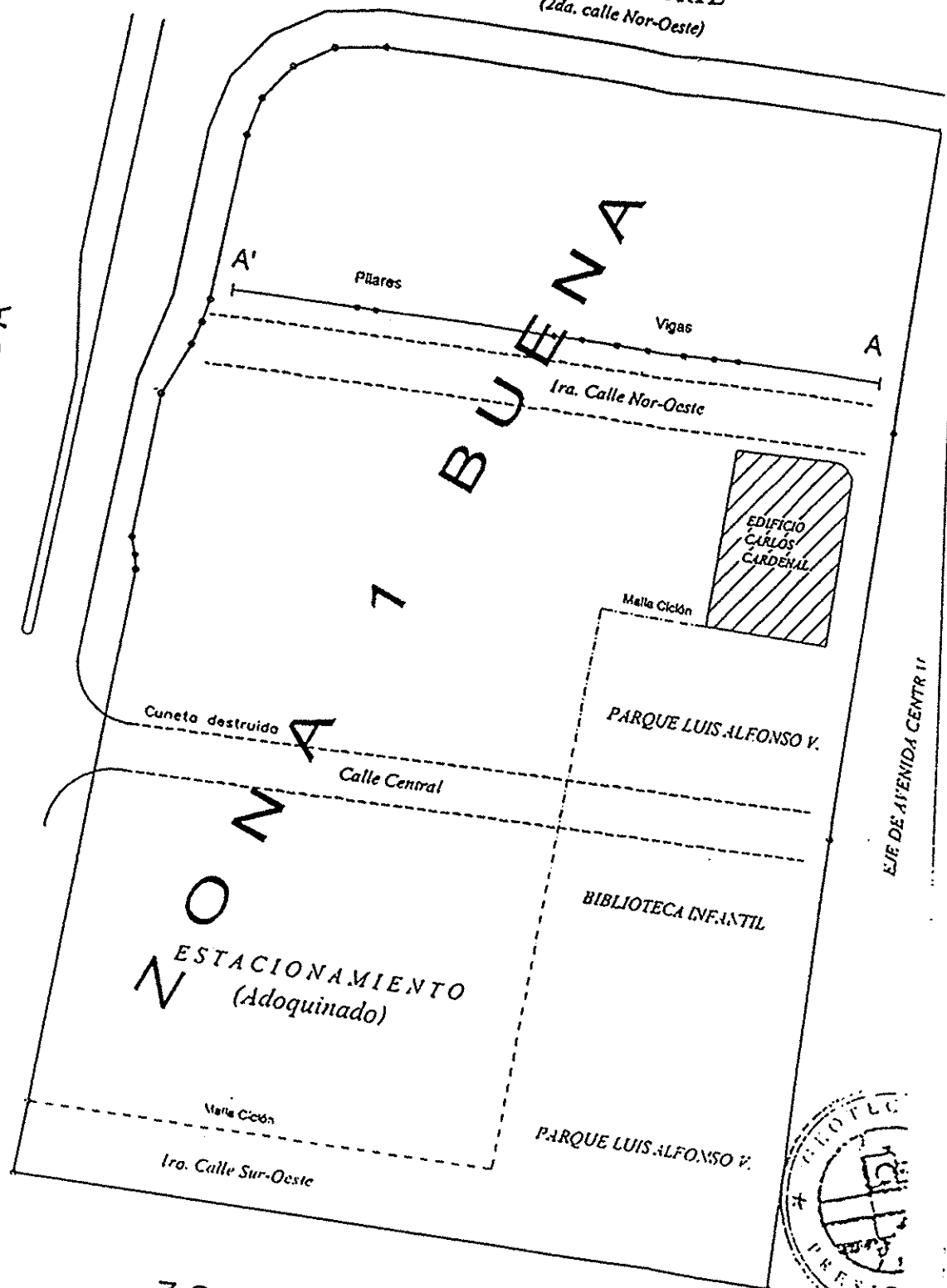
RECOMENDACIONES.

- ♦ **Respetar la zonificación sísmica estimada para el terreno en estudio.** Hay que tomar en cuenta la existencia, a relativa distancia de fallamientos activos (Sistema de fallas **Estadio-Los Bancos**)
- ♦ Atender normas sísmicas vigentes (**Matriz de Planeamiento de Desarrollo Urbano**) para cada una de las zonas acá establecidas y construir de acuerdo al **Código de Construcción** vigente y con una adecuada supervisión en el control de obras y materiales a ser usados.
- ♦ Realizar estudio geotécnico para soporte al diseño óptimo del sistema de fundaciones y estabilidad de los suelos. Debe tenerse cuidado con los escombros existentes antes del emplazamiento estructural nuevo, éstos deben de ser previamente tratados o mejorar las condiciones del suelo en donde existan



ZONA INDEFINIDA

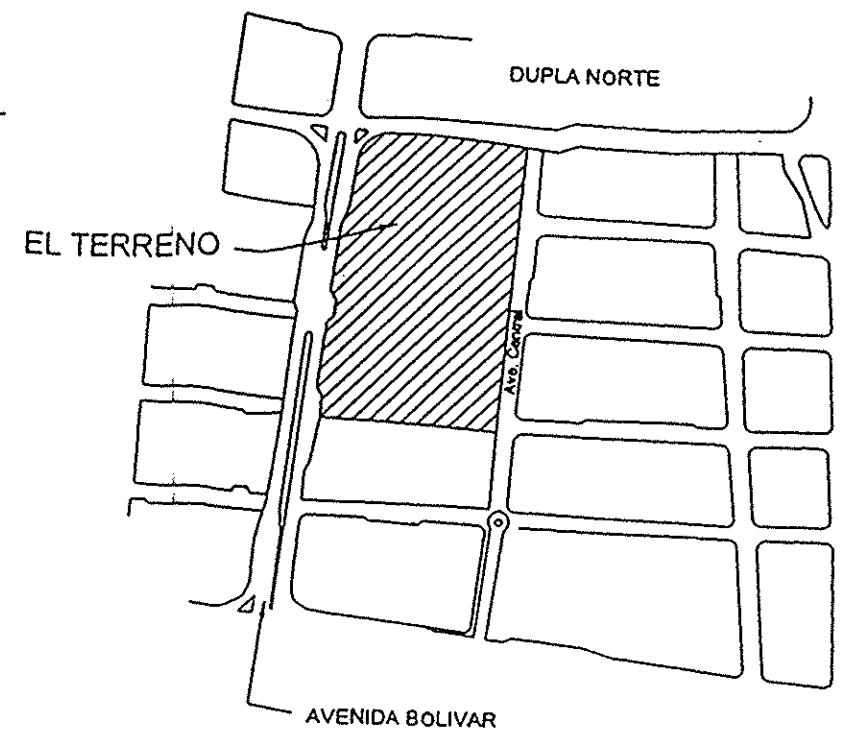
AVENIDA BOLIVAR



ZONA INDEFINIDA



ZONA INDEFINIDA



PLANO DE LOCALIZACION

Escala 1:5,000



GeotecNica Ingenieros Consultores S.A.		DUÑO: MINISTERIO DE RELACIONES EXTERIORES NICARAGUA	HECHO POR:
PROYECTO: EDIFICIO DE LA CANCELLERIA DE LA REPUBLICA DE NICARAGUA		CONTENIDO: Fig. 4 - Zonificación Sísmica del Terreno de Estudio	Dr. M. Darce R Geólogo Consultor Lic. Op. MCT N° 334
DIBUJO: S. Perez G.	ESCALA: 1:1,000	FECHA: Julio / 99	

REFERENCIAS

Darce M (1992) Riesgos Sísmicos y materiales de Construcción del área de Managua y sus alrededores. Colegio de Ingenieros de Nicaragua. CIN

Darce M (1995) Estudio geológico de riesgos sísmicos en el terreno del INSSBI Central. DEPSA

Darce (1999) Informe de riesgo sísmico por fallamiento geológico superficial del terreno de La Emplanada de Tiscapa Este, Managua. Ingenieros Filadelfo Chamorro y Asociados.

MINVAH (1980) Plano de fallas de Managua. Escala 1:10000.

MINVAH (1980) Matriz de planeamiento de Desarrollo Urbano.
Dirección de Desarrollo Urbano.

Woodward-Clyde Consultants (1975) Investigation of Active faulting in Managua, Nicaragua & Vicinity. VIMPU.

ANEXO: Fotografías



Estratos de litología volcánica, no deformados y con yacencia sub-horizontal dentro de la trinchera geológica exploratoria en la parte norte del terreno del Proyecto de Construcción del Edificio de La Cancillería de La República de Nicaragua



Trinchera geológica exploratoria A-A' del terreno del Proyecto de Construcción del Edificio de La Cancillería de la República de Nicaragua

ESTUDIO GEOLÓGICO – SÍSMICO DEL TERRENO DEL INSTITUTO DE
MEDICINA LEGAL DE LA CORTE SUPREMA DE JUSTICIA MANAGUA

**Estudio Geológico-Sísmico del Terreno del
Instituto de Medicina Legal de la Corte
Suprema de Justicia, Managua**

**Por: Dr. Mauricio Darce Rivera
Geólogo Consultor.**

Managua, 3 de julio de 1997

1

Contenido:

- Introducción
- Metodología
- Marco Geológico -Estratigráfico
- Zonificación Sísmica del terreno
- Conclusiones y Recomendaciones
- Referencias
- Lista de Figuras
- Fotos

INTRODUCCION

A petición del **del Arquitecto Rodrigo Lacayo R y del Ing. E. López del Departamento de Asistencia Técnica de La Corte Suprema de Justicia.**, se procedió a efectuar el presente estudio geológico que tiene como principal objetivo el de **zonificar sísmicamente** al terreno en donde se construirá **El Instituto de Medicina Legal** el cual está ubicada en el centro de la ciudad de Managua (Ver Fig. 1).

METODOLOGIA

El terreno de estudio se encuentra en la parte central de la ciudad de Managua, al borde de lineamientos estructurales activos que presentan rumbos generales **NE-SW**, y **están asociados al sistema de fallas denominado del Estadio.**

Desde el punto de vista sísmico se procedió a revisar y analizar los **trabajos geológicos previos** que se habían realizado en las inmediaciones del área de estudio, los cuales se utilizaron como referencias para estas investigaciones, además se programó la ejecución de aproximadamente 82 metros lineales de una trinchera exploratoria (A-A'), en la parte sur del terreno investigado, de 3.0 m de profundidad promedio y 0.60 m de ancho con rumbo general E/W, (Ver Figuras 3 y 4), a fin de poder detectar si fuere el caso, cualquier **lineamiento estructural activo** que estuviese afectando al terreno.

Luego se levantaron detalladamente los **perfiles geológicos-estratigráficos** en la pared norte de las excavaciones y con estos datos de campo se hicieron las correspondientes interpretaciones para poder **zonificar sísmicamente al terreno.** Toda esta Normativa es la que se utiliza para este tipo de investigaciones y de acuerdo con la

Dirección General de Urbanismo de la Alcaldía de Managua e INETER.

MARCO GEOLÓGICO-ESTRATIGRÁFICO

El subsuelo de la ciudad de Managua es de características volcánicas de edad Holoceno-Pleistoceno, atravesado en dirección preferencial NE-SW por un sistema de fallas activas del tipo extensionales o Normales lo que incrementa el riesgo sísmico potencial de la ciudad al momento de acontecer eventos telúricos y tectónicos. Managua se localiza en un intergraben con un modelo dinámico de proceso de subducción tectónica en un arco de Islas de origen volcánico (Derce, 1992).

La litología más abundante en el terreno es la de Toba El Retiro (Hrt w), suelos fósiles y tobáceos todas estas unidades pertenecen al Grupo Holocénico denominado Managua, todos estos estratos constituyen las capas guías apropiadas para realizar el análisis sísmico del terreno (Figs. 2 y 3).

Estas capas fueron observadas sin ninguna deformación estructural o tectónica en la zanja A-A'.

ZONIFICACION SISMICA DEL TERRENO

En base a la información técnica disponible podemos zonificar sísmicamente al terreno de la siguiente manera (Ver Figs. 4 y 5):

Zona Buena

Comprende todo el terreno analizado no se observan aquí evidencias de fallamientos ni de deformaciones por estructuras geológicas, esta parte del terreno está apto para las construcciones proyectadas y no existen acá fallamientos geológicos activos, hay continuidad horizontal y vertical de los principales estratos. Los contactos geológicos son claros. El riesgo sísmico es normal.

Zonas indefinidas

Comprenden aquellas partes del terreno que están fuera del alcance de esta investigación. Podrían existir fallas activas ocultas. Se requiere estudio geológico detallado para definir el uso del terreno.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Conclusiones:

1) No se encontraron evidencias de fallas geológicas ni de estructuras que estuviesen afectando al terreno de estudio en lo relativo a la Zona I Buena, por lo que este está apto para el desarrollo del Proyecto de construcción en esta parte del terreno. Solamente se observaron algunas flexuras estructurales, manifiesta sobre todo en la Toba de el Retiro (Hrt-w), no llegando a producir fracturas por lo que su extensión lateral es continua y sin desplazamientos evidentes. El Riesgo sísmico es normal.

2) Las principales capas del terreno la componen Toba El Retiro (Hrt-w), suelos fósiles arenosos -limosos y Tobáceos compactos con clastos de basaltos.

Recomendaciones:

1) Respetar la zonificación sísmica estimada para el terreno en estudio. Hay que tomar en cuenta la existencia a relativa distancia de fallamientos activos (Falla Estadio).

2) Atender Normas Sísmicas vigentes (Matriz de planeamiento de Desarrollo Urbano) para cada una de las zonas acá establecidas y construir de acuerdo al Código de Construcción vigente y con una adecuada supervisión en el control de obras y materiales a ser usados.

3) Es recomendable de realizar estudios geotécnicos o de mecánica de suelos en el terreno para su debida estabilización y la obtención de parámetros a tomar en cuenta para los adecuados niveles de desplantes y cimentaciones

REFERENCIAS

Barce M (1992) Riesgos sísmicos y Materiales de Construcción del área de Managua y sus alrededores. **Colegio de Ingenieros de Nicaragua. CIN.**

Barce M (1997) Aspectos Geológicos de Nicaragua. Revista I+A de ANIA, Edición 54, 40 Aniversario. Managua, Nicaragua.

MINURAH (1980) Plano de fallas de Managua. Escala 1: 10 000.

MINURAH (1980) Matriz de planeamiento de Desarrollo Urbano. Dirección de Desarrollo Urbano.

Woodward-Clyde Consultants (1975). Investigation of Active faulting in Managua, Nicaragua & Vicinity. VIMPU. Woodward- Lundgren & Associates. Study of

LISTA DE FIGURAS

- 1) Ubicación del terreno del Instituto de Medicina Legal de La CSJ. Escala aprox. 1:10 000.
- 2) Columna estratigráfica Compuesta del terreno del Instituto de Medicina Legal de La CSJ.
- 3) Perfil geológico-estratigráfico de la zanja A-A'. Escala vertical y Horizontal 1:50.
- 4) Zonificación Sísmica del terreno del Instituto de Medicina Legal de La CSJ. Escala 1: 200.

Fotos

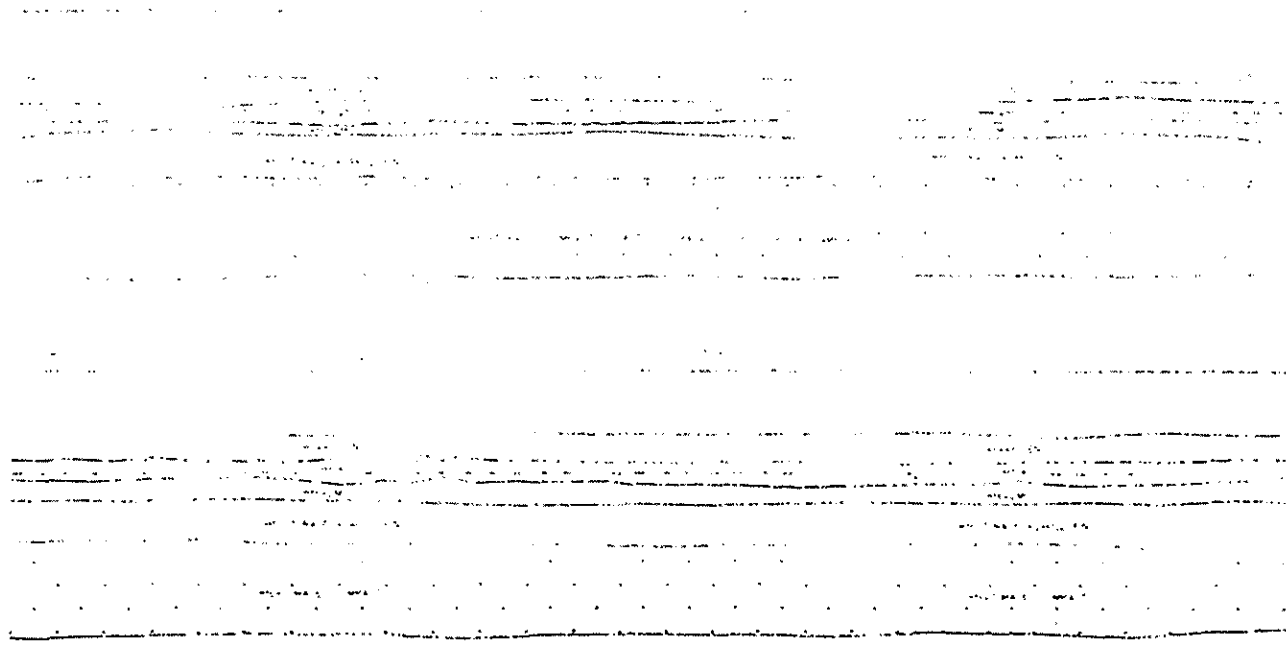


MANAGUA-NICARAGUA	
FIG. 1 LOCALIZACION DEL AREA DE ESTUDIO	
REALIZO: DR. M. DARCE R. GEOLOGO CONSULTOR LIC. OP. MCT # 334 TEL. 088-20167	OIBUJO: S. PEREZ G.
	ESCALA: SIN ESCALA
	FECHA: JULIO/1997

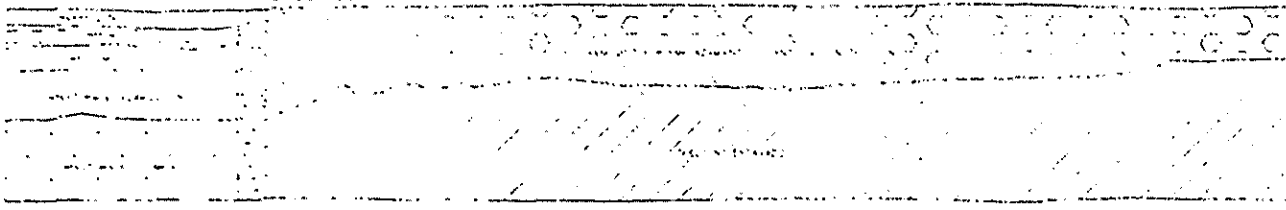
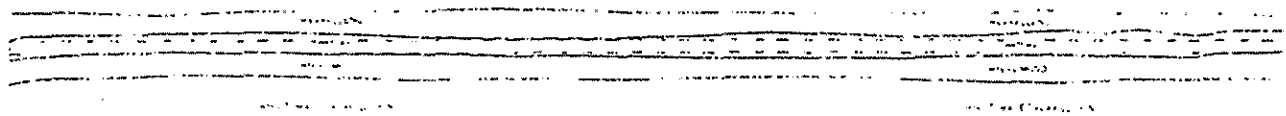
PERIODO	ESPESOR cms	LITOLOGIA	DESCRIPCION
H O L O C E N O	25-40	Hs+RELLENO	SUELO ORGANICO RECIENTE+RELLENO
	20-45	Hrt(w)	FORMACION TOBA EL RETIRO METEORIZADA
	20-45	Hfs-LIMOSO	SUELO FOSIL LIMOSO
	50-75	Hfs+LAPILLI FINO	SUELO FOSIL+LAPILLI FINO SUBREDONDEADO
	>100	Hfs+TOBA	SUELO TOBACEO COMPACTO CON CLASTOS DE BASALTOS SUBANGULARES CON DIAMETRO .10 cms.

FIG.2 COLUMNA ESTRATIGRAFICA COMPUESTA
DEL AREA DE ESTUDIO

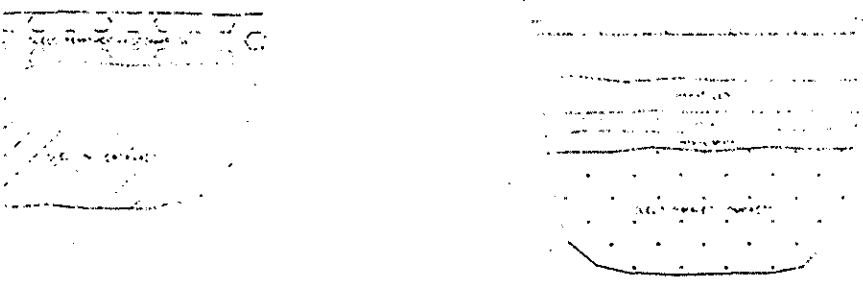
ZANJA A - A'



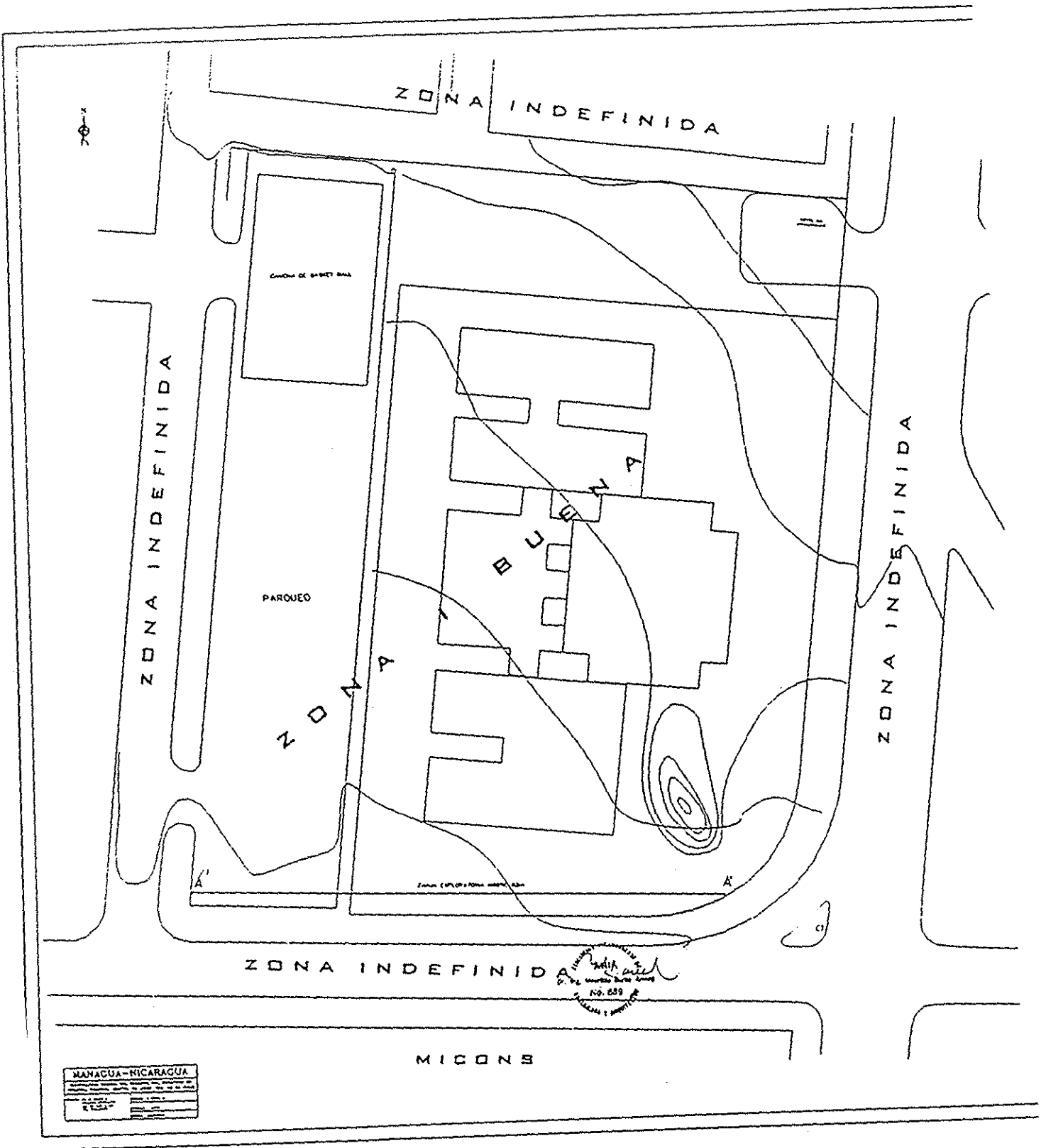
Est.	Dist.	Elev.	Dist.	Elev.
1	0	100	10	95
2	10	95	20	90
3	20	90	30	85
4	30	85	40	80
5	40	80	50	75
6	50	75	60	70
7	60	70	70	65
8	70	65	80	60
9	80	60	90	55
10	90	55	100	50



ZANJA B - B'

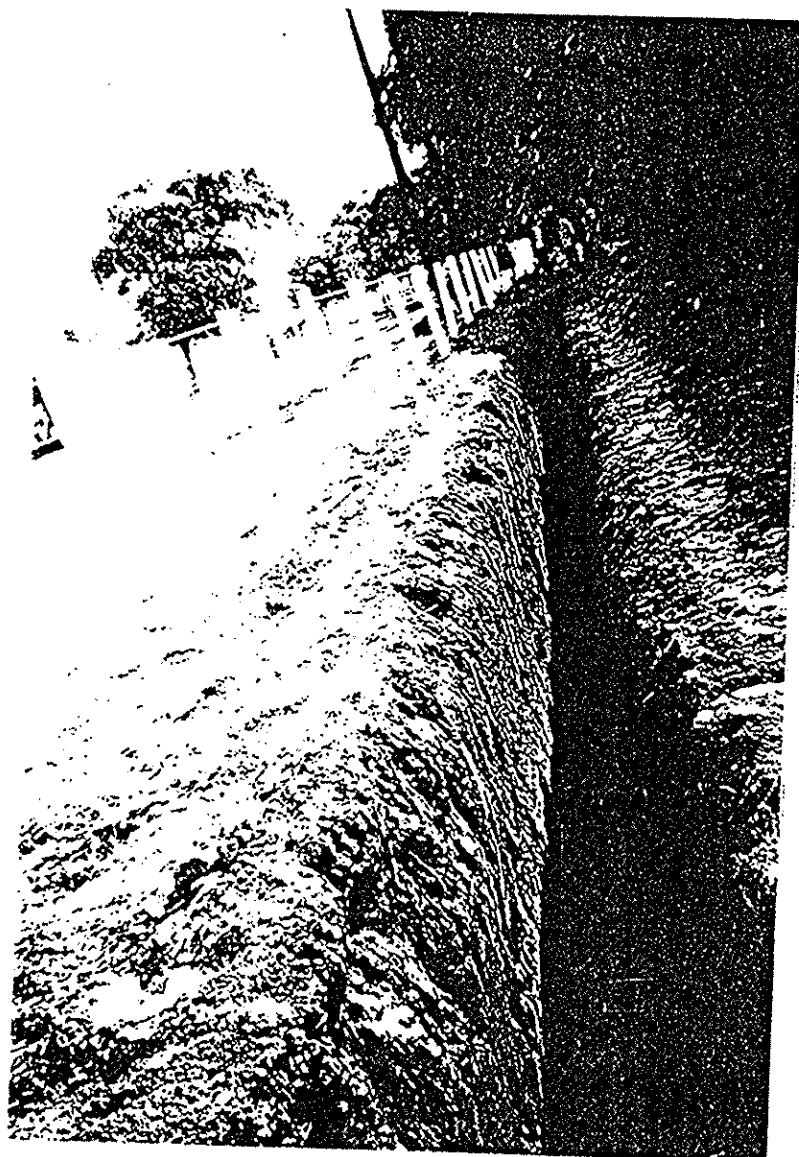


MANAGUA - NICARAGUA	
SERVICIO GEOLOGICO ESTADONICENTRO	
ZANJA A-A, B-B	
PROYECTO: ...	FECHA: ...
ELABORADO POR: ...	REVISADO POR: ...
APROBADO POR: ...	FECHA: ...





Zanja A-A' desde el Oeste



Zanja A-A' desde el Este



Continuidad estratigráfica en zanja A-A'



Continuidad estratigráfica en zanja A-A'

INFORME DE RIESGO POR FALLAMIENTO GEOLÓGICO SUPERFICIAL DEL
TERRENO DEL PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DEL MINISTERIO DE
RELACIONES EXTERIORES DE LA REPÚBLICA DE NICARAGUA

Informe de riesgo sísmico por fallamiento geológico superficial del terreno del Proyecto de Construcción del Ministerio de Relaciones Exteriores de la República de Nicaragua.

**Por: Dr. Ing. Mauricio Darce Rivera
GeotecNica. Ingenieros Consultores**

Managua, Mayo de 1999

Geotecnica. Ingenieros consultores
Altamira Deste No 717. Sinsa 75 varas arriba, Managua
Telefaxs 2784077-289747-088-20167. Beeper 2784800 Unidad 13333
E-mail: fadarce@uam.edu.ni
Managua, Nicaragua.

Managua, 22 de mayo de 1999

Arquitecta Carmen Zelaya
Directora General de política exterior para América del Norte
Ministerio de Relaciones Exteriores. Su despacho
Teléfono: 2662431. Managua, Nicaragua

Ref: Informe de riesgo sísmico por fallamiento geológico superficial del terreno del Proyecto de Construcción del Edificio de Relaciones Exteriores de Nicaragua

Estimada Arquitecta Zelaya:

Por medio de la presente y de acuerdo con su carta DGAN-05-0748-99 del 14 de mayo del corriente, tengo el agrado de enviarle un original y dos copias del informe de riesgo sísmico por fallamiento geológico superficial del terreno del Proyecto de construcción del edificio de Relaciones Exteriores de Nicaragua.

Agradeciéndole mucho por haberme tomado en cuenta para participar en tan importante Proyecto y poniéndome a la orden para cualquier aclaración, le saluda

Atentamente:



Dr. Ing. Mauricio Darce Rivera
GeotecNica. Ingenieros Consultores.
Licencia de Operación del M.C.T No. 334.
Teléfonos 278-4077, 088-20167.
Beeper 2784800, unidad 13333. E-mail: fadarce@uam.edu.ni
Altamira Deste, SINSA 75 varas arriba, casa No 717, Managua, Nicaragua.

Cc: Archivo

Contenido:

- **Introducción**
- **Metodología**
- **Marco Geológico- Estratigráfico**
- **Zonificación sísmica del terreno**
- **Conclusiones y Recomendaciones**
- **Referencias**

- **Lista de Figuras:**

Fig. 1 Ubicación del área de estudio y fallas circundantes. Proyecto de Construcción del Edificio de Relaciones Exteriores de Nicaragua. Escala aproximada 1: 25 000

Fig. 2 Columna estratigráfica compuesta del terreno Proyecto de Construcción del Edificio de Relaciones Exteriores de Nicaragua.

Fig. 4 Perfil geológico-estratigráfico de la trinchera geológica exploratoria A-A' del terreno del Proyecto de Construcción del Edificio de Relaciones Exteriores de Nicaragua. Escala vertical y horizontal 1: 50

Fig. 5 Zonificación sísmica del terreno Proyecto de Construcción del Edificio de Relaciones exteriores de Nicaragua. Escala 1: 500

- ♦ **Anexo: Fotografías**

- ♦ Trinchera geológica exploratoria A-A' del terreno del Proyecto de Construcción del Edificio de Relaciones exteriores de Nicaragua. Managua, mayo de 1999

- ♦ Estratos de litología volcánica, no deformados y con yacencia sub-horizontal dentro de la trinchera geológica exploratoria en la parte norte del terreno del Proyecto de Construcción del Edificio de Relaciones exteriores de Nicaragua.

INTRODUCCIÓN

A petición de la Arquitecta Carmen Zelaya, Directora General de política Exterior para América del Norte del Ministerio de Relaciones Exteriores de la República de Nicaragua y del Ingeniero Consultor Filadelfo Chamorro Coronel, se procedió a efectuar el presente estudio geológico que tiene como principal objetivo el de zonificar sísmicamente al terreno en donde se construirán las instalaciones físicas del Edificio del Ministerio de Relaciones Exteriores de Nicaragua, ubicado frente al Cine González, en la parte central de la ciudad de Managua (Fig 1).

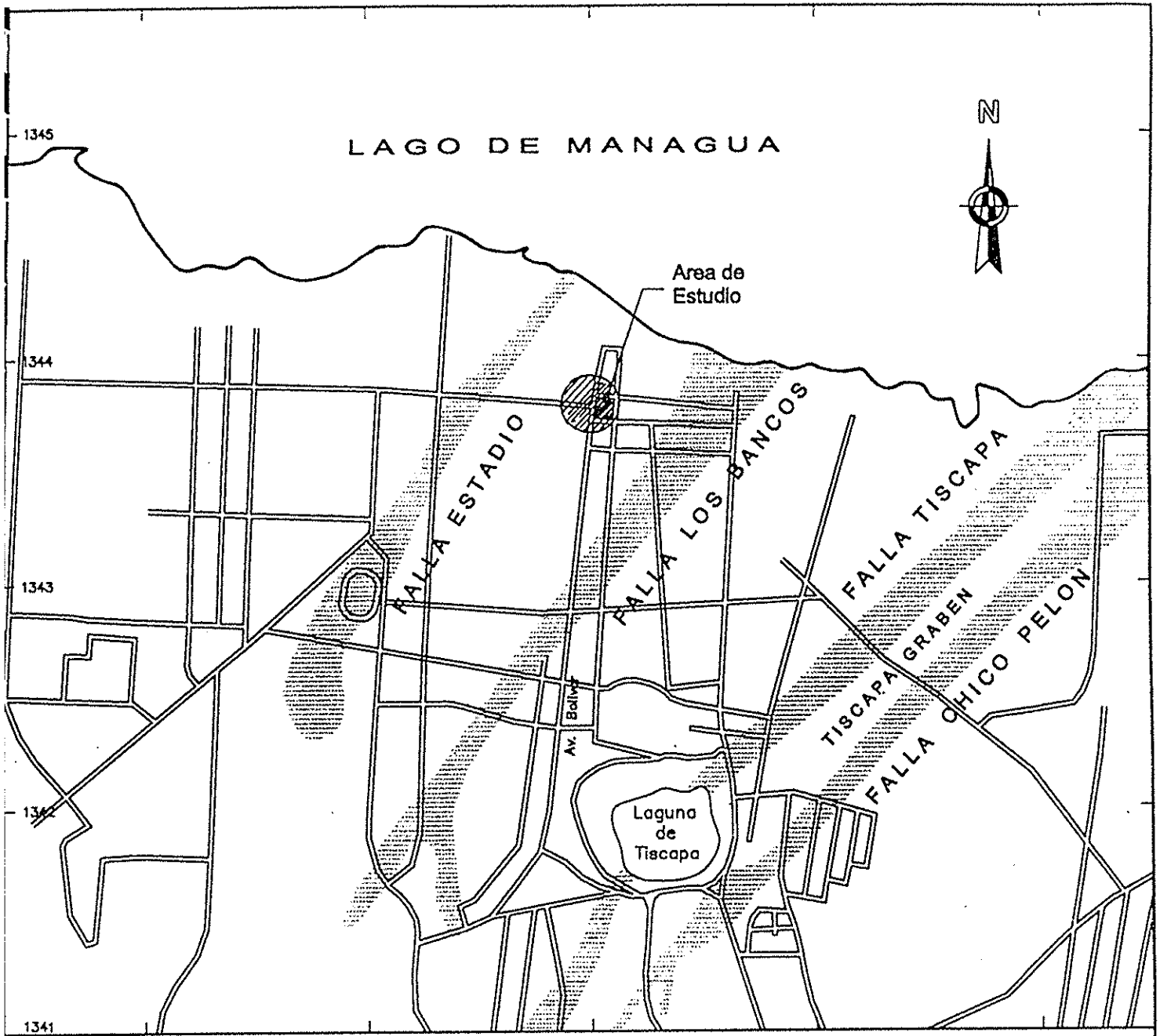
METODOLOGÍA

El área de estudio se ubica en la parte central de Managua, próxima a lineamientos estructurales paralelos al sistema de fallas activas denominado: **Falla Estadio y Los Bancos**, las cuales son de características normales y con rumbo general NE-SW.

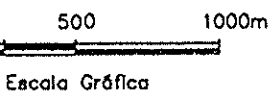
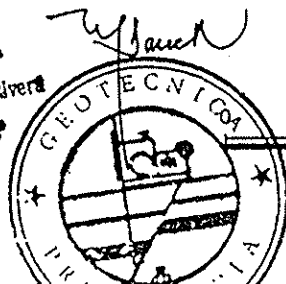
El hecho de abrir trincheras exploratorias transversales a los posibles lineamientos estructurales en el sitio de estudio es precisamente para poder detectar si fuese el caso, la ocurrencia de perturbaciones o deformaciones de las unidades litológicas, causadas por fallamiento geológico superficial, basados principalmente en análisis de correlación lito-estratigráfica detallada.

Desde el punto de vista sísmico se procedió a revisar y analizar los trabajos geológicos previos que se habían realizado en las inmediaciones del área de estudio los cuales se utilizaron como referencias para estas investigaciones, además se programó la ejecución de aproximadamente 60 metros lineales de una trinchera exploratoria, de 3.00 metros de profundidad promedio y 0.60 metros de ancho con rumbo general E/W, la cual se ubica en la parte norte del terreno, a fin de poder detectar si fuese el caso, cualquier lineamiento estructural activo que estuviese afectando al área. De acuerdo al plano de fallas de Managua a escala 1: 10 000 editado por el MINVAH en 1980, el sitio se ubica próximo a lineamientos estructurales de importancia a como son el Sistema de Falla denominado del Estadio (0.5 km de largo) y de Los Bancos (2.1 km de largo, al menos su traza superficial). (Fig. 1). Luego se levantaron detalladamente los perfiles geológicos-estratigráficos en la pared norte de las excavaciones y con estos datos de campo se hicieron las correspondientes interpretaciones para poder zonificar sísmicamente al terreno.

Toda esta normativa es la que se utiliza para este tipo de investigaciones, de acuerdo con la Dirección General De Urbanismo de la Alcaldía de Managua y de la Dirección General de Geofísica de INETER (Instituto Nicaraguense de Estudios Territoriales).



ASOCIACION NICARAGUENSE DE
ANIA
 Dr. Ing: Mauricio Darce Rivera
 No. 889
 INGENIEROS Y ARQUITECTOS



Geotecnica Ingenieros Consultores S.A.		DUERO: MINISTERIO DE RELACIONES EXTERIORES NICARAGUA	HECHO POR:
		CONTENIDO: Fig. 1 - Ubicación del Area de Estudio y Fallas Geológicas Circundantes	Dr. M. Darce R Geólogo Consultor Lic. Op. MCT N° 334
PROYECTO: Edificio del Ministerio de Relaciones Exteriores de Nicaragua	DIBUJO: S. Pérez G.	ESCALA: Indicada	FECHA: Mayo / 99

Marco geológico-estratigráfico.

El subsuelo de la ciudad de Managua está compuesto por depósitos volcánicos de edad Holoceno-Pleistoceno, los cuales consisten en una serie de estratos de deposición sub-horizontal de litología de lapilli, pómez, tobas, alteradas, suelos fósiles, limo-arcillosos del **Grupo denominado Managua**, el cual sobreyace en concordancia con el basamento tobáceo compacto del Grupo Las Sierras (TQPs). Este subsuelo de Managua está atravesado en dirección preferencial NE-SW por un sistema de fallas activas del tipo extensionales o normales lo que incrementa el riesgo sísmico potencial de la ciudad. Managua se localiza en medio de un Intergraben en un escenario dinámico de proceso de subducción tectónica en un Arco de Islas (**Island Arc**), de origen volcánico. (Darce, 1992). La distribución de los estratos y su su yacencia sub-horizontal, los constituyen en verdaderas capas guías para analizar con bastante confiabilidad, la ocurrencia o no de estructuras, tales como fallas, pliegues o fracturas que estén afectando a esta secuencia estratigráfica.

La litología más abundante en el terreno son los estratos de **Toba El Retiro (Hrt-w)**, con intercalaciones de suelos **areno-limosos (Hfs)**, descansando en un basamento tobáceo compacto del **Grupo Las Sierras (TQPs)**, todas estas unidades constituyen las capas guías apropiadas para realizar el análisis sísmico del terreno (Figuras 2 y 3). Se observó al inicio de la excavación la ocurrencia de un pozo circular de hasta casi 2 metros de diámetro y más de 3 metros de profundidad revestido de ladrillos canteras, seguramente se trataba de un pozo de abastecimiento de agua antiguo y local.

Estas capas fueron observadas sin ninguna deformación estructural en toda la trinchera efectuada, solamente se observaron deflexiones de algunos estratos por origen geomorfológico, erosivo o de no deposición de los mismos (hiatos).

ZONIFICACIÓN SÍSMICA DEL TERRENO

Anteriormente se hicieron 55 metros de una excavación en la parte central del terreno en donde el Ing. N Rodríguez (1998) clasifica a la parte sur del terreno como de Zona I Buena y no encontró ninguna evidencia de desplazamientos por la ocurrencia de fallas geológicas

En base a la información técnica disponible podemos zonificar sísmicamente al terreno de la siguiente manera (Ver Fig. 4):

Zona 1 Buena:

Comprende toda parte del terreno analizado no se observan aquí evidencias de fallamientos ni de deformaciones por estructuras geológicas, esta parte del terreno está apta para las

Edad	Espesor (cm)	LITOLOGIA	DESCRIPCION
H O L O C E N O	40-60	Hs+relleno	Suelo fósil + relleno
	80-120	Hfs-limoso	Suela fósil limoso amarillo
	20-35	Hfs-arenosa+ce.	Suela fósil arenoso + ceniza gris fina
	40-50	Hrt(w) gris	Toba El Retiro meteorizada gris
	> 80	CTaba TQPs	Toba Las Sierras meteorizada angulosa gris

PLEISTOCENO

GeotecNica Ingenieros Consultores S.A.		DUEÑO: MINISTERIO DE RELACIONES EXTERIORES NICARAGUA	HECHO POR: Dr. M. Darca R Geólogo Consultor Lic. Op. MCT N° 334
PROYECTO: EDIFICIO DEL MINISTERIO DE RELACIONES EXTERIORES DE NICARAGUA		CONTENIDO: Fig. 2 - Columna Estratigráfica Compuesta del Terreno de Estudio	
DIBUJO: S. Pérez G.	ESCALA: Sin Escala	FECHA: Mayo / 99	

4

construcciones proyectadas y no existen acá fallamientos geológicos activos, hay continuidad horizontal y vertical de los principales estratos. Los contactos geológicos son claros y normales. El riesgo sísmico es normal. Los resultados de las interpretaciones geológicas y geofísicas no reflejan la ocurrencia de ningún fallamiento geológico superficial que estuviese afectando al terreno. El terreno está apto para la construcción proyectada

Zonas Indefinidas:

Comprenden aquellas partes del terreno que están fuera del alcance de esta investigación. Podrían existir fallas activas ocultas. Se requiere estudio geológico detallado para definir el uso del terreno.

CONCLUSIONES

- ◆ No se encontraron evidencias de fallas geológicas ni de estructuras que estuviesen afectando al terreno de estudio, únicamente se encontraron algunas deflexiones de estratos por origen geomorfológico y de erosión. El terreno está apto para las construcciones planificadas.
- ◆ La litología más abundante en el terreno son los estratos de suelos limo arenosos (Hfs) Toba El Retiro (Hrt-w), y el basamento de toba Las Sierras (TQPs), todas estas unidades constituyen las capas guías apropiadas para realizar el análisis sísmico del terreno
- ◆ En base a estudios tecto-sísmicos en los alrededores del terreno podemos decir que la magnitud del terremoto máximo posible que pudiese ocurrir en el área sería de aproximadamente de 6.5 en la escala de Richter con 0.52 g de aceleración del suelo a nivel de basamento y con 22 segundos de duración. Esto es el análisis del movimiento sísmico generado en cualquiera de las dos fallas próximas al terreno: Estadio y Los Bancos, ya que a pesar de que tienen diversas longitudes, tienen diferentes desplazamiento y el terreno se ubica aproximadamente a unos 300 m de distancia a cada una de ellas.

RECOMENDACIONES.

- ◆ **Respetar la zonificación sísmica estimada para el terreno en estudio.** Hay que tomar en cuenta la existencia, a relativa distancia de fallamientos activos (**Sistema de fallas Estadio-Los Bancos**)
- ◆ **Atender normas sísmicas vigentes (Matriz de Planeamiento de Desarrollo Urbano)** para cada una de las zonas acá establecidas y construir de acuerdo al **Código de Construcción** vigente y con una adecuada supervisión en el control de obras y materiales a ser usados.
- ◆ **Realizar estudio geotécnico** para soporte al diseño óptimo del sistema de fundaciones y estabilidad de los suelos. Debe tenerse cuidado con los escombros existentes antes del emplazamiento estructural nuevo, éstos deben de ser previamente tratados o mejorar las condiciones del suelo en donde existan

REFERENCIAS

Darce M (1992) Riesgos Sísmicos y materiales de Construcción del área de Managua y sus alrededores. Colegio de Ingenieros de Nicaragua. CIN

Darce M (1995) Estudio geológico de riesgos sísmicos en el terreno del INSSBI Central. DEPSA

MINVAH (1980) Plano de fallas de Managua. Escala 1:10000.

MINVAH (1980) Matriz de planeamiento de Desarrollo Urbano. Dirección de Desarrollo Urbano.

Rodríguez, Noel (1998). Estudio geológico y de riesgo sísmico por fallamiento superficial del Proyecto del edificio de La Cancillería (parte Sur). Managua.

Woodward-Clyde Consultants (1975) Investigation of Active faulting in Managua, Nicaragua & Vicinity. VIMPU.

• Lista de Figuras:

Fig. 1 Ubicación del área de estudio y fallas circundantes. Proyecto de Construcción del Edificio de Relaciones Exteriores de Nicaragua. Escala aproximada 1: 25 000

Fig. 2 Columna estratigráfica compuesta del terreno Proyecto de Construcción del Edificio de Relaciones Exteriores de Nicaragua.

Fig 4 Perfil geológico-estratigráfico de las trincheras geológicas exploratorias A-A' del terreno del Proyecto de Construcción del Edificio de Relaciones Exteriores de Nicaragua. Escala vertical y horizontal 1: 50

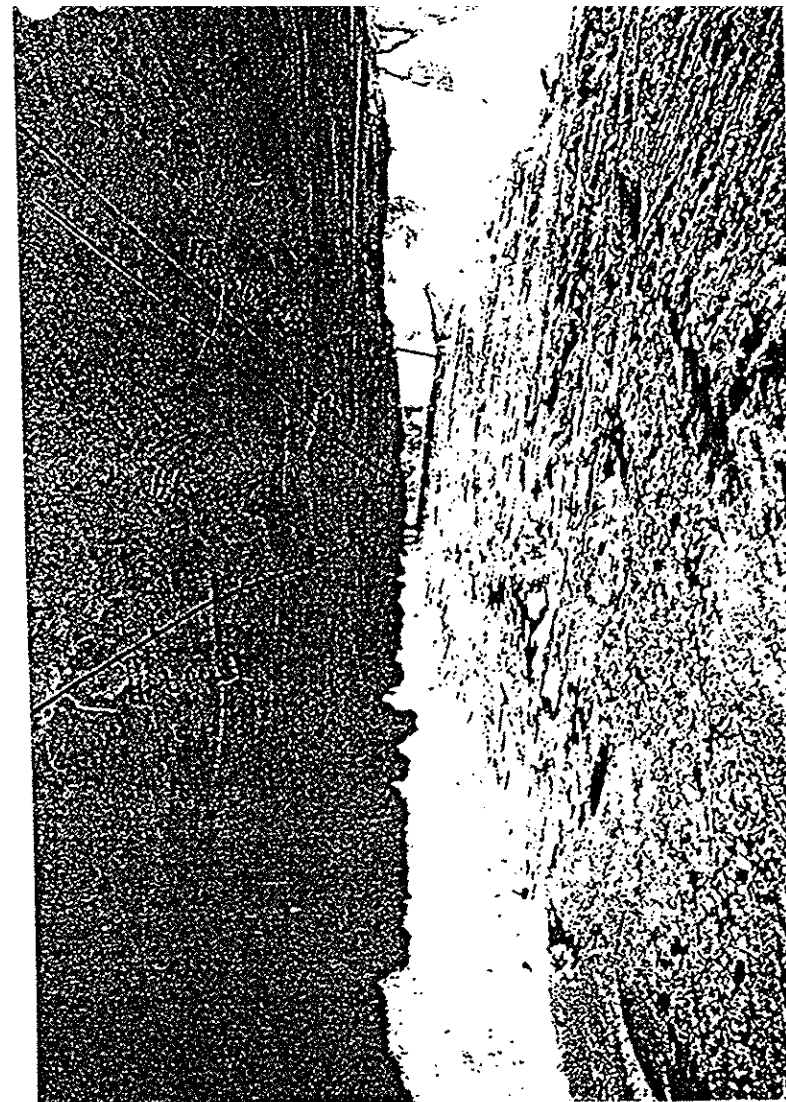
Fig. 5 Zonificación sísmica del terreno Proyecto de Construcción del Edificio de Relaciones exteriores de Nicaragua. Escala 1: 500

♦ Anexo: Fotografías

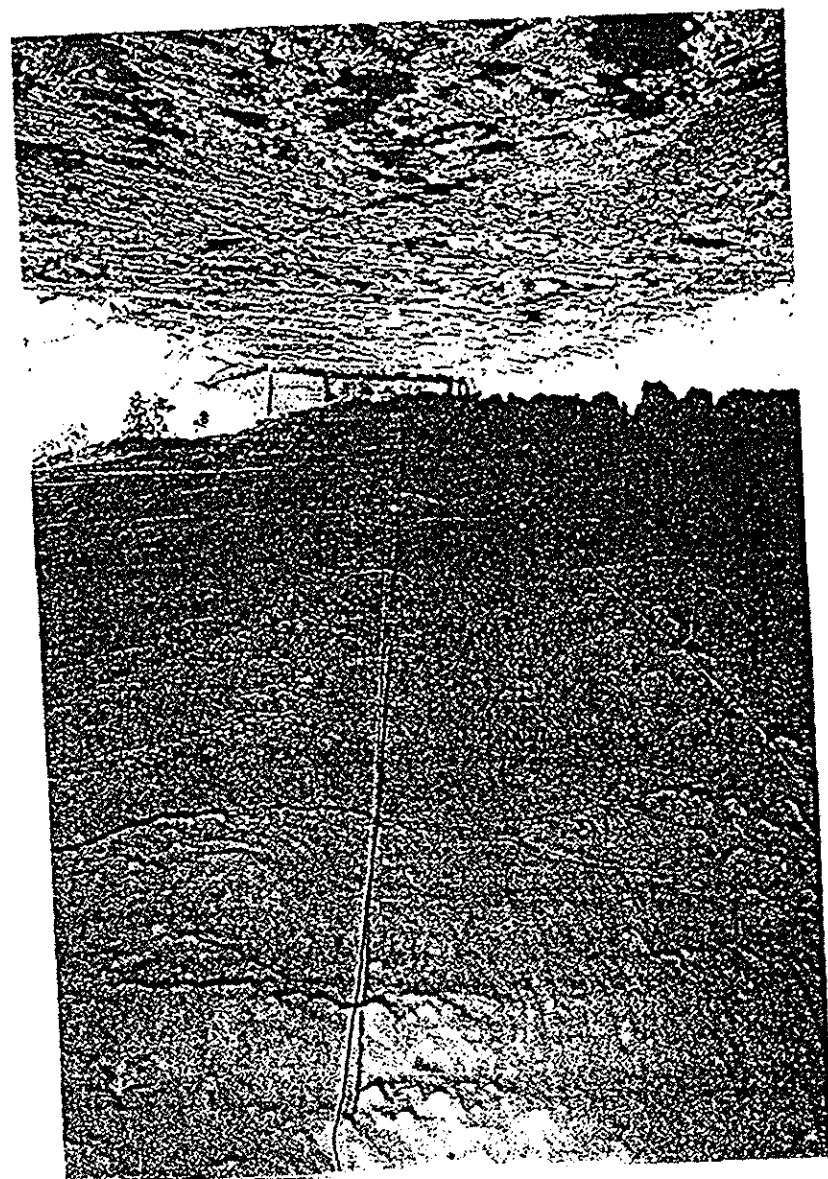
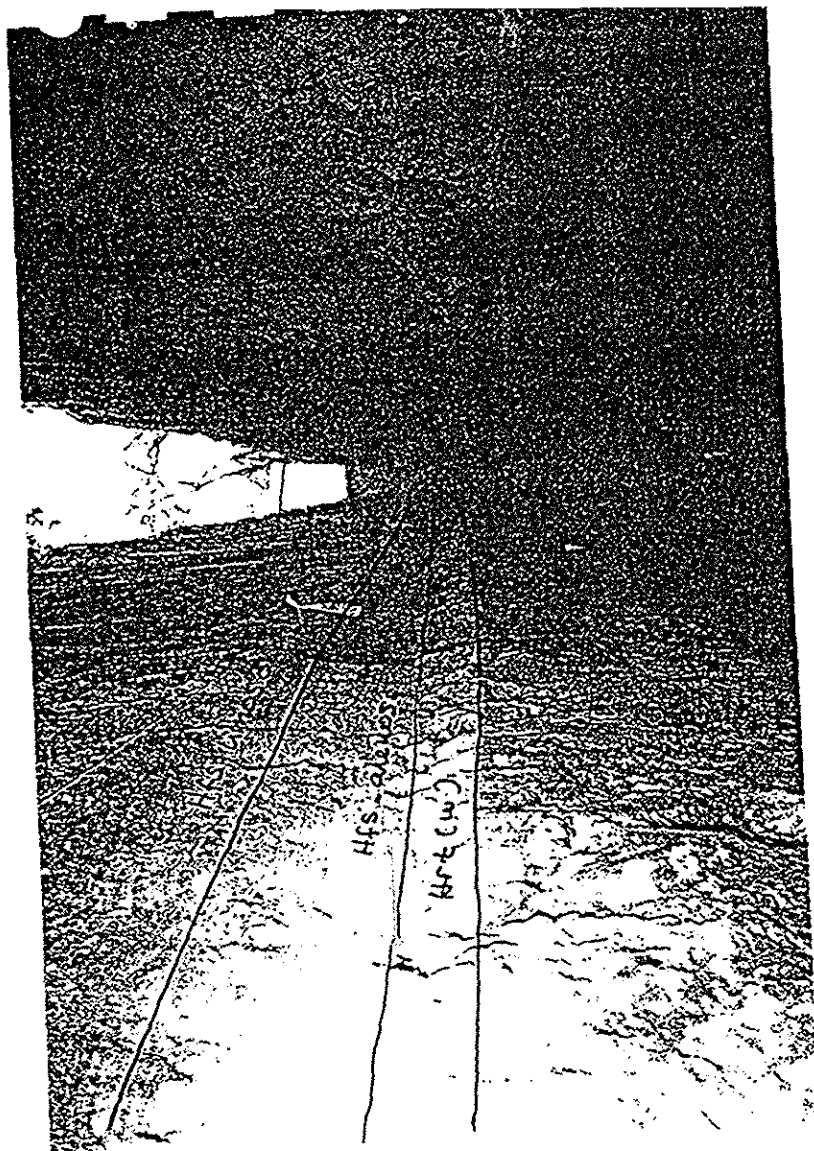
♦ Trincheras geológicas exploratorias A-A' del terreno del Proyecto de Construcción del Edificio de Relaciones exteriores de Nicaragua. Managua, mayo de 1999

♦ Estratos de litología volcánica, no deformados y con yacencia sub-horizontal dentro de la trincheras geológicas exploratorias en la parte norte del terreno del Proyecto de Construcción del Edificio de Relaciones exteriores de Nicaragua.

ANEXO: Fotografías



Trinchera geológica exploratoria A-A' del terreno del Proyecto de
Construcción del Edificio de Relaciones Exteriores de Nicaragua.
Managua, mayo de 1999

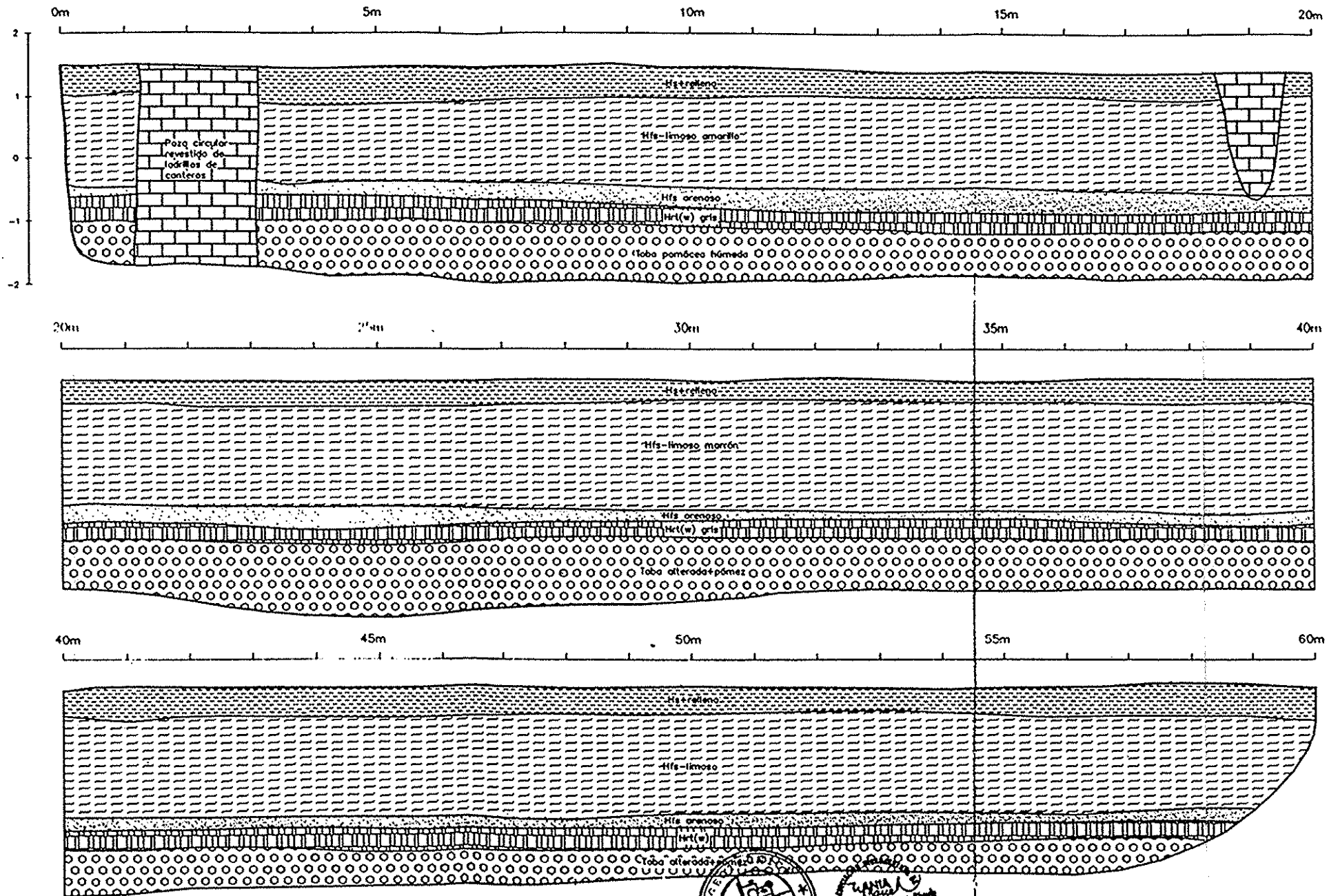


Estratos de litología volcánica, no deformados y con yacencia subhorizontal dentro de la trinchera geológica exploratoria en la parte norte del terreno del Proyecto de Construcción del Edificio de Relaciones Exteriores de Nicaragua.

W

ZANJA A - A'

E



Geotecnia Ingenieros Consultores S.A.		DUEÑO: MINISTERIO DE RELACIONES EXTERIORES NICARAGUA	HECHO POR: Dr. M. Darío R. Geólogo Consultor Lic. Op. MCT N° 334
PROYECTO: Edificio del Ministerio de Relaciones Exteriores de Nicaragua		CONTENIDO: Fig. 3 - Perfil Geológico Estratigráfico de Zanja A - A'	
DIBUJO: S. Pérez G.	ESCALA: 1:60	FECHA: Mayo / 00	

ESTUDIO GEOLÓGICO – SÍSMICO DEL TERRENO DEL EDIFICIO DEL INSSBI
CENTRAL

ESTUDIO GEOLOGICO - SISMICO DEL TERRENO DEL
EDIFICIO DEL INSSBI CENTRAL.

Managua

Por : Dr. Mauricio Darce Rivera
Geólogo Consultor.

Managua, 29 de Octubre 1994

CONTENIDO:

- INTRODUCCION
- METODOLOGIA
- MARCO GEOLOGICO - ESTRATIGRAFICO
- ZONIFICACION SISMICA DEL TERRENO
- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES
- REFERENCIAS
- LISTA DE FIGURAS

INTRODUCCION:

A petición de Arquitecto **FERNANDO VALLE C.** de DEPSA, se procedió a efectuar el presente estudio geológico que tiene como principal objetivo el de zonificar sísmicamente el terreno en donde se **reconstruira** el edificio del **INSSBI Central**. Managua.

METODOLOGIA:

Para la realización de este trabajo, se programó la ejecución de aproximadamente **100 metros** lineales de trincheras exploratorias de **3.5 m** de profundidad promedio y **0.60 m.** de ancho - con rumbo general **E - W** a fin de poder detectar si fuere el caso, cualquier lineamiento estructural que estuviese afectando al terreno y sobre todo a aquella parte del terreno en donde se emplazarán las estructuras. En base al plano de fallas geológicas de la ciudad de Managua a escala **1:10,000**, el área de esta investigación se ubicaría en la margen Occidental externa - de la traza de la Falla activa del Sistema Los Bancos (Ver Fig 01).

Luego se levantó detalladamente un perfil geológico estratigráfico en la pared norte de la excavación y con estos datos de campo se hicieron las correspondientes interpretaciones para poder zonificar sísmicamente al terreno. Toda esta Normativa es la que se ocupa para este tipo de investigaciones y de acuerdo a la **DIRECCION GENERAL DE URBANISMO DE LA ALCALDIA DE MANAGUA,**

MARCO GEOLOGICO - ESTRATIGRAFICO:

El subsuelo de la ciudad de Managua es de características volcánicas de edad Holoceno-Pleistoceno, atravesado en dirección preferencial NE - SW por un sistema de Fallas Activas del Tipo **extensionales** lo que incrementa el riesgo sísmico potencial de la ciudad al momento de acontecer eventos telúrgicos y tectónicos. Managua se localiza en un intergraben con un modelo -- dinámico de proceso de subducción tectónica en un arco de Islas (Darce 1992).

El terreno en estudio se localiza en la parte Occidental del sistema de fallas conocido como Sistema Los Bancos (Fig.1) La litología más abundante es la de Lapilli Negro de Fontana (Pb1), que constituye junto con la toba de El Retiro (Hrtw1 + Hrtw2), y la Formación San Judas (HSj), las capas guías apropiadas para realizar el análisis sísmico del terreno (Fig.2). Estas capas fueron observadas sin ninguna deformación estructural o tectónica en la zanja W - E (Fig.3). Únicamente se observó un contacto erosivo discordante entre los estratos inferiores y superiores de subsuelo, sin que ello signifique -- problemas tectónicos de deformación estructural y más bien se debe al proceso erosivo y geomorfológico de deposición de los productos volcánicos extrusivos que se dieron en esos tiempos geológicos.

Se encuentra la toba el Retiro (Hrtw1 y Hrtw2), alterada en los niveles, con suelos arenosos intercalados y el basamento Las Sierras en el fondo.

ZONIFICACION SISMICA DEL TERRENO:

En base a la información técnica disponible podemos zonificar sísmicamente al terreno de la siguiente manera (Ver Fig. 04).

ZONA 1 BUENA:

Comprende todo el terreno analizado, en la zanja W - E, no se observan evidencias de fallamiento no de deformaciones por estructuras geológicas, el terreno está apto para las construcciones proyectadas y no existen fallamientos geológicos activos, hay continuidad horizontal y vertical de los principales estratos. Los contactos geológicos son claros. El riesgo sísmico es normal.

ZONAS INDEFINIDAS:

Comprenden aquellas partes del terreno que están fuera del alcance de ésta investigación. Podrían existir fallas activas ocultas. Se requiere estudio geológico detallado para definir el uso del terreno.

CONCLUSIONES:

1.- No se encontraron evidencias de fallamiento geológicos activos en las excavaciones practicadas para el análisis de riesgo sísmico superficial, observándose continuidad estructural de los principales estratos que componen al subsuelo, únicamente se observaron pequeñas discordancias erosivas sin ningún origen tectónico.

2.- Las principales capas del terreno la componen niveles Lapilli de Fontana (**PbI**) en los niveles inferiores del subsuelo y de la la Formación San Judas (**MSJ**) y de la Toba el Retiro (**HrT**) en los niveles superiores, todo el paquete stratigráfico no presenta ninguna deformación tectónica.

Se encuentra basamentos Las Sierras en el fondo de las excavaciones el cual está bien consolidado y presenta excelentes condiciones geotécnicas.

3.- De acuerdo a los resultados de esta investigación el terreno esta apto para la edificaciones proyectadas.

RECOMENDACIONES:

1.- Respetar la Zonificación Sísmica estimada para el terreno en estudio. Hay que tomar en cuenta la existencia a poca distancia del fallamiento activo de **LOS BANCOS**.

2.- Atender Normas Sísmicas vigentes (Matriz de planeamiento de Desarrollo Urbano), para cada una de las zonas acá establecidas.

3.- Realizar estudios de **mecánica de suelos**, relacionados a cimentaciones y niveles óptimos de desplantes para las edificaciones proyectadas, sobre todo por la ocurrencia de niveles de Lapilli angular poco cimentado a cotas sub-superficiales.

REFERENCIAS:

Altamirano G y Hogdson G (1993) Estudio Geológico - Sísmico del terreno de la Residencia del Dr. José Evenor Toboada. Villa Fontana Sur. Managua

Darce M (1981) Riesgos Sísmicos y Materiales de Construcción del área de Managua y sus alrededores. CIN

Darce M. (1992) Estudio Geológico del terreno para el Gimnasio La Salle Managua

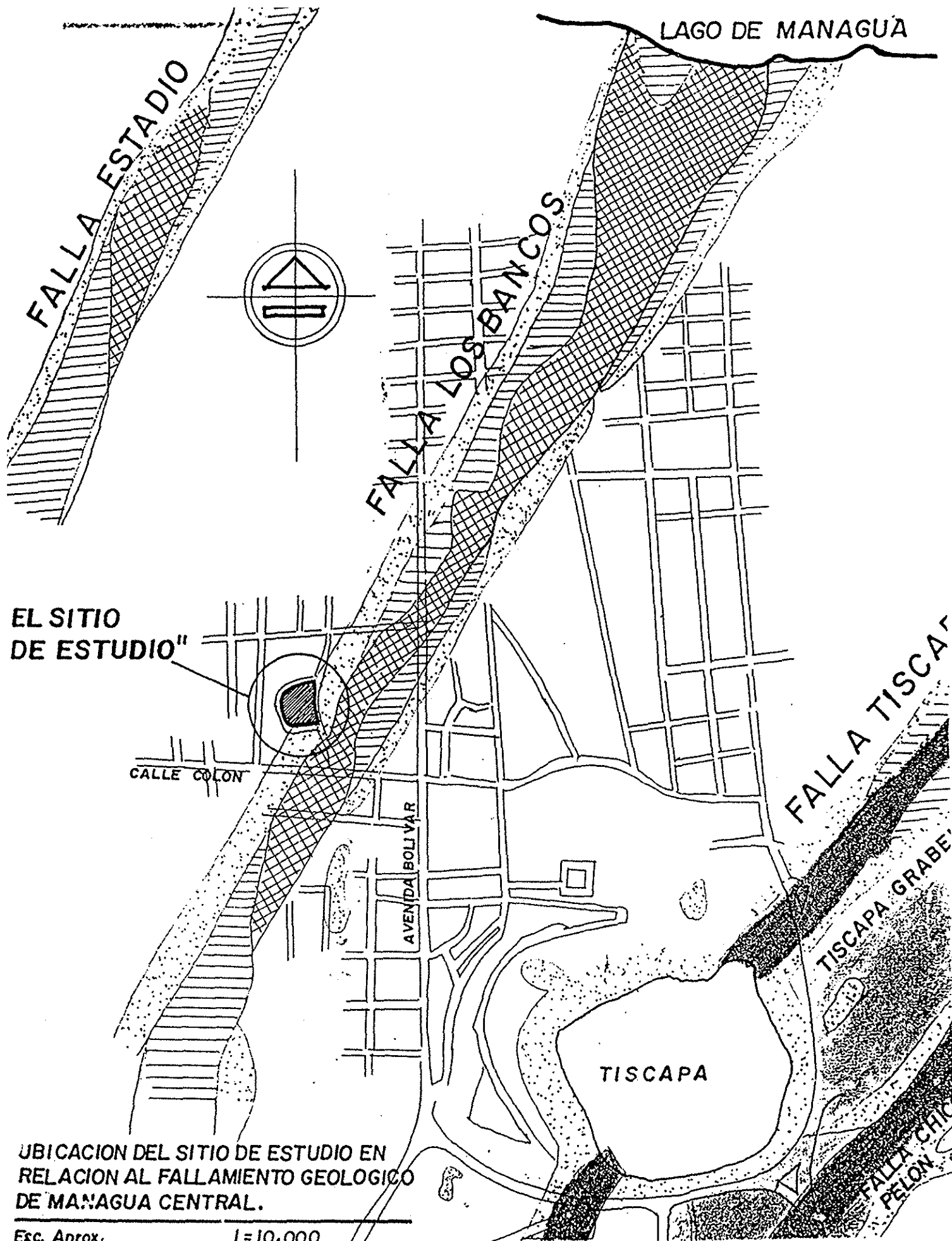
MINVAH (1980) Plano de fallas de Managua Escala 1:10,000.

MINVAH (1980) Matriz de planeamiento de Desarrollo Urbano Dirección de Desarrollo Urbano

Woodward-Clyde Consultants (1975). Investigation of Active faulting in Managua. Nicaragua & Vicinity. VIMPU,

LISTA DE FIGURAS:

- 1.- Localización del área de estudio y su relación con las fallas geológicas existentes de Managua
Escala aproximada **1:10.000**
- 2.- Columna Estratigráfica del Terreno del edificio Central del **INSSBI**. Managua
- 3.- Perfil Geológico estratigráfico del Terreno del edificio Central del **INSSBI**. Managua, Escala **1:50**
- 4.- Zonificación Sísmica del Terreno del Edificio Central del **INSSBI**. Managua.



UBICACION DEL SITIO DE ESTUDIO EN RELACION AL FALLAMIENTO GEOLOGICO DE MANAGUA CENTRAL.

Esc. Aprox.

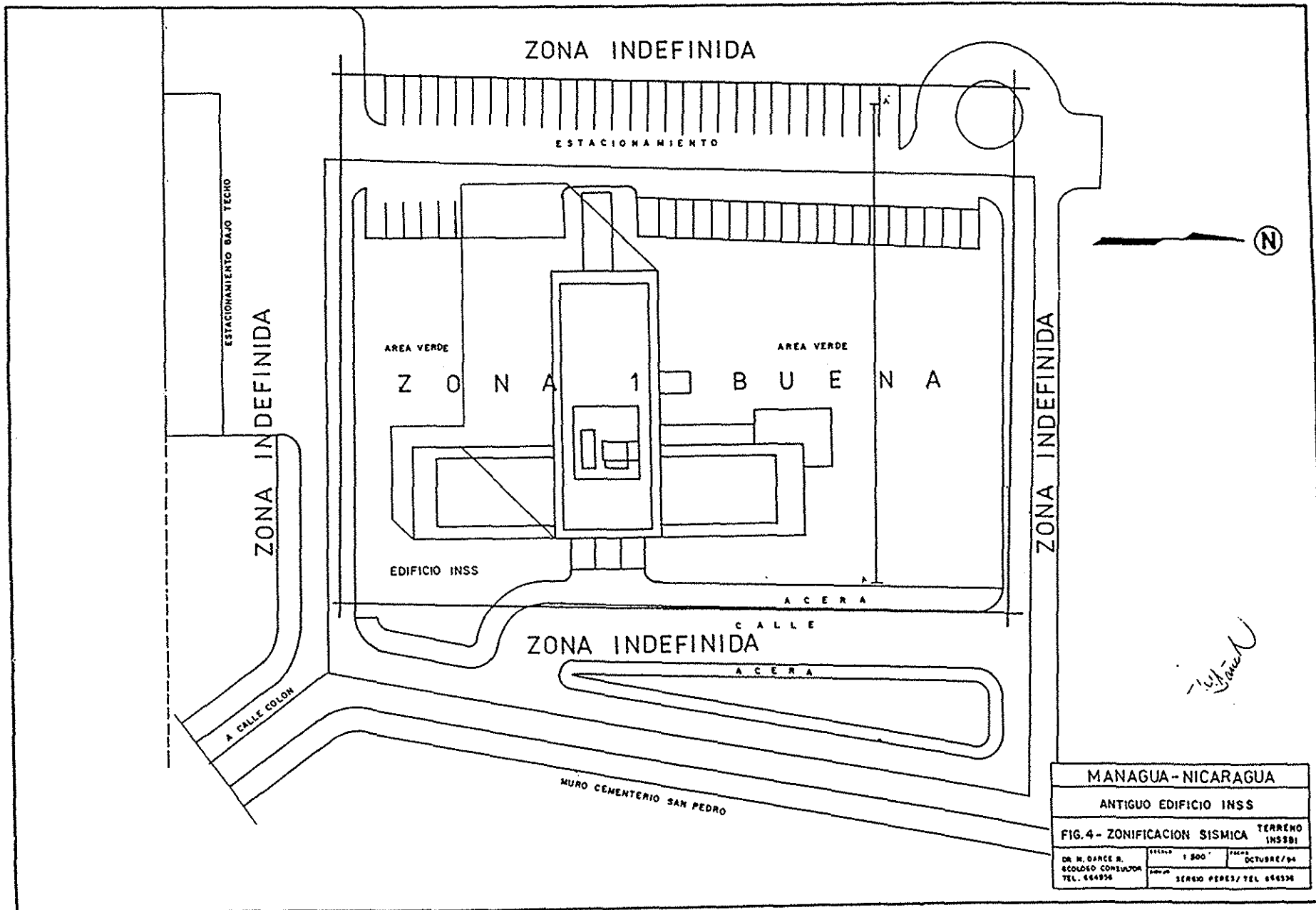
1=10.000

EDAD	ESPESOR Cms.	FORMACION	OBSERVACIONES
HOLOCENO	30 - 70	Hs + R	SUELO ORGANICO + RELLENO
	20 - 35	Hrt(w) ₂	TOBA EL RETIRO 2 METEORIZADA.
	20 - 55	Hfs	SUELO FOSIL LIMOSO-ARENOSO
	20 - 30	Hrt(w) ₁	TOBA EL RETIRO 1
	35 - 70	Hfs	SUELO FOSIL ARENOSO
PLEISTOCENO	> 100	TQPS	TOBA GRIS COMPACTA LAS SIERRAS. (BASAMENTO ESTRUCTURAL)
		+ + +	
		+ + +	
		+ + +	
		+ + +	
		+ + +	
		+ + +	

FIG. 2 - COLUMNA ESTRATIGRAFICA DEL TERRENO DEL ANTIGUO EDIFICIO DEL INSS. Managua.

DR. M. DARCE R.
GEOLOGO CONSULTOR.
TEL. 664956.
OCTUBRE/94.

DIB. S. PEREZ G.



MANAGUA - NICARAGUA			
ANTIGUO EDIFICIO INSS			
FIG. 4 - ZONIFICACION SISMICA			TERRENO INS281
DR. H. GARCE R. SCOLLEO CONSULTOR TEL. 664936	ESCALA 1:500	FECHA OCTUBRE/94	ELABORADO SERGIO PEPEZ / TEL. 664936

**Estudio Geológico-Sísmico del Terreno del Palacio
Nacional de la República de Nicaragua.**

**Por: Dr. Mauricio Darce Rivera
Geólogo Consultor.**

Managua, 10 de Mayo de 1993.

1

Contenido:

- Introducción
- Metodología
- Marco Geológico -Estratigráfico
- Zonificación Sísmica del terreno
- Conclusiones y Recomendaciones
- Referencias
- Lista de Figuras

INTRODUCCION

A petición del Ingeniero Consultor **Federico Traña Fonseca** de **ISA**, se procedió a efectuar el presente estudio geológico que tiene como principal objetivo el de zonificar sísmicamente al terreno en donde se ubica el edificio del **Palacio Nacional en Managua**.

METODOLOGIA

Desde el punto de vista sísmico se procedió a revisar y analizar los estudios geológicos previos que se habían realizado en las inmediaciones del área de estudio, los cuales se utilizaron como referencias para estas investigaciones, por tal motivo se programó la ejecución de aproximadamente 100 metros lineales de trincheras exploratorias de 3.5 m de profundidad promedio y 0.60 m de ancho con rumbo general E-W, a fin de poder detectar si fuere el caso, cualquier lineamiento estructural que estuviese afectando al terreno. En base al plano de fallas geológicas de la ciudad de Managua a escala 1: 10 000, el área de esta investigación se ubicaría entre las fallas de **Los Bancos** y del **Estadio** que están afectando el antiguo casco urbano central de la ciudad de Managua. (Ver Fig. 1). Por efectos de espacio físico el estudio se ubicó en un terreno de escombros que queda a unos 100 metros al sur del Edificio del Palacio Nacional, lo cual es válido dentro de la normativa de estudios geológicos.

Se levantó detalladamente un perfil geológico estratigráfico en la pared norte de la excavación y con estos datos de campo se hicieron las correspondientes interpretaciones para poder zonificar sísmicamente al terreno. Toda esta Normativa es la que se utiliza para este tipo de investigaciones y de acuerdo con la **Dirección General de Urbanismo de la Alcaldía de Managua**.

MARCO GEOLÓGICO-ESTRATIGRÁFICO

El subsuelo de la ciudad de Managua es de características volcánicas de edad Holoceno-Pleistoceno, atravesado en dirección preferencial NE-SW por un sistema de **fallas activas del tipo extensionales** lo que incrementa el riesgo sísmico potencial de la ciudad al momento de acontecer eventos telúricos y tectónicos. Managua se localiza en un intergraben con un modelo dinámico de proceso de subducción tectónica en un arco de Islas (Darce, 1992).

El terreno en estudio se localiza en la parte central del antiguo casco urbano de la ciudad de Managua en un área entre las **fallas activas de El estadio y Los Bancos** (Fig. 1). La litología más abundante es la de suelos fósiles arenosos y lapilli así como los depósitos de flujos de barro en la parte basal de la columna estratigráfica local (Hpmf), además de la pómez de Apoyeque, que constituye junto con la toba de El Retiro (**Hrtw**) las capas guía apropiadas para realizar el análisis sísmico del terreno (Fig 2). Estas capas fueron observadas sin ninguna deformación estructural o tectónica en la zanja W-E (Fig. 3). Se observaron remociones y erosiones superficiales del terreno debido a construcciones anteriores en el sitio investigado.

ZONIFICACION SISMICA DEL TERRENO

En base a la información técnica disponible podemos zonificar sísmicamente al terreno de la siguiente manera (Ver Fig. 4):

Zona 1 Buena

Comprende todo el terreno analizado, en la zanja W-E, no se observan evidencias de fallamiento ni de deformaciones por estructuras geológicas, el terreno está apto para las construcciones proyectadas y **no existen fallamientos geológicos activos**, hay continuidad horizontal y vertical de

los principales estratos. Los contactos geológicos son claros. **El riesgo sísmico es normal.**

Zonas indefinidas

Comprenden aquellas partes del terreno que están fuera del alcance de esta investigación. Podrían existir fallas activas ocultas. Se requiere estudio geológico detallado para definir el uso del terreno.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Conclusiones:

- 1) No se encontraron evidencias de fallamiento geológicos activos en las excavaciones practicadas para el análisis de riesgo sísmico superficial, observándose continuidad estructural de los principales estratos que componen al subsuelo.
- 2) Las principales capas del terreno la componen niveles Lapilli y de suelos fósiles arenosos en conjunto con Pómez de Apoyeque (**Haq-3**) y de la Toba el Retiro (**HrT**) en los niveles superiores, todo el paquete estratigráfico no presenta ninguna deformación tectónica.
- 3) De acuerdo a los resultados de esta investigación **el terreno está libre de fallas geológicas activas.**

Recomendaciones:

- 1) Respetar la zonificación sísmica estimada para el terreno en estudio. Hay que tomar en cuenta la existencia a poca distancia de fallamientos activos (**Estadio y Los Bancos**).

2) Atender Normas Sísmicas vigentes (Matriz de planeamiento de Desarrollo Urbano) para cada una de las zonas acá establecidas.

3) Realizar estudios de **mecánica de suelos**, relacionados a cimentaciones y niveles óptimos de desplantes para las edificaciones y reparaciones proyectadas.

REFERENCIAS

Darce M (1992) Riesgos sísmicos y Materiales de Construcción del área de Managua y sus alrededores. Colegio de Ingenieros de Nicaragua. CIN.

MINVAH (1980) Plano de fallas de Managua. Escala 1: 10 000.

MINVAH (1980) Matriz de planeamiento de Desarrollo Urbano. Dirección de Desarrollo Urbano.

Woodward-Clyde Consultants (1975). Investigation of Active faulting in Managua, Nicaragua & Vicimty. VIMPU.

LISTA DE FIGURAS

1) Localización del área de estudio y su relación con las fallas geológicas existentes de Managua. Escala aprox. 1: 10 000.

2) Columna Estratigráfica del Terreno Circundante al Palacio Nacional. Managua.

3) Perfil Geológico estratigráfico del Terreno Terreno Circundante al Palacio Nacional. Managua. Esc.: 1: 50.

4) Zonificación Sísmica del Terreno del Palacio Nacional y alrededores. Managua



FIG-1 LOCALIZACION DEL AREA DE ESTUDIO Y
FALLAS LOCALES EXISTENTES. ESC 1=10.000

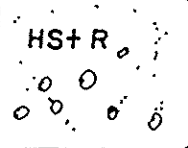
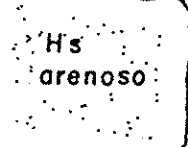
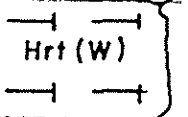
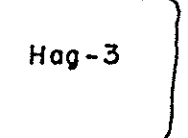

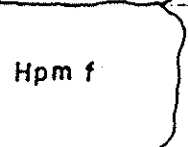
EDAD	ESPESORES (cms)	COLUMNA ESTRATIGRAFICA	DESCRIPCION
H O L O C E N O	50 - 200	HS+R 	Escombros + Relleno
	0 - 75	Hs arenoso 	Suelo fosil arenoso
	0 - 40	Hrt (W) 	Toba EL RETIRO meteorizada
	30 - 75	Hag-3 	Suelo pomáceo (pomez de Apayeque)
	35 - 85	Hfs 	Suelo fosil + lapilli + arena
P L E I S T O C E N O	50 -	Hpm f 	Depósitos de fluja de barros

FIG-2 COLUMNA ESTRATIGRAFICA COMPUESTA DEL TERRENO CIRCUNDANTE AL SITIO DEL PALACIO NACIONAL

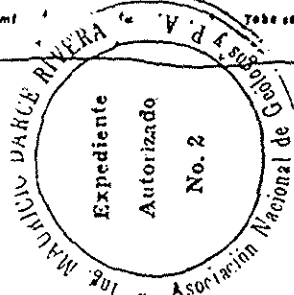
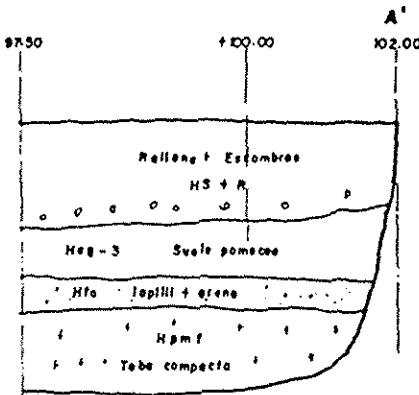
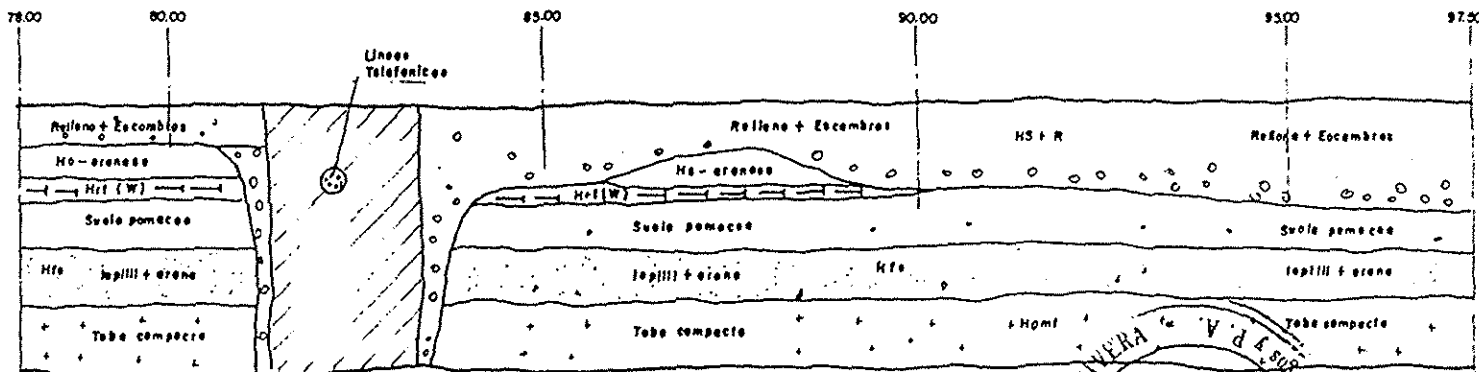
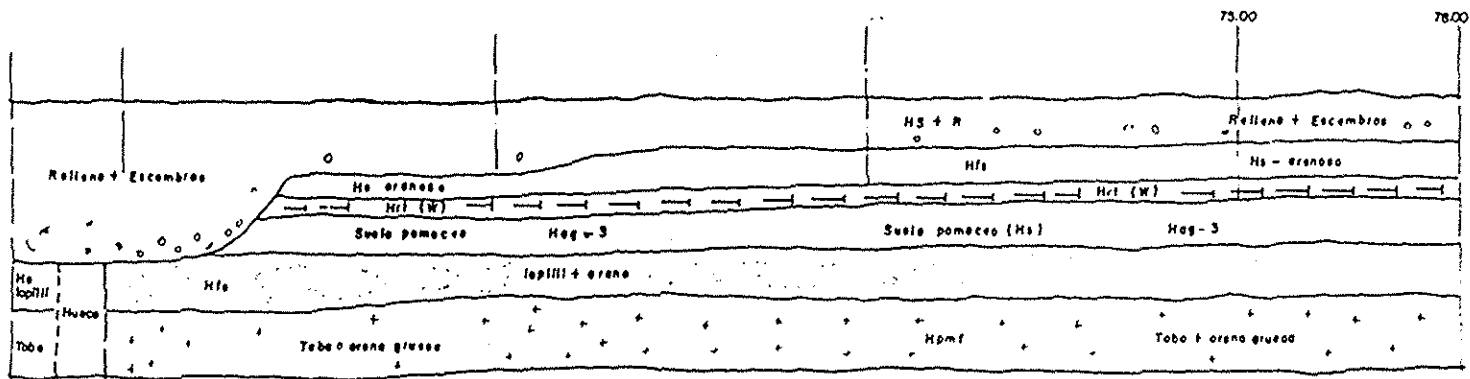


FIG-3 PERFIL GEOLOGICO ESTRATIGRAFICO DE ZANJA "A-A" DEL AREA CIRCUNDANTE AL PALACIO NACIONAL ESC. VERTICAL Y HORIZONTAL 1=50

DR. MAURICIO DANACE R.
GEOLOGO CONSULTOR
14 MAYO 1993

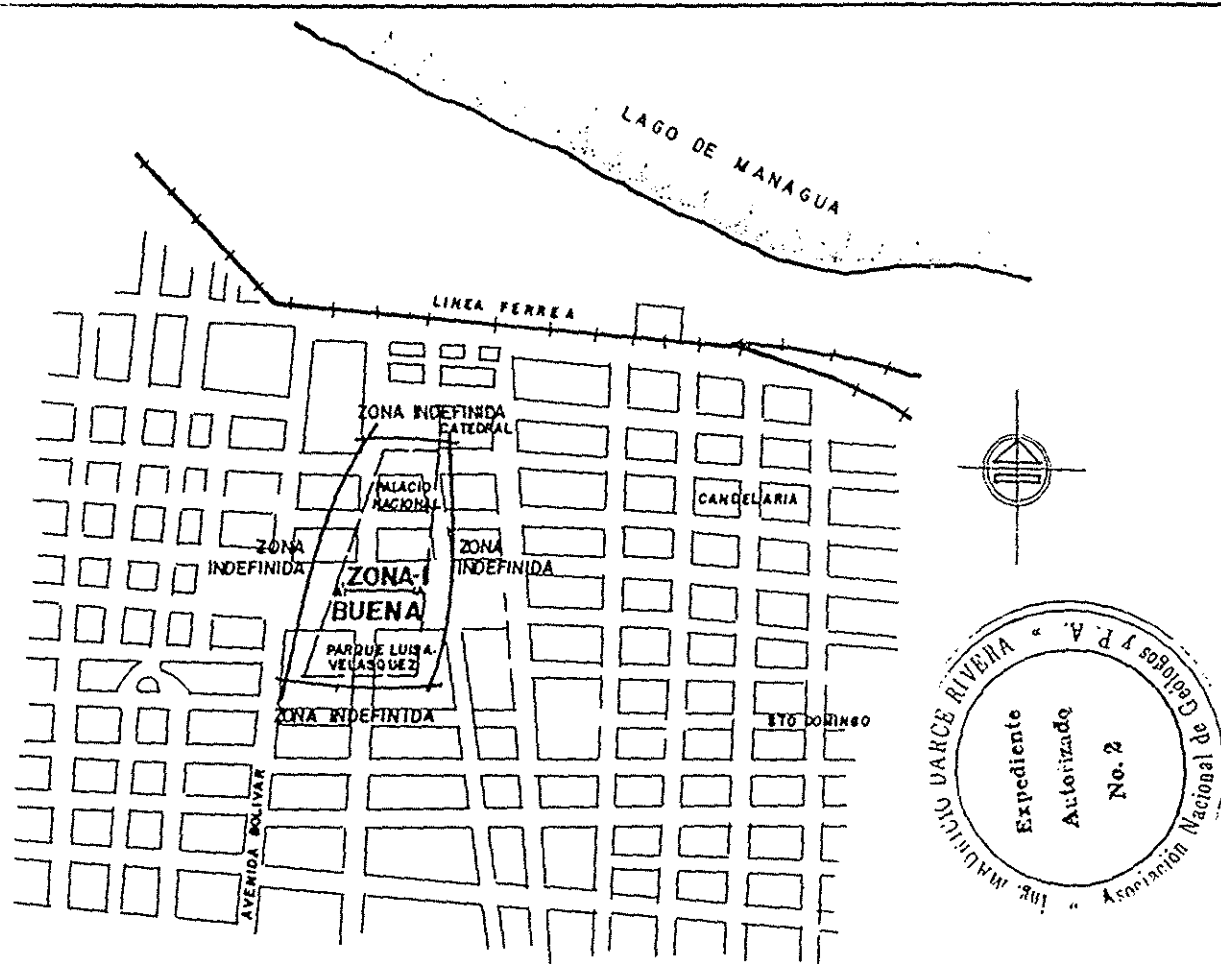
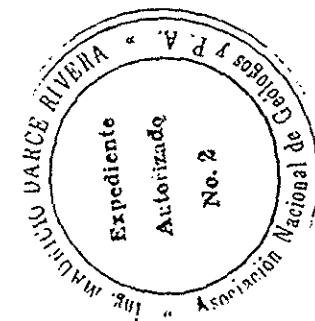
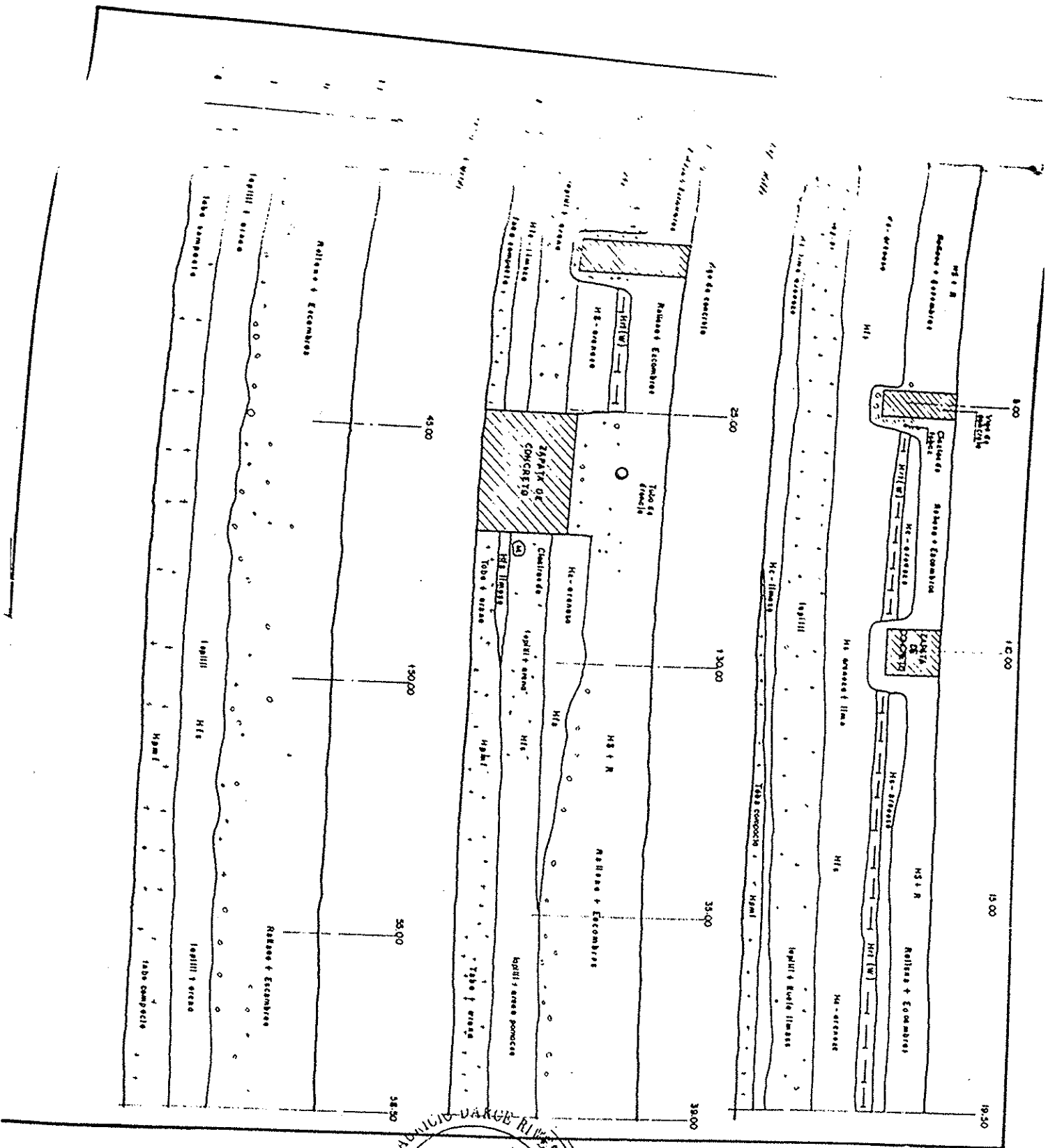


FIG- 4 ZONIFICACION SISMICA DEL SITIO DEL PALACIO NACIONAL - NICARAGUA

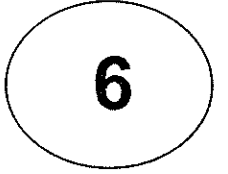
ESCALA APROX. 1 = 5000

DR. MAURICIO DARCE RIVERA
 GEOLOGO CONSULTOR
 TEL. 66 4956
 MAYO 1993





Ing. MARIO VARGAS RIVERA
 Expediente Autorizado No. 2
 Asociación Nacional de Geólogos y P. A.



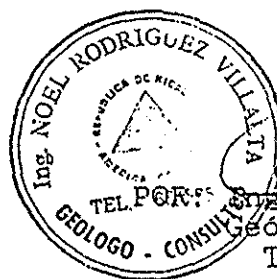
ESTUDIO GEOLÓGICO Y RIESGO SÍSMICO POR FALLAMIENTO SUPERFICIAL

CONSULTORA NOEL RODRIGUEZ VILLALTA

Los Arcos, Casa No.92

ESTUDIO GEOLOGICO Y DE RIESGO SISMICO POR FALLAMIENTO SUPERFICIAL

PROYECTO: EDIFICIO DE LA CANCELLERIA
UBICADO EN EL AREA CENTRAL DE MANAGUA



TEL. POR: 55

Ing. Noel Rodríguez V.

Geólogo-Consultor.

Tel: 2664575

Enero 98

CONTENIDO

I. INTRODUCCION

- 1.1 Ubicación
- 1.2 Antecedentes Geológicos
- 1.3 Metodología

II. MARCO GEOLOGICO

- 2.1 Tectónica Regional
- 2.2 Tectónica Local
 - 2.2.1 Falla Estadio
 - 2.2.2 Falla Los Bancos
- 2.3 Estratigrafía Local

III. EVALUACION DE RIESGO SISMICO

- 3.1 Consideraciones Generales
- 3.2 Sismicidad del Area
- 3.3 Zonificación Sísmica

IV. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

V. BIBLIOGRAFIA

VI. ANEXOS Y GRAFICOS

- Fig. 1 Plano de Ubicación
- Fig. 2 Plano Tectónico Regional
- Fig. 3 Plano de Lineamientos y Fallas Locales
- Fig. 4 Columna Estratigráfica
- Fig. 5 Perfil de Trinchera A
- Fig. 6 Plano de Zonificación Sísmica.

I. INTRODUCCION

La realización del presente estudio fue solicitada por el Lic. Frank Wheeloc, Secretario General del Ministerio del Exterior, por medio del Arq. Kennette Gadea, en correspondencia a las normas técnicas establecidas por la Alcaldía de Managua y de la Dirección de Planificación en el aspecto constructivo y urbanístico de la capital.

Con la presente investigación se pretende conocer las características geológicas, geomorfológicas y tectónicas del sitio de estudio donde se presente establecer un edificio para la Cancillería de la República. Este tipo de investigación sirve para definir la verdadera ubicación o continuidad del trazado de las fallas y otros elementos estructurales que permitan de manera integral seleccionar el uso más adecuado del suelo y diseño de construcción que minimicen las pérdidas de vidas humanas ante un eventual terremoto.

1.1 Ubicación:

La zona de estudio se encuentra ubicada en el área central de Managua, frente al Cine González, en la intersección de la Dupla Norte con Avenida Simón Bolívar (Fig.1).

Geológicamente el sitio se encuentra a unos 250 metros al Este de la Falla Los Bancos y a 600 metros de la del Estadio, indicadas por fotos aéreas en el reporte de Woodward y Clyde (1975), con rumbo NE que han reportado actividad en tiempos Recientes.

1.2 Antecedentes Geológicos:

Hemos consultado y analizado en detalle diversas referencias geológicas que están relacionadas con el área de estudio y se reflejan en la lista de referencias. Sin embargo los datos observados son los que verdaderamente nos dan el marco de trabajo. Los estudios previos han sido utilizados únicamente como referencias puesto que se ha tenido que interpretar todo lo concerniente al sitio de estudio con el objetivo de obtener un panorama más amplio que nos permita evaluar las particularidades locales del área.

Estudios geológicos ubicados en los alrededores del sitio, reflejan el hallazgo de fallas activas que demuestran actividad sísmica Reciente (Fig. 2). A través de foto interpretaciones y verificación por el método de trinchera se han podido evaluar estas fallas; así Rodríguez en su estudio del Area Central (1993) reporta evidencias de fallamiento en los estudios de INISER y en el Estudio de San Antonio primera y segunda etapa, manifestaciones de rupturas en las tuberías existentes y cunetas de las calles.

Un poco más al norte del sitio anterior y a unos 700 m al sur este de estudio, Hodgson y Darce (1995) sostiene que "en esta zona se presentan basculamientos de los estratos, dobladuras o pequeños desplazamientos con fracturamiento superficial o aparentemente erosionados en zona de cauces. Puede presentar un comportamiento anómalo al momento de un evento sísmico o al movimiento de fallas activas cercanas".

Al Norte del sitio de estudio también se ha realizado estudios (Altamirano 1997) reportan zonas que no evidencian claramente el fallamiento superficial por estar cubierta por materiales aluviales sueltos que enmascaran las fallas y fracturas al igual que los escombros producidos por el terremoto del 72.

1.3 Metodología de los Trabajos:

La metodología investigativa en estos trabajos conllevó a la ejecución de los siguientes detalles:

- Revisión de los mapas de estudios anteriores y Fotomapa de Managua con el fin de proyectar la posible afectación de las fallas en el terreno en estudio. En la Figura 3 se presentan los lineamientos que pudieran afectar el sitio investigado.
- Excavación de 1 trinchera exploratoria de longitud igual a 55 m, ancho de 80 cm y profundidad media de 3.5 m. La dirección de esta trinchera es EW-SE y se localiza en el área central de los dos lotes del terreno del proyecto.
- Se realizó la limpieza de la cara N de la trinchera para observar más claramente cada uno de los contactos estratigráficos, grietas, etc. que afectan al terreno de estudio.
- Se nivelaron, interpretaron y correlacionaron los diferentes estratos de 55 m de trinchera (Fig. 4-6).

II. MARCO GEOLOGICO

2.1 Tectónica Regional

Geológicamente, Managua se encuentra dentro de la Depresión Nicaragüense, exactamente dentro de la denominada cuenca "Intra-arco", que correspondería al graben de Managua, limitado por las fallas de Mateare y Cofradías y afectado por una serie de fallas transversales activas con dirección preferencial NE (Estadio, Los Bancos, Tiscapa, etc), que ocurren como fracturas tensionales típicas de la dinámica tectónica del intergoben, llegándose a formar incluso pequeñas fallas antitéticas dentro de toda la estructura (Darce, 1985) (Fig.2)

Los estudios recientes realizados por Martínez -Noguera (1992), definen el "Geben de Managua" como una estructura anómala a una cuenca de extensión del tipo "Pull Apart", como consecuencia de la segmentación de la cadena de Los Marrabios o frente volcánico de Nicaragua. El desplazamiento del frente volcánico es atribuido por Lilljeqvist y Hodgson (1983) a la diferencia de la inclinación de la Placa de Cocos que subduce a la Placa del Caribe. Esto es retomado por Martínez (1993) para explicar la separación que se observa entre los segmentos NW y SE del frente volcánico del Pacífico de Nicaragua.

2.2 Tectónica Local:

Dentro de la tectónica local se han definido las siguientes estructuras principales, que afectan el área de estudio (Fig 3):

- a) Falla Estadio
- b) Falla Los Bancos

3.2.1 Falla Estadio

Esta falla se localiza a unos 500 m al Oeste del sitio de estudio. Fue primeramente descrita por el Coronel Dan I. Sultán en el año 1931 (en Woodward-Clyde 1975), siendo esta la falla la causante del terremoto de 1931 que produjo más de 100 personas muertas y daños estimados en uno 15 millones de Dólares.

Las investigaciones hasta el presente aún no son suficientes para definir la Falla Estadio tanto en su longitud como en su localización. De las zanjas hechas para localizar esta falla, sólo en las de San Sebastián (Woodward-Clyde 1975) se han podido observar claramente los desplazamientos verticales. Hacia el Sur la definición es completamente dudosa pues con las zanjas que se han abierto sólo se llegan a encontrar aluviales muy inconsolidados que corresponden a la deposición fluvial de las corrientes de agua, lo que no ayuda a observar los desplazamientos de las fallas (parece que a lo largo de la falla se localiza un antiguo cauce). El mayor desplazamiento reportado es de 50 cm y su longitud ha sido estimada en 2.3 Km (Woodward-Clyde 1975). En el Estudio del Estadio Nacional fueron encontradas tres fallas definidas por Javier Arce Velazco, las que fueron reinterpretadas por Rodríguez en 1983 y 1993 en su Estudio del Area Central.

Los estratos Pleistocénico observados en estas trincheras son del tipo aluvial, presumiblemente rellenando un antiguo

cauces. También se ha reportado antiguos bloques arrastrados dentro de estos aluviales, dentro de ellos están las fallas descritas. Garayar (1976) es de la opinión que los desplazamientos son consecuencia al reajuste del volumen de los materiales granulares del depósito aluvial debido a la vibración sísmica.

2.2.2 Falla Los Bancos

Esta falla se localiza a unos 250 m al Este del sitio de estudio y ha sido descrita por Woodward-Clyde (1975) quienes afirman que durante el terremoto de 1972 se movió casi 6 cm. Es por ello considerada como una falla menor de desplazamiento lateral izquierdo. En la dirección Sur aparentemente se pierde, sin embargo presenta ramales (Falla El Retiro por ejemplo) donde se observan basculamientos y/o cizallamientos. Los desplazamientos verticales de 15 a 16 cm en la ceniza de Tiscapa fueron reportados, sin embargo Woodward-Clyde (1975) indica desplazamiento acumulados de 41 cm y estima la longitud hacia el Lago de Managua en unos 12 $\frac{1}{2}$ Km pero tan solo se han verificado 3 Km.

2.3 Estratigrafía Local:

Estratigráficamente el área de estudio está compuesta por piroclastos del grupo Managua, con algunos aluviales relacionados a zonas de cauces que bajan de las sierras. Estos aluviales Hal-1 y Hal-2 observados en la trinchera "A" en los afecta los primeros metros de profundidad afectando únicamente los estratos superiores.

Las edades de las unidades o formaciones geológicas reconocidas en las trincheras datan desde el Holoceno (H) al Pleistoceno Tardío (PT) (Fig.2). A continuación se encuentran enumeradas y descritas desde la más reciente a la más antigua cada una de las capas u horizontes que conforman la columna estratigráfica compuesta del sitio de estudio:

Escombros

En el sitio se encuentra una considerable cantidad de escombros provenientes sin lugar a dudas de las edificaciones aledañas al sitio que existieron hasta antes del terremoto de diciembre de 1972 que afectó a la ciudad capital. El máximo espesor de escombros se observó en la parte central del terreno donde alcanza los 100 cm, en el resto del terreno el espesor de escombros se mantiene en unos 80 cm.

Aluvial Holocénico (Hal-1)

Esta unidad corresponde a un suelo de tipo aluvial compuesto por arenas, limo y arcillas. en general su color es café oscuro. Este suelo alcanza un espesor de 50 cm.

Suelo Fósil (Hfs-1)

Predominantemente se encuentra formado de limos arcillas, alterado y poco contenido de material arenoso, es de color café claro; su espesor alcanza los 120 cm. Este suelo probablemente proviene de la actividad de Acahualinca, el mismo es indicativo de un período de calma de la actividad volcánica que afectó la parte Norte de Managua; presenta

características pomáceas evidenciadas por relictos de vidrio volcánico de color claro observados en esta unidad.

Suelo Aluvial Holocénico (Hal-2)

Esta unidad presenta las mismas características de los aluviales anteriores, alcanzando un espesor de hasta 25 cm. Este suelo, sin embargo aparece en toda la trinchera en sentido horizontal.

Suelo Fósil Holocénico (Hfs-2)

Esta unidad corresponde a un suelo de composición pomácea de hasta de 100 cm de espesor. Este suelo es correlacionable con la Pómez de Apoyeque (Haq), sin embargo se encuentra con las mismas características del suelo fósil anterior teniendo intercalaciones de materiales finos y algunos niveles de fragmentos de tobas retrabajadas.

Formación El Retiro (Hrt-Ht)

Consiste en una toba o ceniza compactada comunmente ilmada (Talpetate) de composición basáltica y deposición aérea, su color varía de gris verdoso a amarillento y algunos fragmentos rocosos, se nota su continuidad. Algunas veces aparece como fragmentos retrabajados.

III. EVALUACION DEL RIESGO SISMICO

3.1 Consideraciones Generales:

En Managua se está reinstalando la red sismológica nacional que registra los temblores a diario y consideramos

que la existencia de fallas activas relativamente cercanas al sitio pueden influir en las construcciones. El sitio tiene en el mapa isosísmico del terremoto de diciembre de 1972 (Magnitud=6.2) una intensidad entre VII y VIII en la escala de Mercalli modificada (Brown et al. 1973, Algermissen 1974,

Sauter 1989, Técnicas Gráficas 1992). lo que significa en términos de destrucción daños considerables, sin embargo la proximidad a una estructura mayor como lo es la Falla Estadio que podría activarse al momento de un sismo incrementa la posibilidad de intensidades mayores, es decir daños completamente destructores.

3.2 Sismicidad del Area:

El terreno está en la proximidad de algunas centenas de metros de fallas activas conocidas como Falla Estadio, descrita anteriormente en este informe.

Para el terreno en estudio podemos afirmar que por la información geológica, datos sísmicos, tipo de suelos, la evidencia de la proximidad de la Falla Estadio, causante del terremoto de marzo de 1931 (magnitud 4.2) y los rellenos observados en la parte central del terreno podemos afirmar que éste podría estar sujeto a vibraciones sísmicas y por lo tanto las estructuras que en él se construyan deberán ser diseñadas

para soportar cargas sísmicas que se generen, en este orden de magnitud, intensidades entre VII y VIII y aceleraciones de 520 a 625 gals, este último parámetro es tomado del análisis que Moore (1990) hiciera para la zona en que se encuentra nuestro sitio de estudio.

3.3 Zonificación Sísmica:

Utilizando toda la información existente (zonificación marginal) y los datos obtenidos en las zanjas, elaboramos la zonificación mas adecuada para el sitio de estudio. El sitio tiene su zonificación sísmica local, indicándose su uso y restricciones de acuerdo al Reglamento o normas del Uso del Suelo y Construcción de la ciudad de Managua (Fig. 6).

Zona 1: Buena.

Se le considera a esta zona de riesgo sísmico normal, basados en datos obtenidos del mapeo de las zanjas y evaluación de los resultados de otras excavaciones. Con estos datos, los registros sísmicos y la correlación geológica marginal, esta área es considerada como zona 1:buena.

Esta zona no puede ser considerada como excelente por la proximidad a zonas de alto riesgo (Falla Estadio) y por la composición del suelo (aluvial, flujos de lodos, cenizas, pómez, etc).

En esta zona el terreno está apto para la ejecución del proyecto; sin embargo para edificaciones, se deberán hacer diseños de fundaciones detalladas siguiendo recomendaciones de un estudio de Mecánica de Suelo realizado.

Zona Indefinida:

Son las áreas que están fuera del alcance de este estudio; donde no se han obtenido suficientes datos geológicos superficiales para darle una correcta clasificación. Para su uso se debe hacer un estudio geológico del subsuelo.

IV.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

4.1 Conclusiones:

- 1.- La zona central de la Trinchera A presenta como una zona de relleno y escombros pero notoria continuidad de los estratos inferiores que fueron observados. A lo largo de la Trinchera A no se observan evidencias de tectonismo reciente; la continuidad de los estratos más inferiores son criterios para descartar la presencia de fallas activas que crucen por el terreno.
- 2.- Pueden ser utilizada para fines del proyecto las Zonas 1 Buena.
- 3.- Los estratos guías más antiguos encontrados en las zanjas de exploración corresponden al Holoceno-Pleistoceno. La unidad compuesta de pómez y correlacionada con la pómez de Apoyeque en este terreno es de vital importancia pues su presencia de forma continua descarta la existencia de fallas activas.
- 4.- Los datos geoestructurales, las capas guías y la interpretación de las zonificaciones sísmicas marginales le dan buena confiabilidad a los resultados del presente estudio.
- 5.- La zonificación sísmica establecida es la más adecuada para estos terrenos, ya que los datos sísmicos así lo indican.

4.2. Recomendaciones:

- 1.- Respetar la zonificación sísmica establecida en el plano adjunto (Fig.8).
- 2.- Para utilizar el área de zanjas o por donde el suelo fue removido hay que compactar localmente para evitar asentamientos.
- 3.- Se debe construir únicamente en las Zona 1: buena, siempre que se cumpla con el diseño de fundaciones y recomendaciones del estudio de suelo.
- 4.- En base a la información referente a la sismicidad del área se recomienda diseñar las construcciones para que resistan magnitudes de sismos mayores que 5 en la escala de Richter.

V. BIBLIOGRAFIA

Algermissen, S. T., Dewey, J.W., Langer, C. J., and Billinger, W. H. 1974. THE MANAGUA, NICARAGUA, EARTHQUAKE OF DECEMBER 23, 1972; LOCATION, FOCAL MECHANISM, AND INTENSITY DISTRIBUTION. Bull. of the Seismological Society of America, Vol. 64, No.4. U.S. Geol. Surv.

Altamirano Torres, Gustavo 1982. ESTUDIO GEOLOGICO DE RIESGO SISMICO, AREA SUR DE LA LAGUNA DE TISCAPA. Reporte Interno, Managua.

Bice, D. C. 1980. TEPHRA STRATIGRAPHY AND PHYSICAL ASPECTS OF RECENT VOLCANISM NEAR MANAGUA, NICARAGUA. PhD. Thesis, Univ. California, 422 p.

Brown, Robert D. 1968. PROJECT REPORT NICARAGUA INVESTIGATION (IR) NI-1 MANAGUA, NICARAGUA EARTHQUAKE OF JANUARY 1968. Inv. 11, Ord. 9, Ejem. A1.

Brown, R. D., Ward, L. and Plafker, G. 1973, Geologic and Seismologic Aspects of the Managua, Nicaragua, Earthquakes of December 23, 1972. U.S. Geol. Surv. Prof. Paper 838, 34 pp.

Darce, M. 1985, Tectónica de la III Región. Managua, Nicaragua.

Geotecnic (1983), ESTUDIO GEOLOGICO DE RIESGO SISMICO POR FALLAMIENTO SUPERFICIAL "COMPLEJO INISER", Managua, Nicaragua.

Geotecnic (1983b), ESTUDIO GEOLOGICO POR FALLAMIENTO SUPERFICIAL, "DAVID Y ENE TAJADA PERALTA, Managua, Nicaragua.

Hodgson, Glen 1983. ESTUDIO GEOLOGICO Y ZONIFICACION SISMICA DE UNA PEQUEÑA ZONA DENTRO DE LOS TERRENOS DE LA UCA. UCA, Reporte Interno, Managua.

Lilljeqvist, R. and Hodgson, Glen 1983. STRUCTURES AND ROCK FORMATIONS RELATED TO PRECIOUS METAL VEINS DEPOSITS IN NICARAGUA. Inv. 837, Ord. 831, Ejem. A1.

Martínez E., William 1981. ESTUDIO GEOLOGICO DE RIESGO SISMICO, TERRENO OFICINAS CENTRALES INE-GEOTERMICO. INE. Reporte Interno. Managua.

Martínez, W., 1993. The interrelationship Between Volcanic and Seismic Activity to Subduction-related Tectonics in Western Nicaragua. Jour. Geol. Soc. Japan.

MINVAH 1985, Regulaciones para la Presentación de Estudios Geológicos de Riesgo Sísmico por Fallamiento Superficial. Managua, Nicaragua.

MINVAH 1985, Matriz de Planeamiento: Guía para reducir al mínimo los Riesgos de Fallamiento Superficial. Managua, Nicaragua.

Rodríguez, Noel, 1982. ESTUDIO GEOLOGICO POR FALLAMIENTO SUPERFICIAL DE RIESGOS SISMICOS PARA AMPLIACION DEL "HOSPITAL DAVILA BOLAÑOS", Geotecnic, Reporte interno, Managua.

Rodríguez, Noel 1992. ESTUDIO GEOLOGICO Y ZONIFICACION SISMICA, PROYECTO AULA MAGNA U.C.A. CREASA, Reporte Interno, Managua. Nicaragua.

Rodríguez, Noel, Romero, F. y Luna, E. (1993), ESTUDIO GEOLOGICO Y ZONIFICACION SISMICA, CAMPUS UCA. Managua, Nicaragua.

Rodríguez, Noel, 1993. ESTUDIO GEOLOGICO DEL AREA CENTRAL . PROYECTO DE COLABORACION HOLANDESA , ALCALDIA DE MANAGUA.

Rodríguez, Noel, 1983. ESTUDIO GEOLOGICO POR FALLAMIENTO SUPERFICIAL, PROYECTO SAN ANTONIO, PRIMERA Y SEGUNDA ETPA.

Rodríguez, Noel, 1997. ESTUDIO GEOLOGICO Y DE RIESGO SISMICO POR FALLAMIENTO SUPERFICIAL. PROYECTO DUPLA NORTE PETRONIC.

Sauter, Franz 1989 FUNDAMENTOS DE INGENIERIA SISMICA I, Introducción a la Sismología. Editorial Tecnológica de Costa Rica, Inst. Tec. de Costa Rica, Cartago, Costa Rica.

Técnicas Gráficas 1992. Managua, Nicaragua. Terremoto del 23 de Diciembre de 1992. Volumen I y II. San Francisco, California.

Ward, Peter 1974 MAP SHOWING FAULTS AND FRACTURES RELATED TO THE MANAGUA EARTHQUAKES OF DECEMBER 1972.

Woodward Clyde Consultants 1975. Investigation of Active Faulting in Managua, Nicaragua and Vecinity. Sumary Report, Vice Ministerio de Planificación Urbana, Managua, Nicaragua.

Zapata E., Rodolfo 1982. ANALISIS PRLIMINAR DE TEMBLORES LOCALIZADOS EN EL AREA DE MANAGUA (FALLA TISCAPA Y CHICO PELON). Managua, Nicaragua.

ESTUDIO GEOLÓGICO PARA DETECCIÓN DE FALLAS, EN TERRENO DONDE SE
PROYECTA OBELISCO EN LA PLAZA DE LA FE JUAN PABLO II

**REPUBLICA DE NICARAGUA
ALCALDIA DE MANAGUA**

**PROYECTO
ESTUDIO GEOLOGICO PARA DETECCION DE
FALLAS, EN TERRENO DONDE SE PROYECTA
OBELISCO EN LA PLAZA DE LA FE
JUAN PABLO II**

Ing. Gustavo Altamirano Tórrez
Geólogo Consultor

febrero de 1999

GA-f

PROYECTO
ESTUDIO GEOLOGICO PARA DETECCION DE FALLAS, EN
TERRENO DONDE SE PROYECTA
OBELISCO EN LA PLAZA DE LA FE JUAN PABLO II

Ing. Gustavo Altamirano Tórrez
Geólogo Consultor

febrero de 1999

Residencial El Dorado, del Rest. El Dorado 2 c. al Norte
casa # 372, ☎ 248-1729, ☎ 248-1160, Telefax : 249-3589
Managua, Nicaragua

INDICE

- I. INTRODUCCION
- II. METODOLOGÍA DE TRABAJO
- III. GEOMORFOLOGIA
- IV. TECTONICA REGIONAL Y LOCAL
- V. ESTRATIGRAFIA
- VI. ZONIFICACION SISMICA LOCAL
- VII. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

I.- INTRODUCCION

El objetivo de este estudio es el determinar el potencial de Riesgo Sísmico y por medio de la detección de fracturas y fallas tectónicas activas para la zonificación y uso del terreno en donde se proyecta la construcción de un Obelisco, en la "PLAZA DE LA FE, JUAN PABLO II". costado oeste del Teatro Nacional Ruben Dario, en la ciudad de Managua.

Esta investigación de Riesgos Sísmicos por fallamiento geológico en superficie se efectúa a petición del Ing. Jorge González Mosquera de la Alcaldía de Managua. Estos estudios son necesarios y vitales para un planeamiento del uso de la tierra, tomando en consideración el peligro potencial por fallamientos tectónicos de la Ciudad de Managua, lo cual produce daños y efectos en el momento de un sismo o terremoto y por consiguiente se deben efectuar diferentes planificaciones Geotecnicas arquitectónicas y estructurales en las construcciones a efectuar.

El criterio utilizado para la definición del Riesgo Sísmico está basado en una excavación de 40 metros con rumbo de este a oeste, realizada para la futura construcción de un obelisco en La Plaza La Fe.

Estos estudios fueron realizados con el objetivo de que con esta investigación de excavacion y corte Geológico, en los que se efectúan lecturas Litoestratigráficas, se abarque todo el terreno de interés para intersectar cualquier posible lineamiento de fallas; también se consideró la topografía y la morfología del área.

Esta excavaciones de forma general, intersectan fallas y fracturas de edades cuaternarias y recientes, como los escarpes originados por lineamientos tectónicos; en este caso se trata de determinar la posible extensión de un lineamiento secundario de la falla Estadio o de la falla de los Bancos, este terreno está en área blanca y libre de fallas, escarpes y lineamientos estructurales conocidos de la ciudad de Managua, de acuerdo al mapa de fallas de Managua. (ver figura 1).

LAGO DE MANAGUA (LAGO XOLOTLAN)

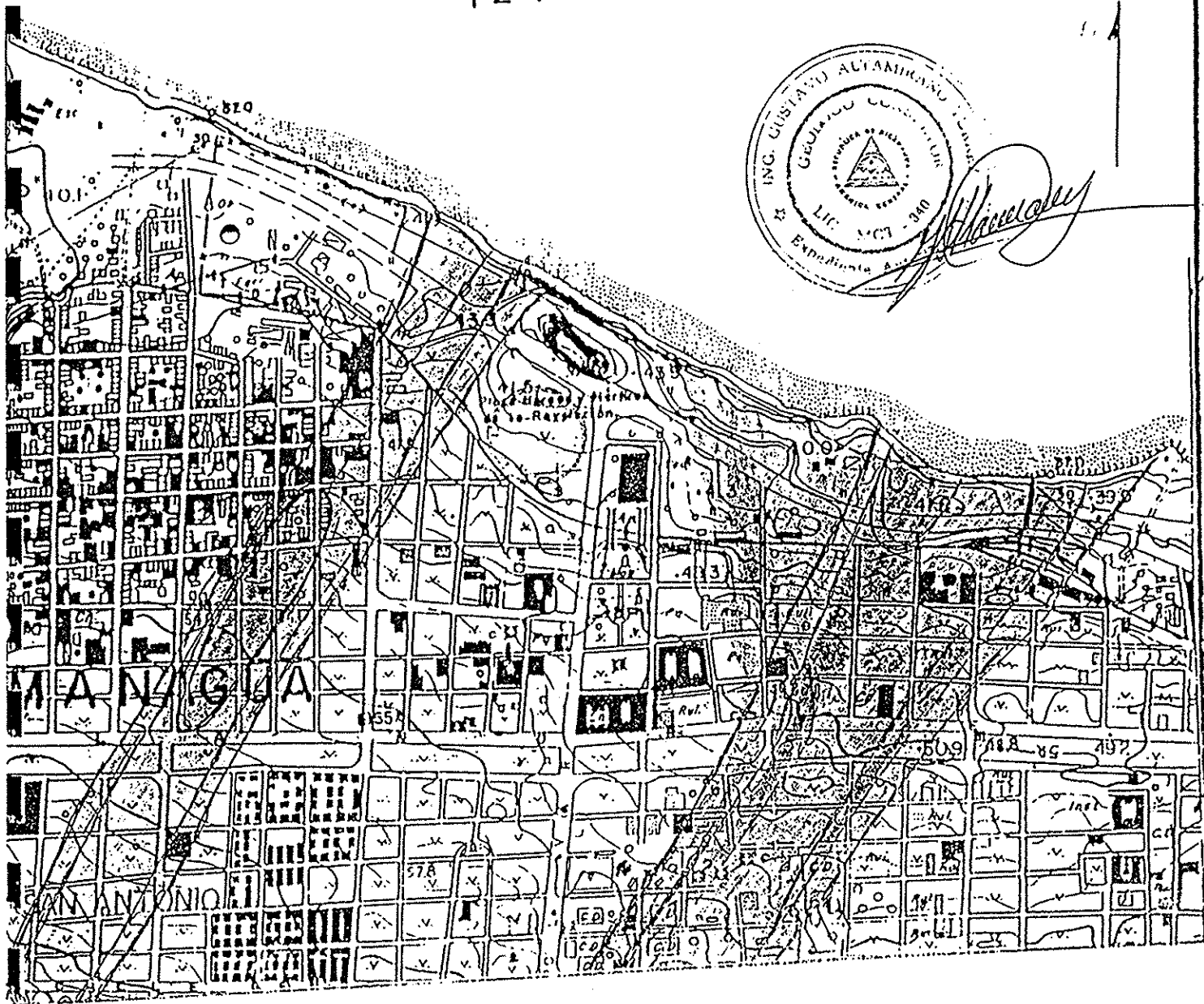





FIG. 1


MAPA DE UBICACION DEL TERRENO
DONDE SE CONSTRUIRA UN OBELISCO EN
LA PLAZA DE LA FE - JUAN PABLO II
DE ACUERDO A PLANO DE FALLAS DE MANAGUA
ESCALA 1:10,000m SOBRE PLANO DE INETER.


SIMBOLOGIA DE FALLAS Y LINEAMIENTOS
SEGUN
ALCALDIA DE MANAGUA
(ALMA)
LEYENDA DE FIG. No. 1

-  FALLA ACTIVA CONOCIDA (MAYOR). BASADA EN DATOS SUBTERRANEOS. CONSIDERADA CAPAZ DE DESPLAZAMIENTOS RELATIVAMENTE GRANDES DURANTE FUTUROS TERREMOTOS CON UNA COMPONENTE VERTICAL NO MAYOR DE 50 CENTIMETROS.

 -  FALLA ACTIVA CONOCIDA (MENOR). BASADA EN DATOS SUBTERRANEOS. CONSIDERADA INCAPAZ DE GRANDES DESPLAZAMIENTOS EN FUTUROS TERREMOTOS CON UN MAXIMO DE COMPONENTE VERTICAL APROXIMADO DE 15 CENTIMETROS.

 -  IDENTIFICACION BASADA EN FUERTE EVIDENCIA FOTOGEOLOGICA O SUPERFICIAL SIN CONFIRMACION SUBTERRANEA. ESCARPAS DE FALLAS PERTENECIENTES A FALLAS PRINCIPALES CONOCIDAS. INCLUIDAS EN ESTA CATEGORIA.

 -  AREA DUDOSA. RIESGO INFERIDOS BASADOS EN EVIDENCIA DEBIL, SIN CONFIRMACION CON DATOS SUBTERRANEOS. INCLUYE GRUPOS DE RASGOS LINEARES MENORES DE ORIGEN DUDOSO. EXTENSIONES INFERIDAS DE FALLAS PROBABLES O CONOCIDAS. MARGENES DE RASGOS DE DERRUMBAMIENTOS VOLCANICOS. PUEDE INCLUIR FALLAS PRINCIPALES CUYAS EXPRESIONES TOPOGRAFICAS HAN SIDO DESTRUIDAS POR EROSION, DEPOSICION, CULTIVOS O NIVELACION.

 -  NO EXISTE EVIDENCIA FOTOGEOLOGICA O DE OTRO TIPO. PERO NO SE PUEDE EXCLUIR LA PRESENCIA DE FALLAS ACTIVAS.
-

II. METOGEOLOGIA DE TRABAJO

Para la realización de este estudio se han utilizado las Normas vigentes de la Dirección de Urbanismos de (ALMA) Alcaldía de Managua y de INETER PARA LA Ciudad de Managua y alrededores, utilizando la siguiente metodología:

- ✓ Se revisaron las fotografías aéreas en al escala 1: 5,000 del INETER, como los mapas de fallas Geológicas y Topográficos actualizados de la ciudad de Managua en la escala 1:10.000 (Fig. 1).
- ✓ La ubicación del trazado y ejecución adecuada de 40 metros de trinchera exploratoria realizada con retroexcavadora, en las que se efectuó un levantamiento estratigráfico, lectura y revisión detalladas del corte, efectuado con una profundidad de 3 a 4 mts, dependiendo de las capas indicadoras. El rumbo que tienen las excavaciones es de Este a Oeste con una longitud total que suman 40 metros, que cubren todo el terreno en donde proyectan efectuar la construcción del Obelisco, en la "PLAZA DE LA FE, JUAN PABLO II.
- ✓ Se efectuó un levantamiento detallado de perfiles geológicos con su nivelación y graficado en la escala 1:50 tanto en la horizontal como en la vertical, y se presenta en un plano a escala 1:100m (Fig. No. 2)

El levantamiento fue realizado en la pared norte, en donde se describen sus verdaderos espesores de suelos, estratos y capas litoides, con el objetivo de investigar la posible ubicación de fallas y fracturas, cauces, paleocauces, flexuras y basculamientos, que puedan existir, como también se detalla por la clasificación de suelos de acuerdo al sistema unificado, la textura de los materiales o estratos encontrados en la excavación.

- ✓ Basados en la lectura del zanjeo y corte estratigráfico del terreno de 40 metros ubicado en el centro de la Plaza de la Fe se procedió a establecer la zonificación sísmicas para uso del terreno, sobre el mapa Topográfico entregado por el dueño.

- ✓ Al final se realizó el cierre y semi- compactación de la excavación por el método convencional, pasando los neumáticos y el peso de la Retroexcavadora múltiples veces por el relleno; se recomienda, estudios geotécnicos – antes de emplazar cualquier estructura.
- ✓ Se procedió a la redacción del presente Informe, con el objetivo de pasarlos a las oficinas de Urbanismo de ALMA y a INETER.

III. GEOMORFOLOGIA

Las evidencias geomorfológicas del área en donde se proyecta el Obelisco de la Plaza de la Fe, Juan Pablo II, son las de estar ubicada en un terreno de topografía plana que de acuerdo al mapa topográfico de INETER está en los 44 metros (SNM); no se modela ningún patrón de drenaje, ni erosivo en el terreno, también se entregó un mapa detallado de la Alcaldía (Dirección General de Desarrollo Urbano que indica curvas de Nivel a los 44 metros). (Figuras 1 y 3).

Un suelo arenoso moderno aflora en la parte alta del terreno y se evidencia como formación principal El Retiro INTEMPERIZADA, y las cenizas o piroclastos de la Formación San Judas y materiales volcánicos holocénicos como paleosuelos y lahares recientes, estas formaciones recientes y volcánicas están depositadas de forma desordenada por el arrastre de las corrientes de invierno.

El suelo de las diferentes capas son generalmente de una textura de arenosa a limo arenosa y se presenta de forma suelta y deleznable, y en forma erosionada y fragmentada con abundantes escombros arrastrados por el hombre y por corrientes de agua de los inviernos. Como es el caso de formación San Judas, y de basamento se nos presentan se nos presentan arenas sueltas, que fueron observadas lavadas, pues están bajo el nivel freático.

Entre los aspectos de la tectónica regional, el área del terreno puede ser definida desde un punto de vista vulcano-tectónico Regional, como parte del Integraven de Managua y el terreno en donde se proyecta la Plaza de la Fe, está localizado en un bloque hundido entre las fallas Estadio y los Bancos INTEGRABEN DE MANAGUA (Ver esquemas anexos).

Estos sistemas de fallas de Managua, está ligados a la tectónica de placas y zona de subducción del pacífico que afecta al graben de Nicaragua, y así mismo está ligado al intergoben de Managua en donde existen fallas activas del tipo extensionales, denominadas Sistemas de Fallas de Managua, las cuales tienen una historia de actividad telúrica en los tiempos Holocénicos, Pleistocénicos, y recientes, con evidencias como son los terremotos de Managua (Ver esquemas anexos A,B,C)

Las capas litológicas tienen su posición y origen Litogénico en el sistema volcánico del volcán Masaya, Apoyeque y de lahares y corrientes de lodo que bajan de las partes altas de las Sierras de Managua en los tiempos de inviernos, con edades que datan del cuaternario Reciente y del Holoceno y Suelos recientes modernos, en este caso hay depósitos recientes, hechos posterior al terremoto de 1972.

IV. TECTONICA REGIONAL Y LOCAL

IV.1 TECTONICA REGIONAL

La estructura geológica que predomina en Nicaragua Occidental es una gran zona de ruptura como "Depresión de Nicaragua", la cual se extiende por más de 300Km. de longitud por 70-80 Km de ancho. El frente volcánico está emplazado dentro de la margen occidental de la depresión, siendo el rasgo más notable la segmentación o ruptura de este frente volcánico en sector de los minigraben y Horts del área de Managua (Intergoben) (Ver Esquemas anexos A,B, y C).

El área de Managua representa una estructura de extensión que está conformando un bloque hundido conocido como graben de Managua. El graben de Managua, está de forma transversal al frente volcánico, presenta un fallamiento secundario bastante intenso, son fallas semiparalelas de orientación norte y noreste con desplazamiento horizontal, está determinado por fallas normales de Desplazamiento Vertical y de desplazamiento de rumbo. Este sistema de fallas es capaz de generar terremotos de hasta una magnitud 6.5 Richter similar a los terremotos de 1931 y 1972 que ocurrieron en la ciudad de Managua.

IV.2 TECTONICA LOCAL

Las evidencias sísmicas y geológicas fueron directamente estudiadas en una trinchera de 40 metros de longitud en una profundidad de 3 a 4 metros esta fue leída del Oeste al Este, Estudio efectuado de acuerdo a las condiciones topográficas del terreno y de acuerdo a la orientación de las posibles fallas existentes y a las evidencias Fotogeológicas de escarpes y drenajes y drenajes de acuerdo al plano existente de fallas de Managua. Escala 1:10.000 actualizados sobre el mapa de INETER (Ver Fig. No. 1)

En este estudio se efectuó un levantamiento detallado de la estratigrafía en la escala 1:50 se revisaron las 2 paredes en el lugar de las posibles fallas y fracturas; para corroborar la dirección de su extensión sobre el terreno se revisó toda la superficie del área del terreno del Obelisco y se tomó en consideración la topografía detallada del mapa entregado por la Dirección General de desarrollo urbano de la Alcaldía de Managua

Se encuentran 2 capas indicadoras de la tectónica reciente que son (I-Is) suelos arenosos recientes en escombros depositados posiblemente en el terremoto de 1972 y la (I-Is1) que es una capa de suelos arenosos con lima (ML).

En las perforaciones la humedad del nivel freático se localizo a los 2.65mts, con la Retroexcavadora se abrieron 3 secciones de 4 metros de profundidad, estabilizándose el nivel de agua (NEA) a los 3.12mts de profundidad de la superficie del terreno.

V. ESTRATIGRAFIA DE TERRENO DE OBELISCO DE LA PLAZA DE LA FE JUAN PABLO II.

(De lo más reciente a los más antiguo)

(Hs) Suelo Reciente Holoceno Cuaternario

En la excavación estudiada para la ubicación y construcción del Obelisco se encontró un suelo moderno arenoso con escombros de tejas, bloques, hierro, plásticos posiblemente depositados por el hombre posterior al terremoto de 1972, el cual destruyó el centro de la vieja ciudad de Managua, teniendo un

espesor al oeste de 1.53 metros de espesor y en su extremo este, es de hasta 1.80m, este estrato de suelo moderno arenoso, con suelo vegetal y escombros, presenta continuidad estructural y estratigráfica muy homogénea, en este estrato no se observan fallas ni fracturas, flexuras ni basculamientos, no hay grietas en superficie, no hay fisuras recientes.

(Hs1) Suelos Recientes Arenoso-Limoso

Este estrato o capa infrayacente al suelo mas superficial está constituido por un suelo areno limoso color café oscuro, este suelo infrayacente a uno más reciente, no presenta ni fracturas, ni grietas con buena exposición, no presenta fallas, llega a tener espesores de hasta 2 metros en toda la excavación de 40 metros de longitud.

El nivel freático fue localizado y se midió en 3 socavones de 4 metros en los extremos y en la parte media de la excavación, dejando estabilizar el agua se tiene un promedio de profundidad de 3.12 metros, en la perforación se observa la humedad, a los 2.65m, el material es de arenas sueltas a los 4 metros observándose material de escombros a esta misma profundidad.

Con las perforaciones se observó mayor profundidad y se encontró un basamento firme para la ubicación del obelisco. (Adjunto Informe Geotécnico).

VI. ZONIFICACION SISMICA LOCAL

La excavación en el terreno en donde se proyecta la Construcción del Obelisco de la Plaza de la FE, Juan Pablo II, suma una longitud de 40 metros con un rumbo Este a Oeste, en la que se efectuó un levantamiento detallado en la escala 1:50, y se revisaron las 2 paredes de la excavación, el criterio topográfico fue de mucha importancia.

EVALUACION DEL RIESGO SISMICO Y CONFIABILIDAD

La ejecución del presente estudio Geológico de Riesgo Sísmico en superficie está de acuerdo a los patrones y normas técnicas establecidas por la dirección de urbanismo de la Alcaldía de Managua.

Con este estudio se ha detallado el terreno propiedad de la Alcaldía de Managua, y se efectuó suficiente investigación para tener una excelente información, basándonos en el perfil estratigráfico levantado en la excavación de 40 metros de longitud para la detección de fallas y fracturas geológicas.

De acuerdo a los patrones de zonificación sísmica se seguirá la evaluación del 1 al 6, dependiendo de las anomalías estructurales observadas en el terreno. Para fines de construcción, la mejor zona es la 1 excelente y al aumentar el número aumenta el Grado de Riesgo Sísmico.

Se han descrito 2 zonas que se detallan a continuación (Ver Fig. No. 3) (PLANO DE ZONIFICACION SISMICA PARA USO DEL TERRENO).

Zona 1 Buena

De riesgo sísmico normal, las ondas sísmicas vibran normalmente, nos hemos basado en los datos procedentes de las observaciones efectuadas en la trinchera de la Plaza de la Fe Juan Pablo II, de 40 metros, como en observaciones de las curvas de nivel, del levantamiento topográfico, como en la geomorfología del terreno, el área presenta condiciones para construir el Obelisco planteado y se define como Zona 1 Buena, el terreno esta apto para la construcción de la Plaza de la Fe Juan Pablo II.

Uso del Terreno

Con los datos (1Bueno) se permite hacer uso del terreno para los tipos de edificaciones proyectadas. Se espera que esta área se comporte de manera aceptable ante los posibles eventos sísmicos que afecten el terreno, sin que en la construcción se presenten rupturas o agrietamientos notables, es recomendable que el área 1 BUENAS se efectúen estudios de mecánica de suelos, como Valor Soporte, Nivel de Desplante, Resistencia a la Comprensión, por medio de perforaciones de penetración normal, las que ya fueron realizadas por IDISA Ingenieros Consultores.

Es necesario un adecuado control en los materiales de construcción.

Zona Indefinida

Basado solamente en datos de fotogeología, no hay suficientes datos superficiales, ni subterráneos, se interpretan los datos como la continuidad normal de los datos buenos o regulares, sin embargo podrían existir fallas activas no identificables superficialmente, es necesario realizar estudios geológicos o geofísicos, en este caso son áreas fuera del terreno de interés.

VIII. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

El estudio nos lleva a concluir:

- 1 No se encuentran fallas, fracturas, agrietamientos, ni discontinuidades estructurales en el corte geológico proyectado para el análisis y microzonificación sísmica del terreno propiedad de la Alcaldía de Managua (ALMA), en donde se proyecta la construcción de un Obelisco para la Plaza de la Fe Juan Pablo II, observándose homogeneidad estructural en los principales estratos y capas litológicas que componen el sub-suelo del terreno, en este caso se nos mostraron la formación, (IIs) suelos arenosos con escombros y (IIs1) Suelo areno limoso café oscuro, capas litológicas que no fueron afectadas por fallas, y fracturas no hay basculamientos ni flexuras, siendo estas las capas más representativas, se presenta con una exposición excelente. Toda el área estudiada es **Zona 1 Buena**, el terreno es óptimo para la construcción del Obelisco.
- 2 Las principales capas del terreno las componen las formaciones del suelo cuaternario reciente y moderno, que es una guía para estudio de Riesgo Sísmico en el terreno en donde se va a construir el Obelisco de la Plaza de la Fe Juan Pablo II.

Para efecto de construcción en la zona 1 BUENA, es importante realizar estudios de mecánica de suelos por penetración normal, para definir el tipo de cimentación y niveles de desplante del terreno, estudios ya realizados por IDISA, Ingenieros Consultores.

De acuerdo a los resultados de esta investigación el terreno está apto para las edificaciones proyectadas.

Es necesario basarse en el plano de zonificación sísmica par uso del terreno (Ver plano No. 3) en el que hay que tener presente el área 1 BUENA de este terreno y como toda la ciudad de Managua y alrededores, está sujeto a sacudidas y vibraciones sísmicas normales; se recomiendan Edificaciones en la Zona 1 Buena con un adecuado control estructural y de materiales de construcción.

RECOMENDACIONES.

Es necesario atender las normas sísmicas vigentes de la matriz de planeamiento urbano de la Alcaldía de Managua, para cada una de las zonas sísmicas establecidas en este informe geológico.


Ing. Gustavo Altamirano
Geólogo Consultor
Lic-MCT-340
Tel. 266-1171-088-37332



BIBLIOGRAFIA

- Altamirano Gustavo Estudio Geológico para la detección de fallas en terreno de Sede Presidencial frente al Palacio de la Cultura, Managua-Nicaragua 1998.
- Altamirano Gustavo Estudio de Riesgo sísmico por fallamiento Geológico del terreno al norte para ampliación del Hotel Intercontinental, Nicaragua 1992.
- Altamirano Gustavo Estudio de Geológico para la detección fallamiento en superficie de Hotel de Metrocentro Inversiones Robles, S. A Febrero 1996.
- Altamirano Gustavo Estudio Geológico de Riesgo Sísmico por fallamiento Geológico en superficie de Universidad Católica de Managua Nicaragua, Octubre 1993.
- Bulletin of the seismological society of America. Vol 64 Number 4, August 1974.
- Garayar Sáenz, Julio: Informe de las principales fallas activas del área de Managua. Julio 1976.
- Geofísica Internacional Revista de la Unión Geofísica Mexicana auspiciada por el Instituto de Geofísica de la Universidad Nacional Autónoma de México, Enero 1974.

IDISA, *Ingenieros Consultores*

Geological Survey Profesional Paper 83.8

Geological and seismologic aspect of the Managua, Nicaragua

Earthquakes of December 23, 1972

Geological Superver Profesional Paper 914.

Geologic Considerations for Redevelopment planning of Managua, Nicaragua.
Following the 1972 Earthquake.

Woodwar-Clide Consultant: Investigation of active faulting in Managua,
Nicaragua. E Vicenti – Nov. 1975.

Peter L. Word, Jammer Gibbs, Davis Harlow and Arturo Aburto

After Shocks of Managua, Nicaragua. Earthquake and the tectonic significance of
the Tiscapa fault. August 1974.

Residencial El Dorado, del Rest. El Dorado 2 c. al Norte
casa # 372, ☎ 248-1729, ☎ 248-1160, Telefax : 249-3589
Managua, Nicaragua

Figura No. 1

Localización del área de Estudio
Obelisco de la Plaza de la Fe Juan Pablo II.
Escala 1:10.000

Esquemas ABC

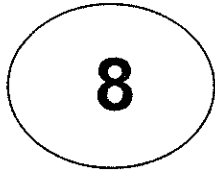
Figura No. 2 A

Corte Geológico detallado de la excavación
realizada para Obelisco de la Alcaldía de
Managua.

(Reducción Xerox)
Escala 1:100M.

Figura No. 3

Plano de Zonificación sísmica para uso de
terreno Obelisco de la Plaza de la Fe Juan Pablo
II.



INFORME DE RIESGO SÍSMICO POR FALLAMIENTO GEOLÓGICO SUPERFICIAL
DEL TERRENO DEL PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DEL COMPLEJO JUDICIAL
OCCIDENTAL DE MANAGUA

Informe de riesgo sísmico por fallamiento geológico superficial del terreno del Proyecto de Construcción del Complejo Judicial Occidental de Managua.

Elaborado a solicitud de la Corte Suprema de Justicia de Nicaragua

**Por: Dr. Ing. Mauricio Darce Rivera
Geólogo Consultor**

Managua, septiembre del 2000

EDAD	ESPESOR (CM)	LITOLOGIA	OBSERVACIONES
O Z E C O L O I	50	Hfs+relleno	Suelo reciente + relleno
	85 30 - 40	Hrt(w)	Toba El Retiro Meteorizada
	145 50 - 70	Hfs-arenosa	Suelo fósil arenoso
	200 50 - 60	Hfs+gravilla	Suelo fósil con gravillas de lapilli
	235 30 - 40	Ce-Tiscapa 2	Ceniza fina basáltica de Tiscapa
	265 20 - 35	Mud-flow 2	Flujo de lado volcánica aglomerádica compacto de Tiscapa
	295 20 - 35	Ce-Tiscapa 1	Ceniza lítica basáltica fina de Tiscapa
	340 > 45	Mud-flow 1	Flujo de lado volcánico compacto aglomerádico de Tiscapa

GeotecNica Ingenieros Consultores S.A.		DUEÑO: CORTE SUPREMA DE JUSTICIA		HECHO POR:	
PROYECTO: Complejo Judicial Occidental de Managua		CONTENIDO: Fig. 2 - Columna Estratigráfica Compuesta del Terreno		Dr. M. Darce R Geólogo Consultor Lic. Op. MCT N° 334	
DIBUJO: S. Pérez G.		ESCALA: Sin Escala		FECHA: Septiembre, 2000	

URBANA CR 1 E

A C C E R R A

Z O N A I N D E F I N I D A

A V E N I D A

Z O N A I N D E F I N I D A

C A L L E

Z O N A I N D E F I N I D A

EDIFICIO REMAR

A C C E R R A

C A L L E

Z O N A I N D E F I N I D A

Z O N A I N D E F I N I D A

A V E N I D A S I M O N B O G O T T I

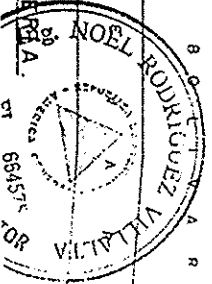
A C C E R R A

A C C E R R A

B O U L

FIG. N.º 6.

PROYECTO: EDIFICIO CANCELERIA



Contenido:

- **Introducción**
- **Metodología**
- **Marco Geológico- Estratigráfico**
- **Zonificación sísmica del terreno**
- **Conclusiones y Recomendaciones**
- **Referencias**

- **Lista de Figuras:**

Fig. 1 Ubicación del área de estudio y fallas circundantes. Proyecto de Construcción del Edificio del Complejo Judicial Occidental de Managua. Nicaragua Escala aproximada 1: 10 000

Fig. 2 Columna estratigráfica compuesta del terreno Proyecto de Construcción del Edificio del Complejo Judicial Occidental de Managua.. Sin escala

Fig. 4 Perfil geológico-estratigráfico de las trincheras geológicas exploratorias A-A' y B-B' del terreno del Edificio del Complejo Judicial Occidental de Managua. Escala vertical y horizontal 1: 50

Fig. 5 Zonificación sísmica del terreno del Proyecto de Edificio del Complejo Judicial Occidental de Managua. Escala aprox. 1: 2 500

- ♦ **Anexo: Fotografías**

- ♦ Trinchera geológica exploratoria A-A' del Edificio del Complejo Judicial Occidental de Managua. Estratos de litología volcánica, no deformados y con yacencia sub-horizontal dentro de la trinchera geológica exploratoria en la parte norte del terreno.
- ♦ Trinchera geológica B-B' al sur del terreno del Proyecto de Construcción del Edificio del Nuevo Complejo Judicial Occidental de Managua.

INTRODUCCIÓN

A petición del Arquitecto Rodrigo Lacayo Rivas, asesor técnico de la CSJ y del Lic. Róger Espinoza Martínez de la Dirección General Administrativa de la CSJ, se firmó un contrato de servicios profesionales en la rama de la geología entre la Corte Suprema de Justicia y el Dr. Mauricio Darce Rivera PhD, geólogo Consultor, cuyo objetivo principal fue el de definir el riesgo sísmico del terreno del proyecto en referencia en base al fallamiento geológico superficial que estuviese, si es el caso, afectando a dicho terreno. Por lo que se procedió a efectuar el presente estudio geológico en el terreno en donde se construirán las instalaciones físicas del Edificio del nuevo Complejo Judicial Occidental de Managua, ubicado al sur del monumento del Dr. Pedro Joaquín Chamorro Cardenal, sobre la avenida Bolívar en la parte central de la ciudad de Managua. (Fig. 1).

METODOLOGÍA

El área de estudio se ubica en la parte central de Managua, próxima a lineamientos estructurales paralelos al sistema de fallas activas denominado: Falla Los Bancos, las cuales son de características normales y con rumbo general NE-SO.

El hecho de abrir trincheras exploratorias transversales a los posibles lineamientos estructurales en el sitio de estudio es precisamente para poder detectar si fuese el caso, la ocurrencia de perturbaciones o deformaciones de las unidades litológicas, causadas por fallamiento geológico superficial, basados principalmente en análisis de correlación litoestratigráfica detallada.

Desde el punto de vista geológico se procedió a revisar y analizar los trabajos geológicos previos que se habían realizado en las inmediaciones del área de estudio los cuales se utilizaron como referencias para estas investigaciones, además se programó la ejecución de aproximadamente 160 metros lineales de dos trincheras exploratorias, de 3.00 metros de profundidad promedio y 0.60 metros de ancho con rumbo general E/O, las cuales se ubican en la parte norte y sur del terreno, respectivamente, a fin de poder detectar si fuese el caso, cualquier lineamiento estructural activo que estuviese afectando al área. De acuerdo al plano de fallas de Managua a escala 1: 10 000 editado por el MINVAH en 1980, el sitio se ubica próximo a lineamientos estructurales de importancia a como son el Sistema de Falla denominado de Los Bancos (2.1 km de largo, al menos su traza superficial). (Fig. 1). Luego se levantaron detalladamente los perfiles geológicos-estratigráficos en la pared norte de las excavaciones y con estos datos de campo se hicieron las correspondientes interpretaciones para poder zonificar sísmicamente al terreno.

Toda esta normativa es la que se utiliza para este tipo de investigaciones, de acuerdo con la Dirección General De Urbanismo de la Alcaldía de Managua y de la Dirección General de Geofísica de INETER (Instituto Nicaraguense de Estudios Territoriales).

Marco geológico-estratigráfico.

El subsuelo de la ciudad de Managua está compuesto por depósitos volcánicos de edad Holoceno-Pleistocénico, los cuales consisten en una serie de estratos con deposición sub-horizontal de litología de lapilli , pómez, tobas, alteradas, suelos fósiles, limo-arcillosos del **Grupo denominado Managua**, el cual sobreyace en concordancia con el basamento tobáceo compacto del Grupo Las Sierras (**TQPs**). Este subsuelo de Managua está atravesado en dirección preferencial NE-SO por un sistema de fallas activas del tipo extensionales o normales lo que incrementa el riesgo sísmico potencial de la ciudad. Managua se localiza en medio de un Intergraben en un escenario dinámico de proceso de subducción tectónica en un Arco de Islas (**Island Arc**), de origen volcánico. (Darce, 1992). La distribución de los estratos y su yacencia sub-horizontal, los constituyen en verdaderas capas guías para analizar con bastante confiabilidad, la ocurrencia o no de estructuras, tales como fallas, pliegues o fracturas que estén afectando a esta secuencia estratigráfica.

La litología más abundante en el terreno son los estratos de **Toba El Retiro (Hrt-w)**, con intercalaciones de suelos areno-limosos (**Hfs**) , descansando en un basamento tobáceo compacto del **Grupo Las Sierras (TQPs)**, los suelos arenosos presentan características de deposición sub-aérea y de corrientes con cierta estratificación encerrando fragmentos líticos lapillico y en pocos caso materiales aluviales subredondeados, todas estas unidades litoestratigráficas y sus contactos, constituyen las capas guías apropiadas para realizar el análisis sísmico del terreno (Figuras 2 y 3). Se observó en la trinchera la ocurrencia de antiguos elementos estructurales como vigas y pilares de concreto que eran las fundaciones de antiguas construcciones que estaban erigidas en el sitio antes del terremoto de 1972, así como algún material removido superficialmente alrededor de estas estructuras para su emplazamiento y viejos pozos locales de aguas revestidos de piedras canteras. Esto se observó más en la trinchera A-A’

Los estratos estratigráficos guías como la de La Toba El Retiro (**Hrt-w**) y los paquetes de suelos arenosos estratificados pertenecientes a productos volcánicos del Grupo Tiscapa (**Hti**) fueron observados sin ninguna deformación tectónica en toda la trinchera efectuada, solamente se observaron deflexiones de algunos estratos por origen geomorfológico, erosivo o de no deposición de los mismos (hiatos).

ZONIFICACIÓN SÍSMICA DEL TERRENO

En base a la información técnica disponible podemos zonificar sísmicamente al terreno de la siguiente manera (Ver Fig. 4):

Zona 1 Buena:

Comprende toda parte del terreno analizado no se observan aquí evidencias de fallamientos ni de deformaciones por estructuras geológicas, esta parte del terreno está apta para las construcciones proyectadas y no existen acá fallamientos geológicos activos, hay continuidad horizontal y vertical de los principales estratos. Los contactos geológicos son claros y normales. **El riesgo sísmico es normal.** Los resultados de las interpretaciones geológicas no reflejan la ocurrencia de ningún fallamiento geológico superficial que estuviese afectando al terreno. El terreno está apto para la construcción proyectada

Zonas Indefinidas:

Comprenden aquellas partes del terreno que están fuera del alcance de esta investigación. Podrían existir fallas activas ocultas. Se requiere estudio geológico detallado para definir el uso del terreno.

CONCLUSIONES

- ◆ No se encontraron evidencias de fallas geológicas ni de estructuras que estuviesen afectando al terreno de estudio, únicamente se encontraron algunas deflecciones de estratos por origen geomorfológico y de erosión. El terreno está apto para las construcciones planificadas.
- ◆ La litología más abundante en el terreno son los estratos de suelos limo arenosos (Hfs), Toba El Retiro (Hrt-w), y el basamento de toba Las Sierras (TQPs), todas estas unidades constituyen las capas guías apropiadas para realizar el análisis sísmico del terreno
- ◆ En base a estudios tecto-sísmicos en los alrededores del terreno podemos decir que la magnitud del terremoto máximo posible que pudiese ocurrir en el área sería de aproximadamente de 6.8 en la escala de Richter con 0.35 g de aceleración del suelo a nivel de basamento y con 25 segundos de duración. Esto es el análisis del movimiento sísmico generado en cualquiera de las dos fallas próximas al terreno: **Estadio y Los Bancos**, ya que a pesar de que tienen diversas longitudes, tienen diferentes desplazamiento y el terreno se ubica aproximadamente a diversas distancias de estas estructuras (Darce, 1999). Supuestamente uno de los trazos de la Falla Los Bancos estaría pasando en la parte suroriental del terreno analizado, sin embargo con este estudio geológico detallado se demuestra más bien su no ocurrencia al menos en esa localidad

INTRODUCCIÓN

A petición del Arquitecto **Rodrigo Lacayo Rivas**, asesor técnico de la CSJ y del Lic. **Róger Espinoza Martínez** de la Dirección Genral Administrativa de la CSJ, se firmó un contrato de servicios profesionales en la rama de la geología entre la Corte Suprema de Justicia y el Dr **Mauricio Darce Rivera PhD**, geólogo Comnsultor, cuyo objetivo principal fue el de definir el riesgo sísmico del terreno del proyector en referencia en base al fallamiento geológico superficial quen estuviese, si es el caso, afectando a dicho terreno. Por lo que se procedió a efectuar el presente estudio geológico en el terreno en donde se construirán las instalaciones físicas del Edificio del nuevo Complejo Judicial Occidental de Managua, ubicado al sur del munumento del Dr Pedro Joaquín Chamorro Cardenal, sobre la avenida Bolívar en la parte central de la ciudad de Managua. (Fig 1).

METODOLOGÍA

El área de estudio se ubica en la parte central de Managua, próxima a lineamientos estructurales paralelos al sistema de fallas activas denominado: **Falla Los Bancos**, las cuales son de características normales y con rumbo general **NE-SW**.

El hecho de abrir trincheras exploratorias transversales a los posibles lineamientos estructurales en el sitio de estudio es precisamente para poder detectar si fuese el caso, la ocurrencia de perturbaciones o deformaciones de las unidades litológicas, causadas por fallamiento geológico superficial, basados principalmente en análisis de correlación lito-estratigráfica detallada.

Desde el punto de vista ^{geológico} sísmico se procedió a revisar y analizar los trabajos geológicos previos que se habían realizado en las inmediaciones del área de estudio los cuales se utilizaron como referencias para estas investigaciones, además se programó la ejecución de aproximadamente 160 metros lineales de dos trincheras exploratorias, de 3.00 metros de profundidad promedio y 0.60 metros de ancho con rumbo general **E/W**, las cuales se ubican en la parte noerte y sur del terreno, respectivamente, a fin de poder detectar si fuese el caso, cualquier lineamiento estructural activo que estuviese afectando al área. De acuerdo al plano de fallas de Managua a escala 1: 10 000 editado por el MINVAH en 1980, el sitio se ubica próximo a lineamientos estructurales de importancia a como son el Sistema de Falla denominado de Los Bancos (2.1 km de largo, al menos su traza superficial). (Fig. 1). Luego se levantaron detalladamente los perfiles geológicos-estratigráficos en la pared norte de las excavaciones y con estos datos de campo se hicieron las correspondientes interpretaciones para poder zonificar sísmicamente al terreno.

Toda esta normativa es la que se utiliza para este tipo de investigaciones, de acuerdo con la **Dirección General De Urbanismo de la Alcaldía de Managua** y de la **Dirección General de Geofísica de INETER** (Instituto Nicaraguense de Estudios Territoriales).

Marco geológico-estratigráfico.

El subsuelo de la ciudad de Managua está compuesto por depósitos volcánicos de edad Holoceno-Pleistoceno, los cuales consisten en una serie de estratos de deposición sub-horizontal de litología de lapilli, pómez, tobas, alteradas, suelos fósiles, limo-arcillosos del Grupo denominado Managua, el cual sobreyace en concordancia con el basamento tobáceo compacto del Grupo Las Sierras (TQPs). Este subsuelo de Managua está atravesado en dirección preferencial NE-SW por un sistema de fallas activas del tipo extensionales o normales lo que incrementa el riesgo sísmico potencial de la ciudad. Managua se localiza en medio de un Intergraben en un escenario dinámico de proceso de subducción tectónica en un Arco de Islas (Island Arc), de origen volcánico. (Darce, 1992). La distribución de los estratos y su su yacencia sub-horizontal, los constituyen en verdaderas capas guías para analizar con bastante confiabilidad, la ocurrencia o no de estructuras, tales como fallas, pliegues o fracturas que estén afectando a esta secuencia estratigráfica.

La litología más abundante en el terreno son los estratos de Toba El Retiro (Hrt-w), con intercalaciones de suelos areno-limosos (Hfs), descansando en un basamento tobáceo compacto del Grupo Las Sierras (TQPs), los suelos arenosos presentan características de deposición sub-aérea y de corrientes con cierta estratificación encerrando fragmentos líticos lapillico y en pocos caso materiales aluviales subredondeados, todas estas unidades litoestratigráficas y sus contactos, constituyen las capas guías apropiadas para realizar el análisis sísmico del terreno (Figuras 2 y 3). Se observó en la trinchera la ocurrencia de antiguos elementos estructurales como vigas y pilares de concreto que eran las fundaciones de antiguas construcciones que estaban erigidas en el sitio antes del terremoto de 1972, así como algún material removido superficialmente alrededor de estas estructuras para su emplazamiento y viejos pozos locales de aguas revestidos de piedras canteras. Esto se observó más en la trinchera A-A'

Los estratos estratigráficos guías como la de La Toba El Retiro (Hrt-w) y los paquetes de suelos arenosos estratificados pertenecientes a productos volcánicos del Grupo Tiscapa (Hti) fueron observados sin ninguna deformación tectónica en toda la trinchera efectuada, solamente se observaron deflexiones de algunos estratos por origen geomorfológico, erosivo o de no deposición de los mismos (hiatos).

ZONIFICACIÓN SÍSMICA DEL TERRENO

En base a la información técnica disponible podemos zonificar sísmicamente al terreno de la siguiente manera (Ver Fig. 4):

Zona 1 Buena:

Comprende toda parte del terreno analizado no se observan aquí evidencias de fallamientos ni de deformaciones por estructuras geológicas, esta parte del terreno está apta para las construcciones proyectadas y no existen acá fallamientos geológicos activos, hay continuidad horizontal y vertical de los principales estratos. Los contactos geológicos son claros y normales. **El riesgo sísmico es normal.** Los resultados de las interpretaciones geológicas y geofísicas no reflejan la ocurrencia de ningún fallamiento geológico superficial que estuviese afectando al terreno. El terreno está apto para la construcción proyectada

Zonas Indefinidas:

Comprenden aquellas partes del terreno que están fuera del alcance de esta investigación. Podrían existir fallas activas ocultas. Se requiere estudio geológico detallado para definir el uso del terreno.

CONCLUSIONES

- ◆ No se encontraron evidencias de fallas geológicas ni de estructuras que estuviesen afectando al terreno de estudio, únicamente se encontraron algunas deflexiones de estratos por origen geomorfológico y de erosión. El terreno está apto para las construcciones planificadas.
- ◆ La litología más abundante en el terreno son los estratos de suelos limo arenosos (Hfs) Toba El Retiro (Hrt-w), y el basamento de toba Las Sierras (TQPs), todas estas unidades constituyen las capas guías apropiadas para realizar el análisis sísmico del terreno
- ◆ En base a estudios tecto-sísmicos en los alrededores del terreno podemos decir que la magnitud del terremoto máximo posible que pudiese ocurrir en el área sería de aproximadamente de 6.8 en la escala de Richter con 0.35 g de aceleración del suelo a nivel de basamento y con 25 segundos de duración. Esto es el análisis del movimiento sísmico generado en cualquiera de las dos fallas próximas al terreno: **Estadio y Los Bancos**, ya que a pesar de que tienen diversas longitudes, tienen diferentes desplazamiento y el terreno se ubica aproximadamente a diversas distancias de estas estructuras (Darce, 1999). Supuestamente uno de los trazos de la Falla Los Bancos estaría pasando en la parte suroriental del terreno analizado, sin embargo con este estudio geológico detallado se demuestra más bien su no ocurrencia la menos en esa localidad

CARTA AVAL

Se hace constar que se revisó, a Solicitud del [^]Ing. Mauricio Darce Rivera PhD
El Estudio Geológico y Evaluación de Riesgo Sísmico en el Terreno del Proyecto de
Construcción del Edificio del Complejo Judicial Occidental de Managua, en la parte
Central de Managua.

El estudio reúne las exigencias técnicas y cumple con las normativas de cobertura de
exploración de la oficina de ALMA. Por lo tanto, se avalan los resultados, conclusiones y
recomendaciones formuladas.

Se extiende el presente al presente al vigésimo cuarto día del mes de Octubre del año dos
mil

MSc. Fabio Segura Mojica
Director General de Geofísica.

Cc
Ing. Claudio Gutiérrez Huete.
Caja General.
Archivo

Director Ejecutivo

RECOMENDACIONES.

- ♦ **Respetar la zonificación sísmica estimada para el terreno en estudio.** Hay que tomar en cuenta la existencia, a relativa distancia de fallamientos activos (**Sistema de fallas Los Bancos**)
- ♦ **Atender normas sísmicas vigentes (Matriz de Planeamiento de Desarrollo Urbano)** para cada una de las zonas acá establecidas y construir de acuerdo al **Código de Construcción** vigente y con una adecuada supervisión en el control de obras y materiales a ser usados.
- ♦ **Realizar estudio geotécnico** para soporte al diseño óptimo del sistema de fundaciones y estabilidad de los suelos. Debe tenerse cuidado con los escombros existentes antes del emplazamiento estructural nuevo, éstos deben de ser previamente tratados o mejorar las condiciones del suelo en donde existan

REFERENCIAS

Darce M (1992) Riesgos Sísmicos y materiales de Construcción del área de Managua y sus alrededores. Colegio de Ingenieros de Nicaragua. CIN

Darce (1999) Informe de riesgo sísmico por fallamiento geológico superficial del terreno de La Emplanada de Tiscapa Este, Managua. Ingenieros Filadelfo Chamorro y Asociados.

MINVAH (1980) Plano de fallas de Managua. Escala 1:10000.

MINVAH (1980) Matriz de planeamiento de Desarrollo Urbano.
Dirección de Desarrollo Urbano.

Woodward-Clyde Consultants (1975) Investigation of Active faulting in Managua, Nicaragua & Vicinity. VIMPU.

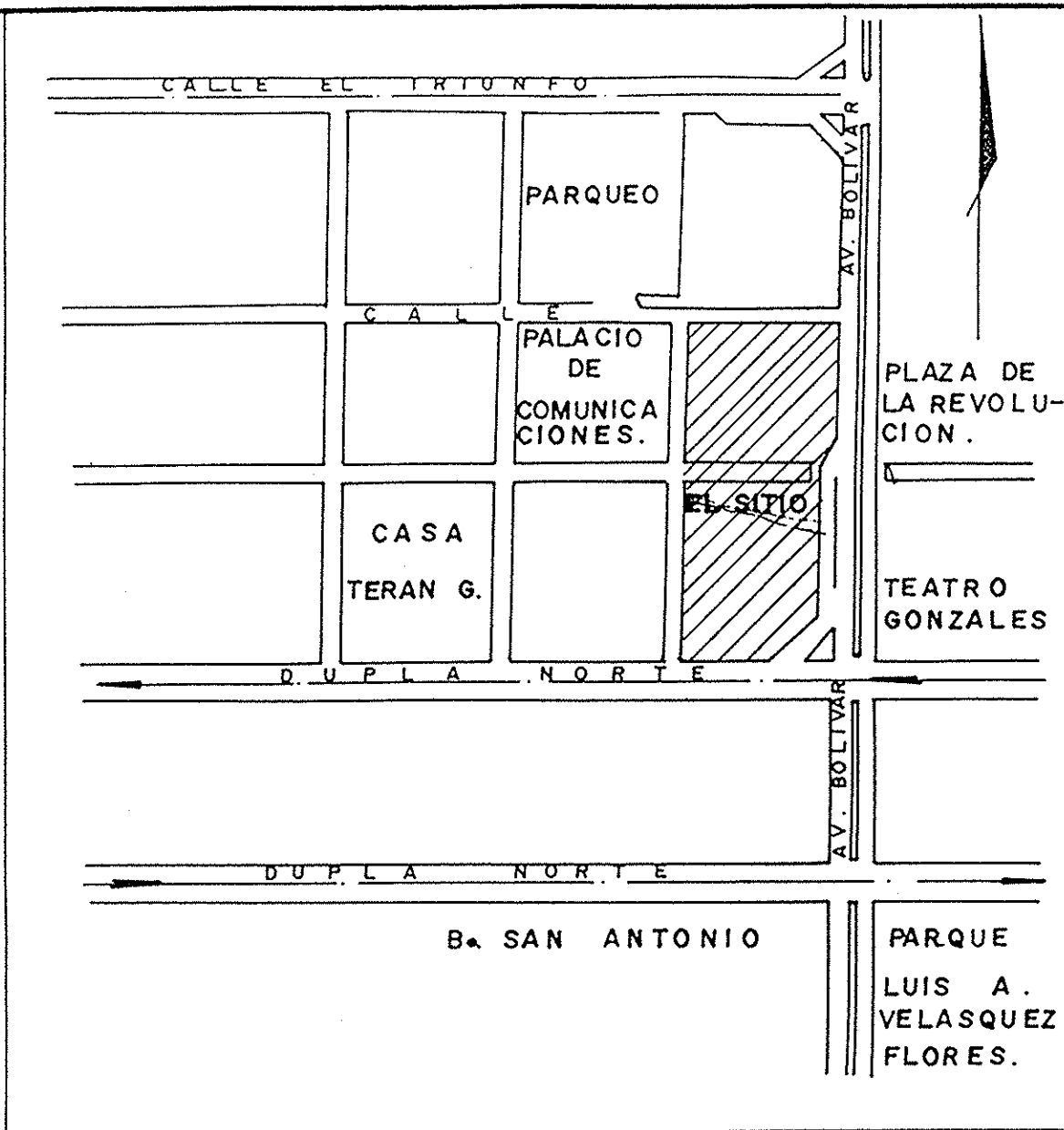


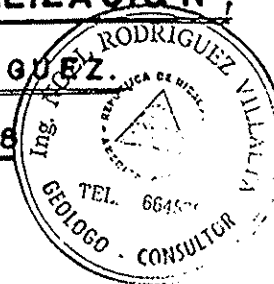
FIG. No. I.

PROYECTO: EDIFICIO CANCELLERIA.

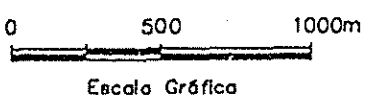
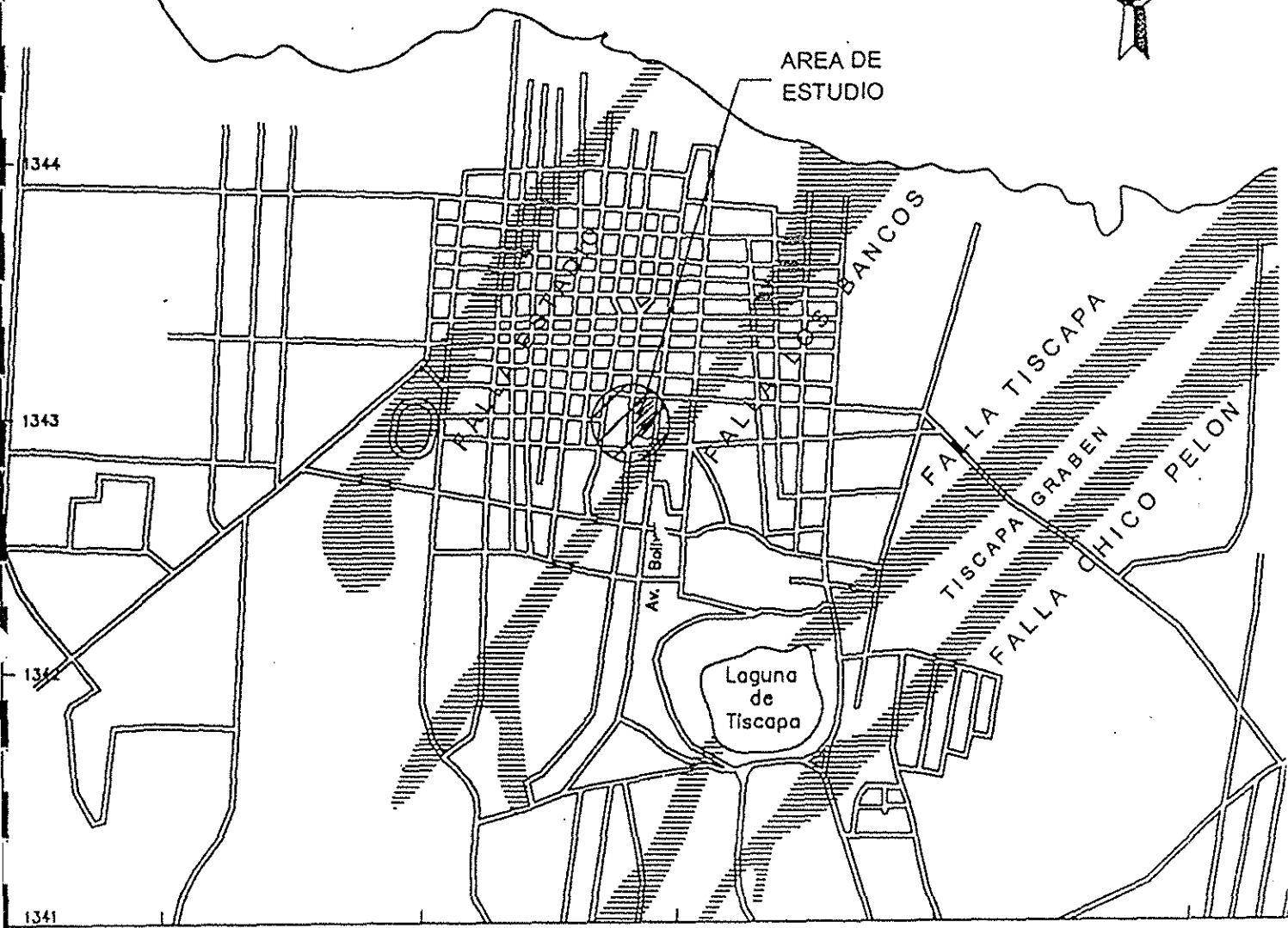
CONTENIDO: PLANO DE LOCALIZACION.

REVISO: Ing. NOEL RODRIGUEZ.

FECHA: ENERO 1998



LAGO DE MANAGUA



1343249/27398

Geotecnica Ingenieros Consultores S.A.		DUÑO: CORTE SUPREMA DE JUSTICIA	HECHO POR:
		CONTENIDO: Fig. 1 - Ubicación del Area de Estudio y Fallas Geológicas Circundantes	Dr. M. Darce R Geólogo Consultor Lic. Op. MCT N° 334
PROYECTO: Complejo Judicial Occidental de Managua	DIBUJO: S. Pérez G.	ESCALA: Indicada	FECHA: Septiembre, 2000

COLUMNA ESTRATIGRAFICA

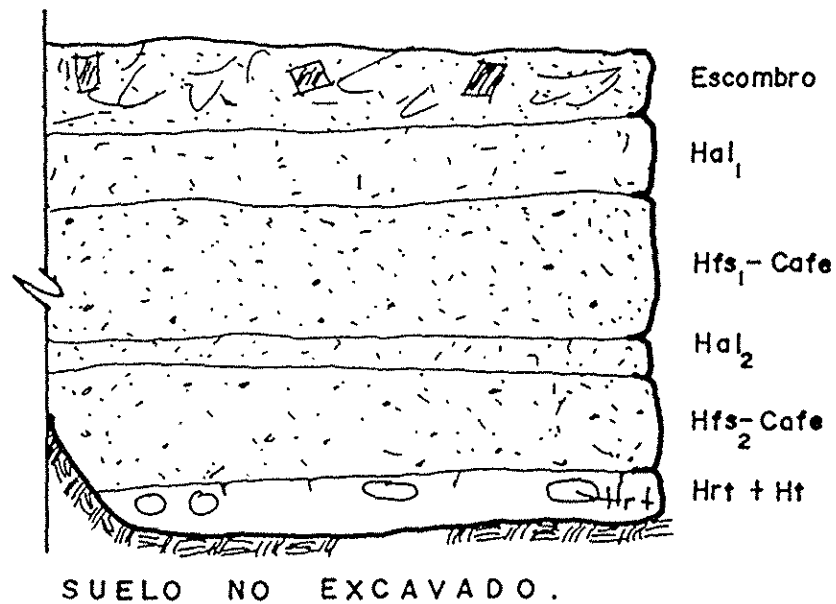


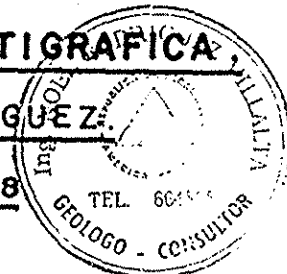
FIG. No. 2

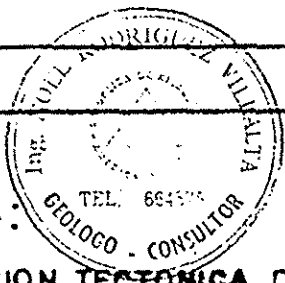
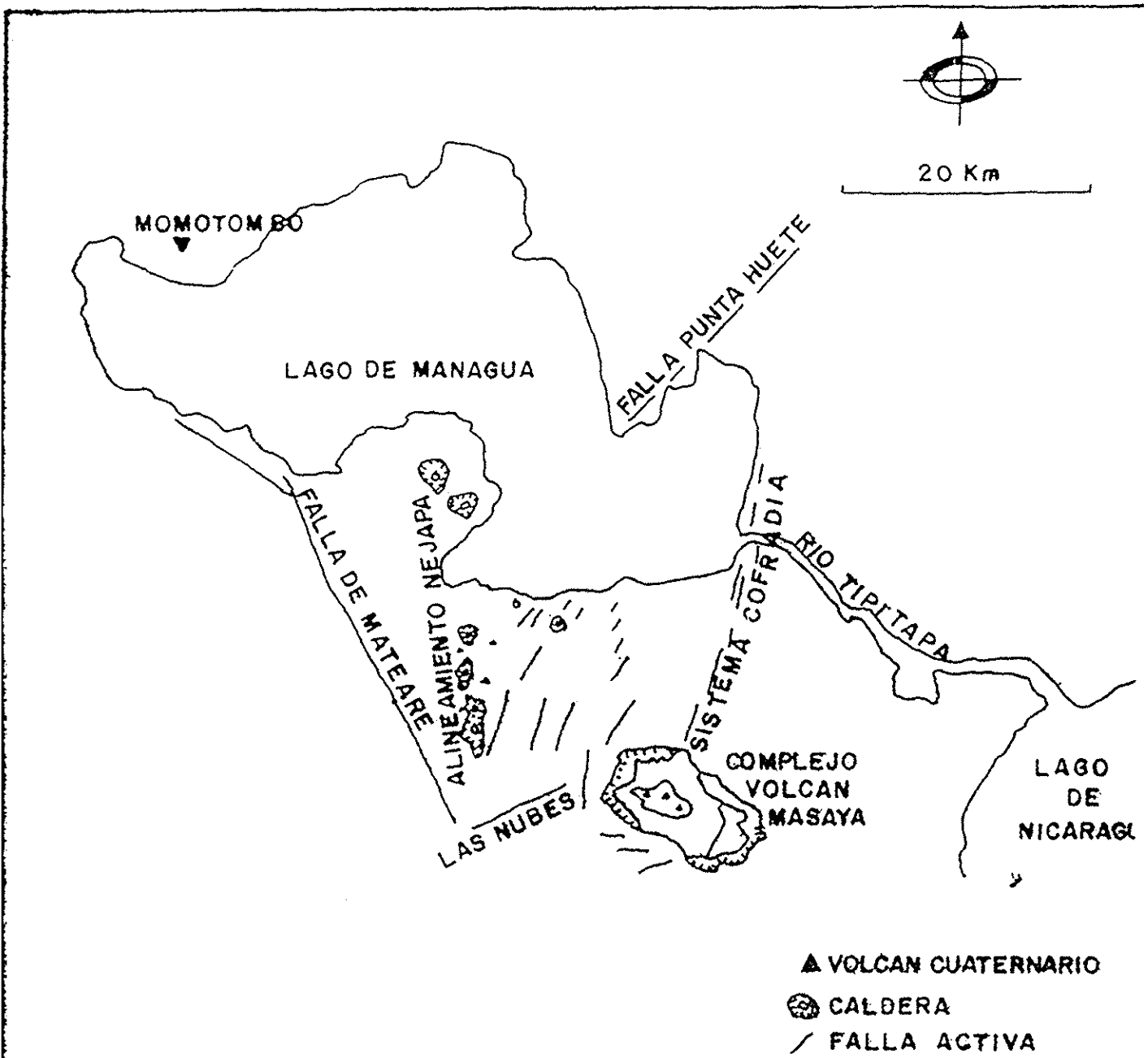
PROYECTO: EDIFICIO CANCELLERIA.

CONTENIDO: COLUMNA ESTRATIGRAFICA

REVISO: Ing. NOEL RODRIGUEZ

FECHA: ENERO 1998





PROYECTO:
FIG. N°2 CONFIGURACION TECTONICA DEL AREA DE MANAGUA

Fecha :	Elaboro F. C. GOMEZ	Reviso : N. RODRIGUEZ	Esc. 1 / 50.000
---------	---------------------	-----------------------	-----------------

LAGO DE MANAGUA

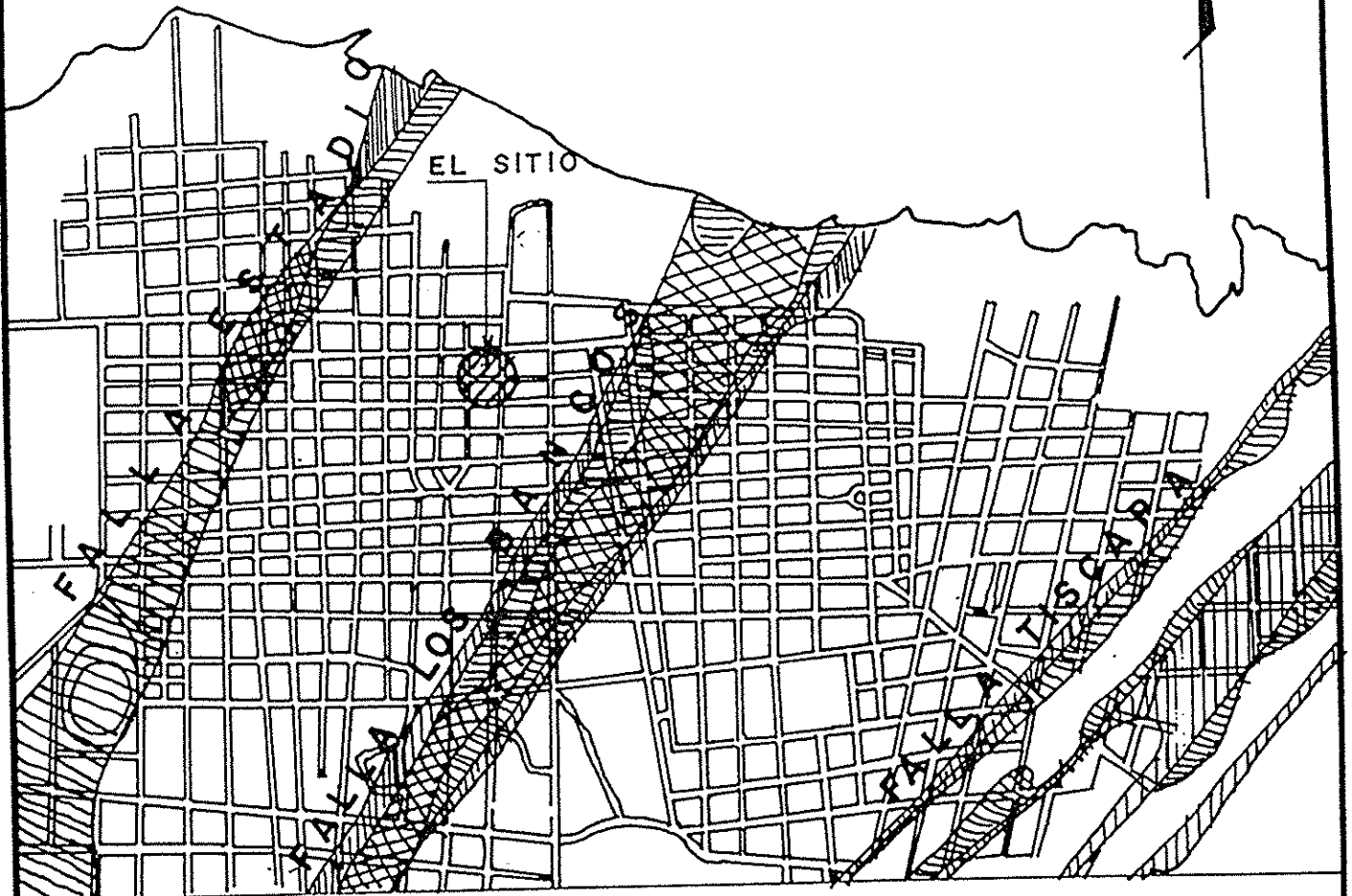


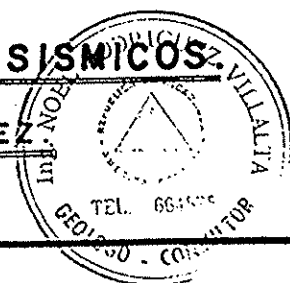
FIG. No. 3

PROYECTO: EDIFICIO CANCELLERIA.

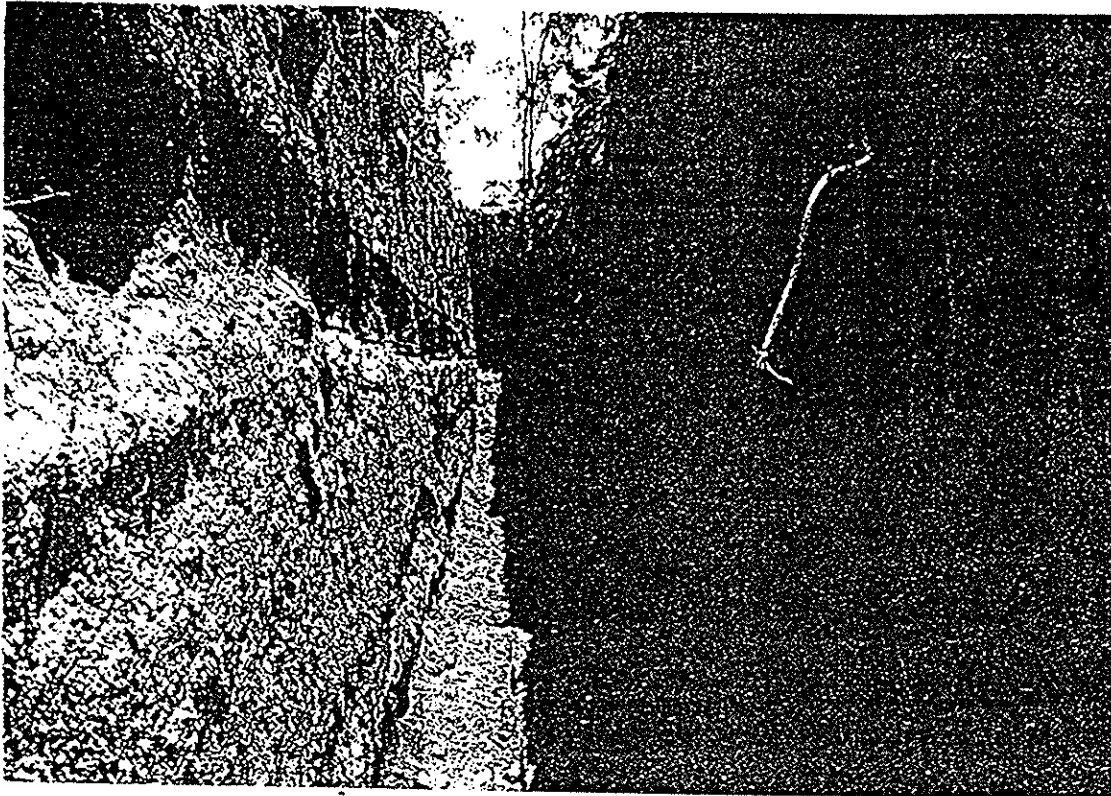
CONTENIDO: FALLAS Y LINEAMIENTOS SISMICOS.

REVISO: Ing. NOEL RODRIGUEZ

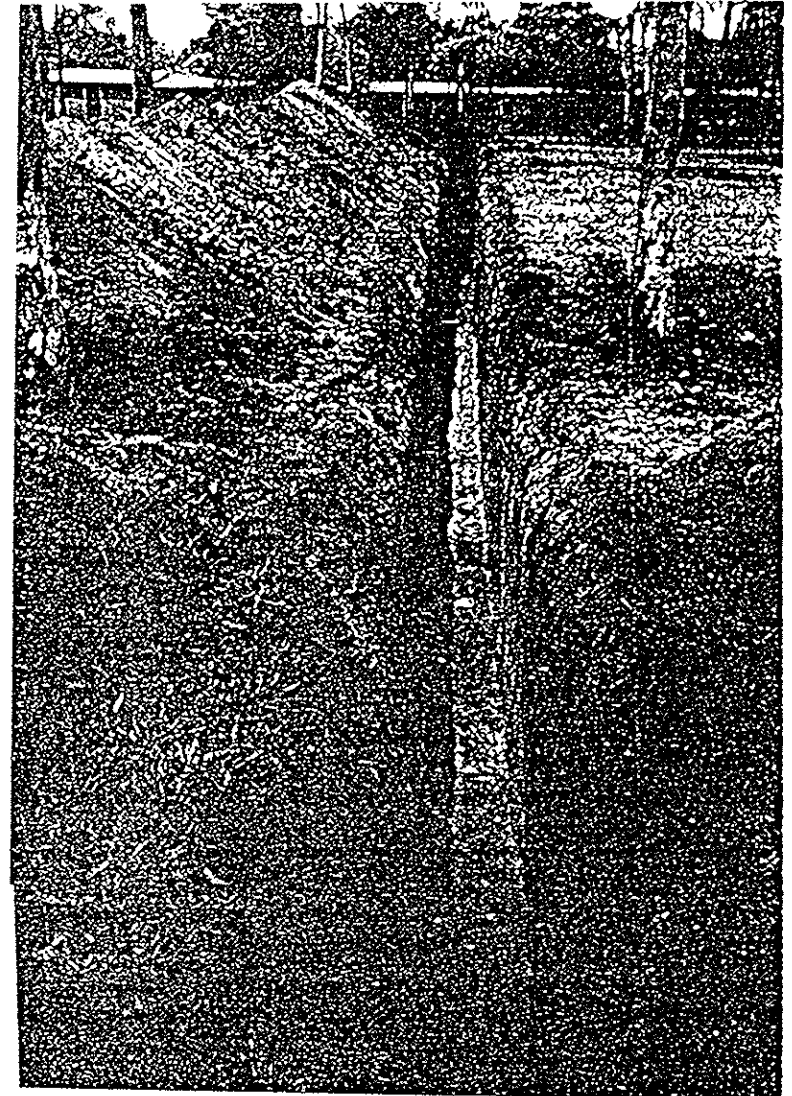
FECHA: ENERO 1998.



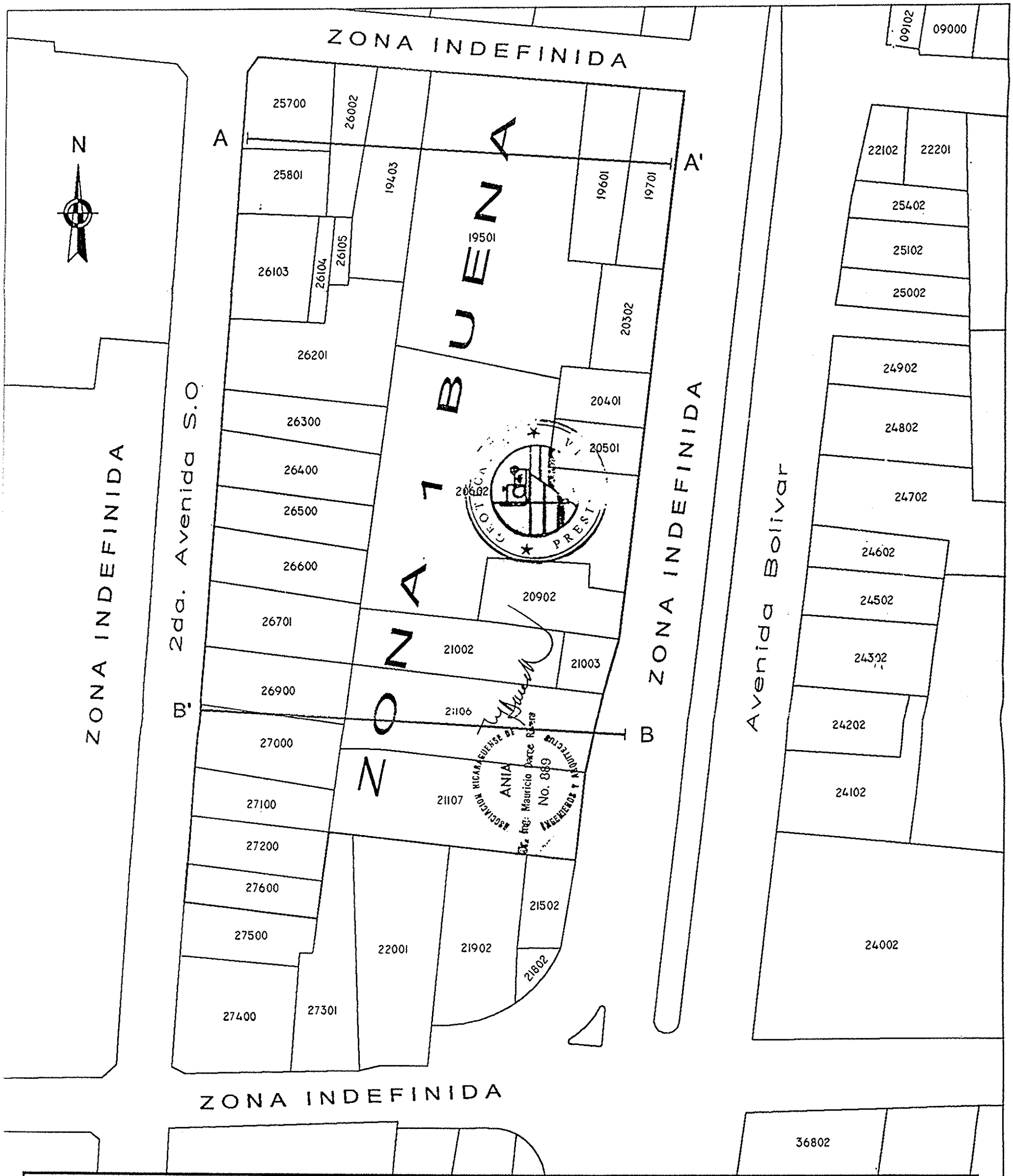
◆ Anexo: Fotografías



Trinchera geológica exploratoria A-A' del Edificio del Complejo Judicial Occidental de Managua. Estratos de litología volcánica, no deformados y con yacencia sub-horizontal dentro de la trinchera geológica exploratoria en la parte norte del terreno.

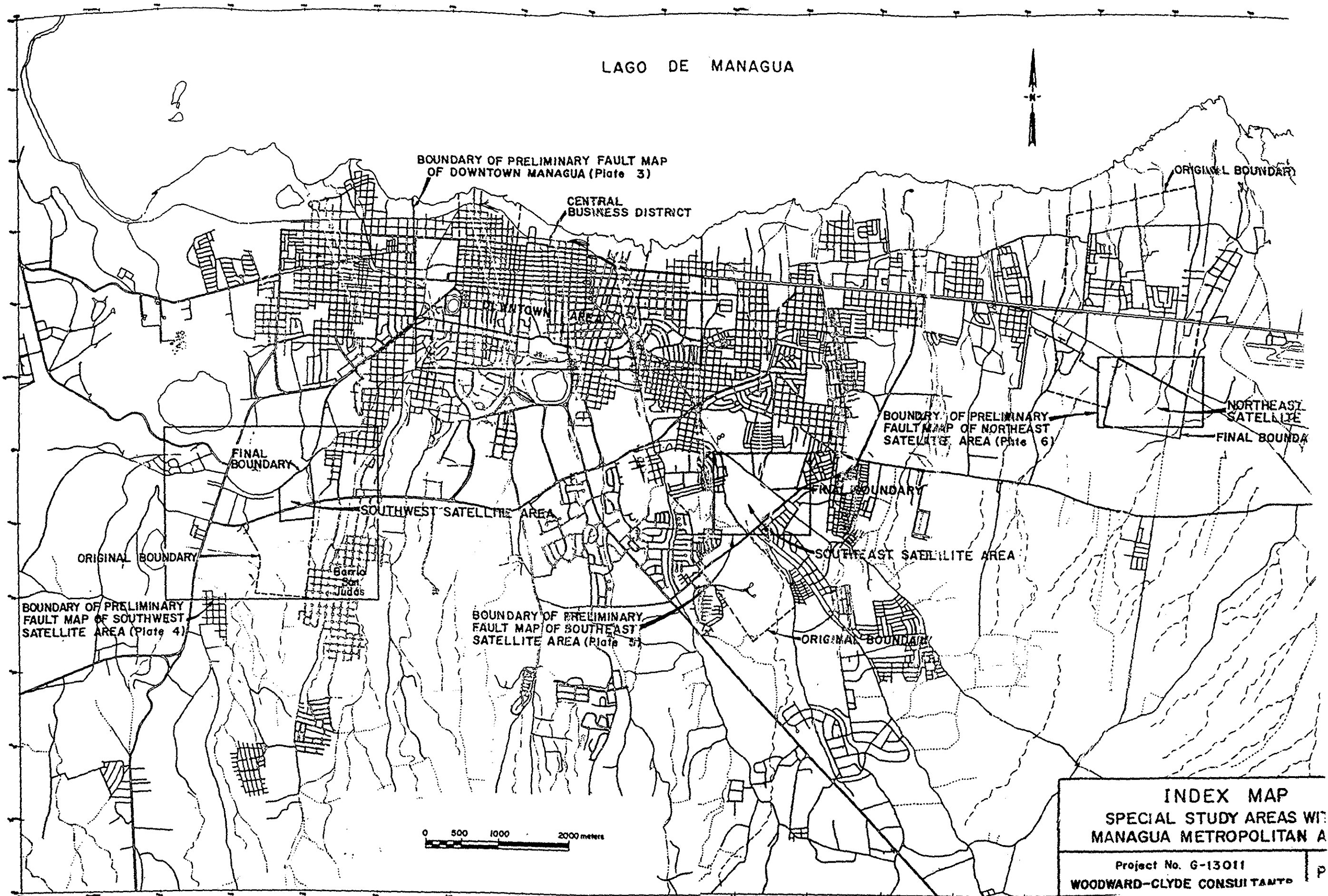
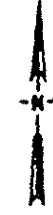


- ♦ Trinchera geológica B-B' al sur del terreno del Proyecto de Construcción d Edificio del Nuevo Complejo Judicial Occidental de Managua.



GeotecNica Ingenieros Consultores S.A.		DUEÑO: CORTE SUPREMA DE JUSTICIA	HECHO POR: Dr. M. Darce R Geólogo Consultor Lic. Op. MCT N° 334
PROYECTO: Complejo Judicial Occidental de Managua		CONTENIDO: Fig. 4 - Microzonificación Sísmica del Area de Estudio	
DIBUJO: S. Pérez G.	ESCALA: Aprox. 1:10,000	FECHA: Septiembre, 2000	

LAGO DE MANAGUA

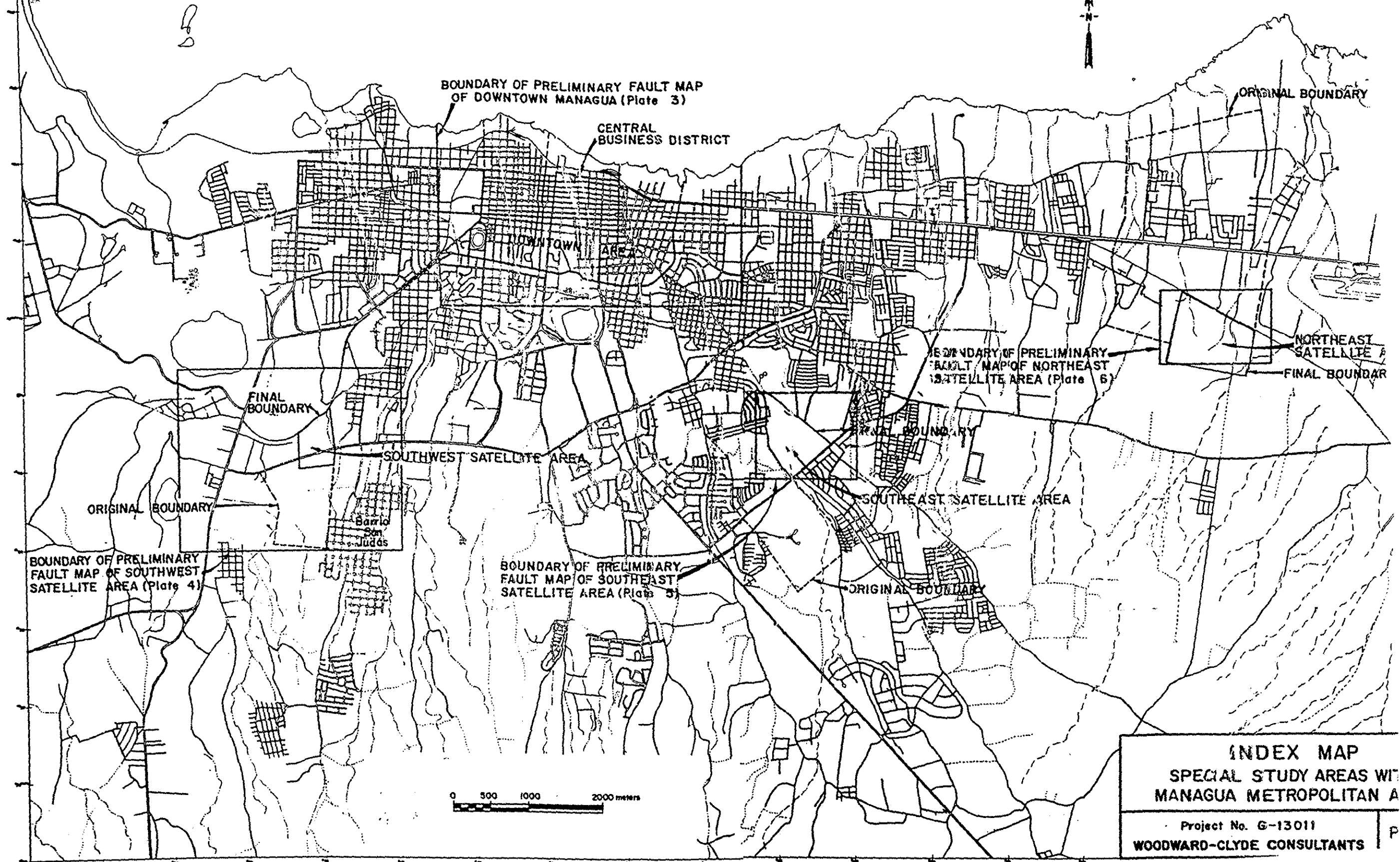


INDEX MAP
SPECIAL STUDY AREAS WITH
MANAGUA METROPOLITAN AREA

Project No. G-13011

WOODWARD-CLYDE CONSULTANTS

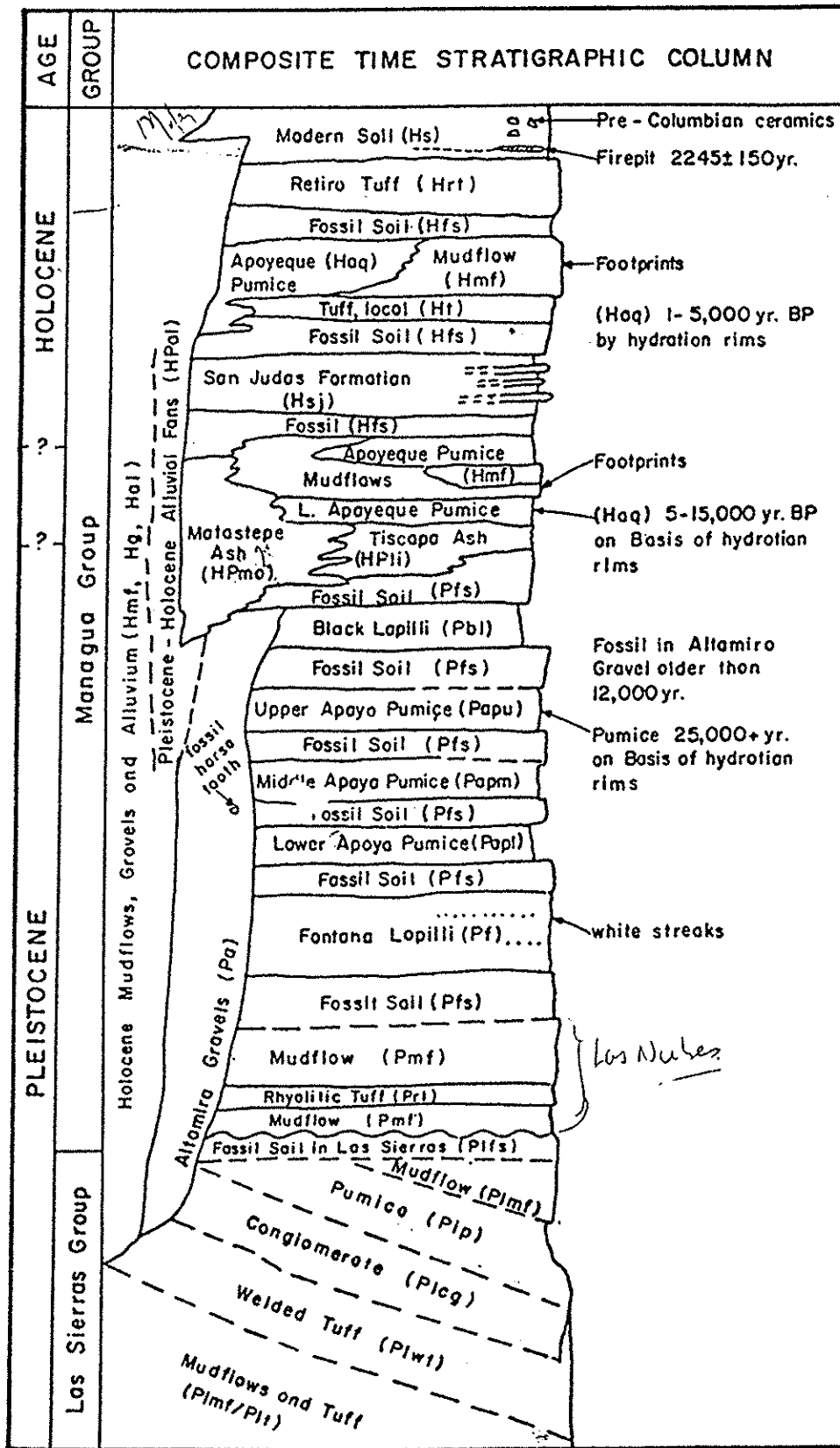
LAGO DE MANAGUA



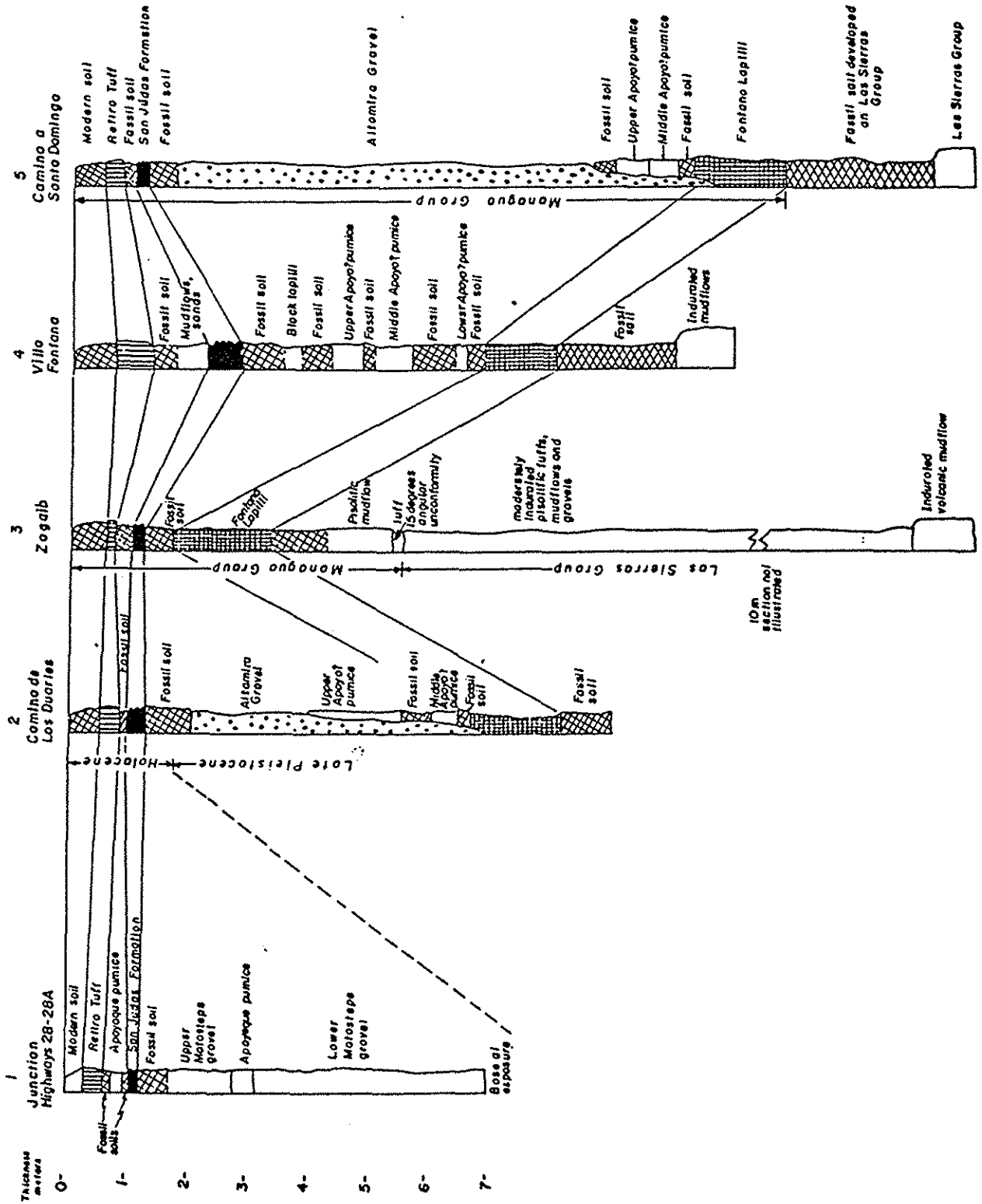
INDEX MAP
SPECIAL STUDY AREAS WITH
MANAGUA METROPOLITAN AREA

Project No. G-13011

WOODWARD-CLYDE CONSULTANTS



COMPOSITE TIME STRATIGRAPHIC COLUMN
 MANAGUA STUDY
 Project No. G-13011



STRATIGRAPHIC TYPE SECTIONS
MANAGUA STUDY

Project No. G-13011
WODDWARD-CLYDE CONSULTANTS

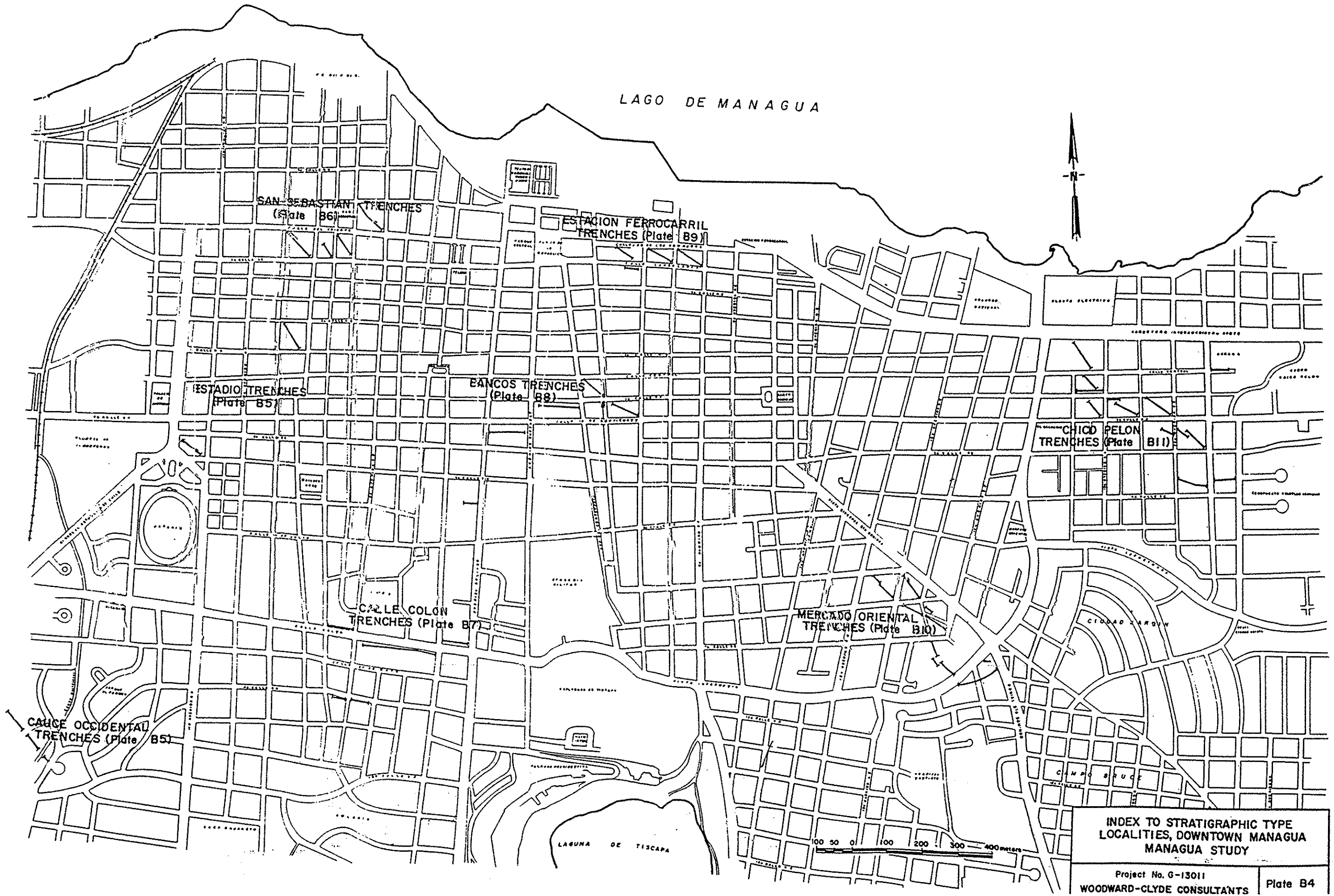
Plate B2

AVERAGE DEPTH (METERS)	AGE	COMPOSITE COLUMN	SYMBOL	DESCRIPTION	THICKNESS (METERS)
0	HOLOCENE		Hs	Modern Soil - Dark brown, organic, silty, sandy, clay.	0 - 1.25
1			Hfs	Fossil Soil	0 - 1.0
2			Ht	Tuff	0 - 0.5
			Hfs	Fossil Soil	0 - 1.0
			Ht	Tuff	0 - 0.5
			Hfs	Fossil Soil	0 - 0.5
3			Hmf	Midflow deposit	0 - 0.5
			Hrt	Patiro Tuff - Gray-green, massive, fine-grained, indurated, basaltic air-fall tuff.	0 - 0.7
			Hfs	Fossil Soil	0 - 0.5
			Haq(?)	Apoyeque Pumice - White rhyolitic pumice.	0 - 0.5
	PLEISTOCENE	HPbl	Black Lapilli	0 - 0.5	
5		Hal, HPal	Alluvium		

NOTES:

- Alluvium (Hal, HPal) includes the following:
- gw - Well-graded gravels, gravel-sand mixtures, little or no fines.
 - gp - Poorly-graded gravels, gravel-sand mixtures, little or no fines.
 - gm - Silty gravels, poorly-graded gravel-sand-silt mixtures.
 - gc - Clayey gravels, poorly-graded gravel-sand-clay mixtures.
 - sw - Well-graded sands, gravelly sands, little or no fines.
 - sp - Poorly-graded sands, gravelly sands, little or no fines.
 - sm - Silty sands, poorly-graded sand-silt mixtures.
 - sc - Clayey sands, poorly-graded sand-clay mixtures.
 - cgl - Sands and gravels, cemented to a rock-like material.
 - ss - Sands, cemented to a rock-like material.
- Above symbols based on Unified Soil Classification System.

COMPOSITE STRATIGRAPHY - VICINITY OF CAUCE OCCIDENTAL AND ESTADIO TRENCHES MANAGUA STUDY



INDEX TO STRATIGRAPHIC TYPE LOCALITIES, DOWNTOWN MANAGUA
 MANAGUA STUDY

Project No. G-13011
 WOODWARD-CLYDE CONSULTANTS

Plate B4

AVERAGE DEPTH (METERS)	AGE	COMPOSITE COLUMN	SYMBOL	DESCRIPTION	THICKNESS (METERS)
0	HOLOCENE	Hs	Hs	Modern Soil - Massive dark brown silty soil containing mudclasts and weathered tuff fragment.	0 - 0.5
1		Hrt	Hrt	Retiro Tuff - Buff tan, highly weathered and broken air-fall tuff. Unit is discontinuous in this area.	0 - 0.2
		Hfs	Hfs	Fossil Soil	0 - 0.2
2		Hsj	Hsj	San Judas Formation - Pyroclastic unit containing highly weathered basaltic ashes, lapilli and tuff. Unit is discontinuous in this area.	0 - 0.2
		Hfs	Hfs	Fossil Soil	0.4 - 1.0
		Ht	Ht	Tuff - Differentiated from Retiro Tuff by a slightly coarser texture.	0 - 0.2
		HPal	HPal	Soil developed from Tiscapa Ash.	0 - 0.2
3		HPti-u	HPti-u	Alluvium	0 - 1.0
		HPti-w	HPti-w	Weathered Tiscapa Ash	0 - 0.2
		HPti-ss	HPti-ss	Upper Tiscapa Ash - Light-tan, bedded, fine-grained, sandy, volcanic ash which displays a moderate degree of fissility. Angular fragments of basalt, dacitic pumice, and tuff are scattered throughout the deposit.	0 - 0.5
4	HPti-m	HPti-ss	Tiscapa Ash Sandstone - Unsorted, medium to coarse-grained, tan to gray volcanic ash.	0.05 - 0.3	
	HPti-l	HPti-m	Middle Tiscapa Ash - Gray, massive, indurated, bedded, volcanic ash.	0.5 - 1.2	
5	HPti-l	HPti-l	Lower Tiscapa Ash - Tan, massive, bedded and cross-bedded volcanic ash. Contains dark gray, cross-bedded sandy interbeds (.1m thickness). Angular fragments of basalt, dacitic pumice and tuff scattered through the deposit.	0 - 1.1	
	HPfs	HPfs	Fossil Soil	0.2 - 1.1	
	Pfs	Pfs	Fossil Soil	>0.1	
6	PLEISTOCENE	Pa	Pa	Altamira Gravel - Dark gray, poorly rounded gravel with 20% - 30% sand. May locally display weathered upper unit.	>1.2

COMPOSITE STRATIGRAPHY - VICINITY
OF CALLE COLON TRENCHES
MANAGUA STUDY

Project No. C-12011

AVERAGE DEPTH (METERS)	AGE	COMPOSITE COLUMN	SYMBOL	DESCRIPTION	THICKNESS (METERS)
0	HOLOCENE	fill	Fill	Man-made Fill - Backfill, rubble from the 1931 earthquake and from the 1972 earthquake.	0 - 1.0
1		Hs	Hs	Soil - Dark brown, organic, silty sandy soil. Pre-Columbian ceramic fragments are common, especially in the upper 1 to 1½ meters.	0 - 2.0
2		Hal	Hal, HPal	Alluvium	0 - 5.0
		Hfs	Hfs	Fossil Soil	
		cgl	cgl	Conglomerate - Sand and gravel cemented to a rock-like material.	0 - 0.3
3		ss	ss	Sandstone - Sand cemented to a rock-like material.	0 - 0.3
4		HPfs	HPfs	Fossil Soil	0 - 1.0
5	PLEISTOCENE	HPal			

NOTES:

Alluvium (Hal, HPal) includes the following:

- gm - Silty gravels, poorly graded gravel-sand-silt mixtures.
- gc - Clayey gravels, poorly graded gravel-sand-clay mixtures.
- sw - Well-graded sands, gravelly sands, little or no fines.
- sp - Poorly-graded sands, gravelly sands, little or no fines.
- sm - Silty sands, poorly graded sand-silt mixtures.
- sc - Clayey sands, poorly graded sand-clay mixtures.
- m1 - Silts and very fine sands, silty fine sands.
- cgl - Sands and gravels, cemented to a rock-like material.
- ss - Sands cemented to a rock-like material.

Above symbols based on Unified Soil Classification System.

COMPOSITE STRATIGRAPHY - VICINITY OF SAN SEBASTIAN TRENCHES MANAGUA STUDY	
Project No. G-13011 WOODWARD-CLYDE CONSULTANTS	Plate B6

AVERAGE DEPTH (METERS)	AGE	COMPOSITE COLUMN	SYMBOL	DESCRIPTION	THICKNESS (METERS)
0	HOLOCENE	Hs	Hs	Modern Soil - Brown, silty soil containing minor ash clasts (Retiro Tuff?).	0 - 1.5
1		Hrt-w	Hrt-w	Weathered Retiro Tuff - Golden brown, fine-grained, massive, indurated, basaltic air-fall tuff.	0 - 0.5
2		Hfs	Hfs	Fossil Soil - Dark brown, organic, sandy clay.	0 - 1.5
3	PLEISTOCENE	HPal	Hal, tPal	Alluvium - Both graded and unsorted silt, sand and gravel. May be indurated locally. Thickness is not uniform and is primarily dependent upon local depositional environments.	≤ 2.0
4					
5					

NOTES:

Alluvium (Hal, HPal) includes the following:

- gw - Well-graded gravels, gravel-sand mixtures, little or no fines.
- gp - Poorly-graded gravels, gravel-sand mixtures, little or no fines.
- gm - Silty gravels, poorly-graded gravel-sand-silt mixtures.
- sw - Well-graded sands, gravelly sands, little or no fines.
- ss - Cemented sands.
- sp - Poorly graded sands, gravelly sands, little or no fines.
- sm - Silty sands, poorly-graded sand-silt mixtures.
- gc - Clayey gravels, poorly graded gravel-sand-silt mixtures.
- cgl - Sands and gravels, cemented to a rock-like material.
- ss - Sands, cemented to a rock-like material.
- w - Weathered material, characterized by a higher clay and silt content, believed to have formed in place

Above symbols based on Unified Soil Classification System.

COMPOSITE STRATIGRAPHY - VICINITY
OF BANCOS TRENCHES
MANAGUA STUDY

Project No. G-13011
WOODWARD-CLYDE CONSULTANTS

Plate B8

AVERAGE DEPTH (METERS)	AGE	COMPOSITE COLUMN	SYMBOL	DESCRIPTION	THICKNESS (METERS)
0	HOLOCENE		Hs	Modern Soil - Dark brown, silty-sandy clay.	0 - 1.5
0.25			Hfs	Fossil Soil - Dark brown, silty-sandy clay.	0 - 0.25
0.3			Hrt-w	Weathered Retiro Tuff - Weathered to a golden yellow-brown.	0 - 0.3
2.0			Hrt	Retiro Tuff - Gray-green, fine-grained, massive, indurated, basaltic air-fall tuff.	0 - 2.0
0.25			Hfs	Fossil Soil - Dark brown, silty-sandy clay.	0 - 0.25
0.25			Haq-3	Apoyaque Pumice - White, rhyolitic pumice.	0 - 0.25
0.25			Hs-j-s	Soil developed from San Judas Formation.	0 - 0.25
0.3			Hs-j-w	Weathered San Judas Formation - Weathered, indurated tuff interlayered with non-indurated basaltic ash and lapilli.	0 - 0.3
0.3			HPmf	Mud-flow deposit.	0 - 0.3
1.0			Hal, HPal	Alluvium - Poorly sorted, uncemented, silt, silty-sand and gravel.	0 - 1.0
5	PLEISTOCENE				

NOTES:

Alluvium (Hal, HPal) includes the following:

- gw - Well-graded gravels, gravel-sand mixtures, little or no fines.
- gp - Poorly-graded gravels, gravel-sand mixtures, little or no fines.
- gm - Silty gravels, poorly-graded gravel-sand-silt mixtures.
- sw - Well-graded sands, gravelly sands, little or no fines.
- sp - Poorly-graded sands, gravelly sands, little or no fines.
- sm - Silty sands, poorly-graded sand-silt mixtures.
- ml - Silts and very fine sands, silty fine sands.
- sgl - Sands and gravel, cemented to a rock-like material.
- ss - Sands, cemented to a rock-like material.

Above symbols based on Unified Soil Classification System.

COMPOSITE STRATIGRAPHY - VICINITY
OF ESTACION FERROCARRIL TRENCHES
MANAGUA STUDY

Project No. G-13011
WOODWARD-CLYDE CONSULTANTS

Plate B9

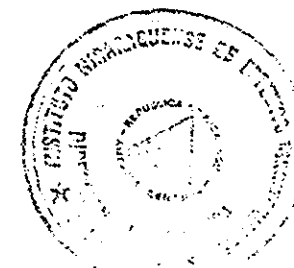
AVERAGE DEPTH (METERS)	AGE	COMPOSITE COLUMN	SYMBOL	DESCRIPTION	THICKNESS (METERS)	
0	HOLOCENE	Hs	Hs	Modern Soil - Dark brown, silty-sandy clay.	0 - 1.5	
		Hrt-w	Hrt-w	Weathered Retiro Tuff - Weathered to a golden yellow-brown.	0 - 0.25	
		Hrt	Hrt	Retiro Tuff - Gray-green, fine-grained, massive, indurated, air-fall tuff.	0 - 0.5	
		Hg	Hg	Gravel - Poorly to moderately sorted, well-rounded volcanic cobbles.	0 - 0.4	
1		Hfs	Hfs	Fossil Soil	0 - 1.0	
		Haq-3	Haq-3	Apoyaque Pumice - White rhyolitic pumice.	0 - 0.2	
		Hsj-w	Hsj-w	Weathered San Judas Formation.	0 - 0.3	
		Hsj-s	Hsj-s	Soil developed from San Judas Formation.	0 - 0.4	
		HPal	HPfs	Hfs	Fossil Soil	0 - 0.5
2			HPfs	HPfs	Fossil Soil	0 - 0.5
		Pfs	Pfs	Fossil Soil	0 - 1.0	
		Papu	Papu	Upper Apoyo Pumice - Pumice grading from basal sand and grit-size upwards to gravel and small cobble-size clasts.	0 - >0.2	
	PLEISTOCENE	Pf	Pf	Fontana Lapilli - Uncemented, ash-free black, glassy, basaltic lapilli.	0 - 0.5	
3		Pal	Plmf-s	Plmf-s	Soil developed on Las Sierras mudflow.	0 - 1.0
			Plmf-w	Plmf-w	Weathered Las Sierras mudflow deposit.	0 - 0.8
			Plcg	Plcg	Las Sierras conglomerate.	0 - 1.5
			Plmf	Plmf	Weathered Las Sierras mudflow deposit.	0 - 4.0
4			Pal, HPal, Pa1	Pal	Alluvium. See note below.	

NOTES:

Alluvium includes the following:

- gw - Well-graded gravels, gravel-sand mixtures, little or no fines.
- gp - Poorly-graded gravels, gravel-sand mixtures, little or no fines.
- gm - Silty gravels, gravel-sand mixtures, little or no fines.
- gc - Clayey gravels, poorly-graded gravel-sand-clay mixtures.
- sw - Well-graded sands, gravelly sands, little or no fines.
- sp - Poorly-graded sands, gravelly sands, little or no fines.
- sm - Silty sands, poorly-graded sand-silt mixtures.
- mi - Silty and very fine sands, silty fine sands.
- w - Weathered material characterized by a higher clay and silt content, believed to have been formed in place.

Above material weathered in place to a soil.
 based on Unified Soil Classification System.



**COMPOSITE STRATIGRAPHY - VICINITY
OF MERCADO TRENCHES
MANAGUA STUDY**

Project No. G-13011 Plate B10
WOODWARD-CLYDE CONSULTANTS

AVERAGE DEPTH (METERS)	AGE	COMPOSITE COLUMN	SYMBOL	DESCRIPTION	THICKNESS (METERS)
0	HOLOCENE	Hs	Hs	Modern soil - Buff to tan silty soils.	0 - 0.5
		Hfs	Hfs	Fossil Soil - Yellow-tan silty soil.	0 - 0.6
1		Ht	Ht	Tuff - Buff to tan weathered, massive air-fall tuff.	0 - 0.7
		Hfs	Hfs	Fossil Soil	0 - 0.1
		Hrt	Hrt	Retiro Tuff - Gray, massive, indurated air-fall tuff, separated from upper tuff by 2 - 5 cm of soil development.	0 - 0.8
		Hfs	Hfs	Fossil Soil	0 - 0.3
2		Hal	Hsq	Apoyeque Pumice - White pumice; generally weathered, occasionally to a brown soil.	0 - 0.3
		Hsj-w	Hfs	Fossil Soil - Brown, loose silty soil.	0 - 0.7
		Hmf	Hmf	Mudflow - Gray, indurated mudflow that contains an upper weathered portion of about 20 cm.	0 - 1.2
		Hsj	Hsj-w	Weathered San Judas Formation.	0 - 0.2
3		Hsj	San Judas Formation - Pyroclastic unit containing interbedded tuff and black basaltic lapilli.	0 - 0.4	
	Hfs	Hfs	Fossil Soil - Reddish-brown, clayey-silt fossil soil.	0 - 0.4	
	HPal	HPfs	Fossil Soil - Dark brown, silty-clay fossil soil.	0 - 0.4	
4		HPfs	Fossil Soil - Dry, light-brown silty soil.	0 - 0.8	
	Pal	Pbl	Black Lapilli - Black, unsorted, weathered volcanic lapilli.	0.1	
		Papu-s-w	Weathered Upper Apoyo Pumice - Yellow to light-brown pumice, often weathered to a reddish-brown, silty, pumaceous, soil-like material.	0.2 - 0.4	
5	PLEISTOCENE	Papu	Papu	Upper Apoyo Pumice - Fresh white pumice, grading from fine at base to unsorted fine and coarse fragments near middle of bed.	0.2 - 0.4
		Papl-w	Papl-w	Lower Apoyo Pumice - White sand sized pumice, generally somewhat weathered.	0.2
		Pf-s	Pf-s	Soil developed from Fontana Lapilli.	0.3
6			Pf	Fontana Lapilli - Uncemented, black, basaltic lapilli containing little or no fines.	0.4
		Pl-s	Pl-s	Soil developed from Las Sierras Group. Contains pisolites which formed in Las Sierras Group mudflows.	0 - 0.5
7			Plcg	Las Sierras Group - Massive, indurated gray conglomerate.	3+

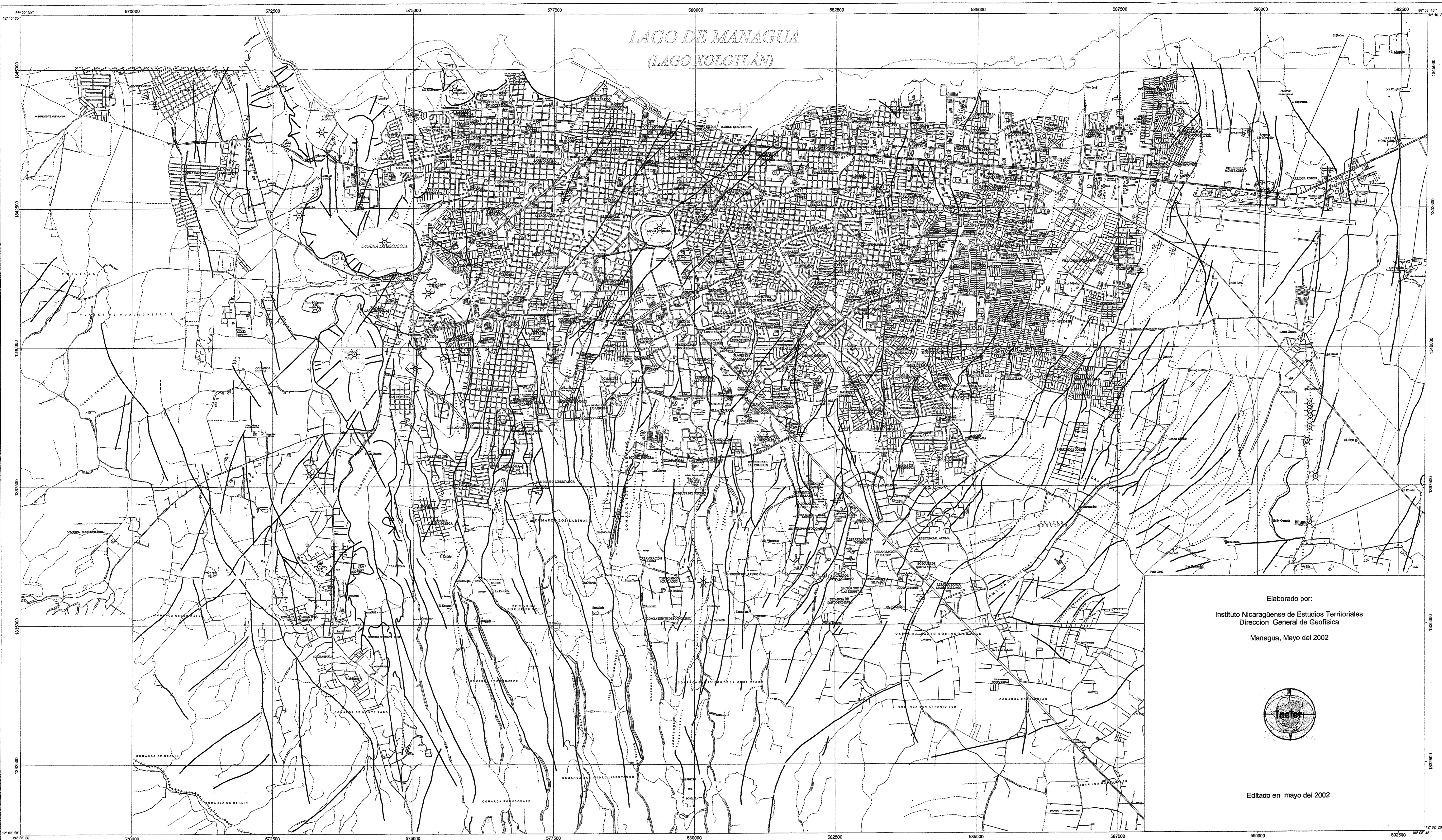
NOTES:

Alluvium (Hal, HPal, Pal) includes the following:

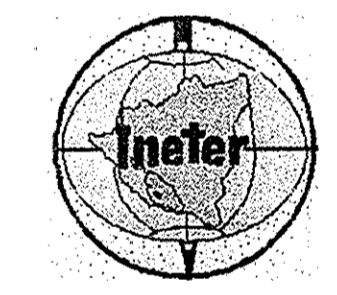
- gw - Well-graded gravels or gravel-sand mixtures, little or no fines.
- gr - Silty gravels, poorly-graded gravel-sand-silt mixture.
- gc - Clayey gravels, poorly-graded gravel-sand-clay mixture.
- ml - Silts and very fine sands, silty fine sands.
- w - Weathered material characterized by a higher clay and silt content; believed to have formed in place.

COMPOSITE STRATIGRAPHY - VICINITY OF CHICO PELON TRENCHES MANAGUA STUDY	
Project No. G-13011	Plate B11

FALLAS GEOLÓGICAS DE MANAGUA



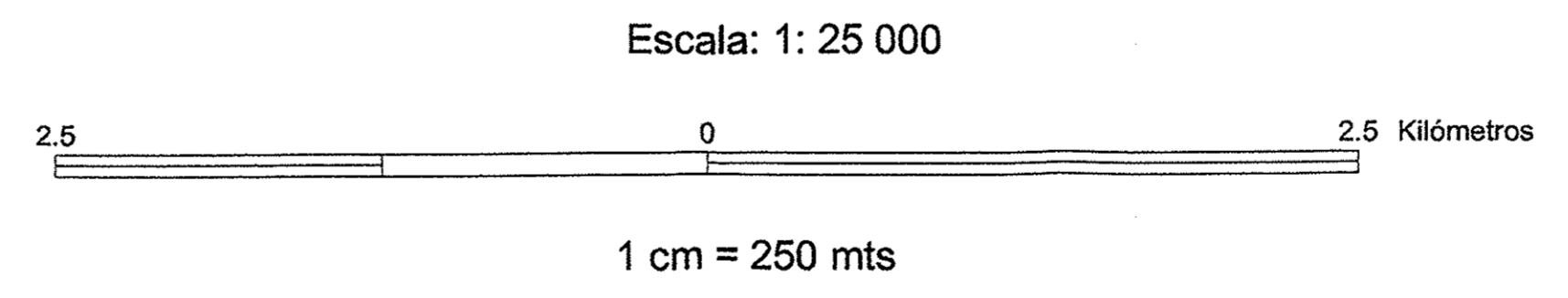
Elaborado por:
 Instituto Nicaragüense de Estudios Territoriales
 Dirección General de Geofísica
 Managua, Mayo del 2002



Editado en mayo del 2002

Leyenda

- | | | | |
|-------|---|-------|---|
| ————— | Falla geológica comprobada: | ----- | Lineamientos identificados por Woodward-Clyde Consultants, 1975: |
| ————— | Falla comprobada a través de observaciones directas de campo | ----- | Rasgos morfológicos de tercera y segunda clase cuya existencia no ha sido verificada en el presente estudio |
| ----- | Falla geológica supuesta | ----- | Grietas identificadas por Woodward-Clyde Consultants, 1975: |
| +++++ | Escarpe de falla | ----- | Fracturas superficiales producidas durante el terremoto de 1972. Se han representado solamente las que no se han podido asociar a fallas o lineamientos durante el presente estudio |
| ————— | Lineamiento fotogeológico principal: | ----- | Estructura volcánica: |
| ————— | Rasgo morfológico bien marcado, definido a través de análisis de fotos aéreas | ----- | Elemento estructural relacionado a actividad volcánica: borde de caldera, borde de cráter, relictos de colapso volcánico |
| ————— | Lineamiento fotogeológico secundario: | ☉ | Centro volcánico: |
| ————— | Rasgo morfológico menor, cuya evidencia en el análisis de fotos aéreas se enmascara por procesos erosivos o actividad antrópica | ----- | Conos cinérficos y relictos volcánicos |
| +++++ | Escarpe de terreno: | ----- | Nota: Este mapa presenta las fallas geológicas identificadas de acuerdo a la información disponible a la fecha. Las áreas donde este mapa no presenta fallas o lineamientos geológicos no están necesariamente libres de estos. Puede que estas áreas, todavía no han sido suficientemente estudiadas para detectar estas estructuras geológicas. La información planimétrica no fue comprobada íntegramente en el campo. |
| ----- | Desnivel de terreno no necesariamente asociado a falla | | |



Esferoide: WGS84
 Cuadrícula: 2,500 mts UTM, Zona 16
 Proyección: Transversal de Mercator
 Dato Horizontal: WGS84

Este mapa ha sido preparado a partir de datos de campo, recolectados para el presente estudio durante los meses de Septiembre-Abril 2001/2002, y a partir de la interpretación de datos provenientes del estudio de Woodward-Clyde Consultants, 1975; Mapa del MINVAH, 1981 y estudios de consultoría realizados por geólogos privados

Referencia: Devoli et al., 2002-Actualización del Mapa de Fallas Geológicas de Managua. Informe técnico, INETER. Managua, Mayo 2002

Elaborado en los proyectos:

Actualización del mapa geológico-estructural del área de Managua
 Estudio geológico-estructural de las fallas activas del área de Managua
 Financiados por: ASDI/Banco Mundial/Ceprednac



Cualquier error u omisión, favor reportarlo al INSTITUTO NICARAGÜENSE DE ESTUDIOS TERRITORIALES (INETER) a la siguiente dirección: Frente a la Polidivisión Oriental del INSS, Managua Nicaragua. Teléfono: 2492761, Fax: 2491082, APTDO 2110.